

鉄道沿線斜面における崩壊危険度評価に関する研究

On the Risk Assessment of Slope Collapse along Railroad

2018 年 2 月

福井工業大学大学院 工学研究科博士後期課程

社会システム学専攻 土木環境工学コース

植村 昌一

目次

第1章 序論	1
第1節 概説	1
第2節 本論文の構成.....	2
参考文献	4
第2章 鉄道における降雨災害対策の背景	5
第1節 鉄道における降雨災害対策を必要とする要因.....	5
第1項 構造物の現状と降雨災害	5
第2項 列車の走行特性と降雨災害.....	5
第3項 地形・地質と降雨災害	5
第4項 気象と降雨災害.....	6
第2節 鉄道における降雨災害対策	6
第1項 降雨災害対策で対象とする土構造物	6
第2項 降雨災害対策の概要.....	7
第3節 鉄道における降雨時の運転規制方法	8
第1項 鉄道雨量計の配置と運転規制区間	8
第2項 運転規制等の区分	8
第3項 運転規制に用いる災害指標と運転規制値	9
第4項 運転規制の発令と解除方法.....	9
参考文献	11
第3章 降雨に対する列車運転規制に関する既往の研究	12
第1節 運転規制に用いる災害指標に関する研究	12
第1項 統計的評価方法.....	12
第2項 水文学的評価方法	14
第3項 土質工学的評価方法.....	15
第2節 降雨量の観測方法に関する研究.....	16
第1項 鉄道雨量計の観測網による大雨の捕捉性の評価	16
第2項 鉄道雨量計による観測方法の改善に関する研究	17
第3項 レーダー雨量による観測方法の改善に関する研究	17
参考文献	19

第4章 列車運行中に発生した降雨災害の発生形態分類	21
第1節 はじめに	21
第2節 使用データ	21
第3節 災害発生形態分類の基本的な考え方	22
第4節 強雨による災害の検討	23
第1項 地点強雨災害	24
第2項 集水域強雨災害	25
第5節 災害地点の悪条件による降雨災害の検討	26
第1項 斜面の風化	26
第2項 排水設備などの設備不良	27
第3項 周辺環境の悪化	27
第6節 遅れ破壊による災害	28
第7節 その他の降雨災害	29
第1項 解析1時間雨量の起算時刻	30
第2項 解析雨量の算出地点の精度	31
第3項 災害要因の特性	31
第8節 まとめ	31
第9節 災害指標に関する研究の方針	32
参考文献	33
第5章 切取斜面上の堆積土層の崩壊に対する災害指標	34
第1節 はじめに	34
第2節 研究対象	34
第1項 降雨状況	36
第2項 崩壊地点の地形と地質	37
第3節 研究の流れ	37
第4節 解析モデルと解析条件の設定	38
第1項 解析モデルの概要	38
第2項 斜面モデルと要素分割	42
第3項 堆積土層の土質諸元	42
第5節 解析モデルによる崩壊の再現性と崩壊発生プロセスの検討	44
第1項 2010年8月崩壊時の平均飽和層深さと平均安全率	44
第2項 2010年8月崩壊の発生プロセスの検討	45
第6節 降雨特性と斜面安定性の関係分析	48
第1項 斜面安定性に関わる災害指標	48
第2項 過去の強雨の抽出	50
第3項 過去の強雨時における斜面安定性の評価と降雨指標との関係	50

第4項 60分間積算雨量の最大値と平均飽和層深さの最大値との関係	53
第5項 降雨波形指標と斜面安定性の関係	55
第6項 2006年8月29日強雨に対する斜面安定性の解析精度に関する考察	56
第7項 同種の崩壊事例に対する発生原因の考察	56
第7節 まとめ	57
参考文献	58
第6章 盛土斜面崩壊に対する災害指標	60
第1節 はじめに	60
第2節 研究の方針と内容	60
第1項 盛土崩壊危険度評価における問題点と解決策	60
第2項 研究の方針	62
第3項 研究内容	62
第3節 流出解析手法の検討	63
第1項 流出解析手法の選定	63
第2項 貯留関数法の基礎方程式	63
第3項 等価粗度法の基礎方程式	64
第4項 等価粗度法と貯留関数法の比較によるモデル定数の算定	65
第5項 有効雨量モデル	65
第4節 2013年7月崩壊の概要	66
第1項 崩壊発生位置	66
第2項 集水域の地形と地質	67
第3項 降雨状況	67
第5節 流出解析モデル定数の設定	68
第1項 集水域のモデル化	68
第2項 貯留関数法のモデル定数	69
第6節 有効雨量のモデル定数の設定	70
第1項 一次流出率	70
第2項 飽和雨量	70
第7節 盛土崩壊の災害指標による性能向上と有効性の検討	74
第1項 盛土崩壊の災害指標の定義	74
第2項 2013年7月崩壊強雨時の貯留高と集水域実効雨量の推移	75
第3項 盛土崩壊の災害指標の性能評価の方法と有効性	77
第4項 2013年7月崩壊に対する盛土崩壊の災害指標の性能向上と有効性	77
第5項 盛土崩壊の災害指標と集水域実効雨量の性能の差異の原因	77
第6項 盛土崩壊の災害指標と降雨特性との関係	78
第8節 盛土崩壊の災害指標の一般性の検証	79

第1項 盛土崩壊の災害指標の2013年9月崩壊への適用	79
第2項 盛土崩壊評価指標の2007年9月崩壊への適用	81
第9節 まとめ	81
参考文献	83
第7章 自然斜面の崩壊に対する災害指標	84
第1節 はじめに	84
第2節 研究対象と研究の流れ	84
第1項 崩壊地点の地形	84
第2項 降雨状況	85
第3項 過去の強雨の抽出	86
第4項 研究の流れ	86
第3節 解析モデルの条件設定	86
第1項 解析モデルの基本構成	86
第2項 解析方法	87
第3項 斜面モデルと要素分割	88
第4項 表層土の土質諸元	88
第4節 強雨時の斜面安定性評価	89
第1項 2009年8月崩壊時の斜面安定性評価	89
第2項 過去の強雨時における斜面安定性評価	89
第5節 流出解析による貯留高に基づく災害指標の検討	90
第1項 現行災害指標の2009年8月崩壊に対する性能評価	90
第2項 2009年8月崩壊の評価に適した災害指標の検討	91
第3項 貯留関数モデル定数 K の設定	92
第4項 有効雨量の設定	92
第5項 貯留高に基づく災害指標の2009年8月崩壊に対する性能評価	92
第6項 60分間積算雨量による災害指標の2009年8月崩壊に対する性能評価	94
第6節 まとめ	95
参考文献	96
第8章 結論	97
第1節 はじめに	97
第2節 本研究で得られた結果	97
第3節 今後の課題と成果の活用	98
第1項 切取斜面崩壊に対する災害指標の検討	98
第2項 60分間積算雨量と降雨波形を表す指標を組み合わせた災害指標の検討	98
第3項 流出解析による貯留高に基づく災害指標の活用方法に関する検討	99

第4項 災害地点の悪条件による降雨災害やその他の降雨災害への対応方法の検討.....	99
参考文献.....	101
参考文献リスト.....	102
謝辞.....	103

第1章 序論

第1節 概説

日本では、気象、地形、地質等の自然条件が厳しく、日本各地で毎年のように降雨による土砂災害等(以下、降雨災害とする)が発生している。このような状況は鉄道にとっても例外ではなく、降雨災害は、列車の安全な輸送を阻害する主たる要因の一つである。このため、東日本旅客鉄道株式会社(以下、JR 東日本とする)では、降雨災害から列車運行の安全を確保するために、鉄道沿線に配置した雨量計(以下、鉄道雨量計とする)で降雨災害を発生させる恐れのある大雨を検知した場合に、運転中止や速度規制といった列車運転規制が行われている[1]。列車運転規制は、鉄道雨量計の観測値から降雨災害の危険性を評価するための指標値(以下、災害指標とする)を計算し、あらかじめ定めた運転規制値との比較により、その発令と解除を判断する単純な方法である。この方法は、降雨時の列車運行の安全に大きな貢献を果たしてきた[2]。しかしながら、運転中止規制が発令されないときに降雨災害が発生した場合がある。降雨時の列車運転の安全を向上するためには、運転中止規制の発令前に発生した降雨災害(以下、運転中止前災害とする)の原因を究明し、対策を講じることにより降雨災害の発生を見逃さないようにすることが重要である。

このような課題に対し、現行の鉄道雨量計による列車運転規制を継続した上で、解析雨量による運転規制を補完的に行う方法が提案された[3]。この方法は、鉄道雨量計による観測網で線路沿線の任意の地点における災害を発生させるような大雨を概ね検知できているという分析結果[4]に基づいており、運転中止前災害を補完的な運転規制によって捕捉しようとするものである。ただし、この方法の効果的な運用のためには、運転中止前災害の発生形態を明らかにした上で、その発生を適正に評価できる災害指標を設定することが重要である。

しかしながら、運転中止前災害の発生形態やその発生の評価について、これまで、十分な検討がなされてこなかった。その理由の一つに、運転中止前災害の発生形態の解明にあたって使用する雨量データの確実性・信頼性の問題が挙げられる。災害発生地点に最も近い雨量観測所のデータを災害発生地点における雨量として扱った場合、実際に災害発生地点に降った雨と差異が生じることがあるためである[5]。また、運転中止前災害は、降雨量だけでなく、地形、土質等に関する様々な条件が複雑に影響して発生する自然現象である。このような自然現象の複雑性もこれまで検討が十分になされなかった理由の一つとして挙げられる。

一方、近年の気象レーダー技術の進展により、1km メッシュ単位での降雨量を把握することができるようになった。このデータを用いて、鉄道雨量計地点から離れた災害地点の降雨量を推定することが可能となる。また、水文学の分野では、降雨流出解析に関して多くの成果がある。降雨流出現象は、降雨災害の発生と密接なかわりがあり、これらの水文学的知見を降雨災害の支配要因の推定に応用することで、複雑な自然現象への対応が可能となる。

以上を踏まえ、本研究では、JR 東日本の線路で発生した運転中止前災害を研究対象とし、その災害指標について考究する。第 4 章では、降雨量の面的情報である国土交通省解析雨量を用いてその発生形態を分類し、対象とする災害の特徴や内容を明らかにする。また、第 5 章～第 7 章では、降雨災害の発生に至るまでの現象の物理性を考慮した水文学的アプローチにより、その発生を適正かつ高い精度で評価することが可能な災害指標について、災害種別毎に考究する。

第2節 本論文の構成

本論文は、以下の 8 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、本研究の目的・背景や概要を明らかにするとともに、本論文の全体構成を簡単にまとめる。

第 2 章「鉄道における降雨災害対策の背景」では、鉄道における降雨災害対策の重要性、関連する鉄道構造物や対策の概要を示す。またさらに、現行の降雨時の運転規制方法を示す。

第 3 章「降雨時における鉄道の運転規制に関する既往の研究」では、降雨時における鉄道の運転規制に関する研究の経緯と動向を概観し、本研究との関連や位置付けを明らかにする。

第 4 章「列車運行中に発生した降雨災害の発生形態分類」では、列車運行中に発生した降雨災害を対象として、国土交通省解析雨量などをもとに、災害の発生形態を分析するとともに、これらの特徴を明らかにする。

第 5 章「切取斜面上の堆積土層の崩壊に対する災害指標」では、運転中止の発令前に発生した切取斜面上の堆積土層の崩壊を対象とし、その発生の評価に適した災害指標を提案する。

第 6 章「盛土斜面崩壊に対する災害指標」では、運転中止の発令前に発生した盛土斜面崩壊を対象とし、その発生の評価に適した災害指標を提案する。

第 7 章「自然斜面崩壊に対する災害指標」では、運転中止の発令前に発生した自然斜面崩壊を対象とし、その発生の評価に適した災害指標を提案する。

第 8 章「結論」では，本研究で得られた結果をまとめるとともに，今後の課題について言及する．

参考文献

- [1] 島村誠(1989)：降雨・河川増水に対する運転規制方法等の改正，日本鉄道施設協会誌，Vol. 35，pp. 437-440.
- [2] 鈴木博人(2014)：降雨時の列車運行の安全性向上に向けた考察—降雨に起因した列車脱線事故の分析—，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol. 18，pp. 141-147.
- [3] 鈴木博人，大島竜二(2015)：レーダー雨量の列車運転規制への活用に関する研究，JREA Vol.58，No.6，pp.32-35.
- [4] 鈴木博人・大島竜二(2014)：雨量計で観測される降雨量と災害の発生地点の降雨量の差異に関する考察，自然災害科学，Vol. 33，pp. 101-113.
- [5] 瀬尾克美・原口勝則・菊井稔宏・吉田真也(2001)：土砂災害警戒避難基準雨量の課題と改良について，砂防学会誌，Vol. 53，No.6，pp.37-44.

第2章 鉄道における降雨災害対策の背景

第1節 鉄道における降雨災害対策を必要とする要因

第1項 構造物の現状と降雨災害

日本の在来鉄道の多くは、明治から昭和初期に完成したものであり、設計、施工技術が整備される前の古い時期に建設された構造物が多く存在している[1]。また、日本における在来鉄道の全線路延長 21,000km のうち、約 90%が降雨災害に弱いとされる土構造物であり[2]、構造物の経年による劣化の影響とあいまって、在来鉄道の降雨災害に対する耐災性は低いといえる。一方、昭和 39 年以降につくられた新幹線では、設計・施工管理基準の整備などにより構造物の品質は向上している。また、土構造物の割合は低く、例えば、東北新幹線や上越新幹線における土構造物の割合は 1～5%である[2]。このように、新幹線の降雨災害に対する耐災性は在来鉄道に比べて、相対的に高いといえる。

第2項 列車の走行特性と降雨災害

在来鉄道の車両は、軌間 1067mm の 2 本のレールによる車輪の誘導方向に対してのみ走行することができる。このため、降雨災害によって土砂が線路を塞いだ場合、鉄道車両は進路を変更することができず、また、車輪とレールの間に介在物が生じる要因にもなるため、事故につながりやすいという特徴がある。このように、鉄道は、その走行特性により、降雨災害発生時の対応性は、自動車などの進路変更が容易な他の交通機関に比べて低いといえる。

第3項 地形・地質と降雨災害

日本の地形は、38 万 km²の国土の 75%が山地で、残りの 25%も、大陸の平原と異なり、微地形において激しく変化し、いたるところに崖や急斜面が存在している。また、地質は非常に新しく、山地には固結度の低い第三紀層が広く分布し、地殻変動の影響を受けた変成岩や風化しやすい花崗岩類も広く分布している[3]。また、多くの断層や褶曲が発達した複雑な地質構造を呈しており、活火山も多く存在している。このような厳しい地形・地質条件の国土に、山裾を縫うように線路が敷設されてきたため、日本の鉄道は、降雨災害などを受けやすい立地条件におかれているといえる[4]。

第4項 気象と降雨災害

日本の降雨量は、年平均 1600mm と世界平均の 2 倍に達し、世界有数の多雨地帯である。また、この降雨量の大部分は、梅雨前線や台風の時期に集中する。このように、日本の鉄道は、降雨災害の影響を受けやすい気象条件におかれている。また、今後、地球温暖化などにより、気象が苛烈化するとされており[5]、気象要因による鉄道の降雨災害に対するリスクは高まっていくと考えられる。

第2節 鉄道における降雨災害対策

第1項 降雨災害対策で対象とする土構造物

降雨災害対策の検討において、対象とする土木設備は、鉄道沿線の自然斜面、盛土斜面、切取斜面である[2]。自然斜面とは、ほとんど人間の手が加えられていない斜面を指す。本論文では、これらの斜面を総称して土構造物とする。降雨災害の大部分は、土構造物自体の崩壊であるが、これら以外にも線路沿線の溪流や水路などからの水や土砂の流入によるものなどがある。

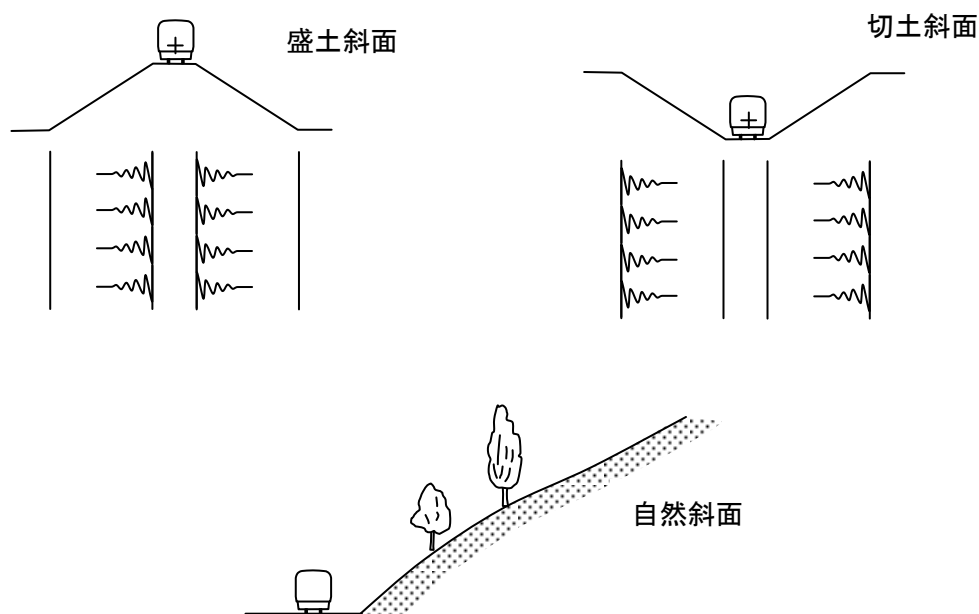


図 2-1 降雨災害対策での対象設備

第2項 降雨災害対策の概要

鉄道における降雨災害対策を立案するうえでの方針としては、ハード対策とソフト対策の2通りがある[6][7]。ハード対策は、不安定化したのり面が特定される場合や弱点箇所を補強したり排水機能が低下している箇所に排水設備を設けたりするなど、個々の現場に適した対策が実施される[8]。ハード対策の主なものには、表 2-1 に示すような対策工がある。対策工は、雨水が集中して流下しないように、排水工やのり面防護工による対策を基本とし、場合によっては、崩壊に対して抵抗するための擁壁工、杭工やアンカー工などによる対策を実施する。また、表 2-1 に示した対策工のほか、排水設備において落ち葉や土砂の堆積による通水不良が生じた際に実施される浚渫などの日常の維持管理も、降雨災害を防止するためには重要である[9]。

鉄道沿線における降雨災害の恐れのあるすべての斜面に対して、ハード対策を施すことはコスト的、労力的にも現実的ではなく、ハード対策に加えてソフト対策を実施することにより、降雨時の安全は確保される。ソフト対策の最も代表的かつ重要なものは、降雨の外力があらかじめ設定している規制値を上回ったときに、列車の運行を規制することで列車の安全を確保するという列車運転規制であり、その方法と内容は次節において詳細に述べる。

表 2-1 主なハード対策[10]

工法	工種	目的
緑化工	種子吹付け工、植生マット工、植生袋工、その他対数	侵食防止、景観保護
排水工	地表面水排水工、地下水排水工	斜面表面、内部の水の排水
表面被覆工	モルタル、コンクリート吹付け工、石張・ブロック張工	侵食防止、風化防止、はく離防止
柵工	土留柵工、編柵工	表土層の固定、緑化工の基礎工
蛇かご工	蛇かご・ふとんかご工	侵食防止、押さえ盛土効果
のり砕工	プレキャスト・現場打ち砕工	はく離防止、緑化工、表面被覆工の基礎工
切土・盛土工	切土工、押さえ盛土工	断面形状変化による斜面の安定化
擁壁工	石・ブロック積工、もたれ擁壁・重力式・砕式等	崩壊防止、他の工法の基礎工
杭工	工法多数	崩壊防止
アンカー工	工法多数	崩壊防止

第3節 鉄道における降雨時の運転規制方法

JR 東日本では、「降雨に対する運転規制要領(在来線)」により降雨に対する運転規制方法や災害警備方法が定められている。以下にその概要を述べる。

第1項 鉄道雨量計の配置と運転規制区間

降雨に対する列車運転規制は、鉄道雨量計の観測値に基づいて行われる。線路沿いの雨量を正確に測定する上で最も大切なのは、鉄道雨量計の設置間隔であり、積乱雲の水平方向の広がりが 10km 程度という理由から 10km を標準とし、最大 15km と定められている。したがって、個々の鉄道雨量計が受持つ運転規制区間は、鉄道雨量計の地点の両側 5km 程度が一般的である。

第2項 運転規制等の区分

降雨に対する列車運転規制には、警戒、速度規制、運転中止の 3 つの区分が設けられている。降雨時の列車運転規制の発令区分は、鉄道雨量計で観測される降雨量の増加に応じて、平常運転→警戒→速度規制→運転中止となる。運転中止は列車の運行停止、速度規制は徐行運転を実施する。警戒では、警備区間に対して警備を実施する。各運転規制区分において想定されている降雨災害の内容を表 2-2 に、各運転規制区分における運転規制と警備内容を表 2-3 に示す。

表 2-2 降雨時の運転規制の区分と災害等の想定内容

区分	災害等の想定内容
警戒	雨量の発令規制値に達した場合、災害の発生する恐れはほとんどないが、場所によっては災害の前兆の一部が観測されることがある。
速度規制	雨量が発令規制値に達した場合、過去の経験からは災害が発生したことは無いが、場所的・時間的に異常な降雨パターンのもとでは軽微な災害が発生する可能性がある。
運転中止	雨量が発令規制値に達した場合、災害が起こる可能性がある。

表 2-3 降雨時の運転規制の区分と措置

区分	処置	
	運転規制	警備
警戒	—	発令規制値に達したら警備員を招集し、3～4時間の周期であらかじめ定めた警備区間に対し徒歩等による警備を行う。
速度規制	発令規制値に達したら列車の運転速度を定められた速度に制限する。	3～4時間の周期であらかじめ定めた警備区間に対し徒歩等による警備を行うと共に、おおむね2時間の周期で全区間に対し列車による警備を行う。
運転中止	発令規制値に達したら列車の運転を見合わせる。	全区間に対し徒歩等による警備を可能な限り行う。

第3項 運転規制に用いる災害指標と運転規制値

降雨に対する列車運転規制において、降雨災害の危険度を評価するための災害指標には、半減期 1.5 時間(短期)、6 時間(中期)、24 時間(長期)の 3 種類の実効雨量を用いている。実効雨量は次式で算定される[11]。

$$EL(t)=EL(t-1)e^{-\alpha}+R_{D1}(t)e^{-\alpha/2} \quad (2-1)$$

$$M_D=(\ln 0.5)/\alpha \quad (2-2)$$

ここに、 t ：時間(h)， EL ：実効雨量(mm)， R_{D1} ：1 時間雨量 (mm/h)， M_D ：実効雨量半減期(h)， α ：減少係数である。

運転中止、速度規制、および警戒といった運転規制区分に対応した運転規制値は、運転規制区間ごと、つまり雨量計の受け持ち区間ごとに定められており、これらの値は区間ごとに異なっている。

第4項 運転規制の発令と解除方法

降雨に対する列車運転規制の判断は、鉄道雨量計の観測値から求めた災害指標の値と規制値との比較により行われる。列車運転規制は、災害指標である半減期 1.5、6、24 時間の実効雨量のいずれかが規制値を上回ると列車運転規制が発令され、それらすべてが規制値を下回った場合に表 2-4 に示した解除のための手続きに着手する。

表 2-4 降雨時の運転規制等の解除基準

区分	運転規制等の解除基準
警戒	気象情報等で降雨の終息傾向を確認でき、半減期1.5、6、24時間実効雨量の各実効雨量値の全てが警戒基準値を下回る場合.
速度規制	あらかじめ定めた警備期間に異常がないことが確認されており、かつ半減期1.5、6、24時間実効雨量の各実効雨量値のすべてが速度規制値を下回った後、列車の通過もしくはそれに代わる方法で全区間に異常がないことを確認した場合
運転中止	半減期1.5、6、24時間実効雨量の各実効雨量値の全てが運転中止規制値を下回った場合において、全区間に対して線路点検車等による警備を行い、異常の無いことを確認した場合.

参考文献

- [1] 舘山勝(2006)：鉄道における盛土構造物の変化・変遷，土と基礎，Vol.54，No.9.
- [2] 高坂清和ほか編(1998)：鉄道土木構造物の維持管理，日本鉄道施設協会，737p.
- [3] 大矢雅彦・木下武雄・若松加寿江・羽島徳太郎・石井弓夫(1996)：自然災害を知る・防ぐ，古今書院，257p.
- [4] 杉山友康・布川修(2007)：降雨時の斜面崩壊危険度と鉄道における運転規制，土と基礎，Vol. 55，No.9，pp.14-16.
- [5] 鈴木博人(2017)：防災対策の評価，日本鉄道施設協会誌，Vol.55，No.6，pp.451-453
- [6] 鈴木博人(2013)：防災研究所の取り組み，JR EAST Technical Review，No.45，pp.7-12.
- [7] 水野光一郎・滝沢彰宏・大貫淳司・大沢裕之(2017)：厳しさを増す気象現象に対する鉄道防災の取り組み，JR EAST Technical Review，No.56，pp.31-36.
- [8] 東日本旅客鉄道株式会社設備部編(1997)：維持管理マニュアル I 検査編 降雨に対する弱点箇所抽出マニュアル，81p.
- [9] 杉山友康(2013)：土構造物の維持管理，地盤工学会誌，Vol.62，No.2，pp.32-33.
- [10] 渡正亮・小橋澄治(1987)：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，山海堂，260p.
- [11] 鈴木雅一・小橋澄治(1981)：がけ崩れ発生と降雨の関係について，新砂防，Vol.121，pp.16-25.

第3章 降雨に対する列車運転規制に関する既往の研究

降雨に対する列車運転規制方法は、その改善に向けての様々な研究開発成果を受けて徐々に進化してきた。これらの研究は、運転規制における災害指標や雨量観測方法の改良による列車の安全性や安定性の向上が目的とされている。過去の列車運転規制に関する研究をその内容により分類すると、下記の2つに大別される。

- ・ 運転規制に用いる災害指標に関する研究
- ・ 降雨量の観測方法に関する研究

以下にこれらの過去の研究の経緯や動向、本論文との関連や本論文の位置付けを述べる。

第1節 運転規制に用いる災害指標に関する研究

降雨に対する列車運転規制に用いる災害指標に関する研究は、降雨災害の発生の評価方法の相違により下記の3つに分類される。

- ①統計的評価方法
- ②水文学的評価方法
- ③土質工学的評価方法

①統計的評価方法は、どのような降雨によって斜面崩壊が起こるかを過去の事例から統計的に調べるものである。②水文学的評価方法は、降雨による斜面崩壊は土中の水分量がある値に達したときに発生すると考えて、対象とする斜面または流域の貯留量を求めようとするものである[1]。また、③土質工学的評価方法は、雨水が不飽和状態の斜面中に浸透し、地下水面が形成される過程を飽和・不飽和浸透流解析を行って、特定の斜面に対する降雨による安定性の変化を評価しようとする方法である。

第1項 統計的評価方法

降雨に対する列車運転規制に用いる災害指標に関しては、1972年9月に「降雨に対する運転規制基準作成要領」が定められ、統一した実施ルールが示された。その主な点は、以下のとおりであり、災害指標と運転規制値の基本的な考え方を図3-1に示す。

- ・ 運転規制の判断基準となる規制値は、運転規制区間毎に斜面・のり面等の過去に耐降雨実績データ等(線区の耐降雨性、降雨履歴、災害履歴等)に基づき定めておく。
- ・ 災害指標は、1時間雨量及び連続雨量とし、これらの組み合わせによって運転規制値を定める。ただし、1時間雨量とは任意の時刻に対して1時間前からその時刻までの降雨量の合計を指し、連続雨量とは、降り始めからの累積雨量であるが12時間以内の降雨中断は連続した降雨とみなす。

このような基本ルールに基づいて昭和 48 年度には線区の耐雨特性，降雨特性，災害履歴等を考慮した運転規制基準の一斉見直しならびに改正が行われた。その結果，それまで年平均 9 件であった降雨災害による列車脱線事故は，昭和 49 年以降，昭和 61 年度までの期間は約 3 件と激減した[2]。

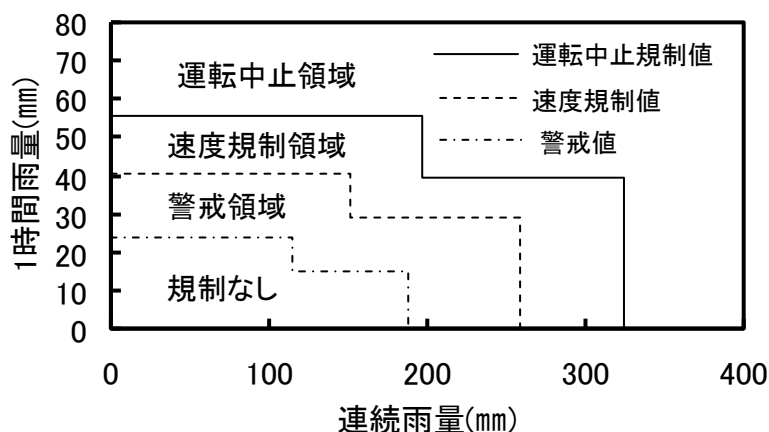


図 3-1 1 時間雨量と連続雨量の組合せによる運転規制値の模式図

当時，運転規制における災害指標として採用された 1 時間雨量と連続雨量に基づく災害指標について，島村[3]は，問題点を次のように指摘している。「1 時間雨量と連続雨量を災害指標とする運転規制にはいくつかの解決すべき明白な問題点を指摘できる。第一の問題点は，運転規制値の設定が合理的でないことである。本来それは連続雨量と 1 時間雨量をパラメーターとする滑らかな曲線になければならないのだが，実際には階段状をなしている。第二の問題点は，災害指標の選択が恣意的な点である。1 時間雨量と連続雨量は，斜面崩壊発生の重要な支配要因であることは経験的によく知られている。したがって，運転規制の発令がこれらの長短の二つの指標の組み合わせに基づくのはよいとして，なぜそれが 1 時間雨量でなくてはならず 10 分間雨量ではいけないのか？これは，明瞭な根拠なしに決められた暫定的な初期設定値であったものが，他により対策がみいだされないまま長年の運用の中で定着したものだと解釈するほかはない。」

第一の問題点に対しては，公益財団法人鉄道総合技術研究所(以下，鉄道総研とする)において，盛土や切土の各種斜面条件から崩壊の恐れが高くなる雨量である限界雨量を求める方法が提案された[4]～[7]。この手法は，昭和 50 年から昭和 63 年までに鉄道沿線で降雨により崩壊した盛土，切土の詳細なデータを基に，判別解析や数量化 I 類解析といった統計的な解析を実行し，限界雨量を求めるものである。限界雨量は図 3-2 に示すように，1 時間雨量と連続雨量の関係上に崩壊種別(盛土，切土)ごとに，曲線で表される(以下，限界雨量曲線とする)。限界雨量曲線より上の領域は崩壊に対する危険領域，下の領域は安全領域を

表している。しかしながら、この方法は、斜面毎に 10 ものパラメーターを特定する必要があり、鉄道沿線への適用には多大な労力を必要とするため、この手法を用いて運転規制基準値の見直しの参考としている鉄道事業者は限られている。

また、第二の問題点への対応としては、JR 東日本では、実効雨量を災害指標とした運転規制の有効性について、検討が進められた。次項にその内容を示す。

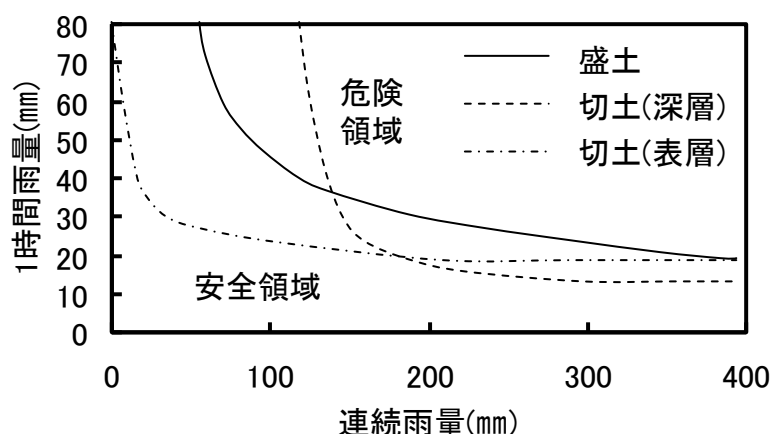


図 3-2 限界雨量曲線の例

第2項 水文学的評価方法[8][9]

JR 東日本では、地表に降った雨が土中に浸透・貯留し、貯留量が多くなると盛土等が崩壊に至るといった、より現実の斜面で発生している物理現象に近いモデルに基づく災害指標を採用することの必要性から、災害指標の候補として、実効雨量が選定された。この実効雨量は、斜面内の貯留高を表す指標であり、半減期を変えることで先行雨量の影響が減少する割合を変化させることができる。そのため、雨水の集中流下や表面浸食は半減期の短い実効雨量と相関性が高く、深層崩壊は半減期の長い実効雨量との相関性が高いといった特徴があることから、様々な種別の降雨災害の危険度を評価することができる。このような利点を有する実効雨量に対して、降雨データと災害発生記録に基づいて、様々な半減期及びその組み合わせの有効性について統計的に検討された。その結果、鉄道の運転規制に使用する災害指標として、半減期 1.5 時間、6 時間、24 時間の 3 つの半減期の実効雨量を組み合わせた災害指標を用いることが統計的には最適であり、その指標を用いると、1 時間雨量と連続雨量による災害指標と比べて、列車運行の安全性を低下させることなく、運転規制時間を約 2 割削減することができ、より合理的であることが示された。この結果を受けて、JR 東日本では、2008 年に実効雨量を災害指標による運転規制が在来線全線に導入された。

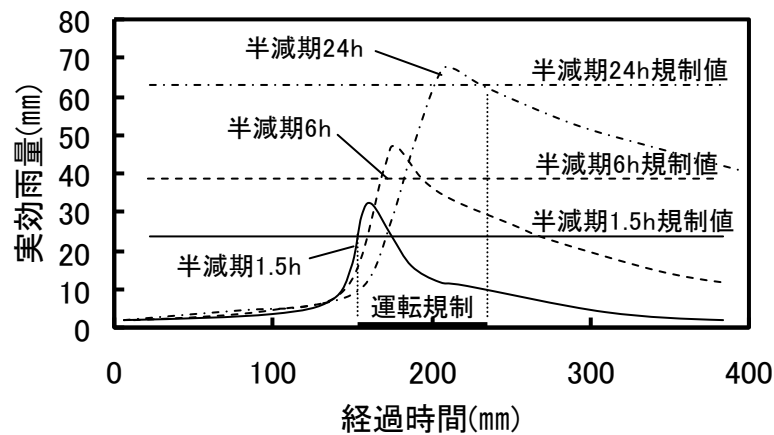


図 3-3 実効雨量による運転規制のイメージ

一方，鉄道沿線の降雨による崩壊形態や地形・土質条件は様々である．このため，すべての降雨災害が，半減期 1.5 時間，6 時間，24 時間の 3 つの半減期の実効雨量のいずれかと相関があるわけではなく，これらの 3 つの半減期の選択は統計的な分析結果に基づいており，その物理的根拠は明確ではない．この点に関して，杉山は，土質，地質，地形条件や被災形態を考慮して地盤工学的なアプローチによって解明していくことの必要性を指摘している[10]．本論文では，このような指摘を踏まえ，降雨災害の発生を水文学的に適正かつ高い精度で評価するための方法を考究する．

第3項 土質工学的評価方法

降雨に対する列車運転規制の方法を適切に設定するためには，降雨時における斜面内での水の流れを考慮して斜面の安定性を評価する必要があるとの考えから，鉄道総研では，地形情報と現地調査で得られるデータを用いて，雨水の飽和不飽和浸透流解析から得られる斜面基岩上の表土層内の飽和層深さと斜面安定解析とを組み合わせた解析から得られる表土層の斜面安全率を災害指標とする方法について検討されている[11][12]．雨水の不飽和浸透過程については，Richards 式[13]を数値的に解くのが一般的であるが，鉄道総研で検討された手法では，表土層の平均飽和度 S_r と表土層厚 D に対する飽和層深さ H の比との関係式(以下， H/D - S_r 関係式とする)を用いて簡易的に解くものであり，特殊な方法である．また，斜面安定解析では，無限長斜面の安定解析手法を適用している．この鉄道総研で検討された方法におけるモデルの基本構成や基礎方程式は，植村らにより検討された表層崩壊危険度の簡易評価手法[14]と共通しているが，植村らが検討した手法では，大型不攪乱試料

を用いた人工降雨実験結果に基づき定式化された $H/D-Sr$ 関係式[15]を用いているのに対し、鉄道総研で検討された手法では、土壤水分の現地計測に基づいて定式化した $H/D-Sr$ 関係式を用いていることが相違点である。土質工学的評価方法は、これまでに提案されてきた災害指標の中では、崩壊が発生する危険性が高い箇所やその時刻を特定することができ、合理的ではある。しかしながら、1 斜面といった小さなスケールを対象とした検討に対しては、有効な手法となる可能性はあるが[16]、鉄道沿線の斜面に対して適用する場合、膨大な斜面に対して $H/D-Sr$ 関係式の特定が必要なことや土層厚、土壤の物理性の計測等に多大な労力がかかることなどの問題を解決する必要がある、現段階では、このような方法を鉄道の運転規制に活用することは難しい。

第2節 降雨量の観測方法に関する研究

第1項 鉄道雨量計の観測網による大雨の捕捉性の評価[17]

鈴木らは、2006 年から 2013 年までの期間において JR 東日本において発生した 289 件の降雨災害事例を用いて、鉄道雨量計地点と災害の発生地点の降雨量の差異について、統計的な解析を行った。降雨量データは、任意の地点の降雨量を得ることのできる国土交通省解析雨量を使用した。その結果の一例として鉄道雨量計地点と災害発生地点における実効雨量の関係を図 3-4 に示す。

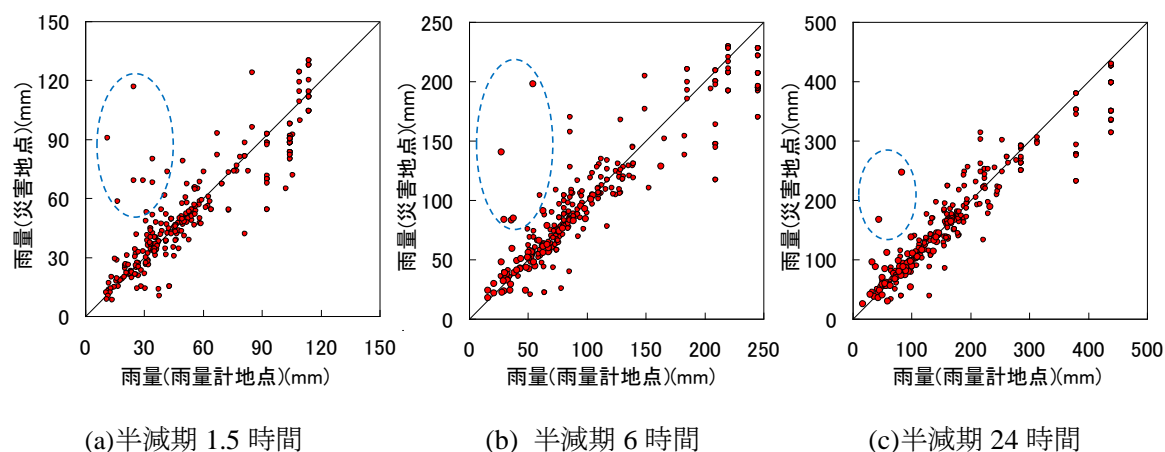


図 3-4 鉄道雨量計の地点と災害の発生地点における実効雨量値の関係[17]

同図より、多くの災害事例において、両者の降雨量に大きな差異はみられないことから、現在の鉄道雨量計の観測網では、線路沿線の任意の地点で発生する大雨を概ね捉えており、現行の運転規制方法は有効であることを示した。

一方、図-3.4 中の破線で囲まれた領域内のプロットのように、事例数は少ないが、鉄道雨

量計の地点に比べて災害の発生日点の実効雨量が数倍大きくなる場合もあり、これらは、隣接する鉄道雨量計の間に線状の大雨域や局地的な大雨域が収まるような場合であることを示した。しかしながら、289 件の降雨災害のうちの 55 件の運転中止前災害の多くでは、鉄道雨量計地点と災害発生日点における降雨量に大きな差はみられず、運転中止前災害の対策を検討する上で、その発生原因を明らかにすることが今後の課題であるとしている。本論文では、これらの課題について考究する。

第2項 鉄道雨量計による観測方法の改善に関する研究[18]

列車運転規制に用いる鉄道雨量計の設置間隔は、JR 東日本では、10km を標準としている。しかしながら、鉄道雨量計の配置は離散的にならざるを得ないため、全ての大雨を捉えることは困難である。鈴木らは、鉄道雨量計による大雨の捕捉性能の評価方法として、鉄道雨量計の受持ち区間の端部において、警戒値を超える大雨となったときに、鉄道雨量計で同等以上の大雨が観測される比率を用いる方法を提案した。この比率を同時生起率と呼んでいる。そして同時生起率が 0.5 未満を鉄道雨量計の受持ち区間の見直し対象とした。その結果、図 3-5 に示すような受持ち区間の変更 37 箇所、鉄道雨量計の増設 11 箇所の対応がなされた。しかしながら、この対応により、追加して捕捉される運転中止前災害数は少ないため、運転中止前災害の低減に向けた更なる方策を考究する必要がある。

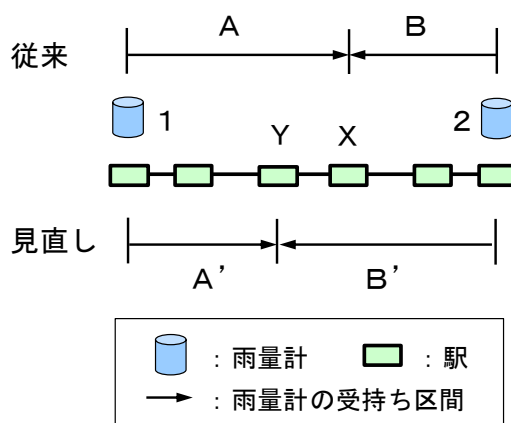


図 3-5 雨量計の受持ち区間の模式図[18]

第3項 レーダー雨量による観測方法の改善に関する研究[19]

鈴木らは、現行の鉄道雨量計による運転規制は、降雨災害を防止する上で、効果的であることから、運転中止前災害に対する安全性向上策として、現行の鉄道雨量計による列車運転規制を継続した上で、線路を含むすべてのメッシュの解析雨量を用いた列車運転規制

を補完的に用いる方法を提案した。この方法における解析雨量のメッシュと雨量計，線路，災害発生地点の関係のイメージを図 3-6 に示す。この方法は，運転中止前災害を補完的な運転規制により捕捉しようとするものである。この方法は 1km メッシュ単位で運転規制の可否を判断できることが大きな特徴であり，将来的には，メッシュ内の各種条件に応じたよりきめ細かな運転規制への発展が期待できる。

鈴木らは，補完的に実施する列車運転規制に現行の災害指標(半減期 1.5 時間，6 時間，24 時間の実効雨量の組み合わせ)を用いた場合，列車運行の安全性と安定性の両方のバランスからみて合理性を欠くものの，災害指標に 1 時間雨量を適用した場合は，より合理的であることを示した。ただし，これらの知見は統計的な分析に基づくものであり，災害指標に 1 時間雨量を用いることの物理的根拠は明確ではなく，より適切な災害指標を考究する必要がある。

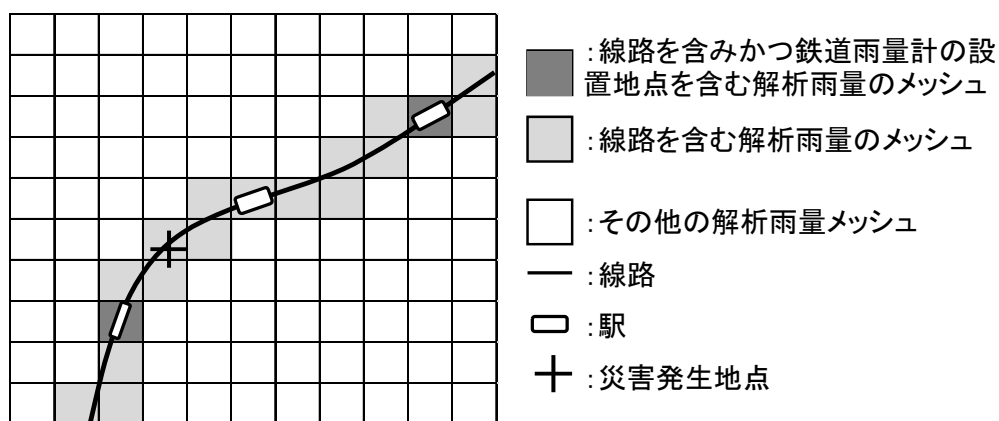


図 3-6 解析雨量のメッシュと雨量計，線路，災害発生地点の関係のイメージ図[19]

参考文献

- [1] 森脇武夫・寺田秀樹・谷茂・天野淨行(2003)：豪雨時における斜面崩壊のメカニズムと危険度予測 5. 豪雨時における斜面崩壊危険度予測(その1)，土と基礎，Vol.51, No.12, pp.92-97.
- [2] 島村誠(2008)：降雨災害に対する列車運転規制方法，日本鉄道施設協会誌，Vol.46, No.6, pp.413-416.
- [3] 島村誠(1996)：列車運転規制のための合理的な雨量指標について，砂防学会誌，Vol.49, No.1, pp.9-11.
- [4] 杉山友康(1997)：降雨時の鉄道沿線斜面災害防止のための危険度評価手法に関する研究，鉄道総研報告，特別第19号，237p.
- [5] 岡田勝也・杉山友康・村石尚・野口達雄(1992)：統計的手法による鉄道盛土の降雨災害危険度の評価手法，土木学会論文集，No.448/III-19, pp.25-34.
- [6] Okada, K., Sugiyama, T., Muraishi, H. and Noguchi, T.(1994): Statistical Risk Estimating Method for Rainfall on Surface Collapse of a Cut Slope, Soils and Foundations, Vol. 34, No. 3, pp.49-58.
- [7] Sugiyama, T., Okada, K., Muraishi, H. and Noguchi, T.(1995): Statistical Rain-fall Risk Estimating Method for a Deep Collapse of a Cut Slope, Soils and Foundations, Vol. 35, No. 4, pp.37-48.
- [8] 鈴木修・山村啓一・島村誠(2007)：実効雨量指標を用いた降雨時運転規制に関する研究，Technical Review JR East, No.21, pp.42-49.
- [9] 鈴木修，島村誠(2009)：実効雨量による降雨時列車運転規制基準の開発と導入，鉄道力学論文集，Vol.13, pp.200-203.
- [10] 杉山友康・布川修(2007)：降雨時の斜面崩壊危険度と鉄道における運転規制，土と基礎，Vol. 55, No.9, pp.14-16.
- [11] 布川修・杉山友康・太田直之：地形を考慮した斜面表層部の地下水位変動予測と安定性評価，鉄道総研報告，Vol.24, No.5, pp.17-22, 2010.
- [12] 布川修・杉山友康・太田直之：地形を考慮した斜面表層部の地下水変動予測モデル，鉄道総研報告，Vol.22, No.1, pp.23-28, 2008.
- [13] 大西雄三・西垣誠(1981)：土中水の不飽和流動 3. 不飽和土の解析，土と基礎，Vol.29, No.7, pp.65-72.
- [14] 植村昌一・平松晋也・前野宏司・成瀬隆弘・松山裕幸(1995)：斜面管理システムの構築に向けて，第44回 平成7年度 砂防学会研究発表会概要集，pp.245-248.

- [15] 寺本 和子・鈴木 立実・成瀬 隆弘・松山 裕幸・平松 晋也(1995)：飽和度変化に伴う地下水深の消長を考慮した雨水流動モデルの現地流域への適用について，新砂防，Vol.47，No.6，pp.15-23.
- [16] 内田 太郎・盛 伸行・田村 圭司・寺田 秀樹・瀧口 茂隆・亀江 幸二(2009)：場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.62，No.1，pp.23-31.
- [17] 鈴木博人・大島竜二(2014)：雨量計で観測される降雨量と災害の発生地点の降雨量の差異に関する考察，自然災害科学，Vol.33，pp.101-113.
- [18] 鈴木博人・大島竜二・中北英一・高橋日出男(2015)：雨量計による大雨の捕捉性能の評価と雨量計の受持ち区間の見直し方法に関する研究，水工学論文集，Vol.59，pp.1303-1308.
- [19] 鈴木博人・大島竜二(2015)：レーダー雨量の列車運転規制への活用に関する研究，JREA，Vol.58，No.6，pp.32-35.

第4章 列車運行中に発生した降雨災害の発生形態分類

第1節 はじめに

運転中止前災害に対して、降雨時の列車運行の安全をより高めるための方策を立案する上で、その発生形態、内容、特徴などを詳しく把握することが必要である。この点について、鈴木らは、国土交通省解析雨量を用いて災害地点と鉄道雨量計地点における降雨量の差異について分析し、次のように考察した[1]。「列車運行中に発生した降雨災害には、災害地点の降雨量が鉄道雨量計地点の降雨量に比べて数倍大きい場合がある。一方、列車運行中に発生した降雨災害の多くでは、両者の降雨量に大きな差がみられず、これらの発生原因の解明は今後の課題である。」

以上を踏まえ、本章では、鈴木らの研究[1]を発展させて、JR 東日本の線路で発生した列車運行中に発生した降雨災害を対象として、その発生形態を分類した。なお、列車運行中に発生した降雨災害には、運転中止の発令を伴わない災害である運転中止前災害と運転中止の解除後に発生した降雨災害がある。列車運行中に発生した降雨災害の発生形態の分類は、国土交通省解析雨量を用いて災害地点やその集水域での強雨の発生状況を分析するとともに、災害の発生概況を記録した災害報告書、及び現地調査に基づいて、災害地点の排水設備などの設備の状態、斜面風化や周辺環境に関する情報を分析することで行った。

第2節 使用データ[1]

本章では、列車運行中に発生した降雨災害は、鈴木らの分析結果を基本に、一部追加して用いた。鈴木らは、災害地点と鉄道雨量計地点における降雨量の差異を分析するにあたって、JR 東日本において 2006 年から 2013 年の期間に列車の運行に影響を及ぼした 289 件の降雨災害を抽出した。ここで、降雨災害とは、災害の発生時における鉄道雨量計で観測された連続雨量が 1mm 以上の場合であった災害と定義した。これは、鉄道雨量計地点では降雨量が少ないが災害地点では降雨量が多い事例がある可能性があると考えたためである。なお、連続雨量とは、12 時間以内の降雨中断は連続した降雨とみなした場合の降り始めからの累積雨量である。ただし、鈴木らは、斜面の風化に起因していることが明らかな降雨災害は解析対象から除外している。

このようなことを踏まえて、本章では、鈴木らが抽出した降雨災害のうち列車運行中に発生した降雨災害としたものに加えて、鈴木らが除外した斜面の風化に起因したことが明らかであった降雨災害も対象とした。このようにして抽出された列車運行中に発生した降雨災害は、57 件である。その内訳は、図 4-1 のように盛土崩壊 12 件、切取斜面崩壊 21 件、

自然斜面崩壊 4 件，線路冠水・道床流出 20 件である。

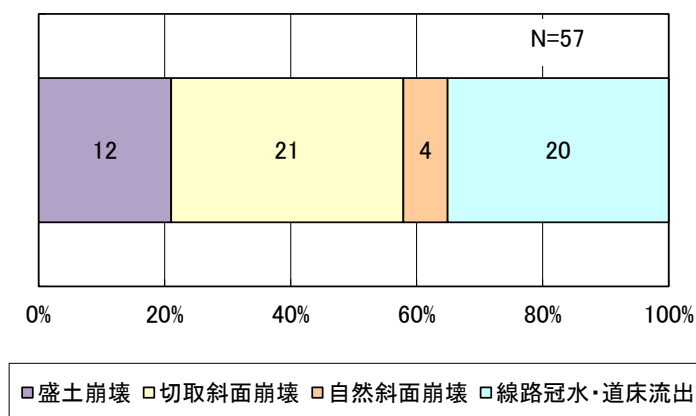


図 4-1 列車運行中に発生した降雨災害の災害種別

降雨量データは，任意の地点における約 1km メッシュの降雨量を得ることのできる国土交通省解析雨量の毎正時の 1 時間雨量データ(以下，解析 1 時間雨量とする)を用いることとし，解析雨量 CD-ROM/DVD[2]から入手した。

第3節 災害発生形態分類の基本的な考え方

本章で対象とする列車運行中に発生した降雨災害は，災害時に鉄道雨量計の観測値が運転中止規制値以下かつ連続雨量が 1mm 以上の 57 件である。列車運行中に発生した降雨災害は，国土交通省解析雨量を用いて災害地点やその集水域での降雨量を分析するとともに，災害報告書や現地調査に基づいて災害地点の排水設備などの設備の状態，斜面風化や周辺環境などに関する情報を分析することで，図 4-2 のように分類することにした。

列車運行中に発生した降雨災害の発生形態には，運転中止の発令を伴わない場合と運転中止の解除後に発生する場合の 2 つがある。前者は，一連の降雨期間を通じて鉄道雨量計の観測値が運転中止規制値に満たなかったいわゆる運転中止前災害である。後者は，鉄道雨量計の観測値が，運転中止規制値に達したものの，降雨がすべての規制値を下回り，運転中止の解除後に発生する，いわゆる遅れ破壊である。降雨災害の発生形態の分類は，初めに，運転中止前災害と運転中止の解除後の降雨災害に区分する。

運転中止前災害は、次の手順で細分類する。

- a) 運転中止前災害に対して、災害地点またはその集水域で強雨であった災害に分類した。
ここでは、強雨を、1時間雨量30mm以上と定義した。これは、過去の経験から1時間雨量30mm程度以上になると土砂災害に対して警戒が必要とされていること[3]、気象庁において1時間雨量30mm以上を激しい雨と定義し、山崩れ・崖崩れが起きやすくなる雨量とされている[4]ためである。
- b) 前記a)に該当しない降雨災害に対して、降雨の影響に加えて、災害地点の悪条件が重なって発生した災害に分類した。災害地点の悪条件としては、斜面の風化、排水設備などの設備不良、及び周辺環境の悪化の3つに分類した。
- c) 前記a), b)のいずれの発生形態にも該当しない場合は、その他の降雨災害に分類した。

また、運転中止の解除後に発生した降雨災害は、遅れ破壊による災害に分類する。

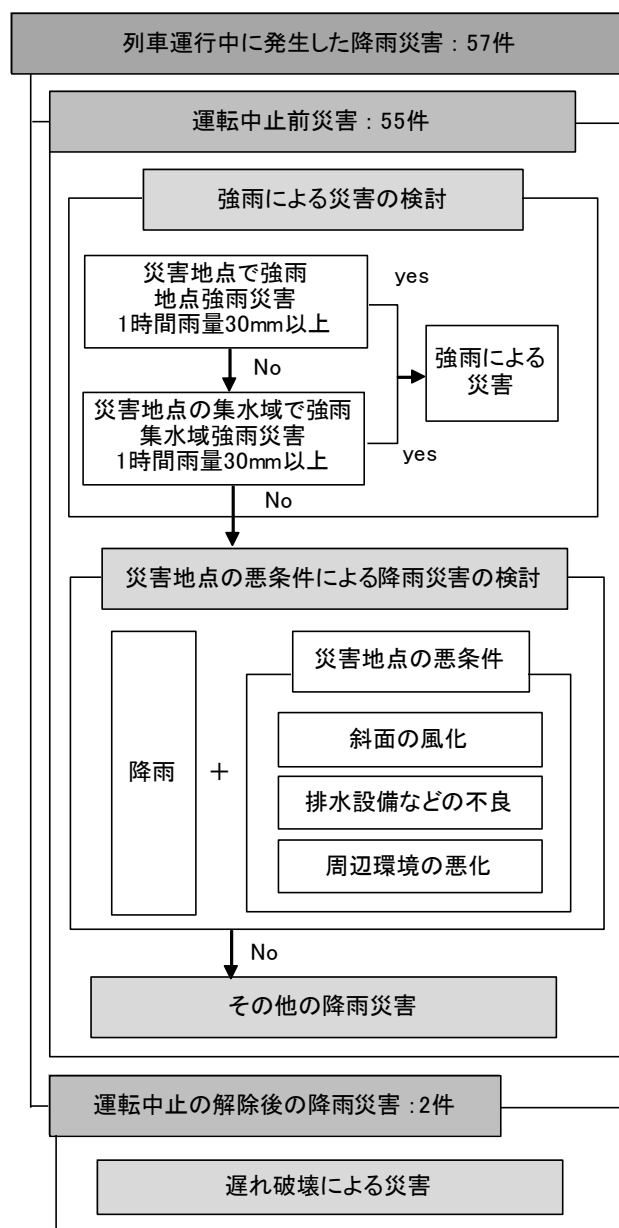


図 4-2 降雨災害発生形態の分類

第4節 強雨による災害の検討

運転中止前災害は55件で、解析雨量を用いてこの中から強雨による災害を抽出した。さらに、強雨による災害は、災害地点の強雨によって発生した災害と、災害地点の集水域における強雨による流入水によって発生した災害に細分類する。前者を地点強雨災害、後者

を集水域強雨災害とする。前者は災害地点で解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨であった場合とし、後者は災害地点の集水域で解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨であった場合とした。

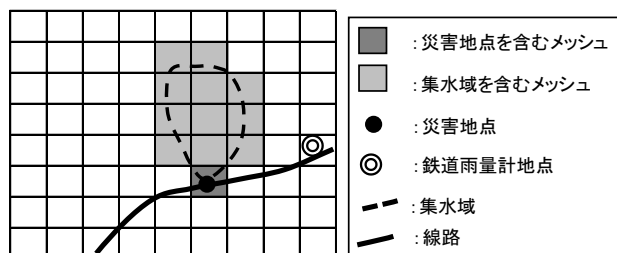


図 4-3 雨量計地点，災害地点，及び災害地点の集水域を含むメッシュ

第1項 地点強雨災害

災害地点の災害時の解析 1 時間雨量は，災害地点を含むメッシュ（図 4-3）における雨の降り始めから災害の発見時刻までの最大値とした。運転中止前災害 55 件から，災害地点における災害時の解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨であった災害を抽出した。

図 4-4 には，2007 年 8 月 27 日に羽越本線出戸信号所・西目駅間で発生した切取斜面崩壊の災害時における解析 1 時間雨量を示した。この災害では，一連の降雨期間を通じて鉄道雨量計の観測値が運転中止規制値以下であったが，災害地点では解析 1 時間雨量 30mm 以上の強雨であった。このような事例を地点強雨災害として分類する。

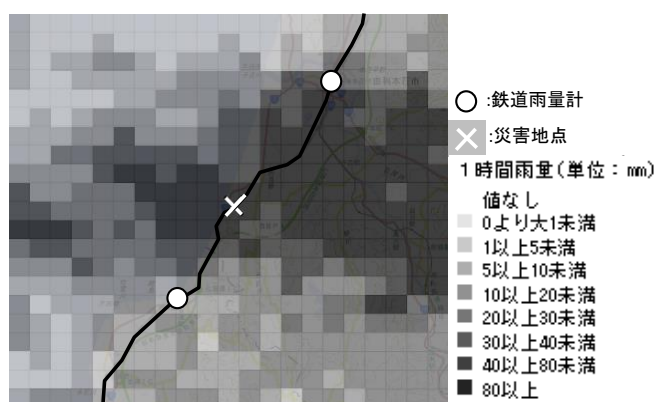


図 4-4 地点強雨災害時の解析 1 時間雨量分布。
羽越本線 出戸信号所・西目駅間 切取斜面崩壊

本項で対象にする他の降雨災害の災害発生時における解析 1 時間雨量分布の図は省略するが，地点強雨災害は 17 件であった。これらの災害について，災害時における災害地点の解析 1 時間雨量と鉄道雨量計の観測値から求めた 1 時間雨量との関係を図 4-5 に示す。1 時間雨量は，ほとんどの災害事例で災害地点の方が鉄道雨量計地点より大き

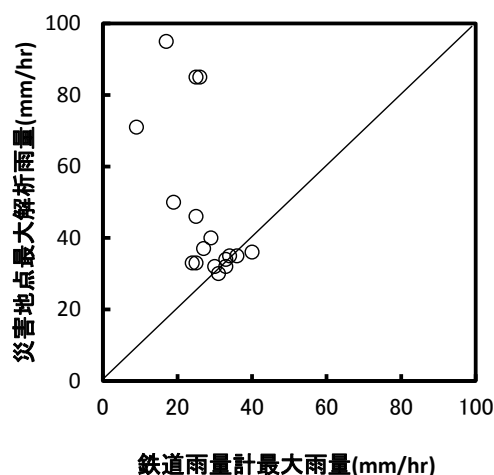


図 4-5 地点強雨災害時の鉄道雨量計地点と災害地点の 1 時間雨量の関係

いが、4つの災害事例では災害地点の方が鉄道雨量計地点に比べて1～4mm小さかった。なお、地点強雨災害の災害種別は、沢渡り盛土の崩壊2件、切取斜面上堆積土層の崩壊2件、切取斜面崩壊5件、自然斜面崩壊2件(沿線斜面の崩壊1件、沢からの土砂流の流入1件)、線路冠水・道床流出6件であった。

第2項 集水域強雨災害

災害地点の集水域での災害時の解析1時間雨量は、前項と同様に集水域を含むすべてのメッシュ(図4-3)における雨の降り始めから災害の発見時刻までの解析1時間雨量の最大値とした。運転中止前災害55件のうち、災害地点で解析1時間雨量が30mm未満の38件の降雨災害から、災害地点の集水域における災害時の解析1時間雨量が30mm以上となる災害を集水域強雨災害として抽出した。

図4-6には、2007年7月15日に常磐線亘理・逢隈間で発生した線路冠水災害の災害時における解析1時間雨量と集水域を示した。この災害では、一連の降雨期間を通じて鉄道雨量計の観測値が運転中止基準値以下であったが、集水域に解析1時間雨量が30mm以上の強雨域が存在しており、この強雨が災害をもたらした原因になったと考えられる。このような事例を集水域強雨災害に分類する。

本項で対象にする他の降雨災害の災害発生時における解析1時間雨量分布の図は省略するが、集水域強雨災害は4件であった。これらの災害は、集水域の面積が4～490haの小規

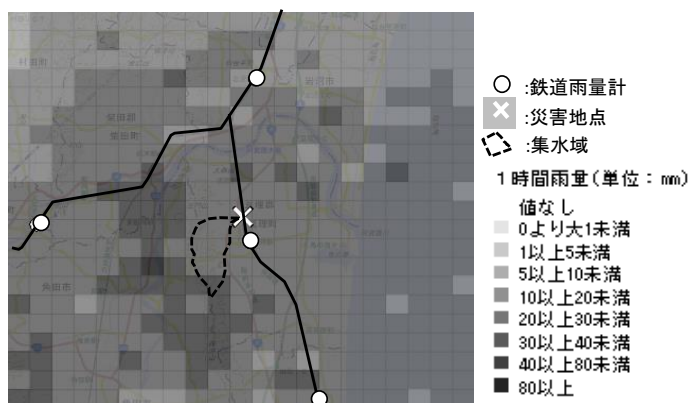


図 4-6 集水域強雨災害時の解析1時間雨量分布。常磐線 亘理・逢隈間 線路冠水。

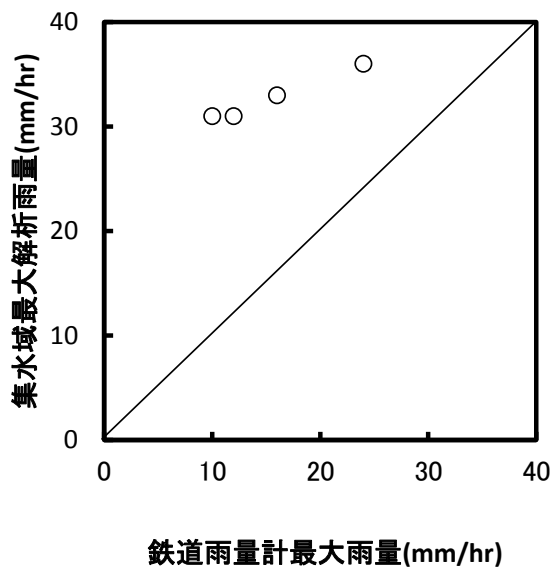


図 4-7 集水域強雨災害時の鉄道雨量計地点と災害地点の1時間雨量の関係。

模な水路もしくは溪流から線路への流入水によって発生したものである。また、これらの災害について、災害時における集水域での解析 1 時間雨量と、鉄道雨量計の観測値から求めた 1 時間雨量との関係を図 4-7 に示す。すべての災害において、災害時における集水域での解析 1 時間雨量は、鉄道雨量計地点の 1 時間雨量より大きく、その差は 12～21mm であった。なお、集水域強雨災害に分類される災害の種別は、沢渡り盛土の崩壊 1 件、切取斜面上部の道路側溝に集水された水の流入による切取斜面崩壊 1 件、小規模な水路の線路横断部での線路冠水・道床流出 2 件であった。

以上より、強雨による災害に分類される降雨災害の総数は、21 件であり、運転中止前災害件数の 38% を占めている。このうち、地点強雨災害は 17 件、集水域強雨災害は 4 件であった。

第5節 災害地点の悪条件による降雨災害の検討

運転中止前災害 55 件のうち、前節での検討において、強雨による災害に分類されなかった 34 件から、降雨の影響に加えて、災害地点の悪条件が重なって発生した降雨災害を抽出した。災害地点の悪条件としては、斜面の風化、排水設備などの設備不良、および周辺環境の悪化に細分類した。なお、ここでは、災害の発生概況を記録した災害報告書及び現地調査結果を基に災害の発生形態を分析した。

第1項 斜面の風化

災害報告書及び現地調査により、基岩斜面の風化が進行した斜面での降雨災害を抽出した。その結果、斜面の風化を要因として発生した降雨災害として、7 件が抽出された。これらのうち、6 件は切取斜面の風化した基岩表層部に降雨が作用して発生した崩壊であった。もう 1 件は、切取のり面に施工された張コンクリート工の背面の風化した土砂に雨水が浸透し、不安定化して発生した崩壊であった。

これらの災害の災害時における解析 1 時間雨量分布の図示は省略するが、災害地点における災害時の解析 1 時間雨量は 9～21mm であった。また、これらの災害は、鉄道開業後、80 年以上経過した線区で発生しているのも特徴的である。切取斜面は、開業当初は安定していたものの、経年によるのり面の風化の進行により不安定化が進み、降雨が引き金となって崩壊が発生したことも考えられる。

第2項 排水設備などの設備不良

災害報告書により、排水設備などの設備不良による降雨災害として、排水設備の機能低下に起因した災害と電気設備に起因した災害を抽出した。

排水設備の機能低下に起因した降雨災害は、4件が抽出された。このうち、2件は盛土のり肩部の線路側溝に土砂が堆積した箇所で溢れた雨水が斜面に集中的に供給されることにより発生した盛土崩壊である。また、2件は切取斜面の縦下水での土砂堆積により溢れた雨水が斜面に集中的に供給されることにより発生した切取斜面の崩壊である。

電気設備に起因した降雨災害は、盛土のり肩部に設置された信号・通信用のトラフ内を流下した雨水が橋台背面の端部で溢れて斜面に集中的に供給されることにより発生した盛土崩壊が1件、盛土のり肩部に設置された電車線用の電柱基礎の周りの地盤の緩んだ箇所への雨水の供給を原因とする盛土崩壊が1件であった。

図4-8には、排水設備の機能低下に起因した降雨災害の事例として、2006年7月13日に只見線会津柳津・郷戸間で発生した切取斜面崩壊の災害時における解析1時間雨量分布を示した。この災害では、広範囲にわたって解析1時間雨量が10～20mmの降雨が分布しているが、災害地点の解析1時間雨量は16mmであった。他の排水設備などの設備不良による災害については、災害時における解析1時間雨量分布の図は省略するが、災害地点における災害時の解析1時間雨量は11～21mmであった。

第3項 周辺環境の悪化

災害報告書により、線路周辺における環境悪化に伴って発生した降雨災害を抽出した。周辺環境の悪化による降雨災害は、線路周辺における環境変化に伴って線路への雨水の流入量が増加して発生した災害と、部外設備の故障によって発生した災害であった。周辺環境の悪化を要因とした降雨災害は、6件が抽出された。その内訳としては、切取斜面上部の水田の耕作が放棄され、降雨時の流出量が増大したことが原因とみられる切取斜面崩壊が2件である。また、沿線の開発による流出環境の変化による線路沿いの排水溝への流入水量の増加が原因とみられる線路冠水が2件である。部外設備の故障に起因した降雨災害とし

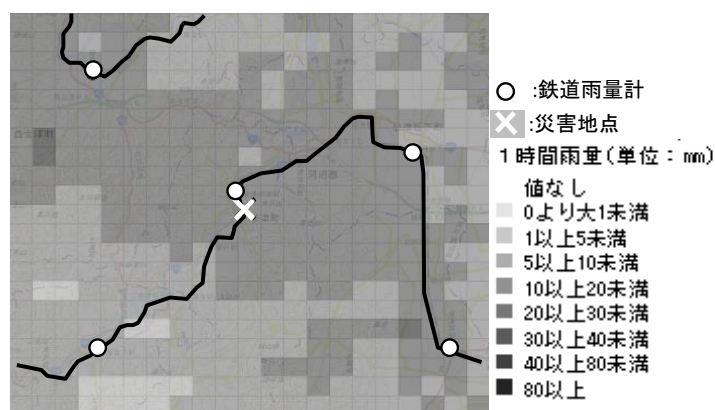


図 4-8 排水設備の機能低下に起因して発生した災害時の解析1時間雨量分布。只見線 会津柳津・郷戸間 切取斜面崩壊。

て、線路上部に存在するため池の土堤の破壊による線路への土砂流入が 1 件、切取斜面上部の鉄道用地外の用水路工事現場からの流入水による切取斜面崩壊が 1 件確認された。これらの周辺環境の悪化による降雨災害の災害時における解析 1 時間雨量分布の図は省略するが、災害地点における災害時の解析 1 時間雨量は 8～27mm であった。

以上より、災害地点の悪条件による降雨災害の総数は 19 件であり、運転中止前災害の 34% を占めている。そのうち、風化を要因とする降雨災害が 7 件、排水設備などの不良を要因とする災害が 6 件、周辺環境の影響の悪化を要因とする災害が 6 件であった。

第6節 遅れ破壊による災害

遅れ破壊による降雨災害は、一連の降雨期間において、災害地点を受持つ鉄道雨量計の観測値が運転中止規制値を超過したが、運転中止の解除後に発生したものである。遅れ破壊による災害は、鉄道雨量計の観測値と列車運転規制値との比較や、災害報告書における点検記録を調査して抽出した。その結果、遅れ破壊による災害として、盛土崩壊が 2 件確認された。盛土崩壊場所の地形条件は、流域面積が 2.6ha の沢の出口に構築された盛土が 1 件、河川沿いに構築された盛土が 1 件であった。

図 4-9 には、2009 年 10 月 8 日に常磐線浪江・桃内間で発生した沢渡り盛土の崩壊について、災害地点を受持つ鉄道雨量計(浪江駅)で観測された 1 時間雨量と実効雨量の時系列を示した。この事例では、5 時 10 分に半減期 1.5 時間の実効雨量が運転中止規制値を上回り、運転中止が発令された。その後、半減期 6 時間及び 24 時間の実効雨量も運転中止規制値を上回った。降雨量の低下に伴い、9 時 20 分に半減期 1.5 時間の実効雨量が運転中止規制値を下回り、16 時 5 分にすべての半減期の実効雨量が運転中止規制値を下回った。その後、地上点検で異常が無いことが確認され、17 時 47 分に運転中止が解除された。この災害が発見されたのは、すべての半減期の実効雨量が運転中止規制値を下回ってから 6 時間 5 分経過した 22 時 10 分であった。この災害の災害地点やその集水域における降雨量の時系列の図は省略するが、鉄道雨量計地点と災害地点やその集水域における降雨量に大差がなかった。これから、鉄道雨量計地点と災害地点における雨の降り方の違いが遅れ破壊をもたらした原因ではないと考えられる。この災害の原因としては、実効雨量が運転中止規制値を下回った後も水が盛土に継続して供給されたことが考えられる。また、もう 1 件の河川沿いに構築された盛土の崩壊事例における降雨量の時系列の図は省略するが、この事例も災害地点と鉄道雨量計地点における雨の降り方に大差がなかった。

以上より、遅れ破壊による降雨災害の総数は 2 件であり、列車運行中に発生した降雨災害件数の 4%である。

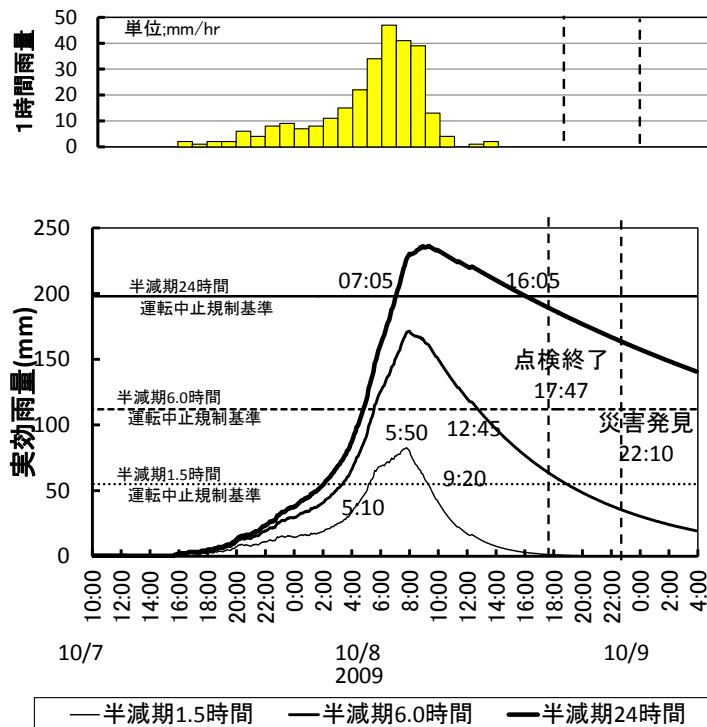


図 4-9 遅れ破壊による降雨災害を発生させた降雨の 1 時間雨量と実効雨量の時系列. 常磐線 浪江・桃内間 盛土崩壊.

第7節 その他の降雨災害

本章では，解析雨量，災害報告書，及び現地調査に基づいて，列車運行中に発生した 57 件の降雨災害の発生形態を分類した．強雨による災害，災害地点の悪条件が重なって発生した災害，及び遅れ破壊による災害に分類されたのは 42 件であった．残りの 15 件については，発生形態を分類することができなかった．

発生形態を分類することのできなかった降雨災害の災害種別は，線路冠水・道床流出が 10 件，盛土崩壊が 2 件，自然斜面崩壊が 2 件，切取斜面崩壊が 1 件であった．これらの災害の発生状況を災害報告書から調べると，線路冠水・道床流出は，駅構内での線路冠水が 1 件，集水面積が 4～217ha の水路もしくは溪流の溢水による冠水が 8 件，大河川の氾濫水が線路に到達したことによる線路冠水が 1 件であった．盛土崩壊は，2 件とも側溝が設置されていない道路を流下した雨水が災害地点に集中的に供給したことによるものであった．切取斜面崩壊は，線路上部の畑地からの雨水の流入して発生したものであった．また，自然斜面崩壊は，道路からの流入水により線路沿いの自然斜面が崩壊したものが 1 件，自然斜面が崩壊した土砂が溪流を流下して線路に流入したものが 1 件であった．発生形態を分類

することのできなかつた降雨災害は、その他の降雨災害として分類すると、列車運行中に発生した降雨災害の発生形態別の件数は図 4-10 となる。

その他の降雨災害は、災害の発生状況を把握することができたが、運転中止規制値以下の降雨量で発生した原因を特定して、その発生形態进行分类することができなかつた。この要因として考えられることを以下のように考察した。

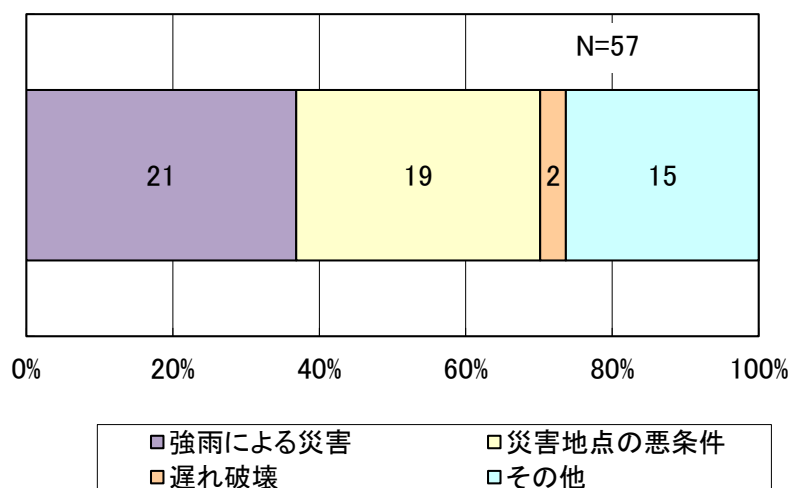


図 4-10 列車運行中に発生した降雨災害の発生形態別の件数

第1項 解析 1 時間雨量の起算時刻

本章では、解析雨量の毎正時の 1 時間雨量データを使用した。一連の降雨期間における 1 時間雨量の最大値は、藤部・中鉢によると 10 分ごとの値を用いた場合が正時の値を用いた場合に比べて平均で 1.14 倍大きく[5]、鈴木によると 1 分ないし 2 分間隔で観測された値を用いた場合が正時の値を用いた場合に比べて平均で 1.18 倍大きい[6]。このように、一連の降雨期間における 1 時間雨量の最大値は、任意の時刻から起算した場合が正時の値を用いた場合に比べて大きい値となる。これが原因で、災害地点やその集水域における解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨による災害への分類から漏れる場合が考えられる。なお、その他の降雨災害 15 件のうち、災害地点もしくはその集水域における災害時の解析 1 時間雨量が 25mm 以上であった災害は 4 件であった。

第2項 解析雨量の算出地点の精度

気象庁予報部予報課は、解析雨量の算出地点の精度について、次のように指摘している[7]. 「気象レーダーは高度 2000m 付近に分布する雨粒を観測していることから、雨粒は落下する過程で風による影響を受けて真下でなく周辺のメッシュに落下することがある。また、気象レーダーの観測値を 1km メッシュの標準地域メッシュ(基準地域メッシュ)に当てはめる際に、位置ずれを起こすことがある。これらの理由によって、解析雨量の値は地上の位置とずれる場合がある。」

したがって、災害地点やその集水域内で実際に 1 時間雨量が 30mm 以上であったとしても、解析雨量の値が地上の位置とずれることによって、災害地点やその集水域における解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨による災害への分類から漏れる場合が考えられる。

なお、その他の降雨災害 15 件のうち、災害地点やその集水域の近傍において解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨であった事例を調べた結果、集水域に隣接したメッシュで解析 1 時間雨量が 30mm 以上であった事例が 1 件、集水域から 2 メッシュずれた位置で解析 1 時間雨量が 30mm 以上であった事例が 1 件確認された。

第3項 災害要因の特性

その他の降雨災害 15 件のうち、河川、水路や溪流からの流入水による災害は 9 件、道路や畑からの流入水による災害は 4 件である。したがって、線路外からの流入水を要因とする災害は合計で 13 件であり、その他の降雨災害の大部分を占めているのが特徴的である。

このような線路外からの流入水を要因とする災害に対しては、災害地点に到達する水量を精度高く評価する必要がある。そのためには、集水域の規模、地形や利用形態を考慮した流出解析を行うことが必要と考えられる。一方で、ここでは、災害地点の集水域における強雨による流入水によって発生した災害を、災害地点の集水域で解析 1 時間雨量が 30mm 以上の強雨であった場合として抽出しており、簡易な方法を用いている。そのため、集水域における雨の降り方によっては、解析 1 時間雨量が 30mm 以下の場合でも災害地点に災害を発生させるような流入水が到達することが考えられる。このような場合があれば、集水域強雨災害への分類から漏れることが考えられる。

第8節 まとめ

2006 年から 2013 年までに JR 東日本において発生した列車運行中に発生した降雨災害 57 件を対象として、解析雨量を用いて災害地点やその集水域での降雨量を分析するとともに、災地点の排水設備などの設備の状態、斜面風化や周辺環境などに関する情報を分析し、これらの発生形態を分類した。その結果、運転中止前災害は 55 件であり、そのうち、強雨に

よる災害に分類されたのは 21 件であった。これらのうち、17 件が地点強雨災害であり、4 件が集水域強雨災害であった。災害地点の悪条件による降雨災害は、19 件であった。これらの発生形態を細分類すると、風化を要因とする降雨災害が 7 件と最も多く、排水設備などの設備不良による降雨災害と線路の周辺環境の悪化を要因とする降雨災害がそれぞれ 6 件であった。また、遅れ破壊による災害は 2 件であった。なお、発生形態を特定することができず、その他の降雨災害とした災害が 15 件あった。

第9節 災害指標に関する研究の方針

運転中止前災害の発生形態のうち、最も多かったのは地点強雨災害であり、これらの降雨災害を運転規制により捕捉できるように対策を進めていくことが重要である。鈴木らは現行の雨量計による列車運転規制を継続した上で、線路を含むメッシュのレーダー雨量により運転規制を補完的に行う方法を提案した[8]。この方法は運転中止前災害を補完的な運転規制によって捕捉しようとするものである。次章以降では、補完的な運転規制により、地点強雨災害を合理的に捕捉することができるように、これらの発生の評価に適した災害指標について考究する。また、集水域強雨災害にも対応できるように、集水域におけるレーダー雨量を活用して線路上で発生する災害の発生を評価できるような災害指標についても考究する。なお、これらの検討は、線路冠水などに比べて、列車事故につながりやすい災害種別である崩壊を主な対象とし、切取斜面上に堆積した土砂の崩壊、沢渡り盛土の崩壊、鉄道沿線の自然斜面崩壊のそれぞれに対して実施する。

参考文献

- [1] 鈴木博人, 大島竜二(2014): 雨量計で観測される降雨量と災害の発生地点の降雨量の差異に関する考察, 自然災害科学, Vol.33, pp.101-113.
- [2] 気象庁編(2006-2013): 解析雨量, (財)気象業務支援センター.
- [3] 大矢雅彦, 大下武雄, 若松加寿江, 羽鳥徳太郎, 石井弓夫(1996): 自然災害を知る・防ぐ, 古今書院, p.227.
- [4] 気 象 庁 (2014) : 雨 と 風 (雨 と 風 の 階 級 表) , <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/amekaze/amekaze.pdf>.
- [5] 藤部文昭, 中鉢幸悦(2003): 10 分ごとの資料を使った場合と毎時資料だけを使った場合とのひと雨期間最大 1 時間降水量の比較, 天気, Vol.50, pp.243-247.
- [6] 鈴木博人(2004): 観測間隔の異なる降水量データに基づいたひと雨における最大降水量の間の関係, 水工学論文集, Vol.48, pp. 73-78.
- [7] 気象庁予報部予報課(1995): レーダー・アメダス解析雨量の解析手法と精度, 測候時報, Vol.62, pp.279-339.
- [8] 鈴木博人, 大島竜二(2015): レーダー雨量の列車運転規制への活用に関する研究, JREA Vol.58, No6, pp.32-35.

第5章 切取斜面上の堆積土層の崩壊に対する災害指標

第1節 はじめに

2006～2013年に発生した55件の運転中止前災害のうち、災害地点で30mm/h以上の強雨であった崩壊は11件であり、そのうちの2件は、切取斜面上部で風化した土砂の浸食・運搬によって切取斜面下部に形成された堆積土層が崩壊した事例で、これまで着目されることがなかった稀な崩壊形態である。ここでは、これらのうち、崩壊地点の解析雨量から求めた現行の災害指標値が運転中止規制値より小さかった一事例に着目した。在来鉄道の多くは、明治～昭和初期に造られたものであり[1]、供用から長い年月を経た構造物が多い。このため、将来、風化の進行により、このような崩壊がさらに増加する可能性がある。したがって、事前にその対応を検討することが重要と考えている。また、鉄道だけでなく、切取区間の延長がより長い道路でも、将来、このような崩壊が問題となる可能性も考えられる。

切取斜面上部で風化した土砂の浸食・運搬による切取斜面下部での堆積土層の形成過程については、林道の設計・維持・保全の観点から、その実態に関する報告がある[2][3]。しかしながら、このような堆積土層の崩壊については、その規模が小さいこともあり、これまでの研究で扱われた事例はない。このため、その発生条件については、未解明な要素が多いのが現状である。

そこで、本章では、切取斜面上部で風化した土砂が浸食・運搬されて切取斜面下部に形成された堆積土層の強雨による崩壊に着目した。ここでは、鉄道の路線で発生したその一事例を対象とし、崩壊時の強雨と過去に発生した強雨時の斜面の安定性について、飽和・不飽和浸透流解析と斜面安定解析をリンクした複合モデルを用いて定量的に評価した。その上で、斜面の安定性と降雨特性との関係を分析することにより、このような崩壊の発生の評価に適した災害指標について考究した。

第2節 研究対象

この章での対象は、切取斜面上部で風化した土砂が浸食・運搬されて切取斜面下部に形成された堆積土層が、強雨により崩壊した事例である。切取のり面造成から崩壊発生に至るまでの過程の概略を図5-1に示す。切取のり面は造成されてからしばらくの間は安定化している(図5-1(a))。その後、切取のり面の表面において、降雨、乾燥、凍上等による風化侵食作用によって不安定な土砂が生産され、落下することにより基岩層上に土砂の堆積層が形成される[2][3](図5-1(b))。土砂の堆積層に強雨があると雨水の浸透により土の強度

が低下し、崩壊が発生する(図 5-1 (c)).

ここでは、2010 年 8 月 31 日に五能線陸奥赤石・鯨ヶ沢間 102.015km(線区の起点からの距離)付近で発生した崩壊 (以下、2010 年 8 月崩壊とする)を検討の対象とした。当該線区の開業は 1930 年であり、開業からの経年 80 年で崩壊が発生している。崩壊発生地点の位置を図 5-2 に、崩壊発生時の状況を写真 5-1 に示す。崩壊発生時の降雨状況、崩壊地点周辺の地形および地質状況は以下に述べる通りである。

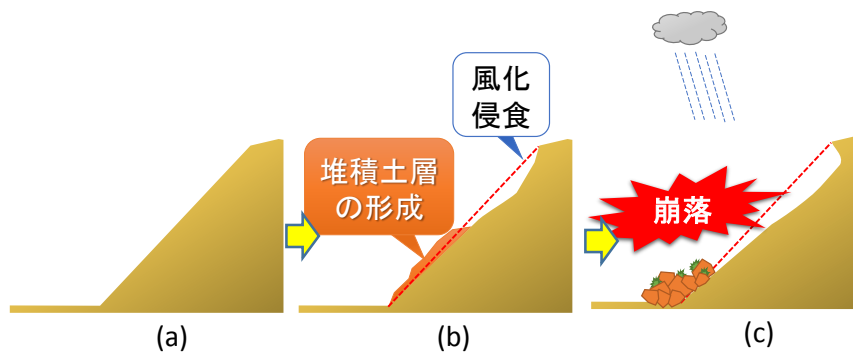


図 5-1 切取りり面造成から崩壊に至る過程の概念図



図 5-2 崩壊発生地点(五能線 102.015km 付近の位置図[4])



写真 5-1 2010 年 8 月崩壊時の状況

第1項 降雨状況

鉄道雨量計は、崩壊地点から約 1.7km 離れた鰯ヶ沢駅（図 5-2）に設置されている。2010 年 8 月崩壊時の鰯ヶ沢駅における 5 分間雨量の時系列を図 5-3 に示す。8 月 31 日の 2 時 20 分から 3 時 5 分にかけて 1～2mm の降雨がみられるが、その後 150 分間、無降雨の状態が続く。強雨は、同日の 5 時 45 分の 5 分間雨量 1mm から始まり、時間の経過とともに降雨量は増大し、40 分後の 6 時 25 分に 5 分間雨量はピーク値(6mm)を記録した。その後、5 分間雨量は減少し、6 時 45 分には、強雨は終了している。この間の総雨量は 36mm、強雨の期間は 65 分である。線路への土砂流入は、7 時 35 分に崩壊地点を通過した列車の運転士により発見された。当該列車の前に同地点を列車が通過した時刻は、6 時 30 分であることから、上述の強雨により 6 時 30 分から 7 時 35 分までの間に崩壊が発生したと考えられる。

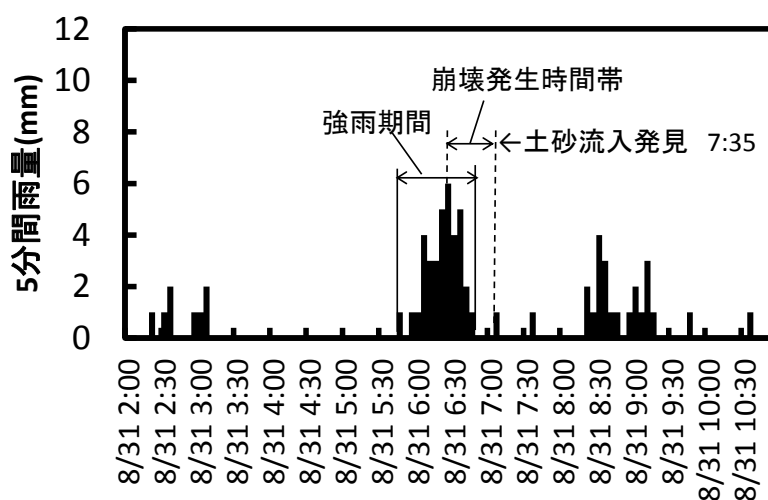


図 5-3 2010 年 8 月崩壊時の 5 分間雨量時系列:鰯ヶ沢駅

第2項 崩壊地点の地形と地質

崩壊が発生した五能線 102.015km 付近の断面図を図 5-4 に示す。崩壊地点は、南西に位置する大高山の尾根を開削することにより線路を敷設しており、線路の両側が切取斜面である。崩壊が発生した切取斜面の地質は、現地調査により、泥岩により構成されていることを確認した。切取のり面の表面は、亀裂等の脆弱化は進行していないことを確認した。したがって、崩壊時における雨水の基岩内への浸透はわずかであったと考えられる。また、斜面からの湧水や湿潤化した層もみられなかった。したがって、崩壊時における基岩から堆積土層への浸透水の流入の影響も少なかったと考えられ、雨水の基岩への浸透及び基岩から堆積土層への流入は無いものとして解析を行った。

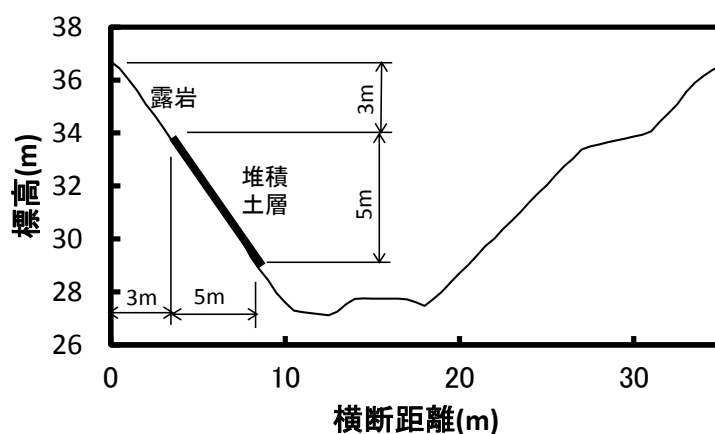


図 5-4 崩壊地点の断面図(五能線 102.015km 付近)

第3節 研究の流れ

切取斜面上の堆積土層の崩壊に対する災害指標に関する研究の流れを図 5-5 に示す。内容は、i) 解析モデルの条件設定、ii) 2010 年 8 月崩壊時の斜面安定性の評価、iii) 降雨特性と斜面安定性の関係分析に大別される。

解析モデルの条件は、前節で述べた対象斜面の状況や土質試験結果をもとに、設定した。2010 年 8 月崩壊時の斜面安定性の評価では、2010 年 8 月崩壊時の降雨を入力条件とした後述の複合モデルを用いた解析により、崩壊が発生した斜面での安定性を評価し、崩壊発生プロセスを分析した。また、解析モデルおよび設定条件の妥当性も合わせて検証した。降雨特性と斜面安定性の関係分析では、2010 年 8 月崩壊時やそれ以前に発生した強雨時における降雨特性の分析や斜面安定性の評価を行い、これらの関係を分析することにより、崩

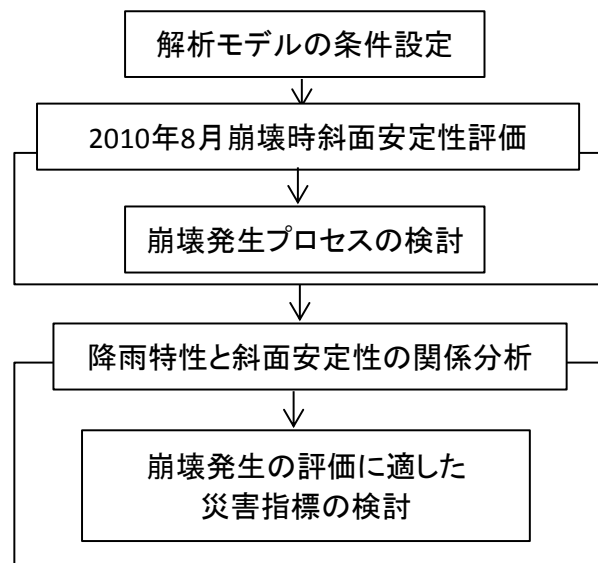


図 5-5 切取斜面上の堆積土層の崩壊に対する災害指標に関する研究の流れ

壊発生の評価に適した災害指標について検討した。

第4節 解析モデルと解析条件の設定

この研究で用いた解析モデルの概要，崩壊が発生した斜面の地形条件，堆積土層の土質諸元，土壌水分特性等の解析条件を以下に示す。

第1項 解析モデルの概要

① 解析モデルの基本構成

解析モデルは，飽和—不飽和浸透流解析による降雨期間中の堆積土層内部の水面形の追跡と斜面安定解析とをリンクさせた複合モデル[5]を用いた。解析モデルの基本構成を図 5-6 に示すとともに，解析で対象としたモデル斜面を図 5-7 に示す。

解析モデルでは，単位幅の 2 次元断面のモデル斜面に対して水平方向に一定間隔で分割した要素区分毎に堆積土層厚を設定し，これを解析の基本要素としている。そして，各基本要素毎に一次元鉛直不飽和浸透流解析を行うとともに，この不飽和領域からの鉛直浸透量を基岩面へと供給し，飽和側方流の追跡を行い，これらの結果から得られた飽和層深さや土壌水分状態を用いて斜面安定解析を行うものである。なお，一次元鉛直不飽和浸透流解析にあたり，基本要素を鉛直方向に 14 分割している。

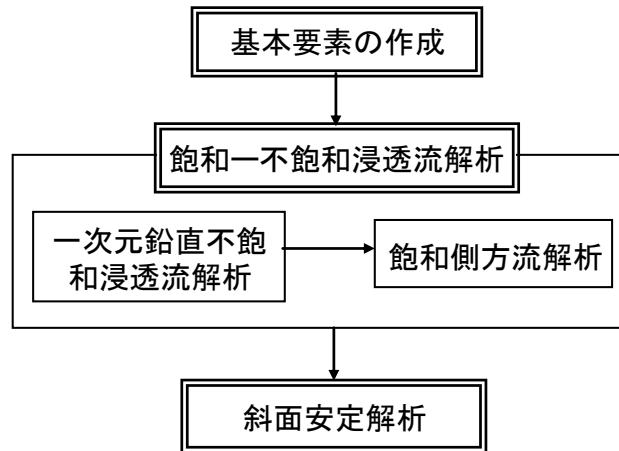


図 5-6 解析モデルの基本構成[5]

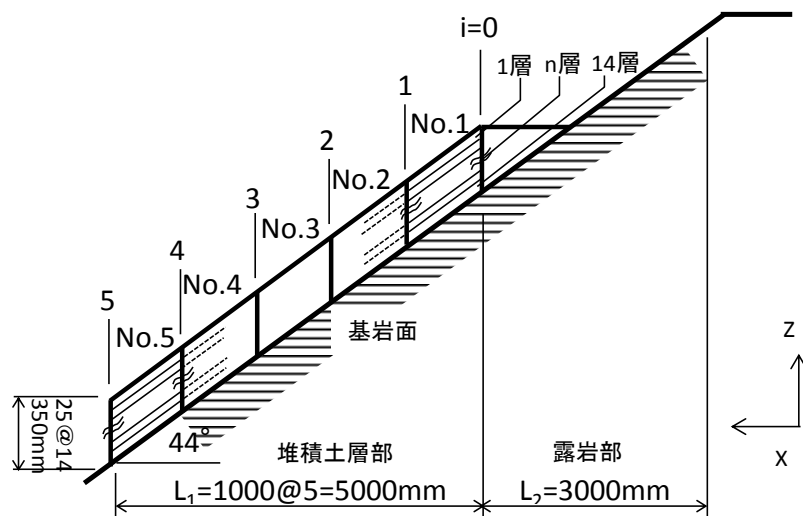


図 5-7 モデル斜面と要素分割

② 一次元鉛直不飽和浸透流解析

各基本要素の鉛直方向の水分移動に対しては式(5-1)で示される一次元鉛直不飽和浸透流理論[6]に基づく Richards 式を用いて算定する。

$$C \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} - 1 \right) \right\} \quad (5-1)$$

ここに、 ϕ ：土壌水分吸引水頭(cm), t ：時間(s), z ：鉛直座標(cm), K ：透水係数(cm/sec), C ：比水分容量($=d\theta/d\phi$), θ ：体積含水率(m^3/m^3)である。

上式は、連続の式として式(5-2)を、運動方程式として式(5-3)をそれぞれ組み合わせることによって得られる。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q}{\partial z} \quad (5-2)$$

$$q = -K \cdot \frac{\partial \phi}{\partial z} + K \quad (5-3)$$

ここに、 q ：単位面積当たりの土壌水分移動量($\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}^2$)である。

基本要素を鉛直方向に等間隔(Δz)の領域に区分し、式(5-2)、式(5-3)をそれぞれ差分展開すると式(5-4)～式(5-6)となる。また、各領域の境界面での透水係数は、式(5-7)で与えられる。

$$\theta_n^{t+\Delta t} = -\frac{\Delta t_s}{\Delta z} \cdot (q_{n,n+1}^{t+\Delta t} - q_{n-1,n}^{t+\Delta t}) + \theta_n^t \quad (5-4)$$

$$q_{n-1,n}^{t+\Delta t} = -K_{n-1,n}^{t+\Delta t} \cdot \frac{\phi_n^{t+\Delta t} - \phi_{n-1}^{t+\Delta t}}{\Delta z} + K_{n-1,n}^{t+\Delta t} \quad (5-5)$$

$$q_{n,n+1}^{t+\Delta t} = -K_{n,n+1}^{t+\Delta t} \cdot \frac{\phi_{n+1}^{t+\Delta t} - \phi_n^{t+\Delta t}}{\Delta z} + K_{n,n+1}^{t+\Delta t} \quad (5-6)$$

$$K_{n-1,n} = \frac{K(\theta_{n-1}) + K(\theta_n)}{2} \quad (5-7)$$

ここに、 $q_{n-1,n}^t$ ：時刻 t における $n-1$ 層から n 層への土壌水分移動量($\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}^2$), ϕ_n^t ：時刻 t における n 層の土壌水分吸引水頭(cm), θ_n^t ：時刻 t における n 層の体積含水率(m^3/m^3), $K_{n-1,n}^t$ ：時刻 t における n 層と $n-1$ 層との境界での透水係数(cm/sec), Δz ：距離増分(cm), Δt_s ：時間増分(s)である。

解析では、基本要素上端の降雨強度を境界条件とし、初期水分条件としては、土層底面における土壌水分吸引水頭として一様に $\phi=0$ を与えるとともに、全層にわたって全水頭を一定として、降雨直前での水分移動は無いものと仮定している。その上で、 $\phi \sim \theta$ 曲線、 $K \sim \phi$ 曲線及び式(5-4)～式(5-7)を用いて各領域での $\theta_n^{t+\Delta t}$ の収束値を算定する。その後、式(5-8)を用いて不飽和領域から基岩面への供給水量を算定する。計算過程の詳細については、文献[7]を参照されたい。

$$q_z^{t+\Delta t} = 36 \cdot \sum_{n=1}^N \{ (\theta_n^t - \theta_n^{t+\Delta t}) \cdot \Delta z \} / \Delta t_s + r^{t+\Delta t} \quad (5-8)$$

ここに、 q_z^t ：時刻 t における不飽和領域からの供給水量(m/h), r^t ：時刻 t における降雨量(m/h), N ：鉛直方向の分割数であり、本モデルでは 14 である。

③ 飽和側方流解析

基岩面上に形成される飽和層深さは、式(5-9)に示す飽和側方流過程における連続式と式(5-10)に示すダルシー則に基づく運動方程式により追跡する。

$$\lambda \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} = q_z \quad (5-9)$$

$$q_x = 36 \cdot h \cdot K_s \cdot I \quad (5-10)$$

ここに、 x : x 軸方向(水平方向)の距離, λ : 有効間隙率(m^3/m^3), h : 飽和層深さ(m), q_x : x 軸方向の単位時間当り単位幅流量($\text{m}^3/\text{m}/\text{h}$), t : 時間(h), K_s : 飽和透水係数(cm/s), I : x 軸方向の動水勾配である。

$t + \Delta t$ 時における基本要素の飽和層深さは、式(5-9)を差分展開した式(5-11)及び式(5-12)で与えられる。

$$h_{ii-1}^{t+\Delta t} = h_{ii-1}^t + \frac{q_{xi}^t - q_{xi-1}^t}{a \cdot \lambda} \cdot \Delta t_h + \frac{q_{z,i,i-1}^{t+\Delta t}}{\lambda} \cdot \Delta t_h \quad (5-11)$$

$$q_{xi}^t = 36 \cdot h_{i,i-1}^t \cdot K_i \cdot I \quad (5-12)$$

ここに、 h_{ii-1}^t : 時刻 t における断面 i と断面 $i-1$ 間の基本要素の飽和層深さ(m), Δt_h : 時間増分(h), a : 基本要素の幅(m), q_{xi}^t : 時刻 t における断面 i における x 軸方向の単位時間当り単位幅流量($\text{m}^3/\text{m}/\text{h}$), $q_{z,i,i-1}^t$: 時刻 t における断面 i と断面 $i-1$ 間の基本要素における不飽和領域からの供給量(m/h)である。

なお、堆積土層上端の基本要素における連続式は、基岩露出部（以下、露岩部とする）からの雨水の流入を考慮すると式(5-13)となる。

$$\lambda \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} = q_z + b/a \cdot r \quad (5-13)$$

ここに、 b : 堆積土層上流側の露岩部の延長 (m)である。

④ 斜面安定解析

無限長斜面における安定解析式に斜面上の飽和－不飽和流れの解析から得られる飽和層深さを代入することにより、斜面安定性の指標である安全率 F_s の算定式(5-14)が得られる。各基本要素について時々刻々と変化する斜面の安定性を式(5-14)で求められる安全率を用いて評価する。

$$F_s = \frac{c + (\sigma_0 - h \cdot \gamma_w) \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_0 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (5-14)$$

ここで、 σ_0 : 鉛直応力(kN/m^2), γ_w : 水の単位体積重量(kN/m^3), c : 粘着力(kN/m^2), β : 基

岩面の勾配, ϕ : 土の内部摩擦角($^{\circ}$)であり, σ_0 は次式で求められる.

$$\sigma_0 = \sigma/a = \int_0^z (G_s \cdot \gamma_w \cdot (1-n) + \theta(z) \cdot \gamma_w) \cdot dz \quad (5-15)$$

ここに, σ : 基本要素の重量(kN), z : 堆積土層厚(m), G_s : 土粒子の比重, n : 間隙率(m^3/m^3), $\theta(z)$: 鉛直方向の微小区間 dz における体積含水率 (m^3/m^3)である.

第2項 斜面モデルと要素分割

解析モデルの地形条件は, 図 5-7 に示すように, 44° の切取基岩斜面上に水平方向延長 5m の範囲に厚さ 0.35m の堆積土層が存在し, その上流側に水平方向延長 3m の露岩部が存在する状況を 2 次元的にモデル化し, No.1~No.5 の解析の基本要素を設定した. 解析の基本要素の幅 a は 1m とした. 基本要素の鉛直方向の区分領域の間隔は 25mm とした. また, 堆積土層厚は, 基本要素幅に比べて小さいため, x 軸方向の動水勾配は, 基岩斜面の勾配と同一とした.

第3項 堆積土層の土質諸元

① 飽和透水係数

現地斜面から採取した小型サンプル(内径 50mm, 高さ 50mm)を用いた室内試験による飽和透水係数の測定値は, $8.10 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であった. 一方, 実際の斜面を構成する表土層内の等価透水係数は, 小型サンプルで行った室内試験結果と比較して 1~2 オーダー大きいとの指摘がある[8]. このことを踏まえ, 本研究では, 小型サンプルを用いた室内試験値をもとに飽和透水係数を $1.90 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ とした.

② 有効間隙率

有効間隙率 λ としては, 飽和体積含水率($\theta_s=0.66$)から土壌水分の移動可能限界時($\text{pF}=1.6$ 前後)の体積含水率($=0.44$)を減じる必要があることを考慮して $\lambda=0.200$ とした.

③ 間隙率, 土粒子比重

土粒子比重と間隙率については, 密度試験により, それぞれ, 2.50, $0.720 \text{m}^3/\text{m}^3$ を得た.

④ 土質強度

内部摩擦角については, 一面せん断試験(CD 試験)結果から 35.8° を得た. 粘着力については, 飽和度の増加によって顕著な低下を示す[9]ことや, 今回の斜面崩壊のような土層と基岩との直線的な境界面に沿って発生する場合, 飽和状態下ではほとんど消失するという報告[10]もあり, 強雨時の粘着力を推定することは難しい. そこで本研究では, 2010 年 8

月崩壊の再現計算において、全ての基本要素で平均した安全率の最小値が 1.0 を下回る値として 0.944kN/m²とし、この値を計算期間中、一定とした。

以上で述べた今回の解析で使用した土質諸元を表 5-1 に示す。

⑤ 土壌水分特性

体積含水率(θ)及び不飽和透水係数(K)と土壌水分吸引水頭(ϕ)との関係については、van-Genuchten[11]の提案した式(5-16)～式(5-18)を用いた。

$$S_e = [1/(1 + (\alpha \cdot \phi)^n)]^{1-1/n} \quad (5-16)$$

$$K_r = S_e^{1/2} \cdot [1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 \quad (5-17)$$

$$S_e = (\theta - \theta_r) / (\theta_{sat} - \theta_r) \quad (5-18)$$

ここに、 S_e ：有効飽和度、 α 、 n ：係数、 K_r ：比透水係数($K_r = K/K_s$)、 θ_{sat} ：飽和体積含水率(m³/m³)、 θ_r ：最小容水量(m³/m³)、 m ： $m = 1 - 1/n$ である。van-Genuchten 式に含まれる定数 θ_r 、 θ_{sat} 、 α 、 n の各パラメータについては、土の保水性試験から求めた θ と ϕ の測定値をもとに表 5-2 に示す値とした。

表 5-1 解析モデルの土質諸元

項目	単位	設定値
飽和透水係数 K_s	cm/s	1.90×10^{-1}
有効間隙率 λ	m ³ /m ³	0.200
間隙率 n	m ³ /m ³	0.720
土粒子比重 G_s		2.50
内部摩擦角 ϕ	°	39.7
粘着力 C	kN/m ²	0.944

表 5-2 van-Genuchten 式のパラメータ

θ_{sat} m ³ /m ³	θ_r m ³ /m ³	K_s cm/s	α	n
0.660	0.200	0.190	0.610	1.17

第5節 解析モデルによる崩壊の再現性と崩壊発生プロセスの検討

第1項 2010 年 8 月崩壊時の平均飽和層深さと平均安全率

2010 年 8 月崩壊時に鯨ヶ沢駅で観測された 5 分間雨量データ (図 5-3)を用いて斜面の安定計算を行った。斜面全体の飽和層深さとして全ての解析要素の飽和層深さの平均値(以下、平均飽和層深さ： \bar{h} とする)を用いることとした。計算は、露岩部からの雨水流入が有る場合と無い場合の 2 ケースについて行った。計算により得られた 2 ケースの平均飽和層深さの時間変化の比較を図 5-8 に示す。また、斜面全体の安定性についても飽和層深さの場合と同様、全ての要素の安全率の平均値(以下、平均安全率とする)を用いることとし、図 5-8 と同様の 2 ケースの計算を行った。平均安全率の時間変化を図 5-9 に示す。

図 5-8、図 5-9 から分かるように露岩部からの雨水流入が有る場合には、雨水流入が無い場合に比べて、平均飽和層深さが大きくなり、平均安全率も低下している。以下では斜面崩壊の危険性がより高くなる雨水の流入がある場合の平均飽和層深さと平均安全率の時間変化について述べる。平均飽和層深さは、強雨が開始した 5 時 45 分から 15 分経過した 6 時前後より急激に上昇しはじめ、6 時 40 分にピーク値 8.11cm に達し、その後は次第に減少している。一方、平均安全率は、平均飽和層深さの急激な上昇に伴って低下し、6 時 40 分には、0.998 と 1.0 を下回り、土層全体が不安定化して崩壊発生の危険性が高い状態となっている。この時間は、第 2 節で述べた実際に崩壊が発生したと推定される時間帯(6 時 30 分～7 時 35 分)内にあり、モデルから得られた 2010 年 8 月崩壊時の斜面の安定性やその時間変化は妥当なものと考えられる。

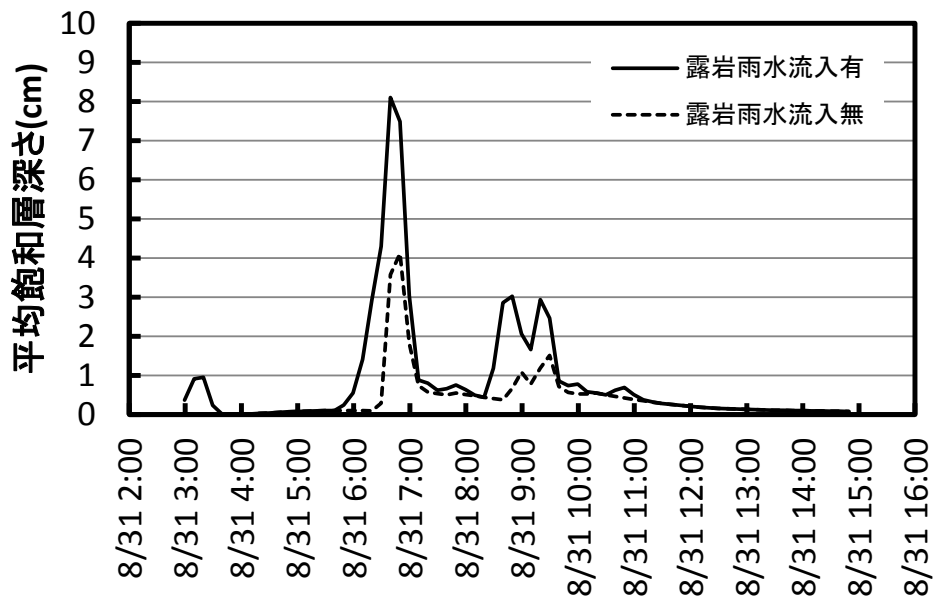


図 5-8 平均飽和層深さの経時変化(2010 年 8 月 31 日崩壊時)

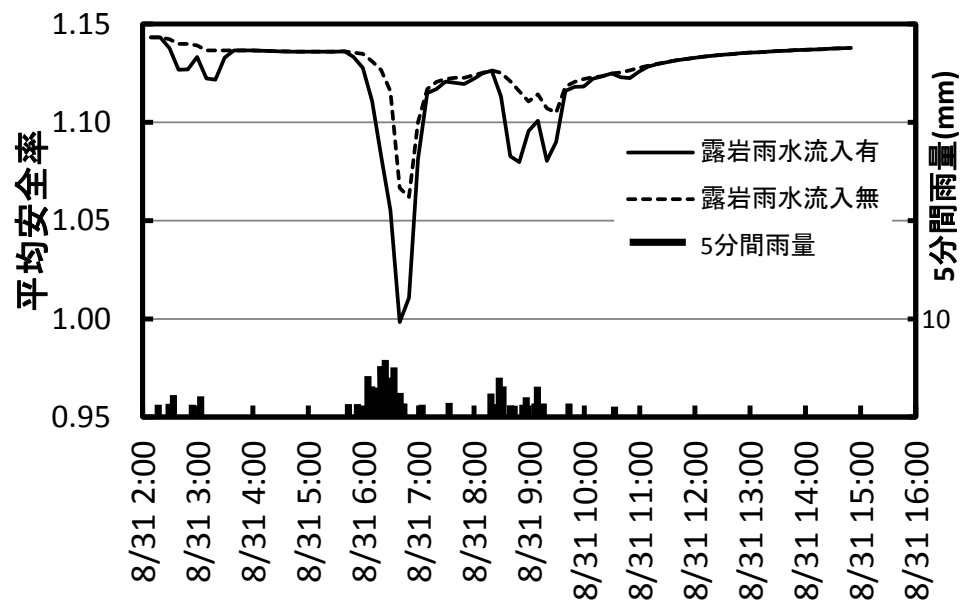


図 5-9 平均安全率の経時変化(2010 年 8 月 31 日崩壊時)

第2項 2010 年 8 月崩壊の発生プロセスの検討

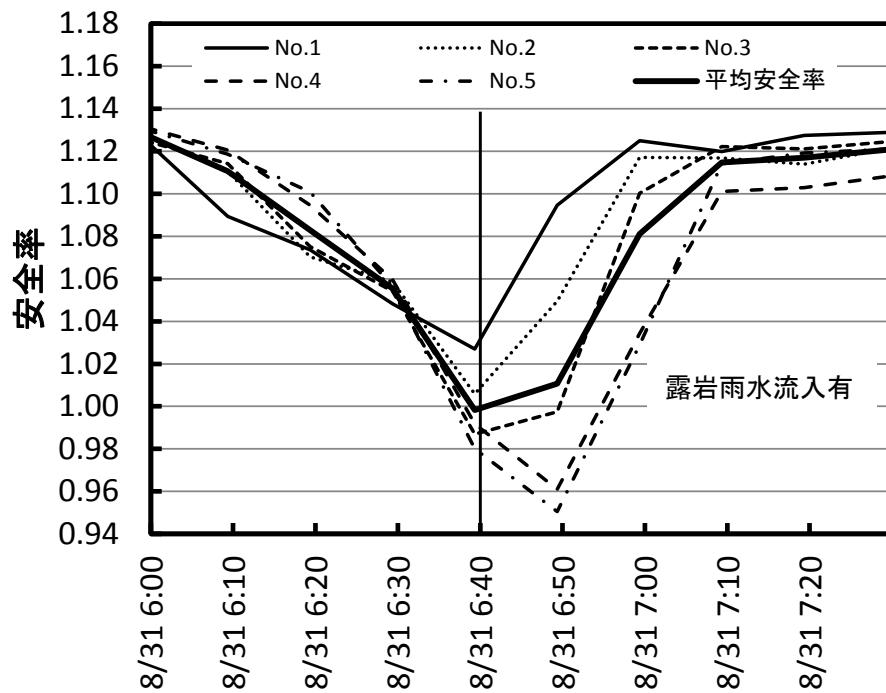
図 5-8, 図 5-9 において, 平均飽和層深さと平均安全率の時間変化について露岩部からの雨水の流入が有る場合と無い場合とで比較すると, 露岩部から堆積土層への雨水の流入が

有る場合には、雨水の流入の影響により、平均飽和層深さは、雨水の流入が無い場合の 4.04cm から有る場合の 8.11cm へとほぼ倍の数値となり、これに伴って、平均安全率の最小値は、雨水の流入が無い場合の 1.062 から有る場合の 0.998 へと約 6%低下している。このように、2010 年 8 月崩壊は、露岩部から堆積土層への雨水の流入が斜面安定性の低下に大きく関与しているといえる。

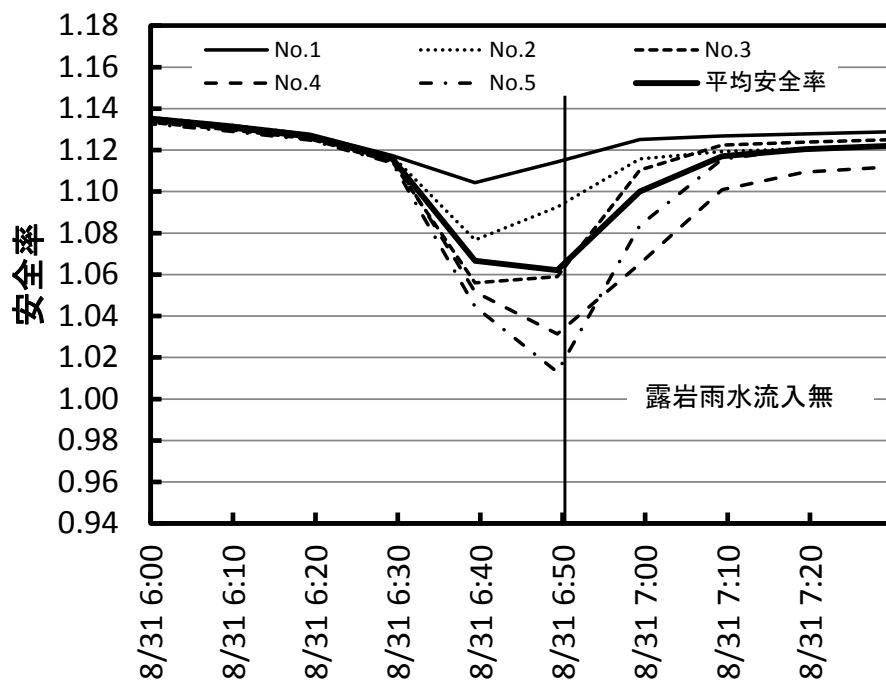
次に、平均安全率が最小値を示した 6 時 40 分～6 時 50 分の前後の時間帯における各基本要素の安全率の時間変化を露岩部から堆積土層への雨水流入有り、無しのそれぞれの場合について図 5-10(a)(b)に示す。露岩部からの雨水の流入が有る場合では、平均安全率が最小値を示す時刻は 6 時 40 分であり、露岩部からの雨水の流入が無い場合よりも 10 分早くなっている。また、露岩部からの雨水の流入が有るケースについて、平均安全率が最小を示す時刻における各基本要素の安全率の範囲は 1.047～0.980 であり、最大値と最小値との差は 0.047(図 5-10(a))である。一方、露岩部からの雨水の流入が無い場合の基本要素の安全率は、1.114～1.013 の範囲であり、最大値と最小値の差は 0.101(図 5-10(b))である。このように、露岩部からの雨水の流入の影響により、平均安全率が最小を示す時刻における基本要素の安全率は全体的に小さくなっており、また、安全率の最大値と最小値の差は半分以下となっている。

図 5-10 より露岩部からの雨水流入有りのケース、無しのケースともに、安全率が最小となるのは、堆積土層上部の基本要素 No.1,No.2,No.3 では 6 時 40 分であり、堆積層下部の基本要素 No.4,No.5 ではその 10 分後の 6 時 50 分となっているが、これは、飽和側方流により雨水が下流に移動してくことを反映したものである。露岩部からの雨水流入が有る場合では、堆積土層上部の基本要素 No.1,No.2,No.3 の安全率が最小となる時刻である 6 時 40 分におけるその最小値は、堆積土層下部の No.5 の安全率をやや上回る程度である。その後、No.4 及び No.5 の安全率は、さらに低下するが、6 時 40 分の時点で既に 1.0 を下回っている。その結果、6 時 40 分において堆積土層の平均安全率が 1.0 を下回り、不安定な状態となった(図 5-10(a))。このような平均安全率が最小となる時点での各基本要素の安全率の特徴を反映して、土層全体が崩壊したと考えられる。降雨による斜面表層崩壊の発生機構は、一般的には、斜面の下流ほど飽和層深さが大きくなり、ある地点から下流側の飽和層深さが限界高さを越えた範囲で崩壊が発生する[12]といわれているが、露岩部からの雨水流入が有る場合は、雨水が集中する斜面下部で崩壊が発生するという一般的な特徴と異なるものであった。一方、露岩部からの雨水流入が無い場合では、平均安全率が最小となる 6 時 50 分は、堆積土層下部の基本要素 No.5,No.6 が最小となる時刻と一致している。これは、6 時 50 分における堆積土層下部の基本要素 No.4,No.5 の安全率が堆積土層上部の基本要素 No.1～No.3 に比べて、相対的に小さいためである(図 5-10(b))。

このように、切取斜面における堆積土層の上流側に露岩部が存在することは、崩壊の発生やその時刻、範囲に影響するため、路線の崩壊の発生危険度を検討する際の着眼点として重要と考えられる。



(a) 露岩部からの雨水流入有



(b) 露岩部からの雨水流入無

図 5-10 各基本要素の安全率の経時変化(2010 年 8 月崩壊時)

第6節 降雨特性と斜面安定性の関係分析

第1項 斜面安定性に関わる災害指標

① 安全率算定式の線形化

斜面安定性と降雨との関係の分析において、安全率算定式を降雨と関わりがあるパラメータで線形モデル化することは、これらの関係を明確にする上で有効と考えられる。式(5-14)に示した安全率の算定における基本要素の鉛直応力は、基本要素の平均飽和度を用いて式(5-19)で表すことができる[13]。また、基本要素の平均飽和度と飽和層深さの関係は、式(5-20)で表すことができる[14][15]。

$$\sigma_0 = (n \cdot S_r \cdot \gamma_w + (1-n) \cdot \rho_d) \cdot z \quad (5-19)$$

$$S_r = h \cdot (1 - S_{rc}) / z + S_{rc} \quad (5-20)$$

ここに、 S_r ：基本要素の平均飽和度、 ρ_d ：土の乾燥密度(kN/m³)、 S_{rc} ：飽和層の発生限界時の飽和度である。飽和層の発生限界とは、雨水の鉛直浸透により飽和層が基岩上に出現する限界の状態のことを指す。式(5-20)を式(5-19)に代入し、 $\lambda = n \cdot (1 - S_{rc})$ 、 $\sigma_c = (n \cdot S_{rc} \cdot \gamma_w + (1-n) \cdot \rho_d) \cdot z$ とすると、式(5-19)は、次式となる。

$$\sigma_0 = \sigma_c + \lambda \cdot h \cdot \gamma_w \quad (5-21)$$

ここで、 σ_c は飽和層の発生限界時の鉛直応力であり、既往研究では、飽和層の発生限界時の基本要素の平均飽和度は水分状態や土層厚によらず一定とされており、 σ_c は、土の物性に依拠して決まる定数と考えることができる[13]～[17]。

式(5-14)に示した安全率の算定式において、基本要素の鉛直応力 σ_0 を式(5-21)に置き換えた。その上で、堆積土層厚は35cmと小さいため、飽和層深さも小さいことを考慮して、式(5-14)を式(5-22)に示すような飽和層深さを変数とする一次関数で近似した。

$$F_s \doteq \frac{c}{\sigma_c \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\cos \beta \cdot \tan \phi}{\sin \beta} - \left(\frac{\lambda \cdot \gamma_w}{\sigma_c^2 \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\gamma_w \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi}{\sigma_c \cdot \sin \beta} \right) \cdot h \quad (5-22)$$

② 飽和層深さに関わる災害指標の検討

強雨時の斜面における貯留高、土層への浸透水量と斜面からの流出高との関係は、式(5-23)に示す運動方程式と式(5-24)に示す連続式で評価する方法がある[18][19]。また、平均飽和層深さは、貯留高を媒介して式(5-25)で求めることができる。

$$S = k \cdot q \quad (5-23)$$

$$r - q = \frac{dS}{dt} \quad (5-24)$$

$$\bar{h} = (S - S_c) / \lambda \quad (5-25)$$

ここに、 S :貯留高(mm), q :流出高(mm/分), r :降雨強度(mm/分), t :時刻(分), k :比例定数, S_c :飽和層の発生限界時の貯留高(mm)である. 式(5-23)を式(5-24)に代入すると, 式(5-26)となり, 貯留高を表現するパラメータは, 降雨強度と比例定数 k となる. 比例定数 k には, 降雨に対する流出の時間の遅れ等も加味されているため, 貯留高は, 降雨強度と積算雨量によって決まる物理量とされている[18].

$$r - \frac{S}{k} = \frac{dS}{dt} \quad (5-26)$$

降雨強度と積算雨量の両方の特性を表すことができる災害指標としては, 式(5-27)に示すように, 一連の降雨における n 分間積算雨量の最大値が適していると考えられる. また, n 分間積算雨量の最大値に対する平均雨量強度は, 式(5-28)であらわされる. n 分間積算雨量の最大値は, n 分間に一定の強度の降雨 \bar{r} が継続する矩形の降雨波形を想定したときの積算雨量を表す指標と考えられる.

$$R_{n, \max} = \max \int_t^{t+n} r(t) dt \quad (5-27)$$

$$\bar{r} = R_{n, \max} / n \quad (5-28)$$

ここに, $r(t)$:時刻 t における降雨強度(mm/分), n :降雨量の積算期間(分), \bar{r} : n 分間積算雨量の最大値に対する平均降雨強度 (mm/分), $R_{n, \max}$:一連の降雨における n 分間積算雨量の最大値である.

③ n 分間積算雨量の最大値と飽和層深さの最大値及び安全率の最小値との関係

n 分間に一定の強度の降雨 \bar{r} が継続する矩形の降雨波形を想定した場合の貯留高は, 式(5-26)における降雨強度 r に \bar{r} を用いて積分することにより求めることができる. また, そのときの貯留高の最大値は, 式(5-29)に示すとおり, n 分間積算雨量の最大値と n/k の増加に応じて低減する関数 $F(n/k)$ (図 5-11) との積で表される.

$$S_{\max} = \frac{1}{n/k} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{n/k}} \right) \cdot R_{n, \max} = F(n/k) \cdot R_{n, \max} \quad (5-29)$$

ここに, S_{\max} :貯留高の最大値(mm)である.

このように, 貯留高の最大値は n 分間積算雨量の最大値と比例関係となるため, 貯留高の最大値と式(5-25)から求まる堆積土層の平均飽和層深さの最大値は n 分間積算雨量の最大値の一次関数で表すことができる. したがって, 式(5-22)により飽和層深さの一次関数で評価される安全率の最小値も, n 分間積算雨量の最大値の一次関数として評価することができると思われる.

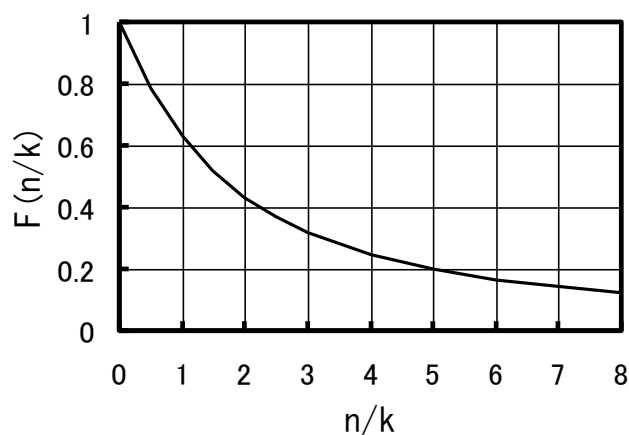


図 5-11 n/k と $F(n/k)$ との関係

第2項 過去の強雨の抽出

鯉ヶ沢駅に設置された鉄道雨量計の1993年～2010年までの測定間隔5分の降雨量データを用い、2010年8月崩壊以前の強雨を抽出した。はじめに、1993年から2010年までの17年間での5分毎の任意時刻を起算時刻として求めた n 分間積算雨量の最大値と第2位の値及びこれらの値が生起した時間帯を調査した。なお、積算期間 n は、5,10,30,60,120,240,300,420,720,1080,1440分の11通りとした。次に、17年間で最大と第2位の22個の n 分間積算雨量におけるその前後の降雨を含む一連の降雨を調査した。なお、ここでは無降雨継続時間が12時間未満の降雨事象を一連の降雨と定義した。以上の手順により7つの一連の降雨を過去の強雨として抽出した。これらの過去の強雨における降雨開始からの経過時間に対する累積雨量の変化を2010年8月崩壊時の場合と比較して、図5-12に示した。

第3項 過去の強雨時における斜面安定性の評価と降雨指標との関係

前節で抽出した7つの過去の強雨データを用い、第4節に示した解析条件に基づき、斜面安定性を評価した。斜面安定解析から得られた対象斜面の平均安全率の最小値を2010年8月崩壊時の場合とで比較して図5-13に示す。過去の強雨時の最小平均安全率は、概ね、2010年8月崩壊時の0.998を上回る結果となった。しかしながら、2006年8月29日の強雨時には、平均安全率の最小値は、0.986と2010年8月崩壊時を下回る結果となった。実際には、この強雨時には、崩壊は発生していない。このような解析値と実現象が異なった原因については、第6項において述べる。

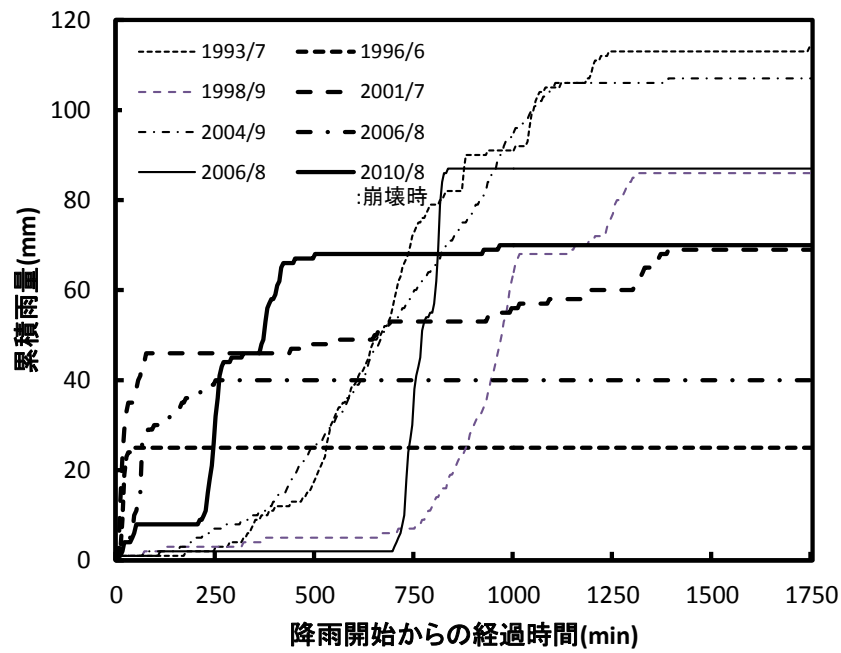


図 5-12 降雨開始からの経過時間に対する累積雨量の変化
(2010 年 8 月崩壊時及び過去の強雨時)

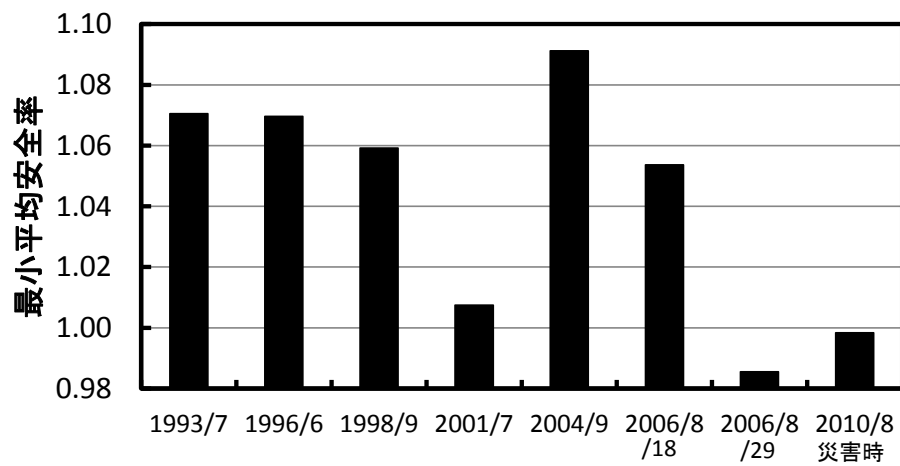


図 5-13 対象斜面における平均安全率の最小値(2010 年 8 月崩壊時及び過去の強雨時)

次に、崩壊発生との関連性が高い災害指標を検討する。第 1 項で述べたように、斜面の安全率は n 分間雨量の一次関数で表すことができることから、2010 年 8 月崩壊時の強雨や過去の強雨において、積算期間 n を 5~1440 分の 11 通りとした場合の 5 分毎の任意時刻から求めた n 分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値の相関係数を積算期間 n 毎に整理し、図 5-14 に示した。図より、強雨時における 60 分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値との関係の相関係数は、-0.956 と負の相関が最も高いことがわかる。すなわち、強雨時における 60 分間積算雨量の最大値が崩壊の発生との関連性が最も高い災害指標といえる。第 2 節で示した 2010 年 8 月崩壊をもたらした強雨の期間である 65 分は、崩壊発生の評価に適した降雨量の積算期間である 60 分とほぼ一致していたことが崩壊発生原因の一つと考えられる。

図 5-15 には、過去の 8 つの強雨における 60 分間積算雨量の最大値と斜面安定解析から得られた平均安全率の最小値との関係を示した。同図より、強雨時における 60 分間積算雨量の最大値の増加に伴い、平均安全率の最小値は低下する傾向を示していることがわかる。2010 年 8 月崩壊時の 60 分間積算雨量の最大値 35mm は、1993 年から 2010 年までの 17 年間で 3 番目に大きい値である。したがって、2010 年 8 月崩壊は、60 分間積算雨量が大きかったことが崩壊発生につながった主要な要因と考えられる。なお、60 分間積算雨量の最大値に対する最小平均安全率の線形近似式において、最小平均安全率が 1.0 となるのは、60 分間積算雨量の最大値が 42mm の場合である。この値が崩壊を引き起こす 60 分間積算雨量の最大値の基準 (以下、崩壊発生基準雨量とする) とすることができる。

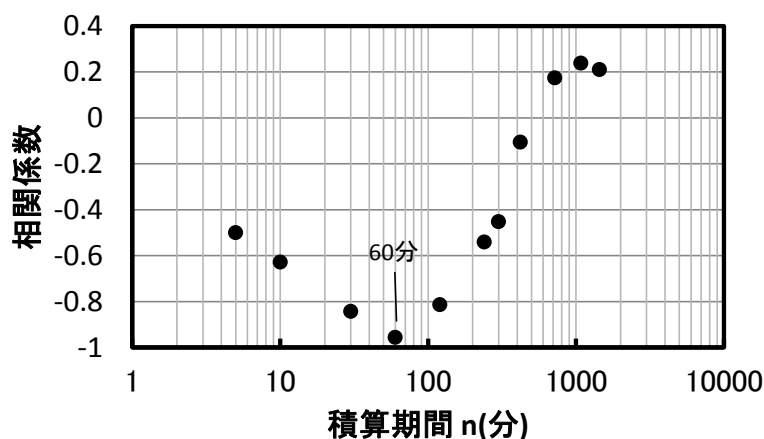


図 5-14 n 分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値の相関係数

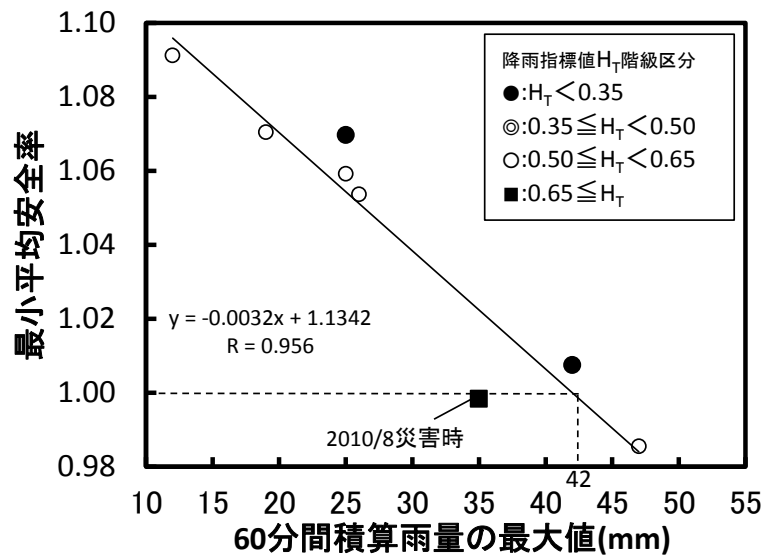


図 5-15 60 分間積算雨量の最大値と平均安全率の最小値との関係

第4項 60 分間積算雨量の最大値と平均飽和層深さの最大値との関係

本項では、第 3 項での検討において、60 分間積算雨量の最大値が崩壊発生の評価に適した災害指標となった理由について検討した。ここでは、過去の強雨や 2010 年 8 月崩壊時の強雨における n 分間積算雨量の最大値と、これらの値に対して、式(5-29)により算定した貯留高の最大値を媒介して式(5-25)により求まる平均飽和層深さの最大値との関係进行分析することで検討を行った。式(5-23)における比例定数 k については、流出解析の分野においては式(5-30)の関係式が用いられている[20]。流達時間 T_g の算定には、式(5-31)を用いた。

$$k = T_g / 2 \quad (5-30)$$

$$T_g = T_u + T_s \quad (5-31)$$

ここに、 T_g ：流達時間(分)， T_u ：雨水の堆積土層内の不飽和浸透により基岩に達するまでの時間(分)， T_s ：飽和側方浸透流による堆積土層上流端から下端までの到達時間(分)である。 T_s については、飽和ダルシー則に基づき式(5-32)で求められ、 $L_1=5000\text{mm}$ ， $K_s=0.19\text{cm/s}$ ， $\beta=44^\circ$ を代入して $T_s = 45$ 分を得た。

$$T_s = 1.67 \times 10^{-3} \cdot L_1 / K_s \cdot \tan \beta \quad (5-32)$$

T_u の推定は、10 通りの一定の降雨強度の降雨が継続する矩形の降雨波形に対して、第 4 節に示した解析条件において、不飽和浸透流解析から雨水の基岩に達するまでの時間を算定し、これらと降雨強度との関係の回帰分析から得た式(5-33)に示す近似式を用いた(図 5-16)。また、式(5-25)における飽和層の発生限界時の貯留高については、式(5-34)により求めた。

$$T_u = -12.4 \cdot \ln(\bar{r}) + 16.4 \quad (5-33)$$

$$S_c = T_u \cdot \bar{r} \quad (5-34)$$

なお、式(5-29)の右辺における $R_{n,max}$ には、露岩部からの雨水の流入を考慮し、1.6 ($= (L_1 + L_2) / L_1$) を乗じた。

以上で示した比例定数 k の推定方法や計算条件に基づき、積算期間を $n=5 \sim 1440$ 分の 11 通りとした場合の n 分間積算雨量の最大値と平均飽和層深さの最大値との関係を求め、図 5-17 に示した。図より、過去の 8 つの強雨のうち 7 つの強雨では、60 分間積算期間を含むその前後の期間($n=30 \sim 120$ 分)において、平均飽和層深さの最大値が最も大きくなっていることがわかる。また、過去の 8 つの強雨に対して求めた平均飽和層深さの最大値を積算期間 n 毎に平均化した値と積算期間 n との関係をみると、積算期間 n を 60 分とした場合において、平均飽和層深さは最も大きくなる。このように、60 分間積算雨量の最大値は、流達時間や過去の強雨の特性の影響により、一連の降雨期間中の平均飽和層深さの最大値と最も関連性が高かったため、崩壊の発生に最も関係がある指標として評価されたと考えられる。

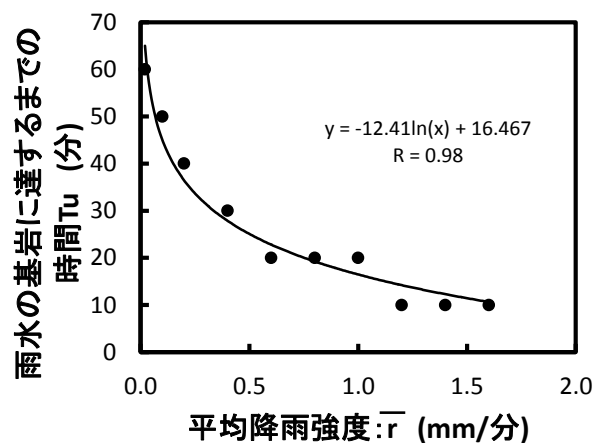


図 5-16 降雨強度と雨水の基岩に達するまでの時間との関係

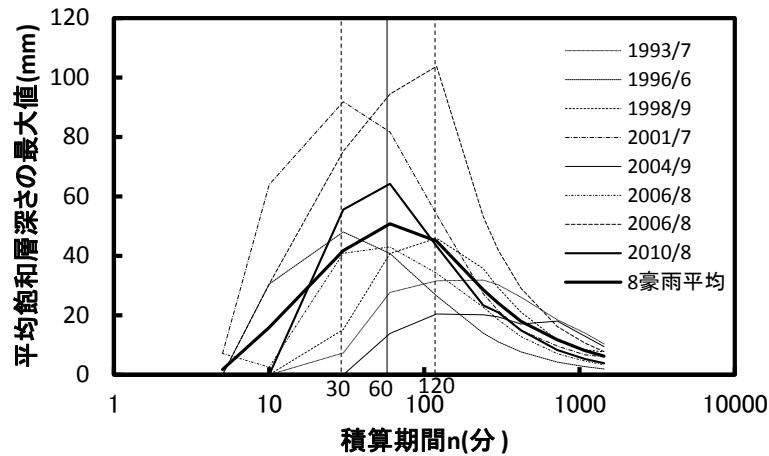


図 5-17 過去の強雨時の積算期間 n と平均飽和層深さの最大値との関係

第5項 降雨波形指標と斜面安定性の関係

n 分間積算雨量は、矩形の降雨波形を前提としたものであるが、降雨波形には、前方集中型、中央集中型、後方集中型などがある。60 分間積算雨量の最大値が同じでもこれらの降雨波形に応じて斜面安定性は変化することが考えられる[21]。そこで、60 分間積算雨量の最大値に対する降雨波形を表す指標として、式(5-35)に示すように、降雨強度を 60 分間積算雨量の最大値の起算時刻に応じて重み付けした指標 H_T を定義した。その上で、降雨波形が最小平均安全率と 60 分間積算雨量の最大値との関係に及ぼす影響を検討した。

$$H_T = \int_m^{m+60} \frac{t \cdot r(t)}{R_{60, \max} \cdot 60} dt \quad (5-35)$$

ここに、 $R_{60, \max}$: 60 分間積算雨量の最大値(mm), m : 60 分間積算雨量の起算時刻(分)である。 H_T が 0 に近いほど前方集中型、1 に近いほど後方集中型であることを表す。図 5-15 に示したように、2010 年 8 月崩壊時の強雨では、 H_T は 0.67 と過去の強雨の中で最大である。このときの最小平均安全率の解析値は、60 分間積算雨量の最大値に対する最小平均安全率の線形近似式から求めた最小平均安全率を大きく下回っており、その差は 0.023 と 8 つの強雨の中で最大である。この結果は、60 分間積算雨量の最大値が同じでも、後方集中型の降雨の方が、他の波形の降雨よりも安全率を低下させることを示していると考えられる。したがって、2010 年 8 月崩壊時の強雨における 60 分間積算雨量の最大値が崩壊発生基準雨量より 7mm 少なかったのは、後方集中型の降雨であったことが要因であったと考えられる。一方、 H_T が 0.35 以下であった 2 つの強雨時の最小平均安全率の解析値は、60 分間積算雨量の最大値に対する最小平均安全率の線形近似式から求めた最小平均安全率を大きく上回っている。このことは、60 分間積算雨量の最大値が同じ場合、前方集中型の降雨の方が、他

の波形の降雨よりも安全率が高くなることを示していると考えられる。

第6項 2006 年 8 月 29 日強雨に対する斜面安定性の解析精度に関する考察

2006 年 8 月 29 日の強雨に対する斜面安定性解析では、平均安全率の最小値は 0.986 と 2010 年 8 月崩壊時の 0.998 より小さかったが、実際には、崩壊は発生していない。このような強雨時の斜面の安定性の評価精度の問題の原因の一つに解析地点と鉄道雨量計地点の降雨量の差異が考えられる。解析地点と鉄道雨量計地点は、1.7km 離れているが、今回、両地点の雨量は同一とみなし、鉄道雨量計で観測された 5 分間雨量の時系列データを用いて解析を行っている。一方、2006 年 8 月 29 日の強雨において平均安全率が最小値を示した時間帯(29 日 4:00～5:00)の解析 1 時間雨量は、鉄道雨量計地点を含むメッシュで 37mm であるのに対し、解析地点を含むメッシュで 34mm と雨量計地点の 92%の値である。そこで、29 日 4:00～5:00 の時間帯の値を一律に 92%としたデータを降雨条件とした場合の 2006 年 8 月 29 日の強雨時の斜面安定性を再評価した。また、さらに、崩壊地点から 300m 北側に設置されたアメダス雨量計(鯉ヶ沢)による 10 分間雨量の観測値を用いて、2006 年 8 月 29 日の強雨時の斜面安定性を再評価した。その結果、平均安全率の最小値は、両方のケースともに、0.997 となった。この値は、1.0 を下回ってはいるが、その差は極めて小さいため、2006 年 8 月 29 日の強雨時には、崩壊が発生しなかったと考えられる。また、上記の解析地点と鉄道雨量計地点の降雨量の差異といった降雨条件の不確実性以外にも、解析精度に影響する要因として、解析に用いた土の物理的性質の代表性や斜面地形モデルの不確定性などが考えられる。このため、より多くの崩壊事例に対する解析により、これらの影響を評価した上で、より適正な崩壊発生基準雨量を検討することが必要と考えられる。

第7項 同種の崩壊事例に対する発生原因の考察

本章で対象とした崩壊と同種の運転中止前災害としては、五能線 73.945km 付近の切取斜面で 2009 年 8 月 28 日に発生した崩壊事例がある。当該斜面における堆積土層の斜面方向の長さは 5m、斜面勾配 45° と本章での解析対象斜面とほぼ同一の地形条件である。また当該斜面の地質条件は、解析対象斜面と同じ堆積岩類である。これらより、流達時間も解析対象斜面と当該斜面とではほぼ同一と考えられる。したがって、当該斜面に対しても 60 分間積算雨量の最大値を雨量指標とし、42mm が崩壊発生基準雨量の目安となることが考えられる。

崩壊地点から約 5km 離れた風合瀬駅(78.960km)に設置された鉄道雨量計では、崩壊発見時刻以前の時間帯における 60 分間積算雨量の最大値は 16 時 45 分に記録した 32mm であり、崩壊発生基準雨量の 42mm を下回っている。一方、崩壊地点での解析 1 時間雨量は、17 時に最大値 46mm を記録している。このことから、崩壊地点において、崩壊発生基準雨量 42mm を上回る降雨が発生したことが崩壊発生の要因であったと考えられる。なお、崩壊発生基

準雨量の目安として用いた値には、前節で述べたような解析条件の不確実性などが影響していると考えられる。このため、今後、さらに解析事例を追加した上で、これらの影響を評価し、今回目安とした崩壊発生基準雨量を検証していく必要がある。

第7節 まとめ

切取斜面上部で風化した土砂が浸食・運搬されて切取斜面下部に形成された堆積土層が、強雨時に崩壊した一事例に着目した。物理モデルを用いた 2010 年 8 月崩壊時の斜面安定の再現解析の結果、崩壊の発生プロセスについて、次のことが推察された。

- 1) 切取斜面上部の露岩部からの雨水の流入が斜面に堆積した土層の安定性を大きく低下させる。
- 2) 切取斜面上部の露岩部からの雨水の流入に対して堆積土層最上部の基本要素の安全率が著しく低下し、さらに堆積土層の全ての基本要素で不安定化が進行し、全体が崩壊した。

次に、解析モデルを用いて 2010 年 8 月崩壊時や過去の強雨に対する斜面安定性を評価し、その結果と各強雨の降雨特性との関係を検討した結果、以下のことがわかった。

- 3) 強雨時における 60 分間積算雨量の最大値は、対象斜面における崩壊の発生と最も関連性が高い災害指標である。
- 4) 後方集中型の降雨は、斜面の安定性を低下させ、崩壊発生基準雨量以下の降雨で崩壊を発生させる要因となる。
- 5) 2010 年 8 月の斜面崩壊の発生原因は、強雨期間が 65 分であり、60 分間積算雨量の最大値は 35mm と過去 17 年間で 3 番目に大きい値であったこと及び後方集中型の降雨波形であったことの 3 点である。
- 6) 斜面の安定性は降雨特性に強く関連するため、崩壊発生地点の正確な降雨の把握が重要である。

参考文献

- [1] 舘山勝(2006): 鉄道における盛土構造物の変化・変遷, 土と基礎, Vol.54, No.9, pp. 8-12.
- [2] 小橋澄治・島津義史・吉田博宣・酒井徹朗・佐々木功(1979): 林道切取のり面の安定性と自然植生の回復について, 京都大学農学部演習林報告, Vol. 51, pp. 164-174.
- [3] 森田紘一(1996): 林道切取のり面における土砂移動, 九州大学農学部演習林報告, Vol. 74, pp. 13-22.
- [4] 国土地理院(1998): 数値地図 25000 (地図画像) 青森.
- [5] 平松晋也・水山高久・石川芳治(1990): 雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究, 新砂防, Vol. 43, No.1, pp. 5-15.
- [6] 大西有三・西垣誠(1981): 土中水の不飽和流動 3. 不飽和土の解析, 土と基礎, Vol. 29, No.7, pp. 65-72.
- [7] 岡太郎・角屋睦(1979): 裸地斜面における雨水の侵入と地下水流出(2)—流出モデルへのアプローチ, 京都大学防災研究所年報, Vol. 17B, pp. 523-533.
- [8] 太田岳史・福島義宏・鈴木雅一(1988): 山腹斜面における出水現象の実態とモデル, 水文・水資源学会研究発表会要旨集, pp. 8-11.
- [9] 丸井英明・小橋澄治(1978): 砂質土における含水状態の変化に伴う剪断強度の変化について, 京都大学農学部演習林報告, Vol. 50, pp. 128-138.
- [10] 山本哲朗・寺山崇・勝部安昭・鈴木素之・白石淳雄(2001): 不連続面が潜在する斜面の安定性評価—2001 年 6 月梅雨前線に伴う集中豪雨による山口県内の斜面災害—, 地すべり, Vol. 38, No.3, pp. 116-123.
- [11] van Genuchten, M.Th.(1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892 - 898.
- [12] 榎明潔(1999): 降雨時の斜面表層崩壊, 土と基礎, Vol.47, No.5, pp. 17-20.
- [13] 平松晋也・宮前崇・木下貴裕・福山泰治郎(2012): 飽和度を指標とした地下水深の簡易推定手法に関する実験的研究, 信州大学農学部紀要, Vol. 48, No.1・2, pp. 29-38.
- [14] 窪田順平・福嶋義宏・鈴木雅一(1988): 山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化(Ⅱ) 水収支および地下水位発生域の検討, 日本林学会誌, Vol. 70, pp. 81-389.
- [15] 沖村孝・鳥居宣之・大西剛史(2008): 地下水位算定モデルに用いる $H/D-Sr$ 関係に初期条件および境界条件が及ぼす影響, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, Vol.12, pp. 119-129.
- [16] 寺本和子・鈴木立美・成瀬隆弘・松山裕幸・平松晋也(1995): 飽和度変化に伴う地下水の消長を考慮した雨水流動モデルの現地流域への適用について, 新砂防, Vol. 47, No.6, pp. 15-23.

- [17] 布川修・杉山友康・太田直之(2008)：地形を考慮した斜面表層部の地下水変動モデル，
鉄道総研報告，Vol. 22，No.1，pp. 23-28.
- [18] 安井春雄(1978)：香川県マサ土地域における降雨による土砂崩壊について，天気，Vol. 25，
No.6，pp. 13-25.
- [19] 大滝俊夫(1965)：降雨によるがけ崩れの水文学的研究，研究時報，Vol. 17，pp. 351-395.
- [20] 橋本健・森田正(1982)：土地利用変化を評価する洪水流出モデルに関する研究，土木学
会論文報告集，Vol. 1982，No.325，pp. 45-50.
- [21] 大津宏康・梅川祐一郎(2008)：社会経済的損失を考慮した豪雨時の事前通行規制に関す
る検討，建設マネジメント研究論文集，Vol. 15，pp. 1-11.

第6章 盛土斜面崩壊に対する災害指標

第1節 はじめに

2006～2013 年に発生した 55 件の運転中止前災害のうち、災害地点で 30mm/h 以上の強雨であった崩壊は 11 件であり、そのうち、盛土崩壊は 2 件である。一方、災害地点では 30mm/h 以上の強雨ではなかったが、災害地点の集水域で 30mm/h 以上の強雨であった崩壊は 2 件であり、そのうち、盛土崩壊は 1 件である。ここでは、これらの合計 3 件の盛土崩壊に着目し、その対応策を検討した。これら 3 件の崩壊事例には、沢を横断して構築された盛土(以下、沢渡り盛土とする)における崩壊という共通した特徴がある。沢渡り盛土の崩壊は、盛土が沢を横断する地点での沢の集水範囲(以下、集水域とする)における降雨によって盛土地点での沢の水量が増加して発生する。鉄道雨量計地点の降雨量と集水域の降雨量は雨域の範囲によって異なる場合があることから、現行の運転規制に用いられている災害指標である実効雨量に集水域の降雨量を適用し(以下、集水域実効雨量とする)、その結果をもとに盛土崩壊の発生危険度の評価における問題点を整理する。またさらに、この検討で抽出された問題点を改善するため、集水域の地形、土質条件を考慮した流出解析に基づく盛土崩壊の災害指標を提案し、その性能を評価する。

第2節 研究の方針と内容

第1項 盛土崩壊危険度評価における問題点と解決策

2006～2013 年の期間において、運転中止の発令前に発生した 3 件の盛土崩壊の発生場所(線名、起点からの距離)、発生年月日および名称を表 6-1 に示す。ここでは、国土交通省の解析 1 時間雨量データ[1]をもとに集水域を含むメッシュの 1 時間雨量の平均値を算出し、集水域降雨量とした。集水域降雨量を用いて式(2-1)、式(2-2)に示した実効雨量算定式から半減期 1.5, 6, 24 時間のそれぞれに対して崩壊時の集水域実効雨量を求めた。

崩壊時の集水域実効雨量と運転中止規制値との比(以下、規制値比とする)を図 6-1 に示す。なお、ここでは、崩壊発生直前の一連降雨(12 時間以上における総雨量が 1mm 以下の期間を含まないひとまとまりの降雨と定義)における最大値を崩壊時の集水域実効雨量とした。規制値比が 1 より大きい場合の集水域実効雨量は、盛土崩壊の発生を捉え、運転中止規制発令の指標である。

表 6-1 運転中止の発令前に発生した盛土崩壊(2006～2013 年)

線名	崩壊位置	発生年月日	名称
米坂線	35.540km	2013/7/23	2013年7月崩壊
奥羽本線	333.777km	2013/9/17	2013年9月崩壊
奥羽本線	266.660km	2007/9/17	2007年9月崩壊

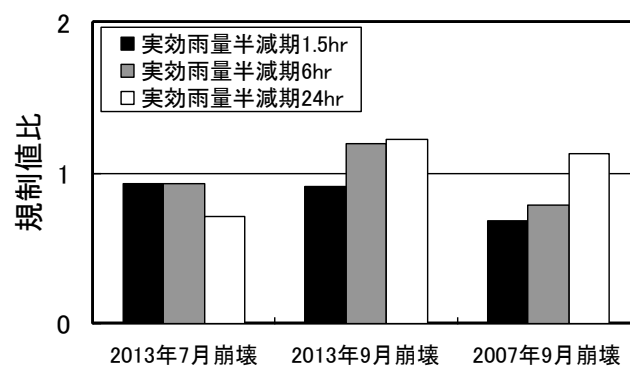


図 6-1 運転中止の発令前に発生した盛土崩壊の規制値比

図 6-1 より 2013 年 7 月崩壊時においては、半減期 1.5 時間と 6 時間の短・中期実効雨量を適用した場合の規制値比が相対的に大きい、いずれも規制値比は 1 をわずかに下回っている。このため、集水域実効雨量の評価精度の改善について検討が必要と考えられる。2013 年 9 月崩壊については、半減期 6 時間、24 時間の中・長期の規制値比が 1 以上となっている。2007 年 9 月崩壊では、半減期 24 時間を適用した場合の規制値比が 1 を超えている。

以上のことより、集水域降雨量の盛土崩壊発生判断指標としての有効性が確認されたものの、崩壊発生指標である集水域実効雨量の半減期は盛土崩壊事例によって異なる。このような相違は、盛土崩壊地点に応じて、その集水域の降雨流出特性が異なることが主たる要因と考えられる。合理的な運転規制のためには、崩壊発生との関連性が高い指標をあらかじめ把握することが重要である。しかしながら、現段階ではその方法は確立されていない。この問題を解決するためには、盛土崩壊の主たる原因となる盛土地点での沢の水量の増加を集水域での雨水の浸透・流下現象を考慮した降雨流出解析手法により精度良く推定し、盛土崩壊の災害指標に活用することが有効と考えられる。

第2項 研究の方針

前項で示した問題点を踏まえ、本章では、2013 年 7 月崩壊を対象として、流出解析に基づく盛土崩壊の災害指標を構築し、集水域実効雨量に対する崩壊発生の評価精度の改善を目指す。また、流出解析手法に基づき定められた盛土崩壊の災害指標の有効性を検証する。またさらに提案した盛土崩壊の災害指標が 2013 年 7 月崩壊に対してだけでなく、2013 年 9 月崩壊や 2007 年 9 月崩壊に対しても有効な一般性のある指標であることを示す。

なお、これらの解析では、前項において、盛土崩壊の発生の評価における有効性が確認された集水域降雨量を使用する。

第3項 研究内容

盛土崩壊に対する災害指標に関する研究の流れを図 6-2 に示す。研究内容は、i) 流出解析手法の検討と選定されたモデルの概要、2013 年 7 月崩壊事例を対象とした ii) 崩壊の概要、iii) 流出解析モデル定数の設定、iv) 有効雨量の設定、v) 盛土崩壊の災害指標の性能と有効性の検討、及び 2013 年 9 月崩壊や 2007 年 9 月崩壊事例を対象とした vi) 盛土崩壊の災害指標の一般性の検証に大別される。

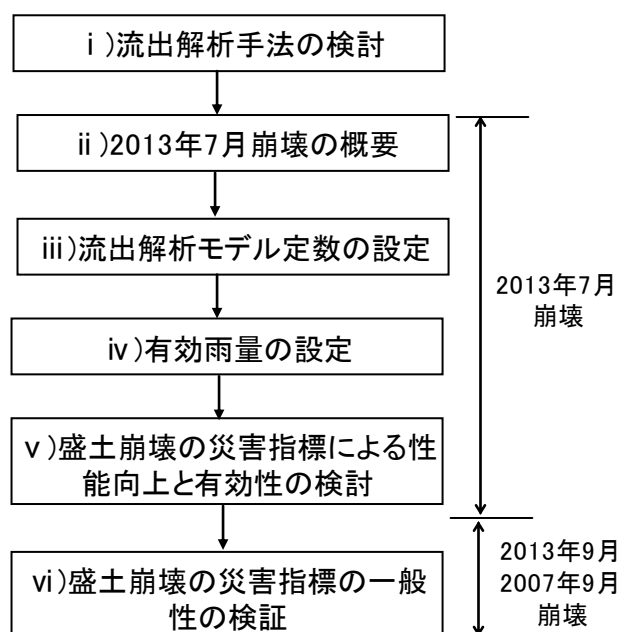


図 6-2 盛土崩壊に対する災害指標に関する研究の流れ

第3節 流出解析手法の検討

第1項 流出解析手法の選定

流出解析に広く用いられる代表的なモデルとしては、等価粗度法(Kinematic Wave 法)[2]と貯留関数法[3]がある。両手法の特徴を表 6-2 に示す。貯留関数法は、貯留量と流出量との間に一義的な関数関係を仮定して、貯留量を媒介変数として降雨量から流出量を求めるものである[4]。貯留関数法は、流出計算が簡便で、大中河川を対象としてかなり利用されており[5]、信頼性がある方法である[4]。また、山地小流域における流出解析にも有効であることが確認されている[6]。しかしながらモデル定数については、降雨量や流量の観測データをもとに経験的・試行錯誤的に定めるのが普通であって、必ずしもその物理的意義は明確ではない[5]。一方、等価粗度法は、斜面や流路における浸透・流下現象を、水流の運動法則と連続の関係をを用いて水理学的に追跡するものである[4]。モデル定数については、物理的意義が明確で、流域の土地利用が一樣でない場合や変化した場合にも容易に対処しうるなど、他の方法には見られない大きな長所をもっているが、計算が煩雑なことが難点である[7]。

鉄道沿線を横断する沢を対象とした流出解析に有効な手法としては、対象数が多いため、流出計算が簡便な貯留関数法が適していると考ええる。一方、鉄道を横断する沢には流量の観測データが存在しないため、モデル定数を経験的・試行錯誤的に求めることは困難である。この問題については、物理的に求めた等価粗度法のモデル定数を用いて、等価粗度法と貯留関数法との類似性を考慮して貯留関数のモデル定数を理論的に導く手法[5]を用いることで対応することとした。また、等価粗度法と貯留関数法の両方に共通する問題点として、有効雨量の算出が必要なことが挙げられる。有効雨量の設定は一般には経験的であり、流量の観測データが必要となる[7]。これに対し、太田らは、山腹斜面における雨水の浸透による基岩への流入量を、鉛直一次元不飽和浸透理論により求めて、飽和ダルシー則を用いた等価粗度法に適用して斜面流の追跡を行った。具体的には、後述の等価粗度法における斜面流の連続式の有効雨量に雨水の表土層内の浸透による基岩への流入量を適用した。そしてこの方法から求めた山腹斜面からの流出量とその観測値を比較し、ピーク流量の発生時刻及びピーク流量をよく再現できることを示した[8][9]。そこで、ここでは、鉛直一次元不飽和浸透理論により求めた表土層内の浸透による基岩への流入量を有効雨量と考え、有効雨量モデルのパラメータを設定することとした。

第2項 貯留関数法の基礎方程式

貯留関数法の基礎式は、次式のように表される。

$$S = KQ^P \quad (6-1)$$

$$\frac{dS}{dt} = r_e - Q \quad (6-2)$$

ここに、 S ：貯留高(m)、 r_e ：有効雨量強度(m/h)、 Q ：流出高(m/h)、 K 、 P ：定数である。
雨水流出の遅れ時間については、ここで対象とする集水域の面積は小さく、急勾配のため、ここでは考慮しない。

表 6-2 貯留関数法と等価粗度法の特徴

	等価粗度法	貯留関数法
流出計算	煩雑 ⁷⁾	簡便 ⁵⁾
モデル定数	物理的 ⁷⁾	経験的 ⁵⁾
有効降雨	経験的 ⁷⁾	

第3項 等価粗度法の基礎方程式

等価粗度法の基礎方程式は、次式で表される。

<斜面流>

$$h = kq^p \quad (6-3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad (6-4)$$

<河道流>

$$W = kcQr^{pc} \quad (6-5)$$

$$\frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial Qr}{\partial x} = I \quad (6-6)$$

ここに、 x ：距離(m)、 h ：斜面雨水流の水深(m)、 q ：斜面単位幅流量(m³/h/m)、 W ：河道の流水断面積(m²)、 Qr ：河道流量 (m³/h)、 I ：河道単位長当りの横流入量(m³/h/m)、 k 、 p 、 kc 、 pc ：定数である。斜面流定数 k 、 p は次の意味をもっている。

$$\text{Manning 型表面流} : k = (N/\sqrt{s})^p, \quad p=0.6 \quad (6-7)$$

$$\text{Darcy 型中間流} : k = \lambda / (36 K_s \cdot s), \quad p=1 \quad (6-8)$$

ここに、 s ：斜面勾配、 N ：等価粗度(m^{-1/3}・sec)、 λ ：有効間隙率、 K_s ：飽和透水係数(cm/sec)

第4項 等価粗度法と貯留関数法の比較によるモデル定数の算定

杉山は、流域は主河道長とそれに付随する左右等長の長方形斜面からなる 1 ブロックで表現できるものとし、ピーク流量発生時の流域平均貯留高 S を等価粗度法のモデル定数を用いて式(6-9)のように求めた[5].

$$S = \frac{kB^p}{1+p} \left(1 + \frac{1+p}{1+p_c} \frac{t_c}{t_s} \right) r_e^p \quad (6-9)$$

ここに、 B ：斜面長(m)、 t_s ：斜面の伝播時間(h)、 t_c ：河道の伝播時間(h)である。

さらに、貯留関数の基礎式(6-1)と式(6-9)が等価であるとして、貯留関数のモデル定数として次式を導いた[5].

$$P=p \quad (6-10)$$

$$K = \frac{kB^p}{1+p} \left(1 + \frac{1+p}{1+p_c} \frac{t_c}{t_s} \right) \quad (6-11)$$

通常、河道の伝播時間 t_c は斜面のそれに比べて十分小さく、これを無視でき、式(6-11)は次式となる。

$$K = \frac{kB^p}{1+p} \quad (6-12)$$

第5項 有効雨量モデル

有降雨量は、地表に達する降雨のうちの流出成分になる降雨分であり、その算定は、流出解析結果に大きな影響を与える[10]。貯留関数法では、有効降雨量は式(6-13)に示すように降雨強度と流出率との積で表され、流出率は、式(6-14)と式(6-15)に示すように、降雨初期の場合と累加雨量が飽和雨量を超えた場合とで異なる値を用いる[4]。また、総雨量、総有効雨量と損失雨量との関係は、式(6-16)で表される。

$$r_e = f \cdot r \quad (6-13)$$

$$f = f_1 \quad (0 < R < R_{sa}) \quad (6-14)$$

$$f = 1 \quad (R_{sa} < R) \quad (6-15)$$

$$R_L = R - R_e \quad (6-16)$$

ここに、 r ：降雨強度(m/h)、 R ：総雨量(m)、 f ：流出率、 f_1 ：一次流出率、 R_{sa} ：飽和雨量(m)、 R_e ：総有効雨量(m)、 R_L ：損失雨量(m)である。

一次流出率は物理的には、小雨時の流出域の面積率であり、全流域面積の中で河道及び河道周辺の湿地河原など常時ほぼ飽和状態である領域の占める面積率に対応すると考えられている[11]。また、飽和雨量については、第1項で述べたように雨水の表層土内の浸透に

よる基岩への流入量を有効雨量と考える．すなわち雨水の表土層内の鉛直一次元不飽和浸透流解析により求めた基岩への総流入量 Q_v が総有効雨量 R_e になるとの考えに基づき，過去の主な強雨に対する総雨量と総有効雨量との関係を求めて，両者の関係の変化点における総雨量として求めた(図 6-3)．

なお，本章での流出解析や有効雨量の算定には，集水域の平均雨量を用いる．集水域の平均雨量のハイエトグラフは，対象流域に属する国土交通省解析雨量のメッシュ値で単純平均して求めた．

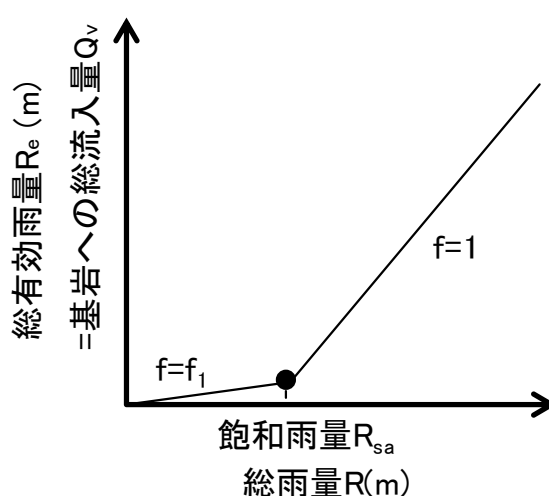


図 6-3 総雨量，総有効雨量(基岩への総流入量)及び飽和雨量の関係

第4節 2013 年 7 月崩壊の概要

第1項 崩壊発生位置

検討で対象とする崩壊は，2013 年 7 月 23 日に米坂線手ノ子駅・羽前沼沢駅間の 35.540km(線区の起点からの距離)付近で発生した約 50m にわたる盛土斜面の崩壊 (2013 年 7 月崩壊)である．崩壊発生地点の位置を図 6-4 に示す．



図 6-4 2013 年 7 月崩壊地点(米坂線 35.540km 付近)の位置図[12]

第2項 集水域の地形と地質

崩壊地点付近の線路は、宇津川の左岸斜面に沿って敷設されている。2013 年 7 月崩壊は、宇津川に注ぐ沢の出口部に構築された沢渡り盛土で発生した。集水域の面積は 3.1ha である。また、集水域の最高標高は 356m、崩壊地点の標高は 280m、崩壊地点から最高標高地点を結ぶ流路延長は 280 m である。沢には、平常時には流水は無く、基底流量はゼロであり、盛土地点での沢の水量は、すべて直接流出成分として評価できる。崩壊地点付近の基岩は、堆積岩で構成されており、集水域の植生はアカマツが主体である。

第3項 降雨状況

鉄道雨量計は、崩壊地点から約 5km 離れた羽前椿駅に設置されている。崩壊をもたらした強雨時において、崩壊発生日点周辺の解析 1 時間雨量が最大であった 19 時～20 時の解析 1 時間雨量分布を図 6-5 に示す。図より、鉄道雨量計地点(No.1)及び崩壊地点(No.2)では、解析 1 時間雨量は 30mm 未満であるが、集水域上流(No.3)での解析 1 時間雨量は 30mm 以上となっている。なお、3.1ha の集水域のうち、崩壊地点(No.2)のメッシュに属する範囲は 0.5ha、集水域上流(No.3)のメッシュに属する範囲は 2.6ha である。このことから、崩壊の発生危険度は、地点雨量だけでなく、集水域全体の降雨量に着目して評価することが必要であることがわかる。

図 6-6 には、流出解析に用いる集水域の 1 時間降雨量の経時変化を示す。崩壊は、7 月 23 日 6 時 51 分に、移動中の点検員により発見されている。当該線区では 7 月 22 日 18 時 20 分以降、崩壊発見時刻まで列車の通過がなかった。したがって、崩壊は、7 月 22 日 16 時から 7 月 23 日 1 時の降雨により発生したと考えられる。この間の集水域総雨量は 100mm、最大 1 時間雨量は 30mm であった。

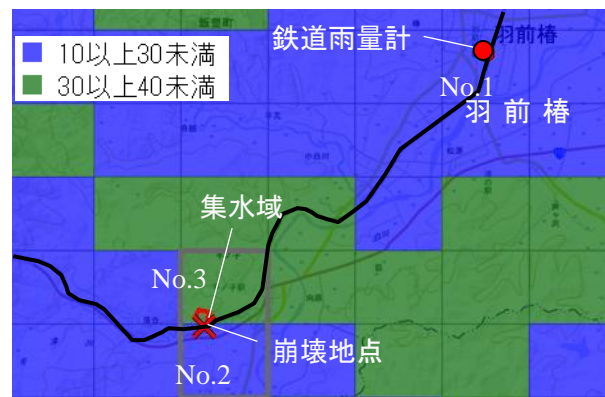


図 6-5 崩壊地点周辺の解析雨量[1](2013 年 7 月 22 日 19:00～20:00)

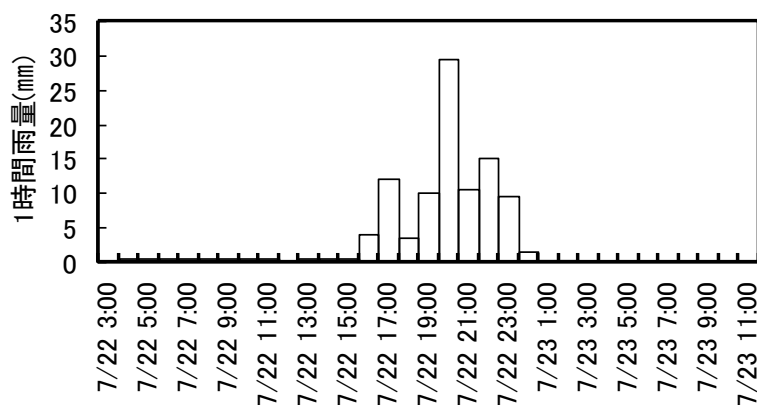


図 6-6 2013 年 7 月崩壊時の集水域の 1 時間降雨量の時系列
(集水域メッシュ(No.2, No.3)の平均)

第5節 流出解析モデル定数の設定

第1項 集水域のモデル化

流出解析にあたっては、図 6-7 に示すように、集水域を 2 つの矩形斜面に挟まれた流路からなる流域に単純化してモデル化した。また、矩形斜面の基岩面は、一定厚さの表層土で覆われているものとした。モデル化した集水域の諸元を表 6-3 に示す。土層厚は、流域内の 10 地点の動的コーン簡易貫入試験の平均値として求めた。飽和透水係数については、流域内で採取した内径 50mm、高さ 51mm の小型サンプルに対する試験結果は、 $5.21 \times$

10^{-3}cm/sec であったが、実斜面での飽和透水係数は、小型サンプルに対する試験結果より 1～2 オーダー大きい[13]ことを考慮して試験結果を 50 倍した 0.261cm/sec とした。また、有効間隙率については、表層土の粒径をもとに、粒径と有効間隙率との関係から求めることができる。本研究では、粒度試験結果から求めた 50%粒径 $d_{50}=0.34\text{mm}$ を基に $\lambda=0.200$ とした[14]。

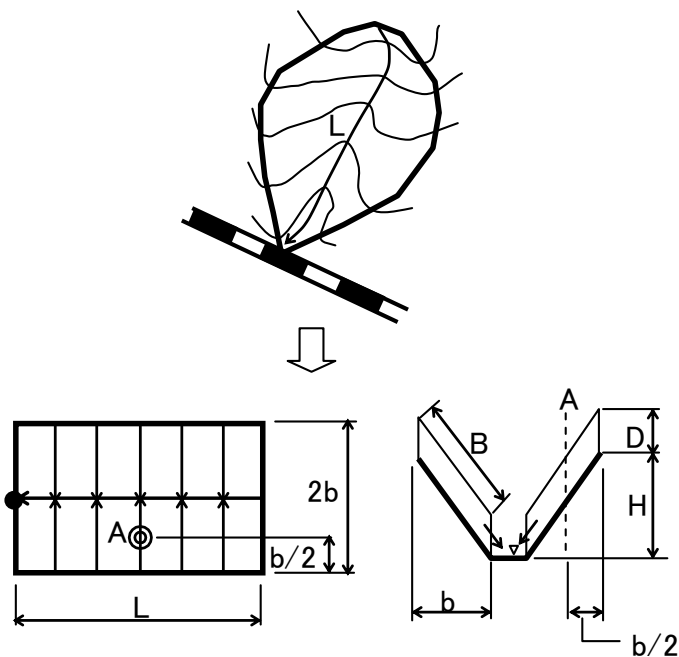


図 6-7 集水域のモデル化

表 6-3 モデル化した集水域の諸元

崩壊 年月	流路 長 L (m)	斜面 長 B (m)	流域 面積 A (ha)	斜面 高 H (m)	土層 厚 D (m)	有効 間隙 率 λ	飽和透 水係数 K_s (cm/s)
2013/7	280	55.0	3.10	7.10	0.700	0.200	0.261

第2項 貯留関数法のモデル定数

Darcy 則に基づく等価粗度法の定数 k は、表 6-3 に示した流域諸元と式(6-8)により 0.165 となり、この値と式(6-12)から求めた貯留関数法の定数 K は 4.55 となる。また、Darcy 則に

基づく等価粗度法の定数 p は 1 であり，式(6-10)より貯留関数法の定数 P も 1 となる．

第6節 有効雨量のモデル定数の設定

第1項 一次流出率

現地調査により沢には，平常時には流水は無く，また池や湿地なども存在しないことを確認した．よって，小雨時の流出域となる飽和領域の面積率はゼロと考え，式(6-14)の一次流出率 $f_1=0$ とした．

第2項 飽和雨量

① 評価地点

飽和雨量は，モデル斜面中央部（図 6-7，A 点）を評価対象地点とし，この地点に対して求めた飽和雨量を集水域の代表値として用いる．

② 鉛直一次元不飽和浸透流解析手法

各基本要素の鉛直方向の水分移動に対しては式(5-1)に示した一次元鉛直不飽和浸透流理論[15]に基づく Richards 式を用いて算定する．解析では，基本要素上端の降雨強度を境界条件とし， $\phi \sim \theta$ 曲線， $K \sim \phi$ 曲線及び式(5-4)，(5-7)の差分展開式を用いて不飽和領域から基岩面への供給水量を算定する．計算過程の詳細については，第 5 章第 4 節第 1 項②を参照されたい． $\phi \sim \theta$ 曲線， $K \sim \phi$ 曲線は，van-Genuchten[18]の提案した式(5-16)～式(5-18)を用いた．van-Genuchten 式に含まれる定数 θ_r ， θ_{sat} ， α ， n の各パラメータについては，土の保水性試験から求めた θ と ϕ の測定値をもとに表 6-4 に示す値とした．

表 6-4 van-Genuchten 式のパラメータ

θ_{sat} m^3/m^3	θ_r m^3/m^3	K_s cm/s	α	n
0.570	0.256	0.261	0.900	1.19

③ 過去の主な強雨

過去の主な強雨としては，集水域の 1 時間雨量が 15mm/h 以上の降雨を含むすべての一連降雨を対象とし，2006～2013 年において 21 強雨を抽出した．これらのうち，特徴的な強雨の累積雨量の経時変化を図 6-8 に示す．図中，2013 年 7 月崩壊時の強雨の累積雨量の経時

変化を太い実線で示した。

今回抽出した一連降雨の総雨量は最小 17mm, 最大 172.3mm(図 6-8 中, 2011 年強雨), 平均 68.8mm あり, 最大 1 時間雨量は, 最小 15mm/h, 最大 43.5mm/h, 平均 22.5mm/h である。また, これらの一連降雨の継続時間は, 最小 1 時間, 最大 66 時間(図 6-8 中, 2011 年強雨), 平均 24 時間である。2013 年 7 月崩壊時の強雨の総雨量は 100mm であり, 抽出した 21 強雨の中で 4 番目に大きく, 平均値を 31.2mm 上回っている。2013 年 7 月崩壊時の最大 1 時間雨量は, 30mm/h であり, 抽出した 21 強雨の中で 4 番目に大きく, 平均値を 7.5mm 上回っている。2013 年 7 月崩壊時の強雨の継続時間は 22 時間であり, 抽出した 21 強雨の平均値に近い値である。また, 降雨初期 1~2 時間に 15mm/h を超えるような強い雨が生起し, その直後に終息するような短時間集中型の強雨は, 21 強雨中, 5 強雨であり, このうち, 最大 2 時間雨量が 60mm を超えたのは 1 強雨(図 6-8 中, 2008 年強雨)である。また, 1 時間雨量 10mm/h 以上の降雨が 4 時間以上にわたり連続して継続したのは, 2013 年 7 月崩壊時の強雨の他, 1 強雨(図 6-8 中, 2010 年強雨)である。

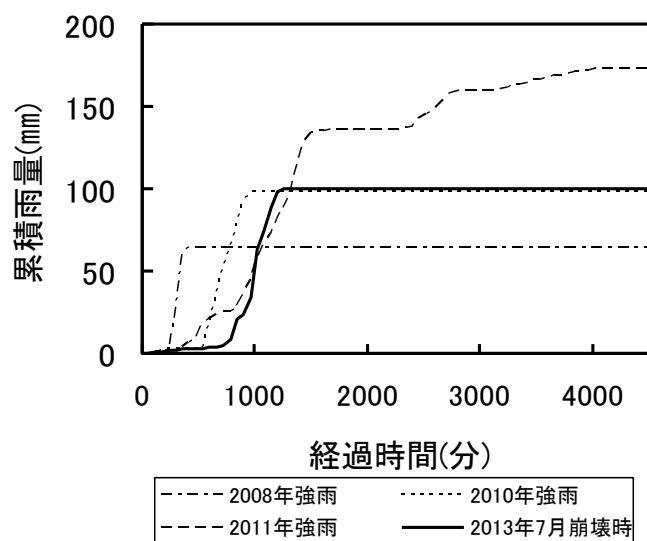


図 6-8 過去の強雨の累積雨量の経時変化

また, 抽出した 21 強雨の半減期 15, 6, 24 時間の集水域実効雨量の最大値は, それぞれ 40.2mm, 67.2mm, 110.9mm である。一方, 崩壊時の強雨では, それぞれ 32.5mm, 65.2mm および 92.4mm であり, 抽出 21 強雨の最大値ではないが, 21 強雨の集水域実効雨量の最大値との差は, 半減期 1.5 時間, 6 時間および 24 時間に対し, それぞれ 8mm, 2mm, 8mm とわずかである。

④ 表土層の初期水分条件

雨水の表土層内の鉛直一次元不飽和浸透流解析による基岩への総流入量の算定においては、表土層の初期水分条件が結果に大きく影響する。流路からの距離 x における基岩面の土壤水分吸引水頭は、太田らの考え[8]に基づき、表土層の乾湿条件を考慮した次式でモデル化した。

$$\phi_x = H_s - M \cdot Z_x \quad (6-17)$$

ここに、 ϕ_x ：流路からの距離 x における基岩面の土壤水分吸引水頭(cm)、 M ：表土層の乾湿状態によって決まる定数であり、 $0 \leq M \leq 1$ 、 $M=0$ が湿潤状態、 $M=1$ が乾燥状態、 Z_x ：流路からの距離 x における基岩面の高さ(cm)、 H_s ：基準面における土壤水分吸引水頭の値(cm)である。基準面を流路水面とし、基準面の土壤水分吸引水頭は 0 とした。また、降雨直前での水分移動は無いものと仮定し、表土層の全層にわたって全水頭を一定とした。これらの仮定に基づく土層内の土壤水分吸引水頭分布の初期条件は、 M の値によって図 6-9 のように変化する。飽和雨量の算定における初期水分状態の影響を評価する必要があるため、次項では初期湿潤状態($M=0$)および初期乾燥状態($M=1$)について基岩への総流入量を評価する。

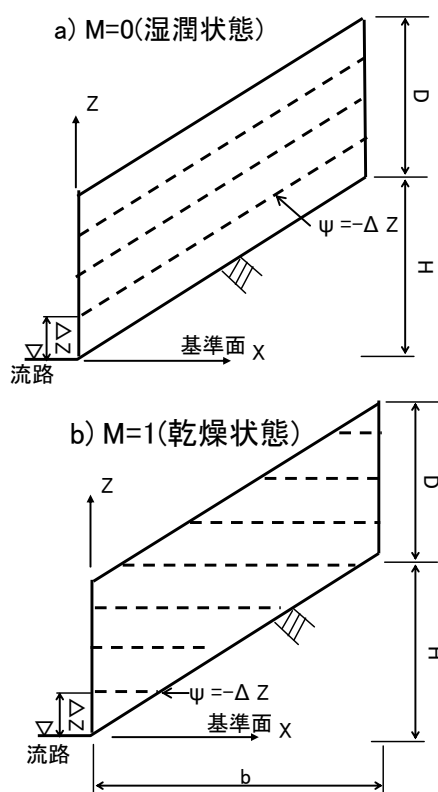


図 6-9 表土層の乾湿条件による土壤水分吸引水頭の分布の初期条件の変化[9]

⑤ 総雨量と総有効雨量との関係と飽和雨量

2013 年 7 月崩壊時の強雨に対して、モデル流域内の評価地点において $M=0$ と $M=1$ のそれぞれの条件で鉛直一次元不飽和浸透流解析により求めた基岩への流入量の経時変化を図 6-10 に示す。図より、基岩への流入量は、 $M=0$ の場合では、急激な浸透量の増加は 7 月 22 日 19 時、ピーク値は、30mm/h であるのに対し、 $M=1$ の場合では、急激な浸透量の増加は 7 月 22 日 20 時、ピーク値は 15.0mm/h である。表土層の初期条件を湿潤状態とした場合では、乾燥状態とした場合よりも基岩への流入量が急増する時刻は 1 時間早く、ピーク値は 2 倍程度になることがわかる。

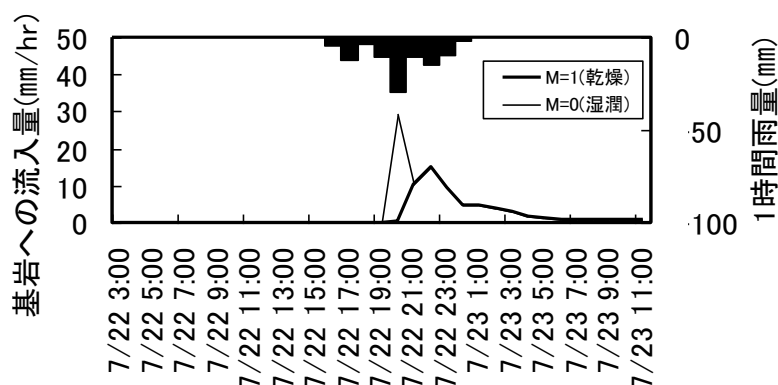


図 6-10 基岩への流入量の経時変化(2013 年 7 月崩壊地点)

次に、初期条件 $M=0$ と $M=1$ のそれぞれの場合において、③において抽出した 21 の強雨に対して求めた総雨量と総有効雨量(雨水の鉛直一次元不飽和浸透流解析により求めた基岩への総流入量)との関係を図 6-11 に示す。表土層の初期水分条件を湿潤状態($M=0$)とした場合、飽和雨量 $R_{sa,M=0}$ は 4.3mm であるのに対し、表土層の初期水分条件を乾燥状態($M=1$)とした場合、飽和雨量 $R_{sa,M=1}$ は 26.5mm であり、表土層の初期水分条件の相違により、飽和雨量には 22.2mm の相違が生じることになる。

太田らは、初期水分状態を湿潤状態とした場合、計算ハイドログラフは実測ハイドログラフに比べて降雨に対する立ち上がり時刻が早くなる問題があることを指摘している[9]。しかしながら、降雨事象毎に表土層の初期水分状態を推定することは困難なことから、ここでは、乾燥条件と湿潤条件に対する飽和雨量の平均値 15.4mm を飽和雨量 R_{sa} として用いることとした。この飽和雨量と総雨量を用い式(6-18)から求めた流出係数は、崩壊時の総雨量 100mm の強雨では 0.85、2006～2013 年の 7 年間で総雨量が 172.3mm と最大であった強

雨では, 0.92 となる.

$$F = R_e / R = (R - R_{sa}) / R \quad (6-18)$$

ここに, F : 流出係数である.

洪水時における山地河川での流出係数の経験的な目安は 0.75~0.85[19]であり, 今回の崩壊をもたらすようなレベルの強雨に対して求めた流出係数は, 山地河川における経験的な目安の上限以上の値である. したがって, 今回採用した飽和雨量は崩壊発生危険度を評価する上では, 概ね安全側に設定された値といえる.

図 6-11 には, 勾配 1 の直線も示した. 図に示されているようにプロットされた点は, 概ねこの直線上にあり, 前に述べた総雨量が飽和雨量を超えると流出率を 1 とするという貯留関数法における有効雨量の考え方[4]と整合している.

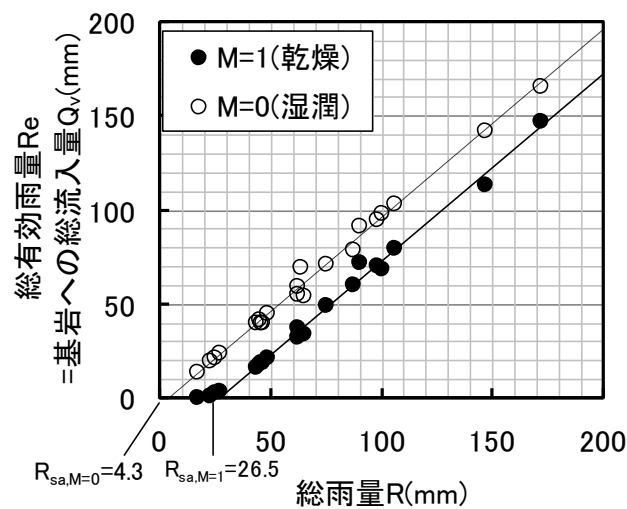


図 6-11 総雨量と総有効雨量との関係

第7節 盛土崩壊の災害指標による性能向上と有効性の検討

第1項 盛土崩壊の災害指標の定義

貯留関数法の基礎式(6-1)において第 5 節第 2 項で述べたようにモデル定数 $P=1$ であるから, 盛土地点における沢の流出高は, 式(6-19)に示すように貯留高に定数 $1/K$ を乗じること

により得られる.

$$Q=S/K \quad (6-19)$$

式(6-19)を式(6-2)に代入すると, 式(6-20)に示す 1 階線形微分方程式が得られ, 一般解は式(6-21)で与えられる.

$$\frac{dS}{dt} = r_e - \frac{S}{K} \quad (6-20)$$

$$S = e^{-t/k} \left(\int e^{t/k} \cdot r_e dt + C \right) \quad (6-21)$$

ここに C : 積分定数である.

式(6-21)において, 有効雨量強度に集水域の 1 時間当りの有効雨量を用い, 貯留高を漸化式表示すれば, 式(6-22)となる. また, 式(6-21)において, $r_e=0$ とすると式(6-23)が得られる. 式(6-23)より, 貯留高 S が $1/2S$ になるまでの時間である貯留高の半減期は, 式(6-24)で与えられる.

$$S(t) = S(t-1) e^{-1/K} + R_{el}(t) e^{-1/2K} \quad (6-22)$$

$$S = C e^{-t/k} \quad (6-23)$$

$$M_s = \ln(0.5) \cdot (-K) \quad (6-24)$$

ここに, R_{el} : 集水域の 1 時間当り有効雨量(m/h), M_s : 貯留高の半減期(h)である.

式(6-22)と式(2-1)から明らかなように, 貯留高は, 式(2-1)において集水域の 1 時間雨量に集水域の 1 時間当り有効雨量を用い, 減少係数を $-1/K$ とした場合の解である. また, 式(6-24)と式(2-2) から明らかなように, 貯留高の半減期は, 式(2-2)において, 減少係数を $-1/K$ とした場合の解として得ることができる. このように, 貯留高と実効雨量との類似性が高いことがわかる.

沢渡り盛土の崩壊は, 沢の水量の増加が主たる要因となるため, 盛土地点における沢の流出高に基づき評価することが実態に即していると考えられるが, 実効雨量との類似性を考慮し, 流出解析から得られる貯留高を盛土崩壊の災害指標と定義した.

第2項 2013 年 7 月崩壊強雨時の貯留高と集水域実効雨量の推移

2013 年 7 月崩壊時の集水域の降雨に対して, 第 5 節第 2 項で示した流出解析のモデル定数を用いて式(6-1), 式(6-2)により求めた貯留高の経時変化を図 6-12 に示す. また, 図 6-12

には、第2節第1項での検討において、2013年7月崩壊時の規制値比が相対的に高いことが確認された半減期が1.5時間と6時間の集水域実効雨量の経時変化も示した。また、第5節第2項において設定した集水域の流出解析モデル定数 $K=4.55$ を式(6-24)に適用すると、貯留高の半減期は約3時間となる。そこで、図6-12には、貯留高と集水域実効雨量との相違をより明確化するため、半減期3時間の集水域実効雨量の経時変化をも併記した。

図6-12より明らかなように、1時間雨量の最大値30mm/hに対して、貯留高は急激に増加し、37.8mmに達する。その後の10~15mm/hの降雨に対しても貯留高は上昇を続け、7月22日22時にピーク値45.6mmに達し、降雨の終了に伴いゆるやかに低減していく。降雨開始から7月22日19時までの時間では、貯留高は、すべての半減期の集水域実効雨量よりも小さい。貯留高と半減期3時間の集水域の実効雨量の波形を比較すると、降雨開始からピーク時刻付近までは、貯留高の方が小さく、その差は最大10mm程度である。時間の経過とともに差は小さくなり、ピーク時刻では2mm程度となる。ピーク時刻以降、その差はほとんど無くなり、1mm以下となる。このような降雨の初期段階において、半減期3時間の集水域実効雨量よりも貯留高の方が小さいという傾向が顕著であったのは、貯留高では、降雨初期における損失雨量を考慮していることによるものであり、累積雨量が飽和雨量を上回ってからは時間の経過とともに損失雨量の影響は低減していくことを反映していると考えられる。

図6-12に示した半減期1.5、3、6時間の集水域実効雨量と貯留高の4つの各指標について、ピーク値を比較すると、その大小関係は、半減期1.5時間の集水域実効雨量<半減期3時間の集水域実効雨量≒貯留高<半減期6時間の集水域実効雨量となる。また、ピーク値の出現時刻は、半減期1.5時間の集水域実効雨量では、1時間雨量の最大値の生起時刻と同時刻の7月22日20時と最も早く、半減期3時間の集水域実効雨量と貯留高ではともに7

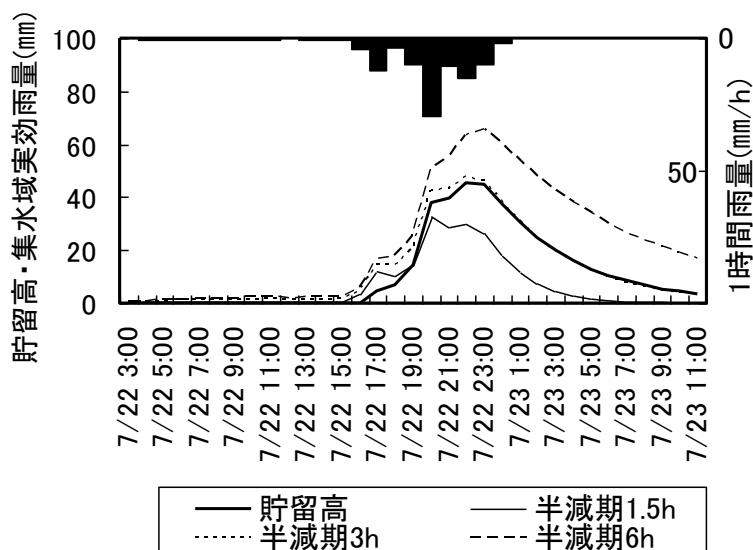


図 6-12 貯留高・集水域実効雨量の経時変化(2013 年 7 月崩壊地点)

月 22 日 22 時であり、半減期 6 時間の実効雨量では、7 月 22 日 24 時と最も遅い。このように、集水域実効雨量は、半減期が短期間になるほど、短時間雨量に対する応答性は高くなるといえる。

第3項 盛土崩壊の災害指標の性能評価の方法と有効性

列車の運転規制に用いる指標の性能は、いかに少ない警報の発令で確実に崩壊を捕捉できるかによって決定される。そこで、次項では、崩壊発生判定のしきい値を崩壊時の指標値(崩壊発生時間帯(7月22日16時から7月23日1時)において計算された指標の最大値)と仮定した場合、しきい値を超える強雨がどの程度あるかを指標の性能の判断基準とする。すなわち、しきい値を超える強雨が存在しない、あるいは少ないほど性能が高く、良好な指標であると判断する。そして、盛土崩壊の災害指標の性能と他の各種指標の性能とを比較することで、有効性や性能向上を判断する。

第4項 2013 年 7 月崩壊に対する盛土崩壊の災害指標の性能向上と有効性

図 6-13 には、2006～2013 年の 7 年間に生じたすべての一連降雨に対して求めた 2013 年 7 月崩壊発生地点での貯留高の年最大値と半減期に 1.5, 3, 6 時間を適用した場合の集水域実効雨量のそれぞれの年最大値との関係を示す。なお、図中には、勾配 1 の直線も示した。2013 年 7 月崩壊時の貯留高は、最も右側にプロットされており、7 年間で第 1 位であり、貯留高の盛土崩壊発生の評価性能は高く、有効な指標であるといえる。ただし、2013 年 7 月崩壊時の貯留高と 7 年間で第 2 位の 2011 年の貯留高の最大値との差は 0.6mm、第 3 位の 2010 年の貯留高の最大値との差は 0.8mm とわずかである。7 年間で第 2 位と第 3 位の貯留高は、いずれも崩壊を生じさせるようなレベルであったことがうかがえる。

一方、集水域実効雨量については、2013 年 7 月崩壊時の値が 2006～2013 年の 7 年間で最大となるようなものは無い。半減期が 3 時間と 6 時間の集水域実効雨量では、2013 年 7 月崩壊時の値がともに 7 年間で第 2 位であるが、第 1 位との差はいずれも 2mm 程度である。半減期 1.5 時間の集水域実効雨量では、2013 年 7 月崩壊時の値が 7 年間で第 3 位であった。このように、盛土崩壊の災害指標として用いた貯留高では、集水域実効雨量と比べてその性能は向上することが確認できたが、向上の程度はわずかであった。

第5項 盛土崩壊の災害指標と集水域実効雨量の性能の差異の原因

前項において、盛土崩壊の災害指標として用いた貯留高と集水域実効雨量とで盛土崩壊発生の評価性能に差異がみられた原因について、半減期 3 時間の集水域実効雨量の年最大値と貯留高の年最大値との関係をもとに考察する。

半減期 3 時間の集水域実効雨量では、2008 年の最大値が 2006～2013 年の 7 年間で第 1 位であり、2013 年 7 月崩壊時の値は第 2 位である。一方、貯留高の 2008 年の最大値は、7 年間で第 5 位であり、半減期 3 時間の集水域実効雨量の 2008 年最大値は、貯留高の 2008 年最大値に比べて、相対的に大きく評価されていることも特徴的である。半減期が 3 時間の集水域実効雨量や貯留高の 2008 年最大値をもたらした強雨は、いずれも 8 日間での総雨量が 7mm の先行降雨の後に生じた 2 時間雨量が 61.2mm と 7 年間で最大の短時間集中豪雨である（図 6-8 中、2008 年強雨）。2008 年強雨時においては、半減期 6 時間の集水域実効雨量の最大値は 7 年間で第 5 位であったが、半減期 3 時間や 1.5 時間の集水域実効雨量の最大値は 7 年間で第 1 位となる。これは、半減期がより短くなることにより短時間降雨に対する応答性が高まった影響と考えられる。また、第 2 項では、貯留高において損失雨量を考慮していることによって生じる半減期 3 時間の集水域実効雨量と貯留高との時系列的な差異は、降雨の初期段階で大きく、時間の経過とともに差異は小さくなることを示した。2008 年強雨のような、短時間の豪雨では、両者の差異の時間経過に伴う減少の影響は小さいため、半減期 3 時間の集水域実効雨量の 2008 年最大値と貯留高の 2008 年最大値には顕著な差異が生じ、このことが貯留高と半減期 3 時間の集水域実効雨量の性能の差異の一因になったと考えられる。

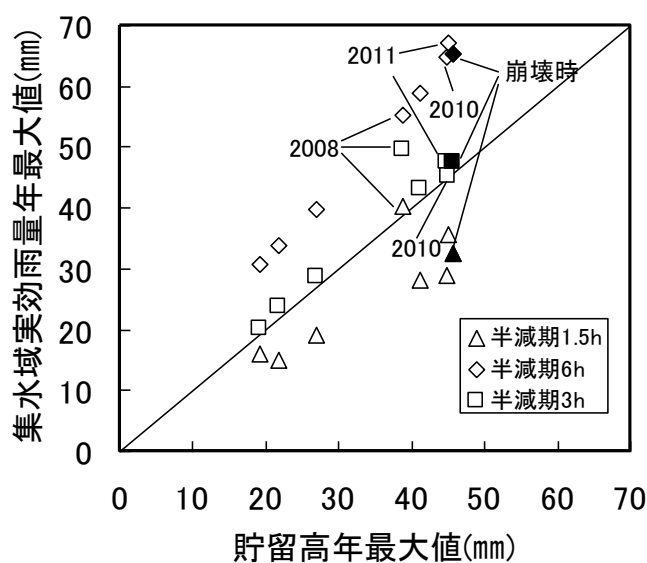


図 6-13 貯留高年最大値と集水域実効雨量年最大値の関係
(2006～2013 年：2013 年 7 月崩壊地点)

第6項 盛土崩壊の災害指標と降雨特性との関係

盛土崩壊の災害指標として用いた貯留高の増大をもたらす降雨特性を把握するため、崩壊が生じるようなレベルの貯留高が生じたとき、すなわち、2006～2013 年の 7 年間で第

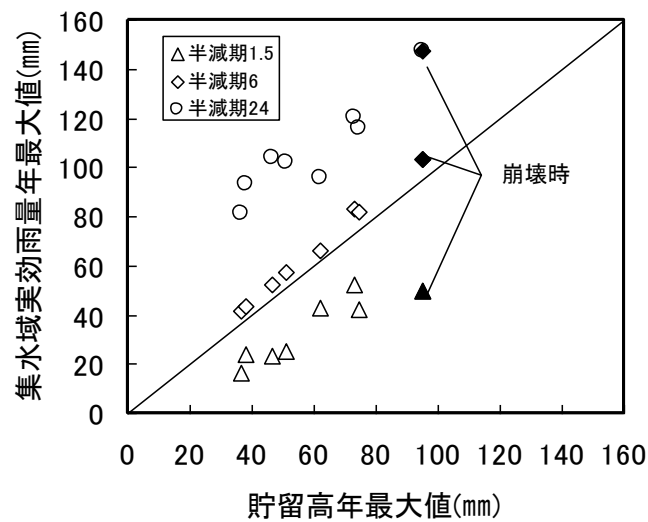
1 位～第 3 位の貯留高が生起したときの降雨の特徴をみてる。図 6-8 において、2013 年 7 月崩壊時の強雨と 2010 年の貯留高の最大値が生起したときの強雨(図 6-8 中、2010 年強雨)における累積雨量の経時変化を比較すると、累積雨量が増加しているときの傾きで表される降雨の強さやその継続時間はほぼ同じである。なお、7 年間で 1 時間雨量 10mm/h 以上の強い雨が 4 時間以上にわたって継続したのは、2013 年 7 月崩壊時の強雨と 2010 年強雨の 2 強雨のみである。つぎに、図 6-8 において、2013 年 7 月崩壊時の強雨と 2011 年の貯留高の最大値が生起したときの強雨(図 6-8 中、2011 年強雨)の累積雨量の経時変化を比較する。2011 年強雨では、降雨の強さは 2013 年 7 月崩壊時の強雨よりも小さいが、総雨量は 2013 年 7 月崩壊時の 1.7 倍と 7 年間で最大である。このように貯留高の増大は、降雨の強さとその継続時間や総雨量などの様々な降雨特性の影響を受けていることがうかがえる。

第8節 盛土崩壊の災害指標の一般性の検証

図 6-14(a)(b)には、2006～2013 年の 7 年間に生起したすべての一連降雨に対する貯留高の年最大値と半減期に 1.5, 6, 24 時間の集水域実効雨量の年最大値との関係を 2013 年 9 月と 2007 年 9 月の崩壊発生地点別に示した。なお、図中には、傾き 1 の直線と、モデル化した集水域の諸元並びに流出解析モデル定数を示した。

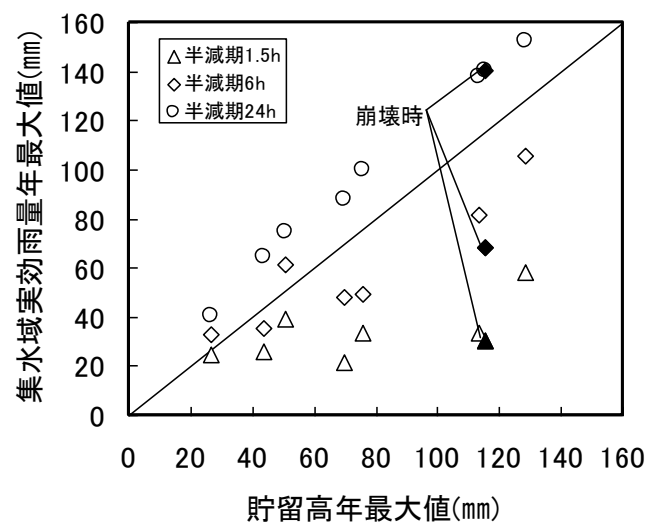
第1項 盛土崩壊の災害指標の 2013 年 9 月崩壊への適用

図 6-14(a)に示すように 2013 年 9 月崩壊時の貯留高は、7 年間で第 1 位であり、盛土崩壊の災害指標として用いた貯留高は、2013 年 9 月崩壊の発生に対する評価性能は高く、有効な指標といえる。なお、集水域の流出解析モデル定数 $K=7.20$ を式(6-24)に適用することにより求めた貯留高の半減期は約 5 時間である。半減期に 6 時間と 24 時間を適用した場合の集水域実効雨量では、2013 年 9 月崩壊時の値が 7 年間で第 1 位である。なお、半減期が 6 時間と 24 時間の集水域実効雨量は、第 2 節第 1 項で示したように、2013 年 9 月崩壊時の規制値比が 1 を上回った指標でもある。一方、半減期に 1.5 時間を適用した場合では、集水域実効雨量は、2013 年 9 月崩壊時の値が 7 年間で第 2 位である。このように盛土崩壊の災害指標として用いた貯留高は、1.5, 6, 24 時間の 3 つの半減期の集水域実効雨量の中で最も性能が良い集水域実効雨量(半減期 6, 24 時間)と同等の性能を有していることがわかった。



L	B	A	H	D	λ	K_s	K	P	R_{sa}
1575	136	41.2	38.0	0.90	0.200	0.179	7.20	1.00	10.0

(a) 2013 年 9 月崩壊地点



L	B	A	H	D	λ	K_s	K	P	R_{sa}
506	88.0	8.60	23.0	1.10	0.200	0.0404	22.8	1.00	23.0

(b) 2007 年 9 月崩壊地点

図 6-14 貯留高年最大値と集水域実効雨量年最大値の関係 (2006~2013 年)

第2項 盛土崩壊評価指標の2007年9月崩壊への適用

図 6-14(b)から分るように2007年9月崩壊時の貯留高は、2010年の貯留高の年最大値を下回っており、7年間で第2位の値である。なお、集水域の流出解析モデル定数 $K=22.8$ を式(6-24)に適用することにより求めた貯留高の半減期は約16時間である。一方、半減期に24時間を適用した場合の集水域実効雨量では、2007年9月崩壊時の値が7年間で第2位である。なお、半減期が24時間の集水域実効雨量は、第2節第1項で述べたように、2007年9月崩壊時の規制値比が1を上回った指標でもある。一方、半減期に1.5時間と6時間を適用した場合の集水域実効雨量では、2007年9月崩壊時の値が7年間で第3～5位である。このように盛土崩壊評価指標として用いた貯留高は、1.5、6、24時間の3つの半減期の集水域実効雨量の中で最も性能が良い半減期24時間の集水域実効雨量と同等の性能を有していることがわかった。したがって、盛土崩壊評価指標として用いた貯留高は、2007年9月崩壊の発生の評価に有効な指標といえる。なお、2013年7月崩壊や2013年9月崩壊時においては、盛土崩壊の災害指標である貯留高は、7年間で第1位として評価されたが、2007年9月崩壊に対しては、貯留高は、前出の2つの崩壊事例に対してみられたような高い性能は示さなかった。この問題の原因の一つに、崩壊が発生した後、2007年度中に盛土斜面の補強工事が完成し、その結果、盛土の耐災性が向上したことが挙げられる。より合理的な盛土崩壊評価に向けて、耐災性が向上した場合のしきい値の向上方法について検討する必要があると考えられる。また、今回用いた流出解析モデルの不確定性や設定した解析モデル定数の不確実性なども、この問題の原因の一つと考えられる。

第9節 まとめ

2006～2013年において、運転中止の発令前に発生した3件の沢渡り盛土の崩壊について、崩壊時の強雨に対して、半減期に1.5、6、24時間を適用した場合の集水域の実効雨量を求めた結果、3事例中、2事例において、盛土崩壊時の規制値比が1を上回り、集水域の降雨量を用いることが盛土崩壊発生の評価に有効であることを確認できた。しかしながら、崩壊事例によっては、評価精度の改善の検討の必要性があることや、集水域の降雨流出特性の影響を受けて、盛土崩壊の発生の評価に有効な指標も崩壊地点に応じて異なる可能性があることも確認された。このため、沢の集水域に対して、地形・土質条件をもとに設定したモデル定数を用いた貯留関数法による流出解析から得られる貯留高を盛土崩壊の災害指標とする手法を提案し、集水域の降雨量に対して適用した場合の性能を評価した。その結果、次のことがわかった。

- ・ 2013年7月崩壊においては、盛土崩壊の災害指標として用いた貯留高は、崩壊の発生の評価に有効であり、集水域実効雨量に対して崩壊発生危険度の評価性能をわずかではあるが向上できる
- ・ 2007年9月崩壊と2013年9月崩壊においては、盛土崩壊の災害指標として用いた貯

留高は、1.5, 6, 24 時間の半減期に対する集水域の実効雨量のうち、最も性能が良い集水域の実効雨量と同等の性能を有しており、崩壊の発生の評価に有効である

- ・ 盛土崩壊評価をより合理的に行うためには、盛土補強工事が完了し、耐災性が向上した箇所では、しきい値を向上させる必要がある

参考文献

- [1] 気象庁編(2006-2013)：解析雨量，(財)気象業務支援センター。
- [2] 末石富太郎(1955)：特性曲線法による出水解析について，土木学会論文集，Vol.29，pp.74-87.
- [3] 木村俊晃(1975)：貯留関数法，河鍋書店，57p.
- [4] 国土交通省水管理・国土保全局(2014)：国土交通省河川砂防技術基準調査編，735p.
- [5] 杉山博信・角屋睦(1988)：貯留関数モデル定数に関する一考察，農業土木学会論文集，Vol.1988，No.133，pp.11-18.
- [6] 遠藤泰造・小野茂夫・川口利次(1985)：集中豪雨時における山地小流域の貯水量と流量の関係，林業試験場研究報告，No.332，pp.1-11.
- [7] 丸山利輔・三野徹(1999)：地域環境水文学，朝倉書店，175p.
- [8] 太田岳史・福島義宏・鈴木雅一(1983)：一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討，日本林学会誌，Vol. 65，No.4，pp.125-134.
- [9] 太田岳史(1983)：一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討(Ⅱ)初期水分条件と直接流出特性，日本林学会誌，Vol. 65，No.12，pp.448-457.
- [10] 土木学会 水理委員会 水理公式集改訂小委員会編(1999)：水理公式集〔平成 11 年版〕，丸善，713p.
- [11] 高橋裕・安藤義久・有賀茂(1982)：山地河川流域の直接流出特性とそれに対する土地条件の効果，第 26 回水理講演会論文集，pp.197-203.
- [12] 国土地理院(1998)：数値地図 25000（地図画像）村上.
- [13] 太田岳史・福島義宏・鈴木雅一(1988)：山腹斜面における出水現象の実態とモデル，水文・水資源学会研究発表会要旨集，pp.8-11.
- [14] Davis, S. N. and De wiest, R. J. M. (1966). Hydrology, John Wiley and Sons, Inc, New York, 463p.
- [15] 大西有三・西垣誠(1981)：土中水の不飽和流動 3，不飽和土の解析，土と基礎，Vol29，No.7，pp.65-72.
- [16] 平松晋也・水山高久・石川芳治(1990)：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，新砂防，Vol.43，No.1，pp.5-15.
- [17] 岡太郎・角屋睦(1979)：裸地斜面における雨水の侵入と地下水流出(2)―流出モデルへのアプローチ，京都大学防災研究所年報，Vol. 17B，pp.523-533.
- [18] van Genuchten, M.Th.(1980)：A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44，pp.892-898.
- [19] 物部長穂(1933)：水理学，岩波書店，578p.

第7章 自然斜面の崩壊に対する災害指標

第1節 はじめに

2006～2013 年に発生した 55 件の運転中止前災害のうち、災害地点で 30mm/h 以上の強雨であった崩壊は 11 件である。そのうち、鉄道沿線の自然斜面崩壊は 1 件であり、本章ではこの崩壊に着目する。はじめに、崩壊時の強雨と過去に発生した強雨に対する斜面の安定性について、土質工学的モデルを用いて精緻に評価した。また、現行の災害指標の本崩壊の発生に対する評価性能を明らかにした上で、その性能をさらに向上させるため、単一斜面に対して地形・土質条件をもとに物理的に設定した解析定数を用いた降雨流出解析から得られる貯留高に基づく災害指標を提案した。そして、過去の強雨に対する災害指標の値と土質工学的モデルから求めた斜面の安定性との関係进行分析し、災害指標の有効性を考究した。またさらに、第 5 章において、切取斜面上の堆積土層の崩壊に対する災害指標としての有効性が確認された 60 分間積算雨量についても、自然斜面に対する災害指標としての有効性について考究した。

第2節 研究対象と研究の流れ

本章では 2009 年 8 月 10 日に常磐線大津港駅・勿来駅間 180.480km(線区の起点からの距離)付近の自然斜面で発生した崩壊 (以下、2009 年 8 月崩壊とする)を検討の対象とした。

第1項 崩壊地点の地形

崩壊が発生した常磐線 180.480km 付近の地形図を図 7-1 に示す。崩壊地点付近の線路は、斜面端部を開削して敷設されており、切取部の表面は、吹付けコンクリートで保護されている。切取部上部の自然斜面は、集水地形(以下、集水地形斜面とする)となっており、広葉樹が繁茂している。2009 年 8 月崩壊は、この集水地形斜面の下端部における厚さ 1.5m の表層土が最大長さ 11m、最大幅 8m の範囲にわたって崩壊したものである。集水地形斜面の集水面積は 0.14ha、平均勾配は、約 35° 、斜面長は 43m である。また、崩壊発生後に露出した基岩面には、亀裂や湧水はみられず、集水地形斜面での雨水の基岩内への浸透及び基岩から表層土への流入の影響は少ないものと考えられる。

第2項 降雨状況

鉄道雨量計は、崩壊地点から約 1.79km 離れた大津港駅に設置されている。2009 年 8 月崩壊時の大津港駅における 5 分間雨量の時系列を図 7-2 に示す。2009 年 8 月崩壊の発見時刻は、8 月 10 日 6 時 58 分である。前列車の通過推定時刻が同日の 6 時 44 分であることを考慮すると、崩壊発生時間帯は 6 時 44 分から 6 時 58 分までの時間帯と考えられる。崩壊が発生するまでには、8 月 9 日 20 時 00 分から 8 月 9 日 23 時 00 分までの 3 時間にわたって継続した総雨量 88mm の強雨(以下、前期強雨とする)と、その約 4 時間後の 8 月 10 日 4 時 05 分から崩壊発見時刻である 8 月 10 日 6 時 58 分までの約 3 時間にわたって継続した総雨量 73mm の強雨(以下、後期強雨とする)の 2 つの強雨が生じた。前期強雨と後期強雨とは、継続時間、総雨量とも同程度であるが、崩壊発見時刻をその継続期間に含む後期強雨が崩壊発生 of 直接的な引き金になったと考えられる。なお、8 月 9 日 20 時 00 分以前では、崩壊に影響するような降雨は無かった。

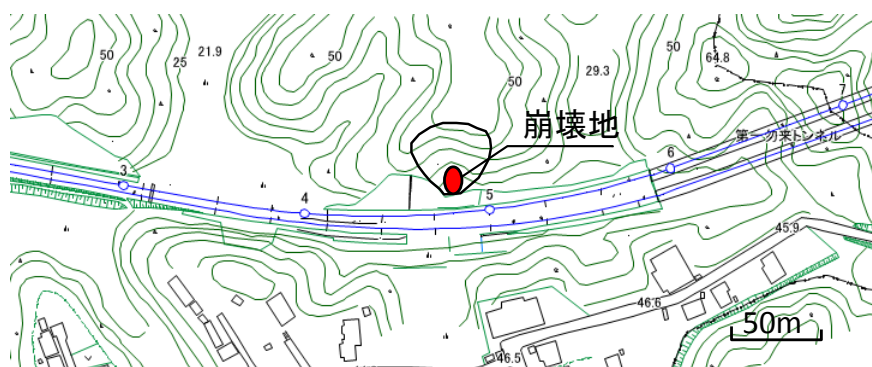
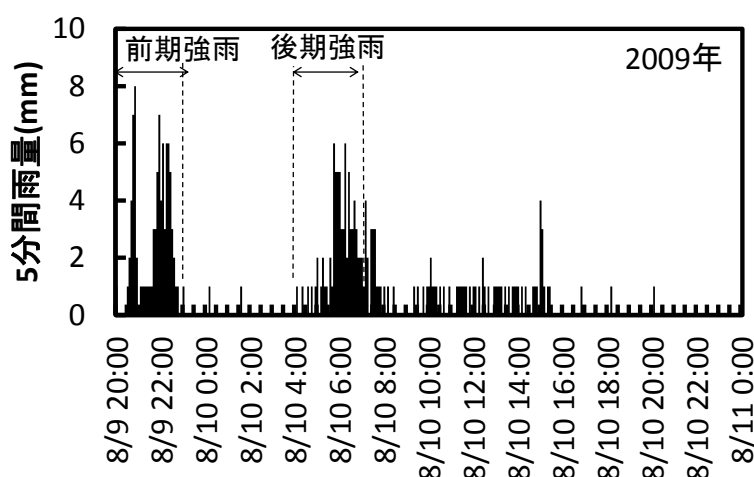


図 7-1 崩壊発生地点の位置図（常磐線 180.480km）



第3項 過去の強雨の抽出

大津港駅に設置された鉄道雨量計の1991年～2009年までの測定間隔5分の降雨量データを用いて、2009年8月崩壊以前に生じた様々なタイプの強雨を調査した。はじめに、1991年から2009年までの19年間の n 分間積算雨量($n=5,10,30,60,100,240,300,420,720,1080,1440$ 分の11種類)の最大値と第2位の値を調査し、これらが生じた一連降雨(無降雨継続時間12時間未満の降雨事象)として、過去の10強雨を抽出し、表7-1に示した。

表 7-1 過去10強雨における n 分間積算雨量の順位と総雨量

No	生起年	n 分間積算雨量の順位 (太字:1位、斜字:2位)	総雨量 mm	No	生起年	n 分間積算雨量の順位 (太字:1位、斜字:2位)	総雨量 mm
1	1991	720, 1080, 1440	215	6	2001	5,10,30,60	59
2	1994	240	210	7	2002	5	24
3	1997	300, 420	185	8	2004	1440	210
4	1998	5, 10, 30	96	9	2004	240,300,420,720,1080	199
5	1999	30, 60,100	110	10	2009	60, 100:2009/8崩壊時	164

第4項 研究の流れ

自然斜面に対する災害指標に関する研究内容は、i) 解析モデルの条件設定、ii) 強雨時の斜面安定性評価、iii) 流出解析による貯留高に基づく災害指標の検討、iv) 60分間積算雨量による災害指標の検討に大別される。なお、ii) 強雨時の斜面安定性の評価では、崩壊発生時間や崩壊発生場所についての解析結果と実現象との比較を行うことで解析モデルの有効性の検証も併せて行った。またiii) iv)では、流出解析による貯留高に基づく災害指標や60分間積算雨量による災害指標について、2009年8月崩壊の発生の評価への適用性を考究した。

第3節 解析モデルの条件設定

第1項 解析モデルの基本構成

ここでの研究で用いた解析モデルは、飽和—不飽和浸透流解析による降雨期間中の表土層内部の水面形の追跡と斜面安定解析とをリンクさせた複合モデル[1]である。解析で対象とした集水地形斜面を図7-3に示す。図中、太線は集水域を、緑線は等高線を示し、破線は実際の崩壊位置を示し、等高線間隔は5mである。本モデルでは、集水地形斜面を正方形メッシュに平面的に分割し、メッシュ毎に鉛直方向に表土層厚を設定し、この直方体の土柱を解析の基本要素としている。基本要素毎に一次元鉛直不飽和浸透流解析を行い、不飽

和領域からの鉛直浸透量を基岩面へ供給し，飽和側方流の追跡を行う．これらの結果から得られた飽和層深さや土壌水分状態を用いて斜面安定解析を行うものである．

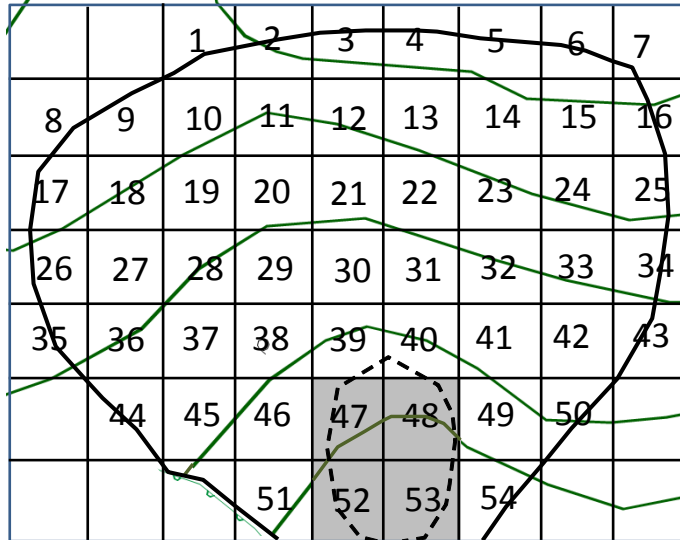


図 7-3 解析対象斜面と要素分割

第2項 解析方法

モデルによる解析は，第 5 章第 4 節第 1 項に示した方法で行った．ただし，基岩面上に形成される飽和層深さは，式(7.1)に示す飽和側方流過程における連続式と式(7.2)，式(7.3)に示すダルシー則に基づく運動方程式により平面 2 次元的に追跡される．

$$\lambda \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = q_z \quad (7.1)$$

$$q_x = 36 \cdot h \cdot K_s \cdot I_x \quad (7.2)$$

$$q_y = 36 \cdot h \cdot K_s \cdot I_y \quad (7.3)$$

ここに， x ： x 軸方向の距離(m)， y ： y 軸方向の距離(m)， λ ：有効間隙率(m^3/m^3)， h ：飽和層深さ(m)， q_x ， q_y ： x,y 軸方向の単位時間当たり単位幅流量($\text{m}^3/\text{m}/\text{h}$)， t ：時間(h)， K_s ：飽和透水係数(cm/s)， I_x ： x 軸方向の動水勾配， I_y ： y 軸方向の動水勾配， q_z ：不飽和領域からの供給水量(m/h)である．なお，動水勾配は，隣り合う要素間の基岩勾配として与えた．

第3項 斜面モデルと要素分割

解析モデルの地形条件として，図 7-3 に示すように，No.1 から No.54 までの 54 個の解析の基本要素を設定した．メッシュサイズは，既往研究[2]において，飽和層高の再現性が高いことが確認された 5m×5m を採用した．2009 年 8 月崩壊が発生した領域に該当するのは，図中，灰色で示した No.47, 48, 52, 53 の 4 メッシュである．表土層厚については，崩壊深さは 0.5～1.5m であったことから，その中央値である 1m をすべてのメッシュに一律に与えた．

第4項 表層土の土質諸元

解析に用いる土質諸元としては，現地で採取した試料に対する土質試験結果を考慮し，表 7-2 の No.1～No.6 に示す値を用いた．なお，粘着力については，飽和度の増加によって顕著な低下を示す[3]ことなどから，推定することは難しいため，既往研究での推定方法[2]に準拠し，2009 年 8 月崩壊の再現計算において，崩壊が発生した領域における安全率の最小値が 1.0 を下回る値を逆算して求め，計算期間中一定として与えた．土壌水分特性については，van-Genuchten[4]が提案した式(5-11)～式(5-18)を用いた．van-Genuchten 式に含まれる定数 θ_r , θ_{sat} , α , n の各パラメータについては，土の保水性試験から求めた θ と ϕ の測定値をもとに表 7-2 の No.7～10 に示す値を設定した．

表 7-2 解析モデルの土質諸元

No.	項目	単位	設定値
1	飽和透水係数 K_s	cm/s	0.29
2	有効間隙率 λ	m ³ /m ³	0.200
3	間隙率 n	m ³ /m ³	0.605
4	土粒子比重 G_s		2.61
5	内部摩擦角 ϕ	°	24.6
6	粘着力 c	kN/m ²	5.17
7	飽和体積含水率 θ_{sat}	m ³ /m ²	0.605
8	最小容水量 θ_{sat}	m ³ /m ²	0.195
9	α		0.501
10	β		1.06

第4節 強雨時の斜面安定性評価

第1項 2009 年 8 月崩壊時の斜面安定性評価

2009 年 8 月崩壊時に大津港駅で観測された 5 分間雨量データ (図 7-2)を用いて斜面の安定計算を行った。崩壊が発生した領域での安定性について、崩壊領域に該当する No47, 48, 52, 53 の 4 つの解析要素における安全率の平均値(以下、平均安全率とする)を用いることとした。平均安全率の時間変化を図 7-4 に示す。図 7-4 より、平均安全率は、8 月 9 日 20 時 00 分からの前期強雨によって急激に低下し、同日の 23 時 20 分には 1.022 にまで低下するが、その後は前期降雨の終了に伴い高くなっていく。その後の 8 月 10 日 4 時 05 分からの後期強雨に伴い、平均安全率は再び低下し、同日の 7 時 20 分には、0.997 と崩壊発生 の判定基準である 1.0 を下回る。この時刻と第 2 節で述べた崩壊発生時間帯とのずれは 22 分とわずかである。また崩壊領域以外では、安全率が 1 を下回る基本要素は無かった。このように、解析モデルから得られた 2009 年 8 月崩壊時の斜面の安定性やその時間変化は妥当なものと考えられる。

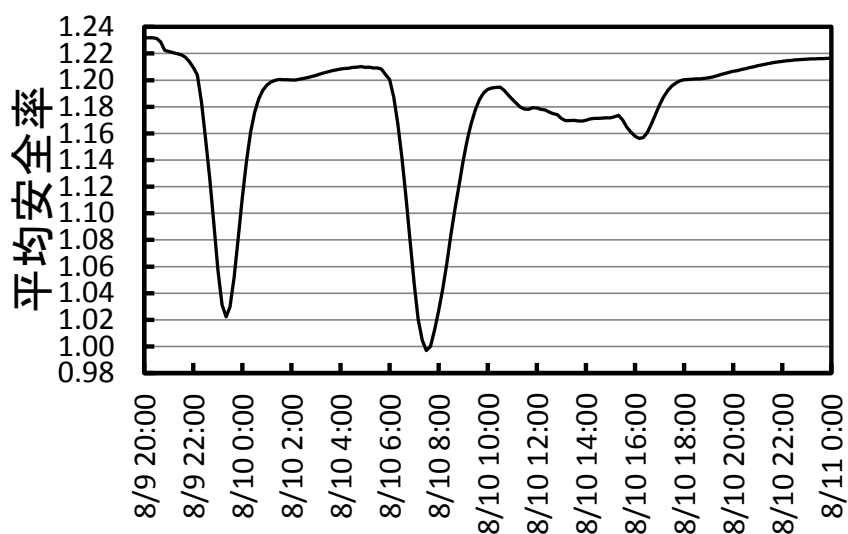


図 7-4 平均安全率の経時変化(2009 年 8 月崩壊時)

第2項 過去の強雨時における斜面安定性評価

過去の強雨に対して、第 3 節に示した解析条件に基づき、斜面安定性を評価した。過去の 10 強雨に対する斜面安定解析から得られた平均安全率の最小値を図 7-5 に示す。崩壊が発生しなかった過去の強雨時の最小平均安全率は、2009 年 8 月崩壊時の平均安全率 0.997 より大きく、解析モデルの妥当性が示された。

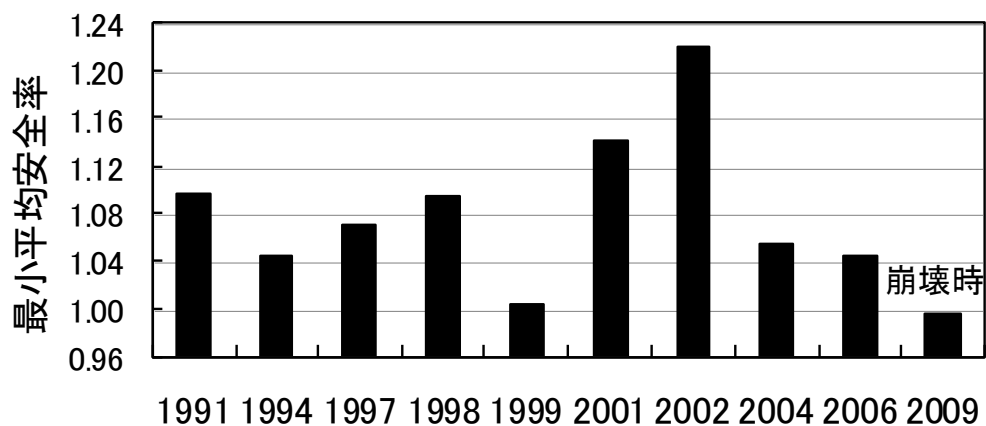


図 7-5 過去の 10 強雨時における平均安全率の最小値

第5節 流出解析による貯留高に基づく災害指標の検討

第1項 現行災害指標の 2009 年 8 月崩壊に対する性能評価

2009 年 8 月崩壊の発生の評価に適した災害指標を検討する上で、現行の災害指標である半減期 1.5, 6, 24 時間の実効雨量の 2009 年 8 月崩壊に対する性能をあらかじめ把握しておくことが必要である。災害指標の性能は、いかに少ない警報の発令で崩壊を捕捉できるかによって決定される。そこで、崩壊時の指標値(2009 年 8 月崩壊直前に生起した後期強雨における指標値の最大値)を超える強雨が過去にどの程度あるかを性能の評価基準とする。また、災害指標と斜面の安定性との関連性がその性能を左右すると考えられる。そこで、過去の強雨時の指標値の最大値による平均安全率の最小値の線形回帰式の相関係数についても性能の評価基準とする。

図 7-6 には、過去の 10 強雨時における半減期 1.5, 6, 24 時間の実効雨量最大値と平均安全率最小値との関係を示す。強雨時の実効雨量最大値による平均最小安全率最小値の線形回帰式の相関係数は-0.847~-0.631 であり、半減期が最も短い 1.5 時間の場合が強い負の相関を示した。一方、3~4 強雨時における実効雨量最大値が崩壊時の実効雨量を上回っている。このように、現行の災害指標では、2009 年 8 月崩壊に対しては、高い性能は認められなかった。

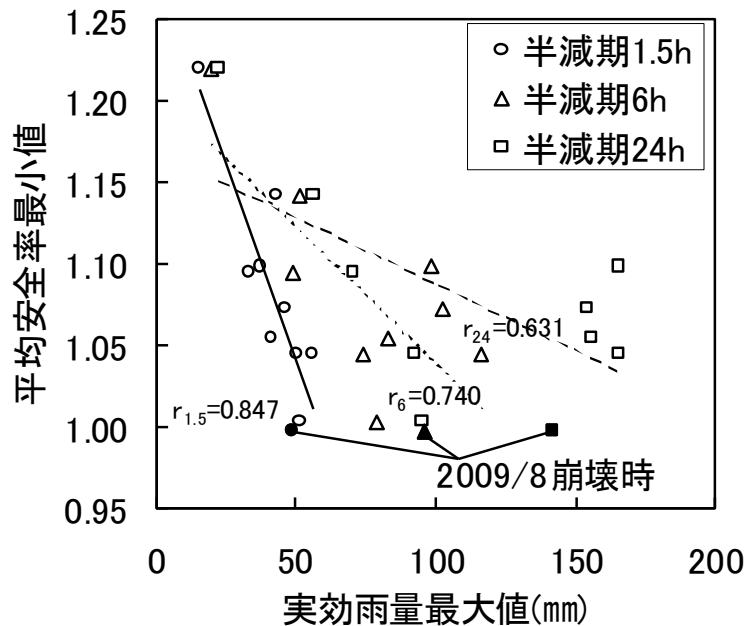


図 7-6 実効雨量最大値と平均安全率最小値との関係

第2項 2009 年 8 月崩壊の評価に適した災害指標の検討

斜面内の貯留高は，斜面の安定を左右する重要な因子であり，崩壊の発生の評価にあたっては，貯留高を精度良く推定することが重要である．現行の災害指標に用いられている実効雨量も斜面内の貯留高をあらわす指標とされている[5]．一方，貯留高は，降雨流出解析における斜面内での雨水の挙動の追跡過程で得ることができる．その計算値には，集水域の地形や土質特性が反映されているため，良好な推定精度が期待できる．そこで，ここでは，流出解析で計算された貯留高を災害指標とした場合の 2009 年 8 月崩壊に対する性能向上について検討する．流出解析手法としては，貯留関数法[6]を検討対象とした．また，集水地形斜面における斜面流は，主に式(7-2)，(7-3)に支配されることから，貯留方程式には一価関数を採用した．これらの基礎式を式(7-4)，(7-5)に示す．

$$S = KQ \quad (7-4)$$

$$\frac{dS}{dt} = r_e - Q \quad (7-5)$$

ここに， S ：貯留高(m)， r_e ：有効雨量強度(m/h)， Q ：流出高(m/h)， K ：モデル定数， t ：時間(h)である．

式(7-4)，式(7-5)による貯留高の算定にあたっては，モデル定数 K や有効雨量を別途設定する必要がある．次節では，これらの設定方法について検討する．

第3項 貯留関数モデル定数 K の設定

杉山は、kinematic流出モデル[7]を介して、貯留関数のモデル定数を理論的に導く手法を提案した[8]．ここでは、この考え方をもとに貯留関数法のモデル定数 K を設定する．Kinematic流出モデルにおける斜面流の基礎式は、流れの形態がDarcy則に従う場合、次のように表すことができる．

$$H=kq \quad (7-6)$$

$$k=\lambda/(36K_s \cdot s) \quad (7-7)$$

ここに、 H ：斜面雨水流の水深(m)， q ：斜面単位幅流量($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$) k ：モデル定数， s ：斜面勾配である．

今、長さ B の一樣斜面に一樣強度 r_e の有効降雨が継続するものとする、斜面における貯留高は式(7-8)で表される．式(7-8)と式(7-1)が等価と考え、貯留関数法のモデル定数 K は、式(7-9)で表される．

$$S=1/2k \cdot B \cdot r_e \quad (7-8)$$

$$K=1/2 k \cdot B \quad (7-9)$$

第3節で示した集水地形斜面の地形・土質条件である斜面長 $B=43\text{m}$ ，斜面勾配 $s=\tan 35^\circ$ ，飽和透水係数 $K_s=0.29\text{cm}/\text{sec}$ ，有効間隙率 $\lambda=0.2$ を式(7-7)，式(7-9)に適用し、貯留関数モデルの定数として $K=0.59$ を得た．

第4項 有効雨量の設定

貯留関数法では、有効降雨量は式(6-13)～式(6-15)で求められる [9]．一次流出率は、集水域の中で河道とその周辺の湿地河原など常時ほぼ飽和状態である領域の占める面積率に対応すると考えられている[10]が、対象斜面には、常時湿潤な領域は無い、一次流出率 $f_1=0$ とした．飽和雨量については、第4節での解析において、2002年強雨に伴う平均安全率の低下は0.005とわずかであったことから2002年強雨の総雨量以上ある25～45mmの範囲において5mm刻みで設定した．

第5項 貯留高に基づく災害指標の 2009 年 8 月崩壊に対する性能評価

過去の10強雨に対して算定した貯留高最大値と平均安全率最小値との相関係数の飽和雨量による変化を図 7-7において実線で示す．図より、飽和雨量の25～45mmの相違により相関係数は0.940～0.996の範囲で変化し、飽和雨量は、災害指標の性能を若干ではあるが変化させる要因となっていることがわかる．飽和雨量が40mmの場合の相関係数は、-0.996と-1に最も近く、図 7-6に示した現行の実効雨量の場合よりも強い負の相関を示す．このときの貯留高最大値と平均安全率最小値との関係を図 7-8に示す．図より、過去の10強雨における貯留高最大値の中で、2009年8月崩壊時の貯留高が最大となっている．

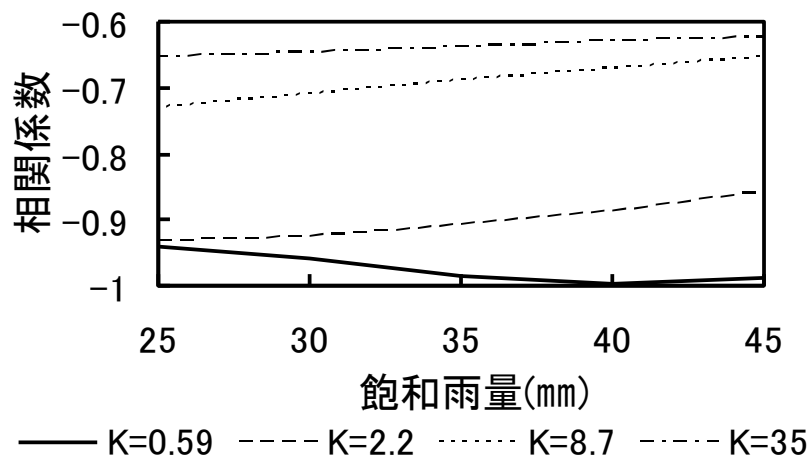


図 7-7 貯留高最大値と平均安全率最小値との相関係数の飽和雨量による変化

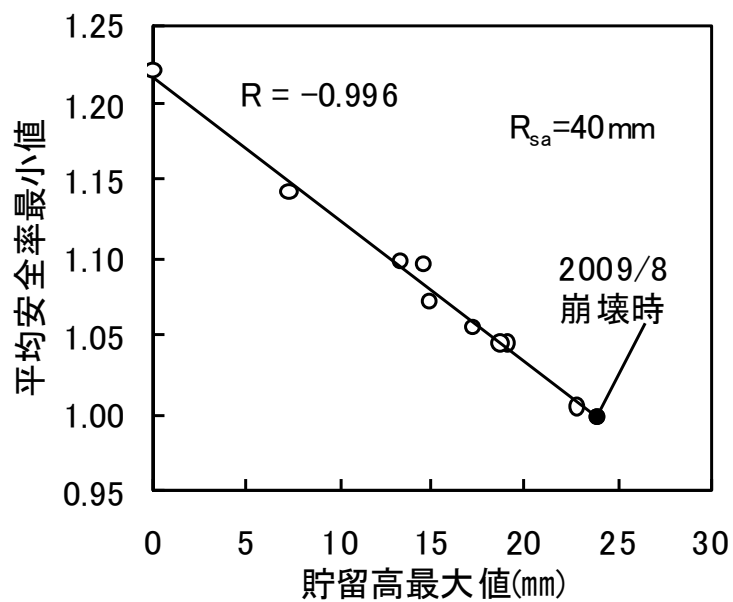


図 7-8 貯留高最大値と平均安全率最小値との関係

これらより、貯留関数法により算定した貯留高に基づく災害指標の2009年8月崩壊に対する評価性能は、現行の災害指標である実効雨量に比べて、高いことがわかった。次に、貯留高に基づく災害指標の2009年8月崩壊に対する評価性能についてモデル定数 K の観点から考察する。貯留高 S が $1/2S$ になるまでの期間、すなわち貯留高の半減期は式(6-24)で求められる。式(6-24)より、現行の災害指標に用いられる実効雨量の半減期(1.5, 6, 24時間) に対する K は、それぞれ2.2, 8.7, 35となる。これらの K 値を用いて計算した貯留高最大値と平均安全率最小値との相関係数の飽和雨量による変化を図 7-7に示す。図より、 $K=2.2, 8.7, 35$ の場合における相関係数は、 $K=0.59$ の場合における相関係数を下回っていることがわかる。なお、 $K=2.2, 8.7, 35$ の場合では、過去の10強雨時における貯留高最大値の中で、2009年8月崩壊時の貯留高が最大とはならなかった。以上より、物理的に設定したモデル定数 $K=0.59$ は適切であり、このことが、貯留高に基づく災害指標の方が現行の災害指標より高い性能を示した要因の一つと考えられる。

第6項 60 分間積算雨量による災害指標の 2009 年 8 月崩壊に対する性能評価

第 5 章では、切取斜面上堆積土砂の崩壊に対する災害指標として、60 分間積算雨量が適していることを示した。ここでは、2009 年 8 月崩壊に対する 60 分間積算雨量の災害指標としての適用性を検討する。過去 10 強雨に対して求めた 60 分間積算雨量の最大値と斜面安定解析から求めた平均安全率最小値との関係を図 7-9 に示す。なお、図中では、(5-35)から算定される 60 分間積算雨量に対する降雨波形を表す指標 H_T を $H_T \geq 0.5$ と $H_T < 0.5$ の 2 つ階級に区分してその関係を示した。同図より 1991 年から 2009 年までの期間における 60 分間積算雨量の最大値 54mm が生起したときの平均安全率最小値は、19 年間で最小とはならず、最小値から 6 番目に小さい値であり、60 分間積算雨量を災害指標とした場合の 2009 年 8 月崩壊に対する評価性能は低いといえる。つぎに、降雨波形を表す指標が $H_T \geq 0.5$ の階級に属するものだけに限定して 60 分間積算雨量の最大値と平均安全率最小値との関係をみてもみる。2009 年 8 月崩壊時の 60 分間積算雨量 50mm に対する平均最小安全率は最も小さい。また、60 分間積算雨量の最大値による平均安全率最小値の線形回帰式の相関係数は 0.9049 と高い値を示した。一方、 $H_T < 0.5$ の階級については、60 分間積算雨量に対する平均安全率最小値は、 $H_T \geq 0.5$ の場合に比べて相対的に高くなっている。この、 $H_T < 0.5$ の階級に属する 3 強雨は、降雨開始から数十分で降雨が終息するような短時間集中豪雨である。このように、降雨波形が斜面安定性に及ぼす影響が大きいため、60 分間積算雨量単独では 2009 年 8 月崩壊に対する評価性能は低く、その性能を高めるためには、降雨波形を表す指標を組み合わせる必要があることがわかった。

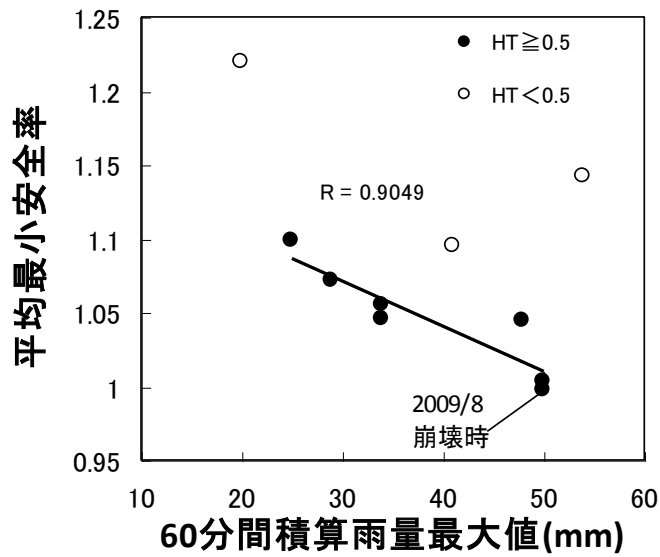


図 7-9 60 分間積算最大値と平均安全率最小値との関係

第6節 まとめ

鉄道沿線の自然斜面における表土層が、運転中止規制の発令前に崩壊した一事例に着目した。解析モデルにより過去 10 強雨に対する斜面安定性を評価し、崩壊の発生・非発生を良好に再現できていることを示した。また、地形・土質条件をもとに物理的に設定したモデル定数を用いた単一の斜面に対する貯留関数法による流出解析手法を示した。そして、この手法から得られる貯留高に基づく災害指標を提案し、2009 年 8 月崩壊に対してその性能を評価した。その結果、現行の災害指標よりも高い性能を示すことがわかった。また、60 分間積算雨量を 2009 年 8 月崩壊に対して、災害指標として適用した場合、その評価性能は低い、その性能を高めるためには、降雨波形を表す指標を組み合わせる必要があることがわかった。

参考文献

- [1] 平松晋也・水山高久・石川芳治：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，新砂防，Vol.43，No.1，pp.5-15，1990.
- [2] 布川修・杉山友康・太田直之：地形を考慮した斜面表層部の地下水位変動予測と安定性評価，鉄道総研報告，Vol.24，No.5，pp.17-22，2010.
- [3] 丸井英明・小橋澄治：砂質土における含水状態の変化に伴う剪断強度の変化について，京都大学農学部演習林報告，Vol.50，pp.128-138，1978.
- [4] van Genuchten, M.Th. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- [5] 鈴木修・山村啓一・島村誠：実効雨量指標を用いた降雨時運転規制に関する研究，Technical Review JR East, No.21, pp.42-49, 2007.
- [6] 木村俊晃：貯留関数法，河鍋書店，57p，1975.
- [7] 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について，土木学会論文集，Vol.29，pp.74-87，1955.
- [8] 杉山博信・角屋睦：貯留関数モデル定数に関する一考察，農業土木学会論文集，Vol.1988，No.133，pp.11-18，1988.
- [9] 国土交通省水管理・国土保全局(2014): 国土交通省河川砂防技術基準調査編，735p，2014.
- [10] 高橋裕・安藤義久・有賀茂(1982)：山地河川流域の直接流出特性とそれに対する土地条件の効果，第26回水理講演会論文集，pp.197-203，1982.

第8章 結論

第1節 はじめに

本章では、本研究で得られた結果をまとめるとともに、本成果の活用と今後の課題について言及する。

第2節 本研究で得られた結果

本研究では、JR 東日本の線路において 2006 年から 2013 年までに列車運行中に発生した降雨災害を 57 件を対象とし、降雨量の面的情報である国土交通省解析雨量を用いてその発生形態を分類し、対象とする災害の特徴や内容について考究した。その結果、次の結論を得た。

- ・列車運行中に発生した降雨災害 57 件のうち、運転中止の発令を伴わない運転中止前災害は 55 件、運転中止解除後の遅れ破壊は 2 件であった。
- ・運転中止前災害 55 件のうち、災害地点やその集水域での強雨による降雨災害に分類されたのは 21 件(運転中止前災害件数の 38%)、風化、排水設備などの不良、周辺環境の悪化といった災害地点の悪条件による降雨災害は 19 件(同 34%)、発生形態を特定できなかった降雨災害(以下、その他降雨災害とする)は 15 件(同 27%)であった。

次に強雨による降雨災害のうち、列車運行への影響が大きいと考えられる崩壊による降雨災害を現行の鉄道雨量計による列車運転規制を補完する運転規制[1]により捕捉できるようにしていくことを目的とし、降雨の斜面表土層内部への浸透、貯留、流出現象を考慮した水文学的アプローチにより、その発生を適正に評価するための災害指標について、災害種別毎に考究した。その結果、次の結論を得た。

① 切取斜面上の堆積土層の崩壊

切取斜面上の堆積土層の崩壊の 1 事例を対象とし、災害指標として n 分間積算雨量を用いることの有効性を水文学的に示した上で、11 通りの n 分間積算雨量($n=5\sim1440$ 分)の災害指標としての性能を評価した。その結果、60 分間積算雨量が最も適していることがわかった。ただし、60 分間積算雨量だけでなく、降雨波形も崩壊危険度を評価する上での重要な因子であることがわかった。

② 沢渡り盛土の崩壊

沢の集水域に対する貯留関数法による流出解析において、地形、土質条件を考慮して物理的にモデル定数を設定する方法を示した。その上で、沢渡り盛土の崩壊の 3 つの事例に対して、集水域の降雨に対する貯留関数法による流出解析から得られる貯留高の災害指標としての適用性を評価した。その結果、貯留高に基づく災害指標は、現行の 3 種類の半減期を組み合わせた実効雨量による災害指標に比べてより合理的であり、また、崩壊発生の評価性能を現行よりもわずかではあるが向上できることから有効性は高いことがわかった。

③ 鉄道沿線の自然斜面の崩壊

単一の斜面に対する貯留関数法による流出解析において、地形、土質条件を考慮して物理的にモデル定数を設定する方法を示した。その上で、鉄道沿線の自然斜面の 1 事例に対して、流出解析から得られる貯留高の災害指標としての適用性を評価した。その結果、貯留高の最大値と平均安全率の最小値の関係は、ほぼ負の完全相関を示し、過去の 10 強雨の中で貯留高最大値が崩壊時であることから自然斜面に対する災害指標として高い性能を有していることが示された。また、60 分間積算雨量を災害指標とした場合の適用性についても検討した結果、降雨波形が斜面安定性に及ぼす影響が大きいため、60 分間積算雨量単独では災害指標としての性能が低いことが明らかになった。

第3節 今後の課題と成果の活用

第1項 切取斜面崩壊に対する災害指標の検討

本研究では、列車運行中に発生した降雨災害のうち、強雨により発生した崩壊を運転規制により捕捉できるようにするために、これらの評価に適した災害指標の検討を行ったが、これらのうちの切取斜面崩壊に対しては、検討を実施していない。切取斜面崩壊の発生メカニズムは、他の崩壊種別に比べて複雑であり、その発生を予測する上での課題は多いが、今後、これらの検討を着実に進めていく必要がある。

第2項 60 分間積算雨量と降雨波形を表す指標を組み合わせた災害指標の検討

本研究における切取斜面上の堆積土層の崩壊や鉄道沿線の自然斜面崩壊に対する災害指標に関する検討では、鈴木らが現行の鉄道雨量計による列車運転規制を補完する運転規制における災害指標としてより合理的と評価した 1 時間雨量[1]に加えて、降雨波形を表す指標を用いることが性能を高めるためには必要であることを示した。今後、このような方法を開発していくことが重要であるが、降雨開始後の数十分で降雨が終息するような短時間

豪雨に対して降雨波形を表す指標を算出する際に、数 10 分先までの降雨量の予測値が必要となる。一方、数 10 分先までの降雨量の予測手法については、これまでに様々な手法が提案されている[2]～[4]。今後は、これらの短時間降雨予測技術を活用した災害指標の構築に向けて検討を進めていく必要がある。

第3項 流出解析による貯留高に基づく災害指標の活用方法に関する検討

本研究で提案した地形、土質等を考慮して物理的に設定したモデル定数を用いた貯留関数法による流出解析から得られる貯留高に基づく災害指標の有効性の検証対象は、沢渡り盛土崩壊の 3 件と自然斜面崩壊の 1 件のみと少ないため、切取斜面崩壊など、他の災害事例に対しても検討していく必要がある。また、この方法による災害指標の性能は、飽和雨量の設定値により若干ではあるが変化するため、飽和雨量の合理的な設定方法を検討することも必要である。その上で、現行の鉄道雨量計による列車運転規制を補完する運転規制における災害指標として活用していくためには、崩壊が発生するおそれのある箇所を網羅的に抽出する必要がある。また、流出解析を行うためにこれらの抽出した箇所に対して、地形条件や土質条件に応じてモデル化を行うことも必要である。今後、このような作業を効果的に進めるための検討が必要である。

なお、今回提案した方法から得られる貯留関数法のモデル定数を用いて崩壊の発生の評価に適した実効雨量の半減期を計算することができる。したがって、実効雨量を災害指標とする運転規制方法を新たに設定する場合[5]やその見直しを行う場合における適切な半減期を選択するための手段として今回提案した手法の活用が期待される。

第4項 災害地点の悪条件による降雨災害やその他の降雨災害への対応方法の検討

列車運行中に発生した降雨災害のうち、災害地点の悪条件による降雨災害、その他の降雨災害や遅れ破壊については、その対応方法に関する検討は実施されておらず、これらについても今後、検討を進めていくことが重要である。災害地点の悪条件による降雨災害のうち、斜面の風化や周辺環境の悪化を要因とする災害に関しては、線路沿線における斜面風化の進行や周辺環境の変化を網羅的に抽出することは難しく、これらの降雨災害への対応を検討する上での課題は多い。しかしながら、個別の災害に対してその発生過程を分析して着眼点を絞り込むことで、鉄道沿線の膨大かつ多様な広域的情報の中から、鉄道の安全にとって有害な情報を効果的に抽出する手法の開発を進めていく必要があると考えている。一方、排水設備などの設備不良を要因とする災害に関しては、検査と措置の着実な実施に向けて、土砂堆積の状態など、定期点検で把握できる要因について、その事例を分析し、土砂が堆積しやすい場所の特徴や、土砂堆積の原因を明らかにしていくことが重要と考えられる。また、電気設備に起因した災害を防止するためには、電気設備を管理する部門と

の連携も重要と考えている。

その他の降雨災害については、災害形態を特定するために、溪流、水路や道路などから線路に流入する水量を流出解析を用いて評価する方法が有効と考えられる。この解析は災害地点やその集水域で強雨であった切取斜面崩壊や線路冠水及び遅れ破壊の評価にも有効と考えられ、これらの降雨災害に対応できる流出解析手法を開発していく必要がある。

参考文献

- [1] 鈴木博人・大島竜二(2015): レーダー雨量の列車運転規制への活用に関する研究, JREA, Vol.58, No.6, pp.32-35.
- [2] 椎葉充晴・高棹琢馬・中北英一(1984): 移流モデルによる短時間降雨予測手法の検討, 第 28 回水理講演会論文集, pp.423-428.
- [3] 木川誠一郎(2015): 高解像度降水ナウキャストにおける降水の解析・予測技術について, 測候時報, 81, pp.55-76.
- [4] 清水信吾・加藤敦・前坂剛・木枝香織・岩波越(2010): 雲解像数値モデルによる降雨量予測実験－2004 年 10 月 9 日の台風 22 号の事例解析－, 防災科学技術研究所研究報告, Vol.78, pp.1-14.
- [5] 外狩麻子・森島啓行(2011): 積雪層からの融雪水量推定手法の構築, Technical Review JR East, No.35, pp.46-49.

参考文献リスト

本論文の基礎となる学術論文(査読付)

- [1] 植村昌一・鈴木博人・渡邊美徳(2016)：基準値より少ない降雨量で発生した災害の発生形態分類―鉄道における災害事例を用いた分析―，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol.20，pp.241-248.
- [2] 植村昌一・宇治橋康行・平松晋也・鈴木博人(2017)：切取斜面の下部に形成された堆積土層の崩壊と降雨の関係―鉄道沿線の崩壊事例に基づく崩壊予測手法の検討―，地すべり，Vol. 54，No.3，pp. 79-90.
- [3] 植村昌一・宇治橋康行・平松晋也・鈴木博人(2018)：盛土斜面の崩壊危険度評価手法に関する研究―鉄道における崩壊事例への適用―，地すべり，Vol. 55，No.1，pp. 1-12.
- [4] 植村昌一・宇治橋康行・平松晋也・鈴木博人(2018)：貯留高を用いた自然斜面の崩壊危険度評価，水工学論文集，Vol.62（土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.74，No.4），pp.I_1267-I_1272.

謝辞

福井工業大学 工学部 宇治橋康行教授には，本論文をまとめるにあたっての御指導，御助言を受け賜り，また，主査として，学位論文を審査していただき，感謝の意を表します．また，福井工業大学 工学部 高島正信教授と竹田周平教授には，ご多忙の中，副査として，学位論文を審査していただきましたことを，厚くお礼申し上げます．