

(社) 日本地すべり学会関西支部シンポジウム

「表層崩壊予測の可能性」

日 時：平成24年4月16日（月）10:00～17:00

場 所：大阪建設交流館8階グリーンホール（大阪市西区立売堀）

TEL：06-6543-2551 <http://www.wjcs.net/jigyou/kory.html>

----- プログラム -----

- 10:00～11:00 **特別講演** 土層調査による表層崩壊の体系的な調査手順の提案
独立行政法人土木研究所 佐々木靖人
- 11:00～11:30 **話題提供**
(1) 斜面土層内のパイプ流シミュレーションと表層崩壊
京都大学防災研究所 堤 大三
- 11:30～12:00 (社) 日本地すべり学会関西支部総会
- 12:00～13:30 昼 食
- 13:30～15:00 **話題提供**
(2) 地下流水音による斜面崩壊発生場所の予測
独立行政法人森林総合研究所 多田 泰之
(3) 降雨の浸透に伴う斜面表層のせん断変形予測
高知大学 笹原 克夫
(4) ゲリラ豪雨時の斜面安定性評価
京都大学大学院工学研究科 小山 倫史
- 15:10～16:50 **パネルディスカッション**
「表層崩壊の研究と対応計画策定の方向性」
司 会 笹原克夫（高知大学）
パネラー 話題提供者
- 17:20～19:00 意見交換会（大阪建設交流館内レストラン）

主 催 (社団法人)日本地すべり学会関西支部**後 援** (社団法人)砂 防 学 会

(公益社団法人)地盤工学会関西支部

(社)日本地すべり学会関西支部長

釜井 俊孝 (京都大学防災研究所)

シンポジウム実行委員

委員長 福岡 浩 (京都大学防災研究所)

委員 笹原 克夫 (高知大学)

委員 太田 英将 (太田ジオリサーチ)

委員 末峯 章 (京都大学防災研究所)

《特別講演》

土層調査による表層崩壊の体系的な調査手順の提案

(独) 土木研究所 佐々木靖人

1. はじめに

近年、深層崩壊が着目されているが、日本において土砂災害の過半数はむしろ表層崩壊に起因する。例えば平成元年から平成10年までの土砂災害件数は斜面崩壊が67%、地すべりが14%、土石流が19%であり(沖村, 2001)¹⁾、この斜面崩壊(急傾斜地崩壊)のうち一般に7~9割が表層崩壊である(門間・千田・海老原, 1999)²⁾をもとに算出)。道路の土砂災害でも自然斜面と切土のり面を含めた表層崩壊(土砂崩壊)の割合は通行規制を伴う土砂災害全体の8割に及ぶ(佐々木・矢島・倉橋, 2006, 図-1)³⁾。

日本のような温帯多雨地域では、山地には一定程度の表土層が形成され表面浸食が抑制されるため、表層崩壊は、少なくとも低山地・丘陵における浸食・土砂移動現象の主体をなしている。低山地や丘陵周辺は平野に次いで多くの人口を抱えているため、表層崩壊の防災は、地味ではあるが国土管理上最も力を入れて取り組むべき課題である。

しかし表層崩壊の防災は、これまであまり進んでいない。たとえば、道路分野で広く用いられている道路土工指針類(社)日本道路協会)では、切土のり面、盛土のり面、地すべり、土石流、落石等の対応は昭和年代から詳述されているのに対し、自然斜面の表層崩壊の防災が明確に示されたのは平成11年以降である。文献1)から3)で述べたように表層崩壊の割合が多い状況も、まさに表層崩壊への対応の遅れを示したものである。

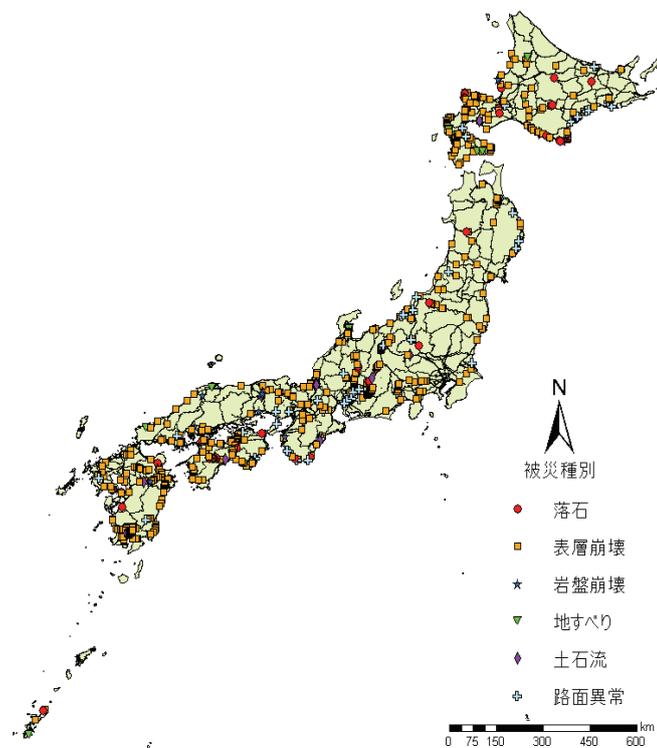


図-1 直轄国道における15年間の崩壊の分類(佐々木・矢島・倉橋, 2006)³⁾

このように対応が遅れている理由は、以下のような認識に集約される。

- ①表層崩壊はどのような斜面でも発生し得る（危険箇所が膨大）。
- ②しかし効率的な調査方法・危険度評価方法に乏しい。
- ③そのうえ安価・効率的な対策工が乏しい。

しかし近年、比較的安価で環境への配慮もできるような自然斜面の安定化工法等が考案されてきていることから、調査・評価による危険箇所の絞り込みができ、表層崩壊の調査から対策までの効率的・経済的な体系が確立されれば、表層崩壊の防災は格段に進む可能性がある。

そこで本論では、まず表層崩壊の発生場について整理し、次に効率的な調査方法の例として土層強度検査棒（土検棒）等を用いた危険箇所の絞り込みについて紹介する。最後に、表層崩壊の体系的な地形地質調査の流れについて提案する。

2. 表層崩壊の定義

土木学会(1999)⁴⁾によると、表層崩壊は「斜面崩壊のうち、表層部が原形をとどめず崩落するものをいう。一般に急傾斜地によくみられ、その崩落速度は速い。強風化岩、崩積土に多く、豪雨等によって引き起こされることが多い。」とされる。上記の定義には、形や規模（「表層部」）、材料や材質（「強風化岩、崩積土に多く」）、運動特性や運動速度（「原形をとどめず崩落」、「崩落速度は速い」）、地形場（「急傾斜地」）、発生機構（「豪雨等」）を網羅している。そこで本稿でもこの定義にほぼ沿って用いる。ただし表層崩壊の中には崩落後も土塊がある程度原形をとどめている事例、材料や材質が強風化岩や崩積土だけでなく風化土や腐植土ならびに風成土（火山灰やロームなど）からなる事例、あるいは発生機構が地震である事例なども多く、これらも通常認識されているとおり表層崩壊の中に含むものとする。なお、表層崩壊は、自然斜面のものだけでなく、のり面表層の崩壊についても表層崩壊と称することがあるが、本稿では主として自然斜面の崩壊について述べる。

3. 表層崩壊の分類

3.1 防災事業等における分類

崩壊全般については、急傾斜地法では、図-2のような分類があり（建設省河川局, 1998）⁵⁾、また、道路防災では、図-3aのような分類が行われている（日本道路協会, 1999）⁶⁾。これらの分類は、形態の分類・材料の分類・運動特性の分類を複合的に表現したものが多い。

表土	1-1) 表土の崩落	1-2) 表土の滑落	強風化岩	5-1) 強風化岩の崩落	5-2) 強風化岩の滑落		
		 岩(風化岩を含む)、火山砕屑物、火山灰、砂、シルトなど、崩壊土、段丘堆積物など。 風、雨、地震力などにより発生する。表土の下層が侵食または人工により、えぐられ、表土が張り出した状態になっている部分が崩壊する。		 例が非常に少ないが、かけの下部が流水によって侵食された場合に見られる。	5-2-a) マザ マザの滑落は、砂層化した強風化花崗岩が砂層化した花崗岩との境界面ですべてのもので、その厚さは厚くて2m以下である。	5-2-b) 温泉余土 温泉または層理に沿って発生する(浸食)といわれる温泉余土になっている。 安山岩、集塊岩など、完全に浸食を受け二酸化炭素がでている。 温泉浸食地帯では熱水、熱気および温泉の作用によって、安山岩、集塊岩などが浸食を受け完全に軟弱化しており、このうちでも特にある流理または層理に沿って粘土化(温泉余土)しているところの層理に沿って滑落する。	
崩壊土	2-1) 崩壊土の崩落	2-2) 崩壊土の滑落		6-1) 岩(I)の崩落		6-2) 岩(I)の滑落	
	 比較的例が少ないもので、地すべりの先端部などにときどき見られる。	2-2-a) 基盤の境 崩壊土がその下盤である岩盤または、その風化帯を境界面としてすべるので小型の地すべりと見ることができ、下盤は層理を有する凝灰岩(頁岩、砂岩、礫岩、片岩など)であることが多い。一般にかけ面全体が一度にすべることが多い。かけ下には湧水を見ることが多い。	2-2-b) 不連続面 崩壊土中の不連続面ですべてのもの。崩壊土がその生成の過程において粒度が異なったり、火山灰をはさんだり、有機質をはさんだりしており、これを境界面としてすべりものである。現地調査においては、これらかけ面内になんらかの不連続面(はさみ層)を見つけたら、その程度、色調、その箇所での湧水状況を記録するとよい。	6-1-a) ブロック状 ほとんどすべての岩石について見られる。石が個々の塊として崩壊し、崩壊した塊が互層状に崩壊する。時雨、凍結などで割れ目が縦んだ時、ブロックの崩落(落石)が生じ、地震時はよく起こる。	6-1-b) 互層 互層になっている時、下部が侵食に弱く、上部が残っているもの。	6-2-a) 境界面 砂岩と頁岩の組合せなど。特に浸食、透水性の異なる互層が多い。	6-2-b) 断層、割れ目 断層、割れ目(節理、亀裂)の方向性、密度、状態がおもな要素で、これらの組合せによって様々なすべり面ができる。
火山砕屑物	3-1) 火山砕屑物の崩落	3-2) 火山砕屑物の滑落	岩(I)硬岩	6-1) 岩(I)の崩落		6-2) 岩(I)の滑落	
	3-1-a) シラス、ローム シラスの崩落が最も特徴的であるが、ロームでも砂質の層をはさむ場合は同様の現象が見られる。特に地震に對して弱く、シラス、ロームでも一般に下部に湧水があり、その浸食によってえぐられるのが原因である。また、流水によって下部が侵食されている場合もある。	3-1-b) 凝灰岩、凝灰岩礫岩等 シラス、ロームとも滑落は一般に全体が均質でなく、砂質の湧水、透水層があるか、または、固結したシルト層などの場合に見られる。降雨により、不透水層の上にあるシラスまたはローム中のバビシングや間隙水圧が上昇してすべりを誘発する。		3-2) シラス、ローム この箇所は湧水で浸食されることが多い。シラスまたはローム層	6-1-c) 下部が弱い 同一の地層でも、下部が浸食に弱く、上部が残っているもの。	6-1-d) 溶岩 溶岩(特に安山岩)の先端部などで発生することが多く、非常に高いかけとなっており、その節理(柱状節理)面からはく落する。火山地帯の河原や海岸で見かける。	6-2-c) 礫岩、集塊岩 礫岩、集塊岩で、礫と粘土、石灰岩、火山灰などの礫岩の境界面に沿って滑落するもの。
段丘堆積物	4-1) 段丘堆積物の崩落	4-2) 段丘堆積物の滑落	岩(II)	7-1) 岩(II)の崩落		7-2) 岩(II)の滑落	
	4-1-a) 不透水層 例が非常に少ないが、シルト分を多く含んだ地層の周辺に湧水のある場合に発生することが多い。	4-1-b) 礫の抜け出し 礫層が潜水層になっているので、この礫層で地下水のみ切れぬ場合にはすべりを起こす。地形的には、水を集めやすい所に発生しやすい。		4-2) 砂質土層 注) 土石流堆積物の崩壊は、崩壊土または段丘堆積物とは同じに取扱い、土石流堆積物は問題となるようなかけ面を形成することが比較的少ない。	7-1-a) 互層 互層になっているとき、浸食に強い層が残り、それが崩落する。	7-1-b) 第三紀層 表面近くに(普通30cm以内)表面乾燥によるクラックが表面に平行して発生し、これを境にして崩落する。	7-2-a) 頁岩、層理面 第三紀層の頁岩は非常に風化しやすく、層理面から風化が進むことが多く、層理に沿ってすべることになる。下部に砂岩などの透水性の高い地層があると、この傾向が助長される。

図-2 急傾斜地崩壊対策事業における崩壊の分類の例(建設省河川局,1998)⁵⁾

参表1-1(a) 切土のり面の崩壊および斜面崩壊の分類

分類	解説	模式図	代表地質	備考
①浸食、崩落	①乾燥、凍結、雨食等により表面はく離、あるいはガリー(掘れ溝)ができる。放置すると深い崩壊に移行することがある。		火山灰土、まさ土、細砂、凝灰岩(新第三紀)、風化した粘板岩、表土	切り出しのり面の、活荷重の悪い植生工において発生することが多い。
②斜面の上オーバーハング状を呈する部分が崩落する。	②斜面の上オーバーハング状を呈する部分が崩落する。		しらす、段丘砂礫層、崩壊土、火山砕屑物	特に斜面で発生し易いが、切土のり面の下部斜面が抜け落ちた場合等にも発生する。
③亀裂や節理に富んだ岩が崩落する。	③亀裂や節理に富んだ岩が崩落する。		中・古生層、火成岩	同上。
④表層崩壊	④表層崩壊 ①表土が滑る。時には下層の強風化岩層を含んで滑る。湧水が誘因となることが多い。	 湧水	砂質土、粘性土、崩壊土、花こう岩、凝灰岩、泥岩、粘板岩、安山岩等の強風化岩	個々に分かれて発生する小規模のものは落石に分類され、大規模なものは岩盤崩壊に分類される。
⑤人規模崩壊・地すべり性崩壊	⑤人規模崩壊・地すべり性崩壊 ①軟弱で固結度の低い地層からなる斜面や地質構造的に不安定な要因をもつ斜面で地下水位の上昇に伴って大規模に滑る。	 上層と透水性の異なる下層		地下水が多量に湧出する場合には特にこの型の崩壊が多い。土質や地形条件により大規模な崩壊となる場合がある。
⑥岩の表層が風化等に伴って滑る。	⑥岩の表層が風化等に伴って滑る。		泥岩、凝灰岩、輝緑岩、風化した粘板岩、片岩等	切土のり面では急激な風化が進行するため、特に注意を要する。
⑦流れ盤構造や、岩盤中の割れ目(節理、小断層、薄層)に沿って岩が滑る。後者の場合、くさび状の崩壊も多い。	⑦流れ盤構造や、岩盤中の割れ目(節理、小断層、薄層)に沿って岩が滑る。後者の場合、くさび状の崩壊も多い。		流れ盤構造を有する岩(互層、結晶片岩、粘板岩等)、層理、片理、節理等の発達した岩(粘板岩、結晶片岩、蛇紋岩、花こう岩、流紋岩、安山岩、チャート、石英はん岩等)	

図-3a のり面工指針における崩壊全般の分類例(日本道路協会,1999)⁶⁾

図-2や図-3aでは、表層崩壊は土砂の崩壊だけでなくマサの崩壊のように、岩の崩壊にもまたがって分類されているものがある。また図-3bは同じく道路協会の土石流の分類だが、土石流の中にも、発生源が表層崩壊(図中では「山腹崩壊」)と思われるものが分類されているほか、図中において「溪床堆積物」の土石流化についても、谷頭斜面の崩壊と区別がつきにくいものがあるのではないかと推測され、現場では小規模な土石流ないし表層崩壊による土砂の流出をその成因ではなく道路等への被災状況によって「土砂流出」などと表現することもある。

図-3cは、同じく道路協会の分類のうち、自然斜面の表層崩壊に特化した分類例である。この分類はのり面工指針の中で、平成11年版で新たに記入されたものである。本分類は他の分類と異なり、佐々木ほか(1994)⁷⁾を参考に、自然斜面の地形場を重視して作成された分類となっている。道路協会の同指針は新たに平成21年に改定されているが、これらの基本的な分類はそのままである。このほかにも鉄道等の分類があるがここでは省略する。

参表1-1(e) 土石流の発生形態

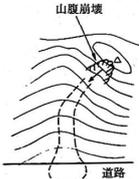
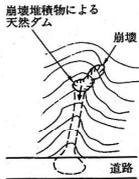
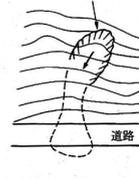
分類	解説	模式図	備考
①溪床堆積土砂の流動化による土石流	急勾配の溪床上に堆積している土砂礫が豪雨や急激な融雪等によって大量の水が供給されて流動する。		
②山腹崩壊土砂の流動化による土石流	山腹崩壊土砂が斜面を移動する間にその構造が壊れ、水と混合されて流動化する。		
③天然ダムの崩壊による土石流	崩壊土砂が渓流を一時せき止めて天然ダムをつくり、水が天然ダムを越流浸食してまたは天然ダムが崩壊して流動化する。		
④地すべり土塊の流動化による土石流	高含水比を持った粘質土地すべりの土塊が流動化する。		

図-3b のり面工指針における土石流の分類例
(日本道路協会,1999)⁶⁾

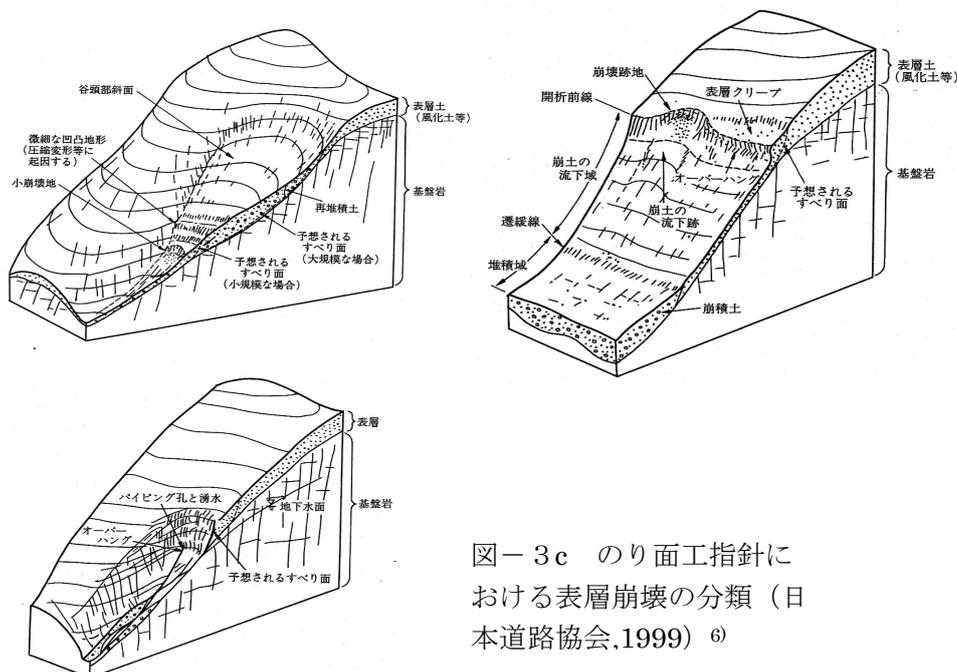


図-3c のり面工指針における表層崩壊の分類 (日本道路協会,1999) 6)

3.2 諸研究における表層崩壊の分類

斜面変動の発生形態及びその分類については、古くから多くの研究がある(脇水, 1912⁸⁾; 渡辺, 1928⁹⁾; 中村, 1934¹⁰⁾; Varnes, 1958¹¹⁾; Varnes, 1978¹²⁾)。また大八木(1985)¹³⁾は、これらの整理を試みている。以降では、やや長くなるがこれらのうち表層崩壊の分類に関連するものについて整理する。なお、表層崩壊の発生機構やモデル化については優れた多くの研究がある(沖村、千木良、下川、飯田など)が、ここでは分類とは直接関連しないので割愛する。

(1) 斜面変動における表層崩壊の判別

まず、脇水(1912)⁸⁾は、斜面変動の総称として「崩壊」を用い、その中で地すべりを含む「山崩れ」の中に「崖崩れ」という分類が含まれるものとしている。また渡辺(1928)⁹⁾では「山崩」を総称としてもまた突発的急速運動を示す用語としても使用している。中村(1934)¹⁰⁾は、「地崩」と「地すべり」とを合わせて「山崩」としている。これらをみると、緩慢な動きをするいわゆる「地すべり」と急速な運動をする「崩壊」の区分は古くから行われており、いわゆる崩壊については、「崖崩れ」や「地崩」などの用語で認識されているが、それが基岩から崩れているのか表層土を主体に崩れているのかの区分はあまりされていない。

西川(1967)¹⁴⁾は、表-1のように地すべりと山くずれの対比表を示しているが、このうち山くずれの一部が表層崩壊にほぼ該当する。

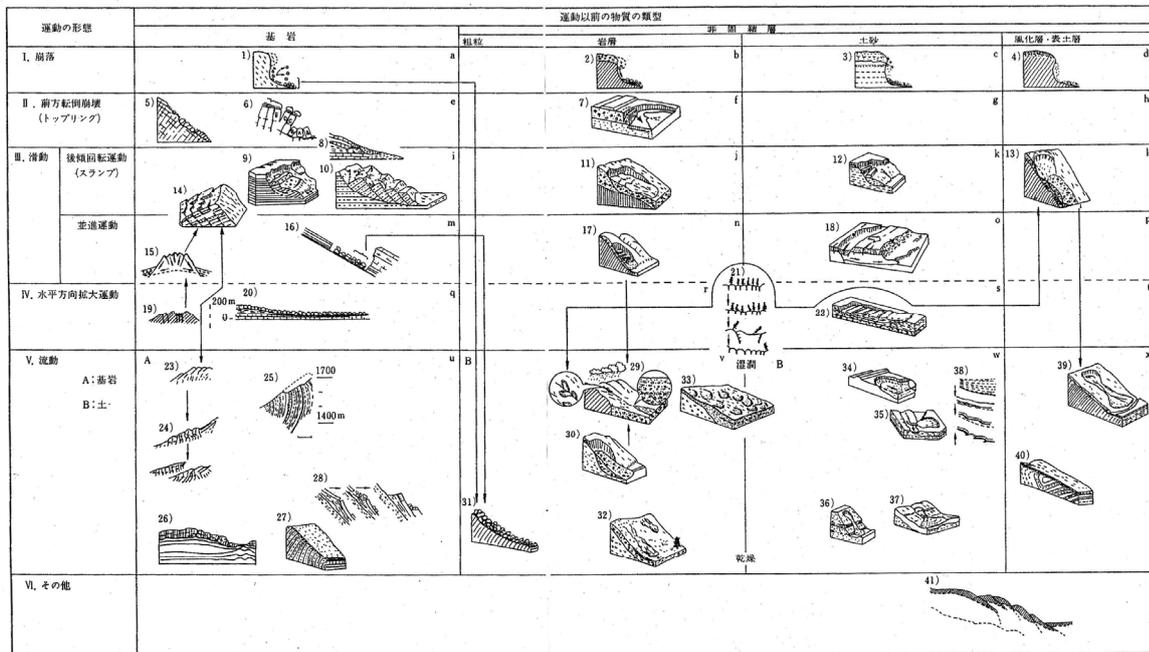
Machida(1966)¹⁵⁾は、生産土砂量によって崩壊を巨大崩壊・地すべり性崩壊・山崩れに分類し、このなかで $10^3 \sim 10^1 \text{ m}^3$ のものを山崩れとしている。

(2) 発生形態による分類

Varnes (1958, 1978)^{11), 12)} の分類では、運動前の物質のタイプとして「基岩」、「粗粒岩屑」、「細粒土砂」などの分類がなされ、土砂の崩壊と岩盤を含む崩壊の区分がなされるようになっている。なお、古谷 (1980)¹⁶⁾ は Varnes の分類にさらに手を加

表-1 西川による地すべりと山くずれの対比¹⁴⁾

地すべり山くずれ対比表 (西川 1967)		
事項	地すべり	山くずれ
規模	移動層の厚さは、一般に数m以上あり、団地の面積も山くずれよりはるかに広い	一般に、地表から深さ数m以内の表層部 地すべりよりは小規模、数アール迄
移動速度	緩慢 やや急激な場合もある 継続、断続の別あり	急激
免疫性	ほとんどない	おおむねあり
機構	滑剤(地すべり粘土)のあるのが普通、地下水が誘因となることが多い、地層そのものが動くことがある、地塊運動が素因となる	素因は地質と地形で豪雨、地震、地下水が誘因となる 表層部(土および岩石)のみ崩落
地形	緩傾斜 山腹斜面下部に発生	急傾斜または崖 40°ぐらいでの崩壊が多い 山腹斜面上部に発生
地質	第3紀層、地質構造線、温泉地帯などと関係が強い。中新統泥岩、黒色片岩に多い	地質の選択性があり、とくに花こう岩地帯に多い
分布	主に地質構造と関係があるため、直線状に配列する傾向がある	地質構造線に沿う配列の傾向が若干認められるが、一般には地形的に急ガイ(崖)をなしているところならばどこでも比較的規則的に分布する
土地利用	耕地が発達、林相もよい。災害もあるが、土地利用上有益な場合が多い	ほとんど益することがない。被害も比較的顕著であるときに、大災害を生じる



マスマーブメントの類型 (Varnes, D.J. 1978) ほかにより集成加筆)
 Varnes, D.J. (1978) が1958年版の改訂に当たって、5), 9), 8), 15), 19), 20), 23), 24), 25), 26), 13), 14), 21), 27), 28), 31), 41) は筆者の加筆、32), 33), 41) の引用文献は文献欄に記した。→も活動の態相によって異なるので、ここでは省略した。

32), 33), 36), 39), 40) が付加されている。32), 33) を除き引用文献は文献欄に記した。3), 3), 4), 10), 11), は両者の運動形態に関係があることを示す。名称(訳称)は下記のようにしておく。運動速度については同じタイプで
 ング、6) トッピングスランプ、9) 基岩スランプ、10) 基岩多重スランプ、11) 岩屑スランプ、12) 土砂スランプ、
 13) 表層スランプ、14) 階段多量山積すべり、15) 山積楔形崩壊すべり、16) 基岩層すべり、17) 岩屑層
 土砂面方伸長すべり、23~25) 深層基岩グループ、26) 谷底崩壊グループ、27) 浅層基岩グループ、28)
 34) 窪地崩壊土砂流、35) 急進土砂流、36) 乾練土砂流、37) レスフロー、38) 水中すべり、39) 土砂
 押し出し、40) 表層グループ、41) 先導流入すべり

図-4 Varnes によるマスマーブメントの分類 (古谷, 1980)¹⁶⁾

え、図-4のようにマスマーブメントの分類を行っている。

Varnesの分類の特徴は、横軸に運動する前の物質、縦軸に運動様式を設定し、これによって厳格に分類したことである。ただし古谷(1980)が指摘しているとおり、Varnesの分類の中には表層崩壊に関する型分類が抜けており、古谷(1980)はこれを補足している。図-4の分類の中で表層崩壊に当たるのは、「岩屑すべり」及び「土層流動」と考えられ、分類図の中では「岩屑すべり」が「土石流」に変化すること、「土層流動」の運動様式は流れだけでなく複合的であることを示している。なお、表層崩壊に類似したものとしてはこの他に「岩屑前倒」、「岩屑スランプ」、「土砂崩落」、「土砂前倒」、「土層スランプ」など、様々な運動様式のものが分類されている。このうち「岩屑前倒」は河川や海岸に面したほぼ垂直に近い急崖での現象であり、図は示されていないが「土砂前倒」も類似のものと推定される。また「土砂崩落」も図示されていないが「落石」と同じ運動様式であることから、かなり急な斜面での土砂の落下を意味すると考えられる。「岩屑スランプ」も図はないが「土層スランプ」が土砂の円弧状すべりのような図を示していることから、「岩屑スランプ」はいわゆる崖錐地すべりのような現象と考えられる。

Varnesの分類は発生形態の分類としては非常に網羅的なものであったが、防災上重要な運動速度に関する要素が欠けていたため、大八木・福岡(1983)¹⁷⁾は、Varnes(1978)の斜面変動分類に分類基準として時間軸を加えた。その後、このような分類は地すべり学会によって図-5のような分類となっている(大八木,2004)¹⁸⁾。

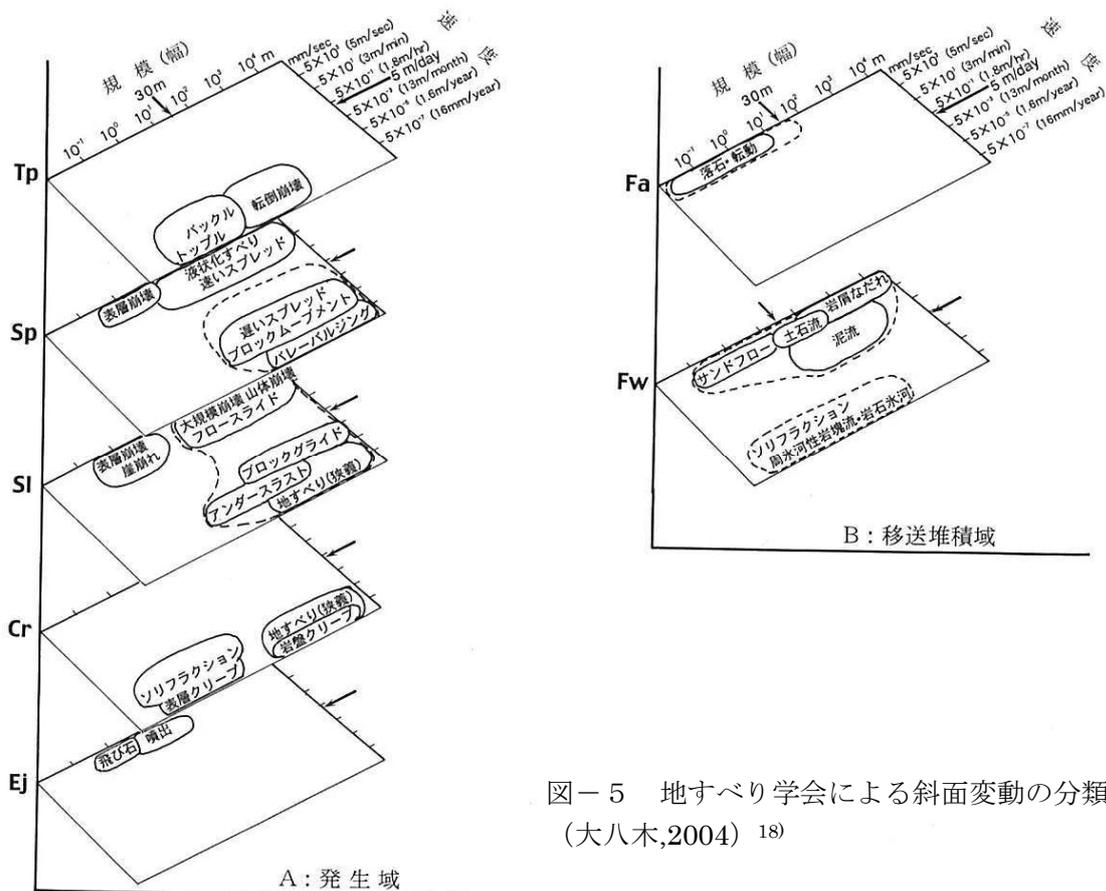


図-5 地すべり学会による斜面変動の分類
(大八木,2004)¹⁸⁾

(3) 地形場の分類

Varnesや大八木ほかの分類は基本的に運動予備物質と運動様式（及び運動速度）により分類されているので、発生の地質場については運動予備物質として着目されているが、それがどのような地形場で発生しているのかについては不明確であった。これに対し、羽田野ほか(1974)¹⁹⁾は表層崩壊の発生場として、遷急線または開析前

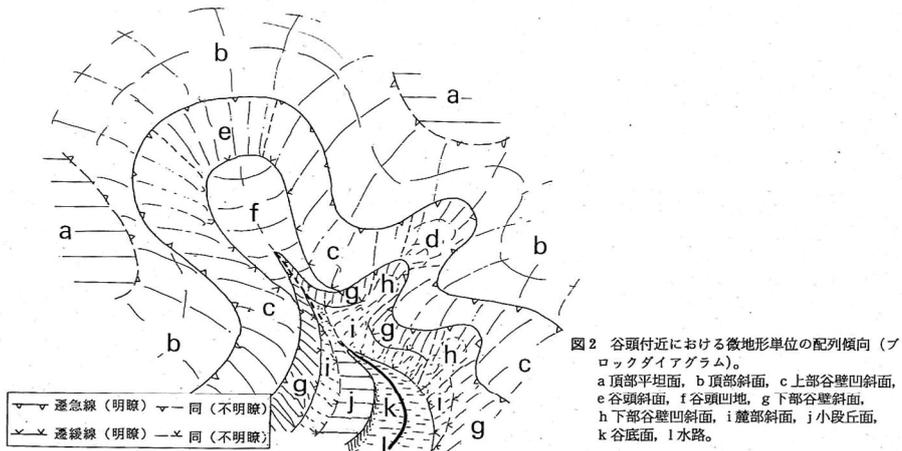


表1 斜面を構成する地形単位
Geomorphologic units composing hillslopes

小地形単位 Units in detailed scale*1	亜小地形単位 Units in subdetailed scale*2	微地形単位 Units in micro-scale
頂 稜 Crest		a 頂部平坦面 Crest flat
		b 頂部斜面 Crest slope
谷 壁 side	上部谷壁 Upper valley-side	c 上部谷壁斜面 Upper sideslope
		d 上部谷壁凹斜面 Upper side-hollow
	谷 頭 Valley-head	e 谷頭斜面*3 Head slope
		(e') 谷頭急斜面*3 Headmost wall**4
	f 谷頭凹地 Head hollow	
	下部谷壁 Lower valley-side	g 下部谷壁斜面*3 Lower sideslope
		(g') 溪岸急斜面*3 Channel wall**4
		(g'') 丘脚先端斜面*3 Spur**4
h 下部谷壁凹斜面*3 Lower side-hollow		
山麓あるいは丘麓 Hillfoot	i 麓部斜面*5 Footslope	
	j 小段丘面*6 Small terrace surface	
谷 底 Valley floor	k 谷底面 Bottomland	
	l 水路 Channelway	

*1 Detailed geomorphic map のスケールを Detailed scale と呼んでみた。5万分の1から1万分の1くらい縮尺で図示できることが多い。
*2 Detailed scale の補充という程度の意味である。
*3 表層崩壊跡 Landslide scar (堆積部を除く) がしばしば含まれる。
*4 括弧を付したものは、必要に応じてそれぞれの微地形単位を細分して設定する。
*5 段丘化しているものと、そうでないものがある。
*6 段丘崖は、下部谷壁斜面 (の再出現) として扱う。より大きな段丘は、微地形単位ではなく小地形単位として設定する。
--- この境界は、しばしば遷急線 Convex break of slope の形をとる。
--- この境界は、しばしば遷緩線 Concave break of slope の形をとる。
--- この境界は、しばしば小崖 Microscarp となり、それはときに下部谷壁斜面あるいは下部谷壁凹斜面に分類される。
(田村俊和・吉永秀一郎 作成, 1995)

図-6 田村・吉永による谷頭斜面の微地形分類(田村,1996)²²⁾

線という概念を見いだした。このことにより、表層崩壊の発生形態の背景として、地形場の概念が明確に導入されたといえる。

古谷(1986)²⁰⁾は山くずれと崖くずれについて、山くずれが「山地斜面発生した急激な土砂移動現象」、崖くずれが「都市周辺の台地端の急斜面や人家周辺の切り土

斜面などの（中略）急激な土砂移動現象」としており、発生場として傾斜の明確な境界はないものの、「山地・丘陵地・台地などの中にある懸崖か、垂直またはきわめて急な傾斜地を崖地として区分し、そこに発生する崩壊現象を崖くずれと呼ぶのが妥当なところであろう」としている。また、これらについて、崩壊域・移動域・堆積域がある場合と、崩壊域・移動域のみの場合を紹介している。

羽田野・大八木(1986)²¹⁾は斜面災害の発生しやすい場所として地形的位置を重視して解析しているが、その中で崩壊源発生位置の地形（・地盤）型として「滑動地形」、「堆積性斜面」、「遷急斜面」、「幅広従順斜面」、「棚奥斜面」、「小規模（幅狭）斜面（谷型浅谷型・平滑尾根型）」などの分類を行っている。

田村(1996)²²⁾は、田村・吉永(1995)の微地形分類案などをもとに谷頭部を中心とした微地形分類の考え（図－6）を整理し、崩壊や水文現象との関係をいくつかの事例をもとにレビューした。道路斜面防災分野では、前述のようにこのような流れを受けて、特に自然斜面の表層崩壊について佐々木ほか(1994)などをもとに、地形場を考慮した上述図－3cの分類がなされている（日本道路協会, 1999）。

（４）地質場の分類

黒田(1982)²³⁾は、日本列島の土木地質条件区分帯を行い、地質学的な視点から斜面変動の発生場を分類した。この分類は結果として地すべりとの関連が深いものとなっているが、一部には表層崩壊の発生する地質場として、シラス台地やローム台地、風化花崗岩地域などが分類されており網羅的なものである。

藤田(1986)²⁴⁾は、斜面変動の発生する地質的位置について①表層、②岩屑崩土層、③基岩、のうちいずれか、あるいはこれらが組合わさって発生するとした。この中で、藤田は「表層崩壊」について、小規模であるがきわめて多いこと、強雨などで比較的容易に発生して急速に滑落することなどを特徴として挙げている。また、「表層」とは、「基岩」に対応する用語として用い、土壌からなる「表層板状体」と、その下位に半土壌とも言うべき崩積土層あるいは基岩との漸移帯としての「中間帯」があることを述べている。

なお、表層崩壊については、上記のような広域的な地質だけでなく、むしろ微細な土層分布や地質構造について着目した研究が多い。たとえば下川(1989)²⁵⁾は、表土の分布や構造と植生の分布を複眼的に観察することで、表層崩壊の免疫性等について議論している。また、千木良(2002)²⁶⁾は花崗岩地域の表層崩壊について、マイクロシーティングの影響について述べている。黒木(2003)²⁷⁾は、同じく花崗岩地域の崩壊について、斜面地形とともに節理の影響について報告している。これらの研究は直接的に地質場の分類について述べたものではないが、表層の多様な地質構造（表土の厚さ、節理や弱層の分布等）について調査・分類することが重要であることを示している。地質との関係についてはほかにも多くの研究があるが省略する。

（５）植生に関係する分類

表層崩壊の発生しやすさと植生の関係については古くから林学などの分野で多くの研究があり、一般に植生の根系が表層土壌を緊縛し、表層崩壊の発生を抑制す

ると考えられている。たとえば佐々木(2001)²⁸⁾は1997年に発生した鹿児島県北西部地震における土層深分布から、根系の影響を定量的に推定している。植生に関する分類としては、表層崩壊の中には根系に緊縛された薄い表土部分のみが滑落するものがあり、これを稲垣(1999)²⁹⁾は「根系層崩壊」と命名・分類している。

(6) 発生機構の分類

羽田野・大八木(1986)は、発生機構または誘因として「地下水型」、「融雪型」、「大雨型」、「地震型」の分類を行っている。

3.3 表層崩壊の分類のまとめと崩壊予測上の課題

以上より、表層崩壊は以下の項目で分類が行われてきたことがわかる。

- ①形や規模の分類
- ②材料や材質の分類
- ③運動特性や運動速度の分類
- ④地形場による分類
- ⑤地質場、地質構造による分類
- ⑥植生との関わりによる分類
- ⑦発生機構（誘因）による分類
- ⑧複合した分類（防災のための分類など）

これらは大きく見ると、発生場の地形地質的な分類と、工学的な形質の分類（形、材料、運動特性、発生機構等）に分けられる。これらの各分類は複雑に関連していると考えられるが、分類相互の有機的な関連性が必ずしも明確でない。防災上は地形地質的な大分類後、工学的な形質の細分類を行う組み合わせが必要であろう。できれば、このような分類方法を表層崩壊の予測に活用しやすい形にして、表層崩壊の予測手順の中に組み込んでいくことが望ましい。

なお、崩壊予測上は、崩壊のタイプを分類するだけでは不十分である。たとえば地すべりの場合は、地すべりのタイプを分類するだけでは不十分であり、地すべりブロックの識別、すべり面の識別、安定度の推定等を行っていく。同様に表層崩壊の場合も、表層崩壊のタイプだけでなく、表層崩壊の範囲（ブロック）の推定、崩壊面の推定、安定度の推定を行っていく必要がある。

そこで危険個所を予測する上では、以下のような3段階の調査の提案を行いたい。

- ①概査（発生場の大分類）：まず、地形場と地質場を組み合わせることで表層崩壊の発生場やタイプを大まかに分類しその場毎に大まかに評価する（詳細調査が必要な範囲を絞り込む）こと
- ②崩壊単位の設定（ブロックの識別）：次に上記の発生場毎に土層深や工学的な形質（材料・形態等）を調査することで予想される表層崩壊の発生単位（ブロック）を設定し、その発生単位毎に安定度を大まかに評価すること
- ③精査（安定度の確認）：崩壊ブロック毎に崩壊面形状や物性等を確認し安定性を定量的に評価すること

3.4 地形地質場による表層崩壊の発生場の分類試案

3.3節を踏まえ、本稿では、まず表層崩壊の発生する地形地質場に着目して、表-2のような大分類試案を提案してみた。

表-2 地形地質場による表層崩壊の大分類試案

a. 一般的な山地自然斜面に発生するもの
a1・側壁斜面型（開析前線型）
a2・谷頭斜面型
a3・支尾根斜面型（地震時以外はまれ）
a4・堆積斜面型（溪岸・山麓斜面等といったん堆積した土砂の再崩壊）
b. 山地斜面の特異な地質に発生するもの
b1・特定地質型（b1①：地層境界型、b1②：弱層型）
b2・地すべり末端型（地すべりや岩盤クリープ等の末端）
c. 台地、海岸斜面に発生するもの
c1・浸食崖型（段丘崖など）
d. 人工斜面に発生するもの
d1・のり面表面型
d2・のり肩型（のり面と自然斜面にまたがるもの）

地形地質場で大分類しなければならない理由は、同じ斜面勾配や土層深でも地形地質場により材質や地下水等の状況が異なる（タイプ、安定度が異なる）ためである。逆に同様な地形地質場の中であれば、形質の違い（斜面の詳細形状、土層構造、物性等）に着目して相対的ではあるが安定性を比較できる。

なお、表-2の分類は、必ずしも独立ではなく、たとえば、側壁斜面型でありかつ特定地質型に属する場合などもあり得るだろう。また、一般的な山地斜面に発生するとはいえ、地質的な特徴を見ると、風化花崗岩のマイクロシーティング（千木良）や風化節理（黒木）などの潜在的な弱部を用いて崩壊するなど、地質的な弱部が関与している例が多いと思われる。ただしここで述べたいのは、側壁斜面や谷頭斜面でなくとも、地層境界や変質帯、断層などの特定の地質要素等があると崩壊することがあるということである。すなわち、表層崩壊の調査においては、このような地形地質的要素について把握し、ゾーニングする必要がある。ただし先に述べたようにこの分類の中には形質（材料・形態・運動特性等）に関する分類は含まれていないため、表-2のような「場の分類」を行った上でさらに「形質の分類（ないし把握）」を行う必要がある。

図-7はこのうち、一般的な自然斜面に発生するものについて、包括的に図化してみたものである。すなわち、「場の大分類」としてはまずは側壁斜面、谷頭斜面、急な堆積斜面、崩壊跡地やクリープ地形、小段差などの微地形に留意することが必要である。

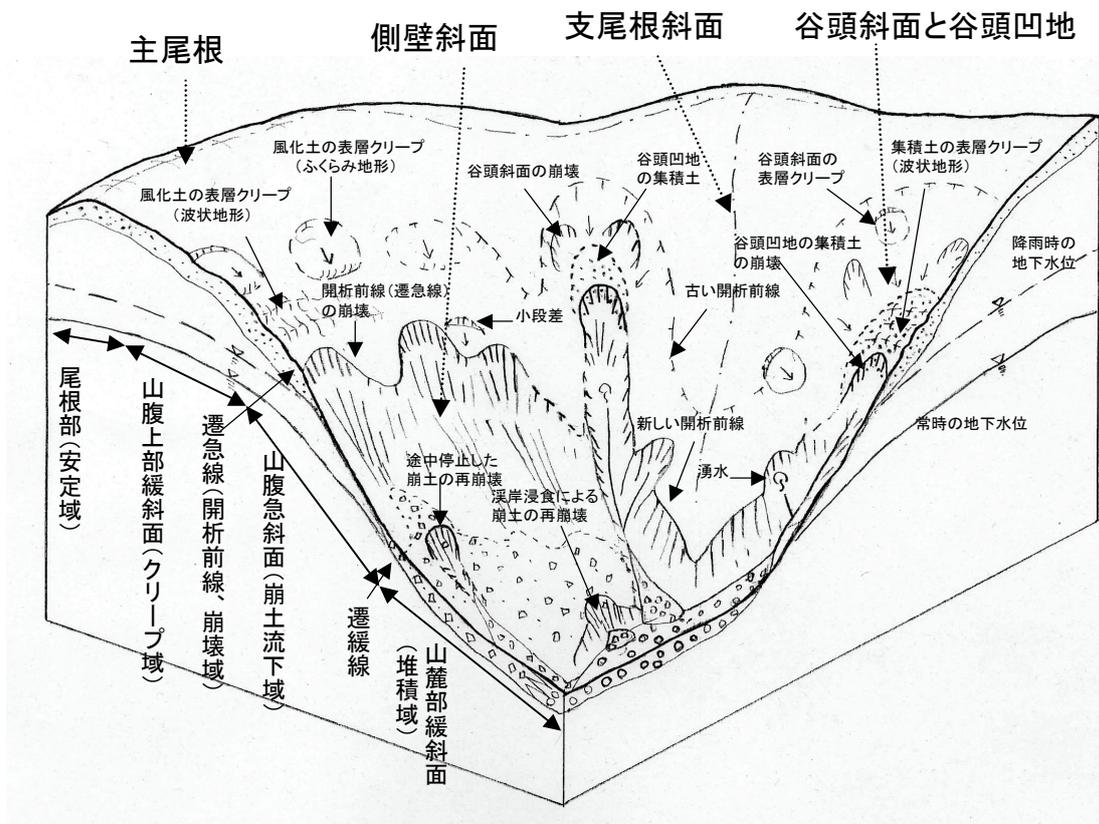


図-7 山地斜面に一般的に見られる表層崩壊の発生場の模式図

また、側壁斜面、谷頭斜面、堆積斜面いずれの崩壊についても、急に崩壊が発生するのではなく、以下のような中長期的な作用が関与して不安定化が進むことから、「相対的に厚い表土」や、「地表や土層の浸食・劣化」の存在に着目して、さらに細分類を行うのが良いと考えられる。

- ①斜面上部からの土砂のクリープや堆積ならびに風化の進行等により崩壊予備物質が次第に蓄積されること（相対的に厚い表土の形成）
- ②蓄積された崩壊予備物質を不安定化させる要素として、下位や周辺での崩壊・浸食の発生による地形的変化が、また場合によってはパイピングや樹木の伐採による根系の緊縛力の低下など、地中の変化があること（地表や土層の浸食・劣化）

上記に加えて、特異な地質や地下水条件が存在する場合は、同程度の表土厚・浸食劣化状況であっても相対的に安定度が低くなる点に注意が必要である。このような諸点から「場」を細分類し、その中で優先度の高い斜面に対して形質の把握、ブロックの設定を行っていくのが効率的な調査であろう。

4. 斜面における土層の分布と表層崩壊の関係

4.1 概要

表層崩壊は主に表土が崩壊するものであるため、同じ地形・地質場に属する斜面の中でも表土の厚い個所が危険個所と考えられる。したがって、3.3節で述べた2段階目の調査の一環として、土層深の空間分布を多点で面的に調査することができれば、表層崩壊の危険個所（ブロック）を相当程度絞り込むことが可能と考えられる。そこで、まず、土層深や土層強度を多点で迅速に測定できる機器として、土層強度検査棒（佐々木, 2010）³⁰⁾について紹介し、次に、本機器による土層深分布の測定例を示す。

4.2 土層強度検査棒の概要

土層強度検査棒（土検棒）は、直径 1.5cm、先端角 60° の先端コーンを用いて静的に貫入ないしせん断することで土層の強度を測定する機器である（写真-1）。これによる貫入試験を「土検棒貫入試験」といい、1箇所での測定に要する時間は1~2分である。機器の重さも 4kg 程度で斜面調査用簡易貫入試験機の 1/4 である。貫入能力は劣るが、一般的な崩壊面の硬さ（Nc 値約 5 程度以下）の 2 倍程度の強度（Nc 値約 10 未満）まで貫入できることから、表層崩壊予備物質となる土層の深さを測定するうえで必要な貫入力をも有している。



写真-1 土検棒の外観 ³⁰⁾

図-9は、風化花崗岩の地域における土検棒による貫入強度と簡易貫入試験による Nc 値の関係である。また、図-8の右図に示すように、土検棒貫入試験の先端コーンを羽根つきコーンに交換して、鉛直方向の貫入荷重と羽根つきコーンの回転（せん断）トルクの両方を測定することで、内部摩擦角と粘着力を現地で測定する方法も考案している。これは、既存の現位置せん断試験法である「ベーンせん断試験」を改良したものであるため、「ベーンコーンせん断試験」と命名している。図-10と図-11は、ベーンコーンせん断試験から求められる指標と、三軸圧縮試験や一面せん断試験から得られた粘着力や内部摩擦角の関係である。

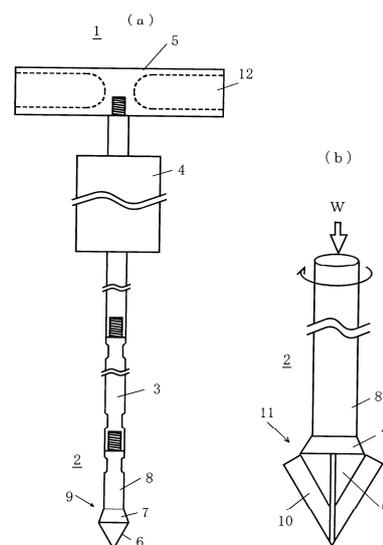


図-8 土検棒（左）と羽根付き先端コーンの拡大図（右） ³⁰⁾

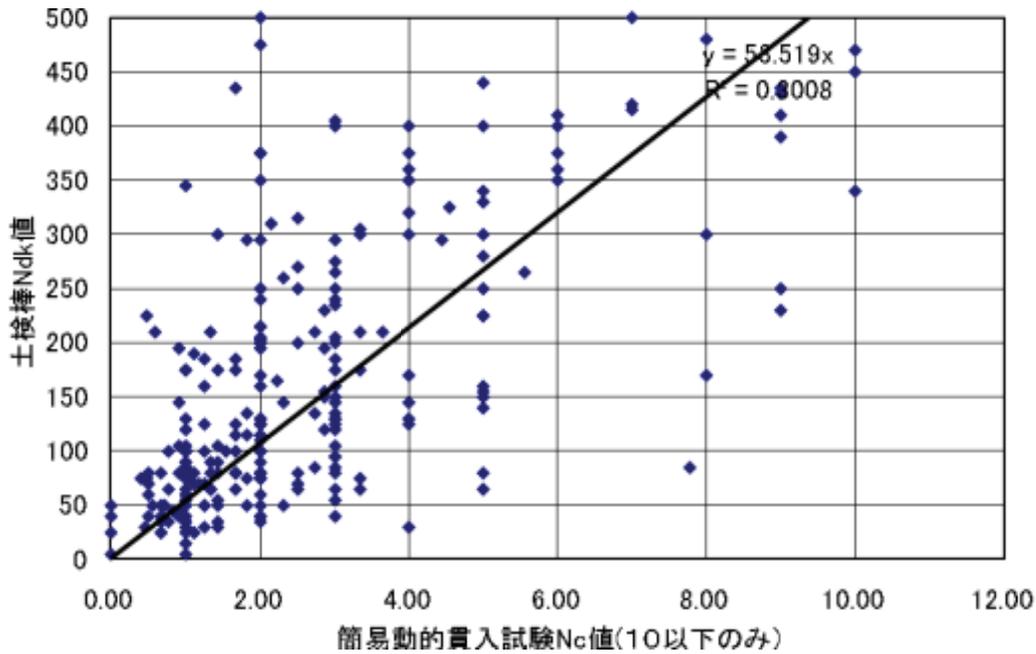


図-9 土検棒による貫入強度と簡易貫入試験の N_c 値の関係³⁰⁾

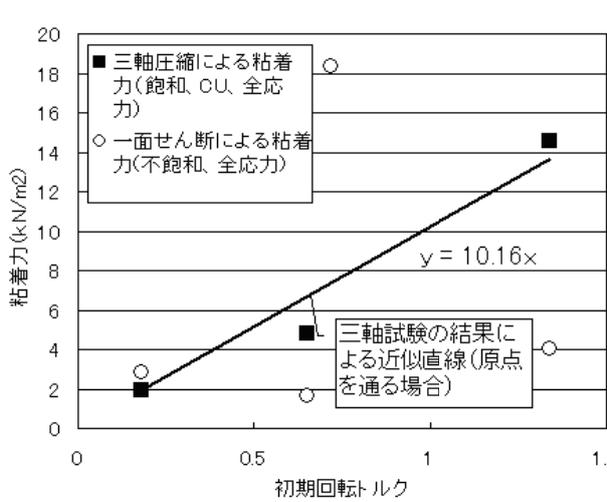


図-10 ベーンコーンせん断試験による指標（初期回転トルク）と室内試験による粘着力の関係³⁰⁾

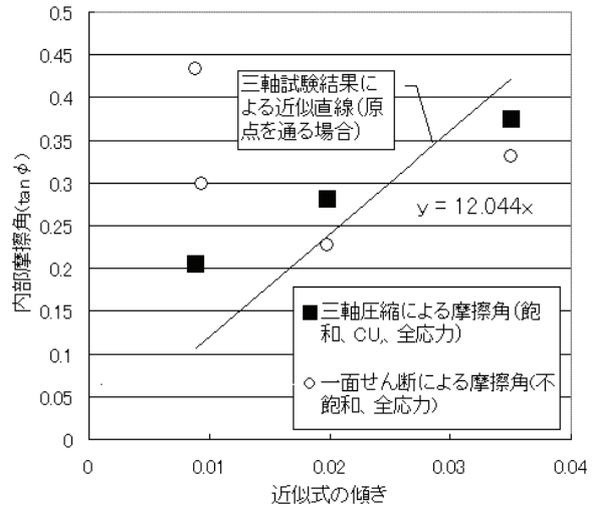


図-11 ベーンコーンせん断試験による指標（近似式の傾き）と室内試験による内部摩擦角の関係³⁰⁾

試験土は礫混じりのマサであり、せん断面が固定される一面せん断試験の結果はばらつきが大きい。三軸圧縮試験の結果と比較すると、よい相関があることがわかる。ベーンコーンせん断試験では、室内三軸圧縮試験や一面せん断試験の手間の数分の1～10分の1程度で試験できるので、土層強度の大まかな推定や相対的な安定度評価には役立つと考えられる。

4.3 土層深分布の測定例

図-12は、福島県いわき市の阿武隈花崗岩からなる山地斜面において、土層深分布を測定した例である。測定は、斜面を等高線方向にトラバースしながら2m毎に土層深を測定することにより行った。測点位置を特定するためにトラバース角（進行方向）も測定しているが、その時間も含まれた測定時間は一測点当たり平均約4分であり、120点/人日程度測定できる計算となる。

同図によると斜面の土層深分布は非常に複雑である。ただし土層深分布はパッチワーク状の「ゾーン」を形成している。地形との比較によると、崩壊跡地では土層深が小さいことから、このパッチワーク構造の形成原因は、主として風化と過去の崩壊・堆積の繰り返しを反映したものと考えられる。すなわち、パッチワーク構造が、表層崩壊の発生場としての「原単位」と見なすことができ、同じ地形場にあっても、その中で土層深が大きいゾーンが危険な斜面単位であると判断することができる。この調査域の場合、土層深が50cm程度以下の薄いゾーンが3割程度見られるが、このような個所は崩壊跡地に合致することが多く、当面は安定であると見なすことができる。いっぽう、その隣接部で土層深が相対的に大きい範囲が、相対的に不安定な範囲と考えることができる。このような範囲には、図-13に示すように表層クリープ地形（ふくらみのある微地形）や小段差等が見られることがあり、このような表層の変位を示す箇所はさらに不安定と考えることができる。

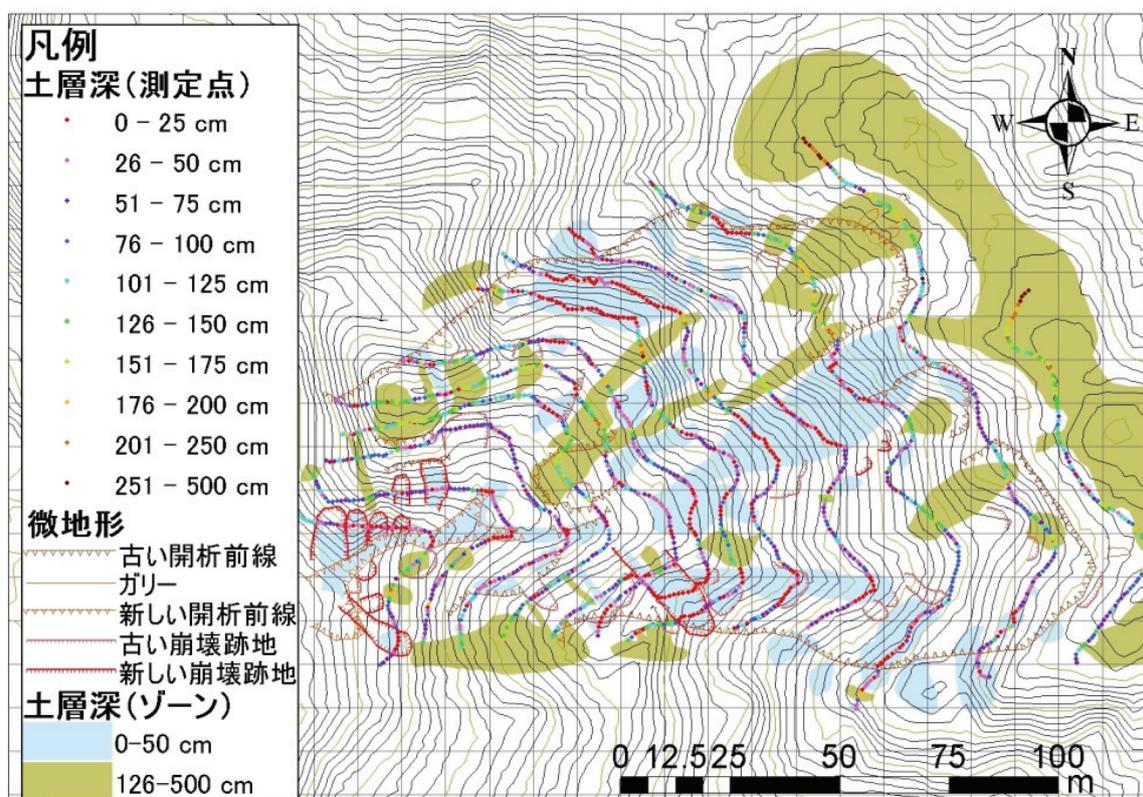


図-12 土検棒貫入試験による土層深分布図の作成例

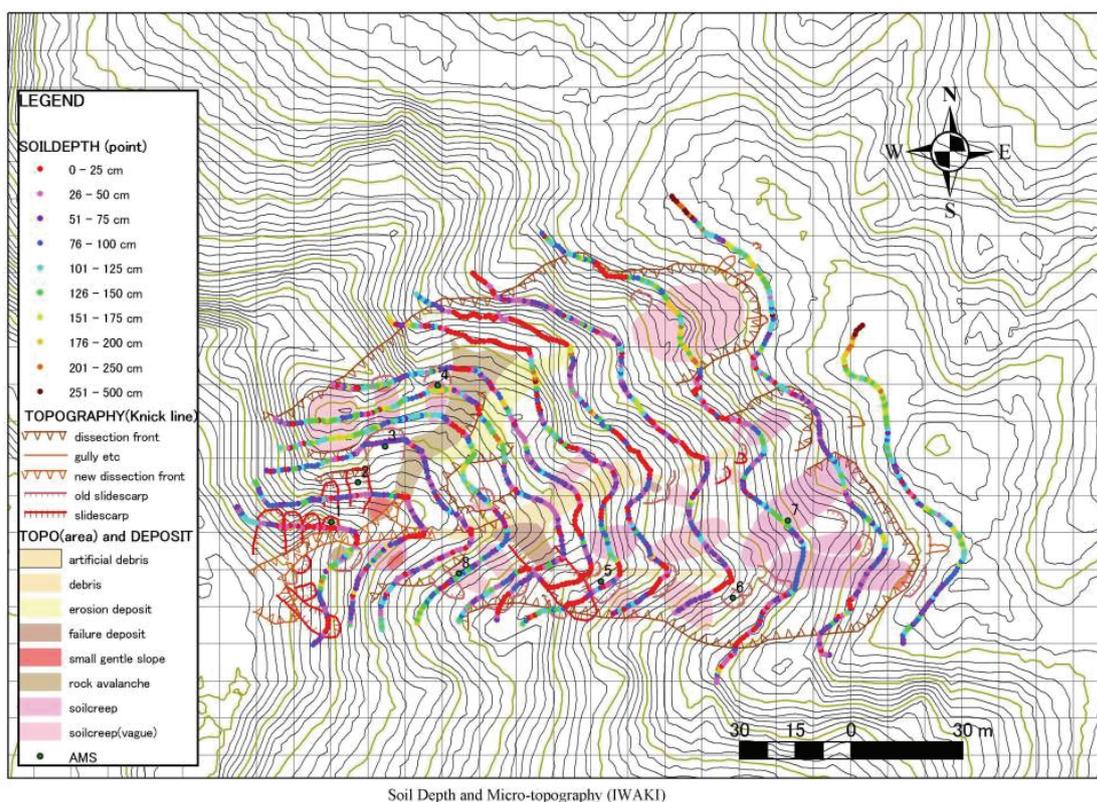


図-13 土検棒貫入試験実施個所付近の微地形判読結果

調査は図-12 では研究所職員が行ったが、土層深とトラバース角の測定は普通作業員が容易に実施できる。本図の計測には12~14日/1.5haほど要しているので、労務単価は10数万円/haほどでできる可能性がある。位置あわせや微地形の観察等にさらに技術者の作業が必要にはなり、急傾斜地の点検、道路防災点検、カルテ点検等の1箇所点検費用に比べれば高額ではあるが、崩壊の範囲、深さや崩壊土量などを明確に推定できることから、対策の範囲や対策工の規模(ポケット容量など)を絞り込むことができ、対策も含めると経済的となる可能性が高い。実際に、ある国道の通行規制区間では、通常土石流の計算方法では大きなポケット容量になることから、このような方法により現実的なポケット容量を推定している個所もある。

5. 表層崩壊の発生場の予測手順の提案

3章で述べたように、表層崩壊の調査は、地形地質場の大分類を通じて、段階的・効率的に実施していく必要がある。また、4章で述べたように、斜面における表土層の厚さはパッチワーク状に分布しており、土層深や微地形を調査することで表層崩壊の発生しやすい「ブロック」を相当程度絞り込むことが可能と考えられる。そこで前章までをふまえ、表層崩壊の望ましい調査手順を示すと表-3の通りとなる。なお、土層深等の調査については、通常の「概査」と「精査」の間に位置づけられるものとして便宜的に「ブロック調査」という用語を用いている。

表-3 表層崩壊の安定性評価手順試案

<p>1. 測量</p> <p>原則として実測ないし航空レーザ測量により、1/1,000(～1/2,500)程度の地形図を作成する。上記が困難な場合は、以下の2において地形の綿密な現地確認を行う。</p> <p>2. 地形判読図の作成</p> <p>測量結果や現地確認をもとに主要な微地形や斜面変動地形を判読・図化する(表-2や図-7の地形要素を含める)。</p> <p>3. 地質図の作成</p> <p>既往資料調査や地表地質踏査により、基盤地質、被覆層、節理や弱層、湧水の分布等を把握・図化する(表-2の地質要素を含める)。</p> <p>4. 地形地質場の大分類</p> <p>表-2等に基づく地形地質場の大分類とゾーニング(必要に応じて追加の分類があってもよい)。</p> <p>5. 地形地質場の細分類(ここまでがいわゆる概査)</p> <p>必要に応じて下記の要素を加味し4の分類を細分・ゾーニングする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・斜面形状(斜面勾配、集水面積等) ・脚部浸食の有無や湧水の有無 ・地表の変形の有無(表土の小段差、クリープ等) 等 <p>6. ブロック調査(土層深等の調査)の範囲の抽出</p> <p>4および5をふまえ、一定程度安定性が低いと判断される範囲を抽出する。抽出は、①崩壊性の地形、②崩壊性の地質、③浸食、④湧水、⑤変形、等に注目して行う。</p> <p>7. ブロック調査とこれによる想定崩壊範囲(崩壊単位)の設定</p> <p>土層深の調査を多点で行い(土層強度検査棒等の簡易な調査による)、土層深分布図を作成するとともに、あわせて微地形や表層の状態の確認を行う。これをもとに5をさらに細かくゾーニングし、想定崩壊範囲(崩壊単位ブロック)、想定崩壊規模等を設定する。</p> <p>8. 安定性の定性評価</p> <p>7の想定崩壊範囲毎に安定性を定性的に評価する。評価は、①崩壊性の地形、②崩壊性の地質、③浸食、④湧水、⑤変形、⑥土層深を考慮するとともに、周辺の既往崩壊個所との類似性等にも注目して行う。既往の評価方法(評点法等)が活用できる場合は用いても良い。</p> <p>9. 精査と対策の検討</p> <p>安定性が低いと考えられるブロックについては、精査として、代表測線での詳細な調査(貫入試験、必要に応じサンプリングや物性試験等)、安定計算、対策の検討等を行う。</p> <p>10. 管理</p> <p>上記のデータをデータベースやハザードマップの形式で活用する。</p>
--

6. おわりに

土層深測定等を用いた表層崩壊の体系的な調査手順を提案した。限られた土層深データのみから崩壊ブロックをどれだけ想定できるのか、また、土層深を崩壊面の深さと見なして良いのか、といった技術的課題はまだ残る。しかし提案した調査方法は、一般的に行われている目視点検と精査の間を地形地質学的視点から充実させるものであり、これにより危険個所の絞り込みだけでなく崩壊範囲（ブロック）や崩壊規模の推定を可能とすることが期待される。

また、調査手順には地形判読図や地質図の作成など、本来ならば当然実施されるべき項目も入れている。これらは残念ながら小規模崩壊に対する防災事業において必ずしもきちんと行われていないことも多い。本稿の主旨は、いわば、地すべり等で行われている「系統的な調査」を、表層崩壊のような小規模な調査にも適用して行ってほしいということでもある。地形判読図や地質図の作成は、表層崩壊だけでなく全ての斜面災害に共通する調査であり、複数の災害事象に対してまとめて行うことが効率的である。

提案した調査は、通常の点検費用に比べれば高額ではある。しかし提案した方法の基本的な考え方は、目視点検のみで拙速に対策個所を抽出するのではなく、本来必要とされる基礎的なデータを中長期視点で地道に蓄積することで真に対策が必要な個所を絞り込み、効率的に災害を縮減しようとするものである。経済の低迷する現在においてこそ、中長期的な国土管理の方法として、ハード主体の対策から上記のような戦略的な手法に切り替えることが重要である。多くの事業分野において、このような視点で体系的な調査が構築・実施されることを期待する。

引用文献

- 1) 沖村孝(2001)：斜面の安全とは，第31回安全工学シンポジウム講演予稿集，pp. 131-134.
- 2) 門間敬一・千田容嗣・海老原和重(1999)：がけ崩れ災害の実態，土木研究所資料，第3651号，p. 26.
- 3) 佐々木靖人・矢島良紀・倉橋稔幸(2006)：全国国道斜面災害データベースの構築と過去15年間の災害分布特性，日本応用地質学会平成18年度研究発表会講演論文集，pp. 377-380.
- 4) 土木学会（1999）：土木用語大辞典，土木学会，技報堂出版，p. 1074.
- 5) 建設省河川局(1998)：改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説，調査編，pp. 226-227.
- 6) (社) 日本道路協会(1999)：道路土工-のり面工・斜面安定工指針，470p.
- 7) 佐々木靖人・藤井厚企・浅井健一・中村康夫(1994)：ロームに埋積された谷頭斜面のマスムーブメント過程，応用地質
- 8) 脇水鉄五郎(1912)：山地の崩壊に就て，地学雑誌，Vol. 24, No. 282, pp. 379-390, No. 283, pp. 460-472, No. 284, pp. 540-555.
- 9) 渡辺貫(1928)山崩の分類，地質学雑誌，Vol. 35, No. 421, pp. 547-556.

- 10) 中村慶三郎(1934) : 山崩, 岩波書店, 254p.
- 11) Varnes, D. J. (1958): Landslides types and processes, Landslides and Engineering practice, H. R. B., Spec, Rep., No. 29, pp. 20-47.
- 12) Varnes, D. J. (1978): Slope movement types and processes, Landslides Analysis and control, T. R. B., Spec, Rep., No. 176, pp. 11-33.
- 13) 大八木則夫、土質工学会監修(1985): 土質工学ライブラリー 27 土砂災害の予知と対策, 2章, 土質工学会, pp. 5-25.
- 14) 西川泰(1967): 地すべり, 和達清夫・鈴木俊夫監修, 自然災害・公害対策技術シリーズ, 地すべり・地盤沈下, 白亜書房, pp. 7-198.
- 15) Machida, H(1966): Rapid erosional development of mountain slopes and valleys caused by large landslides in Japan. Gergr. Rept. Tokyo Metropol. Univ., 1, pp. 55-78.
- 16) 古谷尊彦(1980) : 地すべりと地形, 武井有恒監修, 地すべり・崩壊・土石流, 鹿島出版会, pp. 192-230.
- 17) 大八木則夫・福岡正巳(1983): 土砂災害の予知と対策, 2. 土砂災害の現状と問題点, 土と基礎, 31, pp. 66-74.
- 18) 大八木則夫 (2004) : 地すべり 地形地質的認識と用語 1章 分類/地滑り現象の定義と分類, 日本地すべり学会, p. 10.
- 19) 羽田野誠一・岡部文武・渡辺征子(1974) : 「1:50,000北松地域地すべり地形分類図」の作成, 防災科学技術総合研究報告, 32, pp. 3-6.
- 20) 古谷尊彦(1986): 斜面災害の分類, 斜面災害の予知と防災, 白亜書房, 高橋博・大八木則夫・大滝俊夫・安江朝光(編纂), pp. 29-42.
- 21) 羽田野誠一・大八木則夫(1986) : 斜面災害の発生しやすい場所(場所の予測) 5.1 地形的位置, 斜面災害の予知と防災, 白亜書房, 高橋博・大八木則夫・大滝俊夫・安江朝光(編纂), pp. 95-154.
- 22) 田村俊和(1996) : 微地形分類と地形発達-谷頭斜面を中心に-, 水文地形学-山地の水循環と地形変化の相互作用-, pp. 177-189.
- 23) 黒田和男(1982): 地すべり, アーバンクボタ, 榊クボタ, 20, p. 39.
- 24) 藤田崇(1986): 地質的位置, 斜面災害の予知と防災, 白亜書房, 高橋博・大八木則夫・大滝俊夫・安江朝光(編纂), pp. 155.
- 25) 下川悦郎(1989) : しらす台地周辺斜面における崩壊の周期性と発生場の予測, 地形, 10-4, pp. 267-284.
- 26) 千木良雅弘(2002) : 群発する崩壊 -花崗岩と火砕流-, 近未来社, 228p.
- 27) 黒木貴一・長谷川裕之(2003) : 1999年広島豪雨における斜面崩壊と斜面地形との関係-観音台地区を例として-, 応用地質, 44-2, pp. 84-93.
- 28) 佐々木靖人(2001): 鹿児島県北西部地震における森林の崩壊防止効果, 応用地質, 42-2, pp. 101-113.
- 29) 稲垣秀輝(1999) : 1998年台風4号による福島県白河地方での表層崩壊の特徴, 応用地質, 40-5, pp. 306-315.

- 30) 佐々木靖人(2010)：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案），
土木研究所資料, 第4176号, 40p.

斜面土層内のパイプ流シミュレーションと表層崩壊

京都大学防災研究所 堤 大三

1. はじめに

これまで行なわれてきた詳細な野外観測により、山地斜面の多くにパイプと呼ばれる斜面にほぼ平行な大孔隙が存在していることが確認されており（北原，1992；内田ら，1995a；Noguchi et al., 1997），多くの場合複数のパイプの集合によって複雑なネットワークが形成されていることが報告されている（Terajima et al., 2000；Sidle et al., 2001）。これら土層中のパイプ等に起因する選択流が山地斜面における降雨流出過程に大きく影響していることが水文学的な観測から明らかとなっている（例えば，Tsukamoto et al., 1982；Sidle et al., 2000）。

一方，崩壊発生直後の崩壊地の多くにパイプ出口が見られ，水の流出が観察されることなどから，パイプによる選択流が斜面崩壊の発生に関与している可能性が指摘され（Tsukamoto et al., 1982；Pierson, 1983；水山，1994），パイプ流と斜面安定性との関係について活発に研究が行なわれるようになった。とりわけ野外観測による研究が数多くなされており（例えば，平松ら，2002；地頭菌ら，2002；恩田，2002），パイプによる降雨流出やパイプの発達過程を調査し，豪雨時にパイプ流が斜面崩壊に関与したと思われる事例について検討が行なわれている。また，水路実験等による研究も行なわれており（例えば，内田ら，1995b；多田ら，2002），パイプ出口の閉塞が間隙水圧を上昇させ，斜面安定性を低下させることが実証されている。さらに，モデル計算を用いた数値実験によっても，この現象は確認されている（内田・水山，2002；多田ら 2004）。Uchida et al. (2001) は，その他数多くのパイプ流に関する研究事例をまとめ，パイプ流が斜面安定性に及ぼす影響について総合的な検討を行なっている。この様に，パイプ流が崩壊発生に関与していることを示唆する多くの観測事例や実験があるものの，崩壊発生後にパイプが形成される可能性も指摘されており（多田ら 2003），パイプ流が斜面安定性または斜面崩壊発生に関与するメカニズムについての一一致した見解は，いまだに得られていない。個々の事例についてはそれぞれ詳細に検討されているものの，それら全てを総合的に検討しうる理論的手法が確立されていないことが，統一見解が得られて

いない原因のひとつとも考えられる。

個々の事象を同一の数学的手法を用いて解析することができれば、パイプ流と斜面崩壊に関するメカニズムを総合的に検討する有効な手段になると思われる。これまで、パイプ流に関する数値計算モデルが数多く提案されているが、パイプ内において流れ方向に生じる水圧分布を考慮していないものや (Gilman and Newson, 1980; Barcelo and Nieber, 1981; McCaig, 1983; Nieber and Warner, 1991), 観測に基づいた経験則を必要とするもの (Jones and Connelly, 2002; 内田・水山, 2002), パイプを透水性の大きい土層とみなして浸透計算を行なうもの (渡辺・今井, 1984; Kosugi et al., 2004; 多田ら, 2004) 等, 現実に則したモデル化は充分ではなく, パイプ流を含む斜面における水移動現象を総合的に説明し得るものとは言い難い。

本研究では上記の点を踏まえ, パイプ流を総合的に説明しうる計算手法の開発を目指して, 3次元の数値計算モデルを構築した。モデルにおいては, 土層浸透流とパイプ流をそれぞれ個別の系とみなし, 両系間の水移動を考慮した上で, それぞれの支配方程式 (浸透流は3次元 Richards 式, パイプ流は Manning 式) により計算した。パイプ流の形態として開水路流と管路流の両方を扱い, パイプ内の水圧分布を計算し, 土層からパイプへの浸透だけでなくパイプから土層への逆向きの浸透も考慮することで, パイプの閉塞による間隙水圧上昇といった現象も再現可能とした。

また, 新たに構築した数値計算モデルの妥当性を検証するために, 比較的大型の水路を用い, パイプ流と降雨流出過程および斜面安定性についての人工降雨実験を行なった。実験においては, 既往の研究における実験で用いられたものよりも大型の人工斜面を用いているが, 流出に寄与する集水面積を大きくすることで, 降雨流出過程におけるパイプ流の影響がより明確になり, また相似性の問題も無視できると考えられる (森脇, 1994)。土層内の斜面縦断および横断方向に生じる水圧分布を計測し, 既往の実験では明らかにされていない土層内でのパイプによる3次元的な影響についても検討した。

実際に, 選択流と斜面崩壊との関係が見うけられる事例として, 2003年7月に発生した水俣市集川における斜面崩壊を挙げる事ができる。この崩壊では, 先行降雨が小規模であったにもかかわらず, 降雨のピークと同時に比較的深層に達する崩壊が発生している (最大崩壊深 10 - 15 m)。この現象に対して, 安山岩からなる風化基岩中に発達したクラックが選択流路として働き, 降雨浸透水が流下, すばやく基岩深層部に到達し, 間隙水圧を上昇させたことで比較的深層に達する崩壊が降雨ピークから遅れることなく発生したのではないかとの説明がなされている (Sidle & Chigira,

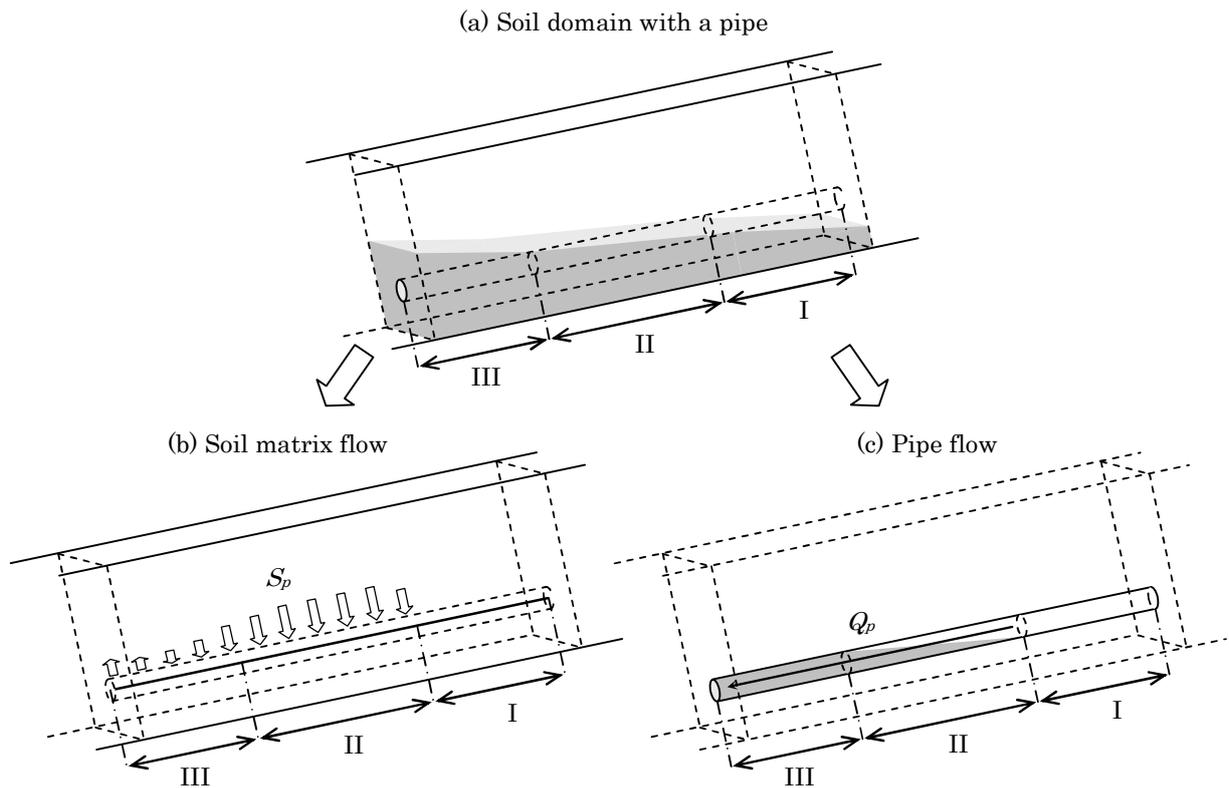


図-1 土層浸透流とパイプ流計算の分離；(a)パイプを含む土層，(b)土層浸透流計算，(c)パイプ流計算（Iパイプ流なし，II開水路流，III管路流）

2004). 本稿では，風化基岩中に選択流路の発達した大規模な斜面を想定し，降雨浸透過程と斜面安定性に関する数値シミュレーションを行なった。これによって，表層の土壌だけが剥がれ落ちる表層崩壊だけではなく，風化の進行した基岩までもが崩壊するような比較的深い崩壊の発生メカニズムについての考察も行なった。

2. パイプ流モデル

2. 1モデルの概要

土層浸透流とパイプ流をそれぞれ個別の系とみなし，相互間の水移動を考慮した上で，それぞれの支配方程式によって計算した。また，パイプ流の状態を，(I)パイプ流なし，(II)開水路流，(III)管路流，の3種類に分類した。土層浸透流とパイプ流計算の分離およびパイプ流の分類を図-1に示す。ここで，パイプ流の状態が開水路流(II)に分類される場合，次の(1)，(2)の手順によって計算を行なった。

(1)パイプ境界の間隙水圧を大気開放条件とし，土層浸透流を計算する。

(2)土層浸透流計算において得られる土層からパイプ内への（もしくはパイプから土層への）浸透流量を用いてパイプ内の流水断面積と流量を計

算する。

一方、パイプ流の状態が管路流（III）に分類される場合、次の（1）～（3）に示す手順によって計算を行なった。

（1）パイプ境界において、土層からパイプへの（もしくはパイプから土層への）浸透流量を仮定し、土層浸透流計算を行なう。

（2）浸透流計算により求めたパイプ境界の水圧分布からパイプ流を計算する。

（3）パイプ流量の流れ方向の変化から土層からパイプへの（もしくはパイプから土層への）浸透流量を計算し、手順（1）に戻り、これを収束するまで繰り返す。

次節以降で、この計算の詳細を述べる。なお、図-1(a)において、パイプ流の分類を明確にするため地下水面形を示したが、必ずしも地下水面とパイプ内での水位が一致する必要はない。

2. 2 土層浸透流

式（1）に示す Richards 式を有限要素法（Zienkiewicz, 1971; Istoke, 1989）を用いて数値計算することで、3次元土層浸透流を求めた。

$$C(\psi) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \nabla \cdot [K(\psi) \nabla (\psi + z)] \quad (1)$$

Barcelo and Nieber（1981）の手法に従い、パイプを体積のない線分とみなし、浸透流計算に用いる有限要素グリッドの節点上に配置した。この手法により、パイプ等の孔隙を含む土層の場合でも有限要素による分割を簡略化することができ、複雑なパイプネットワークによる選択流の解析にも対応できる。浸透流計算に必要な土壌水分容量 $C(\psi)$ と透水係数 $K(\psi)$ は、対数正規分布モデル（Kosugi, 1996）により推定した。本研究では、実験に用いた土壌（6号珪砂）について実測した θ - ψ 関係から対数正規分布モデル中のパラメータを推定し（ $\theta_s = 0.393 \text{ m}^3/\text{m}^3$, $\theta_r = 0.0745 \text{ m}^3/\text{m}^3$, $\psi_m = -39.5 \text{ cm}$, $\sigma = 0.130$ ）、飽和透水係数 K_s には実測値 $K_s = 0.021 \text{ cm/s}$ を用いた。有限要素法による計算においては、計算領域を 3840 の四面体要素に分割し、全 891 節点における圧力水頭値を求めた。

土層の側面、底面および上流端には不透水境界条件、下流端には Seepage Face 境界条件を適用した。土層表面には、降雨分布の実測値を与えた。また、パイプ流の分類（I）パイプ流なし、（II）開水路流、（III）管路流に従い、以下に示すようにそれぞれ異なる境界条件をパイプに設定した。

（I）パイプ流の無い領域

パイプの体積を無視するという仮定に従い、パイプの境界を無視して土層浸透流を計算した。

（II）開水路流領域

Fipps et al. (1986) は、Richards 式において、パイプへの浸透流量を異なる 4 種類の方法（多節点法、流量指定型の単節点法、圧力指定型の単節点法、抵抗適合法）で計算し各方法の比較を行っているが、これらの中で圧力指定型の単節点法は最も単純で未知パラメータを必要としないため、本モデルではこの方法を採用した。具体的には、パイプを表す節点 k に Dirichlet 境界条件 ($\psi = 0$) を設定し、式 (2) により周辺土層からパイプへ流入する浸透流量 S_p [m^3/s] を計算した。

$$S_p = \sum_e q_{out,k}^{(e)} \quad (2)$$

ここで、 $q_{out,k}^{(e)}$ [cm^3/s] は、要素 e 内の節点 k を含む境界面からの流出量の総和であり、節点 k を要素内にもつ全ての要素について和を求めることで、算出している。

(III) 管路流領域

パイプを表す節点に、パイプへの浸透量 S_p を指定する Neumann 境界条件を設定し、パイプに生じる正の水圧 ($\psi > 0$) を求めた。なお、浸透量 S_p はパイプ流量の流れ方向の変化から求められる（次節参照）。

2. 3 パイプ流

北原 (1989) は、パイプを含む土壌塊を現地から採取し、実験によって管路流状態でのパイプ流を検証した。その結果、パイプ流が Manning 式で計算でき、実在のパイプの粗度係数が 0.036 から 1.364 の値をとることを示した。この結果に従い、本モデルではパイプ流量 Q_p [m^3/s] を以下に示す Manning 式で計算する。

$$Q_p = \frac{1}{n_m} R^{2/3} I^{1/2} A_p \quad (3)$$

ここで、 n_m [$\text{m}^{-1/3}\text{s}$] は Manning の粗度係数、 R [m] は径深、 I は水理水頭の勾配、 A_p [m^2] はパイプ内の流水断面積である。

パイプ流を数値的に計算するため、パイプを n_p 個の線分に分割し、それぞれの線分の末端は有限要素の節点に設置した。本研究で対象とするパイプでは、Run 2 で $n_p = 10$ 、Run 3 で $n_p = 8$ とした（3章「実験方法」参照）。土壌浸透流と同様に、パイプ流についても (I) パイプ流なし、(II) 開水路流、(III) 管路流、に分類し、計算を行なった。

(I) パイプ流の無い領域

パイプ流が無い場合、パイプと周辺土層間の水移動を考慮する必要はない。

(II) 開水路流領域

開水路流状態でのパイプ流に関する連続式は、単位長さ当りの土層からパイプへの浸透量 S_p' [$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$] が、パイプ流量 Q_p の変化と流水断面積 A_p

の時間変化に等しいことから，

$$S_p'(u) = \frac{dQ_p(u)}{du} + \frac{dA_p(u)}{dt} \quad (4)$$

と表せる．ここで， u はパイプの流下方向を表す軸（下流方向に正）である．式(4)を積分し， $Q_p(u)$ ， $A_p(u)$ をパイプ線分 k ($= 1, 2, 3, \dots, n_p$) での流量 $Q_{p,k}$ と流水断面積 $A_{p,k}$ で置き換えると，次式を得る．

$$S_{p,k} = Q_{p,k} - Q_{p,k-1} + \frac{dA_{p,k}}{dt} l_{p,k} \quad (5)$$

ここで， $l_{p,k}$ [m]はパイプ線分 k の長さ， $S_{p,k}$ は式(2)から求まる．

一方，パイプ内の開水路流は Manning 式を用いて表すことができる．分割されたパイプ線分の上下流端における流水断面積の差を無視し擬似等流を仮定すると，水理水頭勾配はパイプの勾配 $\sin\alpha$ となり，

$$Q_{p,k} = \frac{1}{n_m} R_k^{2/3} (\sin\alpha)^{1/2} A_{p,k} \quad (6)$$

式(5), (6)を連立し，上流のパイプ線分から順に計算することでパイプ線分 k に流入するパイプ流量 $Q_{p,k-1}$ は既知となり，収束計算によって $Q_{p,k}$ と $A_{p,k}$ を求めることができる．開水路流のモデル図を図-2(a)に示す．

(III) 管路流領域

管路流状態でのパイプ流に関する連続式は，単位長さあたりの土層からパイプへの浸透量 S_p' が，パイプ流量 Q_p の変化に等しいことから，

$$S_p'(u) = \frac{dQ_p(u)}{du} \quad (7)$$

と表せる．式(7)を積分し， $Q_p(u)$ をパイプ線分 k ($= 1, 2, 3, \dots, n_p$) での流量 $Q_{p,k}$ で置き換えると，次式を得る．

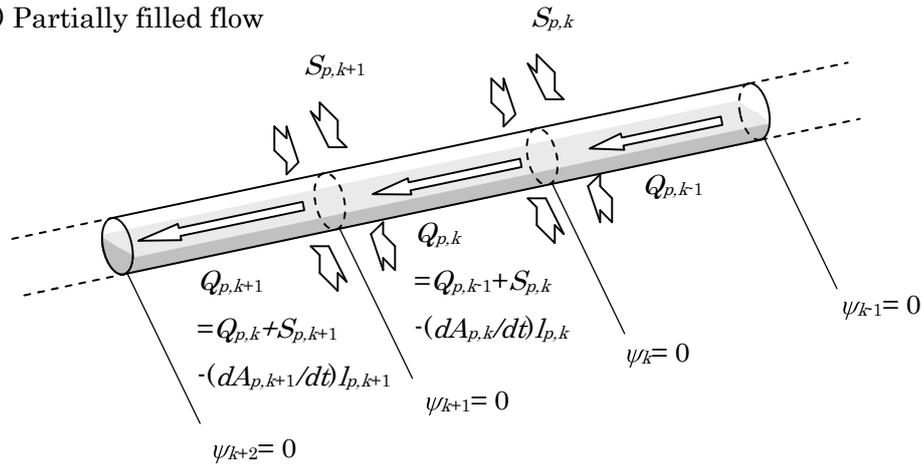
$$S_{p,k} = Q_{p,k} - Q_{p,k-1} \quad (8)$$

式(8)中の，パイプ線分 k における管路流状態でのパイプ流量 $Q_{p,k}$ は，以下に示す Manning の式で計算される．

$$Q_{p,k} = \frac{1}{n_m} R^{2/3} \left(\frac{\phi_{p,k} - \phi_{p,k+1}}{l_{p,k}} \right)^{1/2} A \quad (9)$$

ここで， A [m²]はパイプの断面積， $\phi_{p,k}$ ， $\phi_{p,k+1}$ はそれぞれパイプ線分 k および $k+1$ の上流末端の節点における水理水頭値である．式(8)に式(9)を代入し，パイプ線分の接続点における浸透流量 $S_{p,k}$ を求めることができ，前節の土層浸透流計算に用いる．ここで，パイプ中の流量が下流に向かって増加する場合 ($Q_{p,k} > Q_{p,k-1}$)， $S_{p,k}$ は正となり，土層浸透流計算において吸水項として働く（土層からパイプへの浸透）．逆に，流量が下流に向かって

a) Partially filled flow



b) Filled flow

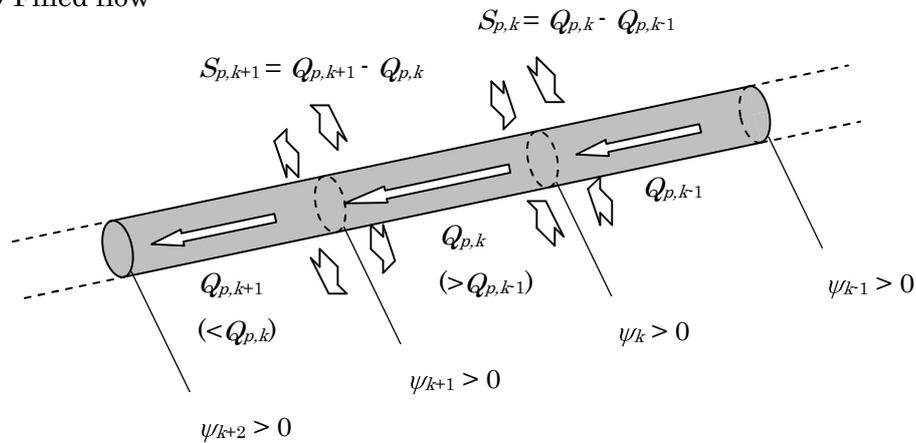


図-2 パイプ流と周辺土層からの浸透流およびパイプ壁面での圧力水頭との関係を表すモデル図；(a)開水路流，(b)管路流

減少する場合 ($Q_{p,k} < Q_{p,k-1}$), $S_{p,k}$ は負となり，土層浸透流計算において湧水項として働く（パイプから土層への浸透）．管路流のモデル図を，図-2(b)に示す．

実験では，円筒状のパイプを使用していることから，パイプ断面積 A と径深 R は，

$$A = \frac{\pi}{4} D^2 \tag{10}$$

$$R = \frac{D}{4} \tag{11}$$

ここで， D [m]はパイプの直径である． A と R をパイプの断面形状によって変化させれば，円筒以外の形状のパイプにもこのモデルを適用することができる．

2. 4 シミュレーション方法

図-3 に，シミュレーション全体の計算過程のフローチャートを示す．

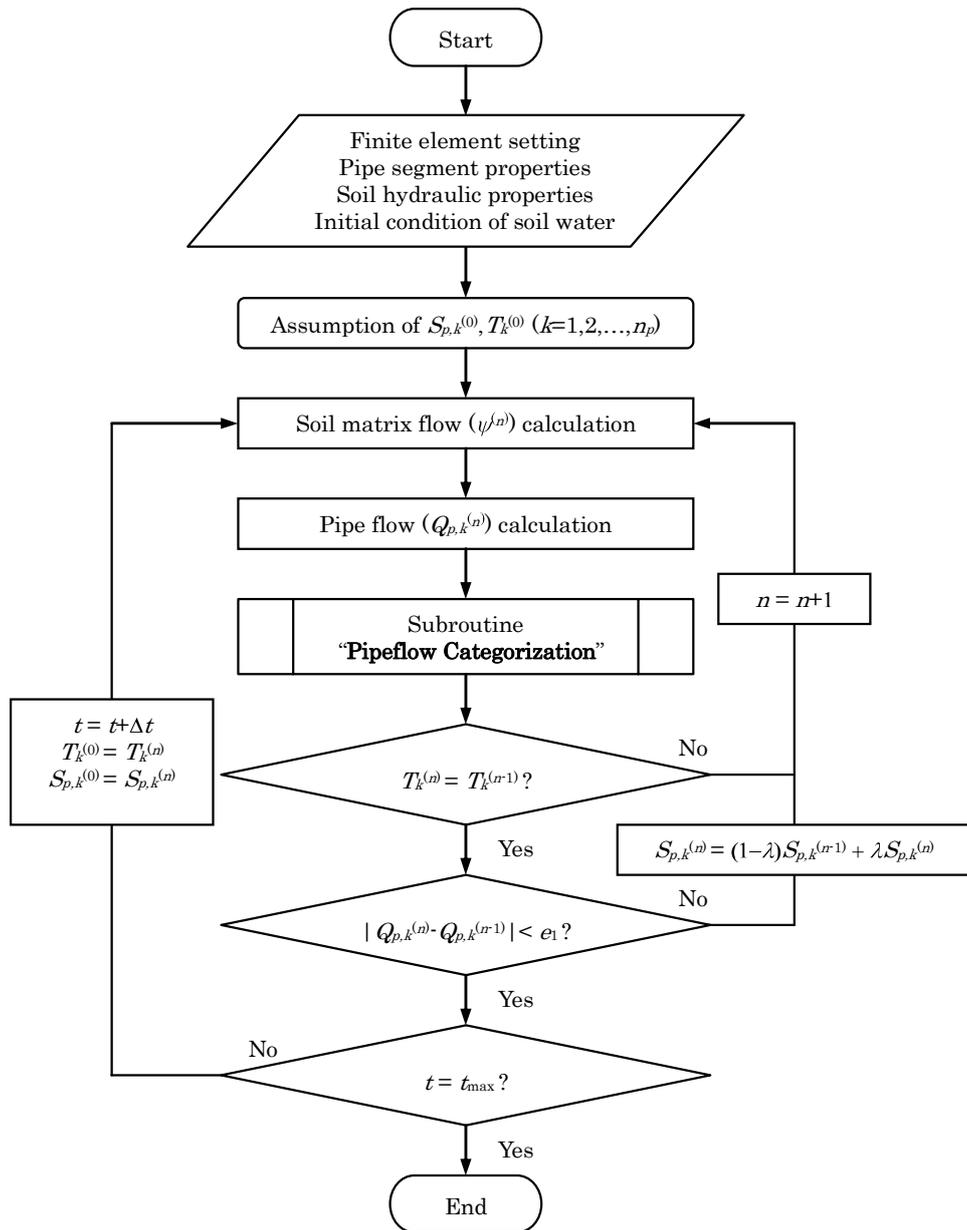


図-3 モデルシミュレーション全体の計算過程を表すフローチャート ($k = 1, 2, 3, \dots, n_p$ はパイプ線分番号, n は計算繰り返し回数を表す)

パイプ流タイプ $T_k^{(0)}$ (I; $T_k=1$, II; $T_k=2$, III; $T_k=3$) と $S_{p,k}^{(0)}$ の初期仮定のもと, 土層浸透流 (圧力水頭分布 $\psi^{(1)}$) を計算する. 次に, 土層浸透流計算の結果に基づきパイプ流 $Q_{p,k}^{(1)}$ を計算する. 図-4 に示す, サブルーチン「パイプ流の分類」により, パイプ流タイプ $T_k^{(1)}$ を決定する. ここで新たに決定された $T_k^{(1)}$ が仮定された $T_k^{(0)}$ と異なる場合, 新たな $T_k^{(1)}$ を用いて, 再び図-3 に示す計算過程を行ない, 全ての $k (= 1, 2, 3, \dots, n_p)$ について $T_k^{(n-1)}$ と $T_k^{(n)}$ が一致するまで繰り返す (繰り返し回数 n 回). パイプ線分 k がタイプ III (管路流) に分類された場合, $S_{p,k}^{(n-1)}$ が正しく仮定されていれば, 式 (8) により得られる $S_{p,k}^{(n)}$ は, $S_{p,k}^{(n-1)}$ と等しくなるが,

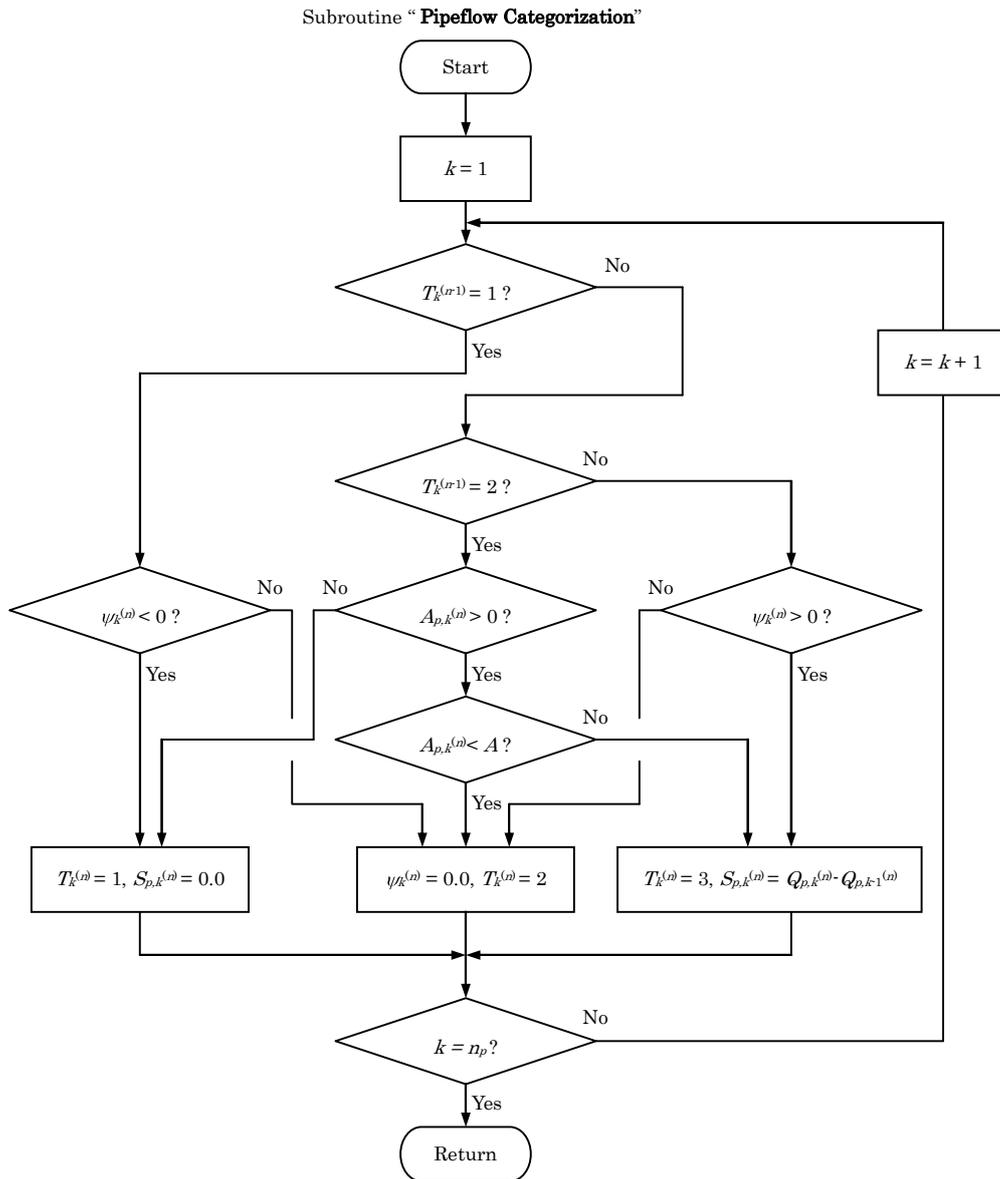


図-4 サブルーチン「パイプ流の分類」を表すフローチャート ($k = 1, 2, 3, \dots, n_p$ はパイプ線分番号, n は計算繰り返し回数を表す)

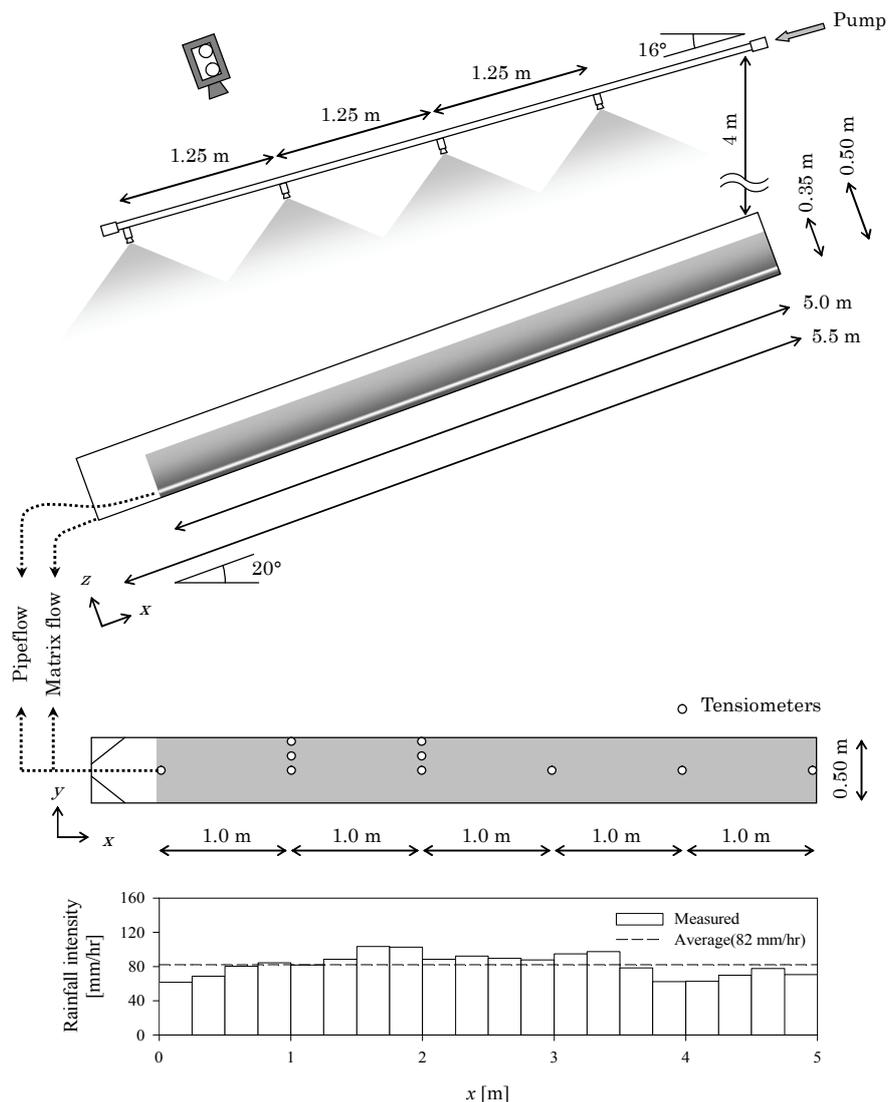
仮定値 $S_{p,k}^{(n-1)}$ が適切でない場合, 得られる $S_{p,k}^{(n)}$ は $S_{p,k}^{(n-1)}$ と異なる. そこで, 正しい S_p, Q_p および ψ に収束させるため, $S_{p,k}^{(n)}$ を,

$$S_{p,k}^{(n)} = (1-\lambda)S_{p,k}^{(n-1)} + \lambda S_{p,k}^{(n)} \quad (12)$$

と置き換え計算過程を繰り返す. ここで, λ は $S_{p,k}^{(n)}$ の新ステップへの寄与の割合である. この繰り返し計算の収束条件は, 全節点での圧力水頭値 ψ について, $|\psi^{(n)} - \psi^{(n-1)}| < e_1$ [m] (許容誤差) とする. 本稿でのモデル計算では, $\lambda = 0.0001$, $e_1 = 10^{-4}$ m を用いた.

3. 実験方法

3. 1 実験装置と材料



図－5 実験斜面と降雨装置の縦断面図および平面図と降雨強度分布図

京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリー実験棟内の水路（長さ 6.0m，幅 0.5m，高さ 0.5m）に土壌（6号珪砂）を充填し，図－5に示すような直方体形状をした人工斜面（斜面長 5.0m，幅 0.5m，土層深 0.35m，勾配 20°）を作製した．本実験で設定した斜面勾配は，既往の実験（12.8°，Sidle et al., 1995; 15.0°，内田ら，1995b; 35°，多田ら，2002）を参考にし，決定した．土層の側面，底面，および上流端には不透水の仕切りを設け，不透水境界条件とした．土層の下流端は不織布とステンレス製の格子（格子間隔 3.2 mm）で固定し，大気開放条件とした．

土層の表面には人工降雨装置にて降雨を与えた．人工降雨装置は，給水タンク，ポンプ，金属パイプ，スプレー（日本スプレーイングシステム製）

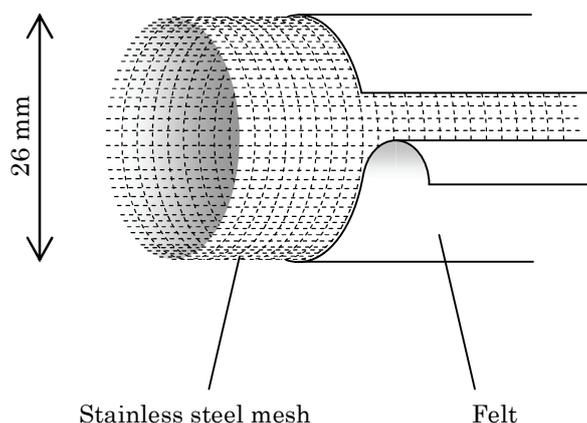


図-6 人工パイプの構造

4個から成り、放水部を斜面の上方約4mの位置に水平から 16° に傾けて設置した(図-5参照)。斜面への降雨強度が均一となるよう、各スプレ어의角度を調整したが、斜面全体の平均降雨強度 82mm/hr に対し、斜面縦断方向には $\pm 20\text{mm/hr}$ 程度のばらつきが生じた。ただし、斜面横断方向の降雨強度のばらつきは、斜面の位置に関わらず無視できる程度であった。斜面縦断方向の降雨強度分布を図-5の斜面形状に合わせて示す。

自然のパイプに見立てた空隙として、図-6に示すようなステンレスメッシュ(格子間隔 3.2mm)を円筒状(外径 26mm)に形成し、その上から不織布を巻いた人工パイプを土層の斜面横断方向の中央、底面から垂直方向に 2.5cm の位置に埋設した。採用したステンレスメッシュは構造材として十分な強度をもち、その格子間隔は土粒子よりも充分大きいため、通水抵抗の小さい人工パイプを作製する目的に適している。また、パイプの外径は、既往の実験における値(20mm , Sidle et al., 1995; 約 12mm , 内田ら, 1995b; 30mm , 多田ら, 2002)を参考にし、充分な排水能力を有する大きさに決定した。土層下流端では、人工パイプを 5cm の塩化ビニル管に接続し、パイプからの流出量と土層下端からの浸透流出量を分離して計測できるようにした。また、北原(1989)の方法に従い、作製した人工パイプ全てについてManningの粗度係数 $n_m [\text{m}^{-1/3}\text{s}]$ を実測し、 $n_m = 0.03$ を得た。既往の実験(Sidle et al., 1995; 内田ら, 1995b; 多田ら, 2002)では、塩化ビニル等の樹脂製の円管に多数の穴を設け、不織布で巻いたものを人工パイプとして用いているのに対し、本実験において作製し使用したパイプは土層-パイプ間の水移動に対する抵抗を無視できるため、より自然のパイプに近い構造であると言える。ただし、既往の実験とは人工パイプ以外の実験条件もそれぞれ異なるため、単純に結果を比較して用いた人工パイプ構造の優劣を議論することはできない。

土壌として珪砂(6号)を用いた。珪砂(6号)は粒度が比較的均一で(平均粒径約 0.2mm)、透水性が大きい($K_s = 2.1 \times 10^{-2}\text{cm/s}$)砂質土であ

る。また、加圧板法にて測定した土壌の水分特性曲線 ($\theta - \psi$ 曲線) と、そのデータをもとに不飽和透水係数 ($K - \psi$ 曲線) を、対数正規分布モデル (Kosugi, 1996) によって推定した。

3. 2 実験条件

人工斜面作製において、はじめ水平に設置した水路に土壌を過飽和の状態に充填し、その後、斜面の設定勾配 (20°) に傾けた状態で約 24 時間重力排水させ、水分状態の初期条件を調整した。

図-7 に示すように、人工パイプの埋設条件として Run 1; パイプなし, Run 2; 斜面全長 ($x = 0-5$ m) にわたりパイプあり, Run 3; 斜面の一部 ($x = 1-5$ m) にパイプあり, の 3 条件について、それぞれ実験を行なった。Run 1 は均一な土層内の単純な浸透流の条件、それに対して Run 2 は浸透流に加えパイプ流が存在する条件である。また、Run 3 はパイプが下流端近くにおいて途切れている、もしくは閉塞している状態を代表する条件である。

人工降雨装置を始動し斜面への降水を開始した時刻を実験開始時刻として、各測定値の記録を開始した。その後、斜面崩壊の発生や表層土の流動が起こった場合、または各測定値が定常状態に達した場合、人工降雨装置を停止し、実験を終了した。

3. 3 測定項目

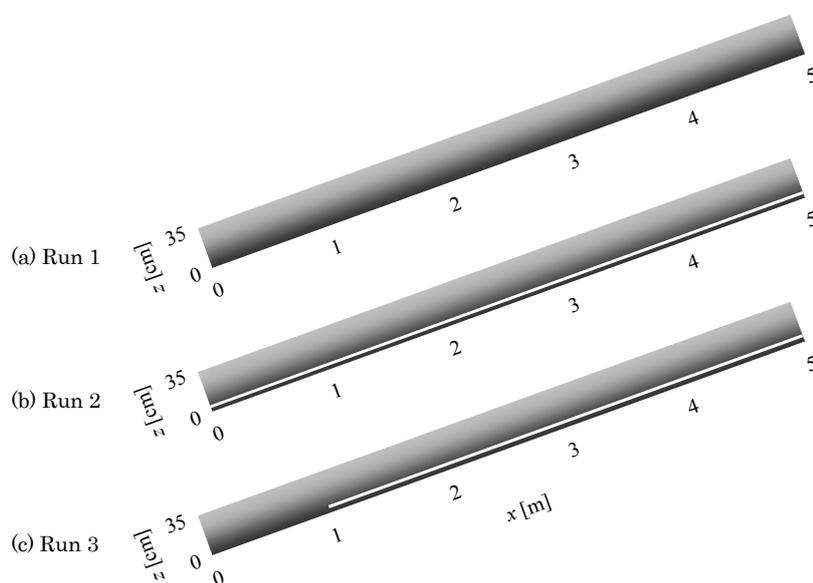


図-7 パイプの設置条件：(a)Run 1, パイプなし；(b)Run 2, 斜面全長 (0-5 m) にわたりパイプあり；(c)Run 3, 斜面一部 (1-5 m) にパイプあり

図-5の土層平面図に示す白丸(○)の位置(合計10箇所)にテンシオメータ(大起理化製)を設置し、土層底面における間隙水圧を1分間隔で連続計測した。土層下流端から1mと2mの位置($x=1, 2\text{ m}$)では、土層中心から右側半分にテンシオメータをそれぞれ横方向3箇所にならべて設置し、斜面横断方向の圧力水頭分布を測定した。

斜面下流端における土層からの浸透流出量は1~2分間隔で、メスシリンダーとストップウォッチを用いて計測した。また、Run 2においては、斜面下流端におけるパイプからの流出量も、土層浸透流量と同様に計測した(図-5参照)。

図-5に示すように、実験中は斜面上方からビデオカメラにて撮影を行い、土層表面の状態を常時記録した。また、実験終了時には土層を側面からデジタルカメラで撮影し(側面の仕切りは透明)、土層表面の形状を記録した。

4. 結果と考察

4. 1 流量変化(土層流出量・パイプ流出量)

土層下流端からの流出量とパイプ流出量経時変化の実験結果を図-8に示した(土層流出量は○, パイプ流出量+土層流出量は△)。実験開始から50分まではRun 1, 2, 3共に、ほぼ同様の変化を示し、土層からの流出量が単調増加した。図-8(a)に示すようにRun 1では、実験開始後55分頃から流出量の増加が大きくなり、62分には土層表面の一部に飽和帯が発生し、その後表層の流動化が起こった(詳細は5.3節)。このため、77分に実験を終了した。図-8(b)に示すようにRun 2では、実験開始後54分からパイプからの流出が始まり、急激に増加した。その一方で土層下流端からの流出量は増加が止まり、ほぼ一定値($16\text{ cm}^3/\text{s}$)に到達した。さらに実験開始後108分までにパイプからの流出量の増加も小さくなり、ほぼ定常状態に達したため降雨強度を82 mm/hrから108 mm/hrに上げた。その結果、パイプからの流出量は降雨強度の増加に敏感に反応し増加したが、土層下流端からの流出量はほとんど変化しなかった。実験開始後137分で再び定常状態に達したため、降雨強度をもとの82 mm/hrに戻し、151分に実験を終了した。この間、表面流は発生せず、土層表面は安定した状態であった。図-8(c)に示すようにRun 3では、Run 1と同様に実験開始後55分ごろから流出量の増加が大きくなり、58分には土層表面の一部に飽和帯が発生し、その後表層の流動化が起こった(詳細は5.3節)。このため、68分に実験を終了した。以上の実験結果は、既往の研究で示された結果とよく一致し(Sidle et al., 1995; 内田ら, 1995b; 多田ら, 2002)、パイプ

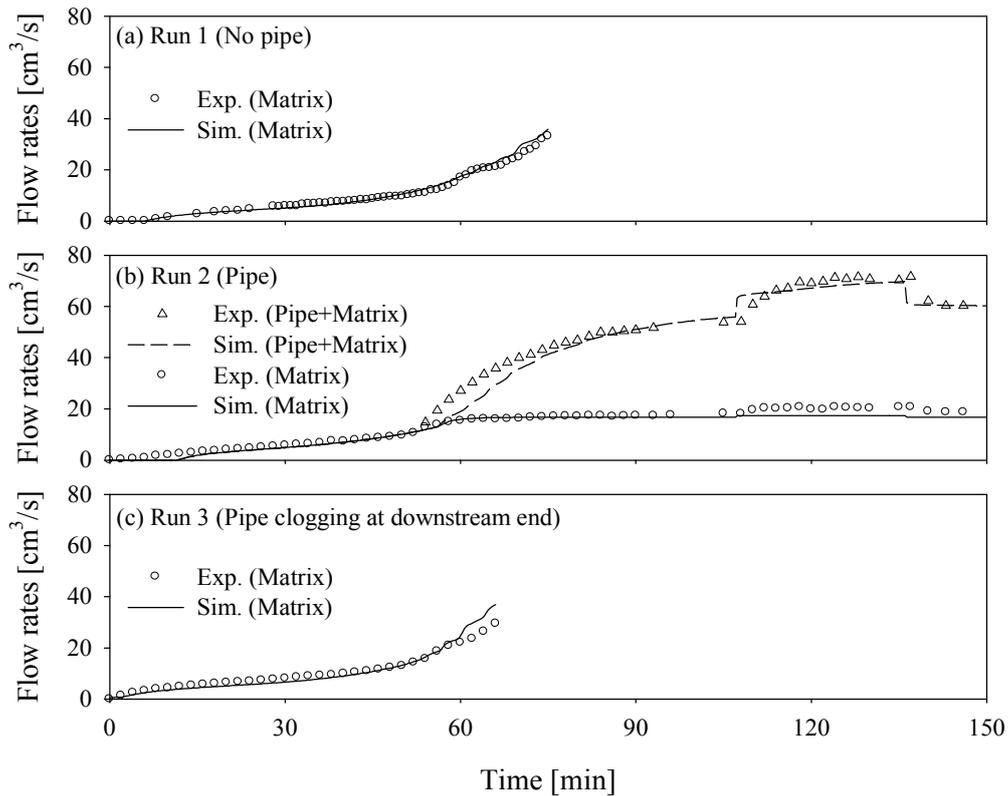


図-8 土層からの流出量とパイプ流出量経時変化の実験結果とモデルシミュレーション結果

が高い排水効果を持つこと，土層内部でパイプが途切れている場合は排水効果が発揮されず，土層も不安定になることが確認された。

土層からの流出量，パイプ流出量のモデルシミュレーション結果を，実験結果と重ねて図-8に示した（土層流出量は実線，パイプ流出量+土層流出量は破線）。Run 1, 2, 3共に，50分頃までは土層内に地下水面が形成されておらず，パイプ流が発生していないため，単純な土層浸透流計算と同じであり，モデル計算は実験結果を非常によく再現している。Run 1では，その後も単純な土層浸透流計算であり，計算結果と実験結果はよく一致している。Run 2において，パイプ流発生タイミングは実験結果から数分遅れるが，同様の傾向を示し急激に増加した。また，定常時の土層流出量とパイプ流出量はほぼ正確に再現されている上，降雨強度の変化に対してパイプ流が敏感に反応するのに対し，土層からの流出量はほとんど変化しない点も実験で得られた現象と一致している。Run 3において，60分以降の土層流出量のシミュレーション値は実験結果より過大に計算されているが，この時間帯は実験において土層表面の飽和帯が形成され表面流が発生した時期であるが，計算では表面流の土層への再浸透を考慮していないため生じた誤差と考えることができる。

4.2 土層底面の水圧分布

テンシオメータにて測定した土層底面の圧力水頭分布を図-9に示した(図中の○). 図-9において, 左2列は土層の横断方向分布(Run 1では $x = 2\text{ m}$ のみ, Run 2, 3では $x = 1, 2\text{ m}$), 右列は土層の縦断方向分布($y = 25\text{ cm}$)をそれぞれ示す. 開始時において($t = 0\text{ min}$), どの実験もほぼ同様の水圧分布を示しており, 初期の土層内水分条件が等しく調整されていることがわかる. どの実験においても, 開始後60分に土層内に地下水位が形成されており, 図-10において55分頃から流出量の増加が大きくなった結果と対応している. 土層底面での正の圧力水頭が地下水位と近似的に等しいと考えると, 図-9(a)に示すようにRun 1では実験終了時($t = 77\text{ min}$)に地下水位が土層表面まで上昇し, 比較的広い範囲($x = 1\text{-}2\text{ m}$)で表層の飽和帯が形成されたことがわかる. また, 図-9(b)に示すようにRun 2では, 土層内に地下水位が形成されるものの, パイプの位置($z = 2.5\text{ cm}$)以上には上昇せず, 土壌水がパイプによって効率的に排水されていることがわかる. 120分以降はほとんど水圧分布が変化せず, 図-10において土層からの流出量が一定値を示したことと対応している. 斜面横断方向の水圧分布を見ると, パイプの位置($y = 25\text{ cm}$)に向って凹状の水面形状を呈しており, 土層内の水がパイプに向って集中している様子が表れている(図-9(b)における $t = 120, 151\text{ min}$). また, 図-9(c)に示すようにRun 3では, 60分以降, パイプ下流端部の土層($x = 1\text{ m}$)における圧力水頭の上昇が顕著になり, 実験終了時($t = 68\text{ min}$)には地下水位が地表面に到達しており, この位置で局所的に表層の飽和帯が形成されたことがわかる. 斜面横断方向の水圧分布を見ると, パイプの位置($y = 25\text{ cm}$)において $x = 1\text{ m}$ では凸状分布, $x = 2\text{ m}$ では凹状分布を呈しており, 一旦は土層からパイプに供給され輸送された水が, パイプ下流端から再び土層に逆流し, 局所的な土壌水の集中を引き起こしている様子が表れている(図-9(c)における $t = 68\text{ min}$).

モデルシミュレーションにより得られた土層底面の圧力水頭分布を, 実験結果と重ねて図-9に示した(図中の実線). どの実験においても, 地下水位が形成され, 圧力水頭が急激に上昇する60分では, 実験結果と計算結果の間にずれが生じており, モデル計算による圧力水頭の上昇は遅れる傾向が見られる(特にRun 1). しかし, それ以外の時間では, ほぼ正確に実験結果が再現されており, 図-9(b)に示したRun 2における地下水位とパイプ位置の関係や斜面横断方向の凹状水圧分布, 図-9(c)に示したRun 3における斜面横断方向の凹凸状水圧分布は定量的に実験結果と一致している. これまでに提案されているパイプ流に関するモデルのうち, 2次元的な取り扱いをしているものは, Run 2, 3で生じた斜面横断方向の水圧分

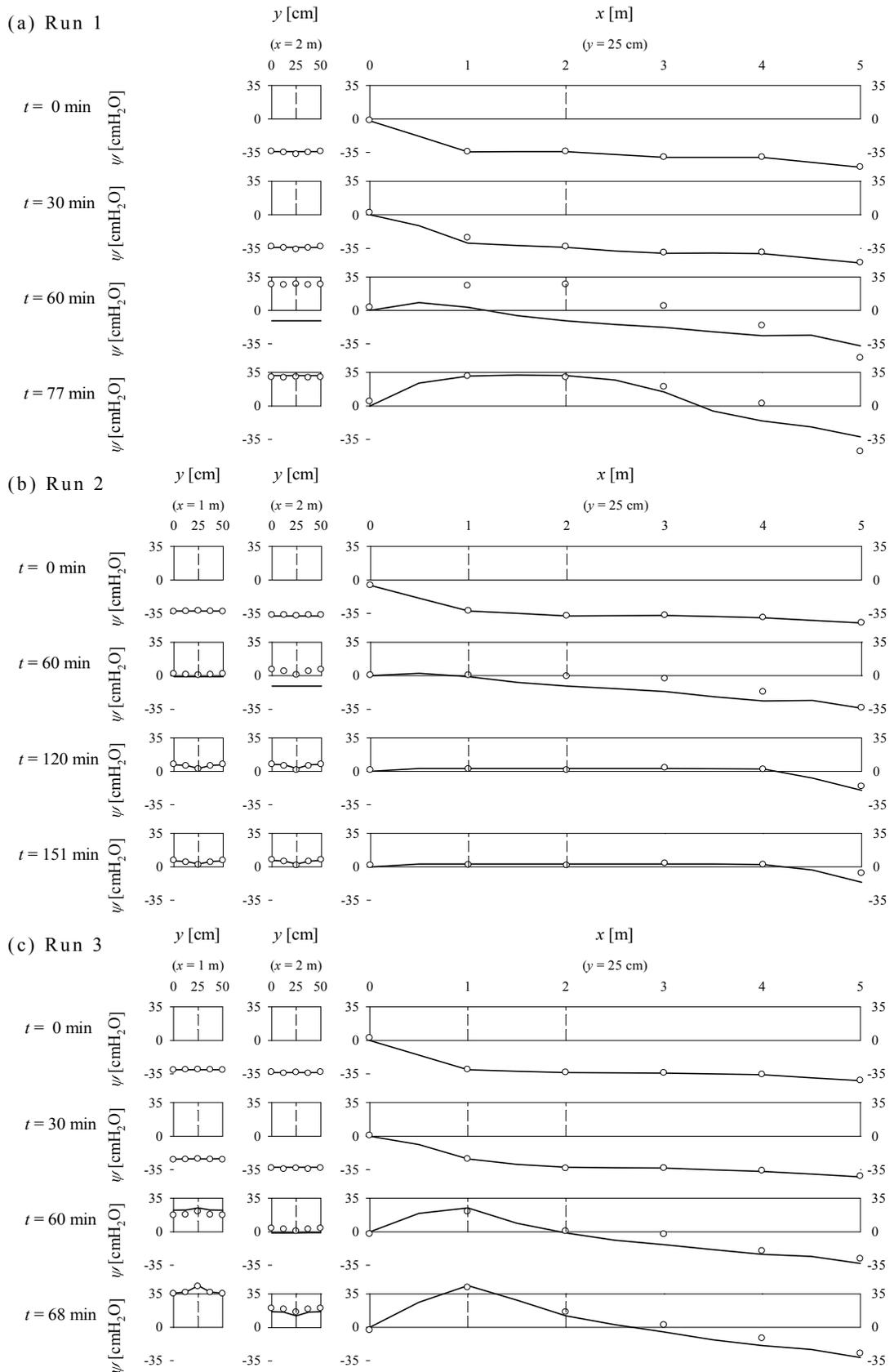


図-9 土層底面における圧力水頭分布の実験結果とシミュレーション結果 (○ ; 実験値, 実線 ; 計算値)

布を再現することはできない。また、パイプ内の水圧を一定値と仮定しているモデルでは、Run 3に見られたパイプ閉塞部近傍での圧力水頭の局所的な上昇を再現することはできないことから、本モデルの優位性が示されたと言える。

4. 3 表層の流動化と土層内圧力水頭分布

4.1 節で示したように、Run 1, 3 では実験終盤に表層に飽和帯の形成がみられ、表層が流動化したが、Run 2 では土層は終始安定していた。Run 1 では実験開始後 62 分に $x = 1.7 \text{ m}$ の表層に飽和帯が発生し、その部分から土層が徐々に流動し始めた。流動化の範囲は上流方向に進行し、崩れた土砂は下流方向に堆積しながら移動した。実験終了時には、 $x = 1.6 \sim 2.7 \text{ m}$ の表層が侵食され、 $x = 0.0 \sim 1.6 \text{ m}$ に流動化した土砂が堆積する形状に変形した。Run 3 では実験開始後 58 分に $x = 1.0 \text{ m}$ の表層に飽和帯が発生し、その部分から土層が徐々に流動し始めた。流動化は Run 1 と同様に進行し、実験終了時には、 $x = 1.0 \sim 1.5 \text{ m}$ の表層が侵食され、 $x = 0.0 \sim 1.0 \text{ m}$ に流動化した土砂が堆積する形状に変形した。これら表層の流動化の様子を写真 1 に示した。

モデルシミュレーションから得られた実験終了時における土層 x - z 断面 ($y = 25 \text{ cm}$) の 2 次元的な圧力水頭分布を図-10 に示した。Run 1, 3 で表層の飽和帯形成と流動化が発生した位置 (それぞれ、 $x = 1.7, 1.0 \text{ m}$) と、図-10(a), (c)において $\psi = 0 \text{ cmH}_2\text{O}$ の等高線が地表面に達し表層が飽和している範囲の中間点の位置 (それぞれ、 $x = 1.7, 1.1 \text{ m}$) とは非常によく対応している。さらに、実験終了時に記録した斜面表層の形状を図-10 の圧力水頭分布に重ねて表示したところ (図中の破線)、飽和帯が地表面に現れている範囲と流動化が顕著に起こった範囲がほぼ正確に一致した。一方、図-10(b)に示すように実験で終始土層が安定していた Run 2 に対する計算結果では、地下水面がパイプの位置よりも上昇しておらず、表層の流動化が起らなかった実験結果とよく対応している。これらの結果は、本稿で提案したモデル計算手法により、土層底面だけでなく (図-9)、斜面土層内全てにおける圧力水頭分布をほぼ正確に推定できており、本モデルと斜面安定解析手法を組み合わせることによって斜面の安定性 (不安定位置、流動化もしくは崩壊等の

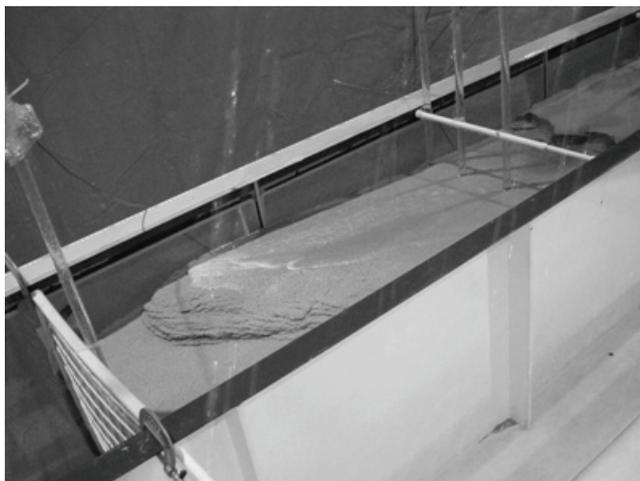


写真-1 表層の流動化 (Run 3, 実験開始後 65 分)

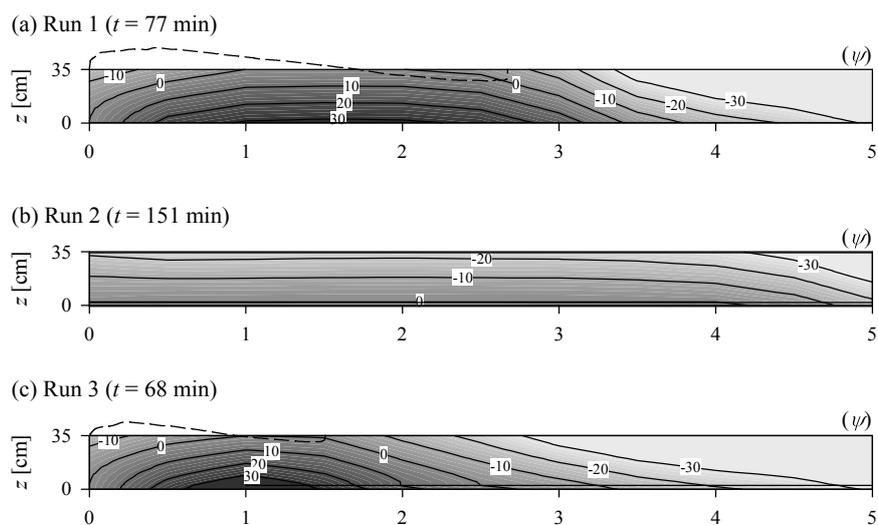


図-10 モデルシミュレーションにより得られた，土層 x - z 断面の圧力水頭 ψ [cmH₂O] の 2 次元分布 (a, c 中の破線は，流動化による表層変形後の斜面形状)

範囲の特定) を評価できる可能性を示している。

5. 適用事例

実際に，選択流と斜面崩壊との関係が見うけられる事例として，2003年7月に発生した水俣市集川における斜面崩壊を取り上げ，風化基岩中に発達したクラックを通る水みちを選択流路と想定した数値シミュレーションを実施した。

5. 1 数値シミュレーションの条件

風化基岩中に選択流路の発達した大規模な斜面を想定し，図-11に示すように，傾斜角 30°，斜面部 180 m，平坦部 20 m，斜面下端部の厚さ 10 m，斜面上端部の厚さ 20 m，土壌層深さ 2.0 m，土壌層以下は風化基岩層とし，幅 2.0 m のスライスを計算対象領域とした。

図-11 に示すように，選択流路がない単純な土層 (Case1) 及び 2 種

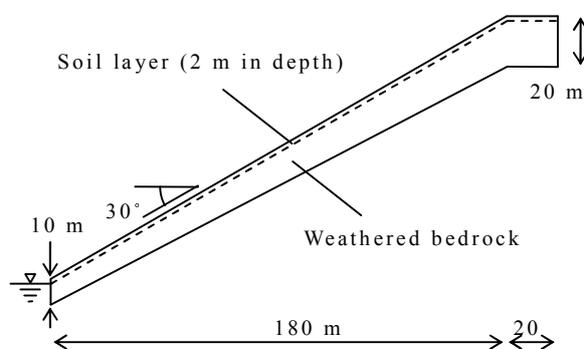


図-11 想定した斜面の側面図

類の選択流路を設定し (Case2, 3), 各 Case についての計算を行なった. 選択流路として, 土壌と風化基岩の境界部 3 箇所直径 d ($= 2.5, 5.0$ cm) のパイプを設定, その下流端に接続する形で風化基岩内を鉛直下向きに伸びるクラックを設定した. Case2 では, 鉛直方向のクラック全てに接続する形で斜面下流方向に伸びるクラックを設定し, その下流端は斜面外に開放した. Case3 では, Case2 における斜面下流方向に伸びるクラックが途中で切断された形状に設定し, それぞれのクラック下流端は斜面外に開放されていない. 全てのクラックは, 簡単のためパイプ状の円筒で代表し, 土壌層と風化基岩層の境界に設定したパイプと同一の直径とし, 斜面スライスを中心断面上に設置した. 本稿では, 選択流路を全て円筒状としたが, それ以外の形状を呈する選択流路に関しても, 式(3), (5)の R および A を各形状に対応させることで, 計算可能である.

式(1)の $C(\psi)$ と $K(\psi)$ には, lognormal モデル (Kosugi, 1996) を採用し (図-3 参照), 土壌層には一般的な砂質土壌のパラメータを与えた ($K_s = 0.005$ cm/s, $\theta_r = 0.162$, $\theta_s = 0.578$, $\psi_m = -86.2$ cm, $\sigma = 0.639$. ここで, K_s は飽和透水係数, θ_r は残留含水率, θ_s は飽和含水率, ψ_m はメジアン孔隙径に対応する圧力水頭, σ は水分特性曲線の湾曲度を定めるパラメータ). 最近の研究によると, これまで不透水層として扱われてきた岩盤にも水が浸透し, 特に

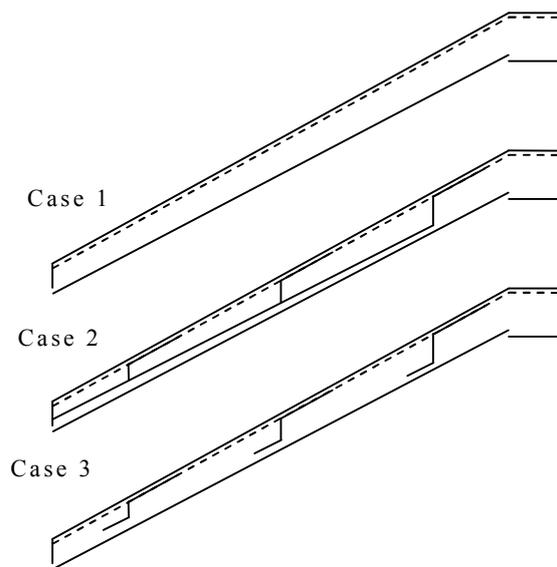


図-12 斜面における選択流路 (Case 1: 選択流路なし, Case 2: 土層外開放クラック, Case 3: 閉塞クラック)

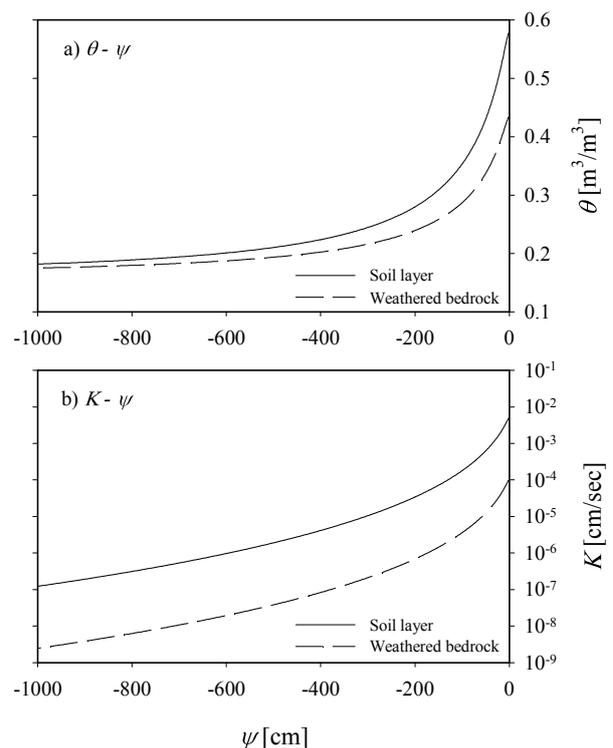


図-13 土壌層・風化基岩層へ与えた水理特性, a) $\theta - \psi$ 曲線, b) $K - \psi$ 曲線

風化が進んだ岩盤は土壌と同様な扱いで浸透計算が可能であることが示されている(桂ら, 2004). そこで, 本研究では風化基岩層に対しても, 土壌層同様に水理特性値を与え, 土壌層・風化基岩層一体の浸透計算を行なった. 風化基岩層には最近の研究(桂ら, 2004)を参考に推定したパラメータ ($K_s = 0.0001 \text{ cm/s}$, $\theta_r = 0.162$, $\theta_s = 0.434$, $\psi_m = -86.2 \text{ cm}$, $\sigma = 0.639$) を与えた. これらのパラメータを用いた場合の $\theta - \psi$, $K - \psi$ 曲線を図-3 に示す.

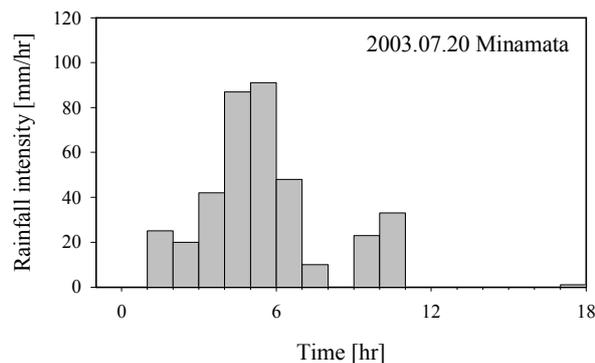


図-14 数値実験に用いた降雨パターン (2003年7月20日, 水俣災害時の降雨)

境界条件として, 土壌層表面には図-4 に示す 2003 年 7 月の水俣災害時に観測された降雨パターンを与え, 斜面下流端には風化基岩層と土壌層の境界に水面を設定し, 水面より上部は大気開放条件とした. それ以外は(斜面上流端, 底面, 側面)は全て境界を通した水移動が起こらない不透水境界条件とした. 初期条件として, 下流端水面を基準とし鉛直上向きに一定勾配で減少する圧力水頭分布を与えた(次章参照). 浸透流計算のための有限要素法においては, 計算領域を 2880 個の要素に分割し, 全 735 節点における圧力水頭を求めた.

5. 2 斜面安定性

$x-z$ 断面における ψ の 2 次元分布をもとに以下の式にて局所的な土層安全率 (= 抵抗力 / 滑動力) F_s の $x-z$ 断面における 2 次元分布を計算した.

$$F_s = \frac{c + [\gamma_s (z_{\max} - z) \cos \alpha - \gamma_w \psi] \tan \phi_s}{\gamma_s (z_{\max} - z) \sin \alpha} \quad (13)$$

ここで, c [Pa], ϕ_s [degree] はそれぞれ土の粘着力と内部摩擦角, z_{\max} [m] は土層の厚さ, γ_s, γ_w [N/m^3] はそれぞれ土と水の単位体積重量を表す. 本稿では既往の研究を参照し(内田・水山, 2002), $c = 0.34 \text{ kPa}$, $\phi_s = 25^\circ$, $\gamma_s = 24.5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ とした. なお, 安全率の計算において, 表面流の水深は考慮していない.

5. 3 適用事例の結果

(1) 圧力水頭分布の経時変化

斜面スライスの中を通る $x-z$ 断面における圧力水頭分布の 3 時間毎の変化を, 各 Case について図-5, 6, 7 に示す. これらの図に示した結果は, 設定したパイプおよびクラックの径が 5.0 cm の場合である.

図-5 に示すように Case 1 では, 土壌層の飽和が斜面全域で進行し, つ

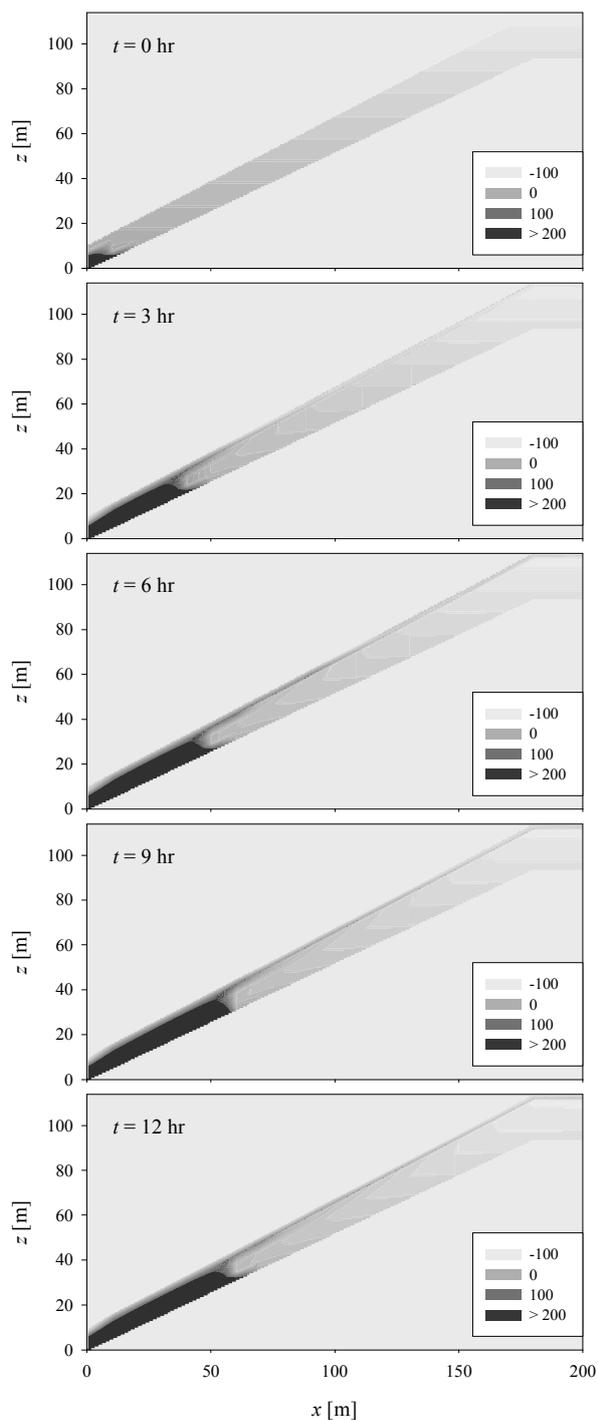


図-15 Case 1における斜面内 $x - z$ 平面（スライスを中心断面）の圧力水頭分布の変化

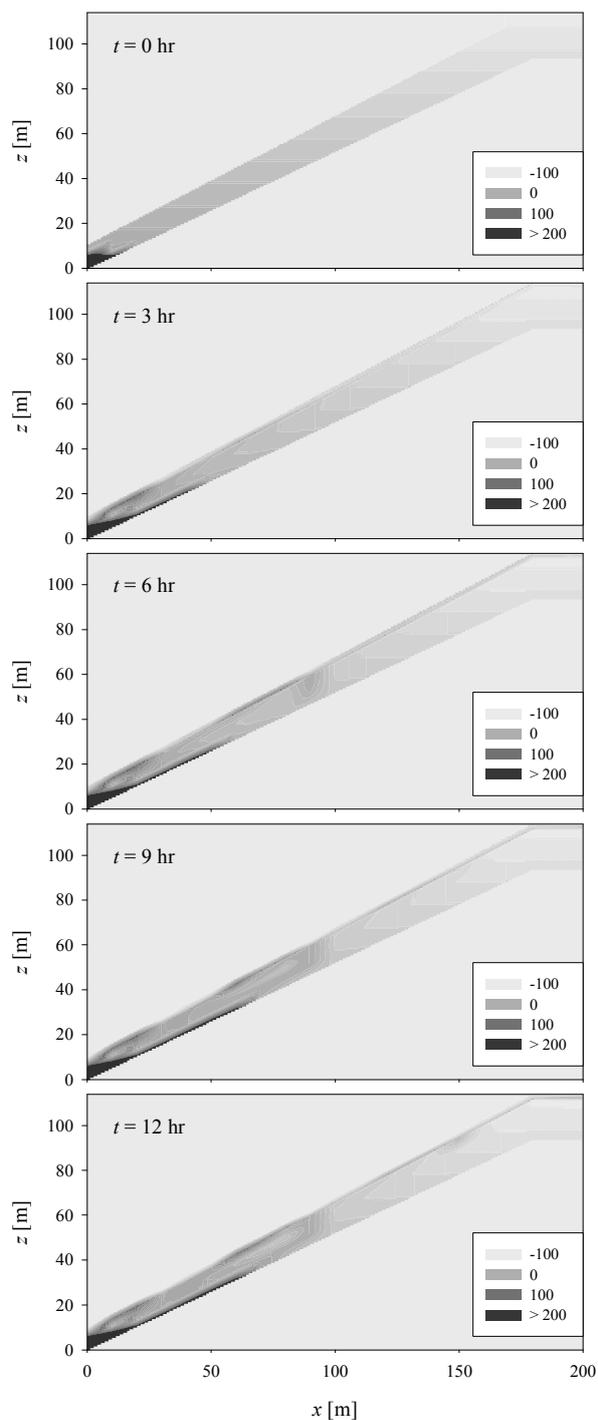


図-16 Case 2における斜面内 $x - z$ 平面（スライスを中心断面）の圧力水頭分布の変化

いで斜面下部の風化基岩層の飽和が比較的広い範囲 ($x < 50 \text{ m}$) において進行した。斜面中部から上部 ($x > 50 \text{ m}$) にかけての風化基岩層は、初期水分状態からあまり変化せず、土壤層からの浸透が遅いことを示している。これらの現象から、風化基岩内にクラックなどの選択流路がない場合、も

とも乾燥条件であった斜面上部では、低い透水性のために鉛直方向への浸透が抑制されるが、斜面下部の飽和状態に近い領域では、乾燥領域に比べると透水係数が大きく、土壌層からの浸透によって飽和領域が広がったと考えられる。

図-6 に示すように Case 2 では、Case 1 同様に土壌層の飽和が見られるが、降雨強度がピークを迎える $t = 6.0$ hr においても分布にむらが見られ、斜面下部に近い場所 ($30 < x < 50$ m) でも不飽和の領域が存在する。これは、土壌層と風化基岩層の境界に存在するパイプおよび風化基岩層に続くクラックによって、土壌層の地中水がすばやく排水されるためであると考えられる。また、風化基岩層では、クラックを通じた選択流によって地中水が迅速に斜面外に排水されるため、特に斜面下部での飽和領域の拡大が抑制されている。

図-7 に示すように Case 3 では、土壌層の飽和が先行するが、Case 2 と同様に不飽和領域も多く見られる。一方、Case 2 と異なり選択流路が斜面外に開放されていないために、風化基岩層内の地中水が排水されず、斜面下部 ($x < 50$ m) での圧力水頭の上昇が顕著に見られる。さらに $t = 9.0$ hr 以降、斜面中部 ($x = 90$ m) の選択流路により斜面深部に輸送された地中水が風化基岩内に浸透し、圧力水頭を局所的に上昇させる領域が現れた。このため、むらはあるものの、斜面中部にかけての広い範囲 ($x < 90$ m) で風化基岩層内に飽和領域が広がっている。

パイプおよびクラックの径が 2.5 cm の場合 (図には示さない)、Case 2

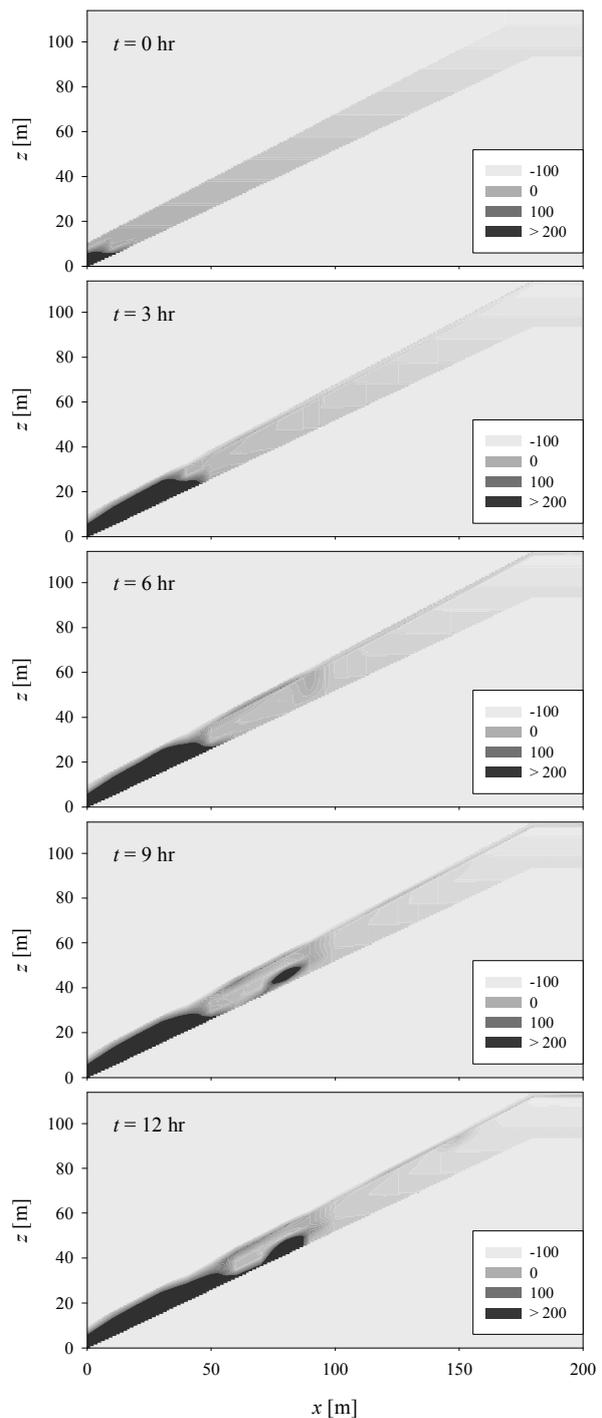


図-17 Case 3 における斜面内 $x - z$ 平面 (スライスを中心断面) の圧力水頭分布の変化

では、5.0 cm と比較して風化基岩層における斜面下部の飽和領域が大きく、Case 1 と大差ないほどに広がっている。これは、選択流路の径が小さく、排水能力が低いためと考えられる。また、Case 3 では、5.0 cm の場合と同様、斜面中部に局所的な飽和領域が見られるが、その発生は 5.0 cm の場合より 2~3 hr 遅れた。これも、Case 2 と同様に、選択流路が小さいための水輸送能力低下によるものと考えられる。計算は行っていないが、逆に選択流路の径が大きい場合、Case 2 では排水能力が高くなり、風化基岩層の飽和領域がさらに縮小するものと思われる。また、Case 3 では斜面中部の局所的飽和領域の発生が早まることが想像される。

(2) 斜面内の安全率分布

図-5, 6, 7 に示した圧力水頭分布の結果をもとに斜面スライス中心の x - z 断面における安全率 F_s の分布を計算した。降雨のピーク後約 3 hr 経過した $t = 9.0$ hr における F_s の分布を図-8 に示す。

Case 1 では、図-5 の圧力水頭分布に対応して、 F_s の低い領域が斜面下部に広がっている。また、土壌層においても斜面のかなり上部に至る領域に低い F_s が広がっており、表層崩壊の危険性も高いといえる。Case 2 では、風化基岩層底部と土壌層の一部に低 F_s 領域が見られるが、全体としてその割合は小さく、斜面は安定しているといえる。Case 3 では、やはり図-7 の圧力水頭分布に対応した領域において、 F_s の低い領域が広がっている。特に、選択流路末端 ($x = 20, 80$ m) における F_s の低下が顕著であり、斜面下部 ($10 < x < 20$ m) においては、 $F_s < 0.6$ の領域が現れており、全ての Case の中で、最も不安定である。

(3) 流出量変化

斜面からの総流出速度 (=下流端浸透流 + 表面流 + 選択流) の時間変化を図-9 に示す。ここでの流出速度は、流出量を斜面表面積で除してある。また、比較のため風化基岩層を不透水層とした場合 (土壌層のみの場合)

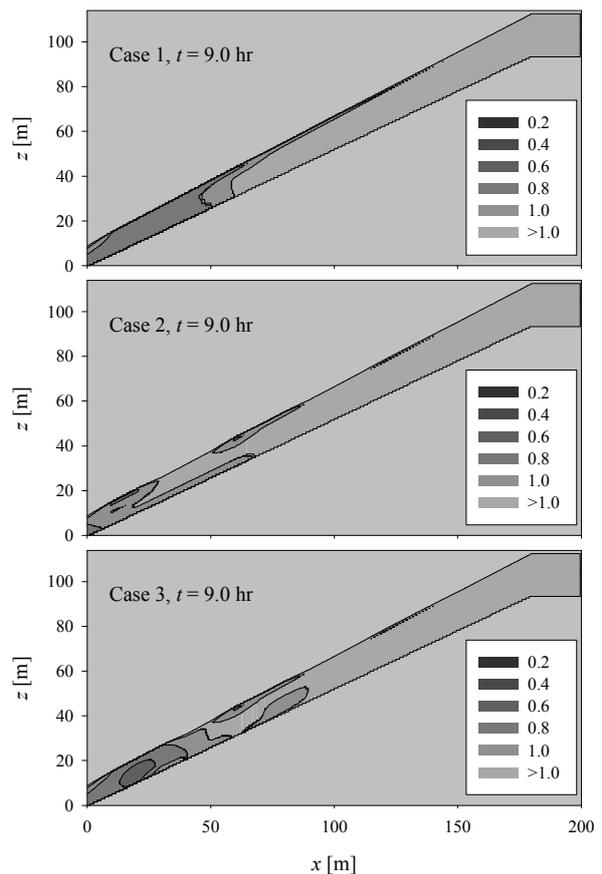


図-18 各 Case の時刻 $t = 9$ hr における斜面安全率分布

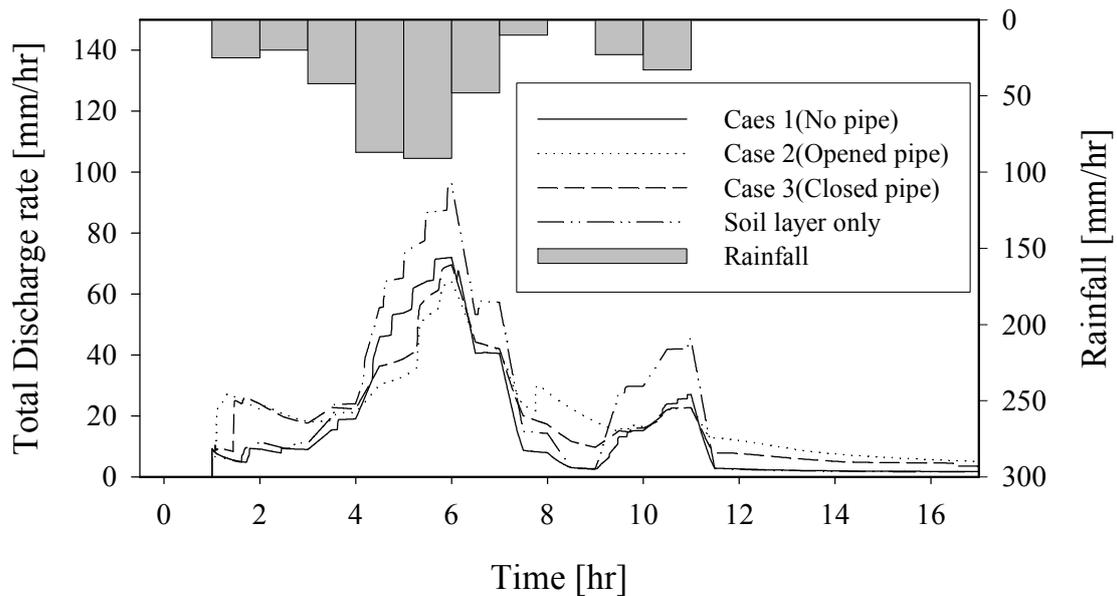


図-19 各 Case の降雨流出曲線 (Case 1, 2, 3 および土壌層のみの場合) の計算結果も合わせて図-9 に示した。

Case 1 と土壌層のみの場合を比較すると、はじめ流出量はほぼ等しい変化を示し増加した ($0 < t < 4$ hr)。その後、降雨強度が増加するに従い、土壌層のみの場合と比較して Case 1 の場合の流出量が小さくなった。この差の分が、風化基岩層へ浸透して貯留されたと考えられる。無降雨期間 ($t > 11$ hr) においては、再びほぼ等しい流出量となり、一旦風化基岩層に浸透した水は低い透水性のためになかなか斜面から排水されず、長期間滞留することを示している。これは図-5 の $t = 12$ hr において、斜面下部の圧力水頭が高いまま維持されていることと対応している。

Case 2, 3 の場合、降雨初期に選択流による排水能力のため、すばやく降雨に応答している。その後、逆にピーク流量は Case 1 と比較して小さな値となり、流出が抑えられている。無降雨期間もしくは降雨量の少ない期間 ($7 < t < 10$ hr, $t > 11$ hr) においては、流出量は Case 1 より大きく維持されており、全体としては降雨に対する流出量が平準化されている。この平準化は、選択流路によって風化基岩にすばやく雨水が浸透し貯留されたあと、無降雨期間に、Case 1 ではなかなか排水されなかったが、Case 2, 3 では選択流路によって斜面外に排水されやすいためと考えられる。Case 3 は、斜面外に選択流路が開放されていないため排水能力は大きくないと考えられるが、流出量変化は Case 1 と Case 2 の中間的な傾向を示した。

以上の結果から、風化基岩層に対しても浸透流計算を適用した場合、風化基岩への浸透・貯留が見られた。さらに、風化基岩中に選択流路を設定した場合は、流出量変化の違いはさらに顕著となった。実際には、風化基

岩中にクラック等の選択流経路が存在しないとは考えにくく，風化基岩に対して浸透流計算を適用する場合は，選択流路を同時に考慮することが現実的であるといえる．

6. おわりに

比較的大規模な人工斜面を用いたパイプ流に関する実験と新たに開発したパイプ流モデルによる数値シミュレーションを行ない，以下のことが明らかとなった．

- (1)パイプ流は土層内の水を排水し，間隙水圧の上昇を抑制，土層の安定性を保持する働きを示したが（Run 2）パイプ下流端が土層内に存在する場合，一旦パイプに吸収され輸送された水が再び土層に浸透し，その位置での局所的な間隙水圧の上昇を引き起こし，表層の流動化が起こった（Run 3）．
- (2)圧力水頭の分布は斜面縦断方向だけでなく横断方向にも明確に表れ，横方向からパイプに向って水が流れ込む様子や，パイプ下流端から土層に逆流する様子が観測された．
- (3)モデル計算による結果において，パイプ流出のタイミングが数分遅れるものの，パイプ流量・土層からの流出量ともに実験結果をよく再現した．
- (4)土層底面の圧力水頭分布に関しても，流出量が急激に増加する60分頃においては，計算値と実測値にずれが生じる場合があるが，それ以外の時間帯において両者はよく一致し，斜面横断方向に生じる圧力水頭分布についても，モデル計算によって正確に再現された．
- (5)観察された表層の流動化位置・範囲と計算により求められた飽和帯が表層に到達した範囲とはよい対応を示し，パイプなどの選択流経路を持つ斜面の降雨浸透過程に本モデルを適用し，その結果から斜面安定性を評価できる可能性が示された．

本モデルのように，土層の不均一性を考慮した浸透流解析を行なうことで，より実現象に近い再現計算が可能となったと考えられる．この解析手法によって，斜面土層内の不均一な流れと斜面崩壊発生の関係を直ちに明らかにできるわけではないが，これまで個別の手法で検討されてきた個々の観測結果を，共通の理論的手法で解析することが可能となったと言える．

また、選択流路が実際の崩壊発生に関係していると思われる事例に対して、土壌層・風化基岩層の2層から成る斜面を対象に数値実験を行い，以下の事を明らかにした．

- (6)クラックが斜面外に開放されている場合，斜面は安定に保たれる．

(7)クラックの末端が斜面内にある場合，降雨が斜面深層まで速やかに流下し，斜面の深い位置で安定性が低下する．

(8)風化基岩層が透水性を持つ場合，雨水が浸透・貯留される．さらに，選択流路がある場合は，降雨による流出が平準化される．

崩壊発生に関しては，(6)の現象が起こる，もしくは，はじめ(6)のように選択流路が斜面外に開放されていたが，降雨により土砂が選択流路中に流れ込むか，小規模な崩壊により選択流路が切断・閉塞し，(7)の状態に遷移、斜面が不安定化し崩壊につながるということが考えられる．

降雨ピークと崩壊発生との時間的な関係については，明らかにできなかったが，選択流路の大小によって，斜面の不安定化時刻が前後することが示されており，選択流路の大小および数によっては，比較的深い崩壊が降雨のピーク時に発生することも起こりえる．

従来の均質土層を仮定した浸透計算では，降雨による斜面からの流出や崩壊発生時刻が，実際と異なることが指摘されており，斜面中の水みちの存在が，これらの過程に大きく影響していることが明らかとなってきた．地中の選択流路の特定は困難な場合が多いが，これを克服しようとする研究も進んでいる（例えば，地温計測や音響探査による水みちの特定）．

今後，地中探査技術が発展し，パイプネットワーク等の選択流経路や地下基盤構造が正確に把握できるようになれば，本モデルのような土層不均一性を考慮した浸透流解析手法と斜面安定解析手法を組み合わせ，より精度の高い崩壊予測が可能となり，土砂災害の防止に貢献できるようになると期待できる．

参考文献

- Barcelo M. D. and Nieber J. L. (1981): Simulation of the Hydrology of Natural Pipes in a Soil Profile. American Society of Agricultural Engineers, Paper No. 81-2028
- Fipps G., Skaggs R. W., and Nieber J. L. (1986): Drains as a boundary condition in finite elements. Water Resources Res. 22, p.1613-1621
- Gilman K. and Newson M. D. (1980): Soil pipes and pipeflow – a hydrological study in Upland Wales. British Geomorphological Research Group Monograph, No.1, GeoBooks, Norwich, United Kingdom, 114pp.
- 平松晋也・前川美紀子・小山内信智（2002）：結晶片岩地域で発生した崩壊地の源頭部に形成されたパイプの変遷とパイプ流の降雨応答特性．地形 23（4），p.585-609
- Istok J. (1989): Groundwater modeling by the finite element method. American Geophysical Union, Washington DC, 495pp.

- Jones J. A. A. and Connelly L. J. (2002): A semi-distributed simulation model for natural pipeflow. *J. Hydrol.* 262, p.28-49
- 地頭菌隆・下川悦郎・寺元行芳 (2002): シラス地域の水文地形とシラス斜面崖錐部の崩壊. *地形* 23 (4), p.611-626
- 桂真也, 小杉賢一朗, 山本信博, 水山高久 (2004): 風化花崗岩層内の水分移動機構の解明, 平成 16 年度砂防学会研究発表会概要集, p. 478-479
- 北原 曜 (1989): 林地緩斜面土層中のパイプフローの特性 (II) パイプの水理特性. *日林誌* 71 (8), p.317-322
- 北原 曜 (1992): 森林土壌におけるパイプ流の特性. *水文・水資源学会誌* 5 (1) p.15-25
- Kosugi K. (1996): Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties. *Water Resources Res.* 32, p.2697-2703
- Kosugi K., Uchida T., and Mizuyama T. (2004): Numerical calculation of soil pipe flow and its effect on water dynamics in a slope. *Hydrol. Process.* 18 (4), p.777 - 789
- McCaig M. (1983): Contributions to storm quickflow in a small headwater catchment – the role of natural pipes and soil macropores. *Earth Surface Processes and Landforms* 8, p.239-252
- 水山高久代表 (1994): 山腹斜面のパイプフローが表層崩壊発生に与える影響に関する研究. 文部省科学研究費報告書, 33pp.
- 森脇寛 (1994): 斜面崩壊に関する実験的研究と今後の課題. 砂防学会 1994 年度ワークショップ報告書, p.41-52
- Nieber J. L. and Warner G. S. (1991): Soil pipe contribution to steady subsurface stormflow. *Hydrol. Process.* 5, pp.329-344
- Noguchi S., Tsuboyama Y., Sidle R. C., and Hosoda I. (1997): Spatially distributed morphological characteristics of macropores in forested soils of Hitachi Ohta experimental watershed, Japan. *J. For. Res.* 2, p.207-215
- 恩田裕一 (2002): 湧水域に存在するパイプの斜面安定および地形発達に及ぼす影響. *地形* 23 (4), p.647-658
- Pierson T. C. (1983): Soil pipes and slope stability. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 16, p.1-11
- Sidle R. C. and Chigira M. (2004): Landslides and debris flows strike Kyushu, Japan, *EOS transactions AGU*, Vol. 85 (15), p. 145, 151
- Sidle R. C., Kitahara H., Terajima T., and Nakai Y. (1995): Experimental studies on the effects of pipeflow on throughflow partitioning. *J. Hydrol.*165, p.207-219
- Sidle R. C., Noguchi S., Tsuboyama Y., and Laursen K. (2001): A conceptual model of preferential flow systems in forested hillslopes: evidence of self-organization.

- Hydrol. Process. 15, p.1674-1692
- Sidle R. C., Tsuboyama Y., Noguchi S., Hosoda I., Fujieda M., and Shimizu T. (2000): Stormflow generation in steep forested headwaters: a linked hydrogeomorphic paradigm. Hydrol. Process. 14, p.369-385
- 多田泰之・奥村武信・久保田哲也 (2002) : パイプの存在が斜面崩壊に与える影響の実験的検討. 砂防学会誌 55(3), p.12-20
- 多田泰之・奥村武信・久保田哲也・本田尚正 (2004) : 閉塞条件の異なるパイプを有する斜面における間隙水圧分布の再現. 鳥大演研報 28, p.13-26
- 多田泰之・奥村武信・久保田哲也・中田有美・田熊勝利・日下達朗 (2003) : 崩壊斜面滑落崖に見られるパイプの形成に関する一考察. 砂防学会誌 55 (5), p.49-52
- Terajima T., Sakamoto T., and Shirai T. (2000): Morphology, structure and flow phases in soil pipes developing in forested hillslopes underlain by a Quaternary sand-gravel formation, Hokkaido, Northern Main Island in Japan. Hydrol. Process. 14, p.713-726
- Tsukamoto Y., Ohta T., and Noguchi H. (1982): Hydrological and geomorphological studies of debris slides on forested hillslopes in Japan. International Association of Hydrological Sciences Publication 137, p.89-98
- 内田太郎・小杉賢一朗・小橋澄治・水山高久 (1995a) : 芦生演習林内トヒノ谷におけるパイプ網の観察. 京大演報 67, p.58-67
- 内田太郎・小杉賢一朗・大手信人・水山高久 (1995b) : 斜面土層内のパイプが地下水面形に及ぼす影響に関する実験的研究. 日林論 106, p.505-508
- 内田太郎・水山高久 (2002) : 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 55(2), p.14-23
- Uchida T., Kosugi K., and Mizuyama T. (2001): Effects of pipeflow on hydrological process and its relation to landslide: a review of pipeflow studies in forested headwater catchments. Hydrol. Process. 15, p.2151-2174
- 渡辺邦夫・今井久 (1984) : 水みちを持つ斜面内の非定常地下水流れの性質. 応用地質 25, p.1-8
- Zienkiewicz O. C. (1971): The finite element method in engineering science. McGraw-Hill, Berkshire, England

地下流水音による斜面崩壊発生場所の予測

独立行政法人森林総合研究所 多田泰之

1. はじめに

従来、雨水は土層を降下浸透し、不透水基盤へ到達すると基盤上で飽和帯が形成され、この飽和帯が拡大することで崩壊が生じると論じられてきた（例えば、沖村ら 1985・三森ら 1995）。この考え方でいくと崩壊は飽和帯の拡大する斜面の脚部または、地下水の集中する谷で発生することになる。また、地形が尾根型の斜面では崩壊は発生しないことになる。しかし、現実の表層崩壊は写真-1 に示すように集水面積のほとんどない分水界



写真-1 山地で発生する表層崩壊の例

付近で発生するものや、尾根型斜面で発生するものもある。一方、降雨と崩壊発生のタイミングについて考えると、崩壊は降雨強度のピーク付近で発生することが知られている。しかし、土層を均一と仮定した集水モデルによる数値計算では、計算で求めた崩壊時刻が現実の崩壊時刻よりも遅れることが指摘されている（平松ら 1990）。また、厳密に透水性・保水性を測定しても、浸透解析結果は現地観測データと一致しないことが経験的に知られている。これらの原因は、地下の不均一性とそれに起因する降水浸透プロセスを重要視して来なかったためと考えられている（例えば、多田ら 2002、堤ら 2005）。

崩壊発生場所を予測するためには、不均一性を考慮すべきであることは次の2枚の写真を見ても理解できる。例えば、崩壊地において写真-2 に示すような湧水がよく確認される（例えば、川口ら、1951）。また、写真-3 に示すように湧水は無くとも崩壊の滑落崖に水流が流れたと考えられるパイピングホールが観察される（例えば、太田ら 1981）。一方、崩壊の前兆現象としては、湧水の噴出・停止、濁りなどが知られている。このように、古くより水みちと崩壊現象には密接な関連性があると考えられている。しかし、現地において水みちの分布を効率よく検出できる手法がないため、水みちと崩壊の因果関係については不明の点が極めて多かった。

そこで、本稿では山地において簡便に水みちを調査する方法である地下流水音探査法について紹介する。また、崩壊位置と水みちの関係について考察し、水みちなどの不均一要素を適切に評価できれば、崩壊発生位置の予測精度を向上できること示す。なお、地下水の流れる音という馴染みが薄いですが、Pond, S. F.(1971)は、聴診器を用いて図-1に示す流域における地中パイプのネットワークを明らかにしている。また、わが国においても、江戸時代の井戸掘り職人が地面に耳を付け、地下水の流れる音から井戸の位置を決める様子が浮世絵に残っている。また、実際に特別な装置は無くとも崩壊の発生した場所近辺で見られる岩盤に直接耳を当てると地下水の流れる音を僅かに聞き取ることができる。一方、トレッキングの分野ではトレッキング用のステッキを地面へ突き刺し、ステッキのパイプ内を反響して聞こえてくる地下水の音を頼りに山頂で飲み水を探すそうである。本手法はこれらの知見を山腹斜面の地下水調査に応用したものである。

2. 地下流水音の性質とその探査

2.1 測定装置と測定方法

本稿では、水みち中を流れる水流の発する音を地下流水音と呼ぶ。地下流水音は水流の発する音のみではなく、その他の雑音もわずかに含む（風音、風の振動音、土・礫の摩擦音等）。しかし、測定を工夫することで雑音を抑え、地下水流の音を聴くことができる。以下、測定装置の仕



写真-2 崩壊地で見られる湧水(鳥取県 小山敢氏撮影)



写真-3 崩壊地で見られたパイピングホール

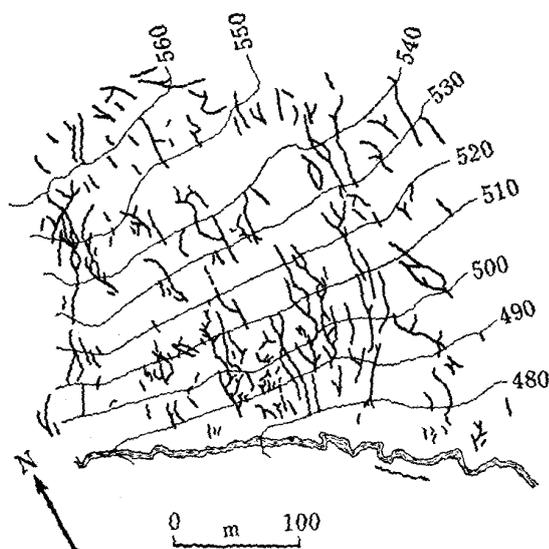


図-1 聴診器で探査した地中パイプのネットワーク

組みについてその概要を説明する。

地下流水音の測定装置を写真-4に、測定の様子を写真-5に示した。地下流水音の測定装置は、1) センサー、2) 測定器、3) ヘッドホン、4) 録音部で構成されている。各部の機能は次の通りである。

1) センサー : 風等の雑音を防ぐために、写真-4に示したφ0.8×10cmのステンレス棒をセンサーへ取り付け、これを地表面へ挿入し地下流水音を捉える。

2) 測定部 : 測定部は、センサーで捉えた地下流水音を増幅する増幅回路、風等の雑音を遮断するフィルター回路、地下流水音の音圧を指示するレベルメータからなる。フィルター回路はセンサーで捉えた流水音のうち特定の周波数帯の音のみを取り出せ、現場で発生する雑音に柔軟に対応できる。また、レベルメータによって、音の強弱を視覚的に判断できる。

3) ヘッドホン : センサーで捉えた地下流水音を測定部で設定した増幅率、周波数帯のものをリアルタイムで出力する。

4) レコーダ : 一般に市販されているボイスレコーダをヘッドホンと並列に繋ぎ、地下流水音を録音する。

地下流水音測定装置は、総重量 900g と非常に軽量であるだけでなく、最も大きい測定部のサイズは 17.5×7.0×10.5cm と小型で、山地の作業に十分利用できる。

2.2 地下流水音の性質

2.2.1 地下水流の発する音波

地下水流の発する音は「コロコロ」・「ボコボコ」・「ゴー」といった曝気音である。このような地下水流の音の発生メカニズムを調べるために、次のような実験を行った。白色の砂層へ蛍光染料で着色した水を給水し、砂層の飽和過程を水槽の側面からビデオで録画した。また、同時に砂表面には防水マイクを設置し、地下流水音を測定した。実験後、ビデオ画像と地下流水音の発生タイミングを照合した結果、次のような地下流水音の発生メカニズムが明らかとなった。

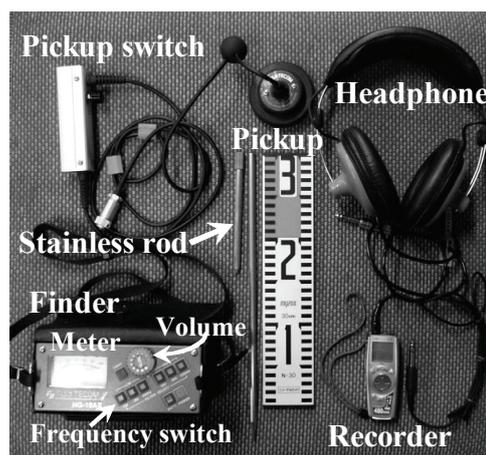


写真-4 地下流水音の測定装置



写真-5 地下流水音を測定している様子

図-2 は、ビデオ画像で確認された砂層中の水と空気の移動を模式的に表したものである。不飽和状態の砂層は、図-2(a)に示すように、土粒子間の空隙に空気と水が存在している。不飽和状態では土粒子間の小空隙に毛管水が吸着し、メニスカスができています。一方、空隙中央の大きい空隙には空気が存在している。ここへ図-2(a)に示すように①から水が浸入すると、土粒子間の空気は②へ押し出される。しかし、空気の抜け道には、土粒子間に吸着している毛管水でふたがされており、水が浸入するには空気が毛管水を押しわけなければならない。このとき、土粒子間の空隙に吸着されていた毛管水は空気によって押し出され、図-2(b)のように進行方向に水膜が形成される。そして、水が土粒子間の空隙を埋めると同時に割れる。この水膜が割れる瞬間に「ポコ」と気泡のはじける音が発生する。この気泡の音色には「コロ」・「ポコ」・「ボコ」など音の高さの異なるものがある。これは土粒子間の空隙の大きさによって、気泡のサイズが変わるためで、大きい気泡は低い音を、小さい気泡は高い音が発生する。このような大小さまざまな大きさの気泡が土中で多くはじけることで地下水の流れる音は生じる。一方、地下水が多く流れている場所では、土中の空気と水が盛んに交換される。つまり、地下水が多く流れている場所ほどたくさん気泡のはじけ、地下水の音の強さが強くなる。地下流水音探査は、この音の強い場所を探すことで地下水の流れる場所を特定している。なお、地下水は存在しても水が動くことで空気と水の交換が行われなければ、流水音は発生しない。

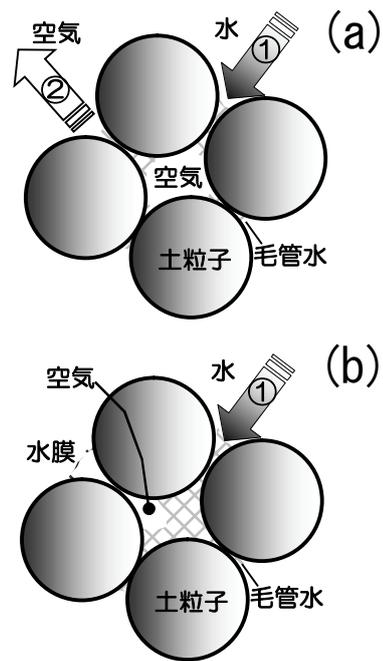


図-2 砂層中の水と空気の移動

2.2.2 水みちの位置と地下流水音の分布

均一な土層に水みちが 1 つ存在する場合の地下流水音の分布の特徴を検討するために、次の模型実験を行った。

図-3 に示したように長さ 5m、幅 2m、深さ 0.7m に標準砂を散水・転圧した土層の中央 2.5m の位置に、不織布で被覆した多孔管を設置し、図-3 の Q_{in} から給水した。実験条件は、給水用の多孔管の深さと流量を変えて行った。すなわち、深さは 35、62cm の 2 ケ

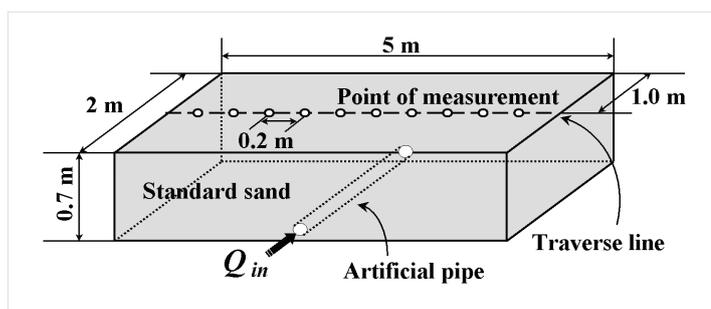


図-3 模型土層

ース、流量は 50, 100, 150, 200, 250, 300 ml/sec の 6 ケースである。なお、給水は定常給水とした。

地下流水音の測定は図-3 に示すように、土層中央の地表面に測線を設け、多孔管直上から左右へ 2m 測定した。測定間隔は 0.2m とした。

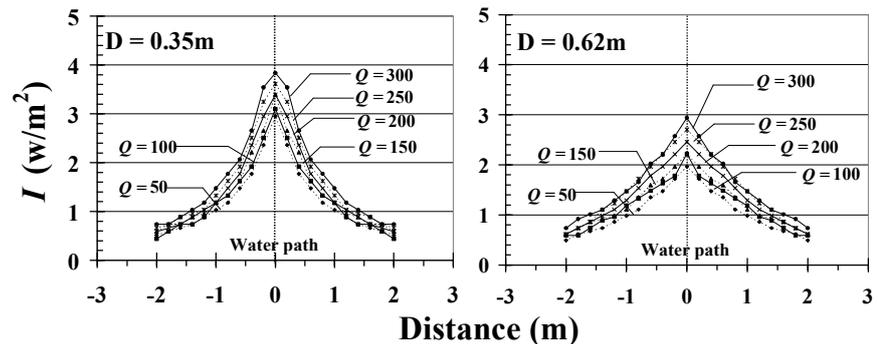


図-4 深度毎の地下流水音の測定結果

地下流水音圧は、

各測点でセンサーに取り付けたステンレス棒を地表面へ挿し込んだ後、ヘッドホンから聞こえる地下流水音の変動とレベルメータの指示値の変動の関係を良く観察し、ピーク値を 10 回測定した。そして、それらの値の平均値を地下流水音圧とした。なお、予備実験の結果、地下流水音は 100~600Hz の間でよく捉えることが可能であった。本実験では地下流水音のうち、この周波数帯のものを測定値としている。

各測点で測定した地下流水音圧 I (W/m^2) を多孔管の深さ別に図-4 に示した。なお、図中の Q は流量 (ml/sec) を表す。また、図中では多孔管の位置を 0m として表記している。図より次のことが読み取れる。

- 1) 地表面で測定した地下流水音圧は、多孔管直上 0m の位置で最も大きく、音源である多孔管から離れるほど音圧が減衰する。
- 2) 多孔管の深さが等しい場合、地下流水音の分布波形の勾配は類似しており、流量が多いほど各測点での地下流水音圧が大きい。
- 3) 多孔管の流量が等しい場合、深さの浅い方が音源である多孔管近傍の音圧が大きい。また、分布波形の勾配は深度が深い場合に比較し、深度が浅い方が急である。

これらの結果から次の知見を得る。

- 1) 地下流水音は水みちの直上で最も強く、水みちから離れるほど弱い。
- 2) 水みちの深さが等しければ、流量が多いほど地下流水音圧のピークが大きい。
- 3) 水みちの流量が等しければ、水みちが浅い方が地下流水音圧のピークが大きい。
- 4) 地表面へ伝わる地下流水音の大きさは、水みちの流量と深さの相互関係によって定まる。

これらの地下流水音の特徴は、地下流水音の距離減衰によって生じるものと考えられる。今後、音の距離減衰式をもとに理論展開をすることで、音源の深度を特定できる可能性がある。

2.3 地下流水音探査の現地への適用

2.3.1 調査の概要

均一な土層に水みちが 1 つだけ存在する場合、地下流水音の最も強い位置の真下に水みちが存在することが明らかとなった。しかし、不均一な自然地盤において同様の結果が得

られるかは不明である。そこで、地質や地盤の密度の違いによらず、どのような場所でも水みちの直上で地下流水音が強くなるかを検討するため、地質の異なる岡山県蒜山高原・鳥取県三朝町、兵庫県神戸市の六甲山、岐阜県上宝村に位置するヒル谷で地下流水音探査を行った(図-5)。各調査地の概要は次の通りである。

1) 蒜山 A (写真-6) ; 林道切土面に見られる湧水を対象に探査を実施した。表層は大山から供給された黒色火山灰土が 50cm 程度堆積し、その下層は凝灰角礫岩よりなる。湧水点は凝灰角礫岩層に存在し、豪雨時または融雪時に水流が発生する。探査時には、少量の湧水が存在した。

2) 蒜山 B (写真-7) ; 林道切土面に見られた 2 つの湧水点を対象に探査を実施した。表層は黒色火山灰土が 1.5m 程度堆積し、その下層は凝灰角礫岩よりなる。写真-7 の左側の湧水は黒色火山灰土層に存在し、探査時には極めて少量の流出が見られた。一方、写真-7 の右側の湧水は凝灰角礫岩層に存在し、探査時には流出はなかった。

3) 蒜山 C (写真-8) ; 山脚の崩積土に発達した湧水を対象に探査を実施した。表層は黒色火山灰土が 2m 程度堆積し、その下層は凝灰角礫岩よりなる。湧水は黒色火山灰土層と凝灰角礫岩の境界に存在し、豪雨時または融雪時に湧水が存在する。探査時には湧水はなく、湿り程度であった。

4) 三朝 ; 地質が花崗岩よりなる山脚の崩積土に発達した湧水を対象に探査を実施した。湧水は豪雨時と融雪時に存在し、探査時には比較的豊富な湧水の流出が見られた。

5) 六甲山 ; 谷の末端の崩積土に見られた湧水点で探査を実施した。地質は花崗岩よりなる。湧水は年間を通じて存在し、探査時にも多量の湧水が存在した。

6) ヒル谷 (写真-9) ; ヒル谷源頭部に位置する 0 次谷の崩積土中に発達した 2 つの湧水点を対象に探査を実施した。地質は花崗斑岩よりなり、夏期の乾燥時には湧水は存在しない。探査時には、少量の湧水が存在した。

探査は、写真-6~9 中の破線で示したように水みちを横断する測線を設け、この測線上に 0.5~2m 間隔で地下流水音を測定した。なお、測定方法は前述の通りであるが、現地においては風などが突発的に吹き雑音が生じるので、その間測定は行わないよう留意した。また、測定周波数は風の影響が少ない周波数帯である 400~1200Hz を用いた。

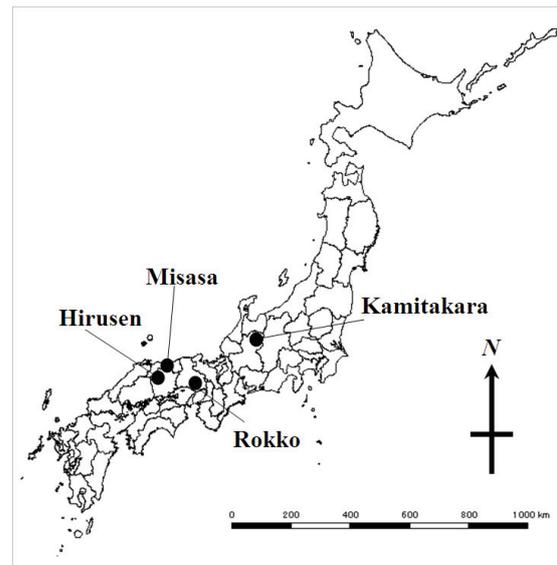


図-5 調査地

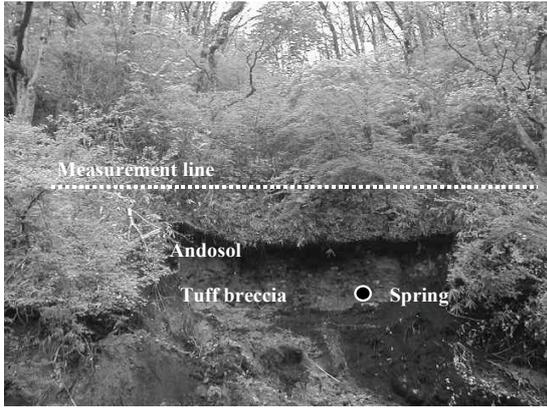


写真-6 蒜山 A の林道切土面の状態



写真-8 蒜山 C の湧水点付近の様子

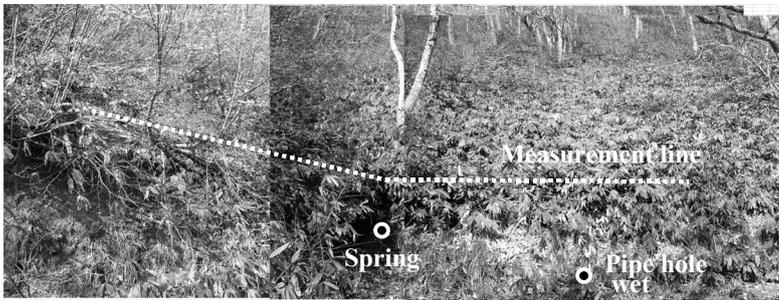


写真-7 蒜山 B の林道切土面の状態

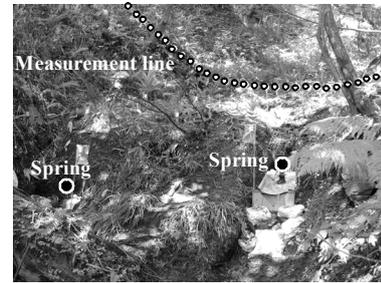


写真-9 ヒル谷の湧水点付近の様子

2.3.2 水みちの探査結果

各調査地で実施した地下流水音の探査結果を図-6 に示す。図中の実線は地表面を、○は湧水点の位置を表す。また、●は地表面で測定した地下流水音圧を、破線は地下流水音の分布を表す。

何れの調査地においても湧水点直上で地下流水音が最も強く、湧水点から離れるほど地下流水音は弱くなる。また、この傾向は、湧水点が複数存在する蒜山 B、ヒル谷でも同様に確認された。また、各調査地で流量が異なるので比較することは難しいが、湧水点が地表から比較的深い位置にある蒜山 A、B、ヒル谷に比較し、湧水点が浅い六甲や三朝では地下流水音の波形分布の勾配が急である。これらの結果は、模型実験で確認された結果と合致する。なお、目視で湧水が確認されない蒜山 B、C においても、音圧ピークが存在するのは興味深い。

次に、各調査地の湧水点と地下流水音のピークの X 座標、及び、それらの偏差 (Dx) を表-1 にまとめた。X 軸方向に最大の偏差が認められるのは、蒜山 B で 0.48m の偏差が生じている。一方、他の調査地では湧水点と地下流水音のピーク的位置は合致し、地下流水音分布から湧水点の位置がよく推定できている。これらより、地下流水音探査によって水

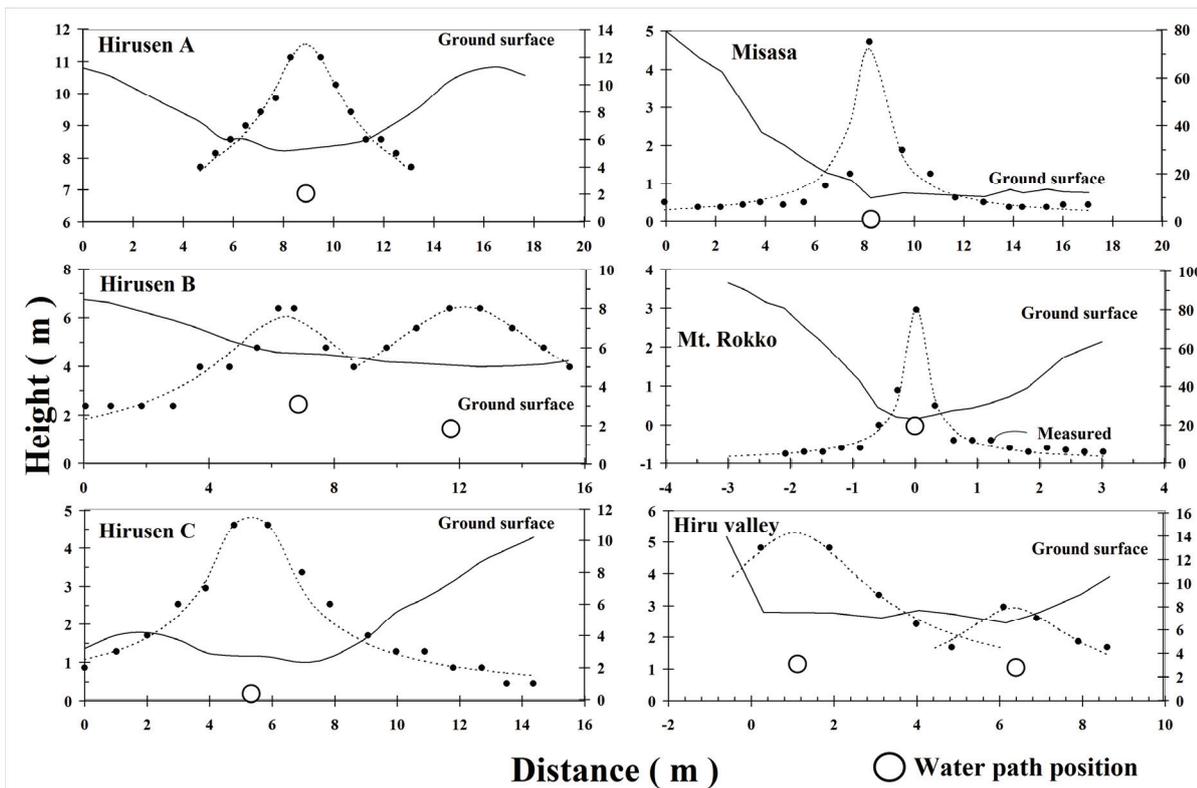


図-6 湧水点の位置と地下流水音の測定結果

表-1 湧水点の位置と地下流水音ピークの位置の対応

	Measured X (m)	Estimated X (m)	Deflection Dx (m)
Hirusen A	8.90	8.90	0.00
Hirusen B	6.89 11.76	6.41 12.13	0.48 -0.36
Hirusen C	5.33	5.33	0.00
Misasa	8.25	8.25	0.00
Rokko	0.00	0.00	0.00
Hiru Valley	1.13 6.40	1.13 6.40	0.00 0.00

みち位置は 50cm 程度の精度で特定できていた。

2.4 地下流水音探査のまとめ

水みち中を流れる水流の発する音から水みち位置を特定する手法について検討した。本手法の特徴は次のようにまとめられる。

- 1) 水みちを横断する方向に任意の間隔で地下流水音を測定することで水みちの位置を推定できる。現地に本手法を適用した結果、最大 50cm 程度の偏差が生じる場合がある。
- 2) 肉眼で湧水を確認できない時でも実施可能である。

3) 地下流水音探知装置は小型・軽量であり、機動性の難のある山地において十分利用できる。

地下流水音探査は現地で水みち位置を簡便に特定できるので、地下水の湧出に関する様々な問題への応用が期待される。また、本文中では測定時間や現地での使いやすさなどについては議論しなかったが、筆者は実際に本測定器を用いて山地斜面を調査し、①非常に軽量で疲労度は低いこと。②地下流水音の測定は短時間で行えることを実感している。

3. 地下流水音探査の崩壊地への適用

3.1 調査地の概要と調査方法

水みち経路と崩壊発生位置の関係を検討するために、岡山県下の自然斜面 4 箇所が発生した表層崩壊 10 個、および、鳥取県・岡山県下の林道 40 箇所が発生した法面崩壊 63 個で地下流水音を調査した。調査地の位置を図-4 に示す。

自然斜面で調査した表層崩壊（図-7 中◎A~D）は、皆伐後にスギ・ヒノキを植栽した幼齢林地で発生したものである。崩壊の地質は全て花崗岩からなり、崩壊幅は 2~16m、崩壊深は 1~2m 程度と花崗岩地帯で発生する一般的な表層崩壊と思われるものを選定・調査している。

林道法面で調査した崩壊（図-7 中●A~E）は、全て切取り法面で発生したもので、降雨時に林道路面で発生した表面流が影響したと考えられるものは選定していない。地質は花崗岩・花崗閃緑岩、三群変性岩、黒色変岩、凝灰岩などからなり、崩壊幅は 2~30m、崩壊深は 0.5~5m 程度である。

地下流水音の調査は、降雨直後はあらゆる場所で地下流水音が大きく、水みち経路の判定が難しいので、降雨後 2~3 日以上経過した状態で調査した。調査は次の手順で行った。

1. 崩壊した部位と崩壊していない部位の音圧分布の違いが分かるように、自然斜面では崩壊発生位置上方 5m の位置に、崩壊部位と崩壊していない部位が入るように測線を設ける。

2. 林道法面は林道から高さ 1m の位置に、崩壊部位と崩壊していない部位が入るように測線を設ける。

3. この測線上を 1m あるいは 2m 間隔に地下流水音を測定する。なお、風による雑音の影響を極力少なくするために、400~1200Hz の周波数帯で測定した。

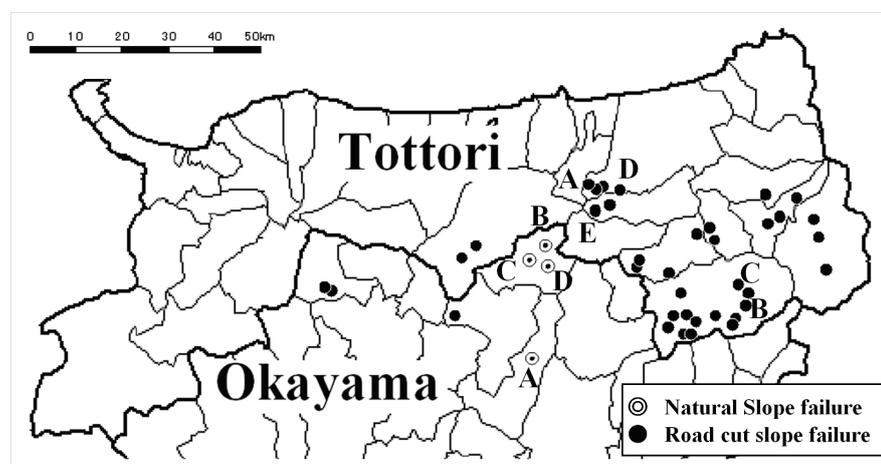


図-7 調査地の位置

3.2 崩壊発生位置と地下流水音分布の対応

崩壊斜面と崩壊の発生していない斜面の地下流水音圧の違いについて検討する。ここでは、調査したいくつかの崩壊地を例にして説明をする。

1) 表層崩壊の事例

自然斜面 A～D で発生した表層崩壊の様子を写真－10～13 に、地下流水音圧の測定結果を図－8～11 に示した。なお、地下流水音は写真中の破線で示す位置で測定した。また、図－8～11 中のハッチは、崩壊の発生位置を表す。

①自然斜面 A (写真－10, 図－8)

スギの伐採跡地の 1 箇所で表層崩壊が発生している。地表面の形状は集水地形である。崩壊は幅 10m, 崩壊深は 1～1.5m 程度で基盤を境界として滑落している。滑落崖には水流の痕跡は確認されなかったが、崩壊の流下方向約 15m 下方では湧水点が存在した。この湧水点近傍から飽和帯が斜面上方へと拡大し、崩壊したものと思われる。

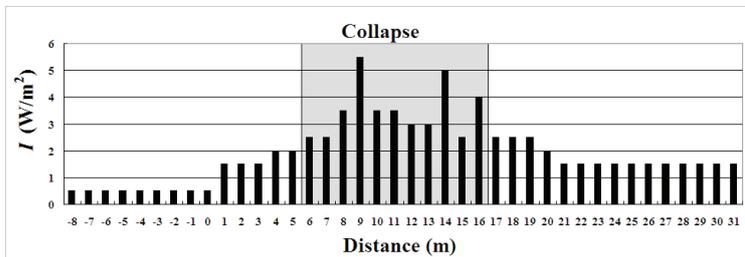
崩壊地内の地下流水音は、崩壊の発生していない部位に比べ大きい。また、崩壊地内の地下流水音には、3 箇所に地下流水音のピークが存在する。写真を見ると崩壊は 3 つのブロックに分けられ、それぞれが地下流水音のピークに対応する。

②自然斜面 B (写真－11, 図－9)

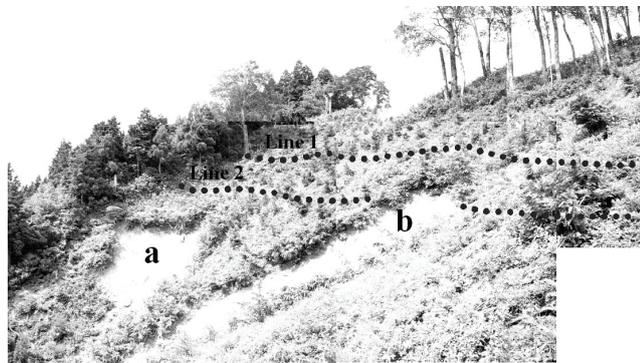
植栽後間もないヒノキ林で



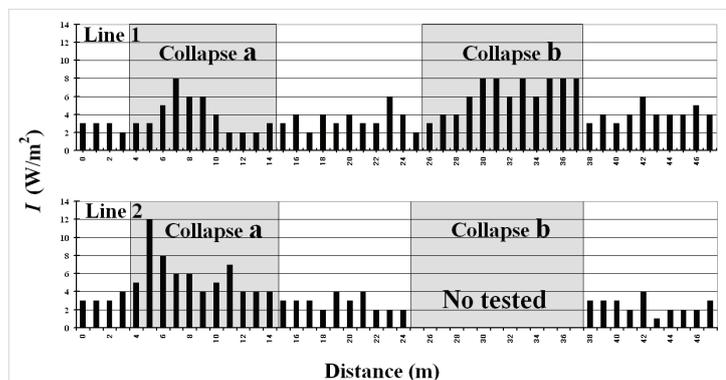
写真－10 自然斜面 A で発生した表層崩壊



図－8 自然斜面 A の地下流水音の分布



写真－11 自然斜面 B で発生した表層崩壊



図－9 自然斜面 B の地下流水音の分布

2箇所、表層崩壊が発生している。地表面の形状は平行である。崩壊 a は幅 10m, 崩壊深は 1m 程度で、崩壊 b は幅 11m, 崩壊深は 1m 程度である。両者ともに基盤を境界として滑落している。また、降雨後 1 週間晴天が続いた調査当日は崩壊裸地面に湧水は確認できなかったが、総雨量 55mm の降雨のあった翌日には、崩壊裸地面から地下水の滲み出しが確認された。調査当日には、地下水は花崗岩基盤以深にあったものと想像される。

地下流水音は、写真-11 中の破線で示した Line1, 2 で測定した。なお、Line2 の崩壊 b の区間は測定に危険を伴うので、地下流水音は測定していない。

Line1, 2 の崩壊 a の位置では地下流水音が強く、崩壊頭部に水みちが存在することが分かる。同様に、Line1 の崩壊 b の地下流水音は、崩壊していない部位よりも相対的に強い。

③自然斜面 C (写真-12, 図-10)

林齢 14 年のスギ林の 3 箇所で表層崩壊が発生している。地表面形状はいずれも集水地形である。

崩壊 a は幅 12m, 崩壊深 2m 程度、崩壊 b は幅 16m, 崩壊深は 2m 程度、崩壊 c は幅 10m, 崩壊深 1m 程度であった。これらの崩壊は全て基盤を境界として滑落している。何れの崩壊も降雨後 1 週間晴天が続いた調査当日には流水痕跡あるいは湧水は確認できなかった。しかし、自然斜面 B と同様に、総雨量 55mm の降雨のあった翌日には、崩壊裸地面から地下水の滲出しが確認された。調査当日には、地下水は花崗岩基盤以深にあったものと想像される。

地下流水音の分布は、何れも崩壊発生位置で強い値を示した。また、崩壊 b, c の滑落崖は、何れも左右 2 つのブロックに分かれていることが現地を確認されたが、崩壊 b, c の地下流水音の分布も左右に 2 つのピークをもつことは、興味深い。

④自然斜面 D (写真-13, 図-11)

林齢 10 年のヒノキ幼齢林の 4 箇所で



写真-12 自然斜面 C で発生した表層崩壊

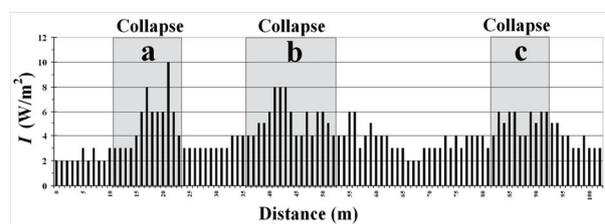


図-10 自然斜面 C の地下流水音の分布

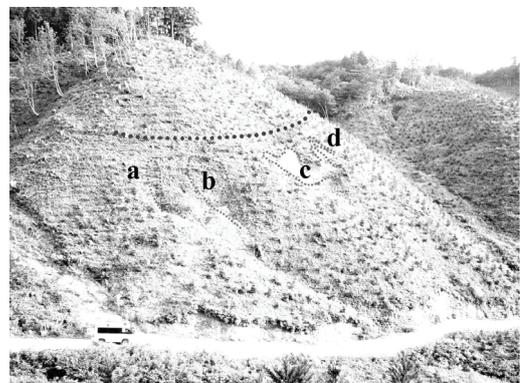


写真-13 自然斜面 D で発生した表層崩壊

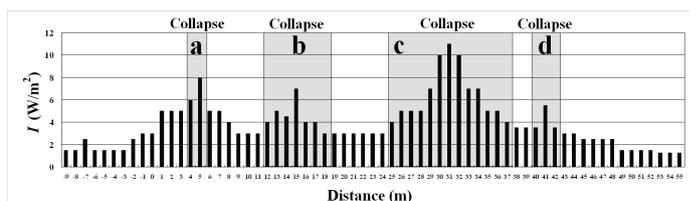


図-11 自然斜面 D の地下流水音の分布

小規模な崩壊が発生している。地表面の形状は尾根型である。崩壊 a は幅 2m, 崩壊深は約 1m である。崩壊の下部に湧水が 1 箇所存在する。崩壊 b は幅 6m, 崩壊深は約 1m で, 崩壊の下部 2 箇所に恒常的な湧水が存在する。崩壊 c は幅 12m, 崩壊深は約 2m で基盤を境界として滑落している。崩壊裸地面に湧水は確認されなかったが, 100mm を越す降雨があった時に崩壊脚部に湧水が発生することがその後の調査で明らかになっている。崩壊 d は幅 2m, 崩壊深は約 1m で基盤を境界として滑落している。崩壊裸地面は周囲に比べ非常に湿っているが, 湧水は確認されていない。しかし, その後の地下水調査で, 崩壊 d の頭部は降雨に対して地下水が発生しやすい場所であることが明らかとなっている。

地下流水音の分布は, 何れも崩壊地内で大きい。また, 湧水点が 2 箇所で確認された崩壊 b では, 地下流水音に 2 つのピークが存在する。

2) 法面崩壊の事例

林道 A~D で発生した法面崩壊の様子を写真-14~17 に, 地下流水音の測定結果を図-12~15 に示した。なお, 図中のハッチは法面崩壊の発生位置を表す。

①林道 A (写真-14, 図-12)

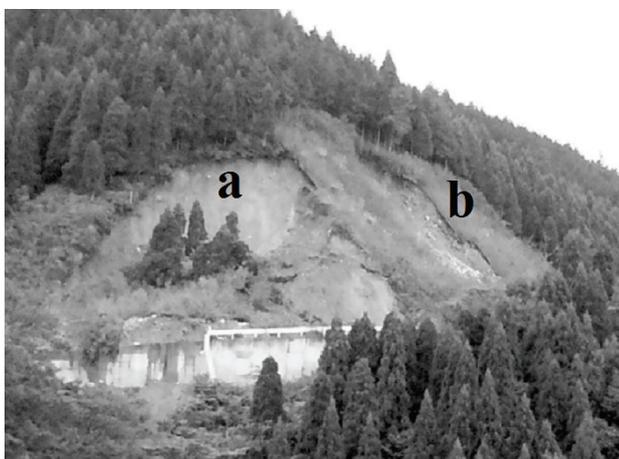


写真-14 林道 A で発生した法面崩壊

尾根型斜面に開設された林道の 2 箇所で崩壊が発生している。崩壊 a は, 2004 年の台風 23 号によって, 崩壊 b は同年台風 21 号によって発生したものである。

・崩壊 a : 幅 30m, 崩壊深は約 5m で基盤上の土層が滑落したもの。崩壊直後の調査で湧水点と相対的に湿った部位が各 1 箇所ずつ確認された。

・崩壊 b : 幅 14m, 崩壊深は約 1m で, 基盤上の土層が滑落している。崩壊後の調査で湧水点が 1 箇所確認された。

崩壊しなかった法面に比較し, 崩壊の発生した部位 a, b で地下流水音が強い。また, 崩壊地内の湧水点や土層の湿った部位と地下流水音のピークが合致する。一方, 崩壊 a, b 間の残存した土層では, 地下流水音が減衰している。

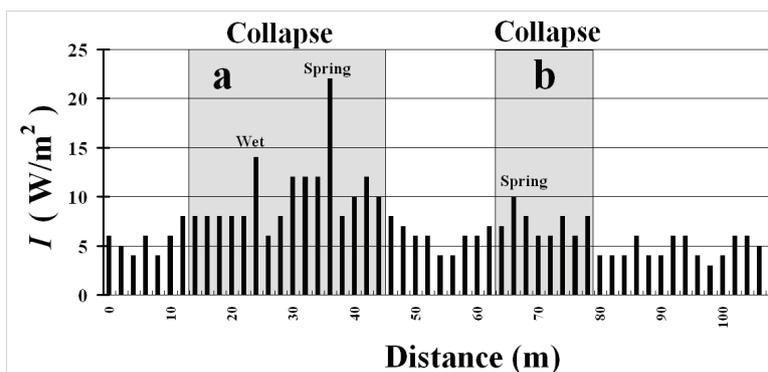


図-12 林道 A の地下流水音の分布

②林道 B (写真-15, 図-13)

2004 年台風 21 号によって林道の谷部 a と尾根部 b で崩壊が発生した。地質は花崗閃緑岩からなる。

・崩壊 a：幅 3m，崩壊深は 0.5m 程度で法面の表土が薄く滑落したもので，谷部のため土層は湿潤であった。

・崩壊 b：幅 14m，崩壊深は 1m 程度で基盤上の土層が滑落し流動化したもの。崩壊地内部には流水痕跡が 3 点で確認されている。

地下流水音は，何れも崩壊地内で強い。また，崩壊 b は流水痕跡が 3 点で確認されているが，地下流水音のピークもそれらによく対応している。

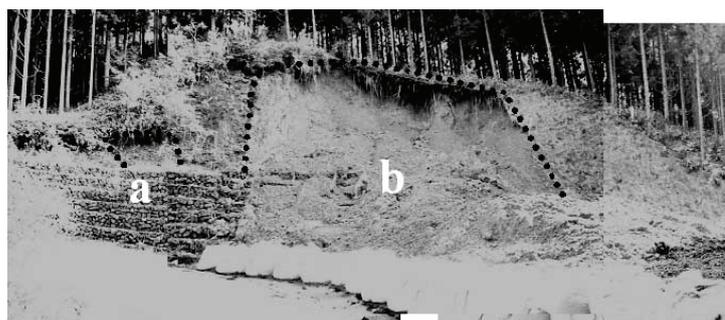


写真-15 林道 B で発生した法面崩壊

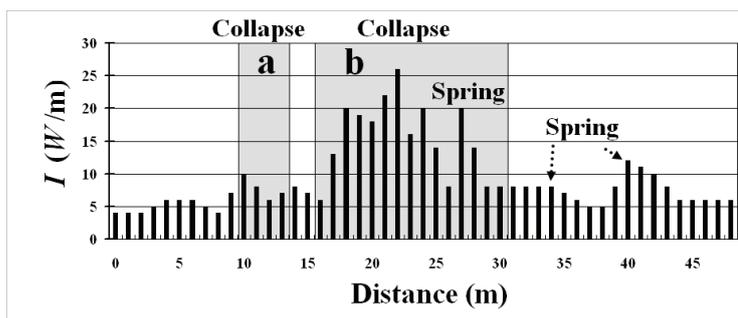


図-13 林道 B の地下流水音分布

③林道 C (写真-16, 図-14)

尾根型斜面に開設された林道の尾根部で発生した崩壊で，幅 18m，崩壊深は 1.3m である。地質は花崗閃緑岩からなり，調査当日に湧水は確認されなかったが，流水痕跡が 3 箇所確認できた。

地下流水音の分布は，何れも崩壊地内で強く，流水痕跡が確認できた位置と地下流水音のピークがそれぞれ対応した。



写真-16 林道 C で発生した法面崩壊

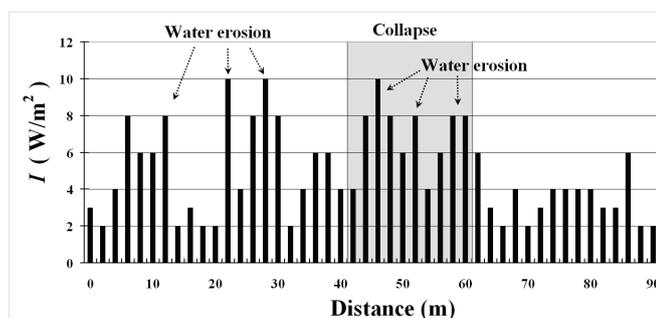


図-14 林道 C の地下流水音の分布

④林道 D (写真-17, 図-15)

尾根と平衡型斜面に開設された林道法面の 4 箇所(a~d)で崩壊が，2 箇所(e, f)で表面侵食の痕跡がある。崩壊 a, b は尾根型斜面の法面で発生し，崩壊 c, d は平衡型斜面の法面で発生し

たもので、法枠工が敷設してある。

- ・崩壊 a: 幅 2m, 崩壊深約 1m で、調査当日に湧水は見られなかった。
- ・崩壊 b: 幅 4m, 崩壊深約 1m で、調査当日に湧水は見られなかった。
- ・崩壊 c: 幅 6m, 崩壊約 1m で、豪雨時に湧水が発生する。調査当日は湿潤な状態であったが、湧水は確認されなかった。
- ・崩壊 d: 幅 4m, 崩壊深は約 1m で、豪雨時には湧水が見られるが、調査当日は湿潤な状態であったが、湧水は確認されなかった。

地下流水音の分布は、何れも崩壊地内で強い。また、表面侵食の痕跡が見られた e, f においても地下流水音が強い。

自然斜面と林道法面で発生した崩壊を対象に、崩壊位置と地下流水音分布の対応について検討した。結果として、両者には明確な対応が存在し、周囲に比較し崩壊の発生位置では地下流水音が強いことが明らかとなった。これは、地中水の集中する部位で崩壊が発生していることを意味するものと考えられる。また、地下流水音の強い部位では崩壊が発生していなくとも、湧水や表面侵食が生じていることも明らかとなった。

次に崩壊の発生した範囲（前出地下流水音分布図のハッチ内）の地下流水音と崩壊の発生していない範囲の地下流水音の関係を図-16 に示した。ここに、 I_{in} は崩壊範囲内の平均地下流水音圧を、 I_{out} は崩壊範囲外の平均地下流水音圧を表す。また、図中の破線は I_{in} / I_{out} を表し、崩壊地外に対し崩壊地内の地下流水音が何倍大きいかを表す。仮に、 $I_{in} = I_{out}$ であれば、1.0 の破線上にプロットされ、

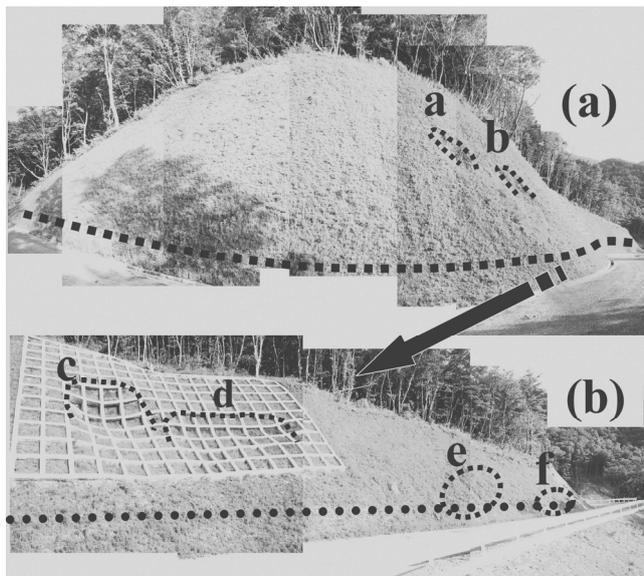


写真-17 林道 D で発生した法面崩壊

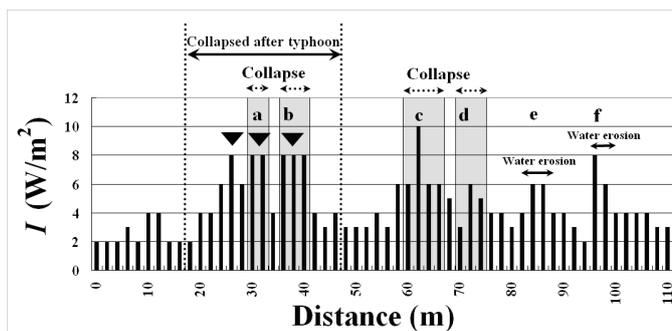


図-15 林道 D の地下流水音分布

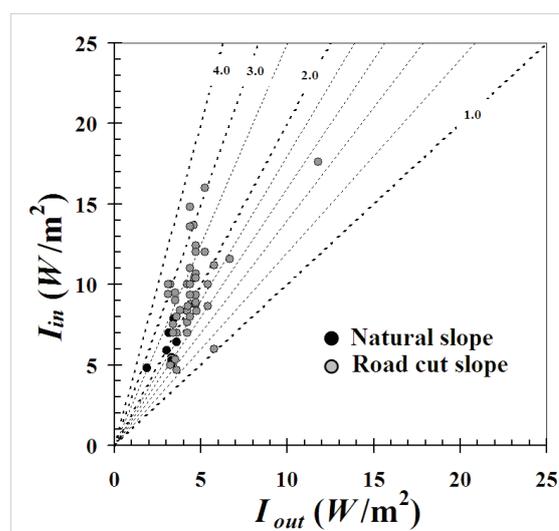


図-16 I_{in} と I_{out} の関係

$I_{in} > I_{out}$ であれば1.0の破線の上側に、 $I_{in} < I_{out}$ であれば1.0の破線の下側にプロットされる。

岡山県下の自然斜面4箇所が発生した表層崩壊10個、および鳥取県・岡山県下の林道40箇所が発生した法面崩壊63個で測定した地下流水音から算定した I_{in} と I_{out} の関係は、全ての箇所で図中 $I_{in} = I_{out}$ 破線の上側にプロットされ、崩壊地外によりも崩壊地内の平均地下流水音圧が大きいことが明らかとなった。また、その違いは、自然斜面の I_{in} は I_{out} に比較し1.2~3倍程度、法面では1.2~3.5倍程度 I_{in} が大きい。

これらのことから、崩壊は地下流水音の強い水みち経路上で発生するものといえる。また、これらの性質を利用すれば、崩壊が発生する危険性のある斜面をある程度の精度で絞り込む可能性が示された。

4. 地下流水音による崩壊発生位置の予測

崩壊地で地下流水音を測定した結果、崩壊は地下流水音の強い部位で発生していた。一方、崩壊地と同様の地下流水音のピークが存在するが、崩壊が発生していない斜面も確認された。ここでは、総延長約10kmの林道路線を1, 2m間隔で測定した地下流水音のうち、ピークが検知された斜面がその後の降雨でどのように変化するかを検討する。

①林道D

林道Dでは、2004年7月12日に地下流水音を測定した。その後、2004年9月29日~30日に接近した台風21号によって多量の降雨がもたらされた。林道Dに最も近い雨量観測点で観測された降雨状況を図-17(a)に示す。降雨強度のピークは30mm/hr程度で、連続雨量は200mmが記録されている。

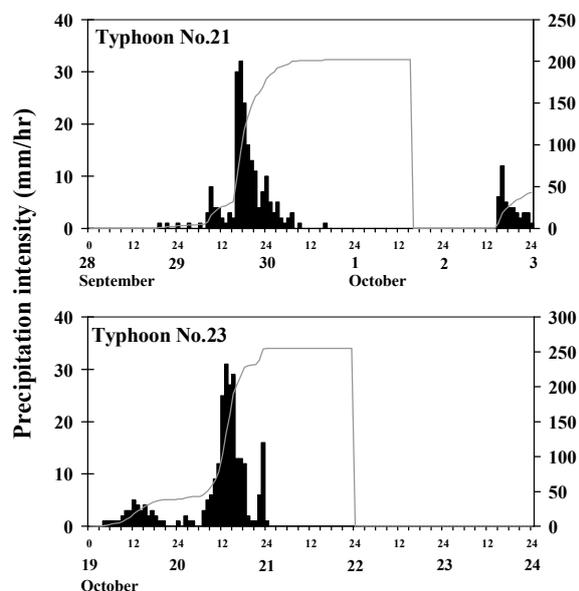


図-17 林道D, Eにおける降雨イベント

台風通過後10月1日の林道Dの様子を写真-18に示した。崩壊は斜面の尾根部で幅30m、崩壊深1.5mの規模で発生した。写真-17に示した崩壊前の様子と比較すると、法枠の左側、写真-17(a)の部位が大きく崩落したことが分かる。

この崩壊位置を2004年7月12日に測定した崩壊発生前の地下流水音分布図に照合したのが図-15である。崩壊は破線で挟んだ位置で発生しており、3つの地下流水音のピークが検知された部位(図中▼)で発生している。

②林道E

林道Eでは、2004年7月12日に地下流水音を測定した。その後、2004年10月20日~21日に接近した台風23号によって多量の降雨がもたらされた。林道Eに最も近い雨量

観測点で観測された降雨状況を図-17 (b) に示す。降雨強度のピークは 30mm/hr 程度で、連続雨量は 250mm が記録されている。

台風接近前の 7 月 12 日に撮影した林道 E の様子を写真-19(a)に、台風通過後 10 月 28 日の様子を写真-19(b)に示す。崩壊は斜面の小さな谷部分である写真右側の法面で発生しており、幅 10m、崩壊深 0.5m の規模で崩落している。

崩壊発生前 2004 年 7 月 12 日に測定した地下流水音の分布と崩壊発生場所を図-18 に示した。なお、図中のハッチは 2004 年 7 月 12 日に既に崩壊の発生していた場所を、破線で挟んだ範囲は台風 23 号で新規に崩壊が発生した位置を表す。図より、高い地下流水音が検知された位置で崩壊が新たに発生している。

高い地下流水音が検知された未崩壊の法面が、その後の豪雨で崩壊した。このことは、斜面には日常的に地中水の集中しやすい部位（水みち）が存在し、豪雨によってその部位に多量の地中水が供給され崩壊が発生すると考えられる。

一方で、図-18 から分かるように、地下流水音のピークが存在するからといって必ずしも崩壊が発生しているわけではない。斜面は素因と誘因が揃って崩壊するが、地下流水音は誘因の大きい場所を評価するに過ぎない。

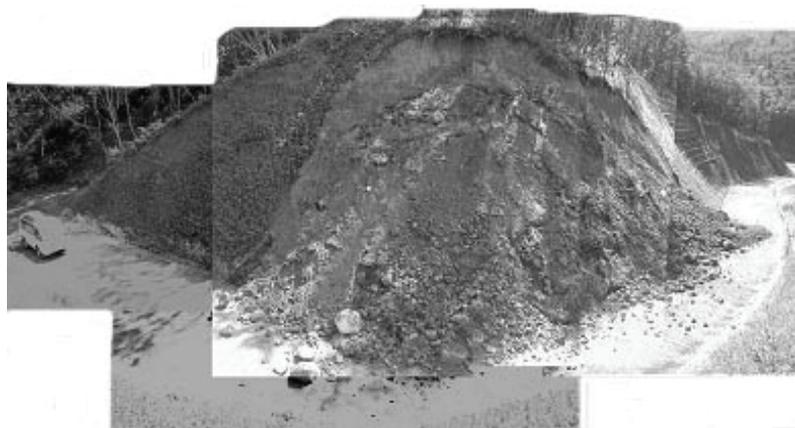


写真-18 台風後の林道 D の様子

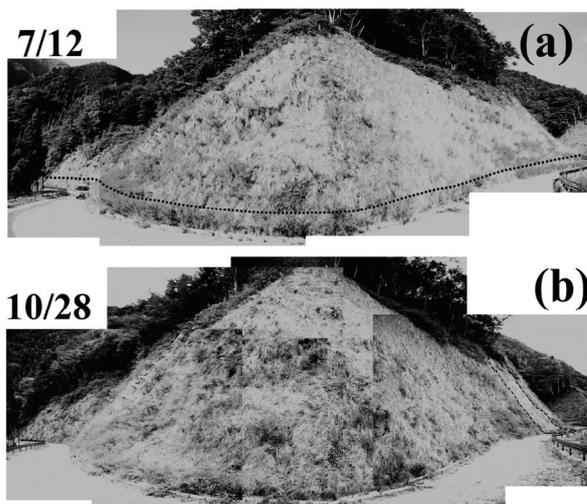


写真-19 台風前後の林道 E の様子

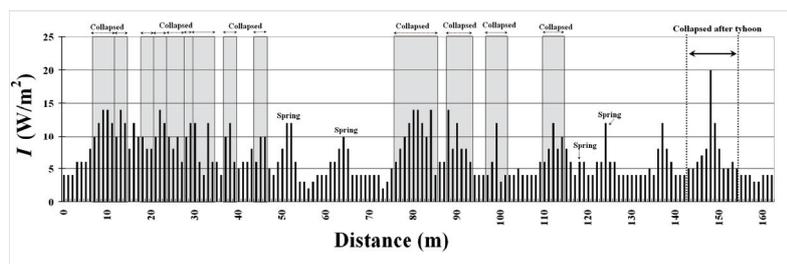


図-18 地下流水音の分布と新たに発生した崩壊の位置

5. まとめ

本研究では、山腹斜面の地下を流れる水流の発する「地下流水音」から水みちの位置を特定する手法を検討した。その結果、次のことが明らかになった。

- 1) 地盤内で水が移動するときに空気と水が交換される。この時、土粒子間の間隙に水膜が生じ、これが割れる瞬間に「ポコ」などの曝気音が生じる。地下流水音はこの曝気音のことをいう。
- 2) 水みちを横断する方向に地下流水音を測定すると、水みち位置で地下流水音が最も強くなる。本手法は、この地下流水音の分布の特徴を根拠に水みちの位置を特定できる。現地に本手法を適用した結果、最大 50cm 程度の偏差が生じる場合があった。
- 3) 肉眼で湧水を確認できない時でも地下流水音探査は実施できる。また、地下流水音の測定装置は小型・軽量で、測定も短時間で行える。そのため、足場の悪い山地において疲労度少なく作業できる。

次に、自然斜面と林道法面で地下流水音を測定し、地下流水音の分布と崩壊発生位置の関係について検討した。結果として、次のことが明らかとなった。

- 4) 崩壊の発生している位置では周囲に比較し地下流水音が強く、地中水の集中する水みちの経路上で崩壊は発生する。
- 5) 地下流水音に複数のピークが確認された崩壊の生じていない林道法面が、その後の豪雨によって崩壊した。地下流水音探査が崩壊発生場所を予測するのに有効な手段であることが確認された。
- 6) 山腹斜面には日常的に地中水の集中する水みちが存在し、豪雨によってその部位に多量の地中水が供給され崩壊が発生すると考えられた。

従来、同じような地形地質であっても崩壊する斜面としない斜面があり、その理由を明確に回答できないことが多くあった。本研究の結果から、崩れる斜面と崩れない斜面には根本的に地下水の供給のされ方が異なるとの知見を得た。今後災害調査をする場合にはこのような地下水の供給のされ方の違いについても目を向ける必要があると考える。また、従来崩壊発生危険箇所の予測は、地形や地質などの崩壊の素因を空中写真や小縮尺地形図などによって評価することで行われてきた。しかし、満足できる推定精度は得られなかった。この原因は、崩壊の誘因となる降水により生じる地下水が評価されていないためと考えられる。本研究により崩壊は水みち経路上で発生するとの知見を得た。今後は、崩壊の誘因となる地下水の因子を従来の手法に加えることで、崩壊発生場所の予測精度を向上させることができるものと考えられる。

引用文献

- 1) 平松晋也・水山高久・石川芳治：水の浸透流過程を考慮した表層崩壊予測手法に関する研究，砂防学会誌 Vol.43, No.1, p.5-15, 1990
- 2) 川口武雄, 渡辺隆司, 瀧口喜代志: 赤城山崩壊に関する研究, 林試研報, No. 49, p.11-78, 1951

- 3)太田猛彦・塚本良則・野口晴彦 (1981):パイプフローと山崩れについての一考察, 昭和56年度砂防学会研究発表会概要集, p. 92-93
- 4)沖村孝・市川竜平・藤井,郁也 (1985):表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法, 新砂防 Vol.37, No.5, p.4-13
- 5)Pond,S. F.(1971):Qualitative investigation into the nature and distribution of flow processes in Namt Gerig, Subsurface Hydrology, Rept. No.28, Inst. Hydrology Wallingford, England.
- 6) 三森 利昭・大倉 陽一・落合 博貴・北原 曜(1995):降雨を原因とする斜面崩壊に土層厚が及ぼす影響, 砂防学会誌, Vol.48, No.1, p.12-23
- 7)多田泰之・奥村武信・久保田哲也 (2002):パイプの存在が斜面安定に与える影響の実験的検討, 砂防学会誌 Vol. 55, No.3, p.12-20
- 8)堤 大三・宮寄 俊彦・藤田 正治・SIDLE Roy C. (2005):パイプ流に関する数値計算モデルと人工斜面実験による検証, 砂防学会誌, Vol. 58, No.1, p.20-30

降雨の浸透に伴う斜面表層のせん断変形予測

高知大学 笹原 克夫

1. はじめに

地表面変位や地中の傾斜を計測することにより、斜面崩壊の発生時刻を予測する方法については数多くの研究がある。この中で、地表面変位速度が定常である第2次クリープ段階や、崩壊が迫ってきて変位速度が増加する第3次クリープ段階において、地表面変位速度からクリープ理論に基づき崩壊発生時刻を予測する方法が、斉藤¹⁾や福園²⁾により提案され、実務でも用いられるようになっている。また最近では、MEMSのように小型で安価な加速度センサーを用いることにより、伊藤・豊澤³⁾、玉手ら⁴⁾、Uchimuraら⁵⁾のように、地表面に設置した傾斜計の傾斜変化を測定し、崩壊発生時刻を推定しようとする試みがなされている。ただし斉藤や福園の方法は、粘性土の非排水軸対象条件下でのクリープ試験での最終段階の軸ひずみや、実斜面および模型斜面の崩壊発生前の地表面変位の経時変化を実験式として表したものであるため、降雨強度の変化など、崩壊の誘因としての外力が変化した場合の斜面の挙動を追跡できないと考えられる。また伊藤・豊澤、玉手ら、Uchimuraらの研究は、模型斜面の崩壊発生前の挙動を詳細に記述しているという点では価値があるものの、斜面変形機構までは検討が進んでいない。地表面の変位や斜面内の傾斜変化より斜面崩壊発生時刻を予測する方法を確立するためには、降雨のような崩壊の誘因となる外力による斜面の変形を力学的に説明するモデルの構築が必要である。

これを確立するために、笹原は模型斜面の人工降雨による変形過程の観察⁶⁾⁷⁾や、サクシオン制御式三軸圧縮試験装置を用いた不飽和砂質土の異方応力下でのサクシオン除荷試験⁸⁾に基づき、降雨に起因する砂質斜面の崩壊に至るまでの斜面のせん断変形のモデル化⁹⁾を行った。このモデルでは加藤・松岡¹⁰⁾に習い、降雨浸透に伴うサクシオンの減少を、見かけの粘着力に相当するモール円上のボンド応力の減少として扱うことによって応力～ひずみ関係に取り入れ、土の変形を説明している。しかしながら降雨下の実斜面および模型斜面¹¹⁾¹²⁾では、サクシオン減少に伴ってせん断変形するのみならず、サクシオンが一定の下でもせん断変位が進行することがあることが報告されている。つまり斜面内が不飽和状態の時、サクシオン減少によるせん断変形のみならず、それ以外のせん断変形メカニズムも考えられる。上記のような単純な土質力学モデルではそのメカニズムが説明できないために、実際の降雨浸透に伴う斜面のせん断変形の実際の状態をより観察する必要があると考えられる。

そのための方法として、現地斜面における降雨浸透とそれに伴う斜面の変形の観測が考えられる。しかし現地斜面では、斜面が大変形に至るような豪雨を経験する頻度は数十年に一度程度と非常に小さく、十分なデータを得られない。よって、模型斜面への人工降雨実験という方法が考えられる。この方法では斜面内の土層構造が自然斜面のように不均一にはならないという欠点があるが、逆に均質に近い土層なので、降雨浸透や変形などの現象の解釈も比較的容易であるということが利点である。

本稿では降雨浸透に伴う斜面内の応力～ひずみ関係をモデル化するための第一歩として、降雨浸透による砂質斜面の変形・破壊過程とサクション・体積含水率や間隙水圧の関係を、砂質模型斜面への人工降雨を与えた時の斜面の挙動の計測結果をもとに検討する。本報告では第一に単一降雨の下で降雨開始から崩壊発生に至るまでの斜面の挙動を追跡する。しかし自然斜面は過去に数えきれないほどの降雨履歴を有することを鑑みて、第二に複数降雨を与えた斜面の挙動の追跡も行う。以上より斜面の変形・破壊を、斜面動態モニタリングにより予測するためのモデル化について検討することとする。

2. 研究方法

2.1 実験装置

図-1 に模型斜面の側面図を示すと共に、写真-1 に模型斜面の全景を示す。模型斜面は、地表面および底面の傾斜を 30° とし、筑波山まさ土を用いて作製した。筑波山まさ土の粒度分布を図-2 に示す。模型斜面の大きさは水平部の長さ 300cm、幅 150cm、高さ 50cm、そして斜面部の長さ 600cm、幅 150cm、高さ 50cm とし、実験用土槽内に作製した。土層底面には横断方向に、高さ 1cm の鉄板を 50cm 毎に設置し、土層と底面の間をすべりを防いでいる。また土槽側面はガラス張りであり斜面内部が観察できるようになっている。模型斜面内に水平に敷きならした土を人力で踏み固め、一層の厚さ 20cm 毎に水平な土層を作製した。土層の間隙比がほぼ均一であることを確かめるため、斜面下端（傾斜変換点）から 80cm 毎の、右側面から 30cm 離れた位置の表面から不攪乱供試体を採取し、間隙比と含水比を測定した。その結果各々 0.65~0.68 と 3.7~4.4% の範囲であることを確認した。斜面底面および上端は非排水、下端は排水条件である。また深さ方向の土壤水分やひずみの分布を計測するために、種々の計測装置を図-1 に示すように鉛直方向に異なる深さに埋設した。また斜面下端から 100cm 毎に側面に接する部分に鉛直方向に細かい珪砂の土柱を入れて土層の変形を可視化した。体積含水率の計測は斜面下端から 150cm、300cm、450cm の位置における深さ 10、20、30、40、50cm の土壤水分計により行った。150cm の位置での体積含水率は、同位置での地表面鉛直変位計および斜面下端から 200cm の位置にある斜面内部の鉛直変位計による沈下量の計測値と共に、圧縮ひずみと体積含水率の関係の解析に使用された。また斜面下端から 300cm の位置での体積含水率は、250cm の位置の内部歪計の計測値と共に、せん断ひずみと体積含水率の関係の解析に用いた。サクションは斜面下端から 350cm の位置における深さ 5、15、25、35、45cm におけるテンシオメータで計測した。地中のせん断ひずみは斜面下端からの位置 250cm における内部歪計（図-3）の計測値より求めた。圧縮ひずみについては、斜面下端から 150cm の位置での地表面鉛直変位計による地表面沈下量と、200cm の位置における深さ 10、20、30、40、50cm の鉛直変位計の沈下量を用いて求めた（図-4）。斜面方向の地表面変位は、土槽上端（不動点）と斜面下端から 150cm、300cm、450cm の位置の移動杭の間の斜面方向の距離の変化と定義し、伸縮計により計測した。底面での間隙水圧は斜面下端から 0cm、150cm、300cm、450cm、525cm の土槽底面における地下水位を計測した。

- 地下水位計
- 土壤水分センサー (10, 20, 30, 40, 50cm)
- テンシオメーター (5, 15, 25, 35, 45cm)
- ▽ 伸縮計の移動杭
- 内部歪計の傾斜計 (4.6, 13.8, 23, 32.2, 41.4, 50.6cm)
- ⊥ 鉛直変位計 (0, 10, 20, 30, 40, 50cm)

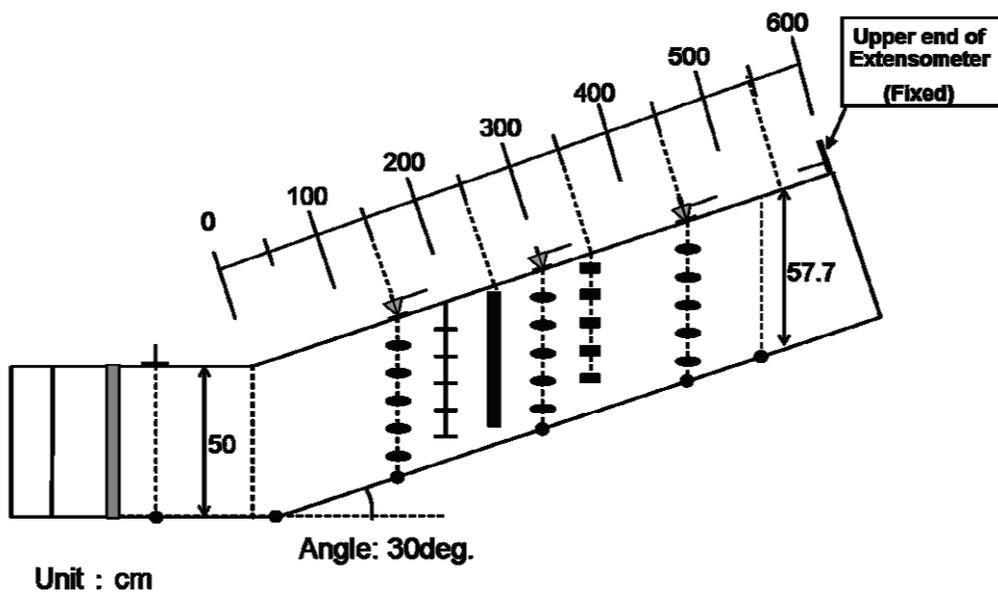


図-1 模型斜面と計測装置の配置



写真-1 模型斜面全景

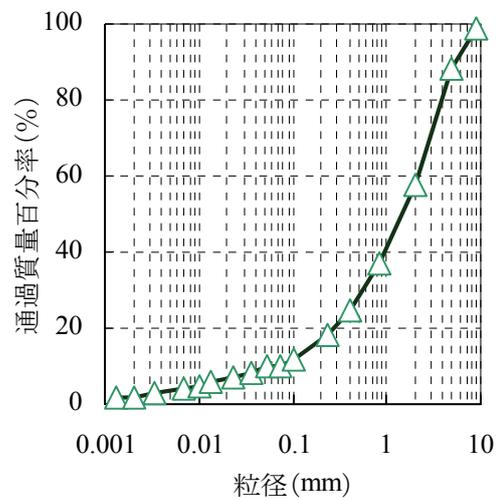
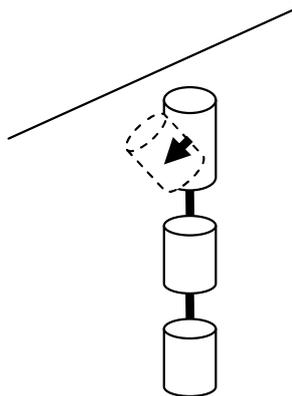
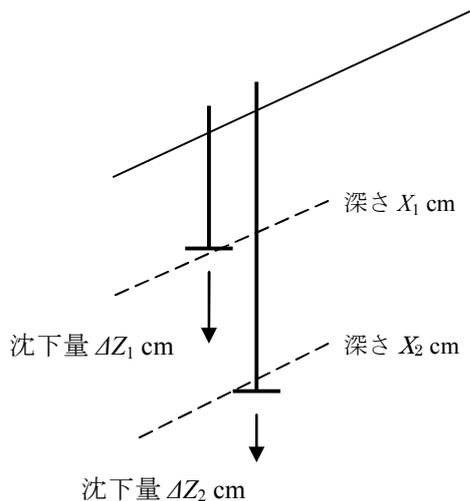


図-2 筑波山まさ土の粒度分布



傾斜変化 $\Delta\theta$ とすると
せん断ひずみ増分 $\Delta\gamma = \tan(\Delta\theta)$

図-3 せん断ひずみの計測



圧縮ひずみ増分 $\Delta\epsilon_c = (\Delta Z_1 - \Delta Z_2) / (X_2 - X_1)$

図-4 圧縮ひずみの計測

斜面内のせん断ひずみを計測する内部歪計（写真-2）は直径 3cm、高さ 9.2cm のプローブ内に傾斜計を固定し、せん断変形によるプローブの傾斜の変化を計測した。この円筒を深さ方向に 6 本繋げ、円筒の間はボルト・ナットで結合し前後方向にのみ可動としている。これにより各プローブの中心の深さ 4.6, 13.8, 23, 32.2, 41.4, 50.6cm でのせん断による傾斜の変化を計測した。各プローブの傾斜は静電容量式の傾斜計（緑測器 PMP-S10LX）で計測し、その分解能は 0.1° である。圧縮ひずみを求めるための地表面鉛直変位計、鉛直変位計（図-4）は 5cm 四方程度の大きさを持つ沈下板の鉛直方向の変位を東京測器の SDP-100R で計測するもので、その測定精度は 0.2mm である。地表面変位を求める伸縮計は緑測器の CPP-60 を用い、測定精度は 0.1mm である。土壌水分計は FDR 式の Decagon device 社の EC-10 を用い、分解能は $0.02\text{m}^3/\text{m}^3$ である。テンシオメーターは大起理化の DIK-3023 で、測定精度は 0.5kPa である。底面での地下水位は豊田工機(株)製の水位計 TD4310 を設置して計測し、計測精度は $1\text{cmH}_2\text{O}$ である。

2.2 実験方法

自然斜面は多くの降雨履歴を有することを考慮して、上記の模型斜面に、3～8 日間の降雨中断（排水）期間をはさむ 4 回の降雨を与えた（表-1）。降雨中断期間も含めて間隙水圧、体積含水率、サク



写真-2 内部歪計

表-1 人工降雨の条件

イベント	時間雨量 (mm/hour)	降雨開始時刻	降雨終了時刻
1	30	10/20 11:00:30	10/20 14:00:00
2	30	10/23 9:34:30	10/23 11:15:00
3	15	10/26 9:45:00	10/26 12:42:40
4	30	11/4 11:00:00	11/4 15:00:00

ション、斜面の鉛直方向の変位、斜面方向の地表面変位、そして斜面内のせん断変形に伴う傾斜変化を、10秒間隔で計測した。また斜面の変形過程を把握するために、降雨中は側面からビデオ撮影を行った。降雨は降雨量を15~200mm/hまで調節可能な独立行政法人防災科学技術研究所所有の大型降雨実験装置で与えた。降雨イベント3までは降雨継続時間の短い履歴降雨として与え、降雨イベント4は斜面が崩壊するまで降雨を継続した。

なおビデオ画像により実験中の珪砂の土中の変形状況を観察した結果、本降雨およびその後の計測中に底面上での土層のすべりは観察されなかった。

2.3 ひずみの定義

本研究における圧縮ひずみと地中のせん断ひずみの定義を説明する。

地中のせん断ひずみは図-3のように、内部歪計の各プローブの傾斜より算出するが、各プローブの実験開始時の傾斜と、時々刻々の傾斜との差 $\Delta\theta$ を求め、プローブの中間の深さ $z(\text{cm})$ のせん断ひずみ $\gamma(z) = \tan(\Delta\theta)$ として求めた。プローブ上部が斜面下方に回転する方向が正である。内部歪計に用いた傾斜計の分解能が 0.1° であるため、せん断ひずみの計測精度を0.0002とした。

図-4のように、圧縮ひずみは地表面から鉛直に10cm毎の土層の鉛直方向の圧縮、膨張を示す。例えば0~10cmの土層の圧縮ひずみは、地表面の沈下板により計測された地表面の沈下量を土塊上部の沈下量と見なし、深さ10cmの沈下板の沈下量を土塊下部の沈下量と見なす。これらよりこの土層の圧縮量を求め、それを圧縮前の土層厚で除して圧縮ひずみとした。そして深さ0-10cmの土層の圧縮はその中間の深さ5cmにおける圧縮と見なした。

3. 崩壊直前の斜面のせん断変形

3.1 斜面上の異なる位置における地表面変位と地下水位

本章では崩壊直前の模型斜面のせん断変形を検討する。そのために降雨イベント4における模型斜面への降雨の浸透と変形挙動について検討する。

降雨イベント4における斜面下端から異なる位置での地表面変位と地下水位の経時変化を図-5に示す。地表面変位は斜面下端から150cm, 300cm, 450cmの位置に、地下水位は斜面下端から0cm, 150cm, 300cmの位置で計測したデータを示す。まず地表面変位についてみると、斜面下端から150cm, 300cmの地表面変位は降雨開始後約11,000秒後から急激に増加するのに対して、450cmの地表面変位は少し遅れて約13,000秒後から顕著に増加する。地下水位については、0cmではそれ以前の降雨履歴における斜面内への浸透水が貯留されているため、本降雨イベントの降雨開始時には7cmH₂Oと正の地下水位を示し、降雨開始時から地下水位が増加する。最終的には約13,000秒に70cmH₂Oとなった。これは斜面の鉛直方向の層厚である57.7cmより大きい、その原因は不明で

ある。それに対して 150cm と 300cm の位置では、降雨開始後から約 11,000 秒までは地下水位は発生せず、約 11,000 秒に顕著に地下水位が増加する。そして約 13,000~14,400 秒の間に 40cmH₂O 程度の最大値を示す。14,400 秒の降雨終了後はいずれの位置でも速やかに地下水位が減少し、0cmH₂O となる。他の位置では降雨イベント 4 では地下水位は発生しない。以上のように地表面変位と地下水位が、斜面下端から 150cm~300cm の間ではほぼ等しい経時変化を示すことから、斜面の上下端から離れており、地表面と底面が平行な、斜面中腹の 150cm~300cm の間では斜面内の降雨浸透や変形はほぼ均一であり、この区間内のある横断面における変形は、斜面の上下方向からの応力の影響を受けないと仮定することができる。

崩壊発生後の模型斜面の状況を正面から撮影したものが写真-3 である。斜面の崩壊は一回で一気に発生したわけではなく、鉛直変位計を設置した斜面下端から 200cm 当たりから土塊の移動に伴う斜面中の亀裂と段差が表れ、それが順次上方に拡大し、最終的には斜面下端から 400cm 程度に滑落崖が表れ、土塊が大きく移動した。次に側面から撮影した写真-4 を見ると、土柱の変形状況から、斜面下端から 100cm まではほとんどせん断変形しておらず、その上部の土層にせん断変形が見られる。これより崩壊の末端は斜面下端から 100cm より上部であることがわかる。そ

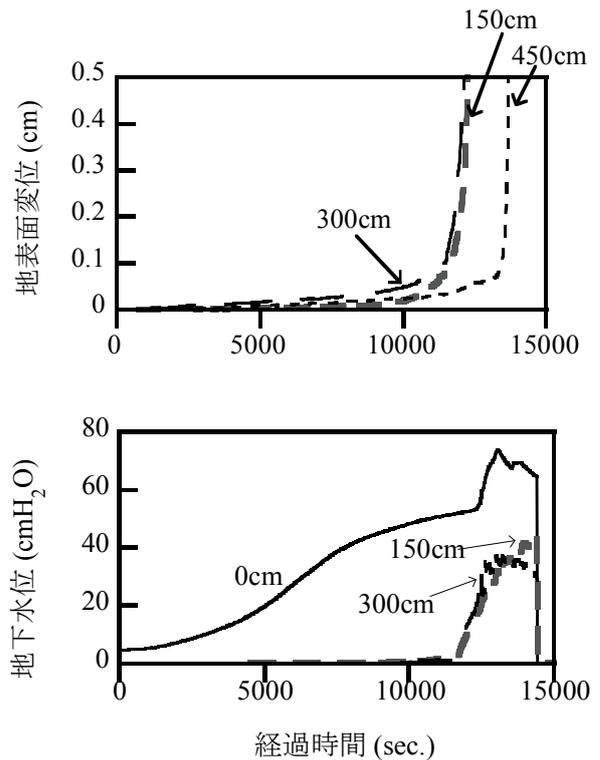


図-5 斜面上の異なる位置における地表面変位と地下水位の経時変化（降雨イベント 4）



写真-3 崩壊後の模型斜面（正面）



写真-4 崩壊後の模型斜面（側面）

の上部の崩壊土塊は、すべり面上の土塊が剛体的に移動したわけではなく、土層全体がせん断変形していること、そしてせん断変形量は底部に近いほど大きいように見えることがわかる。

3.2 体積含水率，サクシオンとせん断ひずみの経時変化

図-6に降雨イベント4における斜面内の体積含水率，サクシオン，そしてせん断ひずみの経時変化を示す。体積含水率は斜面下端から300cmの位置で計測され，斜面内の深さ10cm, 20cm, 30cm, 40cm, 50cmの値である。サクシオンは斜面下端から350cmの位置の深さ5cm, 15cm, 25cm, 35cm, 45cmで計測される。せん断ひずみは斜面下端から250cmの位置に設置した内部歪計の深さ方向に設置した傾斜計の中心の深さ(4.6cm, 13.8cm, 23cm, 32.2cm, 41.4cm, 50.6cm)で計測する。ただしこの章では深さ50.6cmのせん断ひずみは対象としない。

まず体積含水率については，降雨開始後地表面に近いほど早く増加を開始する。深さ30cmより浅い個所の体積含水率は，約4,000～7,000秒において増加を止め，35～40cmH₂Oの一定値となるが，約11,000秒から再び増加を開始する。そして深さ20cm, 30cmの体積含水率は43cmH₂O程度で再び一定となるが，深さ10cmでは増加傾向のまま実験終了となる。対して深さ40cm以深の個所の体積含水率は降雨開始後直後にはまだ変化せず，約7,000秒以降に増加を開始する。そして約12,000秒から40cmH₂O程度の一定値となる。

サクシオンについてはやはり地表面に近い浅い個所ほど降雨開始後早くから減少を開始する。深さ25cmより浅い個所では降雨開始1,000～5,000秒と早い時期にサクシオンが急減し，その後一定値となるのに対して，それより深い個所では5,000秒以降に緩やかにサクシオンが減少し，実験終了まで単調に減少する。深さ25cmより浅い個所のサクシオンは約12,000秒後に再び減少を開始すると共に，それより深い個所のサクシオンも同時期には減少がやや大きくなる。そして実験終了時にはいずれの深さのサクシオンも3～5kPaと飽和に近い値を示す。ある深さにおいてサクシオンの減少するタイミングは必ずしも対応する深さの体積含水率の増加するタイミングと合わないことがあ

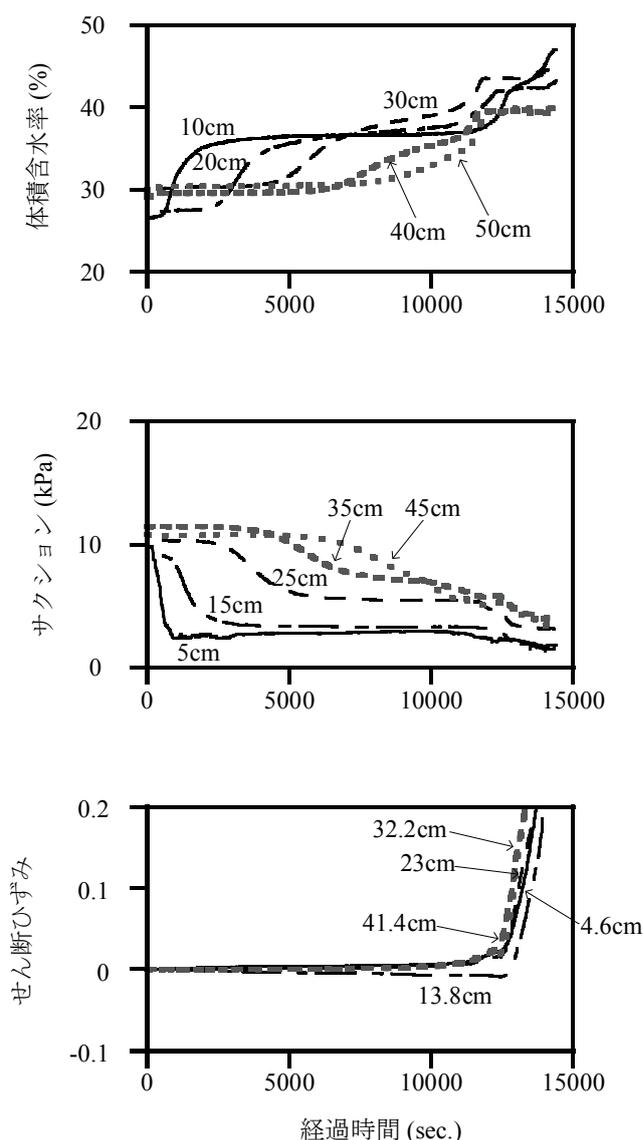


図-6 斜面内の体積含水率，サクシオン，せん断ひずみの経時変化 (降雨イベント4)

る。これは通常吸水時の水分特性曲線では体積含水率の増加と共にサクシオンが減少すると言われていることに反する事実であるため、今後の検討が待たれる。

最後にせん断ひずみについて見る。深さ 4.6cm, 23cm, 32.2cm, そして 41.4cm ではせん断ひずみは正の方向に進行するのに対して、深さ 13.8cm では 12,600 秒まではせん断ひずみが小さいながらも負の方向に進行し、その後反転して正の方向に急増する。せん断ひずみが負の方向に向かうのは、当該深さに対応する傾斜計の上下のいずれかの傾斜計が正の方向に大きく傾いたため、その反作用で起こったことと考えられる。いずれの深さでもせん断ひずみの急増が 12,600 秒に開始するが、これは浅い個所のサクシオンの 2 回目の減少及び深い個所のサクシオンの減少が大きくなる時期に相当する。またこの時期は図-5 より斜面下端から 150cm と 300cm の位置における地下水位が増加する時期でもある。これらのことより間隙水圧の発生と増加が斜面内のせん断変形を引き起こすことが示唆される。ただし図-5 によれば約 12,000 秒における地下水位が 35~40cmH₂O であることを考えると、深さ 15cm より深い個所のサクシオンは負となるはずである。しかし図-5 を見ると深さ 25~45cm の深さでのサクシオンが 3.5kPa 程度の正值をとっている。つまり土層中の間隙が完全に飽和しない疑似飽和状態で地下水位が発生していると考えられる。

斜面の崩壊発生直前の 12,000 秒以降のせん断ひずみの経時変化をより詳しく示したのが図-7である。大まかにみると深い個所でせん断ひずみが大きいといえるが、深くなるほどせん断ひずみが大きいとは厳密には言えない状況である。

3.3 サクシオン、間隙水圧とせん断変形

降雨イベント 4 における降雨浸透に伴う斜面のせん断変形機構を明らかにするために、斜面内のサクシオン及び間隙水圧とせん断ひずみの関係を検討する。まず斜面全体のせん断変形の進行を概観するために、斜面下端から 150cm 及び 300cm の位置における地下水位と地表面変位の関係を見る(図-8)。図-8(a)は降雨開始から終了までの全期間の両者の関係を示す。150cm 及び 300cm の位置における両者の関係は、地表面変位の大きさが 10cm 程度までは位置が異なってもほぼ等しい。地下水位発生直後は地下水位の増加に伴う地表面変位の増加量が小さいが、地表面変位の進行に伴って地下水位増分に対する地表面変位増分が徐々に大きくなる。地表面変位が 10cm を超えると 300cm の位置における地表面変位はほぼ定常値をとるが、150cm における地表面変位は未だ増加する。しかしながら地表面変位が 10cm までは、地下水位と地表面変位の関係は、土の応力~ひずみ関係に見られるような双曲線形となる。図-8(b)は変位の小さい領域での地下水位と地表面変位の関係を見るために、地表面変位が 0.5cm までの範囲の両者の関係を示す。地表面変位が 0.1cm までの範囲では 150cm 及び 300cm の位置における地表面変位は、地下水位が 2cmH₂O という小さな値で進行する。地下水位の計測精度が 1cmH₂O であることを考えると、この範囲では地表面変位は地下水位が発生

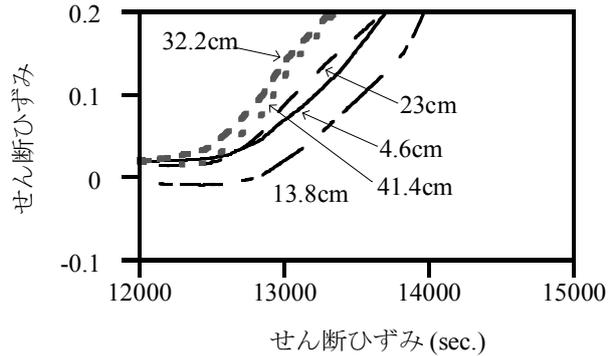
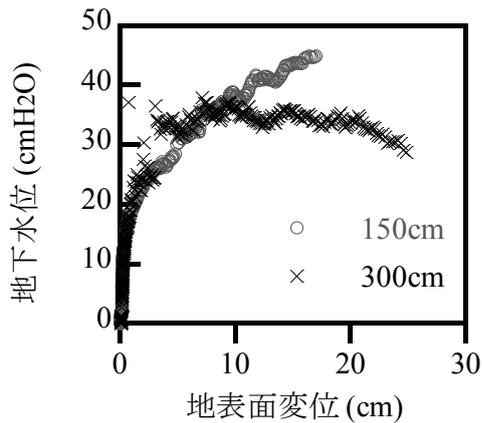
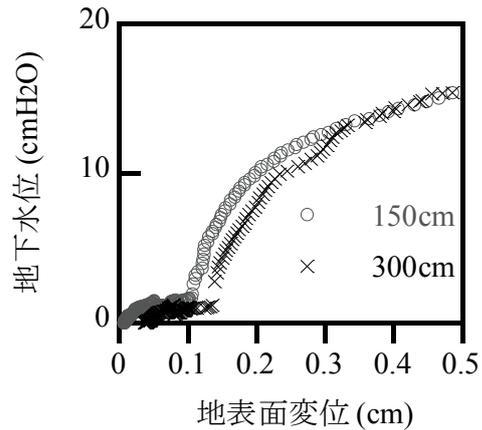


図-7 降雨開始後 12,000 秒以降から崩壊までの斜面内のせん断ひずみの経時変化 (降雨イベント 4)



(a) 降雨期間全体



(b) 変形の小さい期間

図-8 斜面上の異なる位置における地表面変位と地下水位の関係 (降雨イベント4)

しない不飽和状態で進行すると考えられる。その後地表面変位は地下水位の上昇と共に増加する。最終的な地表面変位は10~20cmまで達することを考えると、不飽和状態での地表面変位の増加は、地下水位上昇に伴う地表面変位の増加に比べて小さいことがわかる。

次に斜面内部の土の応力~ひずみ関係を検討するために、斜面内部のせん断変形について見る。降雨イベント4における斜面内部のサクシヨンとせん断ひずみの関係を図-9に示す。深さ23cm以深の個所ではサクシヨン減少と共にせん断ひずみが増加する。サクシヨン減少に対するせん断ひずみの増加量は最初小さく、徐々に大きくなる。つまり図-9においては曲線の傾きが徐々に小さくなり、最終的には傾きが0でほぼ水平となる。それに対して深さ4.6cm及び13.8cmと浅い個所では、サクシヨンが3kPaに減少するまではせん断ひずみはほとんど増加せず、サクシヨンがそれ以下まで減少するとサクシヨン減少に対してせん断ひずみが顕著に増加する。図中の矢印は各深さにお

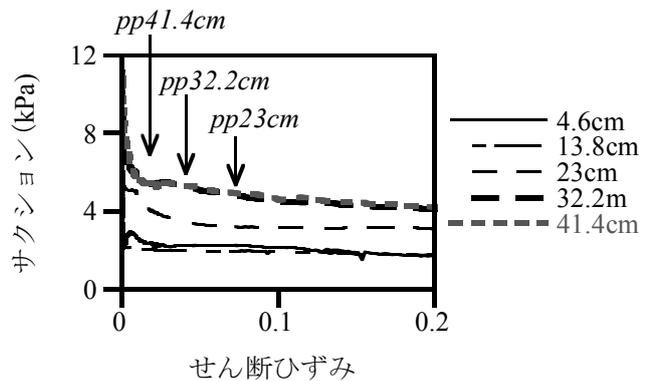


図-9 斜面内のせん断ひずみとサクシヨンの関係 (降雨イベント4)。ppは各深さにおいて間隙水圧が発生したことを示す。

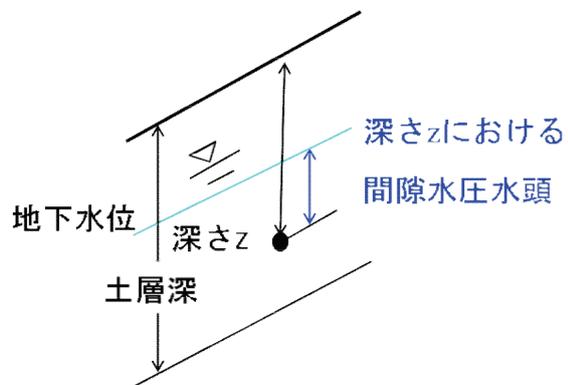


図-10 各深さにおける間隙水圧の定義

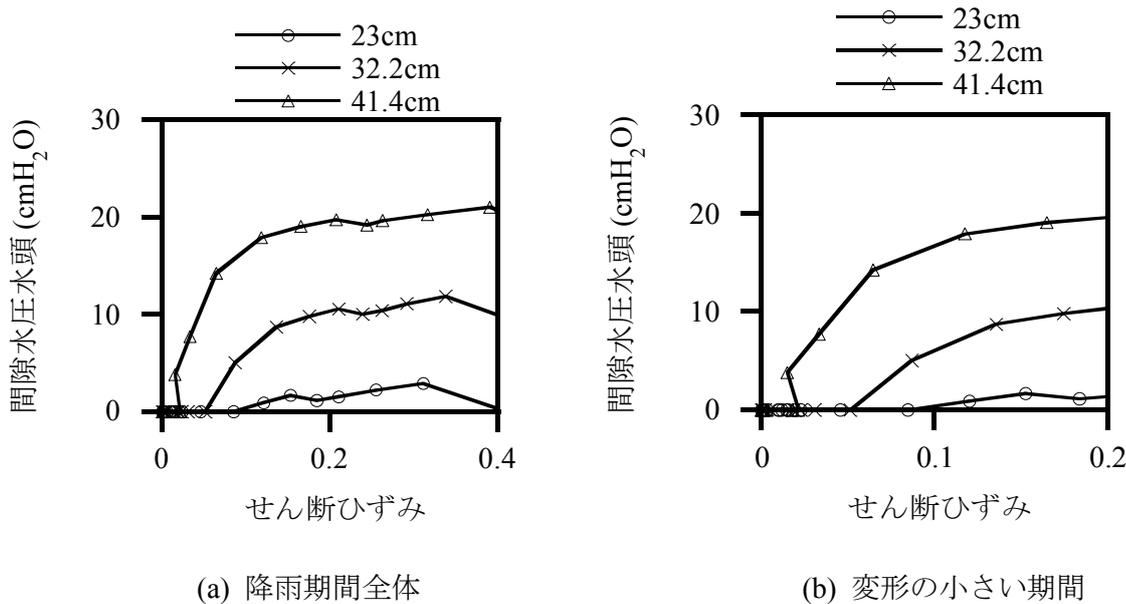


図-11 斜面内のせん断ひずみと間隙水圧水頭の関係（降雨イベント4）

いて間隙水圧が発生するタイミングを示す。ここで各深さにおける間隙水圧とは、地下水位と該当する深さと土層底面の鉛直距離の差として定義する（図-10）。つまり地下水位が該当の深さより大きくなると、該当する深さにおける間隙水圧が発生すると考える。このように求めた各深さにおける間隙水圧の発生するタイミングは、サクシオン減少に対するせん断ひずみ増加量が非常に大きくなるタイミングとほぼ合致する。しかし間隙水圧が発生した後もサクシオンが正の状態ではせん断ひずみが増加すること、そして浅い箇所の方がより小さなサクシオンの下でせん断ひずみが増加することがわかる。斜面内の間隙水圧は土の間隙が完全に飽和しない疑似飽和状態で発生することが示唆される。いずれにせよ不飽和状態ではサクシオン減少に対するせん断ひずみ増加量が小さく、地下水位発生以降はサクシオン減少に対するせん断ひずみ増加量は非常に大きいことがわかる。

このように間隙水圧により斜面内のせん断ひずみが大きく増加することが示唆されたため、斜面内の各深さの間隙水圧とせん断ひずみの関係を図-11に示す。図-11(a)は降雨開始から終了までの両者の関係を示す。ただし深さ 4.6cm および 13.8cm では間隙水圧が発生せずにせん断ひずみが増加したので、図には示していない。深さ 13.8cm より深い箇所のせん断ひずみは間隙水圧の発生しない不飽和状態で 0.03~0.09 程度まで増加し、間隙水圧発生後は、間隙水圧増加と共にせん断ひずみが顕著に増加する。間隙水圧発生前のせん断ひずみは 0.03~0.09 程度であり、間隙水圧発生後は 0.4 程度まで増加するため、間隙水圧に伴うせん断ひずみ増加が大きいことがわかる。飽和状態での間隙水圧上昇に伴うせん断ひずみの増加は、間隙水圧増加量に対するせん断ひずみ増加量が当初は小さく、徐々に大きくなるため、間隙水圧とせん断ひずみの関係は、応力~ひずみ関係でよく見られるような双曲線関係を示す。図-11(b)よりせん断ひずみが 0.2 までの範囲で不飽和状態でのせん断ひずみの増加を見ると、浅い箇所の方が間隙水圧発生時のせん断ひずみが大きいこと、そしてより小さな間隙水圧でせん断ひずみが増加することがわかる。このことから浅い箇所のせん断変形は吸水に伴うサクシオン減少や体積含水率増加に依存するところが大きい、深い箇所のせん断変形は飽和

状態での間隙水圧増加に依存するところが大きいことがわかる。

4. 繰り返し降雨下における模型斜面のせん断変形

4.1 斜面上の異なる位置における地下水位と地表面変位

本章では繰り返し降雨下の斜面の挙動を検討するため、降雨イベント1開始から降雨イベント4終了までの期間を対象とする。図-12に斜面下端から0cm, 150cm, 300cmの地下水位の経時変化と、斜面下端から150cm, 300cm, 450cmの位置における地表面変位の経時変化を示す。斜面下端から450cm, 525cmの位置では地下水位は発生しない。斜面下端から0cm, つまり斜面下端における地下水位は降雨イベント1では発生しないが、その後はいずれの降雨イベントでも発生する。それに対して斜面下端から150cmと300cmの位置での地下水位は降雨イベント1,2では発生せず、その後の降雨イベント3,4で発生する。斜面下端では斜面傾斜が急減するので、上方斜面から流下した地下水が滞留するために地下水位が発生しやすいと考えられる。また斜面下端での地下水位が降雨イベント毎に大きくなるのは、前の降雨イベントで供給された地下水がすべて排水される前に新たな降雨を与えたため、降雨イベント毎に地下水が蓄積されるためと考えられる。斜面下端から150cmと300cmの地表面変位を見ると、降雨イベント時のみならず、降雨停止後も増加することがわかる。特に降雨イベント3直後には0.3cm程度と小さいものの、降雨終了後も増加することがわかる。また図ではわかりにくいですが、降雨イベント3と降雨イベント4の間の、地下水位が発生しない時期でも、150cmと300cmの地表面変位は0.2cmほど増加する。斜面下端から450cmの位置における地下水位は最後の降雨イベント4でしか発生しない。

4.2 体積含水率, サクシオン, せん断ひずみの経時変化

図-13に斜面内の体積含水率, サクシオン, せん断ひずみの経時変化を示す。体積含水率は斜面下端から300cmの位置における深さ10cm, 20cm, 30cm, 40cm, 50cmで計測されたデータである。サクシオンは斜面下端から350cmの位置における深さ5cm, 15cm, 25cm, 35cm, 45cmのデータ, そしてせん断ひずみは斜面下端から250cmの位置における内部歪計で計測された深さ4.6cm, 9.2cm, 13.8cm, 23cm, 32.2cm, 41.4cm, 50.6cmのデータである。まず体積含水率の経時変化について見ると、降雨時に急激に増加し、降雨後は徐々に減少する。浅い箇所の方が体積含水率の値は大きい。また降雨時の体積含水率の最大値は後の降雨イベントほど大きくなる。サクシオンは降雨時には急激に

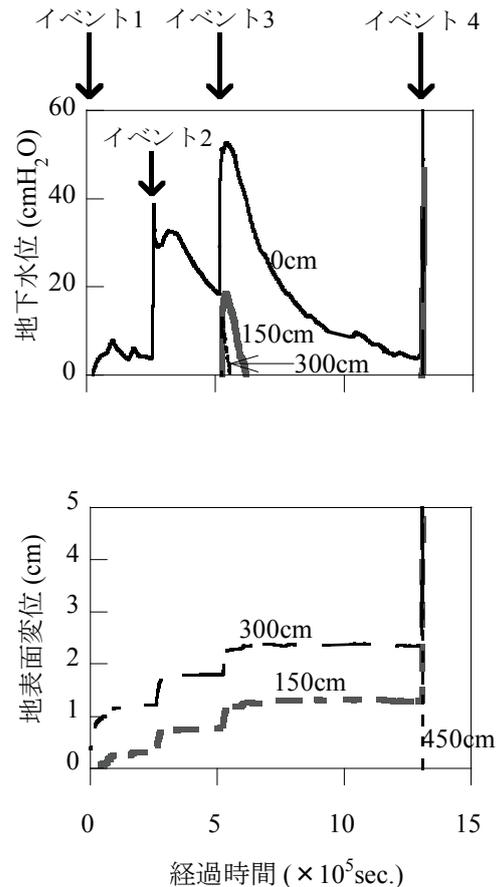


図-12 繰り返し降雨下の地下水位と地表面変位の経時変化

減少するが、降雨後に徐々に増加すること、浅い箇所の方が小さいこと、などは体積含水率の経時変化に対応した特徴である。降雨時のサクシジョンの最低値を見ると、降雨イベント 1~3 まではほぼ等しいのに対して、最後の降雨イベント 4 ではそれらよりはやや小さい。しかしながら図-12 も併せて見ると、降雨イベント 3 における斜面下端からの位置が 150cm の地下水位が地表面から 35cm まで達しても、すべての深さでのサクシジョンの計測値は正である。また降雨イベント 4 において斜面下端から 150cm の位置の地下水位が地表面から 15cm に、そして斜面下端から 300cm の地下水位が地表面まで達しても、斜面内で計測されているサクシジョンは正の値である。これは地下水位以下にあってもサクシジョンが正と計測されているということであり、一般的にサクシジョンの定義を考えると矛盾しているように見える。しかしながらこれは土層内の空隙が完全に飽和していない疑似飽和状態で地下水位が発生していると考えたと説明できる。せん断ひずみを見てみると、深さ 32.2cm と 50.6cm では降雨時の体積含水率増加やサクシジョン減少が発生する吸水過程におけるせん断ひずみの増加のみならず、降雨後に体積含水率が減少しサクシジョンが増加する排水過程にもせん断ひずみの増加が見られる。排水過程においてもせん断ひずみが増加することは注目すべきことである。またせん断ひずみは降雨イベント回数が増加するほど大きい。ただし深さ 4.6cm と 23.3cm のせん断ひずみは小さく、顕著な増加は見られない。深さ 13.8cm と 41.4cm のせん断ひずみは負の方向に進行した。特に深さ 13.8cm は負の方向にのみ進行したため図中には示されていない。深さ 41.4cm は降雨イベント 4 の時にせん断ひずみが正の方向に急増した。この負の方向へのせん断の進行は、注目する深さの傾斜計の上または下の傾斜計の傾きが顕著に変化したことの反作用だと思われる。

4.3 繰り返し降雨下での斜面内のサクシジョンとせん断ひずみ

図-14(a)に斜面内の深さ 4.6cm におけるサクシジョンとせん断ひずみの関係を示す。ここでサクシジョンは本来深さ 10cm 毎に計測されているが、ここでは傾斜計の中心の位置のサクシジョンを、サクシジョン計測値の内挿および外挿により求めた。まず吸水過程が開始するとサクシジョンが減少するが、

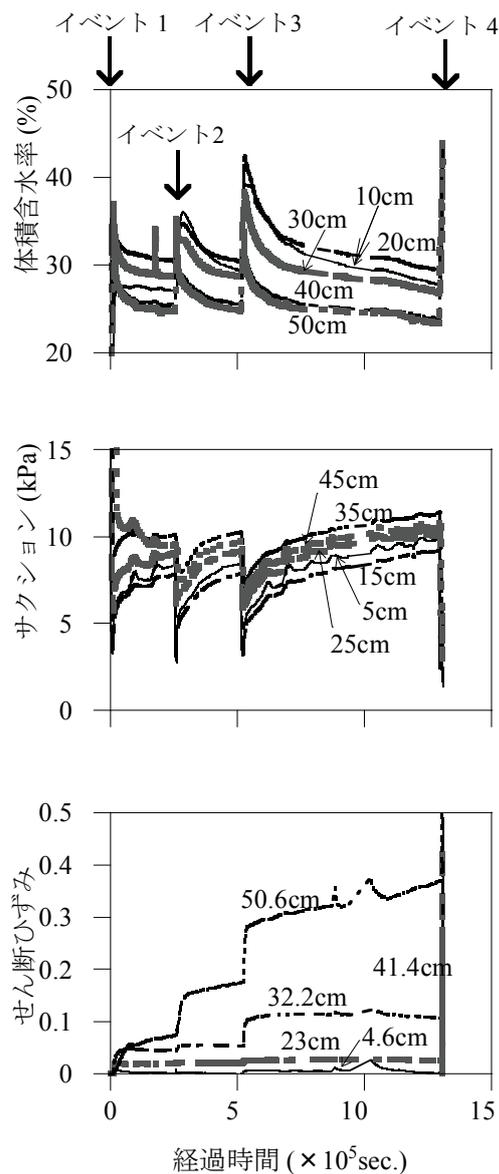


図-13 繰り返し降雨下での斜面内の体積含水率，サクシジョン，せん断ひずみの経時変化

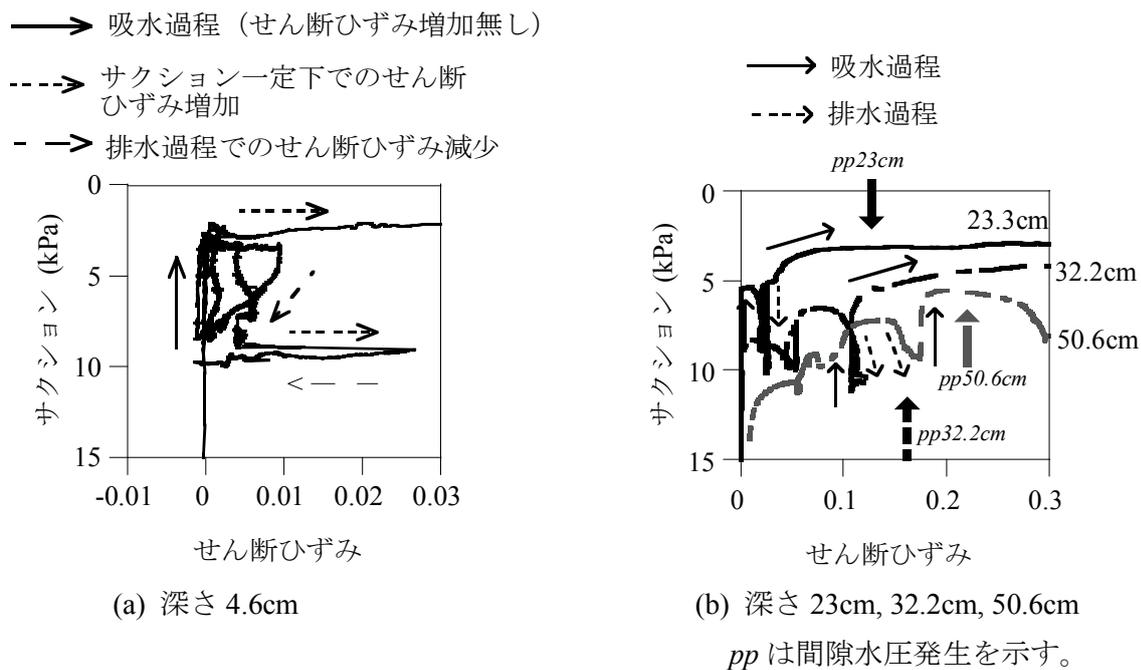


図-14 繰り返し降雨下の斜面内のサクシヨンとせん断ひずみの関係

その際にせん断ひずみは変化しない。その後吸水過程終了後にサクシヨンが一定の下でせん断ひずみが増加し、その後サクシヨンが増加する排水過程においてせん断ひずみは減少するという、弾性的な変形を示す。このような弾性的な変形を示すのは深さ 4.6cm のみであり、せん断ひずみの大きさが高々0.03 までと小さい場合に限られる。

図-14(b)に深さ 23cm, 32.2cm, 50.6cm のサクシヨンとせん断ひずみの関係を示す。なお深さ 13.8cm と 41.4cm ではせん断ひずみが負の領域で変化することがほとんどであるため、検討の対象外とした。図中の矢印は各深さにおいて間隙水圧が発生するせん断ひずみを示す。まず吸水過程におけるサクシヨンの減少と共にせん断ひずみが増加し、次に排水過程ではサクシヨンが増加してもせん断ひずみはほとんど変化しない。次の吸水過程ではサクシヨンが先の吸水過程での最低サクシヨンに達するまではせん断ひずみはほとんど変化せず、その後サクシヨン減少と共にせん断ひずみが増加する。つまり先の吸水過程における最低サクシヨン値は、現在の吸水過程におけるせん断ひずみ増加に関するサクシヨンの降伏値であることがわかる。これは Uchimura et. al.¹³⁾の傾斜させた砂質供試体に繰り返し吸水させた際の、体積含水率とせん断変位の関係に見られたものと同様である。つまり降雨浸透によるせん断ひずみは、サクシヨンがこれまで経験した最低サクシヨンより小さくならないと発生しないということである。例えばある降雨の時に、降雨量が少ないために、斜面中のサクシヨンが過去にこの斜面が経験した最低サクシヨンより大きければ、斜面のせん断変形は生じないと言うことになる。また各深さで間隙水圧が発生するとせん断ひずみは顕著に増加する。サクシヨン減少量に対するせん断ひずみ増加量を見ると、間隙水圧発生前に比べて発生後が非常に大きくなるのがわかる。サクシヨン減少量に対するせん断ひずみ増加量は最初は小さいが、徐々に大きくなり、間隙水圧発生後は、サクシヨン減少量に対するせん断ひずみ増加量が無限大に近くなる。

上記のような検討から、繰り返し降雨下のサクシヨンとせん断ひずみの関係は、浅い箇所と深い

箇所異なることがわかる。浅い箇所ではせん断ひずみが小さいため、サクシオンを繰り返し減少させると、サクシオン増加時にせん断ひずみが減少するという弾性的挙動を示す。それに対して深い箇所では、せん断ひずみが大きいいため、サクシオンが繰り返し減少すると、サクシオンの減少に対してせん断ひずみは弾塑性的な降伏を示す。また浅い箇所ではせん断ひずみはサクシオン一定で増加するのに対して、深い箇所ではサクシオンが降伏値より小さくなった時に、せん断ひずみはサクシオン減少と共に増加する。このようにサクシオン減少に対するせん断変形の特徴が深さにより異なることの原因については今後の検討の課題とする。

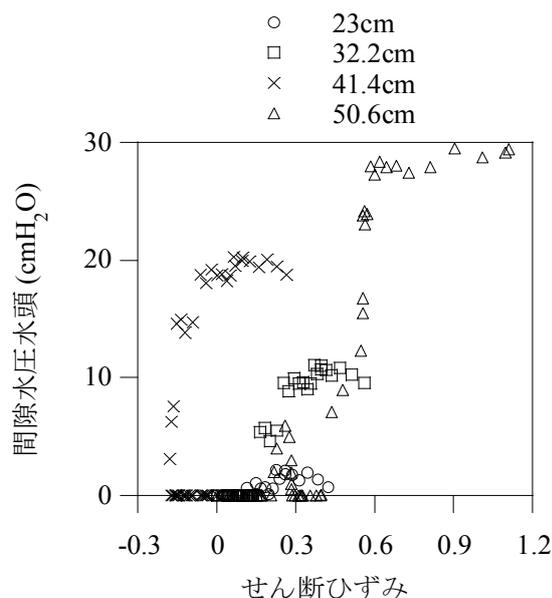


図-15 繰り返し降雨下の斜面内のせん断ひずみと間隙水圧

4.4 繰り返し降雨下での間隙水圧とせん断ひずみ

間隙水圧発生によりせん断ひずみが顕著に増加することが前節で示されたことから、繰り返し降雨下の斜面内の各深さの間隙水圧とせん断ひずみの関係を検討する。図-15 は深さ 23cm, 32.2cm, 41.4cm, 50.6cm における間隙水圧とせん断ひずみの関係である。ここで深さ 41.4cm では降雨イベント 1~3 ではせん断ひずみが負の方向に進行したが、最後の降雨イベント 4 においては正の方向に増加した。いずれの深さでも当初は間隙水圧が発生しない状態でせん断ひずみが進行するが、その量は小さい。その後間隙水圧発生後に間隙水圧増加と共にせん断ひずみは顕著に増加する。例えば深さ 32.2cm では、間隙水圧が発生しない不飽和状態でのせん断ひずみ増加は 0.21 であるのに対して、間隙水圧発生後は 0.6 までせん断ひずみが増加した。深さ 50.6cm では、降雨イベント 2 までは地下水位が発生せず、その間せん断ひずみは 0.21 まで増加した。その後降雨イベント 3 で間隙水圧水頭が 6cmH₂O まで増加するとせん断ひずみが 0.27 まで増加し、間隙水圧水頭は一旦 0 cmH₂O まで減少した。その後降雨イベント 4 では間隙水圧水頭が 28 cmH₂O まで増加し、その際間隙水圧水頭の増加と共にせん断ひずみが 0.6 まで増加した。その後間隙水圧水頭が一定の下にせん断ひずみが増加する過程は、斜面が急激に破壊する過程である。破壊前の斜面内の各深さの間隙水圧とせん断ひずみの関係は、土の応力~ひずみ関係を表すのに用いられる双曲線関係で近似できる。

4.5 地下水位と地表面変位

地表面変位を地表面から斜面底部までのせん断ひずみの積分値であると考え、地表面変位と地下水位の関係も、斜面内部の間隙水圧とせん断ひずみと同様な関係を示すと考えることが自然である。そこで図-16(a)に実験開始から終了までの全期間における、斜面下端から 150cm と 300cm の位置の地表面変位と地下水位の関係を示す。いずれの位置でも地下水位は一旦 20 cmH₂O 程度まで増加し(吸水過程)、0 cmH₂O まで減少した(排水過程)。これにより地表面変位は 3cm 程度まで増加した。次の吸水過程で地下水位が 30 cmH₂O 以上まで増加すると地表面変位も大きく増加し、斜

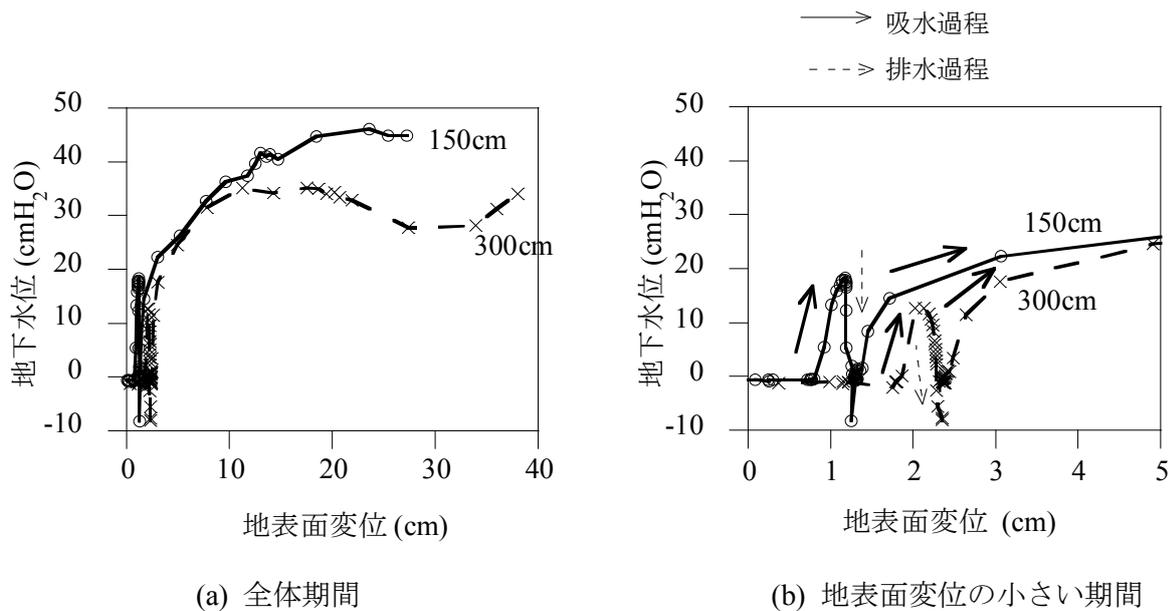


図-16 繰り返し降雨下での地表面変位と地下水位の関係

面下端から 150cm の位置では地表面変位が 30cm 程度, 300cm の位置では 40cm 程度まで増加した。斜面下端から 150cm の地下水位～地表面変位の関係と, 300cm のそれは, 地下水位の最大値まではほとんど等しく, それらの関係は双曲線関係で近似できる。

上記の検討では, 地表面変位が小さい時の地下水位と地表面変位の関係がわかりにくい。そのため地表面変位が 5cm までの領域における両者の関係を図-16(b)に示す。150cm の位置および 300cm の位置において, この領域では 2 回の地下水位上昇が確認されるが, いずれの位置においても, 1 回目の地下水位増加に伴って地表面変位が増加した吸水過程の後, 地下水位減少時 (排水過程) には地表面変位はほとんど変化しない。そして次の地下水位増加時には, 先の地下水位増加時の最高水位に達するまで地表面変位はほとんど変化せず, その後地表面変位は地下水位増加と共に顕著に増加する。この繰り返し载荷に対する弾塑性的な挙動は斜面内の間隙水圧とせん断ひずみの関係と同様である。

5. おわりに

以上の検討から判明した事項を以下にまとめる。

- (1) 模型斜面の地表面変位は斜面下端から同じ位置における底面での地下水位発生により顕著に増加する。また斜面内のせん断ひずみも, 同じ位置における間隙水圧の発生に伴い顕著に増加する。
- (2) 地表面変位は降雨開始後に地下水位が発生しない不飽和状態でも 0.1cm 程度までは増加する。それに対してその後の地下水位の増加に伴い地表面変位は顕著に増加する。地下水位増加量に対する地表面変位増加量は, 地表面変位増加に伴って大きくなる。このような地下水位と地表面変位の関係は, 土の応力～ひずみ関係と同様な双曲線関係で表すことが可能である。
- (3) 深さ 23cm より深い箇所では, その深さにおける間隙水圧発生前に, サクションの減少に伴ってせん断ひずみが増加する。そして間隙水圧が発生すると, その後はサクション一定の下にせん断ひ

ずみが増加する。

(4) 深さ 23cm より浅い箇所では、その深さにおける間隙水圧が発生しなくてもせん断ひずみが増加する。しかしそれより深い箇所では間隙水圧発生前の不飽和状態ではせん断ひずみの増加はわずかであり、その後間隙水圧が発生すると間隙水圧増加と共にせん断ひずみが顕著に増加する。間隙水圧とせん断ひずみの関係は土の応力～ひずみ関係と同様な双曲線関係で表すことが可能であるが、間隙水圧の最大値は深い箇所ほど大きくなる。

(5) 地表面変位は地下水位増加時のみならず、その直後の地下水位の発生しない時期にも増加する。また斜面内のせん断ひずみも同様に体積含水率増加やサクシオン減少の見られる吸水過程のみならず、その後の排水過程でも増加する。

(6) 斜面内の浅い箇所におけるせん断ひずみの増加は実験全期間を通して小さいが、その増加は主にサクシオン一定の期間に発生する。それに対して深い箇所のせん断ひずみは、サクシオンの減少する吸水過程に増加し、その後の排水過程ではサクシオン増加に対してせん断ひずみはほぼ一定である。そして次の吸水過程においてサクシオンが先の吸水過程における最低サクシオンに達するまではせん断ひずみは増加せず、その後急激に増加する。

(7) 地表面変位もまた地下水位の増加と共に顕著に増加する。そして地下水位減少時には地表面変位はほとんど変化しない。次の吸水過程においては、地下水位が先の吸水過程の最高水位に達するまでは地表面変位は変化せず、その後急激に地表面変位が増加する。このような地表面変位と地下水位の関係もまた、土の応力～ひずみ関係と同様な双曲線関係で表される。

参考文献

- 1) 斉藤迪孝(1981)：土質工学におけるレオロジー7.2斜面崩壊予測，土と基礎，Vol.29, No.5, pp.77-82.
- 2) 福園輝旗(1985)：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法，地すべり，Vol.22, No.2, pp.8-13.
- 3) 伊藤和也，豊澤康男(2009)：斜面下部の掘削切り取りによる斜面不安定性に関する実物大斜面崩壊実験，土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.254-265.
- 4) 玉手聡，伊藤和也，SURENDARA B. Tamrakar(2009)：表層ひずみ計測による施工時斜面の崩壊監視に関する実験的研究，土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, p.1-18.
- 5) Uchimura, T. et al. (2009) : Simple monitoring method for precaution of landslides watching tilting and water contents on slopes surface, Landslides, DOI10.1007/s10346-009-0178-z.
- 6) 笹原克夫(1999)：降雨浸透に伴う急勾配砂質土斜面のせん断変形の解析，地すべり，Vol.36, No.1, pp.12-19.
- 7) 笹原克夫，海老原和重，綱木亮介(1996)：急勾配斜面の崩壊発生機構に関する実験的研究，地すべり，Vol.32, No. 4, pp.1-8.
- 8) 笹原克夫(1997)：飽和度の上昇に伴う不飽和砂質土のせん断変形機構に関する研究，地すべり，Vol.34, No.3, pp.1-8.
- 9) 笹原克夫，田村圭司(2010)：急勾配まさ土斜面における降雨時の地表面変位の再現モデル，日本地すべり学会誌，Vol.47, No.3, pp.155-160.
- 10) 加藤正司，松岡元(1994)：軸対称応力状態における不飽和粘性土のせん断挙動の解析，土木学会論文集，No.493/III-27, pp.99-106.
- 11) 笹原克夫，土橋修司，瀧口茂隆(2009)：まさ土斜面における降雨時の地盤内せん断変形挙動，第44回地盤工学研究発表会(CD-ROM)，pp.1693-1694.
- 12) 酒井直樹，笹原克夫，植竹政樹，福園輝旗(2010)：降雨浸透模型実験による不飽和斜面の変形メカニズムに関する研究，平成22年度砂防学会研究発表会概要集，pp.124-125.
- 13) Uchimura, T. et al. (2011) : COMBINED MONITORING OF WATER CONTENT AND DISPLACEMENT FOR SLOPE INSTABILITY, Proc. 4th Japan-Korea Geotech. Eng. Workshop , Kobe, pp.67-72.

ゲリラ豪雨時の斜面安定性評価

京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻 小山 倫史

1. はじめに

近年、ゲリラ豪雨（気象用語では、「局地的大雨」と呼ぶが、土木の分野では、その影響・被害の大きさからあえて「ゲリラ豪雨」と呼んでいる（中北ら，2010）. 本稿でも以下、「ゲリラ豪雨」という用語を用いることにする）による斜面崩壊や都市洪水などの災害が数多く報告されている。

降雨による斜面崩壊は大きく分けて2種類に分類することができ、一つは雨水浸透により斜面内の地下水面が上昇，地盤の間隙水圧の増加に伴う有効応力の減少やすべり面付近でのせん断強度の低下によって起こるすべり面破壊であり，もう一つは，地盤の表層付近の飽和度が上昇し，自重の増加や有効応力の低下，あるいは表面流による侵食に起因した表層崩壊である（小俣，2005）。

改定・砂防用語集（砂防学会，2004）によると、「深層崩壊」は「山崩れ・崖崩れなどの斜面崩壊のうち，すべり面が表層崩壊よりも深部で発生し，表土層だけでなく深層の地盤までもが崩壊土塊となる比較的規模の大きな崩壊現象」であり，「表層崩壊」は「山崩れ・崖崩れなどの斜面崩壊のうち，厚さ0.5~2.0m程度の表層土が，表層土と基盤層の境界に沿って滑落する比較的規模の小さな崩壊のこと」と定義されている。また，連続雨量および時間雨量をプロットすることで，降雨に起因する斜面崩壊の形態を分類することができる（図-1，図-2参照）。すなわち，時間雨量が小さく連続雨量が大きい場合（いわゆる「集中豪雨」）は，地盤深部への雨水が浸透し，すべり面付近における間隙水圧の増加および有効応力の低下により深層崩壊が起こり，本稿の対象であるゲリラ豪雨のように，時間雨量が大きく，連続雨量が小さい場合は，雨水が地盤の深部まで到達せず，表層にお

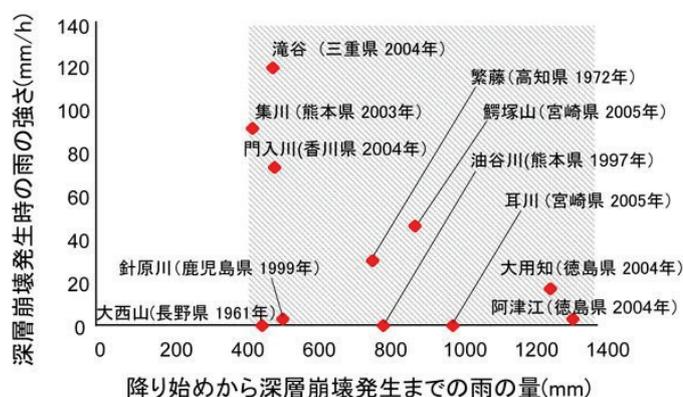


図-1 深層崩壊と時間・連続雨量の関係（土木研究所 HP より）

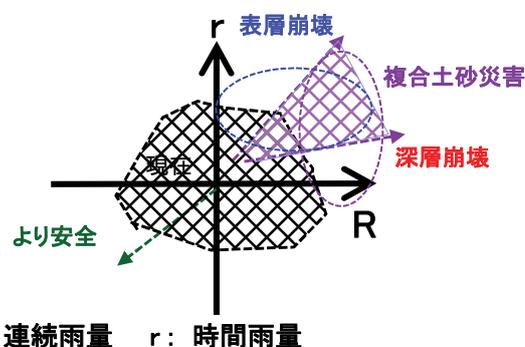


図-2 斜面の崩壊形態と時間・連続雨量の関係（藤田，2011）

ける自重の増加，間隙水圧による有効応力の低下あるいは表面流の発生による浸食により，表層崩壊を引き起こす．また，時間雨量，連続雨量がともに大きな場合は，これらの事象が複合的に起こる複合土砂災害となる（藤田，2011）．

ここで，集中豪雨とゲリラ豪雨の違いについて述べると，集中豪雨は，前線や低気圧などの影響や雨を降らしやすい地形の効果によって，積乱雲が同じ場所に次々と発生・発達を繰り返すことにより起きるもので，激しい雨が数時間にわたって降り続き，狭い地域に数百 mm の総雨量となるものである．ゲリラ豪雨は，大気の状態が非常に不安定な場合，単独の積乱雲が局所的に発達することによって起きるもので，一時的に雨が強まり，局所的に数十 mm 程度の総雨量となる（中北，2010）（ただし，いずれも明確な数字による定義はない）（図-3 参照）．また，図-4 に積乱雲の成長過程を，図-5 に集中豪雨およびゲリラ豪雨の降雨波形（10 分ごとと降雨量）を示す．図-5 より集中豪雨では大きな降雨強度が断続的にあらわれ，ゲリラ豪雨では単一の降雨強度の増大がみられるほか，通常，先行降雨がなく急激な降雨強度の増加がみられる．また，10 分ごとの計測においても，時々刻々，降雨強度が変化していることがわかる（実際には，数秒単位で変化していると考えられる）．このようにゲリラ豪雨は極めて強い短時間雨量変化を有するため，斜面表層部の湿潤履歴によっては，数秒単位のレスポンスで多量の雨水浸透量が発生し，斜面安定性を著しく低下させるだけでなく，表層崩壊などの斜面災害を誘発する．特に，ゲリラ豪雨の場合，数秒単位の鋭敏な降雨・浸透現象を評価する必要性があり，従来の斜面災害の雨量指標のみでは十分な評価はできないものと推察される．すなわち，豪雨を正確に計測することから，その降雨成分（雨量加速度，降雨波形）と斜面安定に与える影響を的確に把握する必要があると考えられる．そのためには，降雨成分を指標として

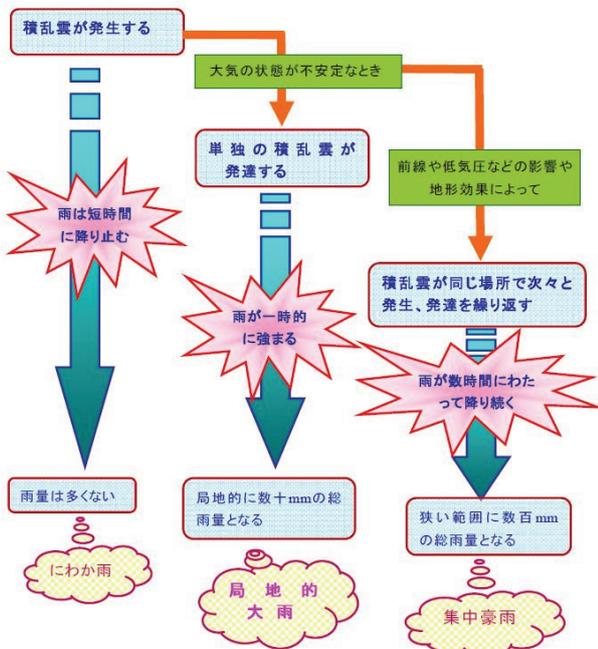


図-3 集中豪雨とゲリラ豪雨の発生メカニズム（気象庁防災気象情報の活用の手引き「局地的大雨から身を守るために」（平成21年2月）より引用

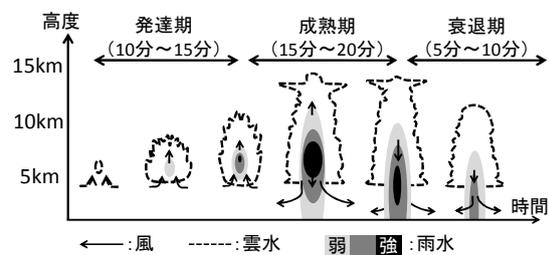


図-4 積乱雲の成長過程

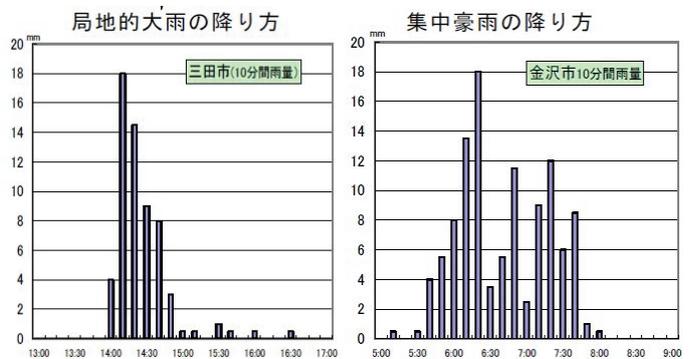


図-5 降雨波形（10 分ごとと降雨量），a) ゲリラ豪雨，b) 集中豪雨．

斜面への雨水浸透メカニズムの解明が重要であり、従来の降雨指標のみによる警戒基準雨量に代わり、斜面の計測・モニタリングによる情報、力学・浸透特性を反映したシステムが必要であると考えられる。

また、ゲリラ豪雨の特徴として、雨滴の粒径が比較的大きい（数 mm 程度）ことが挙げられる。雨滴粒径に関する研究は、降水の発達や消滅などの生成メカニズムの解明や降雨予測などのために行われている（高野ら，2009）。粒径 1mm 未満の雨滴では、雨滴の重量が軽いため落下中に受ける空気抵抗が小さく、球形を保ったまま落下するが、粒径 1mm 以上の雨滴では、雨滴自体が重いため、落下中に受ける空気抵抗が大きく雨滴底部がつぶれた饅頭型となる。図-6 は降雨強度ごとの粒径分布を推定される際によく用いられる Marshall Palmer の雨滴の粒径分布 (Marshall, 1948) であり、降雨強度が大きいほど、雨滴粒径が大きくなる。雨滴粒径が大きくなると、地表面のクラストの形成が雨水浸透挙動に大きな影響を及ぼす。クラストとは、雨滴が地表面に降り落ちた際の衝撃により、移動可能な土壤微粒子や、団粒構造を成していた表面土壤の構造が破壊され、土壤粒子が目詰まりを起こした結果形成される難透水性の被膜のことであり (Farres, 1978)、このクラストが形成されることで地盤の浸透能が低下するとされている。

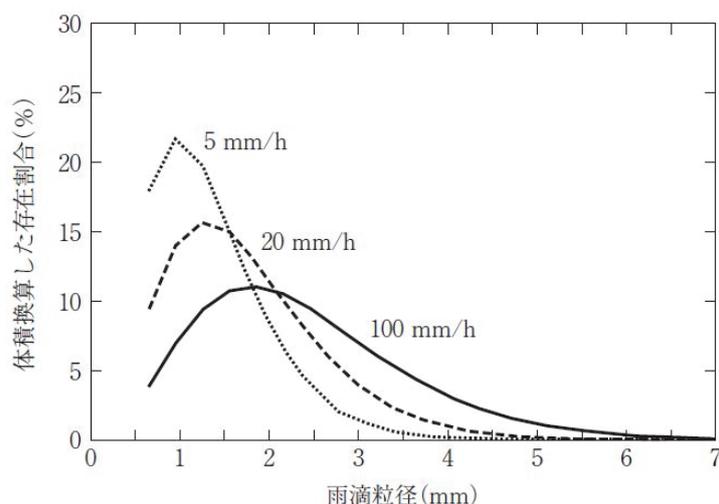


図-6 Marshall Palmer の雨滴粒径分布（恩田ら，2008）。

本稿では、まず、ゲリラ豪雨による斜面安定性評価のためには高精度な雨量計測が必要不可欠なことから、従来の転倒枳型雨量計による雨量計測の問題点を指摘するとともにリアルタイム計測の必要性を論じる。また、超音波レベル計を用いたリアルタイム雨量計の開発を行い、実際に雨量計測を行い、数値解析における降雨境界条件の与え方について議論する。次に、ゲリラ豪雨を想定した強い降雨強度下における雨水浸透挙動の把握を目的としたサンドカラム降雨実験を紹介する。降雨実験では、降雨強度のみならず、地盤条件や雨滴粒径などの条件にも着目し、ゲリラ豪雨時の雨水浸透挙動をより正確に捉え、斜面崩壊のトリガーとなる不飽和浸透メカニズムの解明を目指す。最後に、豪雨時の斜面への雨水浸透・斜面崩壊メカニズムを解明することを目的とし、豪雨により表層崩壊を起こした実斜面についてその再現解析を試み、雨水浸透に伴う斜面の安全率の低下および降雨後の回復について調べるとともに、降雨強度の取り扱い方（降雨境界条件の入力方法）およ

び表土の地盤物性が雨水浸透挙動および斜面安定性評価に与える影響について議論する。本稿は、以下に挙げる論文を要約・再構成したものであり、ご参照いただきたい。

- ✓ Nakamura, H., Koyama, T., Lee, K., Yamada, M. and Ohnishi, Y. Numerical simulations for rainfall induced slope failure –rainwater infiltration mechanism and evaluation of slope stability during torrential rainfall. International Conference on Geohazard Information Zonation (GIZ'12), Penang, Malaysia, 28-30, August, 2012 (accepted).
- ✓ 金秀娟, 小山倫史, 長野航兵, 李圭太, 大西有三. 2011. ゲリラ豪雨時における地盤の雨水浸透挙動に関する研究. 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム 2011 論文集, 地盤工学会関西支部, pp. 59-64.
- ✓ 小山倫史, 高橋健二, 西川啓一, 大西有三. 2010. ゲリラ豪雨による斜面安定性評価のためのリアルタイム雨量計の開発. 地盤工学ジャーナル, Vol. 5, No. 1, pp. 61-67.
- ✓ 小山倫史, 李圭太, 長野航兵, 西川啓一, 高橋健二, 大西有三. ゲリラ豪雨時における斜面の安定性評価のためのリアルタイム雨量計の開発および応力-浸透連成解析. 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム, 2009, pp. 247-252.
- ✓ 小山倫史, 西川啓一, 高橋健二, 矢野隆夫, 大西有三. 超音波レベル計を用いたリアルタイム雨量計の開発およびその適用. 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム 2008 論文集, 地盤工学会関西支部, 2008, pp. 115-118.

2. ゲリラ豪雨による斜面安定性評価のためのリアルタイム雨量計の開発

前章で述べたとおり、ゲリラ豪雨は極めて強い短時間雨量変化を有するため、斜面表層部の湿潤履歴によっては、数秒単位のレスポンスで多量の雨水浸透量が発生すると考えられることから、数秒単位の鋭敏な雨水浸透現象を評価する必要性があり、そのためには、まず、降雨量を数秒単位で精度よく計測する必要がある。そこで、新たに超音波レベル計を用いたリアルタイム雨量計の開発を行った。本雨量計は超音波により円筒形の雨受けに溜まった水位（降雨量）を1秒ごとに計測し、従来の転倒桁型雨量計を用いた場合に生じるタイムラグが生じることなく、リアルタイムでの計測が可能である。新たに開発した雨量計により雨量計測を行い、得られた雨量計測の結果を1次元の飽和・不飽和浸透流解析（簡易モデル）に適用し、従来、降雨強度として用いられている時間雨量（あるいは10分毎降雨量）を入力値とした場合と比較することで、降雨境界条件の入力方法の相違が降雨の浸透特性に与える影響について調べた。

2. 1 超音波レベル計を用いたリアルタイム雨量計

超音波レベル計を用いてリアルタイムかつ高精度な計測が可能な雨量計の開発を新たに行った。本雨量計に用いた超音波レベル計の仕様を表-1にまとめ、図-7に雨量計の全容を示す。超音波レベル計は円筒形のアクリル製の雨受け（直径0.4m、高さ1m）の上部に設置し、センサから発信される超音波が水面に反射して受信するまでの時間から距離を算出する。雨水が溜まるにつれてセンサ

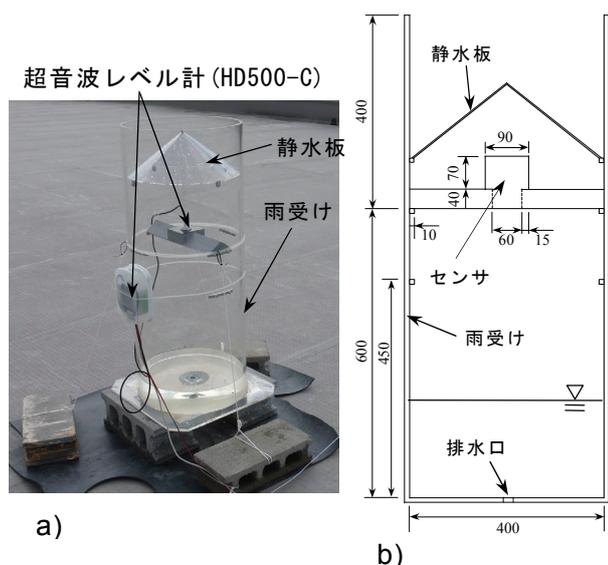


図-7 超音波レベル計を用いたリアルタイム雨量計，a) 全容，b) 概略図。

表-1 超音波レベル計の仕様

チャンネル数	1CH	精度	±0.25 mm
周波数	200kHz	センサ指向角	14°
距離測定範囲	0.12-1.0m	電源（電圧／消費電力）	DC10-28V／3W
分解能（計測／表示）	0.1mm／0.1 mm	使用周囲温度	0-50°C

から水面までの距離が短くなっていくため，降雨量は水面までの距離の変化分の絶対値として計算する．なお，距離の計測は1秒間に20回行われ，その平均値を用いることとした．超音波レベル計はコンピュータに接続し，計測結果を1秒ごとに出力する．降った雨は上部に取り付けた傘状の静水板から雨受けの縁に沿って，水面の波立ちができる限り小さくなるように雨受けに溜まる仕組みになっている．排水口は雨受けの底面に配置し，雨量計測時には閉じており，必要に応じて排水を行う．現時点では溜まった雨水は手動で排水しているが，電磁弁あるいはギアポンプを設置することで，自動で排水が行うことができるように改良中である．また，将来，遠隔地での計測のために，超音波レベル計，電磁弁・ポンプはコントロールボックスを用いて制御し，インターネットにより，事務所などから自由に制御できるように改良中である．

2. 2 雨量計測

新たに開発した雨量計を用いて，雨量計測を京都市西京区の京都大学桂キャンパス・クラスターC1-2棟の屋上で行った．屋外での計測前に，室内において，ある一定量の水を雨量計上部より注ぎ込み，その体積，断面積から高さを計算し，雨量計で計測された水面の上昇量と比較を行うことで，雨量計のキャリブレーションを行った．野外での雨量計測では，降雨量およびその経時変化を比較するため，従来の転倒枡型雨量計も設置し，降雨量を計測した．図-8に屋外での降雨量の計測結果を示す．計測期間は平成20年5月13日，午後20時57分（雨が降り始める時刻）から5月14日，午前5時39分までとした．雨の降り始めから8時間42分でトータル約29mmの降雨が観測された．1秒ごとの雨量計の読みは上下に振動しているが，これは雨受け上部に静水板を設置し，水面の波立ちをできる限り小さくしているものの，依然，水面の波立ちが起こっているためであると考えられる．データの振動を補正したものを図中の赤線で，補正したデータをもとに計算した単位時間降水量（1秒あたりの降雨量）を棒グラフで示す．なお，図中のマイナス補正とは降雨継続中に蒸発散による雨受けの水位の低下量は，降雨量に比べて小さいものとし，雨受けの水位量は低下しない

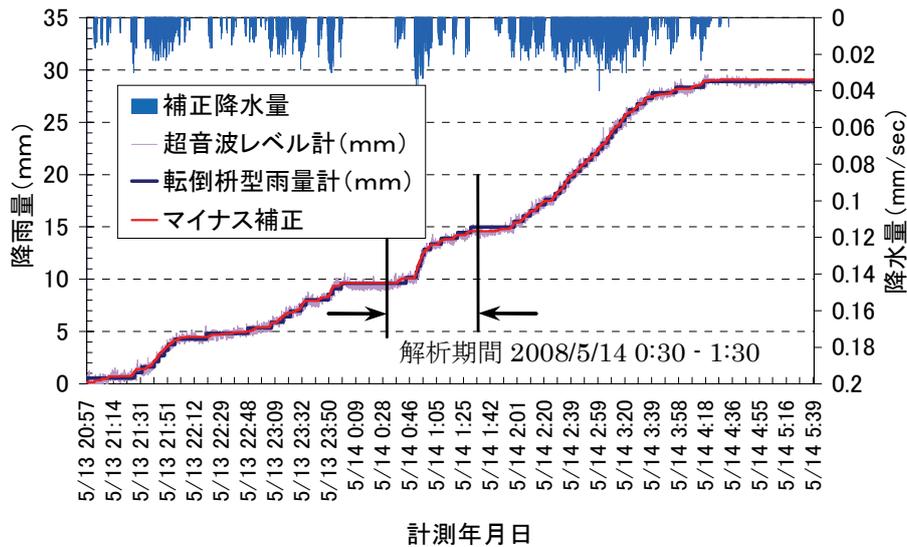


図-8 雨量計測の結果（平成 20 年 5 月 13 日午後 20 時 57 分から 14 日午前 5 時 39 分まで）。

という仮定のもとで補正を行ったことを（当然，降雨がない場合は，蒸発散による水位低下を考慮する）意味する．本図より，超音波レベル計により計測したトータルの降雨量は従来の転倒柵型雨量計で計測したものと一致している．また，本図より，単位時間降水量は時々刻々変化しており，雨はある一定の時間（例えば 10 分，1 時間）に，一定の量で降るというものではないことがわかる．このような降雨量の非定常性は，通常，降雨強度として用いられている時間雨量（1 時間あたりの降雨量）あるいは 10 分毎降雨量では評価することはできない．すなわち，降雨強度は本来，降雨量の時間微分（単位時間当たりの降雨量）として定義されるべきであり，その降雨強度の時間微分として「降雨加速度」の概念を導入することで，数秒単位で変化する降雨を表現できるものと考えられる．また，この「降雨強度」および「降雨加速度」はこれまでの転倒柵型雨量計では降雨が柵に溜まり転倒するまでのタイムラグが生じ，正確に計測することはできず，本研究で開発したようなリアルタイムで計測可能な雨量計が必要である．また，転倒柵型雨量計は，降雨強度によって転倒スピードが変化すると考えられ，特に，降雨強度がゲリラ豪雨のように非常に大きくなると，柵の転倒が降雨に追いつかず，雨量が溜まる前に転倒する可能性が指摘されており，正確な雨量計則が行われていない可能性がある．

2. 3 1次元飽和－不飽和浸透流解析

飽和－不飽和浸透流解析においては，降雨境界条件として降雨強度を与える．通常，降雨強度として時間降雨が用いられ，降雨を考慮する面積を乗じて降雨量とし，流量固定の境界条件が与えられる．しかし，降雨強度はさらに短時間（分・秒単位）で変化するものであり，降雨強度を 1 時間あたりの平均降雨量として評価することが浸透流解析の結果に与える影響は大きいと考えられる．すなわち，降雨浸透における非定常変動を捉えようとする場合，時間降雨では，降雨量が平均化・平滑化され，その雨水浸透現象，さらには斜面安定に与える影響が過小評価される可能性がある．そこで，本節では，雨境界条件（降雨強度）の入力方法の相違が降雨の浸透特性に与える影響につ

いて調べるために、得られたリアルタイム雨量計測の結果（1秒ごとの降雨データ）を1次元の飽和・不飽和浸透流解析（簡易モデル）に適用し降雨強度として10分毎降雨量（実測した1秒ごとの降雨データを10分ごとに平均したもの）さらに転倒枡雨量計で計測された降雨量（転倒枡に溜まる雨量，すなわち転倒枡の容量を転倒枡が転倒するまでの時間で平均したもの）を入力値とした場合と比較を行う．図3に解析モデル，境界条件および地盤物性値（不飽和特性）を示す．表層から1mを解析対象領域とし，地表面に降雨境界条件（降雨強度を流量に換算し，流量を固定する）を与え，地表から深さ5cmまでに1cm間隔でモニタリングポイントを設定し，降雨時の圧力水頭の変化を追跡する．なお，本解析で設定した飽和透水係数，不飽和特性においては，表層5cm以深において，圧力水頭および体積含水率の大きな変動は見られなかったことより，モニタリングの対象を表層5cmまでとした．また，初期に水面はモデルの下端，すなわち深さ1mのところにあるとし，計算における時間刻みは0.1秒とし，陰解法による解析を実施した．地盤の不飽和特性については，van Genuchtenモデル（van Genuchten and Nielsen, 1985）を用い，各パラメータには標準的な値を用いた（図-9参照）．なお，降雨については，計測された雨量のうち，降雨量の変化が最も急な区間，すなわち5月14日午前0時30分から1時間の降雨データを用いた（図-8参照）．図-10a，図-10bにそれぞれ，計測した1秒ごとの降雨量の変化，1秒ごとの降雨量をもとに10分ごとに平均したものを示す．ここで，解析期間でのトータルの雨量すなわち，時間雨量は両ケースで等しいことに留意する．また，図-10cに転倒枡型雨量計により計測した降雨量を示す．転倒枡型雨量計では，定量（0.5mm）の枡が転倒する回数をカウントし，降雨量を算定した．その際，降雨量は転倒枡が倒れてから次に倒れるまでの時間を考慮し，降雨量をその時間で割ることで平均して評価した．図-10より，10分毎降雨量および転倒枡型雨量計で計測した雨量は，それぞれ10分あるいは転倒枡が転倒するまでの時間で平均化され，リアルタイム雨量計で計測した1秒ごとの雨量データに比べて，より平滑化された降雨波形となり，短時間に変動する降雨量の変化が十分捉えられていない．すなわち，短時間に比較的多量に降る場合は，降雨量が過小評価され，一方，比較的少量の降雨であっても，平均化された雨量を用いることで，降雨量が過大評価される可能性がある．前節で述べたよ

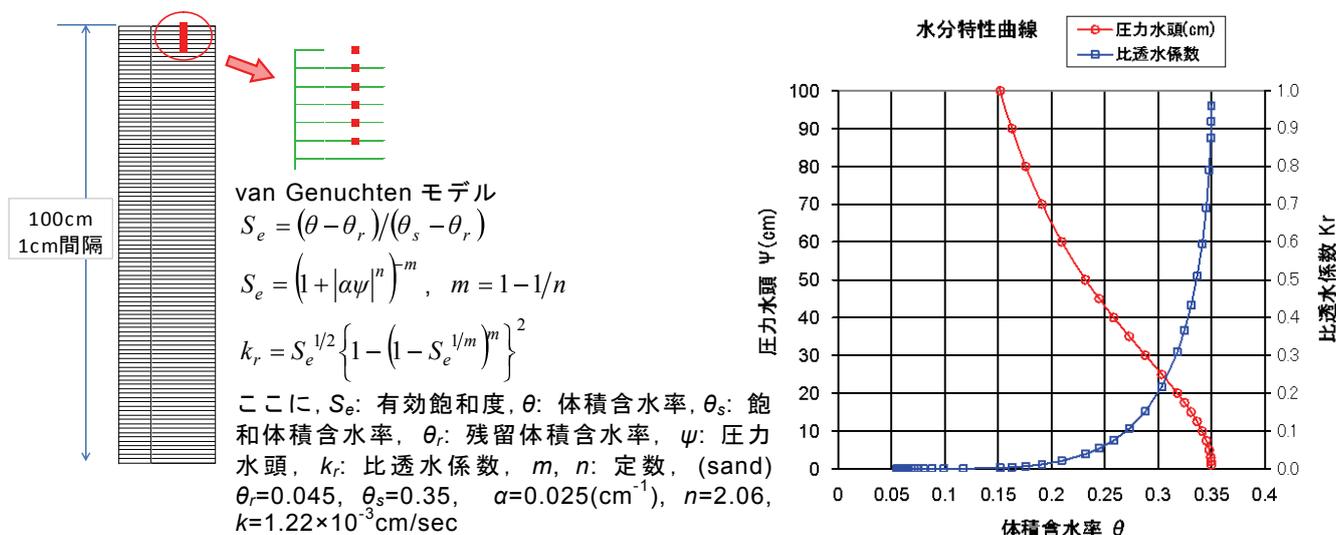


図-9 1次元飽和・不飽和浸透流解析モデル，境界条件および地盤物性値．

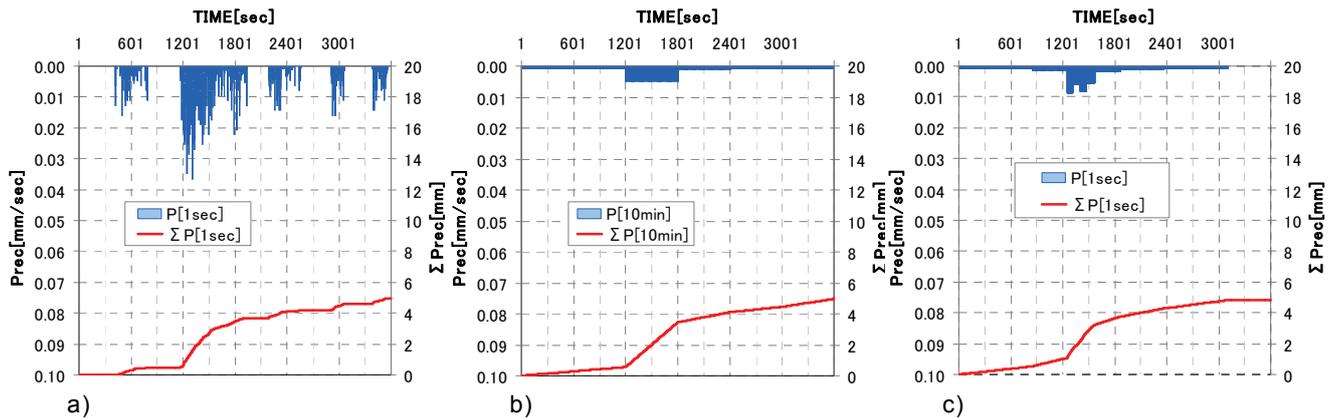


図-10 解析期間（平成 20 年 5 月 14 日，午前 0 時 30 分から 1 時 30 分まで）における降雨量の変化（横軸：時間，縦軸左：降雨量，縦軸右：累積降雨量），a) 1 秒ごとの降雨データ（リアルタイム雨量計の実測値），および b) 10 分毎降雨量（実測した 1 秒ごとの降雨データを 10 分ごとに平均したもの）および c) 転倒枙型雨量計による計測データ。

うに「降雨強度」を降雨量の時間微分と定義すれば，降雨強度は図-10 において累積降雨量のグラフ（図-10 中の赤線のグラフ）の勾配を表す．この勾配は短時間に変化し，降雨がない場合はゼロである．また，この勾配（すなわち，降雨強度）の変化率が「降雨加速度」であり，この「降雨加速度」が正の場合，降雨強度が時間とともに増加していく（すなわち，降雨の激しさが増す）ことを意味し，一方，「降雨加速度」が負の場合，降雨強度が減少していく（すなわち，降雨の激しさの度合いが減少していく）ことを意味する．従来の降雨強度である時間雨量を用いると，さらに降雨量は平均化され，図-10 においては 1 時間平均をとることからフラットな直線となり（「降雨加速度」がゼロ），ゲリラ豪雨のような短時間に変動する降雨量を評価することはできないことを示している．

図-11 および図-12 に表層から深さ 5cm までに設置したモニタリングポイント（図-9 参照）における圧力水頭（マトリック・サクション）および飽和度の経時変化について，それぞれ，降雨強度としてリアルタイム雨量計により実測した 1 秒ごとの降雨データ，10 分ごとに平均した 10 分毎降雨量および転倒枙雨量計のデータをそれぞれ用いた場合の比較を示す．地表面付近の飽和度の上昇およびマトリック・サクションの減少は，本モデルにおいて，降雨による地下水位の上昇というよりは，浸潤域が地表面から形成されていく様子を示しており，豪雨時の斜面における表層破壊のメカニズムの一つであることから，重要な検討項目であると考えられる．

図-11a，図-12a より地表面付近の圧力水頭（マトリック・サクション）および飽和度は降雨強度の変化にやや遅れて出現するものの短時間に変動する降雨強度（降雨波形）に鋭敏に反応している（特に，地表面に近いほど，反応は鋭敏である）．この鋭敏な反応は，降雨強度として 10 分毎降雨量あるいは転倒枙雨量計のデータを用いることで平均化され，ほとんど捉えることができない（図-11b, c あるいは図-12b, c）．特に，10 分毎降雨量を用いた場合，降雨強度がピークに達した後，大幅に遅れて，飽和度の値（あるいはマトリック・サクションの減少）のピークが出現する．転倒枙雨量計のデータを用いても，1320 秒付近に現れる最初のピーク（図-11a）は捉えられず，1440 秒付近にピークが表れ，時間遅れが生じている（図-11c）．本論文で使用した降雨データは降雨量として

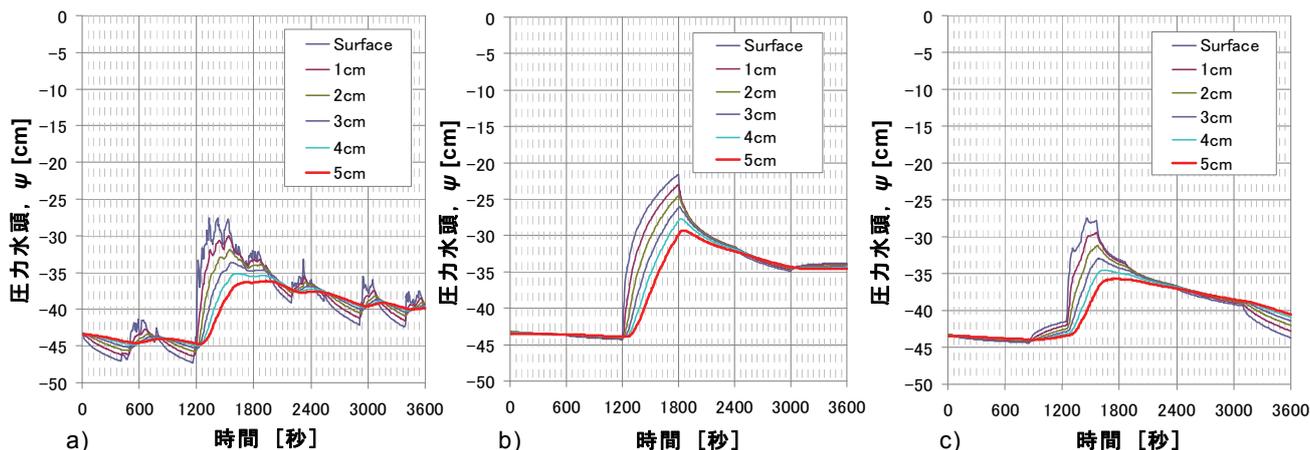


図-11 モニタリングポイントにおける圧力水頭の経時変化， a) 1秒ごとの降雨データ（リアルタイム雨量計の実測値），および b) 10分毎降雨量（実測した1秒ごとの降雨データを10分ごとに平均したもの）および c) 転倒桁型雨量計による計測データ。

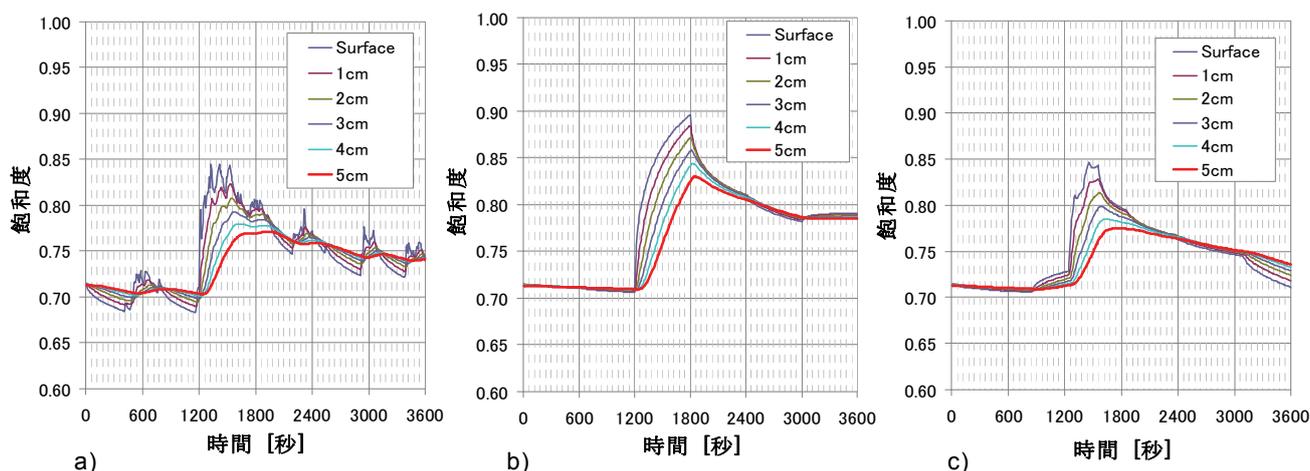


図-12 モニタリングポイントにおける飽和度の経時変化， a) 1秒ごとの降雨データ（リアルタイム雨量計の実測値），および b) 10分毎降雨量（実測した1秒ごとの降雨データを10分ごとに平均したもの）および c) 転倒桁型雨量計による計測データ。

はゲリラ豪雨のものとは言い難いが上記のように顕著な差が生じている。このことは、豪雨時の斜面において、地表面からの浸潤域の拡大を過小評価することとなり、最も危険な状態・時間帯を見逃してしまうという危険があるということを示唆している。したがって、ゲリラ豪雨のような数秒単位の鋭敏な降雨に対する雨水浸透現象は従来の時間降雨を降雨外力として用いた浸透流解析では十分に精度よく評価することはできず、本研究で開発したようなリアルタイム雨量計により、降雨をリアルタイムで計測し、その結果を降雨外力境界条件として解析モデル（例えば、応力-浸透連成解析）に反映させるべきであると考えられる。

3. 不飽和地盤の一次元浸透現象に関する実験—サンドカラムを用いた降雨実験

ゲリラ豪雨を想定した強い降雨強度下での雨水浸透挙動の把握を目的として、地表面から降雨条件を与える雨水浸透カラム試験（サンドカラムを用いた降雨実験）を実施した。実験では、降雨強度だけでなく、地盤条件や雨滴粒径などの条件を考慮した豪雨時の雨水浸透挙動をより正確に捉えることで、斜面崩壊のトリガーとなる不飽和浸透メカニズムの解明を目的としている。同実験は、降雨強度、地盤の含水状態、排気・排水条件、雨滴粒径および初期含水比を変化させて実施し、降雨中の地盤内の間隙圧、間隙空気圧および水分量の変化を計測した。

3. 1 実験概要

本実験では、降雨強度、地盤材料の不飽和特性、排気・非排気条件、雨滴サイズおよび初期含水比の違いに着目する。地盤材料として粒径が異なる珪砂 6 号と珪砂 8 号の 2 種類を使用した。各試料の飽和透水係数、土粒子密度、間隙比および湿潤密度を表-2 に、粒径加積曲線を図-13 に示す。なお、実験開始時の含水比はいずれも 5%とした。また、降雨強度として、珪砂 6 号を用いた実験では 150mm/hour、170mm/hour および 200mm/hour とし、珪砂 8 号を用いた実験では 30mm/hour、50mm/hour および 130mm/hour とした。排気条件として珪砂 6 号では、降雨強度 200mm/hour において排気および非排気条件で実験を行った。雨滴サイズとして、珪砂 6 号では降雨強度 150mm/hour において、雨滴サイズ大および小で実験を行った。なお、簡略化のため、以降、各パターンは表-3 に示すケース名で示す。

次に、本実験に用いた装置の概要図を図-14 に、各計測器の設置位置を表-4 に示す。サンドカラムは内径 27cm の円筒型であり、その中に試料を高さ 101.8cm となるように締め固める。なお、地表面から深度 95cm の位置に地下水面を設定している。側面には圧力計を装着可能な箇所が、地表面となる位置から深さ 6.3cm の位置と以下 10cm ごとに計 10 箇所、それとは正反対の箇所に地表面となる位置から深さ 11.3cm の位置と以下 10cm ごとに計 9 箇所、お互い段違いになるようにあり、圧力計を設置しない箇所は水や空気が漏れないようボルトで塞いでいる。またカラム底部には、排水口および排気口があり、バルブの開閉により排水・排気条件を設定する。圧力計は東京測器研究所製・型名 PW-100KPA（容量 100kPa）を用い、地表面から深さ 6.3cm の位置から鉛直下方に計 5 箇所（図-14 中の No.I から No.V）で間隙圧を、地表面から深さ 10.3cm の位置から鉛直下方に計 4 箇所（図-14 中の No.1 から No.4）で間隙空気圧を計測した。間隙空気圧は図-15 に示すように、モデル地盤と圧力計の間に透気・不透水性の PTFE フィルター（ADVANTEC 東洋社製・PF020）を挿入することで空気のみを計測する機構である。間隙圧は、モデル地盤作成前にカラム内に水を満たすことで圧力計内およびボルト内を水で満たし、試料を充填した際の負圧を含めた間隙水圧と間隙空気圧を合わせた圧力を計測している。なお、計測した圧力は水頭（cm）で表し、圧力計内を水で満たす前の大気圧時の値を 0cm とした。

土壌水分量は Delta-T 社製のプロファイルプローブ（型名 PR2/6）により計測した。測定単位は体積含水率(m^3/m^3)、測定誤差は ± 0.04 である。寸法は約 $\phi 25.4 \times 1,350$ mm で、センサーが 10, 20, 30, 40, 60, 100cm の位置に計 6 箇所ある。この水分量計をセンサーの位置が地表面から 6.3, 16.3, 26.3,

表-2 試料の諸元

	飽和透水係数 $k_s(\text{cm/sec})$	間隙比 e	土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$
珪砂6号	3.29×10^{-2}	0.775	2.637	1.559
珪砂8号	1.19×10^{-3}	0.899	2.631	1.454

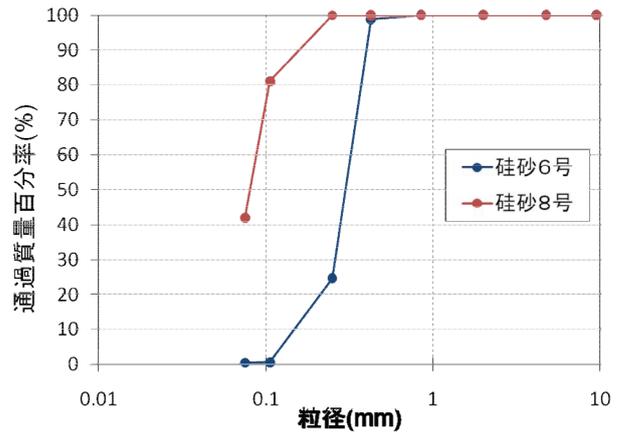


図-13 地盤材料の粒径加積曲線

表-3 実験ケース

試料	実験条件			Case名
	降雨強度	排気条件	雨滴サイズ	
珪砂6号	150mm/hour	非排気	小	Case-6R150
			大	Case-6R150L
	170mm/hour	非排気	小	Case-6R170
			大	Case-6R200
200mm/hour	排気	小	Case-6R200E	
	非排気	小	Case-6R200W	
珪砂6号 (初期含水比15%)	30mm/hour	非排気	大	Case-8R30
珪砂8号	50mm/hour	非排気	大	Case-8R50
	130mm/hour			Case-8R130

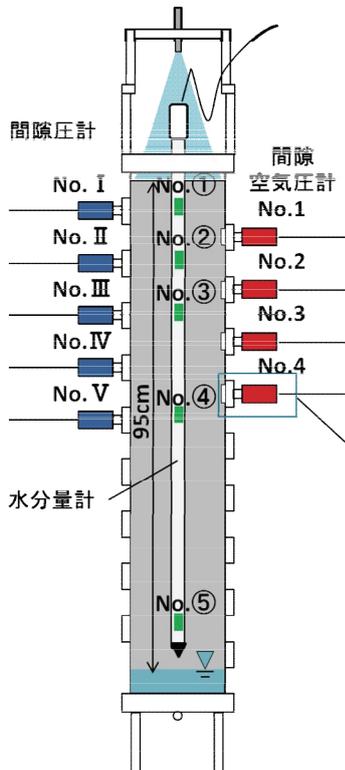


図-14 実験装置

表-4 計測器位置 (G.L.-cm)

	No. I	No. II	No. III	No. IV	No. V
間隙圧 フィルタ無	6.3	16.3	26.3	36.3	46.3
間隙空気圧 フィルタ有	No.1	No.2	No.3	No.4	—
水分量計	No.①	No.②	No.③	No.④	No.⑤

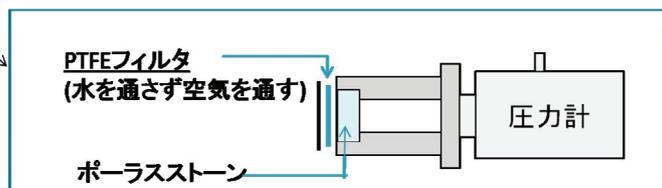


図-15 間隙空気圧計の機構



図-16 降雨装置（左：散水ノズル型，右：シャワー型）

46.3, 86.3cm の位置（図-14 の No.①から No.⑤）になるようにサンドカラムの中心に設置する。

降雨は 2 種類の散水装置により再現した。1 つは散水ノズル型（いけうち社製・型名 JJXP）（図-16）であり，噴量は 0.05MPa で 1.06 l/min，雨滴の粒径は 290 から 410 μ m である。本実験で用いたカラムに対しては，降雨強度 130mm/hour 以上の雨を降らせることができる。もう 1 つはシャワー型（図-16）であり，直径 14cm の円盤形で雨滴の粒径は約 5mm である。シャワーの直径がカラム内径より小さいため，地表面に均等に降雨を与えるために高さを変えないよう注意しつつ手動で散水する。

3. 2 実験結果

ここでは，主に間隙圧，間隙空気圧および含水率の経時変化を示し，種々の要因が雨水浸透挙動に及ぼす影響について考察する。

3. 2. 1 降雨強度が雨水浸透挙動に及ぼす影響

まず，珪砂 6 号での実験結果について考察する。Case-6R150 の実験結果（図-17）では，地表面からの浸潤域が各圧力計測箇所には達しても，間隙圧および間隙空気圧はほとんど変化しない。降雨開始後 80 分経過時には，浸潤域がカラム底部に達することが目視により確認され，その後，地下水面の上昇に伴って，間隙圧が地下水位による静水圧とほぼ等しい値を示しながら上昇する様子が計測された。また，地表面からの雨水の浸透に伴って順次体積含水率が上昇するが，地下水面の上昇に伴ってより大きな値となることから，浸透途中では浸潤域は必ずしも飽和していないことが推察される。一方，降雨強度を増加した Case-6R170 の実験結果（図-18）では，降雨開始約 30 分後間隙圧および間隙空気圧の上昇が始まり，36 分後には地表面で溢流が確認された。なお，溢流開始時の地表面からの浸潤深度は約 50cm（図-19）であった。また，間隙圧および間隙空気圧は最終的には 20cm から 30cm 程度に増加した。また，降雨開始約 40 分後から間隙圧 No. I の値が約 10cm という地表面から計測地点までの距離に近い値で一定となっている。これは，間隙空気圧の上昇により下向きの雨水浸透速度が抑えられるため，二重水面のような形となり静水圧に近い圧力が計測されたと考えられる。さらに，Case-6R200 の実験結果（図-20）より，降雨開始約 20 分後に間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられ，25 分後には地表面での溢流がみられた。このとき，地表面からの浸潤域が約 30cm（図-21）と Case-6R170 より浸潤域が浅い時点で溢流を確認した。上昇した間隙圧および間隙空気圧は Case-6R170 同様約 20cm から 30cm（約 2kPa から 3kPa）に達した。ここで，珪砂

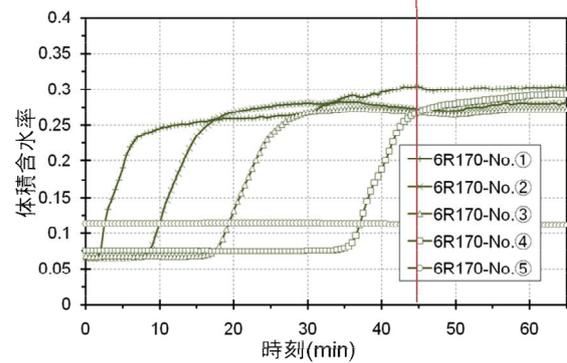
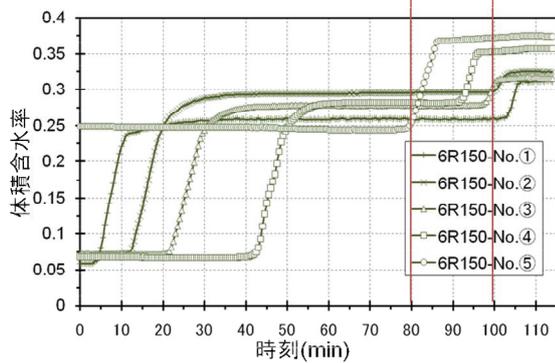
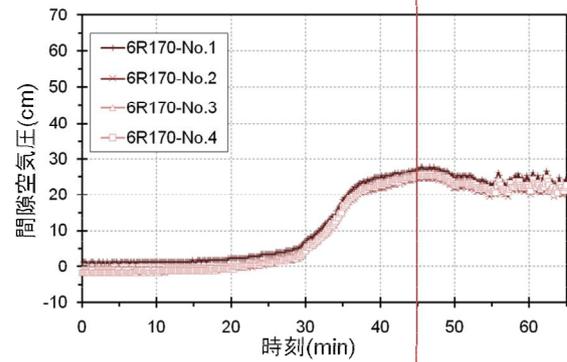
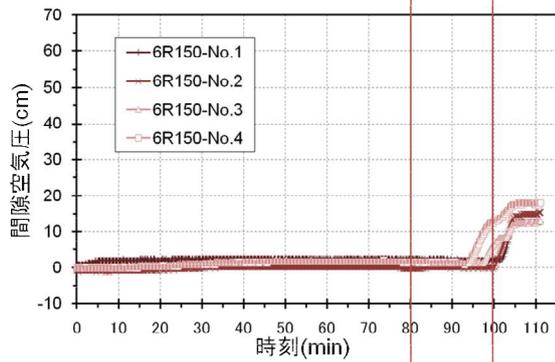
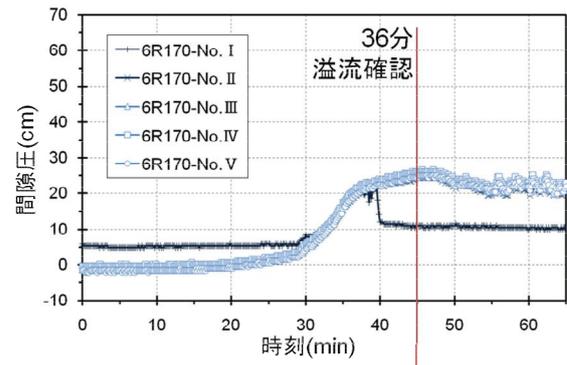
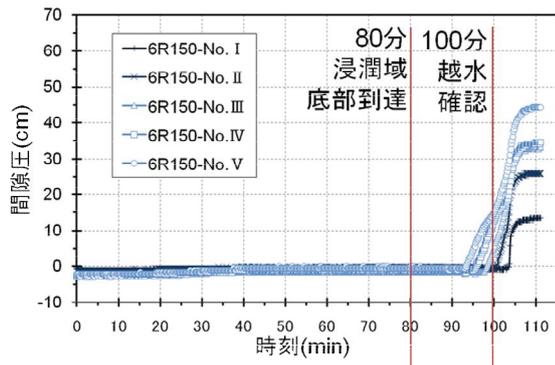


図-17 Case-6R150 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

図-18 Case-6R170 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

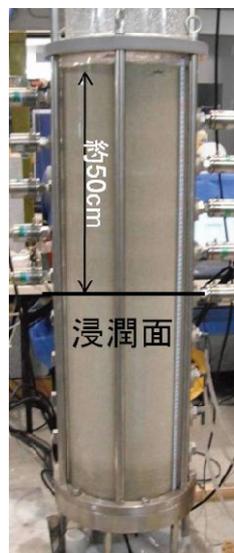


図-19 Case-6R170 浸潤域 (36分時)

6号における降雨強度はどれも飽和透水係数（浸透能） $3.29 \times 10^{-2} \text{cm/sec} = 1184.4 \text{mm/hour}$ よりも小さい値であったが、実験ではそれほどの高透水性を発揮しない結果となっている。

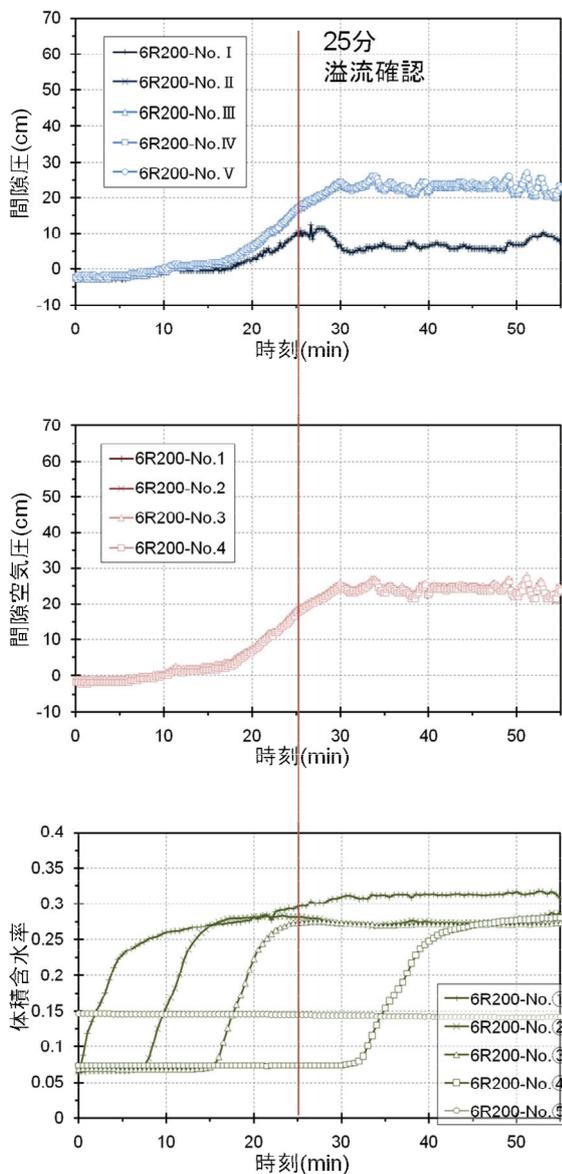


図-20 Case-6R200 実験結果
(上から間隙圧，間隙空気圧，体積含水率)

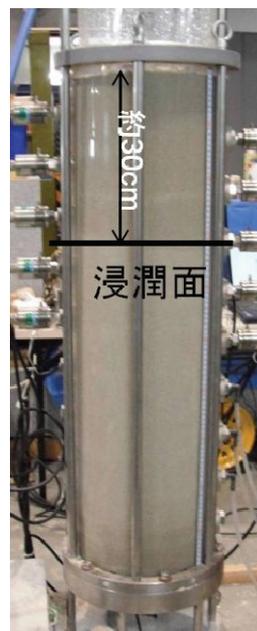


図-21 Case-6R200 浸潤域 (25 分時)

同様に、地盤条件が異なる珪砂 8 号についても、降雨強度の影響について考察を行う。まず、Case-8R30 (図-22) においては、降雨強度が飽和透水係数 $1.19 \times 10^{-3} \text{cm/sec} = 42.84 \text{mm/hour}$ より小さいが、降雨開始約 120 分後に間隙圧および間隙空気圧が上昇し始め、降雨開始 189 分後には地表面での溢流が確認された。なお、溢流開始時点での浸潤域は地表面から約 30cm (図-23) であった。上昇した間隙圧および間隙空気圧は約 60cm から 70cm (約 6kPa から 7kPa) に達した。次に Case-8R50 (図-24) において、降雨強度が飽和透水係数より大きい条件となっている。降雨開始約 30 分後には、間隙圧および間隙空気圧が上昇し始め、45 分後には地表面での溢流がみられた。このとき、浸潤域は地表面から約 15cm (図-25) であった。上昇した間隙圧および間隙空気圧は Case-8R30 同様約 60cm に達した。間隙圧 No.I の値が降雨開始約 110 分後から地表面から計測地点までの静水圧に

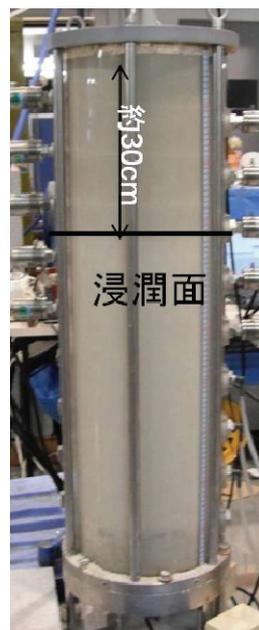
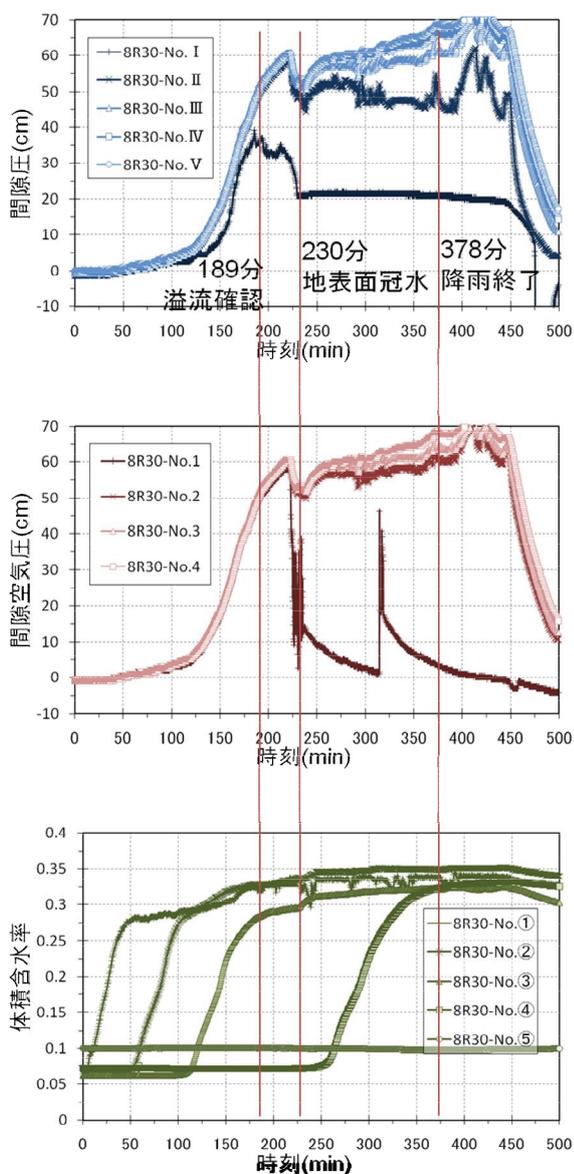


図-23 Case-8R30 浸潤域 (189 分時)

図-22 Case-8R30 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

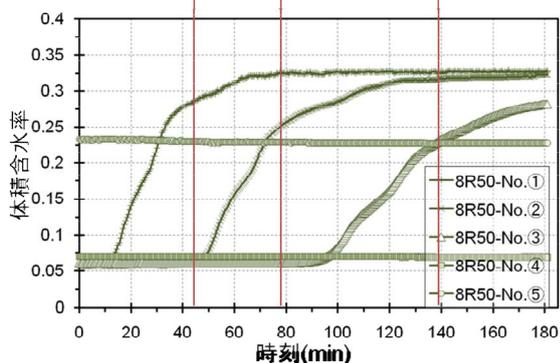
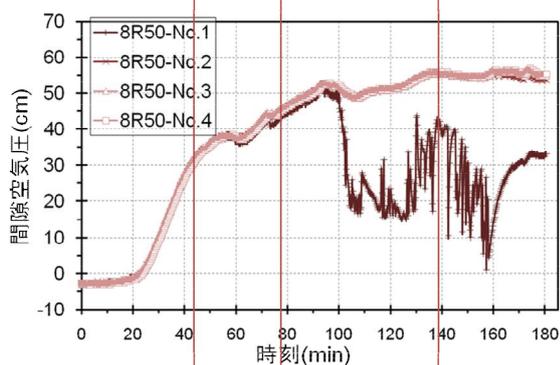
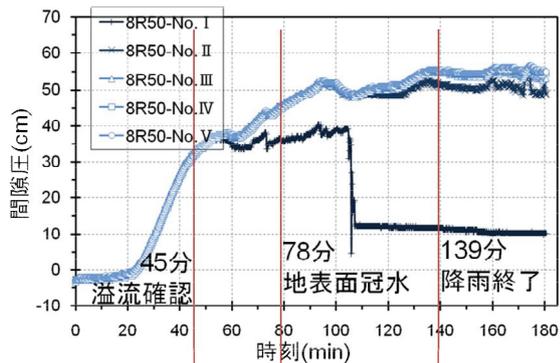


図-24 Case-8R50 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)



図-25 Case-8R50 浸潤域 (45 分時)

近い値となっている．さらに Case-8R130 (図-26) においては，降雨開始約 10 分後には間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられ，14 分後には地表面での溢流がみられた．この時点で浸潤域は地表面から約 8cm (図-27) であった．46 分後に降雨をやめ，そのまま計測を続けていたところ 71 分後に地表面からの大量の気泡の放出がみられた (図-28)．そのため，間隙圧および間隙空気圧の値が急速に低下し，地表面に溢流していた雨水が地中に浸透する様子が確認された．

以上より，降雨強度が地盤の飽和透水係数より小さい場合でも，降雨強度によっては間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられた．また，降雨強度が大きいほど，浸潤域が浅い時点で間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられた．これは，大きな降雨強度では，雨水と間隙空気の置換が滞り，間隙空気が封入されやすくなり，雨水の浸透が妨げられることを意味する．

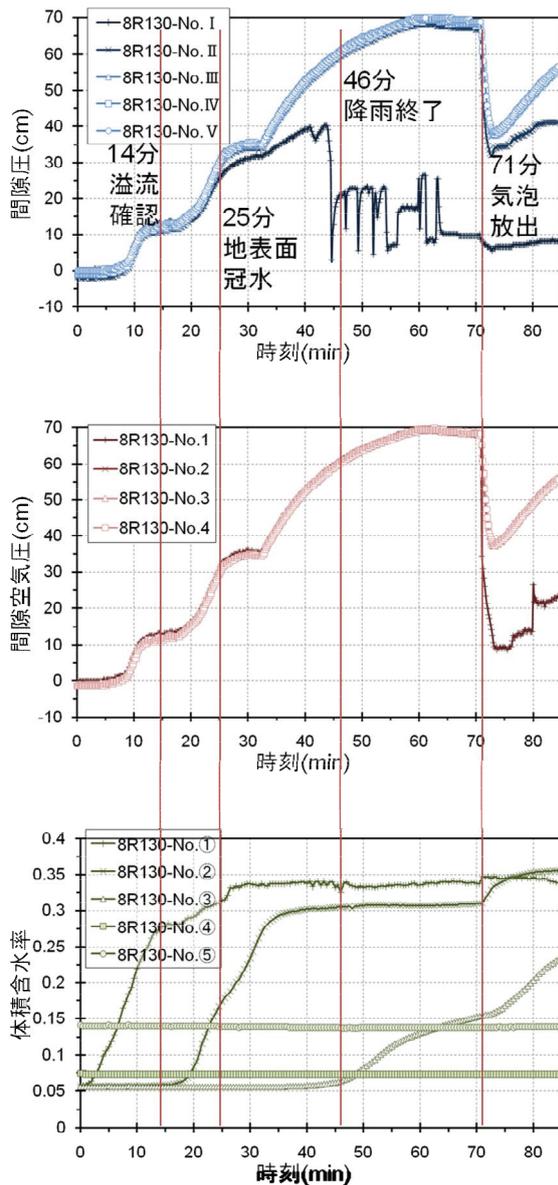


図-26 Case-8R130 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

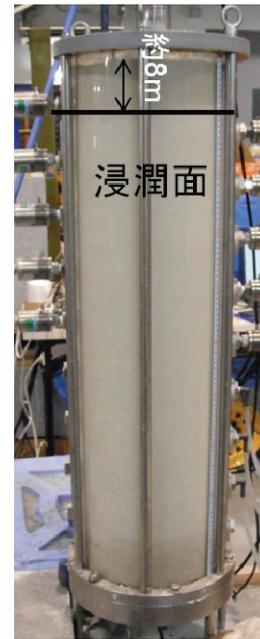


図-27 Case-8R130 浸潤域 (14分時)

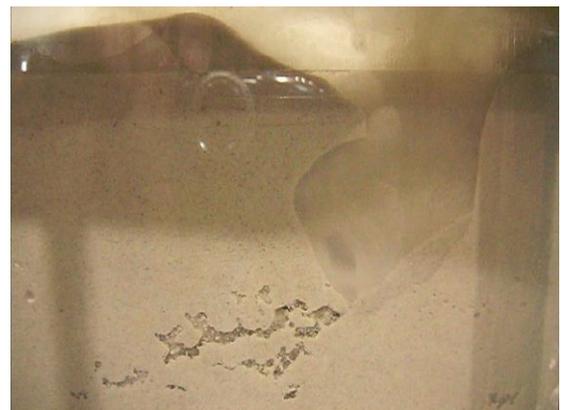


図-28 Case-8R130 気泡放出 (71分時)

3. 2. 2 地盤物性の違いが雨水浸透挙動に及ぼす影響

珪砂 6 号の実験結果 (図-17, 18, 20) では, 降雨強度が 170mm/hour まで大きくならなければ, 間隙圧および間隙空気圧の上昇は見られなかった. 一方, 珪砂 8 号の実験結果 (図-22, 24, 26) では, 比較的小さい降雨強度 30mm/hour でも間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられた. また, 溢流が発生した時点での地表面からの浸潤域は, 珪砂 6 号よりも珪砂 8 号の方が浅かった. そして, 間隙空気圧の値は, 珪砂 6 号では最大で約 30cm であったが, 珪砂 8 号では約 70cm に達する結果となった. さらに, 地表面に近い間隙圧 No.I や間隙空気圧 No.1 の計測結果をみると, 珪砂 6 号では急激な変化がなく安定した値を計測しているが, 珪砂 8 号では, 計測値の上下がみられる. 以上の結果から, 透水性が低い地盤ほど, 地盤内の間隙空気が封入されやすく, 地表面からの気泡の放出も

妨げられるため、間隙圧および間隙空気圧の値が大きくなると考えられる。

3. 2. 3 排気条件が雨水浸透挙動に及ぼす影響

Case-6R200 (図-20) では、降雨開始約 20 分から間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられたのに対して、排気条件の実験結果として Case-6R200E (図-29) においては、地表面からの浸潤域が各圧力計側箇所に達しても、5cm 程の圧力上昇しか計測されず、浸潤面が底部に達した後、地下水位の上昇に伴い静水圧とほぼ等しい値を示しながら間隙圧が上昇した。また、図-30 は、非排気条件である Case-6R200 の降雨実験終了後の排水過程の間隙圧および間隙空気圧の計測結果であるが、5 分に排水バルブを開けた瞬間に、間隙圧および間隙空気圧が急速に減少しているのがわかる。また、このとき、地表面に溜まっていた水が急速に浸透するという現象もみられた。他の実験ケースでも

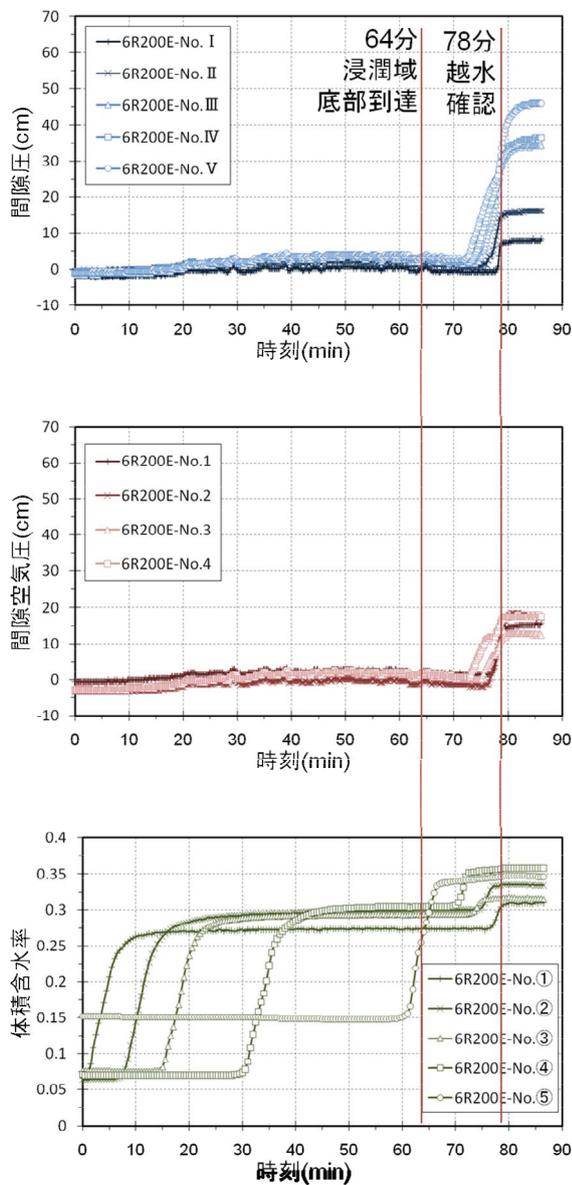


図-29 Case-6R200E 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

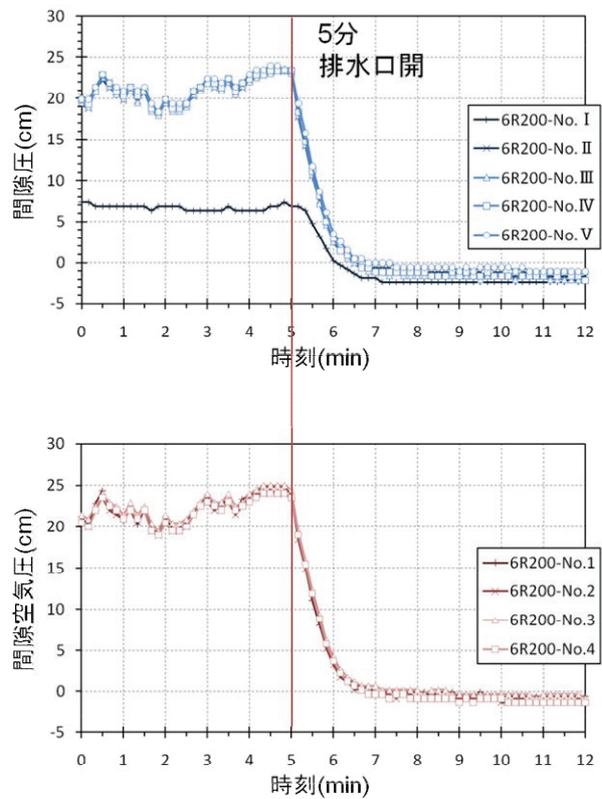


図-30 Case-6R200 実験結果 (排水時)

同様の現象を確認している。以上の結果から、排気条件では地盤内の間隙空気が排気口から流出するため、間隙気空気の上昇は見られなかった。これより、間隙空気が雨水浸透の妨げとなっていると考えられる。

3. 2. 4 雨滴サイズによる浸透挙動の差異

雨滴サイズが小さい Case-6R150 (図-17) において、地表面からの浸潤域が各圧力計測箇所にも達しても、間隙圧および間隙空気圧はほぼ変わらず、浸潤域がカラム底部に達した後、地下水面の上昇に伴い、静水圧とほぼ等しい値を示しながら間隙圧が上昇している。一方、雨滴サイズが大きい実験結果として Case-6R150L (図-31) においては、降雨開始約 30 分後に間隙圧および間隙空気圧が上昇を始め、52 分後には地表面での溢流が確認された。その時点での浸潤域は地表面から約

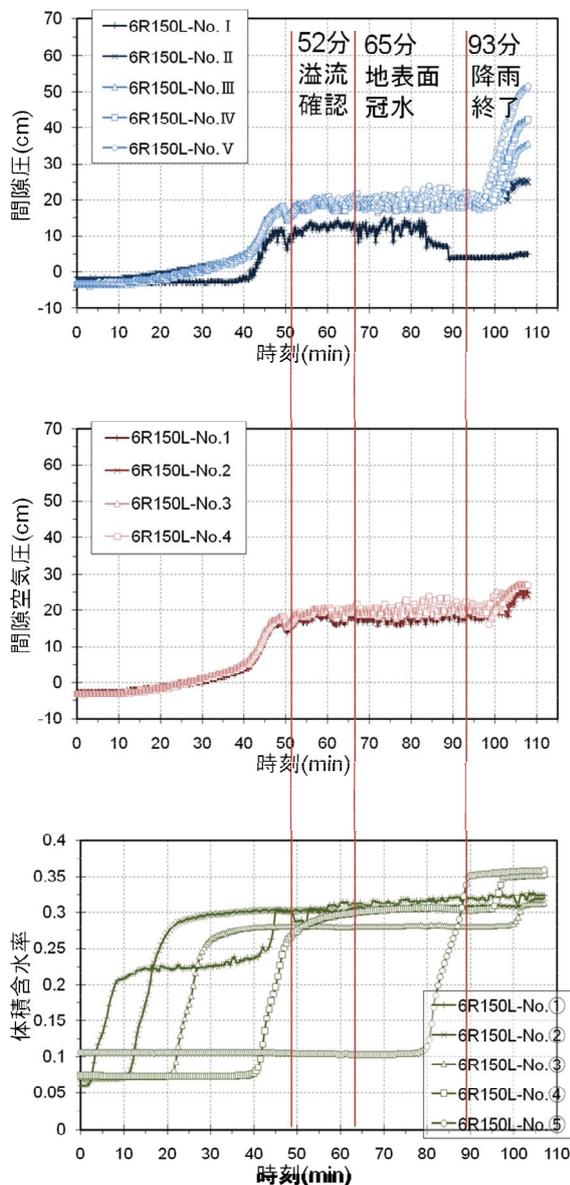


図-31 Case-6R150L 実験結果
(上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

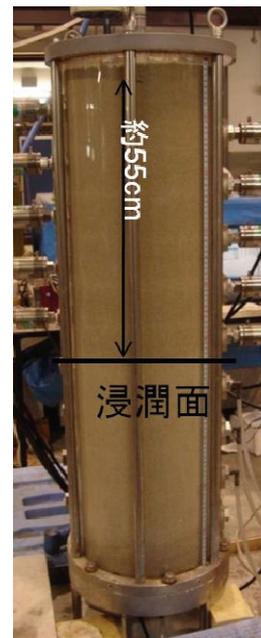


図-32 Case-6R150L 浸潤域 (52 分時)

55cm (図-32) であった。その後、圧力は 20cm 前後 (約 2kPa) の値を示しながら、約 93 分後に地表面からの浸潤面がカラム底部に達し、地下水位が各計測地点に達してからは静水圧とほぼ等しい値を示しながら上昇している。以上の結果から、雨滴サイズが大きい場合、間隙圧および間隙空気圧の上昇がみられた。これは、雨滴が地表面に降り落ちた際、雨滴サイズが大きいほど地表面に大きな浸潤面を形成するため、間隙空気が封入されやすくなり、このような現象が起こったと考えられる。また、雨滴が大きいほど、雨滴による衝撃が大きくなり地表面付近の土粒子が目詰まりを起こすことも考えられる。

3. 2. 5 初期含水比による浸透挙動の差異

カラムに充填する珪砂 6 号の初期含水比を 15% (湿潤密度 $\rho_t=1.73\text{g/cm}^3$) とした Case-6R200W の実験結果 (図-33) において、降雨開始 17 分後に地表面での溢流が確認された。間隙圧および間隙

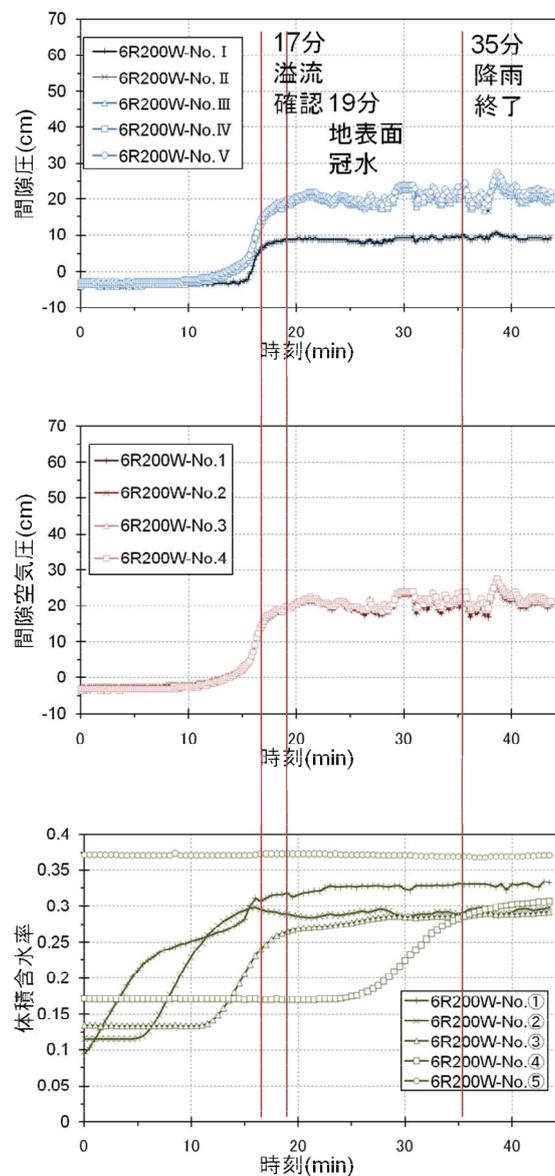


図-33 Case-6R200W 実験結果 (上から間隙圧, 間隙空気圧, 体積含水率)

空気圧は約 20 から 30cm (約 2 から 3kPa) となった。同じ降雨強度で初期含水比 5%の Case-6R200 の実験結果 (図-20) において溢流確認時刻は 25 分であり、間隙圧および間隙空気圧は約 20~30cm であったことから、溢流がみられる時刻は初期含水比の大きな Case-6R200W の方が早い、間隙圧および間隙空気圧の値にはそれほど違いは見られなかった。以上の結果から、初期含水比が大きいほど、地表面付近に早い段階で浸潤面を形成するため、間隙空気が封入されやすくなり、間隙圧および間隙空気の上昇が起こったと考えられる。

3. 2. 6 実験のまとめ

降雨強度、地盤の不飽和特性、排気・非排気条件、雨滴サイズ、初期含水比の違いによる雨水浸透挙動の違いについて検討した。その結果、特に雨水と間隙空気の置換が妨げられるような条件の実験ケース (Case-6R150L, 170, 200, 200W, -8R) では、間隙空気圧の上昇や地表面での溢流といった特徴的な現象がみられた。しかし、本実験は高さ 1m の比較的小寸法のモデルで、側方は非排気条件となっているため空気を封入しやすい条件下の実験である一方、実際の斜面では側方にも間隙空気が移動できるので、浸潤面の拡大に伴う間隙空気の圧縮は必ずしも起こるとは言えない。また、本実験では溢流した結果、地表面に形成された水溜りは排水等の処理を行っていなかったため、その水位差による浸透が生じた可能性があるほか、降雨量のうち浸透水量と地表面に溜まった水量の収支は水分量計による計測値と目視による浸潤面の位置でしか評価できなかった。しかし、実際の斜面では、浸透しきれなかった雨水は斜面下方に表面流として流下するため、今後この現象を再現できるように実験装置の改良が必要である。さらに、圧力の計測位置について、まず、間隙圧を測る位置と間隙空気圧を測る位置が段違いになっていたため、間隙圧と間隙空気圧から間隙水圧を算出することができなかった。また、サンドカラムの側面での計測であるため、鉛直方向の圧力が求められない点や、間隙圧力計内に満たした水が試料充填時に吸水されるだけでなく、空気が入り込むため初期のサクションを十分に計測できていない点があることから、今後圧力計の先に管などを取り付けモデル地盤の中心近くで圧力計測を行えるような改良が必要である。

4. 豪雨時の斜面における雨水浸透の数値解析と安定性評価

豪雨時の斜面への雨水浸透・斜面崩壊メカニズムを解明することを目的とし、豪雨による斜面崩壊に対する再現解析を試みる。解析は飽和・不飽和浸透流の支配方程式を 2 次元の有限要素法(FEM)により解き、得られた浸透流解析の結果をもとに円弧すべりを想定した斜面安定解析を行う。ここでは、特に雨水浸透に伴う斜面の安全率の低下および降雨後の回復について調べるとともに、降雨強度の取り扱い方 (降雨境界条件の入力方法) および表土の地盤物性 (飽和透水係数および不飽和浸透特性) が雨水浸透挙動および斜面安定性評価に与える影響について着目する。

4. 1 解析対象とする崩壊斜面の概要

解析対象とした斜面は、京都府福知山市夜久野町額田地区の国道 9 号線沿いに位置する。国道 9

号は、比高 100～200mの斜面が連なる山間を西から東方向へ東西に流下する一級河川牧川の左岸に沿う。対象とした斜面が位置する額田地区付近において牧川は、国道 9 号が通過する左岸側へ大きく蛇行し、対象斜面付近では、国道と JR 山陰本線が接近して通過しており、過去に牧川の攻撃斜面であったと考えられている。額田地区が属する福知山市夜久野町付近の国道 9 号の道路斜面には、舞鶴帯と呼ばれる地質帯が分布している。舞鶴帯は、古生代ペルム期から三畳期（2 億 9 千万年前～1 億 9 千 5 百万年前）という日本列島を形成する基盤岩の中でも比較的古い時代に形成された岩石で構成されている。舞鶴層群は、粘板岩および緑色岩（塩基性火砕岩および溶岩）によって構成されており、夜久野層群は塩基性岩（変斑れい岩，変輝緑岩）および酸性岩（変花崗閃緑岩，変石英閃緑岩など）により構成されており、舞鶴層群を覆うように夜久野層群が存在している。これらの岩盤は、層理面と呼ばれる亀裂面が発達しており、地表部では亀裂面沿いに表流水や地下水が浸透しやすく、風化が進行しやすい特徴がある。なお、これらの基盤岩は、緩斜面部においては表土や崖錐堆積物などの礫混じり土砂状の未固結堆積物によって覆われており、溪床や牧川の河床には砂礫や粘土・シルトからなる溪床堆積物や河床堆積物が分布している。

斜面崩壊発生前の気象条件は以下のものであった。平成 21 年 8 月 9 日 15 時に日本の南海上で、熱帯低気圧が成長し台風第 9 号が発生した。台風第 9 号はそのまま北進し、10 日に四国，紀伊半島の南海上を通り、11 日には東海地方，関東の南海上を通過して、日本の東海上へ進んだ。その後、13 日 9 時に日本の東海上で熱帯低気圧変わって、14 日 21 時に温帯低気圧となった。熱帯低気圧およびその後の台風第 9 号周辺の湿った空気の影響で、8 日から 11 日にかけて西日本および東日本の太平洋側と東北地方の一部で大雨となった。代表的な降雨としては、8 月 8 日に長野県諏訪市諏訪で日雨量 78.5mm，宮崎県宮崎市青島で日雨量 63.0mm，9 日に 21 時 17 分までの 1 時間に兵庫県佐用郡佐用町佐用において 89.0mm の猛烈な降雨があったほか、同日徳島県神山町旭丸で日雨量 394.0mm，奈良県上北山村日出岳で 347mm，兵庫県佐用町佐用で日雨量 326.5mm などが記録された。対象斜面付近においては 8 月 9 日 17 時 44 分に大雨洪水注意報を発令，同日 23 時 4 分に大雨警報が発令された。また翌日の 8 月 10 日 0 時 30 分に洪水警報を発令し，同日 13 時 50 分から国道 9 号の福知山市下小田から同市夜久野町高内区間において道路冠水のため車両通行止め措置がとられ，同日の斜面パトロールにおいて対象斜面の崩壊が確認された。なお，この路線においては連続雨量 200mm で交通規制がかけられている。

対象斜面は，上述の台風第 9 号の影響で，前線が刺激されて発生した大量の降雨を受けたと考えられており，対象斜面に最も近い夜久野地区の観測所において 8 月 9 日 23 時～24 時の 1 時間で 51mm，日雨量は 177mm，また 10 日 0 時から 3 時の間に 36mm に達する豪雨が観測された。8 月 9 日から 10 日の総降雨量は 235mm となっている。これら一連の降雨によって対象斜面は表層崩壊を起こした。国土交通省近畿地方整備局福知山河川国道事務所によると，崩壊の発生時刻は 8 月 10 日午前 2 時と指摘されており，その規模は崩壊幅約 10m，崩壊長約 12m，崩壊深約 1m である。現地踏査の結果から，崩壊は表土部分とその下層の強風化泥岩との境界付近を滑り面として発生したとされている。崩壊土砂は擁壁上部の防護柵でせき止められ，路面への目立った流出は確認されておらず，崩壊地下方の擁壁や路面における亀裂や沈下，湧水の発生も確認されていない。また，対象斜面では崩壊が発生した後に，ボーリング試験，標準貫入試験などによる調査が行われており，本解析で

はそれらの試験結果をもとに、斜面内の地層の分類、層の分布、定常状態の地下水位の位置などを決定した。斜面内の地層は深度 12m 程度までで 4 層に分かれており、ボーリング試験位置では地表側から、シルト質砂礫層 (0.0m~0.7m)、強風化泥岩層 (0.7m~5.0m)、風化泥岩層 (5.0m~8.25m)、泥岩層 (8.25m~12.41m) となっている。また岩盤の岩級区分については、強風化泥岩層で DL~DM、風化泥岩層で DM~DH、泥岩層で DH~CL と分類されている。N 値は強風化泥岩層で 16~44、風化泥岩層で 38~187 (換算 N 値)、頁岩層で 56~214 (換算 N 値) となっている。

4. 2 飽和・不飽和浸透流解析の概要

飽和・不飽和浸透流解析の支配方程式として、質量保存則による連続式とダルシー則から導出される式を不飽和領域にまで拡張した次を用いた (赤井ら, 1977)。

$$\{K_r(\psi)K_{ij}(\psi+x_j)\}_{,j} = \{c(\psi)+\beta S_s\} \partial \psi / \partial t, \quad i, j=1,2,3 \quad (1:x, 2:y, 3:z) \quad (1)$$

ここに、 K_s : 飽和透水係数, K_r : 比透水係数, ψ : 圧力水頭, q : 体積内の単位体積当たりのシンク/ソース流量 (排水時, $q>0$), S_s : 比貯留係数, α : 飽和領域=1 不飽和領域=0, $c(\psi)$: 比水分容量, β : 飽和領域=0 不飽和領域=1 である。

4. 3 斜面の安定性評価手法

本検討では、斜面の安定性をフェレニウス法により評価する。円弧状のすべり面を仮定し、滑り面に沿って任意数の土塊に分割し、 i 番目のスライスに働く力を表現する。このスライスに対して水平方向と鉛直方向に働く力の釣り合い式, モーメントの釣り合い式, 滑り条件式が基本式となり、これらから安全率 F_s の計算を行う。フェレニウス法や修正フェレニウス法の要点は、別途、仮定を設けて不静定次数を落とし静定問題として解くことにあり、滑り面に対して鉛直な方向の力の釣合いを仮定する。安全率は次式で与えられる。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i + N_i l_i \tan \phi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (2)$$

$$N_i = W_i \cos \theta_i - U_i \quad (3)$$

ここに、 N_i は滑り面に垂直な有効応力の合力, U_i は滑り面に働く間隙水圧の合力, W_i は土の重量, c_i は i 番目のスライスの粘着力, l_i は i 番目のスライスの底面の長さ, θ_i は i 番目のスライスの滑り面の角度である。

4. 4 豪雨により崩壊した斜面の物性と浸透流解析および斜面安定解析の条件

解析モデルは、幅 30m、高低差 30m、深度 10m の領域とした。対象斜面ではボーリング試験、標準貫入試験などの地質調査が行われており、それらの結果に基づいて図-34 に示す解析モデルの地層区分と土質・岩質を決定した。また、図-35 に解析に用いた有限要素メッシュ (要素総数 4349、節点総数 4426) および解析モデルの境界条件を示す。今回、特に崩壊の発生した表土部分のメッシュを細かく分割した。これは表土部分の降雨に対する応答 (雨水浸透挙動) を詳細に調べるため

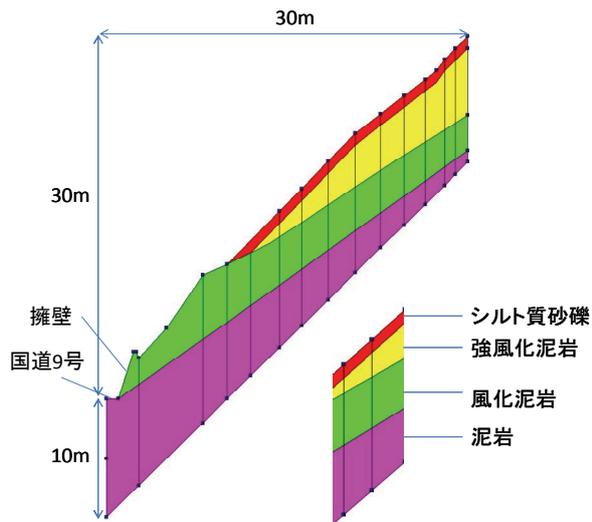


図-34 地層区分

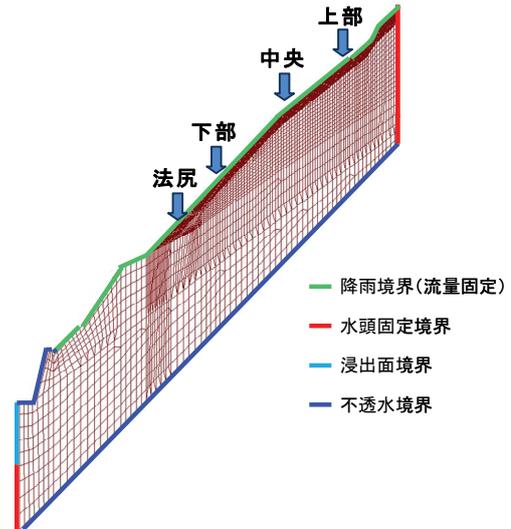


図-35 境界条件

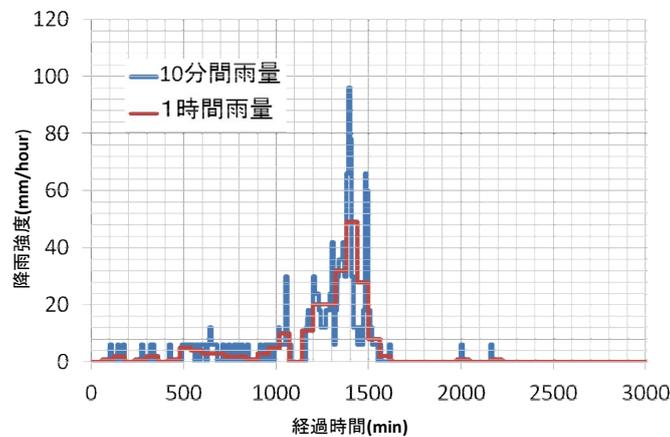


図-36 降雨外力 (1 時間雨量および 10 分間雨量)

ある。定常状態の地下水面は、斜面下方の牧川の平水位と既往のボーリング試験の孔内地下水位に基づいて決定し、降雨境界を斜面傾斜部の表面に設定した。ここで、降雨境界とは境界上の節点に対し降雨強度より求めた雨量を流量固定境界として与えるものであり、地表面の節点が不飽和状態（圧力水頭 $\psi < 0$ ）の場合には降雨強度を流量とし、表面の節点が飽和状態（圧力水頭 $\psi = 0$ ）の場合には流入量の制限が発生する条件となっている。また水頭固定境界は想定される地下水の位置を考慮して、斜面上部の側線には全水頭 75m、下端の側線は全水頭 101mの水頭固定境界を設定した。モデルの下端の側線の地下水位以上で地表面以下の部分は、斜面上部からの流出を考慮して浸出面境界を設定した。また、道路路面と道路側方の擁壁は不透水境界とした。降雨外力としては気象庁から発表されている過去の降雨記録から解析対象斜面の位置する京都府福知山市夜久野町夜久野で平成 21 年 8 月 9 日と 10 日の 2 日間に観測された降雨データ、すなわち 10 分毎雨量と時間雨量の 2 種類を用いた。気象庁により記録された降雨量（降雨強度）のグラフを図-36 に示す。なお、図中の降雨量の単位は mm/h で統一している。ここで、2 種類の降雨強度を用いても降雨量の総量は同じであることに注意する。

飽和・不飽和浸透流解析に用いた地盤物性値について、まず斜面概要で述べた各層の地質分類から飽和透水係数を決定した。斜面崩壊後の調査では透水試験など雨水浸透に関わる水理物性については調査されていないため、表土の分類がシルト質砂礫であることから、 $1.0 \times 10^{-4} \sim 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ の範囲であると考え、その範囲内である $1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$, $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の2通りで解析（パラメータ・スタディ）を実施した。強風化泥岩層、風化泥岩層、泥岩層の飽和透水係数はそれぞれ $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$, $1.0 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$, $1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ と設定した。解析では表土のみ不飽和地盤として取り扱った。すなわち、斜面の表土について飽和透水係数の範囲を考慮して、図-37 に示すように2種類を用いて解析を行った。これは、表層崩壊を考える上で表土の不飽和特性が斜面の雨水浸透挙動に最も大きな影響を与えると考えられるからである。なお、解析では、表土に van Genuchten モデルを用いるとその初期飽和度が15%程度となり、現場斜面の表土の飽和度（約40%）と異なるものになることから、サクシオン圧と体積含水率の関係については簡易的に直線で設定した。また、表土より深部の強風化泥岩、風化泥岩、泥岩の各層についても不飽和特性に関する試験は行われていないため、図-37 に示すように、 $\psi-\theta$, $k_r-\theta$ の関係を簡易的に線形で統一して与えた。地盤物性については今後、室内試験などによる調査が必要であり、今回、斜面崩壊再現解析の対象とした斜面では、短い降雨時間や斜面深部の岩盤の透水係数の大きさを考慮すると、表土部分の雨水浸透が重要で、雨水浸透による深部の各岩盤層の飽和度の上昇および地下水位の上昇などが斜面安定に与える影響は小さいと予想される。また、表土の各物性値は対象斜面の崩壊に関する既往の報告書から参照して決定し、強風化泥岩層、風化泥岩層、泥岩層に関しては文献（土木学会、1986）を参考にして値を設定した。

4. 5 解析結果

まず、表土の飽和透水係数 $k=1.0 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ の場合について浸透流解析と斜面安定解析の結果を示し、それを踏まえて表土の飽和透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の場合と比較検証する。なお、表記簡略化のため表-5 に示す呼称で検討ケースを呼ぶ。また、より詳細に斜面内の雨水浸透挙動を調べるた

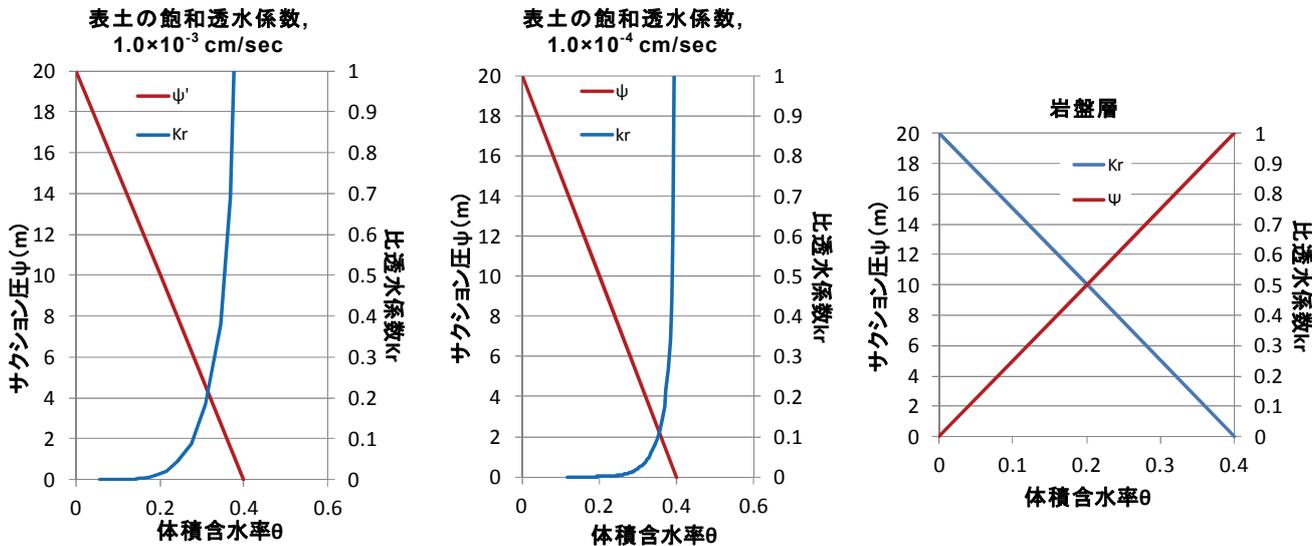


図-37 表土および岩盤層の不飽和浸透特性のモデル化

表-5 解析ケースと略称

	10分間雨量	1時間雨量
$k=1.0 \times 10^{-3}$ (cm/sec)	M-3	H-3
$k=1.0 \times 10^{-4}$ (cm/sec)	M-4	H-4

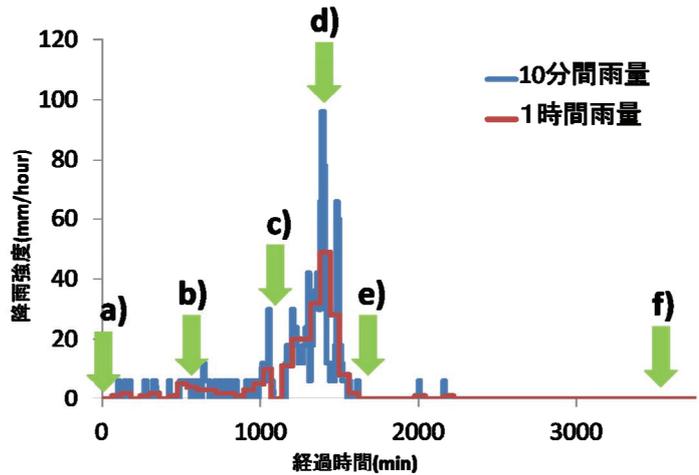


図-38 飽和度分布に注目する解析ステップと降雨強度の関係

めに、以下では図-35 で示した斜面の各位置（上部，中段，下部，法尻）について，地表からの深度毎の飽和度およびその経時変化に着目して整理し，解析における降雨境界条件の取り扱いの違い（すなわち，降雨外力として，10分毎雨量あるいは時間雨量を用いる違い）が斜面への雨水浸透挙動に与える影響について考察する。

4. 5. 1 表土の飽和透水係数 $k=1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec の場合

飽和・不飽和浸透流解析の結果として，ここで図-38 に注目した解析ステップと降雨強度の関係を示す。図-39 および図-40 に M-3, H-3 の結果をそれぞれ示す。これらの図より，地表より浸透した雨水は，表土の底部（深さ約 1.0m）まで到達するが，既存の地下水面を上昇させることはなく，表土のみの飽和度が上昇する。また，表土の透水性が高いため斜面下方への流れも発生し，特に法尻付近の飽和度が降雨強度のピーク時からピーク後にかけて急激に上昇する。この表土の飽和度の上昇による，自重の増加および間隙水圧に上昇を伴った有効応力の低下が今回，表層崩壊を引き起こすメカニズムであるといえる。降雨後，斜面内の飽和度は法尻付近から雨水が排水されることで低下するが，依然として，法尻付近の飽和度は斜面の上部に比べて高い（6000 分で斜面上部では飽和度は 75%以下まで低下するが，法尻における飽和度は 93%程度までしか低下しない）。次に，より詳細に斜面内の雨水浸透挙動を把握するため，斜面の各位置（上部，中段，下部，法尻）について，地表からの深度毎の飽和度およびその経時変化に着目して整理し，解析における降雨境界条件の取り扱いの違い（すなわち，降雨外力として，10分毎雨量あるいは時間雨量を用いる違い）が斜面への雨水浸透挙動に与える影響について考察するため，斜面の着目地点において表土の深さ 10cm, 100cm（すべり面付近）における飽和度の経時変化の結果を示す。

図-41 および図-42 に表土の深度 10cm におけるケース M-3 と H-3 について飽和度の経時変化を斜面の位置ごとに示す。全体として降雨強度の変化に伴って斜面上の各位置の飽和度も推移していることがわかる。また，図-41 と図-42 の比較から，降雨強度の変化が明瞭な M-3 の場合にはより飽和度が鋭敏に変化しているのに対し，H-3 の場合は降雨強度の変化が平均化されているため飽和度

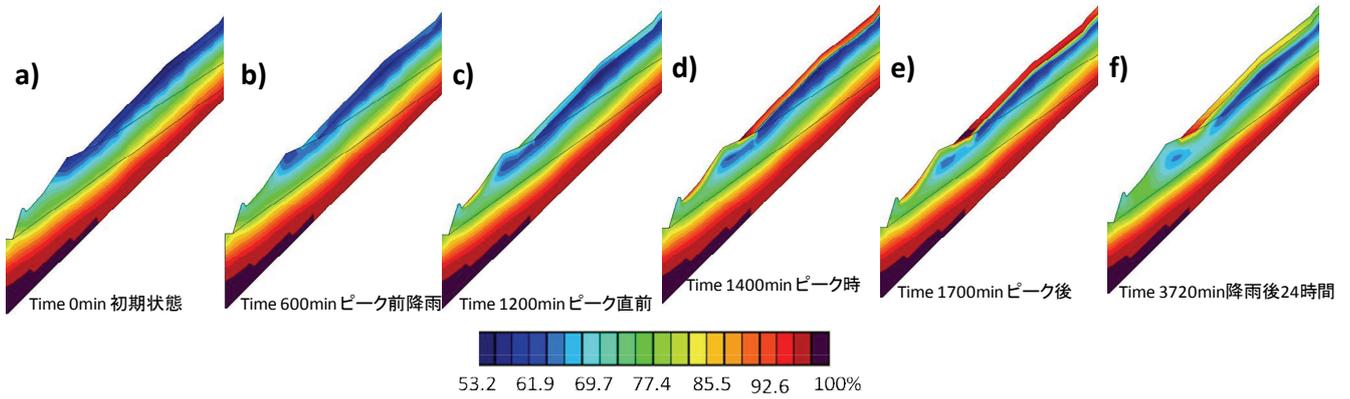


図-39 着目ステップにおける飽和度分布（ケース M-3）

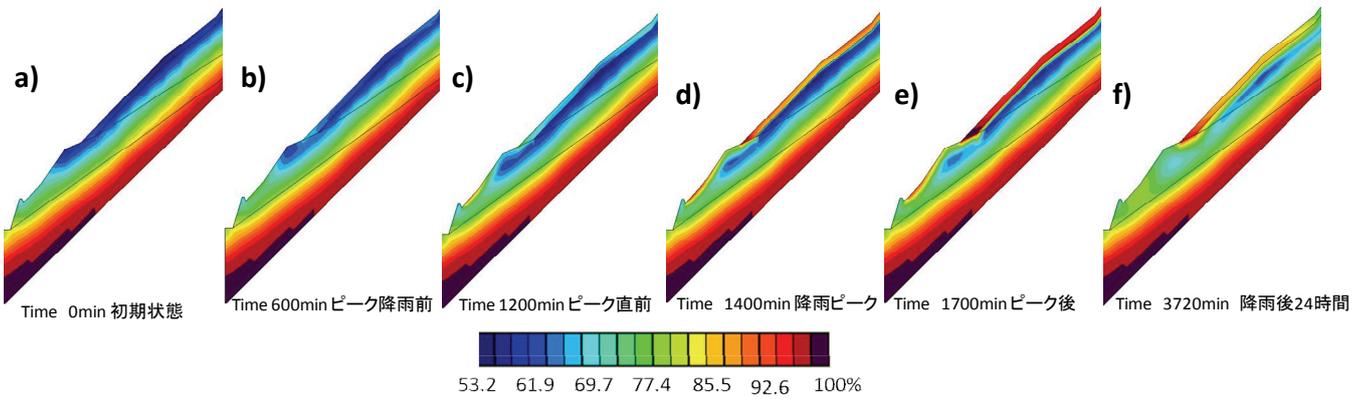


図-40 着目ステップにおける飽和度分布（ケース H-3）

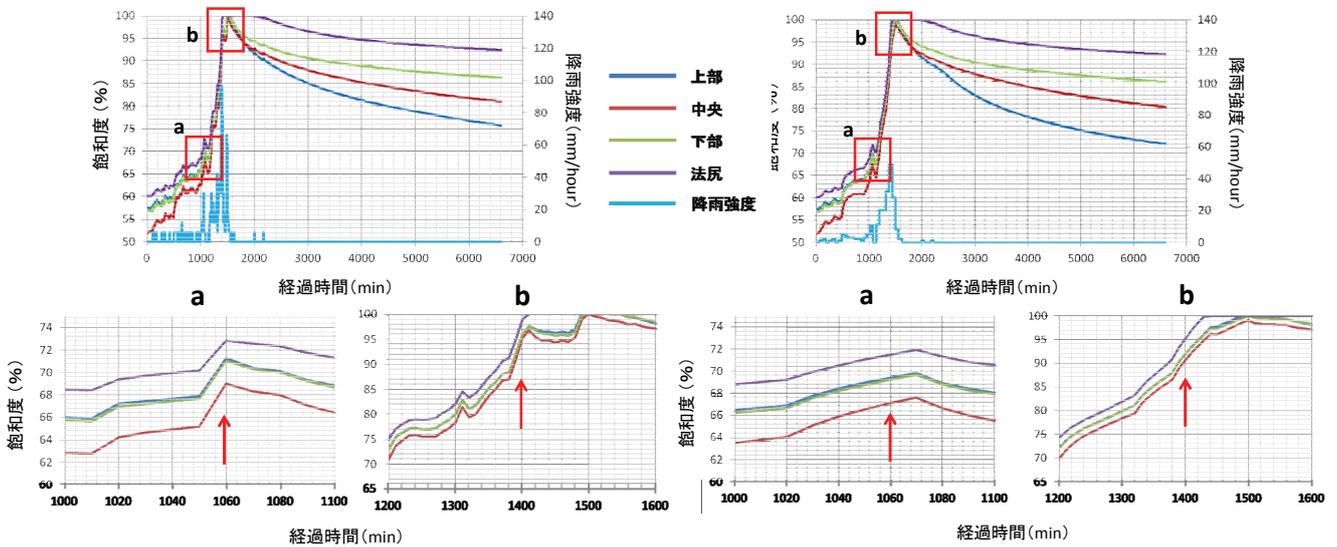


図-41 深さ 10cm における飽和度の経時変化（ケース M-3）

図-42 深さ 10cm における飽和度の経時変化（ケース H-3）

の変化が M-3 に比べて小さいといえる。図-41 と図-42 について解析開始 1060 分経過時付近で降雨強度が急増した部分について拡大したものを図-41a、図-42a にあわせてそれぞれ示す。これらの図から、いずれの場合も法尻の部分は、どの位置よりも早く飽和度が 100% に達している。これは斜

面上の法尻よりも高い位置から浸透した雨水が流下していることが原因として考えられる。また、これら2つのグラフを比較すると、M-3 すなわち 10 分間雨量を用いた場合、降雨強度の変化に伴って解析開始 1050～1060 分付近で急激な飽和度の上昇がみられる。このような、急激な飽和度の変化は時間雨量を用いた場合には見られない。これは、降雨強度が 1 時間で平均化されることで、降雨強度の変化がより平坦になった結果といえる。また、降雨強度がピークとなる解析開始後 1400 分付近における飽和度の経時変化を図-41b および図-42b にそれぞれ示す。これらの図から、H-3 では比較的緩やかに直線的な飽和度の上昇がみられるのに対し、M-3 では急激な上昇と緩やかな上昇が交互に見られ、降雨強度がピークを迎える $t=1400\text{min}$ 付近では、斜面の各位置で降雨強度の与え方の違いによって、飽和度に差が生じることがわかる(すなわち、飽和度は M-3 の方が 5%程度大きい)。これによって斜面法尻付近が完全に飽和する時間は M-3 の方が約 20 分程度早くなっている。この飽和度の急激な上昇は斜面の急激な強度低下を引き起こすと考えられ、安定性を考える上で重要である。また、図-41b では 1400～1500 分の間に斜面の法尻を除くすべての位置で飽和度が減少し再び急激な上昇をしている。これは 10 分間雨量の降雨強度が 1400～1500 分の間に急激に減少しその後増加していることが原因であるといえる。H-3 では、1400～1500 分の間の降雨強度の急激な変化が、降雨を時間雨量で取り扱うことで平均化されているため、図-42b に示すように飽和度が緩やかかつ単調に上昇をしていることがわかる。したがって時間雨量で降雨を取り扱う場合は、豪雨時の短時間に起きる急激な降雨強度の変化およびそれに伴う雨水浸透挙動を十分捉えることができないといえる。

表土の深度 100cm (図-43, 図-44) では、降雨外力の与え方の違いが飽和度の経時変化に与える影響はかなり小さくなるが、表土層の底部位置するこの深さにおいても降雨強度がピークを示す $t=1400\text{min}$ で、H-3 に比べ M-3 における飽和度上昇の度合いは依然大きい。また、降雨終了後についてみると、斜面の深度が浅い位置と深い位置とでは飽和度の減少過程に違いがあり、深い位置では浅い位置よりも高い飽和度を保っていることが分かる。これは、浅い位置ではさらに深い位置に

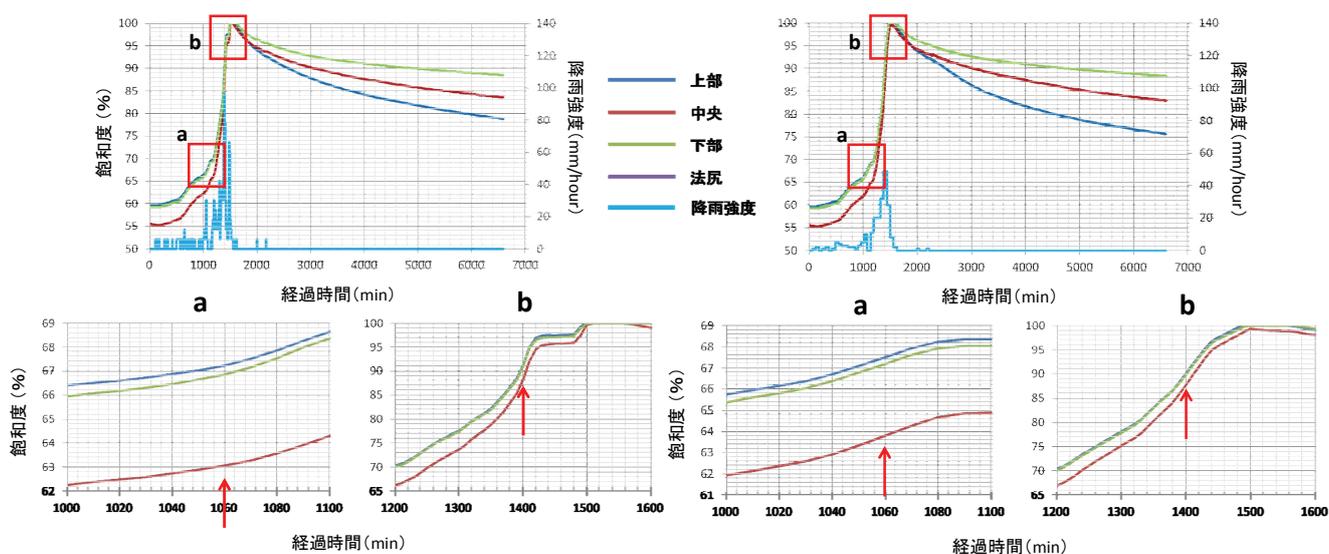


図-43 深さ 100cm における飽和度の経時変化 (ケース M-3)

図-44 深さ 100cm における飽和度の経時変化 (ケース H-3)

雨水が多く浸透するが、深い位置にはその下層の強風化泥岩層の透水係数が小さいために浸透せず貯留されることが原因であると考えられる。このように層境界付近の飽和度が降雨後も高い状態で保たれると、その層境界をすべり面とする、斜面崩壊の危険度が高くなると考えられる。

以上より、斜面の位置・深度によって飽和度の上昇の程度に差はあるものの、降雨外力の取り扱い（10分毎降雨量および時間降雨量）の違いは、雨水浸透挙動に大きな影響を与えることが分かった。特に、表土 30cm までは降雨外力の入力方法による影響を大きく受ける。時間雨量を降雨外力として用いると、降雨強度が平均化され、その結果、降雨に対する応答・インパクト（雨水浸透）が弱められる結果となり、斜面内の飽和度の変化もより平坦なものとなる。このことは、雨水浸透挙動を過小評価することになり、次節で述べる斜面安定性評価においても大きな影響を与えると考えられる。本研究では、気象庁が発表している 10 分毎降雨量を時間雨量で比較を行ったが、実際の降雨、特に、ゲリラ豪雨のような局所的に短時間に大量の雨が降る場合はその時々刻々変化する降雨強度をリアルタイムで把握する必要があると考えられる。

次に、円弧すべりを想定したフェレニウス法による斜面の安定解析の結果を、降雨強度（外力）の取り扱いによる違いに特に着目して整理する。図-45 に実際被災時のすべり面の形状を示す。斜面崩壊は表土（シルト質砂礫層）と強風化泥岩層の境界付近を滑り面として表層崩壊を起こしている。よって、本研究では、実際の表層崩壊と同様の位置にすべり面を想定し、円弧すべり解析を実施し、降雨に伴う安全率の経時変化を調べた。図-46 に想定した円弧すべりの位置を示す。なお、図に示した円弧が各グリッドの中で最も小さい安全率のすべり面であり、円弧半径は 28.6m であった。なお、本研究で対象とした滑り面以外に崩壊の危険がある滑り面の有無についても検討を行った。強風化泥岩層と風化泥岩層の境界、また斜面下方に露出した風化泥岩層について検討した滑り面では、いずれの場合も降雨期間中全体を通して安全率が 1 を下回ることは無かったため以降では安全率が 1 を下回るケースについてのみ記述する。

図-47 に降雨・雨水浸透に伴う安全率の経時変化を降雨外力の入力方法の違いで比較したものを示す。ここでは、降雨中、安全率が 1.0 を下回る部分、安全率が最も小さくなる付近、降雨後に安全率が 1.0（ただし、円弧すべりが起こらない場合）まで回復する部分に着目し、解析結果をまと

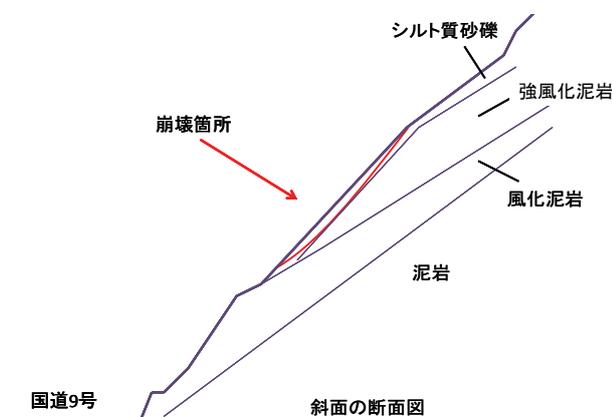


図-45 被災時のすべり面形状

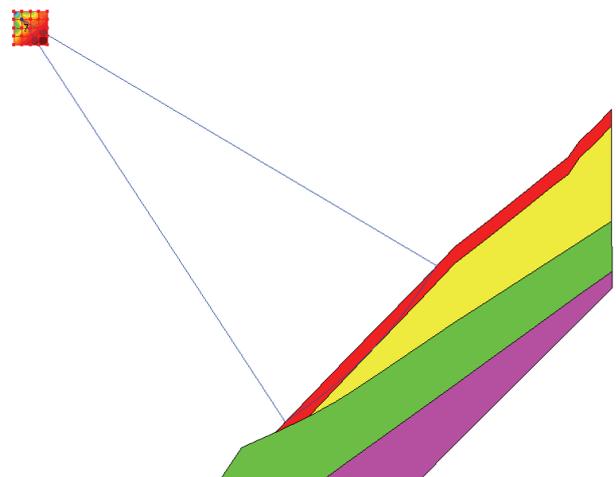


図-46 解析で想定したすべり面

め考察を加える。

まず、安全率が 1.0 を下回る部分 (図-47a) に注目すると、M-3 は $t=1384\text{min}$ で H-3 では $t=1388\text{min}$ であり、M-3 の方が約 4 分程度早く安全率が 1.0 を下回っているのがわかる。このことは、降雨強度として時間降雨量を用いることで、雨水浸透挙動が過小評価され、斜面安定解析による斜面崩壊の危険度の予測に遅れが生じる可能性を示唆している。また、本研究の解析対象斜面が崩壊したと予想されているのは 8 月 10 日の午前 2 時 (本解析においては $t=1560\text{min}$) であり、崩壊発生時から約 3 時間前に安全率が 1 を下回っていることが分かる。加えて、大雨警報が発令されたのが 8 月 9 日 23 時 4 分、本解析において $t=1384\text{min}$ であり、連続雨量 200mm に達し交通規制が行われた時刻が 8 月 10 日の午前 1 時頃 (本解析においては $t=1500\text{min}$) となっていることから、斜面安定解析の結果は、大雨警報発令時および連続雨量による交通規制発令時にはすでに安全率が 1 を下回っていた可能性を示している。本研究で用いた方法によるより精度の高い崩壊予測には、地盤物性、斜面の地質、構造さらには植生などの影響を考慮する必要があるが、降雨時の斜面安定性を評価することで X バンドレーダなどから得られる降雨量の予測から交通規制などの発令の基準を設定できると考えられる。

次に、安全率が最も小さい値を示す付近においては、H-3 の安全率の経時変化はより滑らかな挙動であるのに対して、M-3 の場合は、降雨強度がピークに達するのと同時に急激に減少し、ピーク後に降雨強度が減少するとほぼ一定となり、再び降雨強度が大きくなると急激に減少している。ま

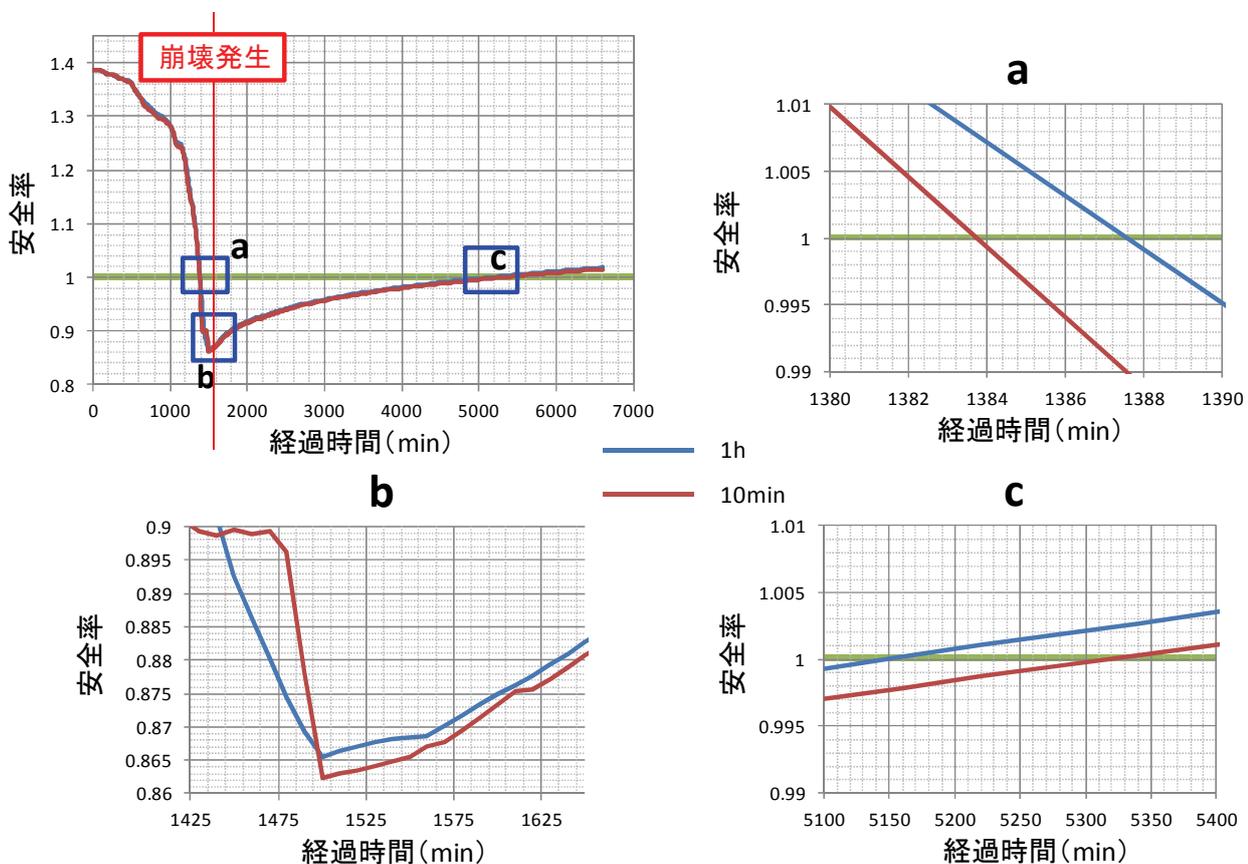


図-47 雨水浸透に伴う安全率の経時変化 (M-3, H-3)

た、最終的に最低安全率は M-3 の方が H-3 よりも小さくなっている(M-3 で 0.8624, H-3 で 0.8656)。すなわち、降雨外力として時間雨量を用いる場合、最低安全率を過大評価する可能性がある。以上のことから時間降雨量を用いて斜面の安全率を評価すると、時々刻々と降雨強度が激しく変化するゲリラ豪雨の場合に、正確な斜面の危険度予測は困難であると考えられる。

最後に、安全率が 1.0 に回復する部分に注目する。降雨終了後、緩やかに安全率は回復していき降雨開始から約 5200 分（降雨終了後から約 2 日）で M-3, H-3 とも安全率は 1.0 に回復することがわかる。ただし、安全率が 1.0 を下回った場合でも斜面崩壊は起こらない場合を想定している。実際は無降雨継続時間に応じて規制の解除を検討していることから、このような方法では斜面が危険な状態にあるにもかかわらず、規制の解除をしてしまうという可能性を示している。

以上、飽和・不飽和浸透流解析および円弧すべり法による斜面安定解析の結果より、降雨外力の取り扱いの違い（すなわち、10 分毎雨量あるいは時間雨量を用いる場合）によって雨水浸透挙動の違いがみられ、斜面内の飽和度の分布および斜面の安全率の経時変化に違いがみられた。斜面内の飽和度に関しては時間降雨に比べて 10 分毎雨量の方が斜面内への雨水浸透のインパクトが大きく、降雨強度の急激な変化による飽和度の変化を捉えることができる。また、安全率に関しても降雨強度の取り扱いの違いによってその挙動が異なり、10 分毎雨量で降雨を扱くと安全率が 1 を下回る時間が 1 時間雨量で扱った場合より早く、また、安全率の最小値も小さくなっていることから、より正確な危険度予測が行える結果となった。降雨量のみで交通規制を出していた従来の方法に比べよりの確で正確な交通規制が可能になると考えられる。ただし、降雨強度は時々刻々変化するため、ゲリラ豪雨のように降雨強度が短時間に変化するようなよりインパクトの強い降雨に対しては、より短い計測間隔（リアルタイム）で雨量を計測する必要がある。同時に降雨後の斜面内の飽和度の減少過程を考慮した斜面安定解析により、暫定的に安全率が 1.0 付近まで回復する時間を計算することで、これまで困難とされてきた降雨終了後の交通規制解除の基準の一つとして用いることができる可能性が示された。

4. 5. 2 表土の飽和透水係数 $k=1.0 \times 10^{-4}$ cm/sec の場合

飽和・不飽和浸透流解析の結果として、図-48 に M-4、図-49 の注目している解析ステップごとの斜面内の飽和度の分布の変化を示す。本解析ケースでは表土の飽和透水係数が小さく、不飽和特性を変更（図-37 参照）したため、鉛直方向の雨水浸透が起こりにくく H-3 と M-3 の場合と比べると地表面付近（深さ 40cm 程度）の飽和度のみが変化し、ある一定の時間をおいて徐々に地表面から表土全体に飽和度が上昇する結果となった。

図-50 に降雨・雨水浸透に伴う安全率の経時変化を降雨外力の入力方法の違いで比較したものを示す。M-4, H-4 では M-3, H-3 とは安全率の挙動が大きく異なる。図-50a に示すように M-4, H-4 では安全率は 1 を下回ることはなく、M-3, H-3 が降雨のピーク付近 ($t=1500\text{min}$) で最低安全率となるのに対して、M-4, H-4 は降雨強度がピークを示した直後の $t=1750\text{min}$ 付近で最低安全率となっている。これは表土の飽和透水係数が小さく、降雨がピークに達しても、その雨水がすべり面まで到達するのに時間を要するためであると考えられる。また、表土の透水係数が $k=1.0 \times 10^{-3}$ cm/sec の場合においては 10 分間雨量で降雨を取り扱った方が安全率は低くなったのに対して、この場合は

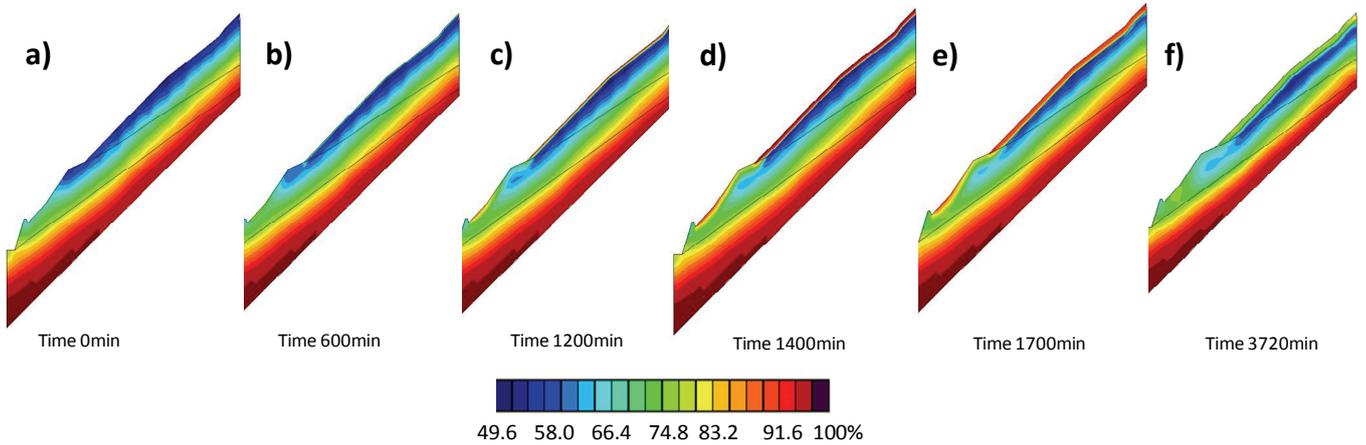


図-48 着目ステップにおける飽和度分布（ケース M-4）

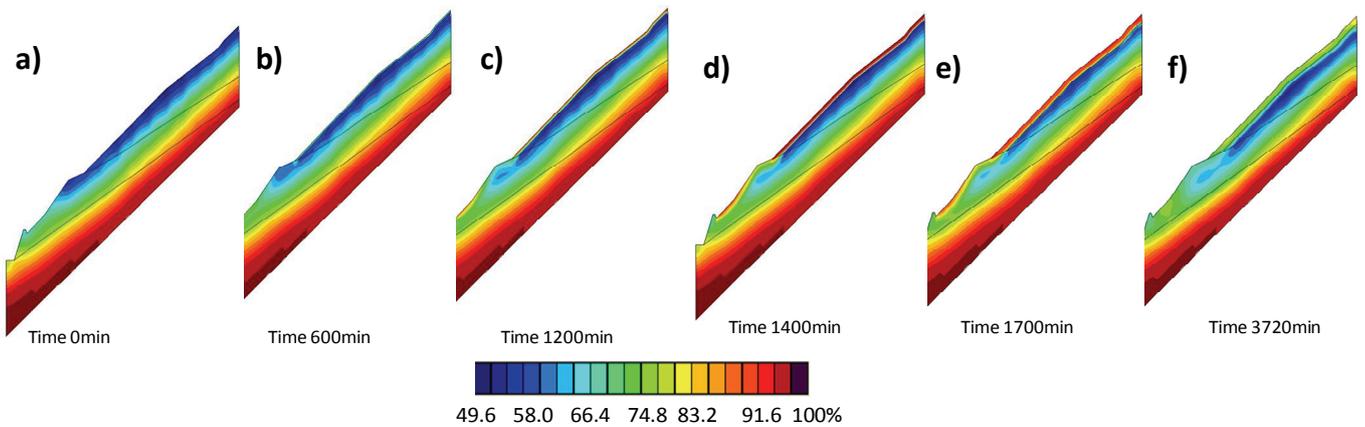


図-49 着目ステップにおける飽和度分布（ケース H-4）

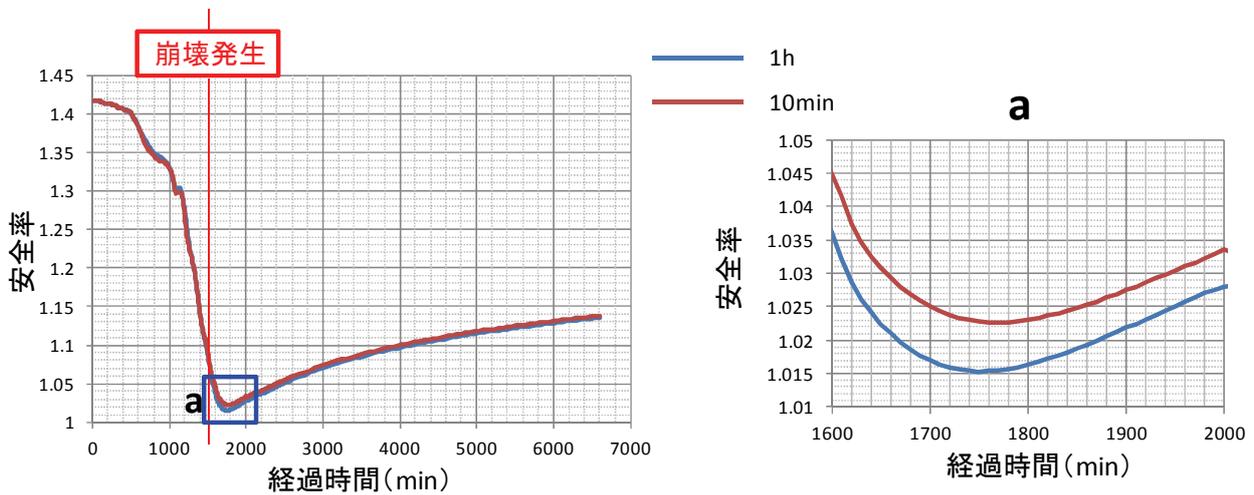


図-50 雨水浸透に伴う安全率の経時変化（M-4，H-4）

時間雨量で扱った方が安全率は低くなっている。これは、10分間雨量を用いた場合、急激な降雨の増加が多く発生していることから、降雨境界による流入量の制限よりも大きい降雨が斜面内へ浸透しない場合が多いのに対して、時間雨量を用いた場合では降雨強度が平均化され比較的小さくなっ

ていることから、斜面への流入量の制限を超える降雨が少なく 10 分間雨量に比べ総流入量が多くなっていることが原因と考えられる。

4. 6 まとめ

本節では、豪雨時の斜面崩壊メカニズムの解明を目的として、降雨の条件を 10 分毎雨量で取り扱った場合と 1 時間雨量で取り扱った場合のそれぞれについて浸透流解析を行い、その結果を用いて斜面の安定解析を行った。全体を通して、降雨強度の取り扱いの違いによって斜面内の飽和度分布および安全率に違いがみられ、正確な危険度予測には時間雨量を用いた評価では不十分であるといえる。また、地盤の物性（飽和透水係数）の影響についても検討し、降雨強度のみならず斜面の情報を組み込んで危険度予測を行うことの重要性を示した。また、降雨終了後についても浸透流解析と円弧すべり解析を実施することで、安全率が 1.0 まで回復する時間を計算した。これは交通規制の解除のための判断材料であり、暫定的な指標として用いることができる。しかし、本解析においてはモデル、境界条件、透水係数や不飽和特性などの物性値について、今後現場における詳細な地質調査や土質試験を行い再度検討する必要があると考えられる。

5. おわりに

本稿では、まず、ゲリラ豪雨時における斜面の安定性を評価する上で、必要不可欠な高精度の降雨量の把握のためのリアルタイム雨量計の開発およびその数値解析への適用について紹介した。ゲリラ豪雨のような数秒単位の鋭敏な降雨を計測するためには、転倒枘型の雨量計による計測では必ずしも十分であるとは言えず、降雨をリアルタイムで計測する必要がある。また、ゲリラ豪雨のような数秒単位の鋭敏な降雨は、時間降雨量や 10 分毎降雨量では正確に評価することができず、新たに降雨強度を降雨量の時間微分（単位時間当たりの降雨量）として定義する必要がある。また、降雨強度の時間微分として「降雨加速度」の概念を導入することで、数秒単位で変化する鋭敏な降雨を表現することが可能となる。さらに、ゲリラ豪雨時における、地表面付近の圧力水頭および飽和度の鋭敏な応答を把握するためには、リアルタイムでの降雨計測が必要不可欠であり、その計測結果を浸透流解析において、降雨外力境界条件として解析モデルに反映させるべきである。

次に、ゲリラ豪雨を想定した強い降雨強度下での雨水浸透挙動の把握を目的とした雨水浸透カラム試験（サンドカラムを用いた降雨実験）を紹介した。ゲリラ豪雨時の雨水浸透挙動においては、地盤の間隙空気の移動および雨水との置換が鍵となるが、降雨強度・雨滴粒径が大きくなるほど、また、飽和透水係数が小さいほど雨水と間隙空気の置換が妨げられその結果、間隙空気が封入されることにより間隙空気圧が上昇する。間隙空気圧の上昇は、雨水浸透挙動のみならず、斜面安定にも少なからず影響を及ぼすものと考えられる。また、従来の飽和・不飽和浸透流解析では、間隙空気の移動を考慮することはできず、今後、気液二相流解析により間隙空気の挙動を把握する必要がある。一方、上昇した間隙空気圧により雨水浸透がさらに妨げられることになり、地中に浸透しなかった雨水は斜面の表層を流れる（表面流の発生）ことになる。表面流の発生は表層の浸食などを

引き起こし、雨水浸透・浸食が複合的に生じることにより表層崩壊を発生させると考えられる。

最後に、豪雨時の斜面への雨水浸透・斜面崩壊メカニズムを解明することを目的とし、豪雨により表層崩壊を起こした実斜面についてその再現解析を実施した。解析結果より、降雨による雨水浸透により、表土の飽和度が上昇し、表土の単位体積重量の増加および間隙水圧の増加によるすべり面付近（シルト質砂礫層と強風化泥岩層の境界）の有効応力の減少が起こり、表層崩壊は発生したと考えられる。また、雨水浸透挙動および斜面の安定性（安全率）は表土の飽和透水係数のオーダーおよび不飽和特性に大きく支配され、表土の飽和透水係数が小さい場合、雨水の浸透は表土の浅部に留まり、想定したすべり面付近の飽和度があまり上昇せず、その結果安全率は1を下回らない結果となった。一方、表土の飽和透水係数が大きい場合は、斜面の深度方向および勾配の方向にも雨水が浸透し、想定したすべり面付近の飽和度が上昇する。特に、法尻付近の飽和度は降雨の初期から上昇し、常に高い飽和度を示す。その結果、斜面の安全率は1.0を下回り表層崩壊が発生する。今後、ゲリラ豪雨時のより精度の高い斜面安定性評価、危険度予測および早期警戒情報の発令・解除のためには、現状把握のためのリアルタイム計測・モニタリングおよび高精度な降雨情報（例えば、Xバンドレーダーの情報など）が必要であり、これらを反映させた数値解析手法の確立が必要である。

参考文献

- 赤井浩一，大西有三，西垣誠．1977．有限要素法による飽和－不飽和浸透流の解析，土木学会論文集，Vol. 264, pp.87-96.
- 恩田裕一編．2008．人工林荒廃と水・土砂流出の実態．岩波書店，245p.
- 小俣新重郎．2005．豪雨による斜面崩壊，物理探査，Vol. 58, No.6, pp.599-609.
- 砂防学会編．2004．改訂砂防用語集，山海堂，432p.
- 高野保英，竹原幸生，江藤剛治．2009．雨滴の超高速動画撮影による落下速度・形状の計測，土木学会論文集 B, Vol. 65, No. 4, pp. 332-340.
- 土木学会．1986．ダムの地質調査，pp.112-113.
- 中北英一，山邊洋之，山口弘誠．2010．ゲリラ豪雨の早期探知に関する研究，土木学会水工学論文集，Vol. 54, pp. 343-348.
- 中北英一．2010．豪雨災害と気候変動－誤解と重要点の整理－，月刊建設，Vol. 54, 10-10, pp. 4-5.
- 藤田正治．気候変動とこれからの土砂災害対策，2011，第45回地盤研究会講演資料，京大楽友会館，2月4日．
- Farres, P. 1978. The role of time and aggregate size in the crusting process. Earth Surface Processes, Vol. 3, No. 3, pp. 243-254.
- Marshall, J. S., Palmer, M.W. 1948. The distribution of raindrops with size. Journal of Meteorology, Vol. 5, pp. 165-166.
- Van Genuchten M. Th. and Nielsen D. R. 1985. On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils, Ann. Geophys., Vol. 3, pp. 615-628.

(社)日本地すべり学会関西支部協賛会員名簿

平成24年4月10日現在 27社

(五十音・口数順)

(会 社 名)	(電話番号)	(口数)
有限会社 太田ジオリサーチ	078-907-3120	3
中央復建コンサルタンツ株式会社 情報マネジメント室	06-6160-1121	3
日本工営株式会社 大阪支店	06-7177-9500	3
アジア航測株式会社 西日本コンサルタント部	06-4801-2250	2
株式会社 荒谷建設コンサルタント 総合技術部	082-292-5481	2
株式会社 宇部建設コンサルタント	0836-72-0392	2
株式会社 エイト日本技術開発	086-252-8917	2
応用地質株式会社 四国支社	089-925-9516	2
河井建設工業株式会社	0868-26-3787	2
川崎地質株式会社 西日本支社	06-6768-1166	2
株式会社 クボタ	06-6648-2322	2
国土防災技術株式会社 大阪支店	06-6136-9911	2
国土防災技術株式会社 高知営業所	088-882-7110	2
株式会社 コスモ建設コンサルタント	0853-72-1171	2
株式会社 四国トライ	088-883-5908	2
株式会社 四国ボーリング工業	0883-52-1621	2
島建コンサルタント株式会社	0853-53-3251	2
株式会社 相愛	088-846-6700	2
株式会社 ダイヤコンサルタント 関西支社	06-6339-9141	2
株式会社 地圏総合コンサルタント 四国支店	0897-33-3123	2
中央開発株式会社 関西支社	06-6386-3691	2
株式会社 東建ジオテック	089-945-3328	2
株式会社 ナイバ	0878-62-5121	2
日本工営株式会社 四国支店	087-811-2660	2
三菱マテリアルテクノ株式会社	079-679-4511	2
明治コンサルタント株式会社 大阪支店	072-751-1659	2
株式会社 四電技術コンサルタント	087-845-8881	2