

鉄道総研報告

▶ 特集：防災技術 ◀

第36巻 第4号

2022年4月

展望解説

- 防災技術に関する最近の研究開発
..... 太田直之 (1)

特集論文

- 任意地点の融雪量推定方法の開発
..... 飯倉茂弘, 佐藤亮太, 高橋大介 (5)
- 融雪量に基づく実効雨量を用いた融雪災害警戒基準の提案
..... 高柳剛, 佐藤亮太, 布川修 (11)
- 泥質軟岩の含水比変化がロックボルトの付着力に与える影響
..... 西金佑一郎, 浦越拓野, 嶋本敬介, 今泉光智哲 (17)
- 推定流出土砂量を用いた土石流要注意溪流の抽出方法
..... 長谷川淳, 西金佑一郎 (23)
- 粒子法を用いた土・水連成解析による津波越流および洗掘解析手法の開発
..... 阿部慶太, 室谷浩平 (31)
- 海底地震計情報を活用した早期地震検知手法の即時性向上
..... 野田俊太, 岩田直泰 (39)
- 線区情報を活用した地震時運転規制基準値の更新手法
..... 坂井公俊, 和田一範, 豊岡亮洋 (47)
- 旅客上家の影響を考慮した鉄道高架橋への地震力の設定手法
..... 三木広志, 石川大輔, 清水克将 (55)

防災技術に関する最近の研究開発

太田 直之*

Recent Research and Development on Disaster Prevention Technology

Naoyuki OTA

This paper provides an overview of the impact of climate change on Japan's weather and introduces some of the research being conducted by R.T.R.I. in this regard. In line with our research plan "RESEARCH2025", we are working on developing following researches : a high precision operation control system applying observation data, and an evaluation method for the stability of slopes after heavy rain. We will develop technologies to improve the resilience of railways against disasters using a variety of digital information.

キーワード：激甚災害, リアルタイムハザードマップ, 運転規制, 早期復旧

1. はじめに

気候変動に関する政府間パネル (IPCC) の3つの作業部会は、最新の知見を取りまとめた第6次評価報告書¹⁾を2021年8月から順次公表し始めた。現時点で公表されている第1作業部会報告書(自然科学的根拠)には、「将来ありうる気候」としてこれまでよりも一層厳しい予測結果が記述されている。このような地球規模の気候変動は、大雨や強風の激化によるリスクの増加として鉄道に直接的に影響するため、激甚化する気象災害への備えとなる技術開発は喫緊の課題といえる。そこで本報告では、我が国における気候変動の状況を俯瞰した上で、それを背景として鉄道総研で進めている研究開発の概要を紹介するとともに、将来の防災技術を展望する。

2. 我が国における気候変動の影響

現時点(2021年12月時点)で公開されているIPCCの第6次評価報告書は、第1作業部会が取りまとめた気候変動に関する自然科学的根拠に関する報告である。同報告書には、これまでの気象データの分析結果を基に、気候の現状と将来ありうる気候等について様々な知見が述べられている。この中で、将来の気候として、大雨の頻度と強度の増加、強い熱帯低気圧の割合の増加は、温暖化の進行に直接関係して拡大すると述べられている。

この記述に関連するデータとして図1がある。この図は、気象庁が全国約1300のアメダス観測点で1976年から2020年の間に観測した1時間あたり80mm以上の短時間強雨の発生回数の推移²⁾を示している。図が示す通り短時間強雨は明確な増加傾向にあり、この傾向は前述のIPCCの報告書を裏付けている。

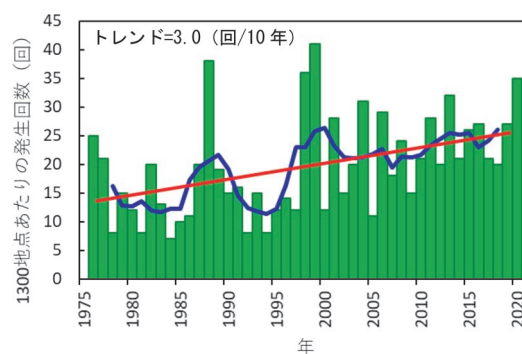


図1 1時間80mm以上の雨発生回数の推移²⁾

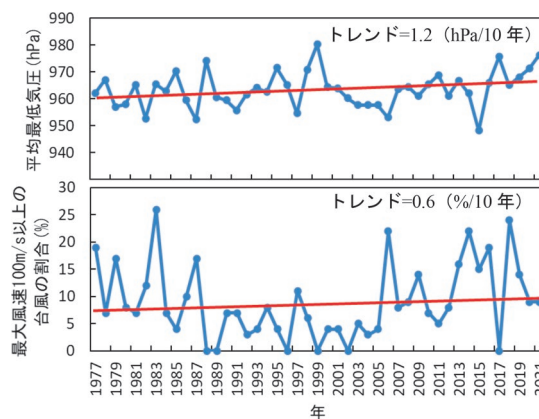


図2 各年に発生した台風の
(上) 最低気圧の平均値
(下) 最大風速100m/s以上の台風の割合

また、図2は、地域特別気象センター(RSMC)の東京センターが公開している台風のベストトラックのデータ(観測データを事後に検討・精査した確定値)を基に、台風の強さの経年変化について整理したグラフである。上側のグラフは、年毎に発生した台風の最低気圧の平均値の推移を示し、また、下側のグラフは、最大風速が

* 防災技術研究部長

100m/s を超える台風の発生個数の各年の台風発生個数に対する割合の変化を示している。両者とも増減を繰り返しながらわずかではあるが増加する傾向を示している。このようなデータには「強い熱帯低気圧の割合の増加」の傾向は顕著には表れていない。一方で、令和元年東日本台風のように、強い勢力を有する台風による被害の大きさを鑑みれば、強い熱帯低気圧に対する警戒を緩めることはできない。

3. 防災に関する技術開発

前章で示したような気象の激化を想定し、防災技術として取り組むべき研究課題について述べる。

大規模な被害の発生が想定される場合に、急な列車の運休による混乱を避けるため、計画運休を実施するケースが近年増えている。計画運休は、混乱を防ぐという目的において、特に大都市圏で大雨や大雪が想定される場合に効果が大きいと考えられる。その一方で、安定輸送に及ぼす影響も大きいいため、過不足のない運休の判断と解除の必要性が高い。

また、激甚な災害の事例に共通する点として広域災害が挙げられる。図3は平成30年7月豪雨でこれまでの最大観測値を更新した地点と、この大雨によって被災したJRの各線区を被災日とともに示している。この災害事例のように、広い範囲にわたり過去に例を見ない大雨が生じた場合、広範囲に多数の災害が短期間に発生する可能性がある。このような場合、状況の把握だけでも多くの時間を要することが考えられる。また、被災状況から必要な措置を検討できる人員は限られており、個々の被害箇所に対する対応を決定するためにさらに多くの時間が必要となることが想定される。したがって、広範囲に発生する多数の被災箇所の状況を短時間で把握して、それぞれの被災状況に適合した措置を迅速に決定することの必要性は高い。

さらに、鉄道のみならず我が国が有する大きな問題として、少子化による労働人口の減少や社会インフラの老

朽化がある。これらの問題の影響を鉄道防災の観点から考えた場合、災害発生等の異常時対応に限らず、常時における検査の効率化が課題として挙げられる。これらの課題に対しては、維持管理と取り替えをいかに効率的に進められるかが重要であり、防災に資するメンテナンスの技術開発の必要性は高いと考えられる。

以上のような課題を解決するためにはデジタル技術の導入が不可欠であり、各種の情報を如何に活かすかが重要な鍵であると考えている

4. 課題解決の取り組み

4.1 降雨時運転規制の高度化

2020年度からスタートした鉄道総研の基本計画 RESEARCH2025では、激甚化する気象災害への対応技術として、強雨および強風時の運転規制の高度化技術の開発に取り組んでいる。両者とも既存のセンシングデータを列車の運行情報としてリアルタイムに活用することで、安全を確保した上でダウンタイムを短縮することを目指している。

降雨時の運転規制については、地形や地質を考慮した斜面の安定度の降雨に伴う変化を反映した高度な運転規制方法の開発を狙っている。この手法では、数値地形情報や概略の地質情報を用いて降雨による地盤内の水分量の変化を逐次計算して斜面の安定度を求める³⁾。ここで、沿線に存在する膨大な数の斜面の全てに対して安定度の逐次計算を実施することは計算リソースの面で限界がある。実用にあたっては、沿線のなかで安定度の変化を監視すべき箇所を絞り込み、選定した箇所について安定度を計算する必要がある。そこで、線区の中で降雨時に安全度を監視すべき箇所を、数値地形情報を用いて選定する手法の開発を進めている。図4には、開発中の手法による集水範囲の表示例を示している。線路際の斜面の集水範囲が線路のどの箇所に影響を及ぼすかが理解でき、このような情報に斜面や線路設備の情報を加えることで、監視すべき箇所を自動的に選定する手法の開発に取り組んでいる。この手法で選定された箇所に対して斜面



図3 平成30年7月豪雨で観測史上1位を更新した地点の分布とJRの被災線区

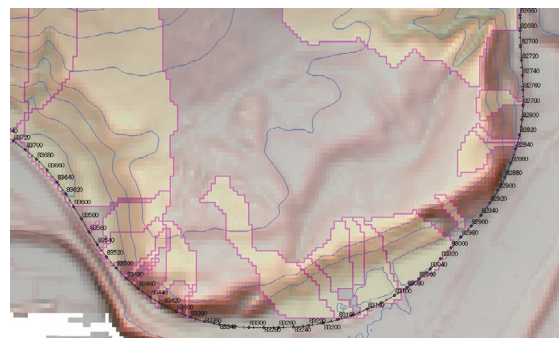


図4 地形解析による評価対象箇所の選定（薄黄色が集水範囲の表示例）

の安定度を逐次評価することで、精度の高い降雨時運転規制に繋がると考えている。

4.2 強風時運転規制の高度化

強風時の運転規制については、沿線に離散的に設置されている風速計による運転規制に替えて、密度の高い二次元的な風速分布を逐次評価した上で、その情報を利用した運転規制方法の開発を進めている。開発にあたっては、地形や沿線の建物の情報を考慮した気象解析を実施し、沿線の観測点で測定された気象データをリアルタイムに分析して、観測点間の風速を補間して図5のように風速分布をマップ上に示す手法の作成に取り組んでいる。また、過去の強風災害データを収集・分析して、風の強さと発生しうる被害の種類を関連付けて、マップ上などの範囲でどのような形態の強風被害が発生する可能性があるかを示すシステムの作成を進めている。これらの風速分布に関する高密度かつ動的な情報を利用することで、より精度の高い強風時の運転規制を実施することができ、ダウンタイムの短縮に繋がると考えている。

さらに、強風については吹き止みの判断に関する研究も進めている。雨雲の移動を気象レーダーで追うことでその盛衰をある程度予測できる降雨と異なり、強風の終息を観測値のみから判断することには限界がある。そこで、台風や前線の通過といった気象イベント別に強風の盛衰パターンを分析し、強風の終息を予想する手法の作成を進めている。強風リアルタイムハザードマップと強風終息の予測手法を合わせることで、ダウンタイムの短縮を図りたいと考えている。

この他に、運転規制の閾値の検討に確率論的リスク評価を導入する手法について研究を進めている。これら一連の技術開発を進めることで、精度が高く、かつ、実効性のある運転規制の実現に貢献できると考えている。

4.3 施設の状態評価

運転規制の高度化に関する技術開発と並行して、施設の状態評価に関する研究開発を進めている。ここでは、

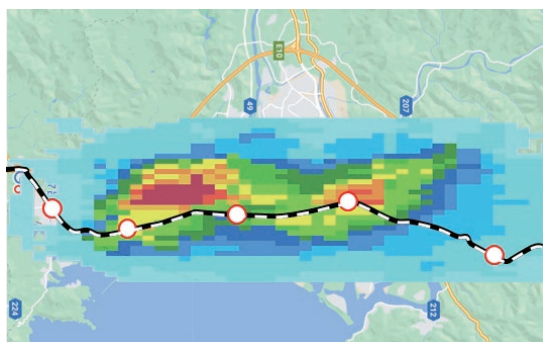


図5 強風リアルタイムハザードマップ（イメージ）
（風速分布をコンターで示す）

降雨によって被災した盛土の状態評価技術と異常増水時の橋脚基礎周辺地盤の洗掘に対する安全性評価技術について紹介する。

4.3.1 被災斜面の性能判断

降雨によって盛土が被災する形態にはいくつかのパターンがあるが、その中でも多く見られる被災形態として盛土のり尻の崩壊がある。その規模は、のり尻からのり肩にかけて大きく崩壊するケースやのり先のみ崩れるケースなど様々である。ここで、列車による荷重を支持できる被災規模を明らかにしておくことで、被災盛土に対する緊急的な列車の運行の可否を、技術的根拠をもって迅速に判断することが可能になる。そこで、被災規模と盛土の安定度との関係性の解明に取り組んでいる。図6は、実物大の模型盛土に降雨を模擬した散水を行い、地下水位の上昇と飽和度の増加により盛土の一部が崩壊した状態を再現し、その上で、列車荷重を作用させて崩壊規模と盛土の残存耐力との関係を明らかにする実験の様子を示している。また、このような模型実験の結果を再現する解析方法を明らかにし、様々な条件での崩壊規模と盛土耐力との関係を解析により明らかにして被災盛土の安定性評価の一般化を目指している。

また、耐力が不足すると判断される崩壊規模の盛土に対する緊急的な運転再開のための補強対策の開発にも取り組んでいる。これら一連の技術は、平成30年7月豪雨のような広範囲に複数の災害が発生するケースへの活用を想定している。例えば、ドローンを使用して沿線の点検を短時間で行い、集録した画像により把握した被災状況から緊急的な運行再開の可否や必要な補強工の選定を迅速に判断することが可能になると考えられる。点検の省力化や被災後の復旧計画の迅速な作成が可能となり、ダウンタイムの短縮に貢献できる技術と考えている。

4.3.2 増水時の橋脚の洗掘モニタリング

斜面崩壊のほかに強雨によってもたらされる災害として、河川の異常増水による橋梁の損傷・流出が挙げられる。2021年の8月に発生した前線による大雨でも、中部地方や九州地方で複数の橋梁が被害を受けた。このような橋梁の被害としては、大きく分けて桁の高さまで河

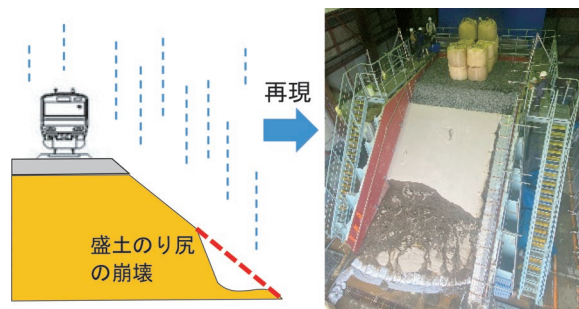


図6 実物大模型盛土を用いた崩壊実験



図7 洗掘モニタリングシステムの検証実験

川水が増水してその水流によって桁が流されるケースと、橋脚の基礎地盤が水流によって流されて橋脚が転倒・倒壊する洗掘被害の二種類がある。このうち後者については、洗掘が発生した場合でも橋脚に傾斜などの顕著な変状が現れていないケースがあり、この場合、列車荷重に対する安定度が維持されているか否かを増水している状態で確認することが困難であった。そこで鉄道総研では、増水時の橋脚の微動から求めた固有振動数の変化によって橋脚の安定度をモニタリングするシステムを開発してきた。図7は、開発したシステムによる固有振動数の同定性能を検証するために実施した模型実験の様子を示している。ここで、橋脚に設置したセンサーにより計測した微動を用いて橋脚の固有振動数を求めるためには、擾乱として計測データに含まれる地盤から伝わる振動の成分を除去して、橋脚そのものの振動を取り出す必要がある。開発したシステムは、図7のように橋脚天端の2箇所での微動を測定し、それらのデータを用いることで地盤の振動を分離する仕組みとなっている。

この洗掘モニタリングシステムを用いることで、常時から異常増水時まで橋脚の安定度を連続的に確認することができ、河川水位の低下を待たずに安全性を評価することで早期運転再開や必要な措置を迅速に判断できると考えている。

5. さらなる安全・安定輸送のための技術開発

激甚化する気象災害に対する鉄道の強靱化に資する技術開発として、運転規制の高度化や施設の状態評価手法に関する研究開発の取り組みについて紹介してきた。いずれの技術開発についてもセンシングデータをどのように鉄道の安全・安定輸送に活用していくかという取り組みとして位置付けることができる。これらのセンシングデータについては、近年の通信技術の進歩により、大容量のデータを高速で得ることができるようになってきている。また、インターネットを介することで、多岐にわたる情報を部外からも容易に入手できるようになってき

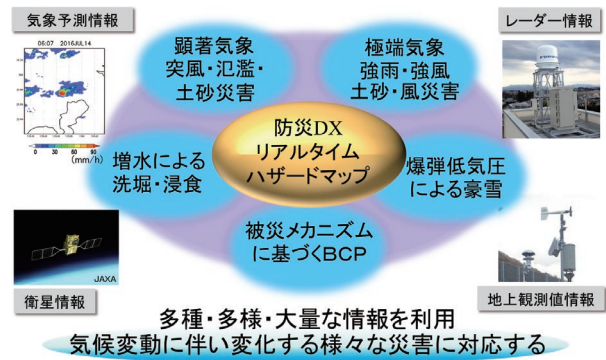


図8 実物大模型盛土を用いた崩壊実験

ている。図8に示す様に、これらの部外の情報と従来から保有する部内の情報とを合わせて活用することで、さらに有効性の高い防災情報システムとしてのリアルタイムハザードマップを作成できると考えている。

このようなデジタルデータの利用に関する先を見据えた取り組みの例として、衛星情報の利用に関するテーマを進めている。今後、多数の小型衛星が打ち上げられ、そのデータの入手が容易になることを想定して、これを鉄道防災に利用するための研究を実施している。

6. まとめ

本稿では、激甚化する気象災害に対する鉄道の強靱化に関して現在進めている研究開発を中心に、その取り組みを紹介した。このほかにも、土石流危険箇所の評価方法、老朽のり面の安全性評価のための調査方法の開発、岩盤の劣化メカニズムの解明、気象レーダーを用いた降雪分布の評価方法、着落雪量の推定手法など、防災に関わる評価技術の開発に幅広く対応している。これらの研究開発をとおして、鉄道のレジリエンス向上に継続的に貢献していきたいと考えている。

本稿で紹介した研究の一部は、国土交通省交通運輸技術開発推進制度により実施した。

文 献

- 1) IPCC : AR6 Climate Change 2021:The Physical Science Basis, <https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg1/> (参照日：2021年12月6日)
- 2) 気象庁：大雨や猛暑日など（極端気象）のこれまでの変化 https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/extreme/extreme_p.html (参照日：2021年12月6日)
- 3) 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

任意地点の融雪量推定方法の開発

飯倉 茂弘* 佐藤 亮太* 高橋 大介*

Development of Estimation Method for Run-off from the Bottom of Snow at Any Point using AMeDAS Data

Shigehiro IIKURA Ryota SATO Daisuke TAKAHASHI

A method for estimating a run-off from the bottom of snow at any point in the snow melt season is proposed using AMeDAS data. In this method, meteorological elements at any point are estimated using the IDW (Inverse Distance Weighting) method, and the estimated values are input to an estimated model of a run-off from the bottom of snow to estimate the amount of snowmelt. As a result of the analysis, we found that the amount of run-off from the bottom of snow can be roughly estimated at any point near a meteorological station (usually within 20 km).

キーワード：融雪水，融雪災害，斜面積雪

1. はじめに

斜面に積雪がある状況において、融雪水や雨水が斜面の積雪内を浸透することで地表面付近の積雪が不安定化したり、また地中に浸透することで地盤表層が不安定化したりすることがある。このため、融雪が進行し、かつ雨による降水の割合が多くなる融雪期には、融雪水に起因する全層雪崩や斜面崩壊の危険性が高まる。

近年、鉄道の沿線斜面においても、降雨が引き金と考えられる斜面表層の崩壊が融雪期に発生している¹⁾。このため、多雪地域に路線をもつ一部の鉄道会社では、斜面崩壊などによる重大な運行障害を未然に防ぐために、融雪期には線区ごとに雨量規制（雨量値によって運転速度を制限したり、運転を抑止したりする対策）の値を厳しい値（小さめの値）に設定したり、気温などを指標とした巡回警備をするなど、融雪水に起因する災害を考慮した安全対策を実施している。このような融雪災害が危惧される鉄道の沿線斜面の多くは山間地であり、標高、斜面方位や傾斜などが多様である。これにより、同じ線区内においても、場所によって気温や日照といった融雪現象に影響する気象要素に差異が生じている可能性が高く、さらに気象観測を行っている箇所から離れていることが多い。

著者らは、斜面方位など地形的な要素を考慮した融雪量（以下、底面流出量）の推定モデル²⁾³⁾⁴⁾を鉄道沿線の任意地点で使用することを想定し、任意地点の底面流出量の推定値の再現性を確認するための気象・融雪観測を実施した。気象・融雪観測は周囲の気象庁観測点から約13~23km離れた2地点で実施し、熱収収支に必要な気象要素およびライシメータ法（積雪の底面に集水容器

を設置して積雪底面から流出する融雪量を直接測定する方法）による底面流出量の実測値を取得した。

本報告では、2地点で取得した気象要素の実測値および底面流出量の実測値と、周辺の気象庁観測点の気象要素から推定して2地点の気象要素およびそれを入力値として融雪量の推定モデルでの底面流出量の推定値とを比較することでその再現性を評価した結果について示す。

2. 積雪底面流出量の推定モデル

積雪底面から流出する融雪水の多くは積雪表面で発生する。積雪表面で発生した融雪水は、積雪層内を流下して積雪底面から流出するため、積雪表面での融雪量を推定するモデルに加えて、積雪表面での融雪水や雨水が積雪層内を浸透する過程を考慮する必要がある。ここで示す積雪底面流出量の推定モデルは、積雪表面での融雪量を推定するモデル（積雪表面融雪量推定モデル）と融雪水や雨水が積雪層内を浸透する過程を再現する浸透モデル（貯留モデル）とで構成されており（図1）、両モデルを組み合わせることで底面流出量を推定するものである。

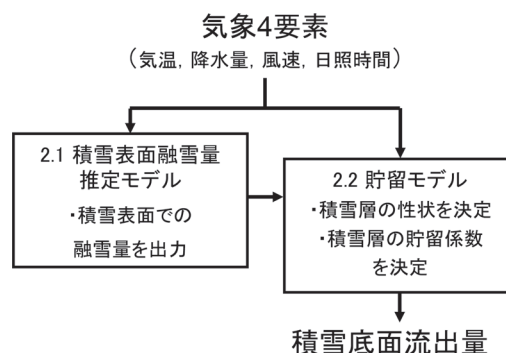


図1 モデルの構成

* 防災技術研究部 気象防災研究室

2.1 積雪表面融雪量推定モデル（融雪モデル）

積雪表面の融雪量は、表1に示す熱収支式の構成要素を観測することで、積雪表面での熱収支を計算（熱収支法）することで求めることができる。しかしながら、多雪・山間線区に多くの路線を持つ鉄道会社において、このような多要素の気象観測を行うことは現実的ではない。そこで、既往研究や融雪・気象観測の結果を参考にアメダスで得られる気象4要素（気温、降水量、風速、日照時間）を用いて、積雪表面における熱収支構成要素（表1）を、定式化もしくは定数化して取り入れて積雪表面の融雪量を求める方法を開発した²⁾。さらにこのモデルは、初期条件として斜面の向きと傾斜を設定することで、傾斜をもつ雪面に対する太陽の仰角や周辺雪面からの反射による熱量を融雪熱量に反映することができる⁴⁾。

表1 積雪底面流出量の推定に用いる気象要素

融雪熱量 $Q_M = Q_R + Q_H + Q_L + Q_P + Q_C$

熱収支式の構成要素	左記の各要素を推定するためにモデルで用いる気象要素
正味放射量 Q_R	気温、降水量、日照時間
顕熱 Q_H	気温、降水量、風速
潜熱 Q_L	気温、降水量、風速
降雨熱量 Q_P	気温、降水量
雪伝達熱量 Q_C	積雪性状モデル ^{5) 6)} で求める

2.2 浸透モデル（貯留モデル）

積雪表面で生じた融雪水が積雪中を浸透し、積雪底面から流出するまである程度の時間を要する。このため1時間ごとのような短い間隔で底面流出量を評価する場合には、浸透に要する時間の影響が大きい。ここでは、既往研究で示されている融雪水の鉛直浸透を飽和浸透と仮定して、Darcy 則からその時間を求める手法⁷⁾に基づき浸透モデルを構築した⁴⁾。浸透に要する時間は積雪深やその構造に依存することが知られており、塩沢雪害防止実験所（標高190m、南魚沼市）⁸⁾での気象、融雪量の観測結果から、この時間を積雪深の関数として与えた²⁾。なお、この浸透モデルは、前述の積雪表面融雪量推定モデルと同様に、気象4要素を入力値として、粘性圧縮モデル⁹⁾を適用した積雪性状モデル^{5) 6)}により、積雪深や積雪層内の雪密度や雪温などを推定するものであり、融雪水が積雪層内を浸透する過程において、浸透する融雪水の再凍結などを考慮できる。

3. 積雪底面流出量の観測

3.1 観測概要

底面流出量の推定モデルを構築するために2015年3~4月にかけて塩沢雪害防止実験所構内（以下、塩沢）において、平地には集水容器2m×2mライシメータを設置し、斜面長13.4m、傾斜35度の南東向き盛土斜面には2m×1mのライシメータを設置して底面流出量の観測をおこなった。以下、塩沢における平地での観測を塩沢（平地）、斜面での観測を塩沢（斜面）と呼ぶ。さらに、塩沢と同市内の余川地区（実験所から北に3.5km、標高365m）の傾斜15°の南東向き自然斜面に4m×4mの大型の斜面ライシメータを設置し¹⁰⁾、同様の観測を行った（以下、余川）（図2）。また、塩沢と余川において、積雪表面融雪量（以下、表面融雪量）を熱収支法で求めるため、気象観測（気温、湿度、風向風速、長短波放射収支量、降水量^{*}、積雪深^{*}）を行った。なお、^{*}は塩沢のみでの観測を表す。



図2 観測点位置とライシメータの設置状況

3.2 観測結果

塩沢（平地、斜面）および余川に設置したライシメータで観測された同じ時期の積雪底面流出量を図3に示す。図中の2015年3月20日の積雪深は、塩沢（平地）で177cm、塩沢（斜面）で105cm、余川で260cm

であった。また、消雪日は、塩沢（斜面）は4月3日、塩沢（平地）は4月22日、余川は4月25日であった。

ライシメータによる底面流出量は、この時期の南中高度と雪面が垂直に近い角度である塩沢（斜面）が大きく、ついで余川、塩沢（平地）の順である。また、流出量のピーク時刻は、塩沢（斜面）が早く、次いで塩沢（平地）、余川であり、積雪深の小さい順で早い結果となった。

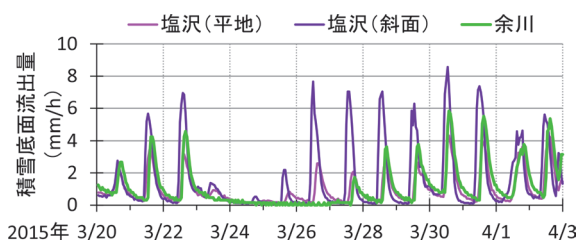


図3 積雪底面流出量（ライシメータ）の時系列変化

4. 提案手法による積雪底面流出量の推定精度

積雪底面流出量の再現性の評価では、図1に示すフローにより、表面融雪量と底面流出量のそれぞれについて評価した。評価にあたっては、塩沢（平地、斜面）と余川において観測した気象データをもとに熱収支法で求めた表面融雪量と、ライシメータ法で測定された底面流出量をそれぞれ真値とした。

表面融雪量は、それぞれの観測点の気温、降水量、風速、日照時間を積雪表面融雪量推定モデル（以下、融雪モデル）へ入力して求める方法（以下、①現地4要素法）、および近傍3箇所のアメダスデータ（小出、十日町、湯沢）から、塩沢（平地、斜面）と余川の各観測点の4要素を推定して、融雪モデルへ入力して求める方法（以下、②アメダス4要素法）の各方法で求めた値と熱収支法による値とを比較した。

底面流出量については、前述の熱収支法、①現地4要素法、②アメダス4要素法で求めた表面融雪量を、それぞれ貯留モデルへ入力して求めた値とライシメータ法により求めた値とを比較した。なお、②アメダス4要素法では、前述3地点のアメダスの気象4要素を、各アメダス地点と塩沢（平地、斜面）、および余川までの距離からIDW法（Inverse Distance Weighting, 逆距離加重内挿法）により、塩沢（平地、斜面）、余川における推定に用いる気象要素を推定してモデルの入力値とした。この時の気温については、各アメダスの気温を、気温減率（0.6℃/100m）を用いて標高0mでの気温を求め、IDW法で内挿した後に、再度それぞれの観測点の標高で補正して求めた。

4.1 モデルに入力する気象4要素の推定精度

モデルの入力値となる1時間ごとの気象4要素について、塩沢（平地、斜面）と余川の観測値と近傍の3地点のアメダス観測点の毎正時の値を用いてIDW法により求めたそれぞれの観測点の推定値とを比較した。なお、評価時間は1時間であり、気温は平均値、降水量は積算値、風速は平均値、日照時間は日照有りと判断された時間をそれぞれ比較した（表2）。この結果、4要素の中で、気温と降水量は比較的ばらつきが小さく、回帰モデルと実測値とのずれが小さかった。一方、日照時間に関しては、両観測点ともにやや過大に評価する傾向にあることがわかった。また、周辺地形の影響を顕著に受ける風速はばらつきが大きく、現地の観測点とのずれも大きいことがわかった。

表2 気象4要素の観測値に対する推定値の相関

消雪日前1ヶ月 1時間値	塩沢（平地、斜面）				余川			
	気温	降水量	風速	日照時間	気温	降水量	風速	日照時間
回帰直線の傾き	0.8	1.0	0.1	1.1	1.2	1.0	0.8	1.1
決定係数	0.9	0.8	0.1	0.3	0.8	0.8	0.2	0.5
標準誤差	1.4	0.3	0.7	0.3	1.6	0.4	1.0	0.3

4.2 表面融雪量および底面流出量の推定精度

4.2.1 表面融雪量の推定精度

融雪災害の多くは、融雪現象の顕著化やそれに降雨が重なることで発生する。よって、ここでは融雪現象が最盛となる消雪日前1ヶ月間を推定精度の評価対象とした。この期間の熱収支法、および前述の①現地4要素法および②アメダス4要素法で求めた表面融雪量の時系列変化の例（塩沢（平地））を図4に示す。1時間ごとの時系列変化では、表面融雪量のピーク前後において、②アメダス4要素法による値は、熱収支法と比べてやや過大になっているものの、①現地4要素法、②アメダス4要素法ともに熱収支法と同様の傾向を示すことがわかった。

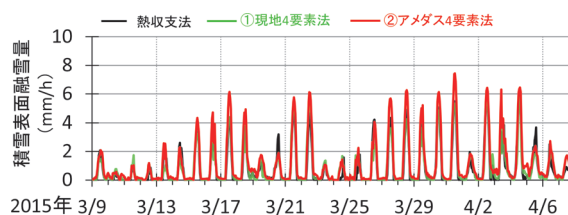


図4 積雪表面融雪量の時系列変化の例（塩沢（平地））

熱収支法による表面融雪量に対する、①現地4要素法および②アメダス4要素法による推定値との相関につ

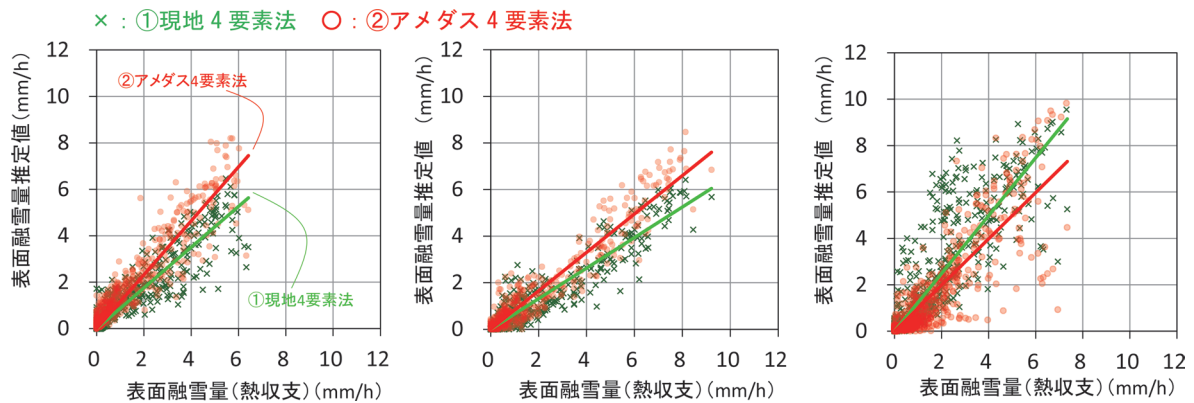


図5 積雪表面融雪量の観測値と推定値との関係

表3 表面融雪量（熱収支法）に対する推定値の相関

消雪日前1ヶ月 での評価 塩沢(斜面) は15日前	塩沢(平地)		塩沢(斜面)		余川	
	① 現地 4要素	② アメダス 4要素	① 現地 4要素	② アメダス 4要素	① 現地 4要素	② アメダス 4要素
回帰直線の傾き	0.9	1.2	0.7	0.8	1.3	1.0
決定係数	0.8	0.9	0.9	0.9	0.7	0.7
標準誤差 (mm)	0.6	0.6	0.8	0.6	1.2	1.0

いて、回帰モデルの傾き、決定係数、標準誤差を求めた（図5、表3）。その結果、①現地4要素法および②アメダス4要素法は、熱収支法に対して最大で約3割過大、もしくは過小に評価されたが、いずれの観測点においても決定係数は0.7以上であった。また、本解析事例では、①現地4要素法と②アメダス4要素法とにおいて、直線の傾き、決定係数、標準誤差を比較した結果、両者の差異の最大値は、回帰直線の傾きで0.3、決定係数で0.1、標準誤差で0.2であり、①現地4要素法と②アメダス4要素法の再現性に大きな差異が無い結果となった。

4.2.2 積雪底面流出量の推定精度

底面流出量の推定モデル（表面融雪量+貯留モデル）による積雪底面流出量の再現性を評価するために、ライシメータ法で得られた底面流出量と、①熱収支法による表面融雪量+貯留モデル、①現地4要素法による表面融雪量推定値+貯留モデル、②アメダス4要素法による表面融雪量推定値+貯留モデルで得られた底面流出量とを比較した。比較の一例として表面融雪量を評価したものと同期間の底面流出量の時系列変化の例（塩沢（平地））を図6に示す。

全体的な時系列変化は、①熱収支法+貯留モデル、①現地4要素法+貯留モデル、②アメダス4要素法+貯留モデルの各モデルにおいて、いずれもライシメータ法と同様の傾向を示した。しかしながら、いずれのモデル

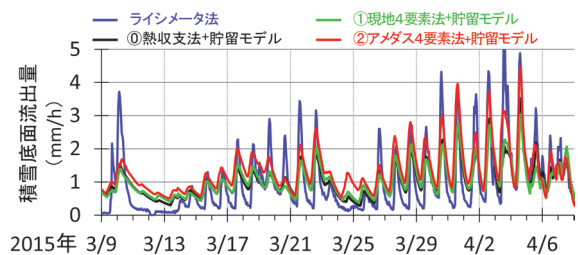


図6 積雪底面流出量の時系列変化の例
（塩沢（平地））

においても流出が盛んになる日中時間帯は底面流出量が過小に評価する傾向がある一方で、夜間から朝にかけては過大に評価する傾向が見られた。次に、ライシメータ法で得られた真値に対して、それぞれの推定値との相関について、回帰モデルの傾き、決定係数、標準誤差を求めた（図7、表4）この結果、推定値の回帰直線の傾きの多くは1を下回っており、総じて過小評価する傾向にあることがわかった。また表面融雪量の推定精度と比べて、決定係数は0.3~0.7と小さく、標準誤差は0.9~1.3mmと大きくなっており、積雪底面流出量での比較では総じて再現性が低下することがわかった。また、本解析では、①現地4要素法+貯留モデルと②アメダス4要素法+貯留モデルによる底面流出量と直線の傾き、決定係数、標準誤差を比較した結果、差異の最大値は、回帰直線の傾きで0.3、決定係数で0.2、標準誤差で0.1であり、①現地4要素+貯留モデルと②アメダス4要素+貯留モデルによる底面流出量の再現性に大きな差異は無い結果となった。

4.3 評価時間による再現性の違い

前節では、評価時間を1時間とし、それぞれ真値との比較を行った。この結果、本観測事例においては、①現地4要素法、②アメダス4要素法ともに概ね表面融雪量を再現できているため、評価地点近傍において多くの気象観測を実施しなくとも比較的高い精度で表面融雪量

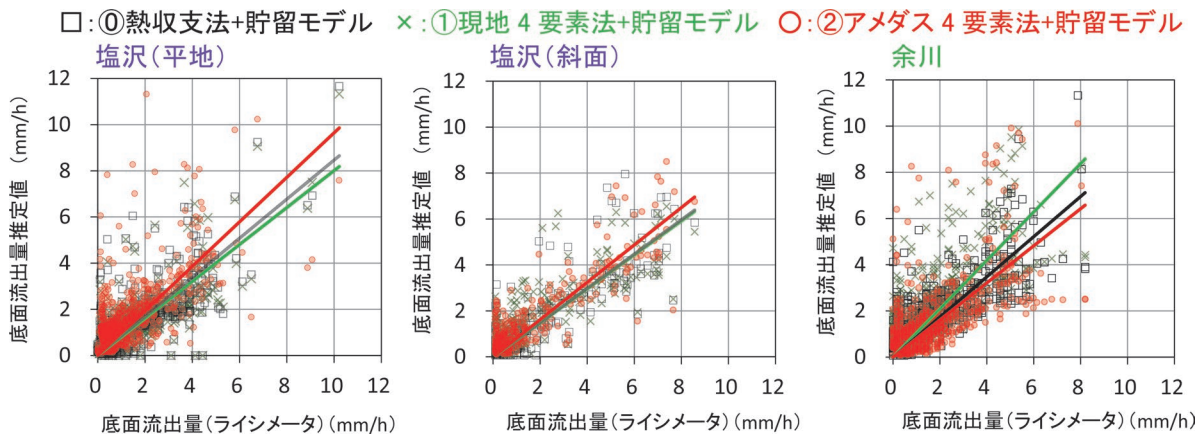


図7 積雪底面流出量の観測値と推定値との関係

表4 ライシメータによる底面流出量に対する推定値の
相関

消雪日前1ヶ月 での評価 塩沢(斜面) は15日前	塩沢(平地)			塩沢(斜面)			余川		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
	熱収 支法	現地 4要素	アメダス 4要素	熱収 支法	現地 4要素	アメダス 4要素	熱収 支法	現地 4要素	アメダス 4要素
	+貯留モデル								
回帰直線 の傾き	0.9	0.8	1.0	0.8	0.7	0.8	0.9	1.1	0.8
決定係数	0.5	0.5	0.3	0.7	0.6	0.7	0.6	0.4	0.3
標準誤差 (mm)	1.0	1.0	1.2	1.0	1.1	1.0	0.9	1.2	1.3
変動係数	1.6	1.5	1.5	1.6	1.5	1.5	1.5	1.3	1.6

表5 ライシメータによる日底面流出量に対する推定値
の相関

消雪日前1ヶ月 での評価 塩沢(斜面) は15日前 評価時間1日	塩沢(平地)			塩沢(斜面)			余川		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
	熱収 支法	現地 4要素	アメダス 4要素	熱収 支法	現地 4要素	アメダス 4要素	熱収 支法	現地 4要素	アメダス 4要素
	+貯留モデル								
回帰直線 の傾き	0.9	0.9	1.1	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	0.7
決定係数	0.7	0.6	0.5	0.8	0.6	0.5	0.7	0.3	0.2
標準誤差 (mm)	7.7	9.3	9.8	6.6	10.9	9.0	10.7	13.7	21.3
変動係数	1.3	1.3	1.0	0.9	1.1	1.4	1.2	0.9	1.4

を推定できると考えられる。一方で、それぞれの融雪モデルと貯留モデルを組み合わせた積雪底面流出量推定モデルでは、底面流出量の再現性が低下した。そこで貯留モデルによる誤差（浸透時間のずれ）の影響を確認するために、評価時間を1日とし、底面流出量の真値と推定値とを比較した（図8、表5）。この結果、決定係数は評価時間1時間と同程度であったが、変動係数（標準偏差／平均値）を比較すると、1日での評価は、1時間で

の評価と比べて約60~90%となり、真値とのばらつきがやや小さくなることがわかった。

5. 再現性向上のための課題

現地4要素法により求めた表面融雪量は熱収支法で求まる値に対して再現性が良く、また、IDW法および気温の標高補正を用いてアメダス4要素法により求めた表面融雪量は、現地4要素法と再現性に大きな差異が無いことがわかった。

さらなる再現性向上のためには、アメダスから離れた地点の気象要素の推定精度を向上させることが重要であり、特に融雪熱量の大きな割合を占める日照時間の再現性を向上させることで、よりIDW法による表面融雪量の精度向上に繋がると考えられる。

一方で、積雪底面流出量の推定値が、表面融雪量に比べて再現性が低い理由の一つは、積雪層内の貯留量が計算上大きく見積もられており実際の積雪底面流出量の応答性に追従していないためと考えられる。融雪水の浸透速度は、雪質の影響を受けると考えられるため、積雪が大きい状況において1時間程度の評価時間で底面流出量を推定する場合は、積雪の密度や温度に加えて、融雪

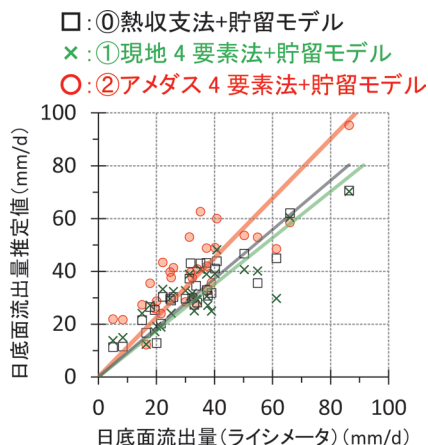


図8 日積雪表面融雪量の観測値と推定値との関係

水が浸透しやすいざらめ雪の割合など浸透時間に影響する積雪の性状をさらに深く考慮するなど、貯留係数の与え方について検討する必要がある。

6. まとめ

アメダスデータを用いて任意地点の積雪底面流出量を推定するモデルを構築することを目的として、アメダスから離れた2地点において気象・融雪観測を行った。2箇所の観測点（塩沢（平地，斜面），余川）で得られた気象観測データ，と近傍3地点のアメダスデータから推定した気象データとから求めた表面融雪量および底面流出量とを比較した結果を以下にまとめる。

- (1) 融雪モデルに改良の余地が残されているものの、IDW法による気象要素の補間と気温の標高補正を行うことにより、アメダス近傍20km程度以内であれば任意地点の積雪表面融雪量を、アメダス観測点直近の積雪表面融雪量と同等に推定できる見通しが得られた。
- (2) 積雪表面融雪量は、気象4要素（気温，降水量，風速，日照時間）で概ね推定できるが、さらに再現性を向上させるためには、日照時間の再現性を向上させる必要があることがわかった。
- (3) 貯留モデルで用いる貯留係数の与え方を、積雪深に加えて性状などを考慮する必要があると考えられる。本結果は、1冬期で得られた観測について分析を行った結果をまとめたものである。今後、観測を継続して今回の評価結果の再現性を確認するとともに、他の地域においても降雪・気象状況の空間代表性を確認するための観測を実施し、本手法の適用範囲や条件の整理を進めていく。

文献

- 1) 阿部伸吾：防災特集-平成26年度災害の概要-JR東日本-，日本鉄道施設協会誌，Vol.53，No.6，p.21，2015
- 2) 栗原靖，宍戸真也，飯倉茂弘，高橋大介，鎌田慈：融雪水の積雪底面流出量の推定手法，鉄道総研報告，Vol.27，No.11，pp.29-34，2013
- 3) 佐藤亮太，高橋大介，飯倉茂弘，鎌田慈，宍戸真也：積雪底面流出量推定モデルの斜面適用化に関する検討，寒地技術論文・報告集（2015），pp.78-83，2015
- 4) 佐藤亮太，飯倉茂弘，高橋大介，鎌田慈，宍戸真也，積雪底面流出量推定モデルの融雪期斜面への適用，鉄道総研報告，Vol.31，No.5，pp.5-10，2017
- 5) 佐藤亮太，高橋大介，飯倉茂弘：アメダスデータを用いた積雪性状推定モデルの開発，雪氷研究大会（2015）講演予稿集，p.258，2015
- 6) Ryota Sato, Yasushi Kamata, Masaya Shishido：Study on the model to estimate the snow property of the slope snowpack, Proceedings of International Snow Science Workshop 2016, pp.674-679, 2016.
- 7) 松元高峰，河島克久，外狩麻子，島村誠：気温・日射量を指標とする表面融雪量モデルと積雪層浸透モデルとを組み合わせた積雪底面流出量の推定，雪氷，Vol.5，pp.123-125，2010
- 8) 飯倉茂弘，高橋大介：塩沢雪害防止実験所の概要と実験所を活用した研究開発，RRR，Vol.75，No.12，pp.8-11，2018
- 9) 遠藤八十一，小南裕志，山野井克己，竹内由香里，村上茂樹，庭野昭二：降水量データから積雪深と密度を推定する方法，雪氷，Vol.66，pp.15-24，2004
- 10) 河島克久，伊豫部勉，松元高峰，飯倉茂弘，本谷研，石丸民之永，丸山敏介：大型斜面ライシメータによる斜面積雪の底面流出量観測，雪氷研究大会（2015）講演予稿集，p.244，2015

融雪量に基づく実効雨量を用いた 融雪災害警戒基準の提案

高柳 剛* 佐藤 亮太** 布川 修*

Proposal of Snowmelt Disaster Warning Criteria Using Effective Rainfall Index that Reflects Snowmelt

Tsuyoshi TAKAYANAGI Ryota SATO Osamu NUNOKAWA

In snow-covered areas, slope failures induced by snowmelt water may occur. In this study, we attempted to develop warning criteria for snowmelt disasters using the effective rainfall index, which reflects the analyzed snowmelt amount (hereinafter referred to as the effective snowmelt index), as an evaluation index. In this study, we verified the appropriate half-life of the effective snowmelt index by comparing it with the results of groundwater level observation in snow-covered areas. As a result, it was confirmed that a strong correlation between them was confirmed under the conditions that the half-life of the index was set to approximately 24 to 96 hours. In addition, through case studies, we found that the warning criteria using the effective snowmelt index and snow depth as evaluation indexes could effectively warn of snowmelt disasters.

キーワード：融雪、のり面、維持管理、防災、実効雨量、運転規制

1. はじめに

豪雨時に雨水の浸透を誘因とした土砂災害（以下、降雨災害）が発生することは広く知られる。一方、降雨災害と比べて事例数は少ないものの、北海道や本州の日本海側などの積雪地帯（図1）の鉄道では、鉄道沿線斜面において融雪水の浸透を誘因とした土砂災害（ここでは、積雪期に地震動の外力によらず融雪および降雨を誘因として生じる斜面災害を「融雪災害」と定義）が発生し（写真1）、列車の運転に影響を生じた事例^{例えば2)}が報告されている。融雪水は積雪の融解によって発生し、降雨と同様に地盤へ浸透して地盤の高含水化に寄与する。しかし、その量を雨量計で計測することはできない。このため雨量のみを評価指標とした運転規制（警戒基準）では、融雪災害に対する警戒の判断が困難である。

このような事情により、積雪地帯を営業圏とする鉄道事業者では、列車の安全を確保するために、通常の降雨時運転規制に加えて、例えば融雪期（鉄道事業者や地域により設定時期は異なるものの概ね3月～5月に設定される）に職員の線路巡回を強化するなどの措置をしている。一方で、融雪災害の警戒要否や巡回箇所は経験的な判断に基づくことも多い。そこで本研究では、融雪災害のリスクが高い時期を特定する警戒基準に着目した検討を行った。

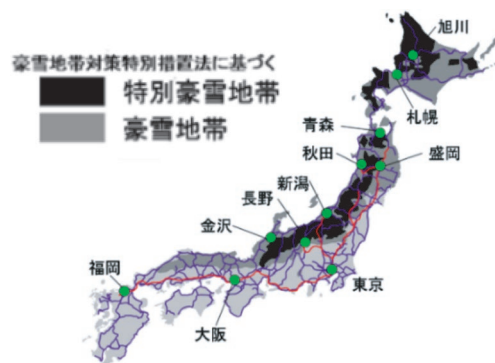


図1 主な鉄道網と豪雪地帯および特別豪雪地帯¹⁾



写真1 融雪水の浸透を誘因とした盛土崩壊の例

2. 融雪災害警戒基準の考え方

2.1 基本的な方針

融雪災害における斜面の不安定化メカニズムは、基本的には降雨災害に類似し、融雪（降雨が複合する場合も含む）による地盤への水分供給を原因とする、地盤の高

* 防災技術研究部 地盤防災研究室

** 防災技術研究部 気象防災研究室

含水化による自重の増加やせん断抵抗力の低下が主要因と推定される。そこで鉄道事業者が実施している降雨時運転規制の仕組みを応用し、融雪水の影響を反映した評価指標を採用することで、リアルタイムな融雪災害警戒基準が構築できると考える。

なお融雪情報をリアルタイムに把握する手段として、本研究では低コスト化の観点から、観測機器を用いて直接情報を取得する方法ではなく、気象庁アメダス³⁾の配信データを利用して、融雪量の解析値を算出する方法を採用する。解析手法の詳細は文献4を参照されたい。

なお本論文では融雪水の情報に関して、一定時間に積算された融雪水の体積を単位面積で除した値 (mm) を「融雪量」、特に1時間の積算値 (mm) を「時間融雪量」、瞬間的な融雪の強さを1時間あたりに換算した値 (mm/h) を「融雪強度」と呼称する。

2.2 融雪量を反映した実効雨量

融雪災害警戒基準には融雪水の長期的な作用に対する斜面の土中水分応答との高い相関が期待できる評価指標を採用することが合理的と判断される。本研究では土中水分挙動をモデル化した指標であり一部の鉄道事業者で採用されている「実効雨量」⁵⁾を利用する。実効雨量の算出式を式(1)に示す。

$$R_{c(t)} = R_{c(t-1)} \left(\frac{1}{2} \right)^{\frac{1}{T}} + w_s \quad (1)$$

T : 半減期 (h)

w_s : 時間浸透水量 (= 時間融雪量 s + 時間雨量 P_t) (mm)

$R_{c(t)}$: 実効雨量 (mm)

$R_{c(t-1)}$: 1時間前の実効雨量 (mm)

本研究では、式(1)に示される実効雨量 R_c のうち、時間融雪量 s が反映されうる積雪期 (代表する気象観測地点の積雪深が1cm以上の期間) の値を「実効融雪量 R_{cs} 」と呼称し、融雪災害警戒基準の主要な評価指標として採用する。

3. 研究課題と目的

本章では、実効融雪量 R_{cs} に基づく融雪災害警戒基準の開発における主要な課題を示すと共に、課題を踏まえた研究目的を整理して述べる。

3.1 実効融雪量 R_{cs} の半減期 T に関する課題

第一の課題として実効融雪量 R_{cs} を算出するパラメータである半減期 T に関する課題を挙げる。同パラメータ

は土中水分の減衰をモデル化したパラメータであり、災害警戒基準としての運用の観点から、鉄道沿線斜面の土中水分の挙動の実態を踏まえて適切な値を設定する必要がある。先行研究として例えば溝口・桂⁶⁾は、融雪量を加算した実効雨量 R_c と地すべり箇所における斜面安定性と高い関連性のある地下水位挙動を比較し、両者に高い相関性が得られる半減期 T を報告している。しかし、鉄道の融雪災害として主に問題となる盛土崩壊や切土・自然斜面の表層崩壊を警戒する観点から相応しい実効融雪量 R_{cs} の半減期 T が検討された事例は確認できない。

3.2 実効融雪量を用いた警戒基準に関する課題

第二の課題として、実効融雪量を用いた融雪災害の警戒要否を判断する妥当な手法が確立されていない点を挙げる。具体的には、融雪災害の警戒要否を判断するための実効融雪量などの評価指標の閾値の設定方法を確立する必要がある。筆者らは、これまでに実効融雪量 R_{cs} を評価指標とした災害警戒基準の開発について検討してきたもの⁷⁾、実効融雪量 R_{cs} のみでは融雪災害の捕捉精度の観点から課題があった。

ここで融雪災害と降雨災害の差異として、水分供給の原因となる気象現象の違いの他に、積雪の有無が挙げられる。積雪が斜面安定性に及ぼす定量的な影響評価は技術的に発展途上ではあるが、積雪が水路の通水を阻害した事が融雪災害の原因として報告されている事例も多く、積雪は融雪災害に対するリスクになると想定される。

3.3 研究目的

本研究では融雪災害警戒基準の開発を目指し、前節の課題を踏まえて以下の内容を検討するものである。

第一に、積雪地帯の鉄道沿線の複数の盛土・切土斜面の土中水分挙動の実態を把握し、土中水分挙動と強い相関が得られる実効融雪量 R_{cs} の半減期 T を明らかにして、実効融雪量 R_{cs} に設定する適切な半減期 T の水準を推定することである。第二に、実効融雪量 R_{cs} と積雪深を評価指標として採用した融雪災害警戒基準および同基準の閾値の設定方法について検討し、さらに同基準による過去の災害捕捉性能を確認することである。

4. 現地観測

土中水分挙動と強い相関が得られる実効融雪量 R_{cs} の半減期 T の範囲を把握することを目的として、本研究では積雪地帯における鉄道沿線斜面の土中水分挙動を長期間にわたり現地観測した。具体的には積雪地帯にあたる鉄道沿線斜面より、地形条件の異なる3箇所 (観測ケース1: 平地上の盛土, 観測ケース2: 段丘崖の切土

のり面，観測ケース3：段丘崖の片切片盛）を選定し，最長で約2年間にわたり土中水分挙動（地下水位，体積含水率）を観測した。なお観測ケース2と観測ケース3の斜面は過去に融雪災害が発生した箇所にあたる。その上で，近傍のアメダスの気象データを用いて実効融雪量 R_{cs} を算出し，土中水分挙動の観測値と比較した。なお本章では代表例として観測ケース3の観測結果について報告する。

4.1 観測概要

観測ケース3は長野県の河岸段丘の末端に位置する片切片盛である。当該箇所を含む色別標高図（標高20m毎に色変化）を図2に，当該箇所を基点（ゼロ点）とした地形断面図（切土のり面の最大傾斜方向）を図3に示す。現地の標高はEL.302mであり，地質図においては新生代第四紀前期完新世の安山岩火砕岩（溶岩を伴う）⁹⁾にあたる。当該盛土より下方は河川に，上方は切土のり面に，さらには河岸段丘の自然斜面が続いている。

当該箇所の特徴として，過去の積雪期（4月上旬）に片切片盛の盛土で斜面崩壊（写真2）が生じている。崩壊箇所は図4（平面図）に示す旧崩壊箇所であり，河川沿いに併設された国道と鉄道の盛土部が崩壊した。河川側の国道盛土の斜面勾配は約25°，崩壊規模として最大崩壊深さは約4m，崩壊幅は約13m，崩壊のり長は約34mの円弧すべりであった

計測機器（地下水位計）の設置状況を図4に示す。なお本観測ケースでは他ケースと異なり土壌水分計は敷設していない。被災後に実施されたボーリング調査の記録によれば，地山の地質は，凝灰角礫岩の上に「粘土質砂礫」（ $N=10\sim32$ ）が約10m堆積しており，盛土は，「礫まじり粘土」（ $N=6$ ）からなる原地盤上に「礫まじり砂質シルト」（ $N=3\sim10$ ）の材料で構築されていた（図4）。

4.2 観測結果

同ケースにおいて観測機器を運用した観測期間は2017年11月11日より2018年5月16日である。ここで，図5に近傍のアメダス（アメダス野沢温泉，同位置標高EL.576m，現地斜面からの距離7.5km，現地斜面からの標高差-226m）の気象データ，同気象データを用いて算出した時間浸透水量 w_s ，斜面の安定性に関する土中水分挙動の観測データ（地下水位 W_L ），実効融雪量 R_{cs24} （暫定的に半減期 T を24時間に設定）を示す。図5より，積雪期後半の著しい地下水位上昇を確認することができる。これらの結果より，積雪期後半には地下水位 W_L の著しい上昇が確認され，現地斜面の斜面安定性が低下していたと判断される。さらに24時間実効融雪量 R_{cs24} と地下水位 W_L の関係に着目すると，積雪期および非積雪期を通じて両者の増加時期は概ね一致して

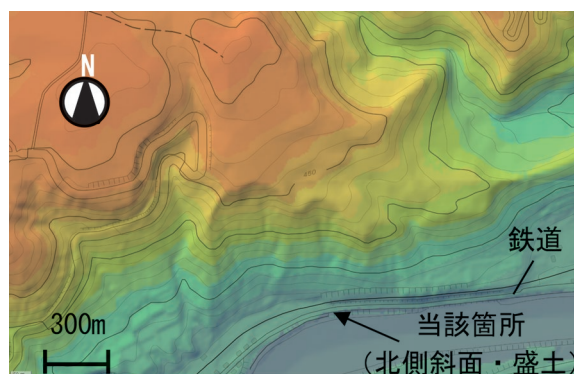


図2 色別標高図（電子国土に加筆）⁸⁾

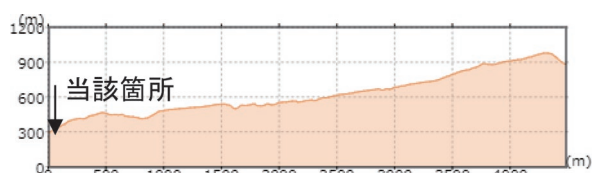


図3 地形断面図（電子国土に加筆）⁸⁾



写真2 融雪災害発生後の崩壊面

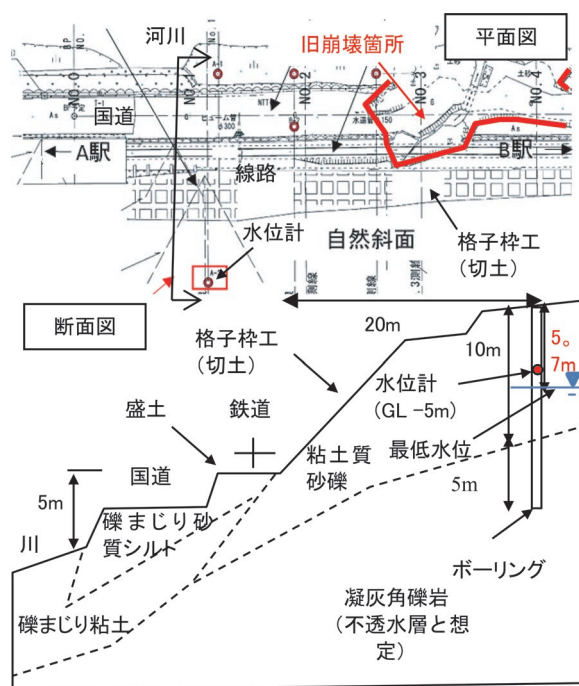


図4 計測機器設置状況
（地質断面図資料のトレースに加筆）

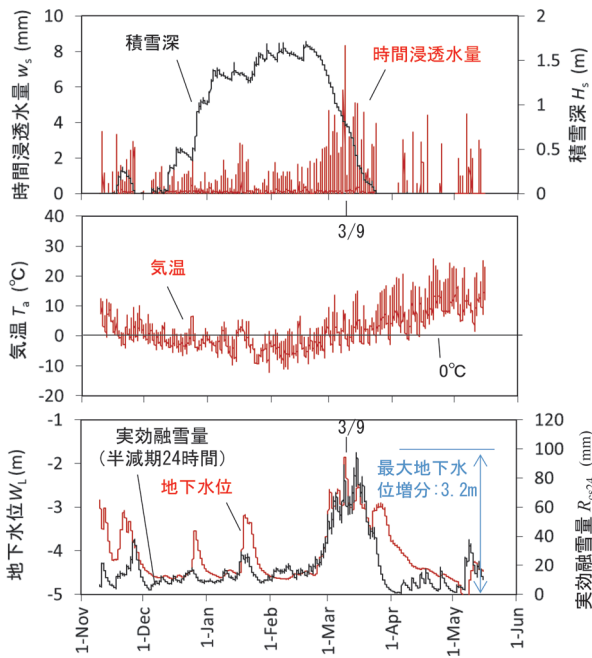


図5 現地観測結果

おり、一定の連動性が期待できることが分かる。これらの一連の傾向は他の観測ケース1、観測ケース2でも同様であった。

なお本ケースでは積雪期の3月9日に連続雨量32mmの降雨を経験しており、地下水位が急増している。一般に積雪期では、特に平均気温が0°Cを超過し始める後期においては、晴天では日中に融雪が進行し、夜間には放射冷却の影響などを受けて氷点下まで気温が低下するサイクルを繰り返す一方、雨天の場合は夜間も高い気温に保たれ、かつ降雨も作用するため、昼夜連続して浸透水が供給されて地下水位が大きく上昇する場合がある。この様に、融雪期における降雨は地下水位の急増の原因となるため注意が必要である。

5. 適切な半減期の検証

5.1 パラメータスタディの概要

実効融雪量 R_{cs} に設定する適切な半減期 T を得ることを目的としたパラメータスタディを実施した。3観測ケースを対象に、近傍のアメダスの気象データより半減期 T の異なる実効融雪量 R_{cs} を14パターン（半減期 $T=1.5h, 6h, 12h, 24h, 48h, 72h, 96h, 120h, 144h, 192h, 240h, 336h, 432h, 720h$ ）算定し、それぞれ地下水位 W_L ・体積含水率 θ との相関係数 r (図6) を算出し、高い相関係数 r が得られる半減期 T を把握した。なお本論文では、同時刻における実効融雪量 R_{cs} と土中水分状態に関連する変数（地下水位 W_L ・体積含水率 θ など）の関係において、最も高い相関係数 r が得られる実

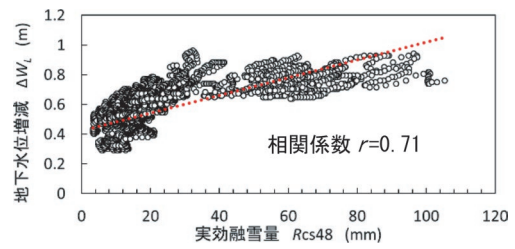


図6 実効融雪量 R_{cs48} と地下水位増減 ΔW_L の相関関係
(観測ケース1、積雪期のみ、2カ年)

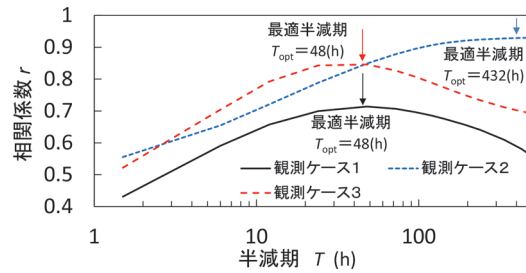


図7 相関係数—半減期関係まとめ
(地下水位—実効融雪量関係)

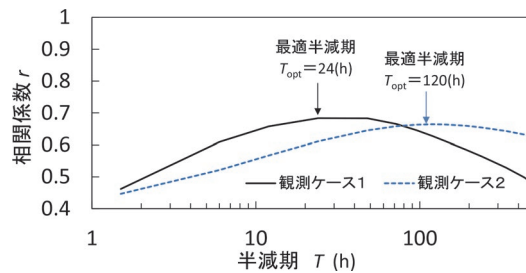


図8 相関係数—半減期関係まとめ
(体積含水率—実効融雪量関係)

効融雪量 R_{cs} の半減期 T を「最適半減期 T_{opt} 」と定義する。

5.2 パラメータスタディの結果

パラメータスタディの結果として、各観測ケースにおける実効融雪量 R_{cs} の半減期 T と、同時刻における実効融雪量 R_{cs} と土中水分挙動（地下水位 W_L 、体積含水率 θ ）との相関係数 r の関係を図7、図8に整理して示す。なお体積含水率 θ には概ね地表からGL-0.25mの位置のセンサーを代表点としている。地下水位は比較的深い斜面崩壊のリスクと、浅部で計測した体積含水率は比較的浅い表層崩壊のリスクと関連性が高いと想定する。

同パラメータスタディの結果、地下水位 W_L と強い相関性（今回は相関係数 $r \geq 0.7$ ）が得られる実効融雪量 R_{cs} の半減期 T は、観測ケース1の場合は24h～96h（最適半減期 $T_{opt}48h$ ）、観測ケース2の場合は12h～720h（最適半減期 $T_{opt}432h$ ）、観測ケース3の場合は12h～432h（最適半減期 $T_{opt}48h$ ）との結果が得られた。また

表層の体積含水率 θ を観測したケースでは、体積含水率 θ に関する実効融雪量 R_{cs} の最適半減期 T は、観測ケース 1 の場合は 24h、観測ケース 2 の場合は 120h であった。

以上の分析結果より、実効融雪量 R_{cs} を用いた融雪災害警戒基準における実効融雪量の半減期 T の代表値 T_{rep} として、地下水位に着目した場合には概ね 24h~96h での設定が適切であると判断される。個々の斜面の最適半減期は異なるものの、実際の災害警戒基準の運用の観点では簡便さが求められるため、個別の斜面に対して逐一個別の半減期を設定する運用は現実的ではない。このため、平均的に土中水分挙動と連動制の高い代表的な半減期 T を採用する必要がある。また過度に長い半減期 T を採用した場合には、実効融雪量が閾値を超過した後に、閾値以下に値が減衰するまでに長い時間を要することになり、警戒発令時間が長期に渡るため現場の負担が過大となる懸念がある。以上の観点を総合して、本研究では、災害警戒基準の運用における実効融雪量 R_{cs} の半減期 T の代表値 T_{rep} として 24 時間を採用することとした。

6. 実効融雪量および積雪深を指標とした融雪災害警戒基準の提案

6.1 基準の概要

過去に検討した災害警戒基準⁷⁾では、実効融雪量 R_{cs24} を評価に用いる唯一の指標値として、どの期間においても過去に経験した実効融雪量 R_{cs24} のレベルに応じて一定の閾値を設定する手法を採用していた。その一方で、積雪が比較的多く残る融雪期の前半(2月~3月)において、災害発生時の実効融雪量が過去に経験した実効融雪量よりも極端に低い値で融雪災害が発生する事例があった。積雪は斜面に対して積雪荷重を作用させ、また排水路の通水性を阻害するなど、斜面の安定性に対して悪影響を及ぼす可能性がある。このような積雪環境における融雪災害の危険性を適切に把握するためには、積雪深に応じて実効融雪量の災害捕捉閾値を変化させる対応が必要となると考えられる。そこで本検討では、実効融雪量に積雪深 H_s を加えた災害捕捉閾値を設定する手法について検討した。

今回検討した融雪災害警戒基準の概要を図9に示す。図9(a)には、融雪災害の被災事例がある箇所における実効融雪量 R_{cs24} と積雪深 H_s との組み合わせによる履歴(以下、スネークライン)を過去20年分重ね合わせて表している。このように、積雪深 H_s が多いときには過去に経験した実効融雪量 R_{cs24} は小さい傾向がある。基本的な融雪災害の危険度評価の閾値の概念として、過去のスネークラインの履歴がない空白領域の側を危険側、多くの履歴がある領域の側を安全側と判断する。

この時、各年の実効融雪量 R_{cs24} の最大値を積雪深

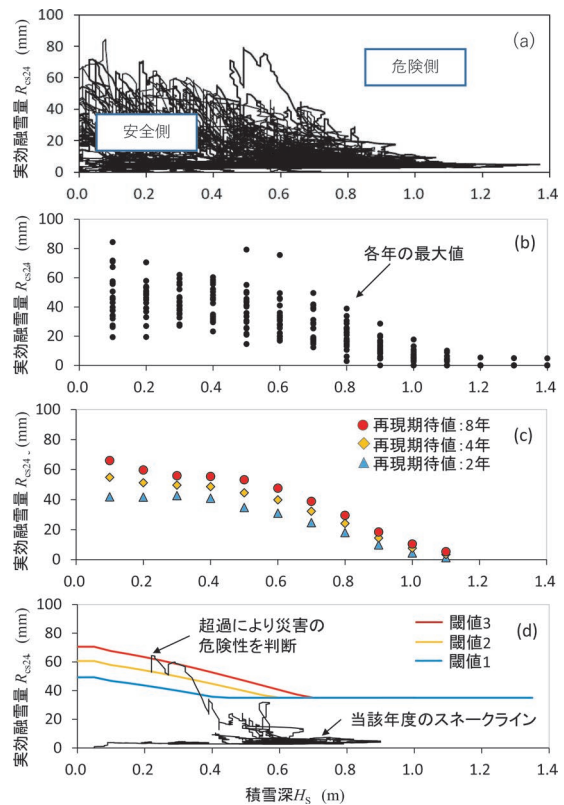


図9 実効融雪量と積雪深とを指標とした融雪災害警戒基準の概要

0.1m毎に過去20年分プロットしたものを図9(b)として示す。この積雪深 H_s 毎に経験した実効融雪量 R_{cs24} の最大値のデータを用いて、ガンベル分布に基づいて極値統計解析を行い、積雪深 H_s ごとに実効融雪量 R_{cs24} の確率年(2年、4年、8年確率)を整理した結果を図9(c)に示す。同じ確率年のグループ(2年、4年、8年確率)のプロットから近似曲線を求め、評価年度の実効融雪量 R_{cs24} と積雪深 H_s によるスネークラインの実況値が、各確率年のグループの近似曲線(2年確率、4年確率、8年確率)を原点側から離れるように超過した場合、危険領域に至ったと判断する。本研究では2年確率の近似曲線を閾値1、4年確率を閾値2、8年確率を閾値3として設定している。

その際、当該年度のスネークラインが高い確率年の閾値(例えば閾値3)を超過する程、より融雪災害の危険度が高まっていると判断される。図9(d)に当該年度のスネークラインと閾値との比較例を示す。なお本手法の実運用においては、融雪が本格的に始まる前の時期(積雪が多く残る時期)にスネークラインが閾値を超過し続けることを回避する措置が必要と考えられる。そこで、各閾値には一定の下限値を設けることとした(本研究では下限値に35mmに設定)。また、アメダスの積雪深と現地の積雪深に稀に乖離が生じる可能性がある事から、アメダスデータを用いて実効融雪量 R_{cs24} を評価する場

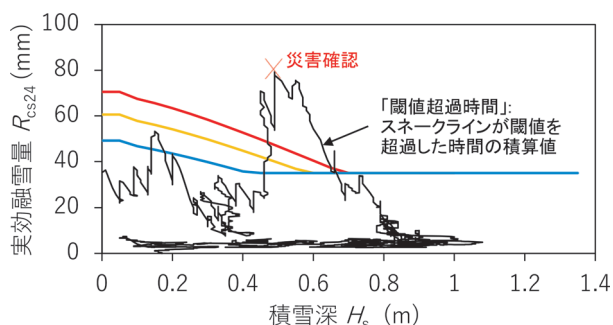


図 10 閾値超過時間と災害捕捉の考え方

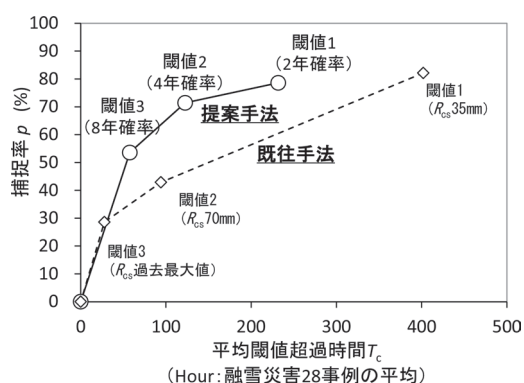


図 11 災害捕捉率と閾値超過時間との関係

合、安全側の措置として、仮にアメダスの積雪深がゼロになったとしても、災害発生地点（斜面上部等）には残雪があるものとして、当該年度の融雪量の解析は一定期間（本研究では過去の災害事例を考慮してアメダス消雪日から14日間）続ける設定としている。

6.2 過去の災害事例との比較による検証

本節では、JR北海道およびJR東日本に依頼して収集した過去の融雪災害事例（28事例）の情報を整理し、閾値1～3と災害発生年の実効融雪量と比較し、災害捕捉の可否と閾値超過時間（図10）を整理した結果を報告する。融雪災害の発生が確認された時点（時間単位）で実効融雪量 R_{cs24} が閾値を超過していた場合、当該閾値は適切に過去の融雪災害を補足していたとみなす。ここで、本研究で収集した全融雪災害件数（28事例）に対する補足件数の割合として「捕捉率 p 」を算出する。さらに実効融雪量 R_{cs24} と積雪深 H_s からなるスネークラインが、閾値1～3を超過していた積算時間について、過去20年間の平均値として表した平均閾値超過時間 T_c を併せて算出する。この平均閾値超過時間 T_c と災害捕捉率 p の関係について、閾値毎にプロットした散布図を図11に示す。また比較のために、既往手法（実効融雪量 R_{cs24} のみによって危険度を評価する手法、閾値は実効融雪量 R_{cs24} の極限統計解析より設定）における平均

閾値超過時間 T_c と災害捕捉率 p との関係も併せて示す。図11より、設定した閾値に応じて閾値超過時間 T_c が変化し、閾値が低いほど（例えば閾値1）、過去の事例に対する災害捕捉率 p は高くなるが、その分、閾値超過時間 T_c （規制時間）も長くなるのが分かる。すなわち、実務上では図11を参考にすることで、目標として設定する災害捕捉率 p と閾値超過時間 T_c （規制時間）の関係に応じて、適切な警戒閾値を設定できる。また図11より、積雪深を考慮した改良型の融雪災害警戒基準と、既往手法を比較した場合、改良型の手法の方が同じ閾値超過時間 T_c に対して災害捕捉率 p が約20%向上することが分かった。

7. まとめ

本研究では春先に融雪水に起因して発生する融雪災害の発生危険度を評価する融雪災害警戒基準の開発を目指した検討を行った。その結果として、積雪地帯の鉄道沿線の複数の盛土・切土斜面の土中水分挙動の実態を踏まえ、実効融雪量 R_{cs} の半減期 T には概ね24時間を設定する事が適切であることが分かった。融雪災害警戒基準として実効融雪量 R_{cs} と積雪深 H_s を評価指標として採用した改良型の融雪災害警戒基準は従来手法と比較して、閾値超過時間 T_c に対して災害捕捉率 p が向上することが分かった。

なおこの報告には文献10の内容を含んでいる。

文献

- 1) 国土交通省：豪雪地帯・特別豪雪地帯の指定, <https://www.mlit.go.jp/common/001405717.pdf> (参照日: 2021年12月1日)
- 2) 航空・鉄道事故調査委員会：東日本旅客鉄道株式会社只見線早戸駅～会津水沼駅間、列車脱線事故鉄道事故調査報告書, 報告書番号 RA2006-2-4, 2006
- 3) 国土交通省気象庁：地域気象観測システム公開情報, <http://www.jma.go.jp/jma/menu/menureport.html> (参照日: 2021年12月24日)
- 4) 飯倉茂弘, 佐藤亮太, 高橋大介：任意地点の融雪量推定方法の開発, 鉄道総研報告, Vol.36, No.4, pp.5-10, 2022
- 5) 島村誠：雨, 風, 地震に対する列車運転規制方法の改良, 東京大学博士論文, 2008
- 6) 溝口芽衣, 桂真也：融雪と蒸発散を考慮した実効雨量法による地すべり地の地下水位変動解析, 日本地すべり学会誌, 56巻1号, pp.16-24, 2019
- 7) 高柳剛, 湯浅友輝, 櫻健典：融雪期の斜面災害に対する管理手法, 鉄道総研報告, vol.31, No.5, pp.11-16, 2017
- 8) 国土交通省国土地理院：電子国土基本図, <https://maps.gsi.go.jp> (参照日: 2021年12月24日)
- 9) 国立研究開発法人産業技術総合研究所：地質図表示システム・地質図Navi, <https://gbank.gsj.jp/geonavi> (参照日: 2021年12月24日)
- 10) 高柳剛, 佐藤亮太, 布川修：解析融雪量と実効雨量を用いた融雪災害警戒指標の設定条件に関する諸検討, 土木学会論文集C (地圏工学), 77(3), 95-212, 2021

泥質軟岩の含水比変化がロックボルトの付着力に与える影響

西金 佑一郎* 浦越 拓野* 嶋本 敬介** 今泉 光智哲**

Effect of Change in Water Content of Soft Mudstone on Bond Strength of Rock Bolts

Yuichiro NISHIKANE Takuya URAKOSHI Keisuke SHIMAMOTO Michiaki IMAIZUMI

In this study, the authors of this paper devised a testing method for evaluating the bond strength between rock and an anchoring material for holding a rock bolt at a laboratory using boring cores. Furthermore, the authors examined the effect of the change in water content of Neogene mudstone on the bond strength by conducting this test after changing the water content of rock samples. As the results of the examination, we make it clear that the bond strength of the rock sample decreases when the water content of the rock sample is decreased and subsequently increased.

キーワード：泥質軟岩，ロックボルト付着力，含水比，ボーリング，押抜試験

1. はじめに

泥質軟岩の強度は含水比や乾燥・吸水によって変化することが知られており，特にスレーキング（乾燥・吸水による細粒化などの状態変化）が生じると，強度が著しく低下する^{1) 2) 3)}。このような泥質軟岩の含水比の変化は，切土やトンネル周辺地山の強度を低下させ，のり面の崩壊やトンネルの変形等の一因となる場合がある^{4) 5)}。そのため，泥質軟岩地山における切土やトンネルの長期的な安定性を確保するためには，含水比の変化に伴う地山の強度低下の程度を適切に評価し，必要な対策を実施することが必要となる。

泥質軟岩の含水比の変化は，地山の対策工の効果に対して影響を及ぼす可能性がある。例えば，切土やトンネルを対象とした地山の対策工として，ロックボルトを地山に定着させ，主にロックボルト軸方向の引張抵抗によって地山の変位を抑制する方法がある^{6) 7)}。その際には，地山とロックボルト定着材（モルタル）との間に十分な周面摩擦抵抗が確保されていることが必要となる。時間経過に伴う地山の含水比の変化によって地山の強度が低下した場合，地山とロックボルト定着材との間の周面摩擦抵抗（以下，RB 付着力）も低下することが想定される。しかし，このような経時的な地山の含水比の変化が RB 付着力に及ぼす影響については，現状では対策工の設計に十分には取り入れられていない。泥質軟岩の含水比の変化が RB 付着力に及ぼす影響を明らかにできれば，水の影響を加味したロックボルトの効果をより効率的に評価することが可能となる。

そこで本研究では，泥質軟岩地山におけるトンネルの

斜坑を対象に，ボーリング調査によって底盤下の地山の状態を確認するとともに，ボーリングコアを用いた岩石試験・分析を行った。また，ボーリング孔を用いた水位測定を行うとともに，ロックボルトを打設して引抜試験を実施し，原位置での RB 付着力を把握した。さらに，ボーリングコアを用いた室内試験によって RB 付着力を評価できる方法を考案し，この方法を用いて泥質軟岩の含水比の変化が RB 付着力に及ぼす影響について検討した。

2. 対象とした地山とその性状に関する試験

2.1 ボーリング調査

過去のトンネルの変状事例では，新第三紀の泥岩地山において盤ぶくれ等の発生が多く報告されている^{例えは8)}。そこで本研究では，新第三紀の泥岩地山に建設されたトンネルの斜坑の底盤において図1に示すように下向きボーリングを4本（A孔～D孔）削孔した。なお，ボーリングを実施した箇所におけるトンネルの土被りは約200mである。削孔方法は，清水掘りによるオールコアボーリングとした。削孔長はA孔から順に1.7m，2.2m，2.8m，3.2mであり，削孔径はいずれも66mm，得られたコアの直径は約50mmである。

いずれの削孔箇所においても深さ0～1mがインバートコンクリートであり，それ以深は泥岩が主体であった。泥岩のコアには数cm～10cm程度の間隔で割れ目が認められ，深さ1～1.4m程度の浅部のコアは特に軟質もしくは岩片状を呈する区間が多い。

採取したボーリングコアは，乾燥による含水比の変化を防ぐため，コア観察を行った後に速やかにラップで包装し，コア箱に保管して試験室まで運搬した。その後，泥岩のコアを長さ25mm程度に切断し，4章で詳述する押抜試験用の岩石試料を作製した。

* 防災技術研究部 地質研究室

** 構造物技術研究部 トンネル研究室

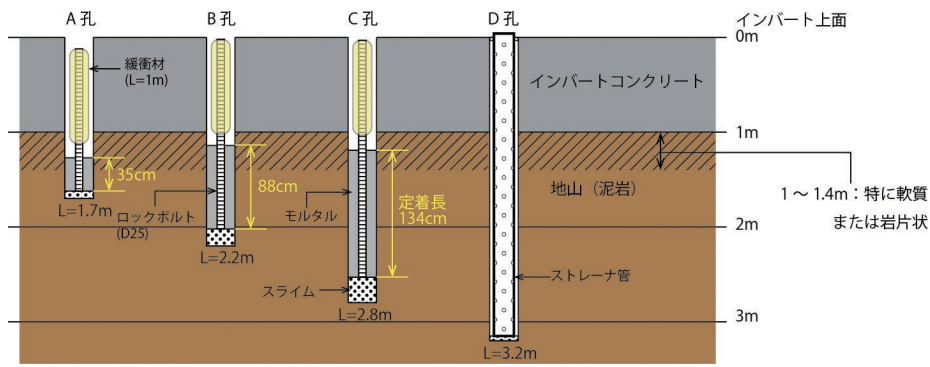


図1 ポーリングおよび引抜試験用ロックボルトの模式断面図

2.2 粉末 X 線回折分析

泥岩のコアの比較的浅部（C孔 1.25～1.28m）および比較的深部（D孔 2.38～2.40m）の試料を用いて、粉末 X 線回折法による鉱物組成分析を行った。その結果、両試料より粘土鉱物であるスメクタイトが検出されたことから、スメクタイトの定量分析を実施した。これらの分析結果を表1に整理する。両試料の鉱物組成およびスメクタイト含有量には、顕著な違いは認められない。

表1 粉末 X 線回折分析の結果

試料		C孔 1.25～1.28m	D孔 2.38～2.40m
組成鉱物の 相対的 な含有量	石英	多量	多量
	長石類	少量	少量
	雲母類	少量	少量
	緑泥石類	わずか	わずか
	ガラス	わずか	非検出
	黄鉄鉱	少量	少量
	スメクタイト	少量	中量
スメクタイト含有量(%)		10	17

2.3 スレーキング試験

泥岩のコアの比較的浅部（C孔 1.25～1.28m）および比較的深部（D孔 2.38～2.40m）の試料を用い、スレーキング試験を実施した。なお、試験方法は地盤工学会基準「岩石のスレーキング試験方法」¹⁾に準じた。C孔の試料は、浸水から4時間後までは表面の割れ目が発達するとともに膨張が進行し、その後は膨張が止まった。D孔の試料は、浸水直後から細片化が進行したが、浸水30分後以降はほとんど変化が見られなかった。浸水前および浸水24時間後の両試料の写真を図2に示す。両試料とも浸水24時間後には全体的に細片化しており、スレーキング指数（浸水24時間後のスレーキング区分）は5段階で2番目に高い3に該当する。

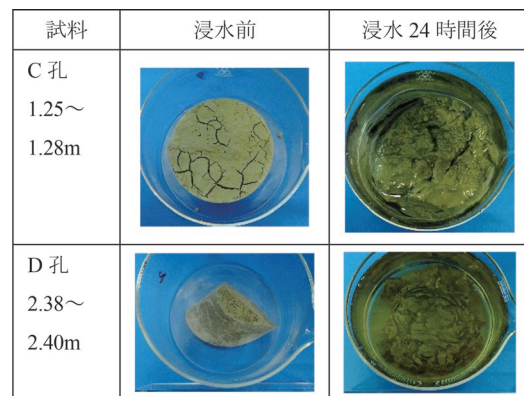


図2 スレーキング試験

2.4 孔内水位測定

2.4.1 測定方法

当該箇所における地山の水位を把握するため、D孔にスレーナ管を挿入し、水位観測孔を設置した。孔内の水位は、孔内の深さ1.5mの位置に設置した絶対圧式水位計の測定値から、斜坑内に設置した気圧計の測定値を差し引くことで求めた。水位測定は2020年11月から翌年7月にかけて実施し、30分に1回の間隔でデータを取得した。

2.4.2 測定結果

水位測定を開始した2020年11月時点において、水位観測孔の孔口から地下水が湧出していることが確認されており、見かけ上の孔内水位はインバート上面の高さ（0m）であった。その後の孔内水位の測定値は、測定期間中ほぼ一定であった（図3）。また、2021年7月および2021年11月に現地を確認した際も、水位観測孔の孔口から地下水が湧出している状況であった。これらの結果から、本測定期間における孔内水位は底盤よりも高い位置にあることがわかる。なお、水位観測孔の孔口を立ち上げて水位を実測した結果、2021年7月の調査時の水位はインバート上面より約4cm上方に、2021年11月の調査時の水位はインバート上面より約8cm上方に位置していた。

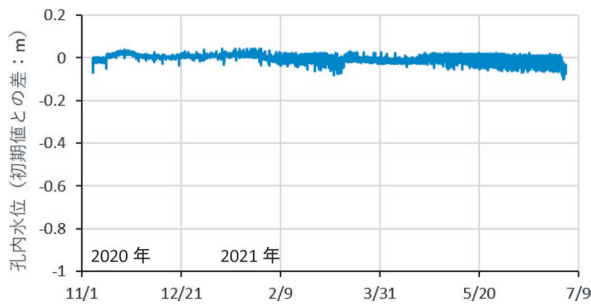


図3 孔内水位の測定変化

3. RB 付着力に関する原位置試験

3.1 引抜試験

3.1.1 試験方法

当該泥岩地山における原位置でのRB付着力を把握するため、今回掘削したボーリング孔のうち3本（A～C孔）にロックボルト（異形棒鋼 D25）を打設した。ロックボルト定着材のモルタルは早強ボルトランドセメントを使用し、W/C比50%とした。打設1週間後に1回目の引抜試験を実施し、時間経過に伴うRB付着力の変化を把握するため、約1年後に2回目の引抜試験を実施した。

A, B, C孔のロックボルトと地山との定着長は、それぞれ35cm, 88cm, 134cmである（図1）。なお、RB付着力は引抜試験で得られた最大荷重を定着面積で割ることで求めた。

3.1.2 試験結果

引抜試験の結果を図4に示す。各孔とも、1回目と2回目の試験で得られたRB付着力に大きな変化は認められなかった。また、ロックボルトの定着長が長いボーリング孔ほど、RB付着力が大きいという結果が得られた。特に、削孔長が最も短いA孔のRB付着力は、B孔やC孔のRB付着力に対して1桁小さい値であった。なお、削孔長が最も長いC孔では、2度の試験とも付着切れの前に鋼材の許容引張応力に達したため、その時点で引抜試験を中断した。試験を中断させた時点の引抜荷重より、C孔のRB付着力は0.54MPa以上と計算される。

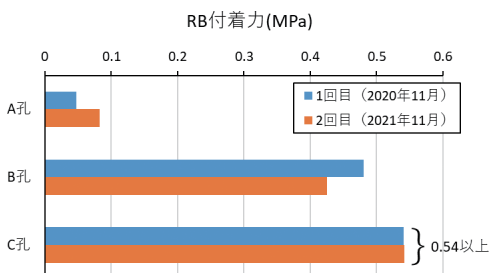


図4 引抜試験の結果

4. RB 付着力に関する室内試験

4.1 押抜試験

ボーリングコアを用いた室内試験によりRB付着力を評価する方法を検討した。3章で紹介したように、引抜試験によって原位置でのRB付着力を評価する場合は、ロックボルト定着材とその周囲の地山の間で付着切れが生じるまでの引張荷重を求める。

今回、室内試験によってRB付着力を評価する方法として、ボーリングコアの側面に引抜試験と同じ配合のモルタルを打設し、モルタル硬化後にコア部分のみを押し抜くことで付着切れを生じさせる方法を考案した。具体的な方法は次のとおりである。

- (1) ボーリングコアを長さ25mm程度に切断した円柱形の岩石試料を作製する。
- (2) 岩石試料の径より大きい円孔を底面に有する鋼製の型枠を用意する。
- (3) 型枠底面の円孔を粘土で閉塞させ、その上面に岩石試料を配置する。
- (4) 型枠内にモルタルを流し込み、岩石試料の側面がモルタルと接する状態とする。
- (5) 型枠をラップで覆い、常温で約2週間静置させ、モルタルを硬化させる。
- (6) モルタル硬化後、ラップと粘土を取り外した供試体（図5）を変位制御が可能な載荷試験機に図6のようにセットする。
- (7) 岩石試料の上面に1mm/minの変位速度で載荷し、

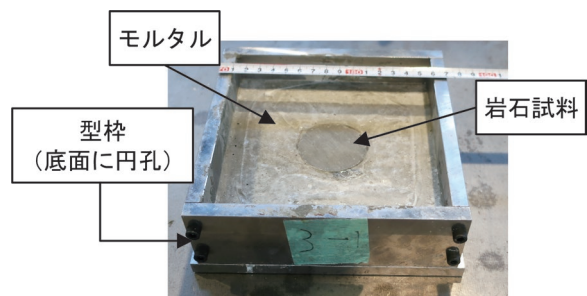


図5 押抜試験の供試体⁹⁾

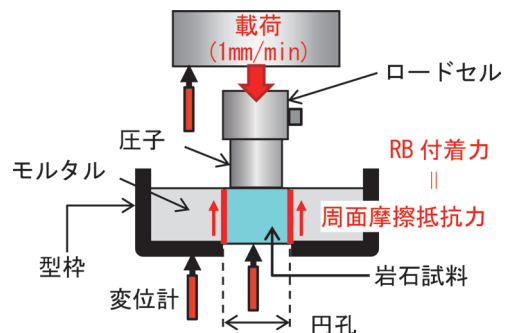


図6 押抜試験の模式図⁹⁾

岩石試料とモルタルとの付着切れが発生するまで岩石試料を型枠の下に押し抜く。

- (8) 試験時の最大荷重を、岩石試料とモルタルとの付着面積で割ることによりRB付着力を求める。

今回考案したこの試験方法を、本稿では「押抜試験」と称する。

4.2 含水比の変化を与えた押抜試験

4.2.1 試験方法

本研究で実際に実施した押抜試験および押抜試験後の岩石試料を用いた試験の手順を図7のフローに示す。

今回考案した押抜試験を実施するにあたり、モルタルを打設する前の岩石試料を異なる含水状態に養生しておくことで、含水比の変化がRB付着力に及ぼす影響を検討できると考えた。そこで本研究では、モルタルを打設する前の岩石試料を、表2に示す4つの条件のうちいずれかで養生した。なお、条件1は2.3節のスレーキング試験において岩石試料に与えた養生条件と同じ条件である。

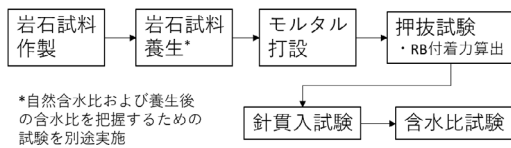


図7 含水比の変化を与えた押抜試験の手順

表2 モルタル打設前の岩石試料の養生条件

養生条件	養生環境	養生時間	備考
条件1	40℃炉乾燥	48時間	スレーキング試験と同じ
条件2	風乾	1週間	
条件3	自然含水比	-	
条件4	浸水(常温)	1週間	

これらの養生によって含水比がどの程度変化するのかを把握するため、押抜試験用の岩石試料とは別にボーリングコアから取り出した岩片を用いて、自然含水比(条件3)および条件1、条件2および条件4で養生した後の含水比を測定した。なお、試験方法は地盤工学会基準「岩石の含水比試験方法」¹⁰⁾に準拠した。養生条件ごとの岩石の含水比を表3に整理する。含水比試験の結果、自然含水比と浸水後の含水比(条件4)は同程度であった。また、条件1での養生によって含水比は自然含水比の1割程度まで低下することが分かった。

2章に記したボーリングコアから作製した押抜試験用の岩石試料は計11個である。各岩石試料の採取位置と養生条件を表4に整理する。

表3 養生条件ごとの含水比

養生条件	試験数	養生後の含水比または自然含水比(%)
条件1	3	1.9
条件2	3	5.5
条件3	9	19.9 (自然含水比)
条件4	3	20.2

4.1節に記載した方法により押抜試験を実施し、各試料のRB付着力を求めた。また、強度に関する物性値を得るために、押抜試験後の岩石試料に対して針貫入試験を実施し、針貫入勾配を測定した。針貫入試験では、岩石試料の上面および下面の複数箇所に軟岩ペネトロ計の針を貫入させた。ただし、押抜試験によって岩石試料が砕けてしまった場合は、比較的大きい岩片を対象に針貫入試験を実施した。

表4 押抜試験の岩石試料の採取位置と養生条件

養生条件	試料番号	コア	深さ(m)
条件1	1-1	D孔	1.775~1.800
	1-2	C孔	1.400~1.425
	1-3	C孔	2.375~2.400
条件2	2-1	D孔	2.725~2.750
	2-2	C孔	1.775~1.800
条件3	3-1	D孔	1.475~1.500
	3-2	C孔	1.150~1.175
	3-3	C孔	2.175~2.200
条件4	4-1	D孔	2.275~2.300
	4-2	C孔	1.500~1.525
	4-3	C孔	2.775~2.800

4.2.2 試験結果

押抜試験で得られたRB付着力と、針貫入試験で得られた針貫入勾配の結果を図8に整理する。この図より、モルタル打設前に乾燥させた試料(条件1および条件2で養生した試料)は、乾燥させていない試料(条件3および条件4で養生した試料)よりもRB付着力が小さく、針貫入勾配も小さい傾向が認められる。ただし、RB付着力と針貫入勾配の大小関係は必ずしも一致しておらず、例えば地山浅部(深さ1.2m)のコアから作製した試料3-2の針貫入勾配は比較的大きいが、同じ試料のRB付着力は比較的小さい。

4.3 押抜試験後の含水比試験

押抜試験および針貫入試験を実施した際の岩石試料の

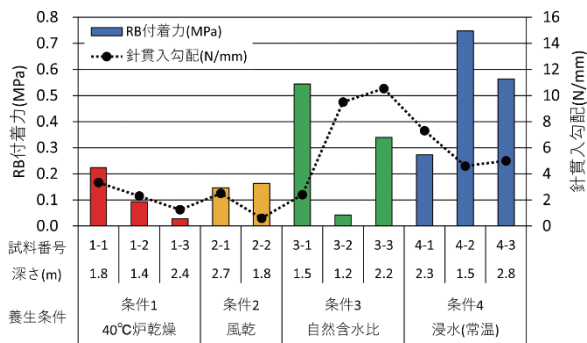


図8 押抜試験および針貫入試験の結果

含水比を把握するため、試験終了後の各供試体から速やかに岩石試料を取り出し、その一部の岩片を用いて含水比を測定した。その結果を図9に示す。乾燥の履歴を与えた条件も含め、試験後の含水比は全ての条件で自然含水比と同程度の20%前後となっていた。ただし、同じ養生条件の岩石試料であっても、比較的含水比が小さい試料も含まれる（例えば試料4-1）。試験後に供試体から取り出した岩石試料はいくつかの岩片に分かれており、含水比を測定したのは岩石試料の一部の岩片であることから、押抜試験後の岩石試料は局所的に乾燥していた可能性がある。

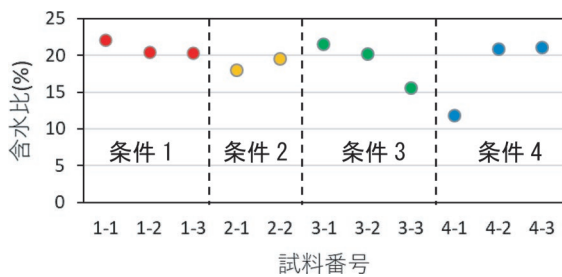


図9 押抜試験後の含水比

5. 考察

5.1 押抜試験に関する検討

5.1.1 押抜試験の妥当性の検討

1回目の引抜試験で得られたRB付着力と、押抜試験のうち自然含水比（条件3）の岩石試料のRB付着力を図10に比較する。引抜試験の結果については、各孔での試験区間の深さ（ロックボルトと地山との定着深さ）とその深さで得られたRB付着力をバーで図示した。押抜試験の結果については、各岩石試料を採取した深さとRB付着力をプロットで図示した。

この図より、最も浅いA孔での引抜試験で得られたRB付着力は、最も浅い位置から得られた試料3-2の押抜試験でのRB付着力と同程度であることが分かる。ま

た、B孔およびC孔のRB付着力は、試料3-1のRB付着力と試料3-3のRB付着力の間の値を示す。

このように、今回考案した押抜試験で得られたRB付着力は原位置での引抜試験で得られたRB付着力と同程度であることから、押抜試験の方法および試験結果は妥当であると考えられる。

地山浅部の泥岩は特に軟質または岩片状を呈していたため、RB付着力が小さかったと推定される。なお、浅部と深部の試料では粉末X線回折分析の結果に顕著な違いが見られなかった（表1）ことから、このRB付着力および岩質の違いは鉱物組成やスメクタイト含有量の違いによるものではないと考えられる。

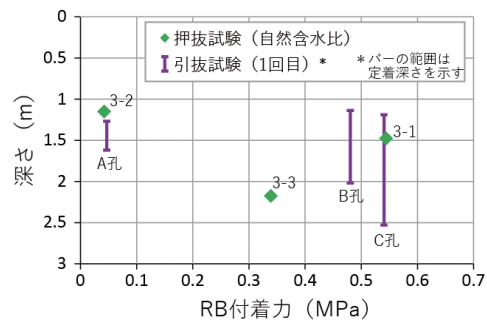


図10 RB付着力と深さとの関係

5.1.2 押抜試験の活用方法

前項より、室内での押抜試験は原位置での引抜試験の代用方法として活用できると考えられる。ただし、押抜試験と引抜試験では岩石とモルタルとの付着面積が大きく異なるため、押抜試験で得られるRB付着力が局所的に大きいまたは小さい値となることも考えられる。そこで、押抜試験の結果から原位置でのRB付着力を推定する場合には、以下の手順で評価することを提案する。

- (1) ボーリングコアを観察し、深さによるコアの性状の違いを把握する。
- (2) 性状の異なるコア（ここでは、風化部と新鮮部に分けられたとする）の区間長をそれぞれ求める。
- (3) 風化部と新鮮部のコアの平均的な箇所を取り出し、押抜試験用の岩石試料を作製する。可能であれば、風化部と新鮮部でそれぞれ3個程度の岩石試料を作製する。
- (4) 押抜試験を実施し、RB付着力を求める。
- (5) 風化部のコア長を L_w 、新鮮部のコア長を L_f 、風化部のRB付着力の平均値を S_w 、新鮮部のRB付着力の平均値を S_f 、コアの掘削径を ϕ とし、原位置でのRB付着力 R を式(1)で評価する。

$$R = \pi\phi(S_w L_w + S_f L_f) \quad (1)$$

5.2 含水比の変化がRB付着力に及ぼす影響の検討

4.2.2項に記した通り、押抜試験においてモルタル打設前に乾燥させた岩石試料のRB付着力は、乾燥させなかった試料に比べて小さい傾向があった。含水比の変化がRB付着力に及ぼす影響について検討するため、今回の押抜試験を通じて岩石試料の含水比がどのように変化したかを考察する。

岩石試料の自然含水比および養生後の含水比（表3）ならびに試験後の含水比（図9）の結果をもとに、岩石試料の含水比の変化のイメージを図11に示す。岩石試料を作製した時点では、各試料はほぼ飽和状態であったと考えられる。条件1および条件2で養生した試料はモルタル打設前に含水比が低下し、モルタルを打設すると岩石試料がモルタルに含まれる水分を吸水することにより、再び飽和状態かそれに近い状態まで含水比が上昇したと推定される。一方、条件3および条件4で養生した試料は、モルタル打設前の養生およびモルタル打設の過程において、ほぼ飽和状態のままであったと考えられる。また、いずれの岩石試料もモルタル打設後にラップを被せていたため、乾燥による含水比の低下はほとんど生じなかったと考えられる。

条件1および条件2で養生した試料は、押抜試験を実施する前に含水比の低下と上昇を経験している。このような含水比の変化を経験することによって岩石が劣化し、RB付着力が低下したと推定される。なお、スレーキングしやすい泥岩を用いて一軸圧縮試験を実施した既往研究¹¹⁾では、自然含水比の岩石試料を浸水させても一軸圧縮強さは低下しないが、一度乾燥させた後に浸水させた試料は著しく一軸圧縮強さが低下するという結果が得られており、本研究ではそれと整合する結果が得られた。

ところで、孔内水位測定および含水比試験の結果（図3、表3）から、当該斜坑の底盤下の地山は常時飽和しており、含水比の変化が生じていないと推測される。さらに、引抜試験で得られたRB付着力が1回目と2回目の試験で同程度であったこと（図4）を踏まえると、地山の含水比が一定に保たれる場合は、RB付着力は大きく変化しないと考えられる。今回の調査では、地山の水

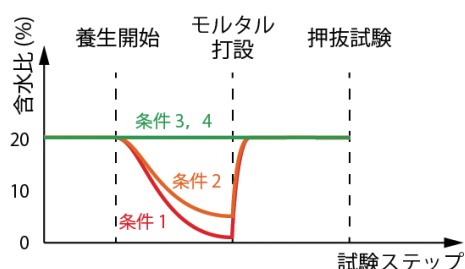


図11 岩石試料の含水比の変化のイメージ

位が変化した場合に原位置でのRB付着力が低下するかどうかを確認することはできなかった。これを確認できれば、本研究における押抜試験の結果の妥当性が補強されると期待されるが、これについては今後の課題である。

6. まとめ

スレーキング特性を有する泥質軟岩の試料を用いて押抜試験を実施した結果、原位置での引抜試験と同程度のRB付着力が得られた。これより、押抜試験の方法および得られたRB付着力は妥当であると考えられる。

また、泥質軟岩の含水比の変化がRB付着力に与える影響を検討するため、岩石試料の含水状態を変化させたのちに押抜試験を実施した。その結果、含水比の低下と上昇を経験した試料では、RB付着力が小さくなることが分かった。

含水比の変化がRB付着力に及ぼす影響を考慮することは、ロックボルトによる地山補強工の適切な設計を行う上で重要であると考えられる。

文献

- 1) 地盤工学会 室内試験規格・基準委員会：地盤材料試験の方法と解説，公益社団法人地盤工学会，pp.285-308，2009
- 2) 土木学会岩盤力学委員会編：軟岩—調査・設計・施工の基本と事例一，社団法人土木学会，pp.1-6，1984
- 3) 土質工学会編：堆積軟岩の工学的性質とその応用，土質工学会，pp.60-68，1987
- 4) 田窪裕一，大岸敏正，奥村隆文，門田圭司：スレーキングによる泥岩法面の崩壊事例，技術フォーラム2012，全国地質調査業協会連合会，ID: 55，2012
- 5) 加藤文啓，齊藤正起，藤原浩一，菊山浩喜：道東自動車道大夕張トンネルにおける変状現象に関する解析的検討，第51回地盤工学会研究発表会，No.0736，2016
- 6) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領，2007
- 7) 土木学会 トンネル工学委員会編：トンネル標準設計方書[山岳工法編]・同解説，公益社団法人土木学会，pp.88-96，2016
- 8) 小林寛明，下津達也，上野光，渡辺和之，嶋本敬介，朝倉俊弘：長期的な盤ぶくれに対するインバート構造の抑制効果に関する基礎的研究，土木学会論文集F1，Vol.72，No.3，pp.I_96-I_107，2016
- 9) 西金佑一郎，嶋本敬介，浦越拓野，今泉光智哲：新第三紀泥岩の含水比の変化がロックボルトの付着力に与える影響，土木学会第76回年次学術講演会，III-191，2021
- 10) 地盤工学会 室内試験規格・基準委員会：地盤材料試験の方法と解説，公益社団法人地盤工学会，pp.108-113，2009
- 11) 嶋本敬介，川越健，野城一栄，小林寛明，磯谷篤実：含水比変化に着目した山岳トンネルの盤ぶくれメカニズムの推察，土木学会論文集F1，Vol.76，No.1，pp.34-48，2020

推定流出土砂量を用いた土石流要注意溪流の抽出方法

長谷川 淳* 西金 佑一郎*

A Method to Extract Streams with Debris Flow Hazard using Sediment Volume

Atsushi HASEGAWA Yuichiro NISHIKANE

Recently, there has been damage often by debris flow that occurs at valleys on railway lines. However, since there are many valleys on railways, it is not easy to investigate the risk of debris flow. Therefore, it is important to develop a method to estimate the risk of debris flow. Hence, we present a method to estimate the risk of debris flow on the basis of the geomorphological and geological features of valleys where debris flow once occurred.

キーワード：土石流，要注意溪流，流出土砂量，地形条件，地質条件

1. はじめに

鉄道はしばしば土石流により被災するが、その発生源となる溪流は鉄道用地外にあることがほとんどであり、鉄道事業者が、沿線の溪流の検査や管理を鉄道構造物と同様に行うことは容易ではない。一方、国では、過去に発生した土石流災害の事例等をもとに、土石流の調査要領などを取りまとめており、これをもとに行政による溪流の調査・評価が行われている^{例えは1)}など。しかし、鉄道は駅部を除き保全対象物とみなされないため、人家等が少ない山間部の鉄道沿線の溪流については、行政による調査・評価の対象となっていない場合が多い。よって土石流災害に対する鉄道の安全性を確保するために、必要に応じて、事業者が独自に土石流の危険性がある溪流を抽出する機会が多い。

土石流の危険度評価は、溪流における土石流の発生危険度の評価に加え、土石流が発生した場合の保全対象物への影響度の評価も行われることが望ましい。このような事例としては、西日本高速道路株式会社中国支社管内での検討事例²⁾や、JR西日本管内における小規模な土砂流入を対象とした事例³⁾がある。いずれもポケット容量（盛土や砂防えん堤の背後の土砂が堆積可能な領域）などをもとに道路や鉄道への土石流の影響度を評価しているが、影響度の評価には詳細な調査または同等の調査資料が必要になるため、より簡易に影響度を評価することができれば、実務的に有用であると考えられる。

そこで本研究では、土石流の鉄道への影響度の評価として溪流から流出する土砂の量に着目し、簡易な地形計測により土石流が発生する可能性がある溪流を抽出する手法および流出する土砂量を推定する手法について検討した。本報告ではこれらの結果について記述する。

2. 鉄道の被災事例の分析

本研究では、土石流による災害を「谷次数が1次以上の谷において、溪流内で発生した自然斜面の崩壊により生成した土砂や、溪流内に存在していた溪床堆積物が表流水とともに流出し、線路上やその周辺に堆積した事象」として定義し、0次谷や斜面で発生した斜面崩壊、地すべりにともなう土砂の流入や、盛土などの人工構造物の崩壊に起因する事象は除外した。ここで0次谷とは、1/25000地形図上で谷型斜面を示す等高線群が円弧状であり水系の記入が不能である範囲⁴⁾と定義した。0次谷と1次谷の区分の定義を図1に示す。この定義に基づき、鉄道の被災事例の収集と地形や降雨の条件について検討を行った太田ほか⁵⁾の事例と、災害資料や公開文献等に記載されている土石流や土砂流入による鉄道の被災事例から、土石流による鉄道の被災事例148件を抽出した。なお、このうち約半数は関西・中国・四国地域での事例であり、発生した地域にはやや偏りがある。また、全事例のうち鉄道やその周辺に流出した土砂の量が判明したのは100事例であった。これらの事例をもとに、土石流が発生した地形・地質条件の特徴と、溪流から流出した土砂量について分析した。

2.1 土石流発生溪流の地形・地質

抽出した148事例について、国土地理院が公開している地理院地図⁶⁾を用いて土石流が発生した溪流の地形を計測した。また溪流に分布する地質については、産

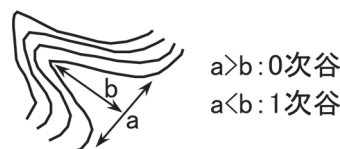
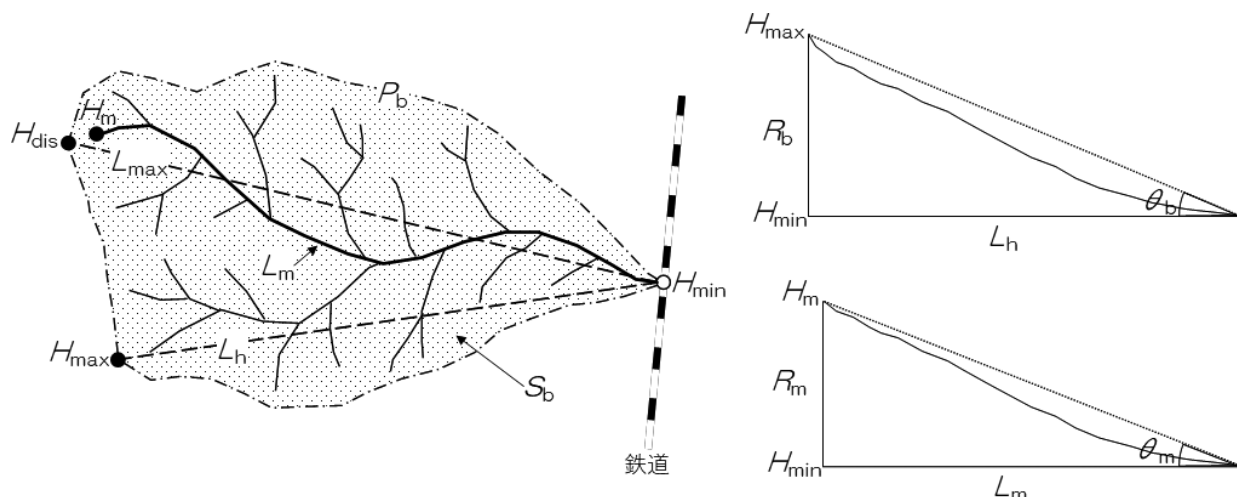


図1 0次谷と1次谷の定義

* 防災技術研究部 地質研究室



H_{min} : 最低点高度, H_{max} : 最高点高度, H_{dis} : 最遠点高度, H_m : 本流最高点高度, L_h : 最高点距離, L_{max} : 流域最大径, L_m : 本流長, P_b : 流域縁辺長, S_b : 流域面積, R_b : 流域比高, R_m : 本流比高, θ_b : 流域傾斜, θ_m : 平均溪床勾配

図2 計測した地形量の定義 (谷次数以外)

業技術総合研究所が公開している地質図 Navi⁷⁾ を用いて調査した。

2.1.1 地形の特徴

溪流の地形の特徴を表す指標 (以下、地形量と称する) は多数定義されているが^{例えば4, 8)} など、このうち先行研究^{例えば9~12)} などでは、土石流の要因となる地形量として溪流の流域面積や溪床勾配、本流や流域の長さ等が採用されている。本研究では、これらの文献をもとに、比較的計測が容易と考えられる以下の14の地形量を採用した (図2)。なお溪流の地形の計測にあたっては、砂防分野における土石流調査の考え方¹⁾ に従い、鉄道を保全対象物とみなし、溪流と鉄道が交差する箇所よりも上流側の流域の地形を計測対象とした。

- ①最低点高度 (H_{min}): 本流と鉄道の交点 (最低点) の標高値
- ②最高点高度 (H_{max}): 最も標高が高点の標高値
- ③最遠点高度 (H_{dis}): 最低点からの直線距離 (投影距離) が最も遠い点の標高値
- ④本流最高点高度 (H_m): 本流の始点の標高値
- ⑤最高点距離 (L_h): 最低点と最高点を直線で結んだ際の投影距離
- ⑥流域最大径 (L_{max}): 最低点と最遠点を直線で結んだ際の投影距離
- ⑦本流長 (L_m): 対象流域内で最長の流路の長さの投影距離
- ⑧流域縁辺長 (P_b): 最低点よりも上流部の流域の外周の投影距離
- ⑨流域面積 (S_b): 最低点より上流部の流域の投影面積
- ⑩流域比高 (R_b): 最高点高度と最低点高度との高さの差 ($H_{max} - H_{min}$)
- ⑪本流比高 (R_m): 本流最高点高度と最低点高度との

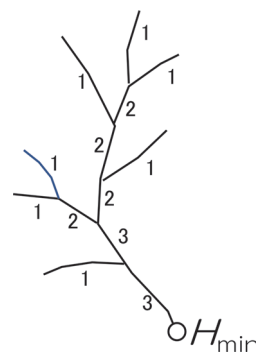


図3 谷次数の考え方 (谷の始まりから最初の合流点までを1次, n次の谷が2本合流した谷をn+1次とする。図中で最低点 H_{min} での次数は3となる。)

- ⑫高さの差 ($H_m - H_{min}$)
- ⑬流域傾斜 (θ_b): 最低点と最高点を結んだ直線が水平面となす角度
- ⑭平均溪床勾配 (θ_m): 本流長と本流比高を直角をはさむ2辺とした場合に斜辺が水平面となす角度
- ⑮谷次数: Strahler法¹³⁾ により水系網の次数を計測した場合の最低点における谷の次数 (図3)

代表的な地形量ごとの頻度分布を図4に示す。流域面積は 0.2km^2 以下の事例が全体の約70%, 0.05km^2 以下の事例が約30%を占めている。流域比高はほとんどの事例が500m以下で、なかでも100~150mの事例が多い。平均溪床勾配は20~25度の事例が多い。また、谷次数は2次での事例がもっとも多く、4次での事例は少ない。これらのことから、今回調査した範囲では、小規模かつ急勾配の流域での土石流の発生事例が多いと言える。

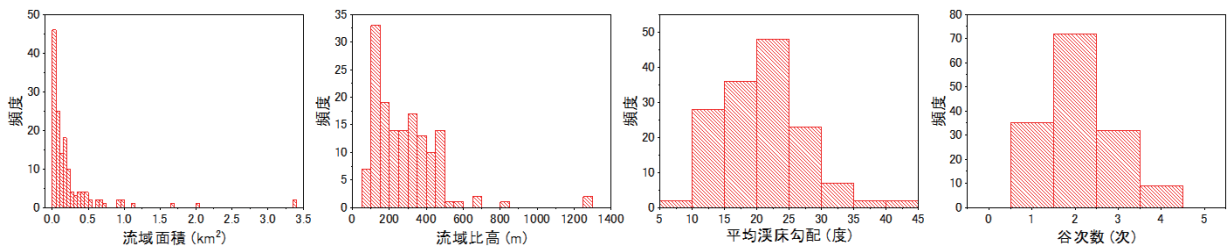


図4 流域面積，流域比高，平均溪床勾配，谷次数の頻度分布

2.1.2 地質の特徴

本検討で収集した事例では、地質の記載がない場合があったため、全事例について地質図Navi⁷⁾を用いて土石流が発生した溪流に分布する地質を調査し、地質時代・岩種の組合せで以下の7種に区分した。

- ①第四紀凝灰岩類（シラス，阿蘇山のカルデラ壁等）
- ②新第三紀凝灰岩類（グリーンタフ等）
- ③新第三紀堆積岩類
- ④中・古生代堆積岩類
- ⑤中・古生代変成岩類
- ⑥火山岩類
- ⑦花崗岩類

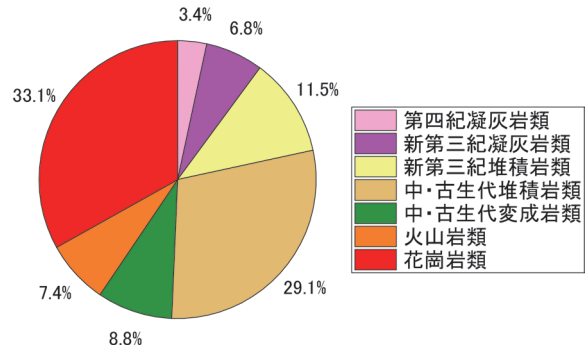


図5 土石流が発生した地質の割合

地質区分ごとの事例の割合を図5に示す。全事例のうち、地質区分では花崗岩類と中・古生代堆積岩類の割合がそれぞれ約3割を占める。また、新第三紀凝灰岩類、新第三紀堆積岩類、中・古生代変成岩類、火山岩類はそれぞれ約1割を占めるほか、割合としては少ないながらも第四紀凝灰岩類での事例もある。花崗岩類と中・古生代堆積岩類が占める割合が大きいのは、これらの地質が分布する線区での事例が多いことに起因しており、事例の多寡がただちに土石流の発生しやすい地質を表しているとは言えない。一方で、花崗岩類は風化するとまき土となり、斜面崩壊や土石流が群発しやすいことが指摘されている¹⁴⁾。今回収集した事例で花崗岩類の割合が最も大きくなった背景には、線区の偏りだけでなく、このような性質も一因として考えられる。

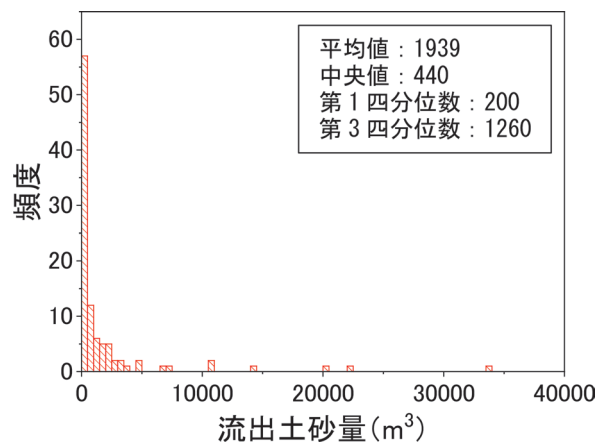


図6 流出土砂量の頻度分布

2.2 被災事例における流出土砂量

2.2.1 流出土砂量の傾向

収集した事例のうち流出土砂量が記載されていた100事例について、流出土砂量の傾向を分析した。流出土砂量ごとの頻度分布を図6に示す。流出土砂量は500m³以下の事例が大半を占めるが、少数ながらも10000m³を超える事例もある。ここで、箱の範囲を25～75パーセントイル、ひげの長さを四分位範囲の1.5倍を上下限としたボックスチャート（箱ひげ図）で見ると、ほとんどの事例が0～1000m³の範囲にあり、3500m³以上は外れ値の扱いとなった（図7）。これらのことから、今回調査した範囲内では流出土砂量が1000m³以下の事例が

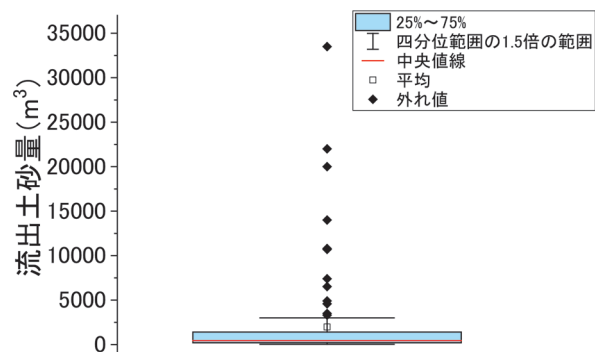


図7 流出土砂量の箱ひげ図

主であり、数千～数万 m³ におよぶ事例はまれであると言える。なお流出土砂量については、実際に線路上やその周辺に堆積した土砂の量（目測あるいは排土量）であると考えられるケースや、国や自治体の災害報告等にある値を用いていると考えられるケースなどがあり、必ずしも定義が同一ではないことに留意が必要である。

2.2.2 地形と流出土砂量の関係

次に、地形と流出土砂量の関係について検討した。計測した地形量と流出土砂量の相関係数を表1に示す。いずれの地形量も流出土砂量との相関は低く、比較的相関が高い流域縁辺長、流域面積、最高点距離、本流長でも相関係数は0.34であった。また、流出土砂量とほぼ相関がない流域傾斜と平均溪床勾配以外の地形量は互いに相関が高い（相関係数：0.79～1.00）。このため、これらの地形量を説明変数とし、流出土砂量を目的変数として多変量解析を実施すると、多重共線性が発生して流出土砂量の予測精度が低くなることが想定される。したがって、本検討で採用した地形量のみから直接的に流出土砂量を推定するのは難しいと言える。

2.2.3 地形・地質と流出土砂量の関係

前項から地形量のみで流出土砂量を推定することが難しいことが分かったため、地質条件を加えて検討した。流出土砂量との相関が比較的高い地形量のうち、流域面積と堆積土砂量の関係を地質区別に示した散布図において地質ごとに直線回帰を行った結果、花崗岩類では直線回帰での決定係数が0.46、中・古生代堆積岩類では0.22、これら以外の地質では0.10未満であった（図8）。このことから、花崗岩類では地形条件によって概略の流出土砂量を推定することができる可能性があると言える。そこで、花崗岩類の事例に絞り、各地形量と流出土砂量との関係を検討した。各地形量と流出土砂量との関係を示した散布図における回帰直線の決定係数を表2に示す。流域の長さや大きさに関する地形量である最高点距離、流域最大径、流域縁辺長、本流長で決定係数が0.5以上となり、統計的には当てはまりがよいと言える。つまり、花崗岩類が分布する溪流においては、これらの地形量を用いて概略の流出土砂量を推定できる可能性がある。一方で、溪流の険しさや浸食作用の強さに影響すると考えられる流域比高や本流比高、土砂の運搬に影響す

ると考えられる流域傾斜や平均溪床勾配は決定係数が低く、流出土砂量の多寡にあまり寄与していないことが分

表1 流出土砂量と地形量の相関係数

地形量	流出土砂量との相関係数
流域縁辺長	0.33
流域面積	0.34
流域比高	0.26
最高点距離	0.34
流域最大径	0.32
本流長	0.34
本流比高	0.30
流域傾斜	-0.12
平均溪床勾配	-0.07

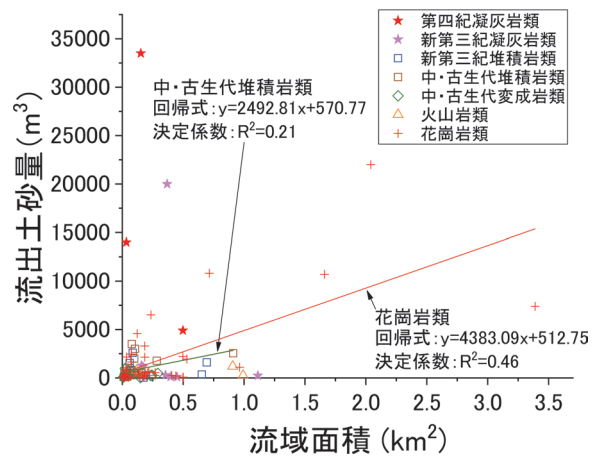


図8 地質ごとの流域面積—流出土砂量の関係の例

表2 花崗岩類の事例における決定係数

地形量	直線回帰の決定係数
最高点距離	0.52
流域最大径	0.50
流域縁辺長	0.50
本流長	0.50
流域面積	0.46
流域比高	0.29
本流比高	0.29
流域傾斜	0.22
平均溪床勾配	0.17

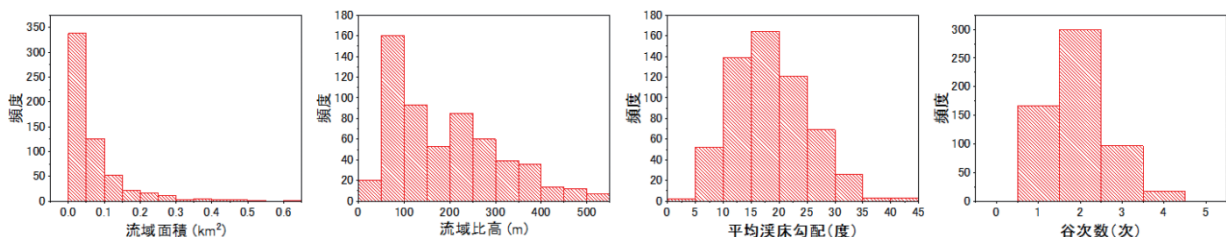


図9 モデル地区における流域面積、流域比高、平均溪床勾配の頻度分布

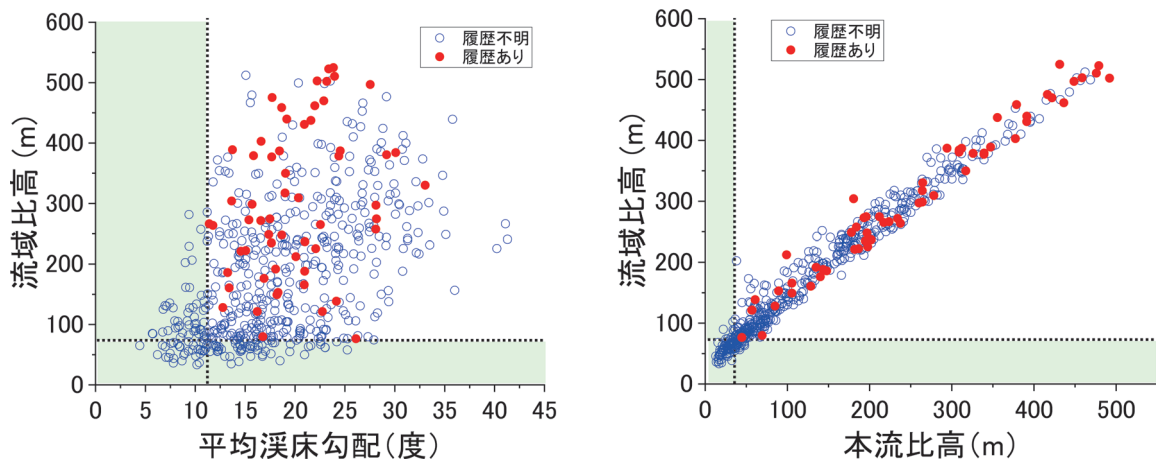


図 10 モデル地区における土石流の履歴あり・履歴不明の溪流の地形条件の比較
(左図：平均溪床勾配と流域比高の関係、右図：本流比高と流域比高の関係)

かる。

3. 要注意溪流の抽出手法の検討

第2章において、花崗岩類が分布する溪流では概略の流出土砂量を推定できる可能性があることが分かった。そこで、おもに花崗岩が分布する地区をモデル地区とし、地形条件から土石流の要注意溪流を抽出することが可能か検討した。

3.1 モデル地区内の溪流の地形的な特徴

モデル地区は中国地方でもおもに花崗岩が分布する約95km²の範囲である。当該範囲内において、第2章に示した定義における谷次数が1次以上の溪流を578箇所抽出した。モデル地区における地形の特徴を図9に示す。流域面積は0.2km²以下の溪流が全体の約80%、0.05km²以下の溪流は約50%を占める。流域比高はほとんどの溪流が500m以下で、50~100mの事例が多い。平均溪床勾配は10~25度の事例が多い。谷次数は鉄道の被災事例と同様に2次における事例がもっとも多く、3次、4次での事例は少ない。このことから、土石流が発生した地域や分布する地質は異なるものの、図9に示したモデル地区の全溪流は、図4に示した鉄道が被災した溪流に比べ、より規模が小さく緩勾配の傾向があると言える。

3.2 土石流発生溪流の特徴

前節より、土石流が発生した溪流の地形条件は他の溪流と異なる可能性がある。そこでモデル地区において、土石流の発生が確認できた溪流（以下、履歴ありと称する）と、今回の調査の範囲においては土石流の発生が確認できなかった溪流（以下、履歴不明と称する）との地形条件の相違について検討した。まず、モデル地区

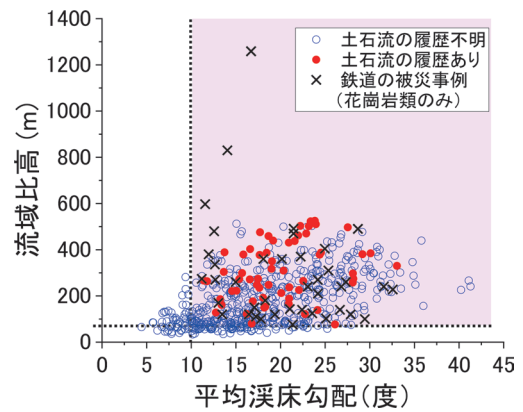


図 11 鉄道の被災事例と履歴ありの溪流すべてを包含する範囲（赤色の網かけ部）

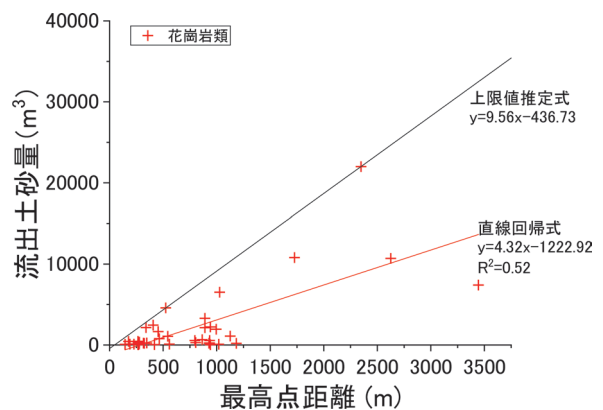


図 12 流出土砂量推定のための回帰直線（赤実線）と上限値推定のための直線（黒実線）

内の578溪流について、災害関係資料の調査および1975年撮影の空中写真の判読をおこない、59溪流で土石流の発生を確認した。次に、2つの地形量を用いて散布図を作成し、履歴あり／履歴不明の地形条件の相違を検討した。検討結果の例を図10に示す。多くの場合で

履歴あり・履歴不明のプロットほぼ同じような分布を示し、両者を区別することができなかった。一方で、流域比高、本流比高、平均溪床勾配については、履歴ありのプロットの最小値が履歴不明のプロットの最小値よりも大きい傾向がみられた（図 10）。これらの地形量における履歴ありのプロットの最小値は以下のとおりである。

- ・流域比高：76m
- ・本流比高：39m
- ・平均溪床勾配：11 度

上述の値をしきい値とした場合、しきい値以下の範囲（図 10 で緑色の網掛けの範囲）に分布する履歴不明のプロットの全プロットに対する割合は、平均溪床勾配 - 流域比高の関係（図 10 左）で 24.4%，本流比高 - 流域比高の関係（図 10 右）で 18.5%，平均溪床勾配 - 本流比高の関係で 23.7% であった。つまり、これらのしきい値を用いることで、土石流が発生した履歴がある溪流と同等の地形条件にある溪流をある程度絞り込める可能性がある。

3.3 要注意溪流抽出のためのしきい値の検討

前節で得られたしきい値はモデル地区に固有のものである可能性があるため、花崗岩類が分布する他の地域において、これらのしきい値の適用性を検討する必要がある。そこで、第 2 章で示した鉄道の被災事例のうち花崗岩類が分布する地区での事例（以下、花崗岩類での被災事例と称する）を用いて検討した。

鉄道の被災事例 148 件のうち、花崗岩類での被災事例は 49 件あり、流域比高、本流比高、平均溪床勾配の最小値はそれぞれ流域比高：76m、本流比高：70m、平均溪床勾配：11.2 度であった。よって、花崗岩類での被災事例は、前節に示したしきい値以上の範囲にすべて含まれる。ここで、土石流の要注意溪流の抽出にあたっては、要注意ではない溪流をなるべく除外できることが望ましい。よって、モデル地区における履歴ありの溪流および花崗岩類での被災事例と同等の地形条件にある溪流を要注意溪流とみなす場合、これを抽出するしきい値としては、履歴不明のプロットを最も多く除外できる平均溪床勾配 11 度以上かつ流域比高 76m 以上が適当であると言える（図 11 の赤色網かけ部）。

4. 推定流出土砂量をふまえた土石流の要注意溪流の抽出方法

3.3 節の結果から、花崗岩類が分布する地域において土石流の要注意溪流を抽出するためのしきい値として、平均溪床勾配：11 度以上、流域比高：76m 以上が適当であると考えられる。一方、流出土砂量については、2.2 節において最高点距離と流出土砂量との関係において直線

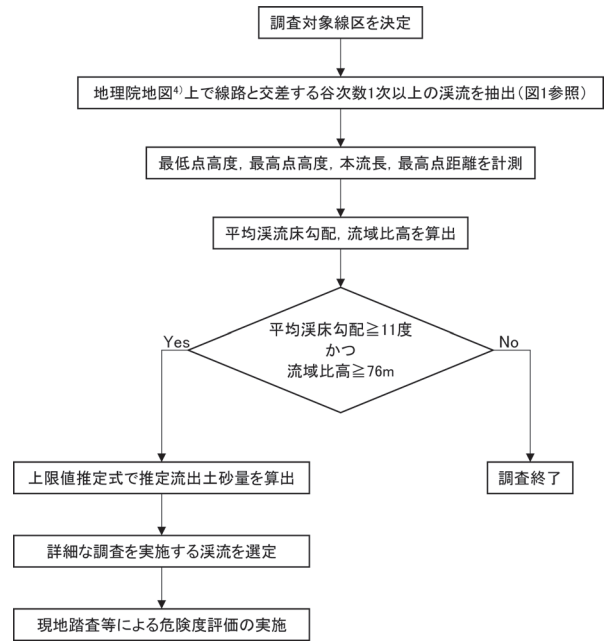
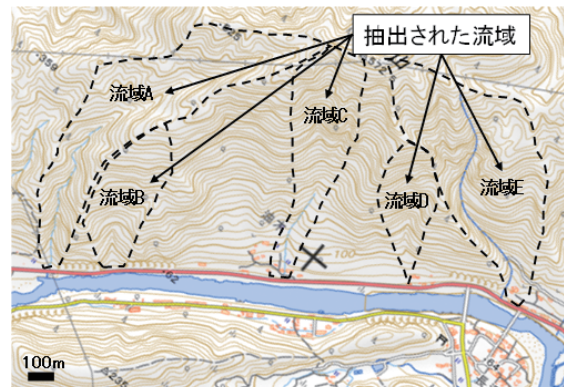


図 13 推定流出土砂量を考慮した土石流要注意溪流の一次スクリーニングのための調査フロー（暫定案）



	最高点距離 (m)	推定流出土砂量 (上限値推定式) (m ³)※	推定流出土砂量 (回帰式) (m ³)※	被災時の 流出土砂量 (m ³)
流域A	1,322	12,300	4,500	1,770
流域B	570	5,100	1,300	—
流域C	879	8,000	2,600	—
流域D	540	4,800	1,200	—
流域E	972	8,900	3,000	550、250 (2回被災)

※100m²未満を切り上げた値を掲載

図 14 モデル地区における適用例と被災時の流出土砂量の比較（地理院地図⁶）に加筆

回帰の決定係数が高いため、回帰式による推定値を実際の流出土砂量が大きく上回る場合もあることから、回帰式による流出土砂量の推定は危険側の判断となることがある。このため、流出土砂量の推定については、全事例を包含する直線を表す式(1)（以下、上限値推定式と称する）を用いる方が安全側の評価となり、直線回帰式での推定よりも実用的であると考えられる（図 12）。

$$y = 9.56x - 436.73$$

x ：最高点距離 (m) (1)

y ：流出土砂量 (m³)

以上から、本検討で調査した範囲における土石流発生事例の捕捉率を100%とする場合の、土石流要注意溪流の調査フローの暫定案を図13に、モデル地区において本手法を試行した結果の例を図14に示す。本フローの位置づけは一次スクリーニングであり、沿線に分布する溪流から平均渓床勾配と流域比高により要注意溪流を絞り込み、推定流出土砂量をふまえて詳細な調査を実施する溪流を選定する流れとした。なお、一次スクリーニング後に実施する現地踏査等による詳細調査については、溪流内の状況は刻々と変化することから、単発ではなく、定期的実施して評価を見直す必要がある。

ここで、本手法の課題としては、①土石流が発生していない溪流を要注意溪流として抽出している割合が高い可能性がある、②他の地区における検証ができていない、などが挙げられる。①については、図11の赤色の網掛け部分に含まれる履歴不明の溪流のうち、土石流の危険度が高い溪流がどの程度含まれるのかを現地踏査等により検討する必要がある。また②については、花崗岩が分布する他の地区での検証や、他の地質が分布する地区での適用性について検討する必要がある。

5. まとめ

本報告では、土石流による鉄道の被災事例をもとに、地形計測と資料調査により土石流が発生した溪流の地形・地質条件と、流出土砂量の傾向を明らかにした。また、モデル地区において地形計測を行って土石流の履歴あり・履歴不明の溪流の地形条件を比較し、土石流の履歴がある溪流の地形条件を明らかにした。そのうえで、推定流出土砂量を用いた要注意溪流抽出手法の暫定案を示した。

本手法は、花崗岩類が分布する他の地域での検証を行っていないこと、他の地質が分布する地域での検討を実施していないことから、現状では適用性に限界がある。今後はこれらの課題を解決し、本手法を汎用的なものとする

ため、引き続き検討する予定である。

文献

- 1) 建設省河川局砂防部砂防課：土石流危険溪流および土石流危険区域調査要領（案），1999
- 2) 村上豊和ほか：高速道路に影響を与える土石流危険溪流の資料調査に基づく評価手法，公益社団法人地盤工学会中国史部論文報告集 地盤と建設，Vol.34, No.1, pp.19-27, 2016
- 3) 森泰樹ほか：線路への小規模土砂流入の危険度評価手法に関する研究，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.75, No.1, pp.31-48, 2019
- 4) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門 第3巻 段丘・丘陵・山地，古今書院，2000
- 5) 太田岳洋ほか：土石流発生に関する地形・地質および降雨条件の特徴，鉄道総研報告，Vol.9, No.3, pp.13-18, 1995
- 6) 地理院地図：<https://maps.gsi.go.jp/>
（参照日：2021年12月24日）
- 7) 地質図 Navi：<https://gbank.gsj.jp/geonavi/>
（参照日：2021年12月24日）
- 8) 太田岳洋ほか：数値標高モデルによる地形計測の現状と応用例，応用地質，Vol.46, No.6, pp.347-360, 2006
- 9) 足立勝治ほか：土石流発生危険度の判定について，新砂防，Vol.30, No.3, pp.7-16, 1977
- 10) 荒木義則ほか：土石流危険溪流における崩壊規模の評価に関する研究，土木学会論文集，Vol.522/VI-28, pp.133-142, 1995
- 11) 大石博之ほか：統計的手法を利用した1999年6月29日広島県西部における土砂災害発生状況と降雨・地形要因の関連についての考察，砂防学会誌，Vol.58, No.6, pp.3-10, 2006
- 12) 澤田尚ほか：既存の調査データを用いたH21.7山口県防府土砂災害における土石流発生・非発生ルールの抽出，砂防学会誌，Vol.64, No.1, pp.17-24, 2011
- 13) Strahler, A.N. "Hypsometric (area-attitude) analysis of erosional topography", Bulletin of Geological Society of America, Vol.63, pp.1117-1142, 1952.
- 14) 千木良雅弘：群発する崩壊 花崗岩と火砕流，近未来社，2002

粒子法を用いた土・水連成解析による津波越流 および洗掘解析手法の開発

阿部 慶太* 室谷 浩平**

Development of Analysis Method of Tsunami Overflow and Scouring
by Soil-water Coupled Analysis Using Mesh Free Method

Keita ABE Kohei MUROTANI

The tsunami induced by 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku caused a lot of tremendous damage to railway embankments. Furthermore, in recent years, heavy rainfalls near water catching terrain have caused overflow, erosion, and scouring in the embankment, indicating that heavy rainfall disasters have tended to become more serious. In this study, we developed an analysis method of tsunami overflow and scouring by soil-water coupled analysis using mesh free methods. Such a method can be an effective tool to predict the damage due to overflow and scouring in the embankment, evaluate countermeasures against the damage, and further deepen model experimental studies. This paper explains overview of the developed analysis method and then presents the results from reproduction analyses of a series of model experiments.

キーワード：盛土，津波越流解析，洗掘解析，連成解析，粒子法，模型実験

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、津波による鉄道盛土の被害が多く発生した。このような被害は、津波による衝撃波圧ではなく、津波襲来前の地震によって損傷を受けた盛土が、津波による長時間越流によって生じる浸食・洗掘に起因していることが、被害調査や模型実験結果による検討により報告されている¹⁾。また、近年、豪雨災害が激甚化する傾向があり、集水地形に構築された盛土や河川に近接する盛土についても、長時間の越流によって侵食・洗掘被害を受けることが報告されている²⁾。これらの被害の予測および対策に関する研究は急務であり、これまでは主として模型実験による検討が行われているが、コストと時間の制約上、多くのケースを検証することが困難な上、縮小モデルでのスケールが限られた検討となる。

そこで、本研究では、土と水の相互作用による被害のうち、越流による洗掘被害を対象とし、鉄道盛土の越流・洗掘被害の予測、対策技術への応用、および模型実験での検討を深度化するためのツール構築を目的に、粒子法を用いた土・水連成解析による津波越流および洗掘解析手法を開発した。本論文では、はじめに開発した解析手法を説明した後に、過去に鉄道総研で実施した剛体盛土模型に対する津波越流実験と、ジオテキスタイル補強盛

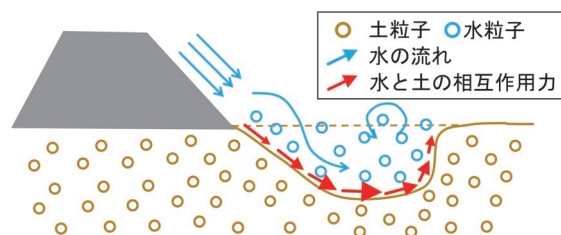


図1 土・水連成解析手法のイメージ

土模型に対する津波越流および洗掘実験の再現解析結果を示し、解析手法の有効性について示す。

2. 粒子法を用いた土・水連成解析手法

2.1 概要

図1に解析手法のイメージを示す。津波越流および洗掘解析においては、盛土周辺を流れる水の流れと、盛土と支持地盤を構成する土の変形を解析可能な手法が必要となる。前者については、非圧縮性流体を扱う解析手法として実績をもつ、Moving Particle Simulation (MPS)³⁾やSmoothed Particle Hydrodynamics (SPH)⁴⁾が有効である。後者については、土の弾塑性変形に加え、土が離散化し流水により流出される現象を扱う必要があるため、Discrete Element Method (DEM)⁵⁾やMaterial Point Method (MPM)⁶⁾等の土の大変形、崩壊を扱うことが可能な手法が有効である。そこで、既往の研究において、土と水の連成を考慮した解析として、MPSと

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

** 鉄道力学研究部 計算力学研究室

1) 水と土の相互作用力の計算

- a) 土粒子の物理量を背面格子点に転送
- b) 水粒子の物理量を背面格子点に転送
- c) 背面格子点で土と水の相互作用力を計算

2) 土粒子位置の更新

- a) 背面格子のひずみを計算
- b) 土粒子位置を更新

3) 水粒子位置の更新

- a) 格子点の相互作用力を水粒子に転送
- b) 土粒子を固定壁として扱う。
- c) 水粒子位置を更新

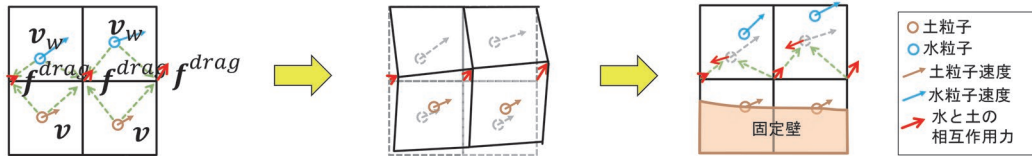


図2 MPM-MPS 連成解析手法のフロー

DEM を連成した解析手法⁷⁾等の開発が行われている。しかしながら、DEM では解析モデルの粒子最小サイズに限界があり、盛土や支持地盤のような砂質土または粘性土の応力ひずみ関係を正確にモデル化することは難しい。

そこで、本研究では土を弾塑性体として扱い、変形レベルに拘らず応力ひずみ関係をモデル化可能なMPMを土の解析手法として採用した。また、水の解析手法として、非圧縮性の粘性流体を扱えるMPSを採用し、MPMとMPSを連成した解析手法の開発を行った。以下では、MPMとMPSの概要を述べた後、連成解析手法について説明する。

2.2 MPM-MPS 連成解析手法

図2にMPM-MPS連成解析手法のフローを示す。連成解析手法として、土と水の間の相互作用力をAkbariらの式⁸⁾⁹⁾を用いて求め、その相互作用力により土の変形を求める手法を構築した。さらに、土の変形に伴って水の流れを更新する手法を構築し、これらの手法による計算を繰り返すことで、水の流れに伴う土の変形現象を取扱える解析手法を構築した。

2.2.1 Akbariらの式と相互作用力

Akbariらの式は、土と水の間の相互作用力をモデル化した式であり、式(1)で表現される。

$$f^{drag} = a(v_w - v) + \beta(v_w - v)|v_w - v| \quad (1)$$

ここで、 f^{drag} は土に対する水からの相互作用力ベクトル (m/s^2)、 v は土の速度ベクトル (m/s)、 v_w は水の速度ベクトル (m/s)、 $a(s^{-1})$ 、 $\beta(m^{-2})$ は土の間隙比 n と平均粒径 D_{50} (m)で決まる定数であり、式(2a)~(2d)で求められる。

$$a = a_c \frac{v(1-n)^2}{n^3 D_{50}^2} \quad (2a)$$

$$\beta = \beta_c \frac{1-n}{n^3 D_{50}} \quad (2b)$$

$$a_c = \frac{41n^2}{\varepsilon^{2/3}(1-\varepsilon^{1/3})(1-\varepsilon^{2/3})} \quad (2c)$$

$$\beta_c = \frac{n^2}{(1-\varepsilon^{2/3})^2} \quad (2d)$$

ここで、 $\varepsilon = 1 - n$ 、 $v = 1.0 \times 10^{-6} m^2/s$ である。けい砂6号の場合は、 $D_{50} = 3.6 \times 10^{-4} m$ 、 $n = 0.6$ であり、 $a_c = 68.0$ 、 $\beta_c = 1.72$ 、 $a = 388 s^{-1}$ 、 $\beta = 4630 m^{-2}$ である。土と水の間の相互作用力をモデル化した式としては、他にもErgun式¹⁰⁾等があるが、Akbariらの式は土粒子と間隙水間に作用する力を理論的に導出したPrieur du Plessis式¹¹⁾に基づきモデル化しており、他の式に比べ精度面で優位にある。

2.2.2 MPMにおけるモデル化

土の解析手法として用いたMPMは、解析対象を、質量を有した粒子群でモデル化し、以下のステップで計算を行う。①粒子背面に設定した格子(以後、背面格子)で計算したひずみ増分値を用いて各粒子位置で応力を計算する。②この応力やひずみ、質量等の物理量を、内挿関数を通じて背面格子の格子点に集約し、内力および外力を計算する。③これらの力と格子点に集約した質量から加速度を計算し速度を更新する。④更新した速度を用いて粒子の位置を更新するとともに、格子内のひずみを計算し次計算ステップの粒子位置での応力を求める。その後格子は元の位置に戻す。なお、粒子自体は独立して運動するため、このプロセスで粒子の物性(剛性、強度等)が混合することはない。以下に計算式を示す。

運動量保存則より、式(1)に示す相互作用力を含んだ土の支配方程式は式(3)で表すことができる。

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = \nabla \cdot \sigma + \rho b + \bar{\rho}_w f^{drag} \quad (3)$$

ここで、 ρ は土の密度、 σ は土の応力テンソル、 b は土の体積力ベクトル、 $\bar{\rho}_w$ は液相の密度であり、 $n\rho_w$ (ρ_w :水の密度)である。

MPMによって支配方程式は次のように離散化され

る。タイムステップ k における時刻を t^k とし、土を N_p 個からなる土粒子 $p (=1, \dots, N_p)$ でモデル化し、それぞれの土粒子 p の位置ベクトルと質量を \mathbf{x}_p^k , m_p とする。また、背面格子の格子点 $i (=1, \dots, N_i)$ の位置ベクトルを \mathbf{x}_i とする。このとき、格子点上での支配方程式は式 (4) で表せる。

$$m_i^k \mathbf{a}_i^k = \mathbf{f}_i^{int k} + \mathbf{f}_i^{ext k} + \mathbf{f}_i^{drag k} \quad (4)$$

ここで、 m_i^k , \mathbf{a}_i^k , $\mathbf{f}_i^{int k}$, $\mathbf{f}_i^{ext k}$, $\mathbf{f}_i^{drag k}$ は、それぞれ時刻 t^k での格子点 i の質量、加速度ベクトル、内力ベクトル、外力ベクトル、相互作用力ベクトルである。

格子点 i での質量 m_i^k は式 (5) で表される。

$$m_i^k = \sum_{p=1}^{N_p} m_p N_{ip}^k \quad (5)$$

ここで、 N_{ip}^k は、土粒子 p の格子点 i に対する内挿関数である。

格子点 i の内力ベクトル $\mathbf{f}_i^{int k}$, 外力ベクトル $\mathbf{f}_i^{ext k}$ は式 (6a), (6b) で表される。

$$\mathbf{f}_i^{int k} = - \sum_{p=1}^{N_p} \frac{m_p}{\rho_p} \nabla N_{ip}^k \cdot \boldsymbol{\sigma}_p^k \quad (6a)$$

$$\mathbf{f}_i^{ext k} = \sum_{p=1}^{N_p} m_p \mathbf{b}_p^k N_{ip}^k \quad (6b)$$

ここで、 ρ_p , $\boldsymbol{\sigma}_p^k$, \mathbf{b}_p^k は、土粒子 p の密度、応力テンソル、体積力ベクトルである。

格子点 i の土に対する水からの相互作用力ベクトル $\mathbf{f}_i^{drag k}$ は式 (7) で表される。

$$\mathbf{f}_i^{drag k} = \overline{m_{wi}^k} \{ \alpha (\mathbf{v}_{wi}^k - \mathbf{v}_i^k) + \beta (\mathbf{v}_{wi}^k - \mathbf{v}_i^k) | \mathbf{v}_{wi}^k - \mathbf{v}_i^k | \} \quad (7)$$

\mathbf{v}_{wi}^k , \mathbf{v}_i^k は格子点 i の水、土の速度ベクトルである。格子点 i の液相の質量 $\overline{m_{wi}^k}$ は式 (8) で表される。

$$\overline{m_{wi}^k} = \sum_{p=1}^{N_p} \overline{\rho_{wp}} \frac{m_p}{\rho_p} N_{ip}^k \quad (8)$$

式 (4) より格子点 i の加速度ベクトルを求め、格子点 i の速度ベクトル \mathbf{v}_i^k から \mathbf{v}_i^L を式 (9) で求める。

$$\mathbf{v}_i^L = \mathbf{v}_i^k + \mathbf{a}_i^k \Delta t \quad (9)$$

\mathbf{v}_i^L , \mathbf{a}_i^k を用いて土粒子 p の位置ベクトル \mathbf{x}_p^k と速度ベクトル \mathbf{v}_p^k を式 (10a), (10b) で更新する。

$$\mathbf{x}_p^{k+1} = \mathbf{x}_p^k + \Delta t \sum_{i=1}^{N_i} \mathbf{v}_i^L N_{ip}^k \quad (10a)$$

$$\mathbf{v}_p^{k+1} = \mathbf{v}_p^k + \Delta t \sum_{i=1}^{N_i} \mathbf{a}_i^k N_{ip}^k \quad (10b)$$

\mathbf{v}_p^{k+1} を用い格子点での速度ベクトル \mathbf{v}_i^{k+1} を求める。

$$\mathbf{v}_i^{k+1} = \sum_{p=1}^{N_p} m_p \mathbf{v}_p^{k+1} N_{ip}^k / m_i^k \quad (11)$$

\mathbf{v}_i^{k+1} より土粒子 p のひずみ増分テンソル $\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1}$ を求める。

$$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1} = \frac{\Delta t}{2} \sum_{i=1}^{N_i} \{ \nabla N_{ip}^k \mathbf{v}_i^{k+1} + (\nabla N_{ip}^k \mathbf{v}_i^{k+1})^T \} \quad (12)$$

$\Delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1}$ を用いて土粒子 p の応力テンソル $\boldsymbol{\sigma}_p^k$ を更新する。

$$\boldsymbol{\sigma}_p^{k+1} = \boldsymbol{\sigma}_p^k + \mathbf{T} \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_p^{k+1} \quad (13)$$

ここで、 \mathbf{T} は剛性マトリクスである。

2.3.2 MPS におけるモデル化

水のモデル化に用いた MPS は、解析対象を、質量を有する粒子群でモデル化し、粒子同士の相互作用を用いてナビエ Stokes 方程式を解く手法である。MPS では、外力と粘性力により粒子を移動した後、密度が一定になるように粒子位置での圧力を求め、粒子の位置と速度を更新する。その際に、速度や圧力の勾配とラプラシアンを計算する必要があるため、影響範囲内にある粒子の物理量と微分作用モデルを用いて勾配とラプラシアンを計算する。なお、MPS は MPM とは異なり格子を用いず、影響範囲内の粒子が持つ物理量を用いて計算する。本研究では、Shakibaenia ら¹²⁾ が提案した陽的 MPS 法を用いた。本手法は、疑似圧縮性流体とみなして圧力計算を陽的に解くことができ、半陰的計算を要した従来の MPS より計算速度が速い特長がある。以下に計算式を示す。

Akbari らによる相互作用式 (1) を含んだ水の支配方程式は式 (14a), (14b) で表すことができる。

$$\frac{\partial P_w}{\partial \rho_w} = c^2 \quad (14a)$$

$$\frac{D \mathbf{v}_w}{Dt} = - \frac{1}{\rho_w} \nabla P_w + \nu \Delta \mathbf{v}_w + \mathbf{b}_w + \frac{\overline{\rho_w}}{\rho_w} \mathbf{f}_w^{drag} \quad (14b)$$

ここで、 P_w , ρ_w , c , \mathbf{v}_w , ν , \mathbf{b}_w , \mathbf{f}_w^{drag} はそれぞれ圧力 (Pa)、密度 (kg/m^3)、音速 (m/s)、流速ベクトル (m/s)、動粘性係数 (m^2/s)、体積力ベクトル (m/s^2)、水に対する土

からの相互作用力ベクトル (m/s²) である。MPS によって支配方程式は式 (15a)~(15d) のように離散化される。

$$\mathbf{v}_{wp}^* = \mathbf{v}_{wp}^k + \Delta t \left(\mathbf{v}[\Delta \mathbf{v}]_{wp}^k + \mathbf{b}_{wp}^k + \frac{\bar{\rho}_w}{\rho_w} \mathbf{f}_{wp}^{drag k} \right) \quad (15a)$$

$$\mathbf{r}_{wp}^* = \mathbf{r}_{wp}^k + \Delta t \mathbf{v}_{wp}^* \quad (15b)$$

$$P_{wp}^{k+1} = c^2 \rho_w \frac{n_{wp}^* - n^0}{n^0} \quad (15c)$$

$$\mathbf{v}'_{wp} = - \frac{\Delta t}{\rho_w} [\nabla P]_{wp}^{k+1} \quad (15d)$$

ここで、 \mathbf{r}_{wp} , \mathbf{v}_{wp} , \mathbf{b}_{wp} は水粒子の位置ベクトル, 速度ベクトル, 体積力ベクトル, $\mathbf{f}_{wp}^{drag k}$ は水粒子 wp の土からの相互作用力ベクトルである。 n_{wp} , n^0 はそれぞれ単位体積あたりの粒子数, 初期粒子数である。式 (15) に現れる微分作用素 $[\nabla \phi]_{wp}$, $[\Delta \phi]_{wp}$ (ϕ : 任意のスカラー量) は式 (16a), (16b) のように表せる³⁾。

$$[\nabla \phi]_{wp} = \frac{d}{n^0} \sum_{j \neq wp} \frac{\phi_j - \phi_{wp}}{\|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_{wp}\|^2 w(\|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_{wp}\|)} \quad (16a)$$

$$[\Delta \phi]_{wp} = \frac{2d}{\lambda^0 n^0} \sum_{j \neq wp} (\phi_j - \phi_{wp}) w(\|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_{wp}\|) \quad (16b)$$

ここで、 d , λ^0 , $w(\|\cdot\|)$ は、次元数, ラプラシアン作用素の正規化定数, 重み関数である。

水粒子 wp の土からの相互作用力ベクトル $\mathbf{f}_{wp}^{drag k}$ は式 (17) で表せる。

$$\mathbf{f}_{wp}^{drag k} = - \sum_{i=1}^{N_i} \mathbf{f}_i^{drag k} N_{i wp}^k \quad (17)$$

ここで、 $N_{i wp}^k$ は、水粒子 wp の格子点 i に対する内挿関数である。

3. MPS の津波越流解析に対する適用性

3.1 剛体盛土模型に対する越流実験の概要

MPS の津波越流解析に対する適用性を検証するため、過去に鉄道総研が実施した盛土模型の越流実験¹³⁾ に対する再現解析を実施した。図 3 に越流実験の概要を示す。実験は独立行政法人 農村工学研究所が所有する造波水路実験施設を利用し、同図に示す高さ 0.4m の剛体盛土模型に対して越流実験を行った。実験装置は、全長 63m, 幅 0.8m の開水路であり、端部から 20m の地点に

ゲートが設けてある。あらかじめ盛土よりゲート側の水位 (前浜水位) とゲート内水位を調整することで、ゲート開放後に発生する津波の波形 (段波) の形状を変化させることができる。本研究では、ゲート内水位を 1.48m, 前浜水位を 0.73m とした実験を対象とし、図 3 の地点 A と B で測定した波高, および測定地点 C で測定した盛土模型の接線方向流速について実験値と解析値を比較した。なお、流速の測定には、高速度カメラ (解像度 2352×1728, サンプル周波数 150Hz) を用い、水中に混入させたトレーサー (直径: 0.25mm, 比重: 1.01 のイオン交換樹脂) を画像解析 (PIV) によって追跡することで測定した。

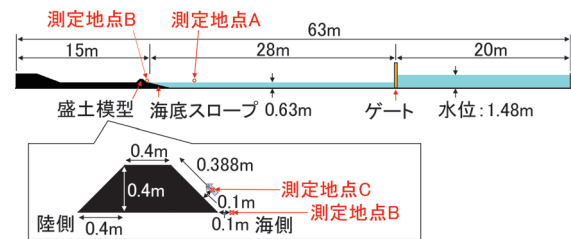


図 3 越流実験の概要と剛体盛土模型

3.2 解析結果

図 3 に示す水路実験施設を直径 1.0cm の粒子によりモデル化した。同図の黒色の部分を固体壁粒子とし、水色の部分を流体粒子とした。動粘性係数は $1.0 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ に設定した。ゲートは実験の様子を撮影した動画から、1.0m/s の速度で上部に移動した。解析において、測定地点 A と B の波高は測定地点を中心とする幅 1.0cm の範囲に存在する最も高い粒子の高さとした。そのため、波が碎けて飛沫となる碎波の場合は、高く舞上がった飛沫が波高とみなされることがある。また、測定地点 C の流速は、測定地点を中心とする直径 1.0cm の範囲に存在する粒子の流速の平均値から求めた。

図 4 は、盛土模型に波が到達した時の越流状況を側面から見た結果である。図 5 は、盛土模型付近の波高・流速を比較した結果である。

測定地点 A では、時刻 6.0s~7.0s の間、解析の波高に振動が発生している。この波高の振動は、進行する波の表面上を飛跳ねる微少な飛沫が生じた結果である。それ以外の時刻では、実験と解析の波高は概ね一致している。

測定地点 B では、時刻 8.0s~9.2s の間、解析の波高が大きい結果になっている。解析では、全ての飛沫を観測してしまうため、このような結果になる。それ以外の時刻では、実験と解析の波高は概ね一致している。

測定地点 C では、波が盛土模型に衝突した直後の時刻 8.3s~8.5s の間は、解析の方が、流速が大きい、その後、徐々に解析の方で流速が減衰する様子がみられる。

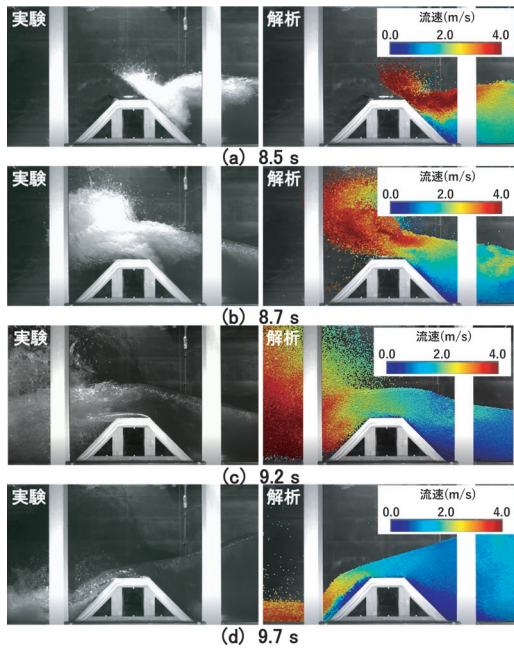


図4 津波到達時の解析結果 (カラーバー：流速 (m/s))

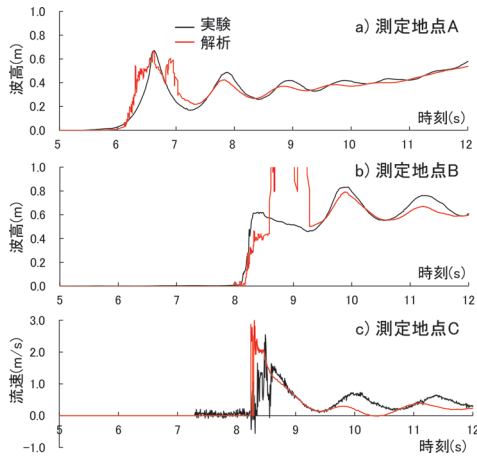


図5 盛土模型付近の波高と流速の結果

これらの結果から、飛沫発生箇所での妥当性は、図4の実験写真と解析結果を目視で比較して類似することを確認できる程度であるが、それ以降は、解析結果の減衰が若干大きいものの実験を概ね再現しているといえる。

4. MPM-MPS 連成解析の洗掘解析に対する適用性

4.1 補強盛土模型に対する津波洗掘実験の概要

過去に鉄道総研で実施したジオテキスタイル補強盛土模型に対する津波越流および洗掘実験¹⁴⁾¹⁵⁾の再現解析を実施した。本実験模型の概要を図6に示す。実験模型は、補強盛土および支持地盤から構成され、左側から右側への一方方向の越流を長時間継続して受けた際の補強盛土堤体と支持地盤の洗掘挙動 (落堀) について検討している。

表1に実験に用いた地盤材料について示す。支持地盤については細粒分を含んだベントナイト混合珪砂を用いている。表中に示した支持地盤の粘着力および内部摩擦角は、この地盤材料と類似した配合を有する材料 (配合率、珪砂6号：珪砂8号：ベントナイト=50：50：1 (重量比)、含水比 $w=15.0\%$ 、湿潤密度： 1.57g/cm^3) で実施した三軸圧縮試験 (CUb 試験) より得られたものである。なお、補強盛土堤体についてはL2地震に対する耐震設計がなされた鉄道盛土を想定し、盛土材料としては粒調碎石を用い、その内部にはジオテキスタイルを敷設している。そのため、支持地盤と比較して強度が高く実験時に生じた浸食も限定的であったことから、解析上、弾性体でモデル化した。

4.2 解析モデル

図7に解析モデルを示す。本モデルは3次元モデルであるが、奥行長さを0.01mとした平面ひずみ条件の2次元モデルとしてモデル化した。

水流は、MPS粒子が左側境界から進入して右側境界

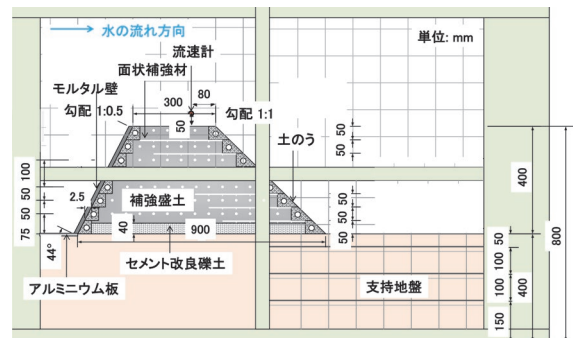


図6 補強盛土に対する津波越流 / 洗掘実験模型

表1 実験に用いた地盤材料と解析に用いた強度

種別	地盤材料	粘着力 (kPa)	内部摩擦角 (°)
支持地盤	ベントナイト 混合珪砂	86.8*	30.9*
補強盛土	粒調碎石+ セメント改良土	-	-

*類似試料の三軸圧縮試験より得られた値

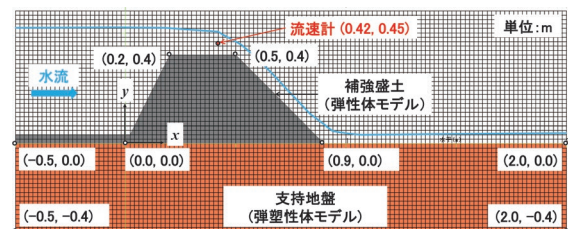


図7 津波越流 / 洗掘解析の解析モデル

へ抜けていくようにモデル化し、左側から右側への一方の流れを表現した。また、MPS 粒子の動粘性係数を $1.0 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ に設定した。

支持地盤および補強盛土は、ともに MPM でモデル化し、左端は固定境界、右端および下端は MPM 粒子が境界を越えた時点で粒子を削除した。このような境界を設定することで、右端および下端は無限に連続した状態を表現している。支持地盤の構成則として、Drucker-Prager モデルを降伏曲面とする完全弾塑性モデルを適用し、補強盛土は弾性体でモデル化した。支持地盤の粘着力、内部摩擦角は表 1 に示したものを適用し、変形係数は $5.0 \times 10^3 \text{kPa}$ に設定した。盛土部分の変形係数は、強度が高いことを踏まえ $2.0 \times 10^4 \text{kPa}$ に設定した。また、模型実験において、左端から盛土までの支持地盤の地表面にアルミ板を敷設していたことを踏まえ、変形係数 $2.0 \times 10^4 \text{kPa}$ の弾性体粒子を配置した。背面格子長さは 0.020m とし、各格子に 4 個粒子を設定した。

土と水の相互作用力は、Akbari らの式を適用し、定数 a 、 β は、けい砂 6 号、8 号が主流であることを踏まえ、けい砂 6 号の定数 ($a=388\text{s}^{-1}$ 、 $\beta=4630\text{m}^{-2}$) を用いた。

4.3 解析結果

図 8 に、同時刻での実験結果と解析結果（流速と支持地盤内の最大せん断ひずみ分布）を示す。流速は、盛土天端から落水時に最大となり、支持地盤との衝突時に減速している。支持地盤の洗掘の進行により、洗掘形状に沿った流れが発生し、計算終了時には、支持地盤に衝突

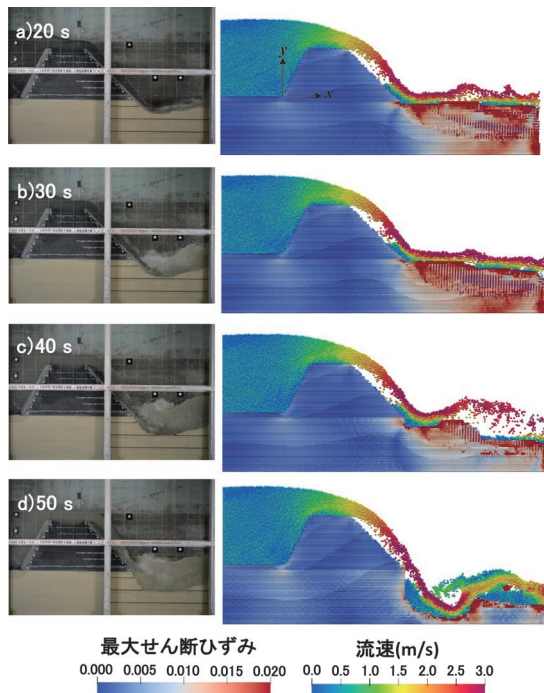


図 8 津波越流・洗掘実験の実験、解析結果

した水が跳ね返り、渦状の流れが生じている。これらの挙動は、実験で目視観察された挙動と類似している。

支持地盤内の最大せん断ひずみ分布に着目すると、水流衝突時に、くさび状、円弧状のすべり面が確認できる。これは、支持地盤の地表面に対して法線方向に作用する水流による衝突力で、支持地盤がすべり破壊した状況と考えられる。その後、支持地盤表面の浸食に伴い、支持地盤内の拘束圧が低下し、それに伴って地盤強度も低下し、洗掘がより一層進行したものと考えられる。

本検討により、粒子法を用いた土と水の連成解析手法を用いて、実験で見られた洗掘状況および経時変化を定性的に再現する結果が得られたと考えられる。今後は定量的にも良好な再現結果を得ることに向けて、解析精度の高度化についてさらなる検討を進めていきたい。

5. まとめ

地震および豪雨時に発生する盛土の津波越流および洗掘に関する解析手法を開発し、先行研究における模型実験の再現解析を実施した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 土と水の相互作用力として Akbari らの式を用い、土の大変形を解析可能な MPM と水の流れを解析可能な MPS を双方向に連成した解析手法を開発した。
- (2) 既往の研究で実施された剛体盛土モデルに対する津波越流実験の再現解析を実施し、津波越流現象に対する MPS の有効性を確認した。
- (3) 既往の研究で実施された補強盛土モデルに対する津波越流および洗掘実験の再現解析を実施し、MPM と MPS を連成した解析手法により、支持地盤の洗掘形状と経時変化を定性的に再現できることを確認した。

なお、本論文は文献 16 と同じ内容を含んでいる。

謝 辞

本研究の一部は、JSPS 科研費 JP17K05152 の助成を受けて実施した。

文 献

- 1) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言, 2012
- 2) 太田直之：短時間に強く降る雨による土砂災害を防ぐ, 第 30 回鉄道総研講演会, 2017
- 3) S. Koshizuka, Y. Oka: Moving-particle semi-implicit method for fragmentation of incompressible fluid, Nucl. Sci. Eng., Vol. 123, pp.421-434, 1996.

- 4) L. Lucy: A numerical approach to testing the fission hypothesis, *Astron. J.*, Vol. 81, pp.1013-1024, 1977.
- 5) P.A. Cundall, O.D.L. Strack: A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, Vol. 29, pp.47-65, 1979.
- 6) D. Sulsky, Z. Chen, H.L. Schreyer: A particle method for history-dependent materials, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, Vol. 118, pp.176-196, 1994.
- 7) 後藤仁志, 鶴田修己, 原田英治, 五十里洋行, 久保田博貴: 固液混相流解析のための DEM-MPS 連成手法の提案, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 68, No.2, I_021-I-025, 2012
- 8) H. Akbari, and M. Montazeri Namin: Moving particle method for modeling wave interaction with porous structures, *Coastal Engineering*, Vol. 74, pp.59-73, 2013.
- 9) H. Akbari: Modified moving particle method for modeling wave interaction with multi layered porous structures, *Coastal Engineering*, Vol. 89, pp.1-19, 2014.
- 10) S. Ergun: Fluid flow through packed columns. *Chem. Eng. Prog.* Vol. 48, 1952.
- 11) J. Prieur du Plessis: Analytical Quantification of Coefficients in the Ergun Equation for Fluid Friction in a Packed Bed, *Transport in Porous Media*, Vol. 16, pp.189-207, 1994.
- 12) A. Shakibaeinia, Y.C. Jin: A Weakly Compressible MPS Method for Modeling of Open-boundary Free-surface Flow, *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, Vol. 63, pp.1208-1232, 2010.
- 13) 野中隆博, 渡辺健治, 松浦光佑, 工藤敦弘, 毛利栄征, 松島健一, 田村幸彦, 飯島正敏: 津波により盛土のり面周辺に作用する揚圧力の評価, 第 49 回地盤工学会研究発表会, 2014
- 14) 渡辺健治, 中島進, 藤井公博, 工藤敦弘, 松浦光佑: 粘り強い鉄道盛土構造で大地震と長時間の津波越流に耐える, *RRR*, Vol. 73, No.3, pp.24-27, 2016
- 15) K. Watanabe, S. Nakajima, K. Fujii, K. Matsuura, A. Kudo, T. Nonaka, Y. Aoyagi: Development of geosynthetic reinforced soil embankment resistant to severe earthquakes and prolonged overflows due to tsunamis, *Soils and Foundations*, 2020, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.08.006>.
- 16) K. Abe, K. Murotani and K. Watanabe: Development of MPM-MPS coupling method and numerical analysis of scouring of embankment caused by overflow, *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A2 (Applied Mechanics)*, Vol. 76, No. 2 (*Journal of Applied Mechanics*, Vol. 23), I_205-I_216, 2020.

海底地震計情報を活用した早期地震検知手法の即時性向上

野田 俊太* 岩田 直泰*

Improvement in Rapidness of Earthquake Early Warning using Ocean Bottom Seismic Data

Shunta NODA Naoyasu IWATA

This paper proposes two earthquake early warning (EEW) methods for ocean bottom seismic (OBS) data system of railways. The one is that the P-wave warning method, which has been used in the conventional Shinkansen system, can be applied also to the OBS data. Using multiple-station data, the other method enables us to issue an earthquake alert to areas far from the source region earlier than the conventional technique while an extremely large rupture is in progress. We conclude that the OBS data system can be improved in terms of the rapidness of EEW using the methods proposed in this study.

キーワード：海底地震計，早期地震検知，地震諸元，P波警報，複数観測点処理，マグニチュード

1. はじめに

新幹線の地震対策の一つとして，早期地震警報システムが用いられている¹⁾。このシステムでは，各事業者が管理運用する早期警報用地震計を用い，P波初動の情報から地震の発生位置と規模を推定して警報を出力する手法（以下，P波警報手法），および地震動指標値がしきい値を超過した場合に警報出力する手法（以下，S波警報手法）により列車停止判断を行っている。また，システムの冗長性を高めるために気象庁の緊急地震速報を用いた警報判断も併せて実施している²⁾。さらに近年では，海域で発生する地震に対して警報の即時性を高めるため，国立研究開発法人防災科学技術研究所（以下，防災科研）より日本海溝海底地震津波観測網 S-net（以下，S-net）および地震・津波観測監視システム DONET（以下，DONET）の情報を事業者が直接受信し，新幹線の列車停止判断に活用する取り組みが開始されている³⁾。図1に，S-net および DONET の海底地震計の分布を示す。

上述の海底地震計データ活用の開始に際して，鉄道総研は海底地震計情報を防災科研から直接受信して早期地震警報システムにおいて活用するための地震警報手法および海底地震計情報の伝送手法などを事業者や防災科研と協力して整備し，海底地震計情報受信システムの開発を行った⁴⁾。なお，開発当時は海底地震計の観測データ量が限定されていたため，地震警報手法については，大量のデータに基づく詳細な検討を行なう必要があるP波警報手法は使用せず，S波警報手法のみを用いることになった。現在のS波警報手法では，単点で大きなしきい値超過が確認された場合，その観測点近傍の沿線の受け持ち範囲に警報を出力する方法が使われている（以

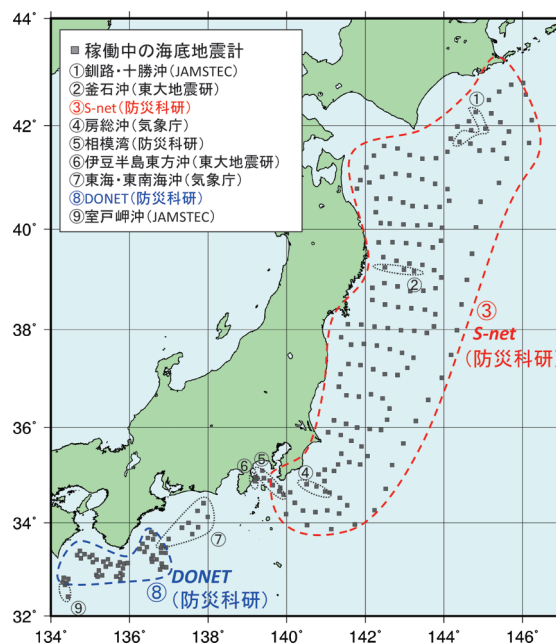


図1 日本周辺で稼働中の海底地震観測網

下，固定範囲制御）。しかしながら，警報の即時性をさらに高めるためには，伝播速度の速いP波の情報を活用したP波警報手法の利用が有効である。一方，海底地震観測網が設置された海域では巨大地震の発生が懸念されていることから，大規模地震時にその発生を迅速に検知することにより，広域に警報を出力するまでの時間を従来のS波警報手法に比べて短縮することが望まれている。

そこで本研究では，海底地震計情報を活用した早期地震検知手法の即時性向上に関する検討を行った。2章では，単独観測点の海底地震計データによりP波警報を行うための検討結果と，具体的な警報判定方法を提案する。3章では，複数観測点の海底地震計情報に基づき，

* 鉄道地震工学研究センター 地震解析研究室

大規模地震の発生検知を行う手法とそれによる警報判断方法の例を示す。

2. 海底地震計データを用いた単独観測点情報によるP波警報手法

1章で述べた通り、現時点での事業者の海底地震計情報受信システムはP波警報手法を使用していない。そこで本章では、蓄積された海底地震計データを用いてP波の早期地震諸元推定のパラメータを決定し、推定精度を検証すると共に、その結果を踏まえたP波警報手法を提案する。

2.1 海底地震計データによる早期地震諸元推定の精度

陸上に設置された早期警報用地震計は、観測された地震動データを解析し、P波検知後速やかに地震諸元を推定する⁵⁾。なお、ここでの地震諸元とは震央距離 (Δ)、震央方位、マグニチュード (M) の三要素を指し、それぞれC- Δ 法、主成分分析法、距離減衰式法を用いて推定を行っている。列車を制御する範囲は、推定された地震諸元情報を基にM- Δ 法⁶⁾を用いて決定される。そこで、陸上地震計データに対して使用されていたこれらの各手法を海底地震計データに適用し、地震諸元の推定精度を検証する。検証に使用するデータは、S-netおよびDONETで観測された6,908個の地震波形記録である。このデータセットにおいて、気象庁マグニチュード (M_j) は4.1~7.4であり、震央距離は200km以内のものを用いた。

2.1.1 震央方位の推定

図2に震央方位の推定誤差頻度分布を示す。陸上で観測されたP波初動部分の地震波形データに主成分分析法を適用した場合、その主成分の方向から震央方位を精度よく推定することが可能であり、推定誤差は0度に近いものが多くなる⁷⁾。一方、この図に示す結果では震央方位の推定誤差が広い範囲にほぼ同じ頻度で分布してい

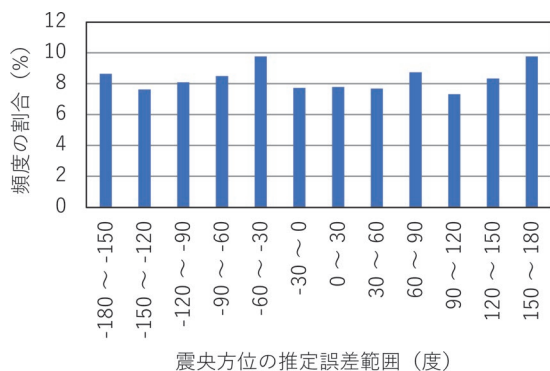


図2 海底地震計データによる震央方位の推定誤差頻度分布

る。この結果は、海底地震計データによる震央方位の推定精度が低いことを示している。これは、海底地震計が設置されている海底の地盤が極めて軟弱であるため、地震計への地震波がほぼ鉛直下方から入射し、P波の到来方向が震央方位を反映しづらいことに起因している可能性がある。そこで、震央方位情報に依存しない警報判定手法を2.2節において提案する。

2.1.2 震央距離の推定

次に、図3に震央距離 $\text{Log}\Delta$ (気象庁震源位置から計算された正解値; 横軸) とC- Δ 法による $\text{Log}C$ (縦軸) の関係を示す (Logは常用対数を表す)。なお、C- Δ 法とはP波初動の傾きを表すパラメータ ($\text{Log}C$) と $\text{Log}\Delta$ が負の相関関係を持つという性質を利用し、 $\text{Log}C$ の値から震央距離を推定する手法である⁵⁾。図3から分かる通り、海底地震計データを使用した解析でも、 $\text{Log}\Delta$ が小さいときは $\text{Log}\Delta$ と $\text{Log}C$ の間に負の相関があることが確認できる。しかしながら、 $\text{Log}\Delta$ が概ね100kmより大きくなると相関性が失われ、データ分布が横軸に平行となる傾向が見られる。そこで以下の解析では、海底データによる震央距離推定の適用上限を100kmとする。

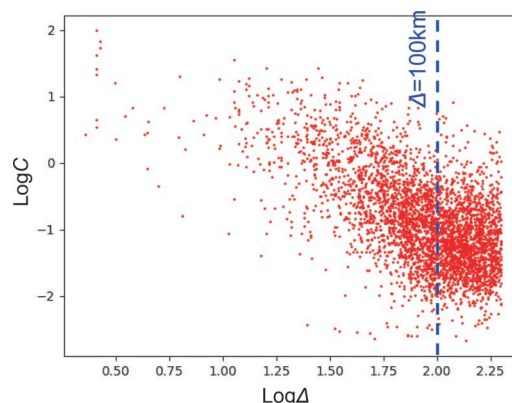


図3 震央距離200km以内の海底地震計データによる震央距離とC値の関係

なお文献8では、陸上の観測点において記録された地震波形データを分析し、P波初動の傾きを表すパラメータと $\text{Log}\Delta$ の負の相関性は震央距離が概ね150km以内の観測点で得られたデータにおいて確認され、それより遠方の観測点では相関性が見られなくなることを指摘した。文献8は、その原因として陸上における150kmより遠い観測点では、P波初動部分のデータは震源から放出された直達波ではなくモホロビッチ不連続面 (以下、モホ面; 地殻とマンツルの境界面) からの屈折波が先着するため、その影響を受けている可能性を指摘した。一方、今回の海底データの分析ではそれよりも相関性が失われる震央距離がやや短かったが、これは陸域と海域では地球内部の構造が異なるため (モホ面までの深さ

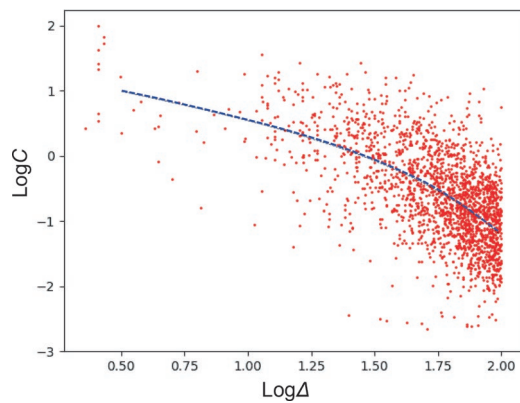


図4 震央距離 100km 以内の海底地震計データによる震央距離と C 値の関係およびその回帰線（青の破線）

は、海域のほうが浅いなど）、震央距離がより短い場所で屈折波の影響が顕在化していることが原因である可能性がある。

図4に震央距離の適用上限を 100km とした場合の LogC と Log Δ の分布、および LogC と Log Δ の回帰式を示す。線形最小二乗法によって得られた回帰式は、式 (1) となる。

$$\text{LogC} = -1.0 * \text{Log} \Delta + 1.687 - 0.008819 * \Delta \quad (1)$$

なお回帰においては、式 (1) 右辺第 1 項は地震動の幾何減衰を表すため、その係数を -1.0 としている。式 (1) の各係数の大きさは、新幹線早期地震警報システムにて陸上データに対して使用されているものと概ね整合している。上述した海底地震計でのデータセット ($\Delta \leq 100\text{km}$) を用いて、式 (1) によって震央距離を推定したところ、推定誤差の対数二乗平均平方根 (RMSLE) は 0.299 となった。防災科研の強震観測網 K-NET (以下、K-NET) の地震波形記録を使用した陸上データによる同推定誤差の結果は $\text{RMSLE} = 0.310$ 程度であるため、今回の海底データの結果は陸上とはほぼ同等の精度であると結論付ける。

2.1.3 マグニチュードの推定

上述の海底地震計データセットを用いて、マグニチュード (M) の推定式 (距離減衰式) を作成した。作成においては、震央距離 100km 以内のデータのみを用いている。現在の P 波警報における早期地震諸元推定方法では、4 種類のマグニチュード推定式 (それぞれ、P 波加速度、P 波変位、S 波加速度、S 波変位データから得られるマグニチュード) を用いている⁵⁾。加速度データから得られるマグニチュードは変位によるものと比べ、値が大きくなるまでの時間が早い (即時性が高い) もの、精度がやや劣るという性質がある。今回の解析

から得られた式は、それぞれ式 (2) から式 (5) の通りである。

$$M_{ap} = 0.6249 * \text{Log} A_{umax} + 0.3184 * \text{Log} \Delta + 4.195 + 0.006012 * \Delta \quad (2)$$

$$M_{dp} = 0.6008 * \text{Log} D_{umax} + 0.3696 * \text{Log} \Delta + 5.715 + 0.001972 * \Delta \quad (3)$$

$$M_{as} = 0.6500 * \text{Log} A_{3max} + 0.2703 * \text{Log} \Delta + 3.719 + 0.003947 * \Delta \quad (4)$$

$$M_{ds} = 0.6246 * \text{Log} D_{3max} + 0.3831 * \text{Log} \Delta + 5.074 + 0.0003323 * \Delta \quad (5)$$

ここで、 M_{ap} は P 波加速度マグニチュード、 M_{dp} は P 波変位マグニチュード、 M_{as} は S 波加速度マグニチュード、 M_{ds} は S 波変位マグニチュード、 A_{umax} は P 波上下動加速度、 D_{umax} は P 波上下動変位、 A_{3max} は S 波 3 成分合成加速度、 D_{3max} は S 波 3 成分合成変位を表す。

それぞれの推定式から得られる各マグニチュードの推定誤差の二乗平均平方根 (RMSE) は、 0.453 , 0.389 , 0.436 , 0.349 となる。陸上データの結果では、P 波マグニチュードの RMSE は 0.511 、同 S 波マグニチュードは 0.541 であることから、海底データによるマグニチュード推定精度は、陸上データと比較して同等以上である。ただし、この比較は使用しているデータセットの Δ の範囲が異なる点に注意を要する (陸上データは $\Delta \leq 200\text{km}$ 、海底データは $\Delta \leq 100\text{km}$)。以上より、海底地震計データによる早期地震諸元推定のマグニチュード推定が有効であることを確認した。

2.2 海底地震計データによる P 波警報手法の提案

2.1 節で示した通り、海底地震計データによる早期地震諸元推定は震央方位推定の精度が低いものの、 $\Delta \leq 100\text{km}$ の範囲における震央距離およびマグニチュードの推定精度は、陸上地震計データによるものと同等と考えられる。なお、海底地震観測網が地震検知のターゲットとしているのは、主に海底観測網の直下またはその近辺で発生する地震であることから、震央距離の適用上限が陸上データに比べて低いことは早期地震警報の実用上大きな問題とはならないと考える。すなわち、従来陸上の地震計のみで早期地震検知を行っていた時点では、対象を海域で発生する遠方の地震まで含める必要があったが、海底地震観測網が整備されてきた現在においては海底データの主な対象は海域で発生する地震、陸上データの主な対象は陸域で発生する地震と分けて考えることができるため、海底データの適用上限が 100km 以下であっても問題無いと考えられる。以上の事柄を考慮し、海底地震計データによる P 波警報手法として、震央方位を利用しない警報判定手法を以下に提案する。

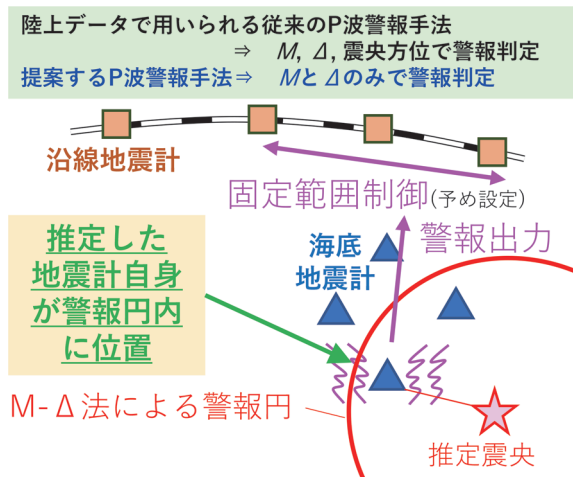


図5 海底地震計データで適用可能なP波警報手法の概念図

1章でも述べた通り、現在の海底地震計情報受信システムでは、海底地震観測点のうち1点において大きなしきい値を超過する地震動が観測された場合、予め定められた区間内の列車を停止させる（=き電停止させる）「固定範囲制御」が用いられている（S波警報手法）。海底地震計データによるP波警報手法では、P波情報を用いて警報の即時性を高めつつも、これに準じた警報判定手法を用いることを提案する。この概念図を図5に示す。具体的な手順は以下の通りである。

- (1) 各観測点において海底地震計データを解析し、P波による早期地震諸元推定により震央距離とマグニチュードを求める。
- (2) 推定を行った観測点がM- Δ 法⁶⁾による警報円内に位置するかどうかを判定する。
- (3) 警報円内に位置している場合、その観測点ではある一定以上の地震動が到来する可能性が高いことから、固定範囲制御を行う。

(3) で述べたP波警報手法における「ある一定以上の地震動が到来する可能性が高い」という状況は、S波警報手法において「ある一定のしきい値を超過する地震動が観測される」ことに相当すると解釈できる。(2)で示した推定した観測点が警報円内に位置するかどうかの判定は、震央距離とマグニチュードの関係のみによって決定されることから、この手法では震央方位の情報に依存せずにP波による警報判断を行うことができる。この提案手法を用いることにより、早期地震警報の即時性が向上し、さらに鉄道の地震時安全性が高まることが期待される。

3. 複数観測点の海底地震計情報による広域への地震警報手法

1章で述べた通り、現行の海底地震計情報受信システムにおいては、S波警報手法による固定範囲制御が用いられている。一方、海底地震観測網が設置された海域では巨大地震の発生が懸念されていることから、大規模地震時にその発生を迅速に検知することにより、従来手法に比べて広域に警報を発出するまでの時間を短縮することが望まれている。そこで本章では、複数観測点の海底地震計情報に基づき、地震の規模を迅速に検知する手法の開発を行った。また、この手法に基づく地震警報の有効性を検討した結果についても述べる。

3.1 空間補間法による地震動分布の計算と地震規模の推定

3.1.1 陸上地震計データを使用した地震規模推定手法の開発

2章で示した通り、マグニチュード (M) を推定する場合、式(2)~(5)に示すような距離減衰式を用いることが一般的である。これは、地震計で記録された変位振幅などの大きさから M を推定する方法であるが、地震規模が非常に大きい (M が 8.3 程度を上回る) 場合、地震計で記録される振幅の大きさは頭打ち（飽和）することが知られている⁹⁾。頭打ちすると M を過小評価してしまうため、本章で対象としているような巨大地震発生の検知に対して、距離減衰式を使うことは適切ではない。そこで、鉄道地震被害推定情報配信システム (Damage Information System for Earthquake on Railway: DIS-ER)¹⁰⁾でも使用されている空間補間法の一つである逆距離加重法 (IDW 法) により地震動分布を計算し、その結果に基づき地震規模を推定する方法を提案する。既往の研究により、ある一定値以上の地震動領域の面積は、地震規模に関係していることが知られている¹¹⁾。この性質を利用する利点は、地震の規模が非常に大きい場合でも、この面積の大きさが頭打ちしないと考えられることである。この理由により、本研究では面積を用いて M を推定する。なお、海底地震計で観測された大規模地震データの蓄積が十分とは言えないことから、最初に陸上地震計で観測されたデータで本手法を検討し、それを海底地震計データに対して適用することで、推定式を構築する。使用する陸上地震計データは、防災科研の K-NET で観測された $M_j=4.5\sim 9.0$ かつ震央距離 200km 以内の計 11,198 記録である。

IDW 法において、任意の地点の地震動強さ A' は式 (6) で計算される。

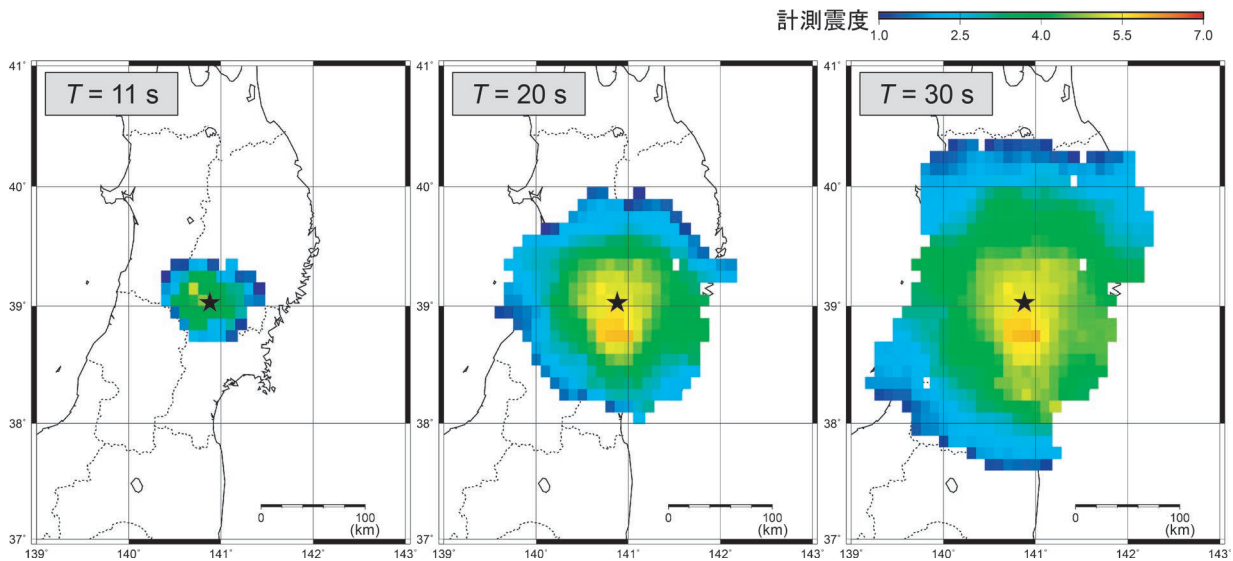


図6 2008年6月14日岩手・宮城内陸地震 (Mj7.2) の観測データを用いてIDW法より推定された地震発生からの経過時間 T における計測震度の分布

$$A' = \sum_{i=1}^n w_i * A_i \quad (6)$$

$$w_i = \frac{1/r_i}{\sum_{i=1}^n 1/r_i}$$

ここで、 A は地震計で観測された地震動指標値の大きさ、 r はその任意地点から地震計の設置位置までの距離、 w は観測された地震動指標値の大きさに掛ける重み、 i は観測点を識別する番号、 n はその任意地点の地震動指標値の大きさを計算するために使われる観測点の数である。

本研究では、地震動指標値として計測震度を使用する。地震毎の計測震度の面的な拡がり进行を計算するために、震央距離が最も小さい観測点から緯度経度それぞれ ± 3 度の領域において、0.1度刻みで計測震度の値を計算するグリッドを設定した。ここで各グリッドにおいて、当該グリッドから30km以内に最低2観測点以上の地震計で観測値が得られている場合のみ計算を行った。ただし、11観測点以上の観測値が得られている場合は、その地点から最寄りの10観測点を選択し、そのデータから計算を行っている。

計算された面的地震動分布の例を図6に示す。この図は、2008年6月14日岩手・宮城内陸地震 (Mj7.2) の各時間 T (T は地震発生からの経過時間) における面的な計測震度分布である ($T=11, 20, 30$ s における結果を例示)。なお各 T における各観測点での計測震度は、文献12によるリアルタイム震度演算手法によって計算している。黒の星印は震央位置を示す。この結果から、時間の経過に伴って地震動が拡がっていく様子が確認される。

各地震において、計測震度分布の最終値がそれぞれ3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5のしきい値を超過するグリッド

表1 式(7)における計測震度しきい値の係数

計測震度しきい値	α	β	γ
3.5	0.00291	0.0865	5.712
4.0	0.00361	0.0951	5.874
4.5	0.00361	0.1081	6.182
5.0	0.00297	0.1411	6.419
5.5	0.00255	0.1350	6.747

の数の N_{grid} を求め、 M_j との関係式を構築した (式(7))。式(7)の各係数は重回帰による線形最小二乗法により求めた。この結果を表1に示す。

$$M_j = \alpha * N_{\text{grid}} + \beta * \text{Log} \Delta_{\text{closest}} + \gamma \quad (7)$$

ここで、 Δ_{closest} は震央から最寄りの観測点までの距離を表す。 Δ_{closest} を本式に組み入れる理由は、 N_{grid} からマグニチュードを推定する際、地震観測網の近傍で M の小さい地震が発生した場合、観測網の遠方で M の大きな地震が発生した場合に N_{grid} が同じ数になるときがある (=トレードオフが発生する) が、 Δ_{closest} を入れることでそれらを分離することができるためである。海底地震計情報受信システムにおける実際の処理においては、 Δ_{closest} は緊急地震速報による震央位置から計算することができると思われる。

式(7)および表1に示す係数を用いて、陸上地震計データから M を推定した結果を図7に示す (横軸が気象庁マグニチュード M_j 、縦軸が推定マグニチュード M_{est})。この図において、黒の丸印で示した点が陸上地震

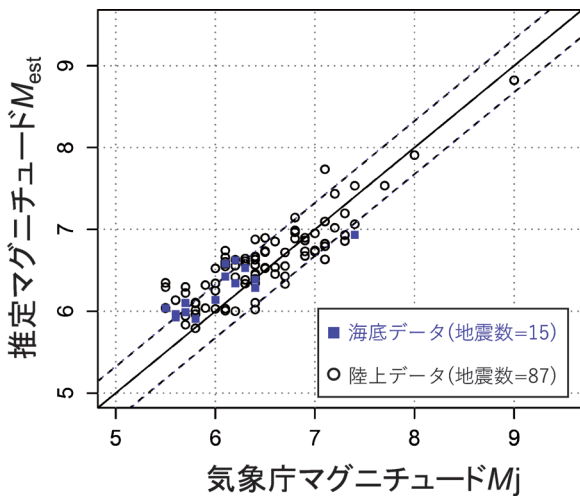


図7 気象庁マグニチュード M_j と提案手法による推定マグニチュード M_{est} の関係

計データを使用した結果である。ここで、表1の通り計測震度のしきい値を5つ定義していることから、 M_{est} の値は1つの地震あたり最大5個求められる場合がある。後述する通り、警報の早期性を高めるためにはより大きなしきい値から求めた M_{est} を使うことが有効であるため、図7は各地震において最も高いしきい値を使用して得られた M_{est} を代表値として表示している。なお $\Delta_{closest}$ は、ここでは気象庁発表の震源情報の値を用いて、最寄りのK-NET観測点までの震央距離を求めている。その結果、 M_{est} の推定誤差 ($M_{est} - M_j$)の二乗平均平方根(RMSE)は0.324となった。前章で示した通り、現行の早期地震諸元推定手法でのP波警報手法による M 推定のRMSEは0.4~0.5程度であり、本章で示した結果はこれと比較しても十分な精度を持つことが分かる。

図8に、2008年6月14日岩手・宮城内陸地震 ($M_j7.2$)

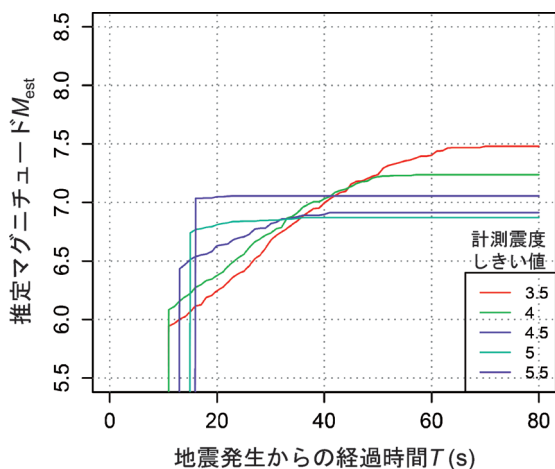


図8 2008年6月14日岩手・宮城内陸地震 ($M_j7.2$)の観測データを用いた提案手法による M_{est} の時間変化

における M_{est} の時間変化を示す(横軸は地震発生からの経過時間、縦軸は M_{est})。各図の右下の凡例に示す色の違いにより、使用している計測震度のしきい値を表す。なおこの計算において、 $\Delta_{closest}$ は気象庁の緊急地震速報で実際に発表された震央位置情報から求めている。この結果から、計測震度のしきい値を高く設定したほうが、より早く大きなマグニチュードを推定できることが分かる。この結果は、次に述べる原理によって説明できる。

地震が発生し、断層破壊が進行して最終的に大きな M の地震イベントに至る状況を考える。ここで破壊進行中のある時点を見ると、震源より遠方の観測点では地震波が到着してからの時間が相対的にまだ短いため、観測されている地震動の振幅もまだ小さく、この地震観測データから得られる震源情報 (M の大きさを含む)が少ない。一方、震源近傍の観測点ではそれと反対の状況になり、相対的に長い時間の地震動を観測することで大きな振幅が得られ、多くの震源情報が推定できることになる。つまり、高いしきい値を使用することは震源近傍の観測点からの情報に着目することに相当し、大きな M をより早く推定することが可能となる。

実用的には、震源近傍の観測点でより大きな地震動が観測された場合、観測されている計測震度の大きさにしたがって使用できる最も大きなしきい値を使うことで M 推定の早期性を高め、警報出力の即時性を確保することができると考えられる。

3.1.2 海底地震計データへの適用

次に、式(7)および表1に示す係数を用いて、海底地震計で観測されたデータを使用して M を推定した結果について述べる。ここで使用する海底地震計のデータセットは、2章で示したものと同一である。なお、海底で観測された地震動データは、陸上データと比較して平均的に大きな揺れになりやすいことが指摘されている³⁾。このことを踏まえ、上述した陸上地震計と海底地震計のデータセットでの観測値を、陸上データから作成された距離減衰式¹³⁾を基に比較した結果、海底地震計で得られた観測値のほうが、計測震度で平均的に0.49大きくなることを確認した。このため、陸上地震計データを用いて作成した式(7)および表1に示す係数を海底地震計データに適用するにあたっては、観測された計測震度値から0.49を減じた上でIDW法による面的地震動分布計算を行うこととした。

海底地震計データから得られた M_{est} の結果を図7の青の四角形にて示す。得られた M_{est} の推定誤差のRMSEは0.33となり、陸上データによる結果とほぼ同等であることを確認した。したがって、ここで提案した方法により、海底地震計データに対しても有効に M を推定できると考える。

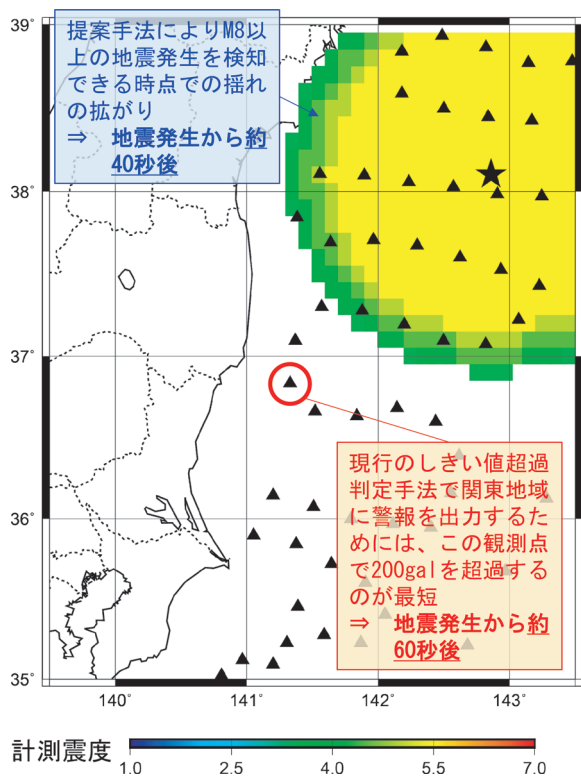


図9 2011年東北地方太平洋沖地震 (M_w 9.0) の震央を仮定したシミュレーションの概要図

3.2 提案手法を用いた広域への地震警報の有効性

ここでは、シミュレーションにより提案手法の有効性を検証する。その実施に先立ち、先述したK-NETの地震波形記録を使用し、各波形データにおける警報用最大加速度⁶⁾および計測震度(リアルタイム震度¹²⁾)の上昇(進展)の様子を求めた。その上で、警報用最大加速度および計測震度のしきい値を設定し、地震発生からそれぞれのしきい値を超過するまでの時間を整理した。この結果から、警報用最大加速度および計測震度のしきい値を超過するまでの時間(しきい値をそれぞれ、200galおよび5.5としたときの時間を $T_{JRPGA200}$ 、 $T_{JMAIS5.5}$ とする)を震央距離 Δ の関数として式(8)および式(9)のように定めた。以下のシミュレーションでは、この結果を使用する。

$$T_{JRPGA200} = 0.28 * \Delta + 6.01 \quad (8)$$

$$T_{JMAIS5.5} = 0.33 * \Delta + 5.35 \quad (9)$$

ここで示すシミュレーションは、2011年東北地方太平洋沖地震 (M_w 9.0, M_w はモーメントマグニチュード) の震央位置(図9の黒の星印)において地震が発生し、それをS-netで観測した状況を想定する(実際には、この地震発生時にはS-netは整備されていなかった)。地震発生から、式(8)および式(9)などに示す時間によ

て震央から地震動が拡がり始めることとし、震央からやや離れた関東地域に警報が出力されるまでの時間を考える。なお前提として、震源に近い宮城県などの地域には従来のS波警報手法によって迅速に警報が出ると考えられるが、2011年東北地方太平洋沖地震のような巨大地震においては、最終的に地震の影響を受ける関東地域までを含むような広域に対し、できるだけ早いタイミングで警報を発報することが望ましい。

現行の海底地震計情報受信システムでは、警報用最大加速度を用いたS波警報手法を使用することがある。ここでは、現行のS波警報手法により関東地域に警報が出力されるのが最も早い場合として、図9の赤丸で示す観測点において、警報用最大加速度が200galを超過したときであると考え。これにかかる時間は、式(8)より、地震発生から約60秒後となる。

一方、前節で提案した地震規模推定手法により地震警報を発報する場合を考える。この手法により求められる値は推定マグニチュードであるため、警報判断のためのしきい値が必要となる。ここでは、M- Δ 法⁶⁾における最大の範囲($\Delta=400$ km)に対応した $M=8.0$ を関東地域を含めた広域警報発令の M のしきい値とする。推定マグニチュードが8.0となるタイミングは、式(9)を用いた計算では約40秒になり、その時の計測震度分布の拡がりを図9に示す。以上より、提案手法を適用することにより、従来と比較して20秒程度早く関東地域に警報を出力することができる。したがって、本手法を海底地震計情報受信システムに導入することで、海域での大規模地震発生時において広域に地震警報を出力するまでの時間を大幅に短縮できると考える。

4. まとめ

本研究では、海底地震計情報による早期地震警報の即時性を向上させるため、陸上の早期警報用地震計において使用されているP波警報手法を海底地震計データに適用した場合の精度評価を行った上で、具体的な警報判定方法を提案した。さらに、大規模地震発生時に従来よりも早いタイミングで広域に警報を出力するための方法を提案した。この方法は、複数観測点の情報を基に、大振幅の拡がりの面積を求めてマグニチュードを推定するものであり、震源から離れた場所に警報を出力するまでの時間が短縮される効果を持つ。これらの方法を導入することで、海底地震計情報を活用した早期地震警報システムの性能向上を図ることができる。

謝辞

本研究では、国立研究開発法人防災科学技術研究所の

日本海溝海底地震津波観測網 S-net および地震・津波観測監視システム DONET, 強震観測網 K-NET の地震波形記録を使用しました。

文献

- 1) 岩橋寛臣, 岩田直泰, 佐藤新二, 芦谷公稔: 早期地震警報システムの実用化, 鉄道総研報告, Vol.18, No.9, pp.23-28, 2004
- 2) 芦谷公稔, 佐藤新二, 岩田直泰, 是永将宏, 中村洋光: 鉄道の地震警報システムにおける緊急地震速報の活用, 物理探査, Vol.60, No.5, pp.387-397, 2007
- 3) 是永将宏, 山本俊六, 青井真: 海底地震計データを早期地震警報に使う, RRR, Vol.76, No.3, pp.8-11, 2019
- 4) 宮腰寛之, 山本俊六, 祇園昭宏, 神山真樹, 他谷周一, 渡辺篤, 功刀卓: 鉄道の早期地震警報への海底地震計情報活用に向けたデータ処理, 鉄道総研報告, Vol.29, No.1, pp.35-40, 2015
- 5) 岩田直泰, 山本俊六, 野田俊太, 是永将宏: 早期地震警報に向けた地震諸元推定とノイズ識別のアルゴリズム開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.1, pp.133-147, 2016
- 6) 中村洋光, 岩田直泰, 芦谷公稔: 地震時運転規制に用いる指標と鉄道被害の統計的な関係, 鉄道総研報告, Vol.19, No.10, pp.11-16, 2005
- 7) 野田俊太, 山本俊六, 佐藤新二: 早期地震検知における地震諸元推定方法の精度および即時性向上, 鉄道総研報告, Vol.25, No.7, pp.7-12, 2011
- 8) 東田進也, 小高俊一, 芦谷公稔, 大竹和生, 野坂大輔: P波エンベロープ形状を用いた早期地震諸元推定法, 地震第2輯, 第56巻, pp.351-361, 2004
- 9) 野田俊太, 山本俊六, W.L. Ellsworth: 地震波の最大振幅到達時間による非飽和のマグニチュード推定手法, 鉄道総研報告, Vol.31, No.5, pp.41-46, 2017
- 10) 岩田直泰, 坂井公俊, 山本俊六, 室野剛隆, 青井真: 鉄道地震被害推定情報配信システム (DISER) を利用して素早く運転を再開する, RRR, Vol.77, No.2, pp.12-15, 2020
- 11) 村松郁栄: 震度分布と震源との関係, 地震第2輯, 第53巻, pp.269-272, 2001
- 12) 功刀卓, 青井真, 中村洋光, 藤原広行, 森川信之: 震度のリアルタイム演算法, 地震第2輯, 第60巻, pp.243-252, 2008
- 13) 是永将宏, 岩田直泰, 山本俊六, 野田俊太, 下野五月, 小野友也: 早期地震情報の利用を念頭に置いた距離減衰式の提案, 土木学会第66回年次学術講演会, I-481, pp.961-962, 2011

線区情報を活用した地震時運転規制基準値の更新手法

坂井 公俊* 和田 一範* 豊岡 亮洋*

Method for Resetting Operation Regulation Standards Considering Seismic Risk of Railway Facilities

Kimitoshi SAKAI Kazunori WADA Akihiro TOYOOKA

The regulations of seismic intensity to suspend a train operation after earthquakes is determined empirically according to the past disaster. Therefore, it is difficult to reflect the effects of seismic countermeasures, such as seismic reinforcement and additional seismometers, in the regulation standards of train operations. To resume train operations as quickly as possible after an earthquake, this study proposes a method for updating the regulation standards of train operations based on risk analysis. In the proposed method, the seismic risk of each facility is evaluated and used to determine the regulations for suspending a train operation. Using this method, the effect of seismic countermeasures, such as improving the seismic performance of railway facilities and adding seismometers, can be directly reflected to the regulations of train operations.

キーワード：地震時運転規制基準値，耐震補強，地震計の設置，損傷発生リスク

1. はじめに

鉄道における地震時の列車運転規制は、地盤上に設置された地震計で観測される値を判断指標として行われている^{例えは¹⁾}。この時の地震動指標としては最大加速度、計測震度、SI値等が採用されているとともに、規制を行う地震動の強さ（以降、運転規制基準値と呼ぶ）も鉄道事業者によって異なる。この運転規制基準値は、過去に発生した地震における施設被害とその箇所での推定される地震動強さの関係を整理した後に、被害発生箇所の地震動強さの下限に基づいて値を定めている事例¹⁾があり、基本的にはこの考え方に準じて経験的に設定されていると考えられる。この際、地震計の設置間隔に応じた地震動分布のばらつき、構造物耐力の変動に伴う損傷分布のばらつき等、各種の不確定な要素が存在するが、このような影響も含んだ上で工学的判断により運転規制基準値を設定していることになる。

一方で、近年頻発している大規模地震等の経験をもとに、鉄道構造物や電化柱等の耐震診断、耐震補強や沿線地震計の増設といった各種の地震対策が推進されている。これによって、鉄道の耐震性能が向上するとともに、地震動情報の高密度化による地震動分布の不確定性の低減等が実現されていることは疑いようのない事実である。しかしながら、過去の地震被害の下限値に基づいて運転規制基準値を設定している現状を鑑みると、各種地震対策の効果を運転規制基準値の更新という形で陽に反映させることは困難である。

そこで本検討では、各施設の地震時性能や地震動の特性などの線区情報を個別に考慮した上で、地震による各施設の損傷の可能性を個別に評価し、これに基づいて運転規制を実施する手法を提案²⁾したので、手法の概要と試算の結果を紹介する。

2. 地震時運転規制基準値の更新手法の提案

2.1 基本的な考え方

本検討では、鉄道施設の耐震補強や地震計の増設といった各種の地震対策に伴う効果を運転規制基準値に反映させる手法を提案する。この際「対策によって向上した耐震性能の変化程度に応じて運転規制基準値を上昇させる」という考え方（図1(a)）を基本とする。一方、現在の運転規制基準値は前章で述べた通り、地震動情報や構造物被害の評価といった不確定、不確実な要素を含んだ上で、経験的、工学的に設定されている。そのため例えば「数値解析によって構造物の損傷は100gal以上で発生することが確認されたので、運転規制基準値を100galに設定する」といった決定論的な判断を行うと、これまで暗に考慮してきた不確定、不確実な要素、安全率等を無視することとなり、従来の運転規制基準値との連続性が失われるとともに、安全性の低下も危惧される。

そこで本検討では「地震対策による性能の向上（耐力、変形性能の向上等）」を、「地震によって損傷が発生する可能性（損傷発生リスク）が低減する」という効果で表現することとし、「地震対策によって低減した損傷発生リスクの差分に応じて運転規制基準値を上昇させる」という方法を構築する。以上の概念により、従来から用いている運転規制基準値の工学的な長所を残した上で、路

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

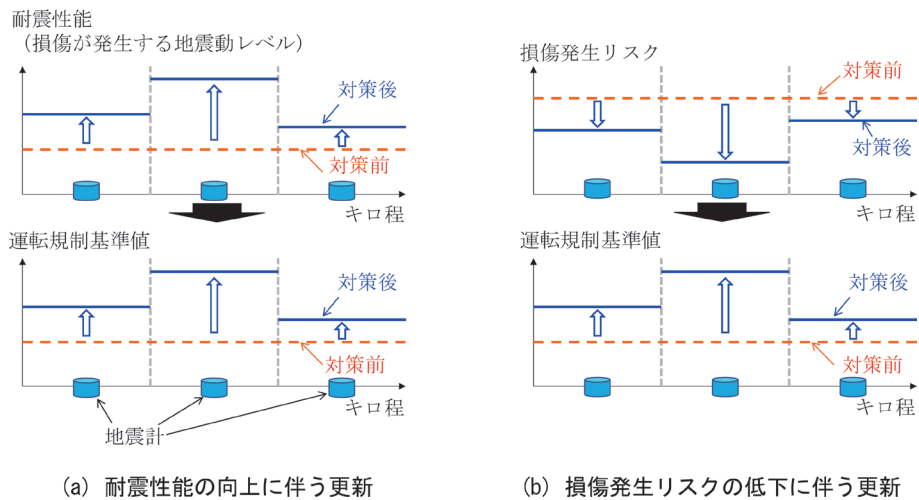


図1 運転規制基準値の更新方法の基本的な考え方

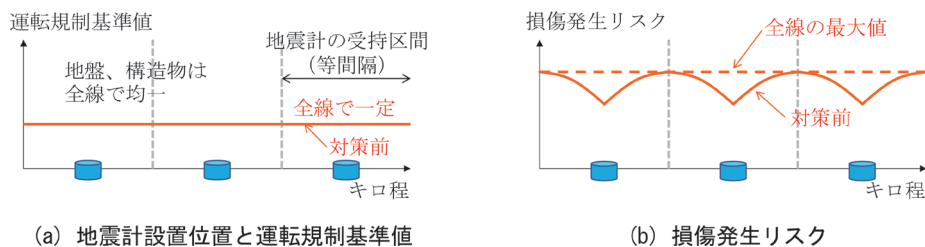


図2 各種対策前の運転規制基準値と各鉄道施設の損傷発生リスク

線の地震時性能の向上分を陽な形で運転規制基準値の見直しに反映することが可能となる (図1 (b))。

この考え方に基づくことで「耐震補強や地震計増設といった地震対策の効果を反映させた規制基準値の更新」が可能となる (2.2 節)。さらに、対策の実施有無に関わらず「各区間の損傷発生リスクを全区間で均一とすることによる規制基準値の更新」も実現可能となる (2.3 節)。

これらの規制基準値の更新は主に地盤上に設置された地震計の指標値に基づいて運転規制を実施する方法である。その一方で、地震毎に地震動の特性 (周期特性、継続時間等) は異なるため、ある地点で複数回の地震が発生し、観測された地震動指標値が全て同一 (例えば震度5強) であったとしても、構造物への影響という観点では差があると考えられる。そのため地盤上記録の指標値に基づく運転規制ではなく、構造物の損傷有無に基づいて運転規制を行うことで、より合理的な評価が期待される。そこで、「構造物の損傷評価結果を用いた運転規制」に関して2.4節で述べる。

2.2 地震対策の効果を考慮した運転規制基準値の更新

地震対策の効果を定量的に評価することで、運転規制基準値を更新する提案手法について説明する。まず現状の運転規制基準値を設定した当初の状況として、図2 (a) のように等間隔に地震計が設置され、全線に渡っ

て地盤、構造物が均一であるケースを考える。この時の規制基準値は全ての地震計で同一とする。この路線に対して、構造物の損傷発生リスクを図2 (b) のように評価する。損傷発生リスクを算定する際に想定する地震動は、各地震計において運転規制基準値と同一の地震動が観測されるレベルとする。また、損傷発生リスクには、各種の不確定性を考慮する。同一の地盤、構造物が並んでいた場合、不確定性の総量の空間変化は地震計から離隔のみに依存するため、地震計近傍では不確定性は小さく、地震計から遠ざかるにつれ不確定性が大きくなる。この不確定性を考慮することで、図2 (b) に示すように地震計の遠方地点ほど損傷発生リスクが大きくなる。ここで得られた損傷発生リスクは「当該地震計において規制基準値の地震動が観測された場合に、各鉄道施設で損傷が発生する確率」であり、これを基本条件とする。

続いて、各施設に地震対策を実施した状況に対して、損傷発生リスクを算定する。この地震対策としては、施設の耐震補強 (図3 (a)) や、地震計の増設 (図3 (b)) 等が考えられる。施設の耐震補強を実施することで、損傷が発生する地震動レベルが上昇するために、損傷発生リスクが低減する。また地震計を増設すると、地震計の設置間隔が短くなるため、地震計間での不確定性が低減される。この不確定性の低減によって、損傷発生リスクも低減される場合がある。

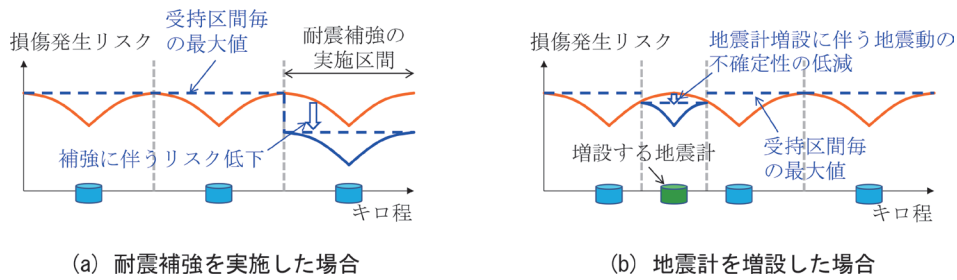


図3 地震対策後の損傷発生リスクの評価

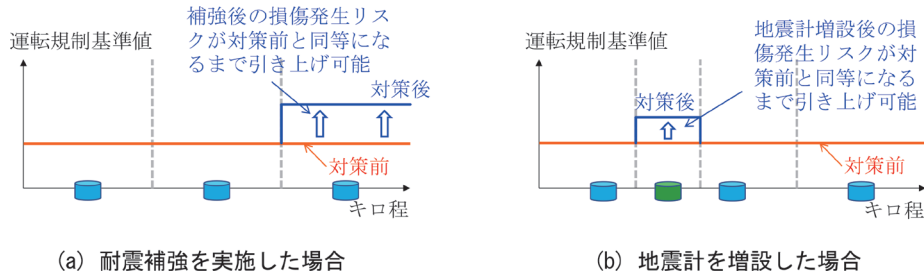


図4 地震対策に伴う運転規制基準値の更新

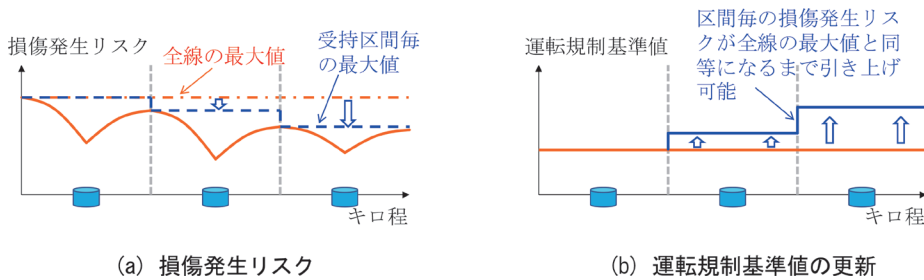


図5 各区間の地震特性の相違を考慮した運転規制基準値の更新

以上を背景に、リスク低減の分だけ運転規制基準値を上昇させる。この上昇量は、各地震計の受け持ち区間毎に、各種対策前の損傷発生リスク（図2 (b)）を超過しない範囲で設定することができる。そのため、図3で示した各状態に対する基準値の見直しは、それぞれ図4の青線に示したように、対策を実施した箇所付近において実施可能となる。

2.3 各区間の地震動、地盤、構造物の特性を考慮した運転規制基準値の更新

路線全体の損傷発生リスクを評価することで、地震計の受け持ち区間毎の損傷発生リスクを横並びで見ることが可能となる。鉄道路線は延長が長く、地域による地震動特性、地盤特性には特徴があるとともに、構造物特性も場所により変化している場合がある。前節では各種特性を全線で同一と仮定したため、損傷発生リスクが単純な形状を示していたが、実際には各地点における構造物の損傷発生リスクは複雑に変化すると考えられる。この地点毎の損傷発生リスクの変化を把握することで、対策の有無によらず、運転規制基準値を見直すことが可能となる。

具体的なイメージを図5に示す。この箇所では、各種の要因によって終点方の損傷発生リスクが小さい結果が得られていると仮定する（図5 (a)の実線）。この損傷発生リスクのうち、地震計受け持ち区間の損傷発生リスク（図5 (a)の点線）と全線の最大値（図5 (a)の一点鎖線）の差分に対応して、図5 (b)のように運転規制基準値を調整可能であるため、当該路線の終点方において運転規制基準値を引き上げることができる。また、この考え方を前節で述べた手法と組み合わせることで、運転規制基準値の更なる合理化が可能である。

2.4 地震毎の損傷評価結果に基づく運転規制の実施

前節までの評価は、いずれも地盤上に設置された地震計の観測記録より得られる単一指標（SI値など）を用いた運転規制基準値の設定方法である。鉄道施設の被害を単一の地震動指標で表現する方法は、評価が簡便である一方で、地震動の周期特性や構造物の特性（周期、強度の違い）等を陽な形で考慮することができない。その結果、当該地点の地震動指標と構造物条件を用いた詳細な挙動評価の対応に関する不確実性が大きくなるため、

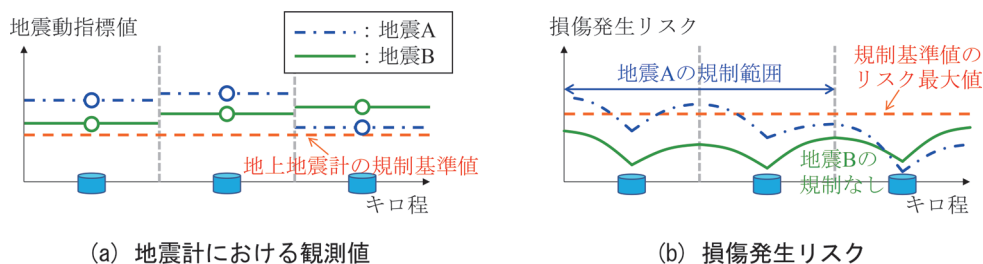


図6 地震毎の損傷発生リスクに基づく運転規制の実施

これを反映した損傷発生リスクも大きな値となる。この不確実性を低減する方法として、地震毎に地震動や構造物の特性を直接考慮して損傷発生リスクを評価することで、さらに運転規制を合理化する手法を提案する。

具体的なイメージを図6に示す。2つの地震A, Bが発生し、図6(a)に示すようにいずれの地震においても対象路線に設置された3つの地震計において、運転規制基準値(図6(a)の点線)を少し上回る記録が観測されたとする。この時、地盤上の地震記録に基づく規制を実施する場合には、両地震ともに全線で運転規制が行われる。

この地表地震計で得られた運転規制基準値は、同一の指標値となる地震に対して、構造物の挙動評価を行った場合の各種ばらつきを含んだものであり、これが図2(b)に示したような各種対策前の損傷発生リスクになる。そのため、個別の地震観測記録、個別の構造物に対して耐震設計で用いられているような評価手法によって損傷評価を行うことで、各種不確実性の低減が可能となり、結果として損傷発生リスクが小さくなる場合が多いと考えられる。

そこで、地震発生直後に各地震に対して個別に損傷発生リスクを評価した場合の結果イメージを図6(b)に示す。地震Aでは、地表地震計により判断を行う際のリスク(図6(b)の点線)を超過する領域が存在した(図6(b)の一点鎖線)。その一方で、地震Bでは全てのエリアでこれを下回る結果が得られたとする(図6(b)の実線)。この場合には、地震Aでは限られた範囲のみで運転規制を行うという判断が可能となるとともに、地震Bでは運転規制が不要となる。そのためいずれのケースにおいても、地表地震計で運転規制を実施する場合と比較して、運転規制の合理化、早期運転再開が実現可能となる。

3. 提案手法を用いた地震時運転規制基準値の更新

3.1 対象とする路線の概要

前章で提案を行った地震時運転規制基準値の更新手法を用いた試算を行う。対象とする路線は、図7に示す延長約700kmの仮想路線とする。この路線は主に橋りよ

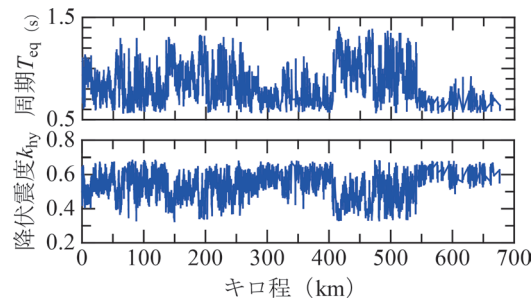


図7 対象路線の情報(土木構造物の振動特性)

う・高架橋で構成されており、各構造物の挙動は耐震設計で用いられる等価1自由度モデルによって評価可能であるものとする。この時に必要となる等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{hy} は、予め多様な諸元を有する構造物に対して計算されたデータベース³⁾を用いて設定している。この橋りよ・高架橋の支承部は鋼棒ストッパー、鋼角ストッパーが使用され、電化柱は12-40-N9Bが全線で使用されていると仮定した。また、沿線の地震計は0km, 20km, 40km...と20km間隔で設置されていると仮定し、運転規制はSI値が12kineを超過した場合に実施する¹⁾こととした。

この鉄道路線に対して損傷発生リスクを評価する。この時の入力地震動は、全ての地震計位置のSI値が12kineとなるように調整した地震観測記録(近年観測された代表的な7波形)を用いることとし、地震計設置箇所間の地震動の変動は、距離に基づく地震動の振幅の変化を距離減衰式⁴⁾を用いて評価する。また、各地震計の受け持ち区間における損傷発生リスクは、複数の地震動を用いて得られたそれぞれの損傷発生リスクのうち、受け持ち区間における最大値を採用することとした。

各構造物の挙動評価、損傷発生リスクの評価は、既往の成果^{5) 6) 7)}に基づいて実施することとし、高架橋く体の損傷は、応答塑性率 $\mu=1$ を限界値として設定するとともに、支承部、電化柱はそれぞれ限界耐力を加速度応答に換算して設定している。この時、本来であれば各施設の耐力、周期等の不確実性を考慮した損傷発生リスクの評価を行う必要がある⁸⁾が、今回はこの影響は無視して構造物等の情報は確定的に与えられるものと仮定した。

以上の条件に基づいて、高架橋く体、支承、電化柱の

損傷発生リスクの評価を行った結果を図8に示す。この図では全区間における損傷発生リスクの最大値を1に正規化した指標（リスク比率）で表示している。この結果を見ると、この路線では多くの区間で電化柱の損傷発生リスクが最大値を示している。そのため今回の設定条件下において、当該路線における運転規制の観点からは電化柱の損傷がボトルネックになっていることが分かる。また損傷発生リスクの最大値は区間によって大きく変動しており、場所によっては最もリスクの高い区間と比較して0.6倍程度になっていることが分かる。これは各区間の地盤特性、構造物特性の違いによるものである。

3.2 地震対策の効果を考慮した運転規制基準値の更新

本節ではいくつかの地震対策シナリオを設定し、この対策効果を考慮した規制基準値の更新に関する試算を行う。具体的にはシナリオとして、a) 電化柱への地震対策、b) 全施設への地震対策、c) 地震計の増設を設定し、それぞれの評価を実施する。

ここで、対策に伴う各施設の耐震性能の上昇は、本来であれば個別構造毎に評価する必要があるが、今回は以下のように一律に設定した。まず電化柱については、鋼管柱への交換を行うこととした。高架橋の耐震性能は、せん断補強によって損傷レベル2以上に至る震度が30%上昇すると仮定し、支承については限界震度が20%上昇すると仮定した。また、地震計の増設に関しては、従来の20km間隔の中間地点に地震計を増設し、地震計設置間隔を10kmとした。

これらの対策を実施することによる、損傷発生リスクの変化を対策方法別に算定する。この時、対策前の損傷発生リスクで正規化し、これを「リスク変化率」と定義することで、損傷発生リスクの増減を定量的に表示する。

a) 電化柱に地震対策を実施した場合

対策前の状態（図8）で相対的に損傷発生リスクが高かった電化柱に対策を施した条件において、リスク変化率を算出した結果を図9に示す。これらの結果より、電化柱の損傷発生リスクはほぼゼロに低下し、地震対策を実施することで、全体的に損傷発生リスクが低減していることが分かる。しかしながら、対策前において電化柱以外の損傷発生リスクが相対的に大きくなっていた400km～550km付近では、対策後においても路線としてのリスク変化率は1のままとなっている。

続いてこのリスク変化率から運転規制基準値の更新を行った。得られた結果を図10に示すが、例えばキロ程580km付近のように、図9で地震リスクが大きく低減している箇所において、運転規制基準値を大幅に引き上げ可能であることが分かる。その一方で、元の状態において電化柱以外の損傷発生リスクが最大となる場所（例えばキロ程450km付近）では、電化柱の対策を実施し

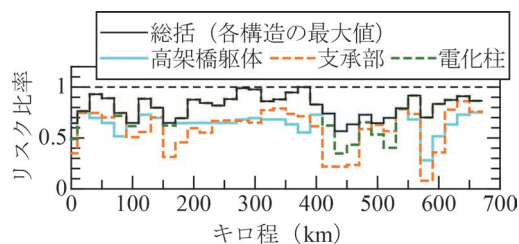


図8 現状の損傷発生リスクの評価結果

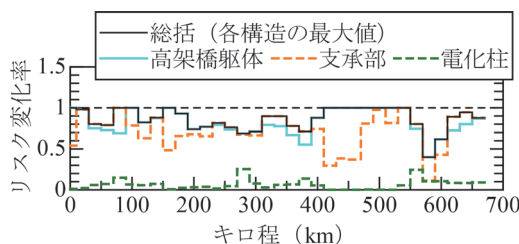


図9 地震対策に伴う損傷発生リスクの変化
(対策箇所：電化柱)

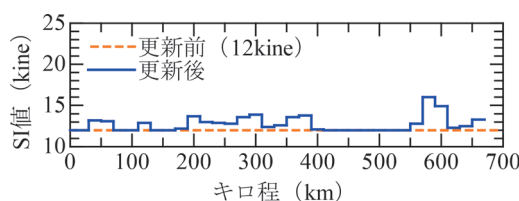


図10 運転規制基準値の評価結果（対策箇所：電化柱）

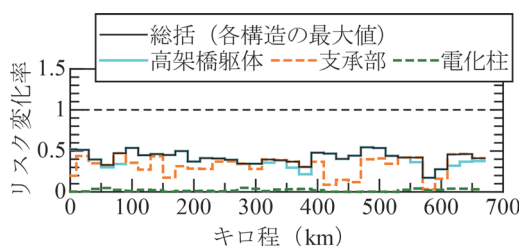


図11 地震対策に伴う損傷発生リスクの変化
(全施設に対策)

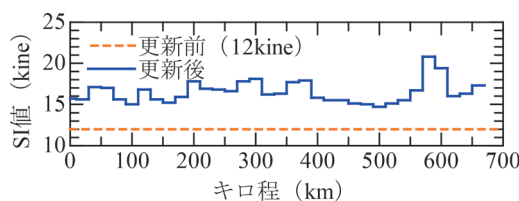


図12 運転規制基準値の評価結果（全施設に対策）

た場合にも当該箇所のリスクは低減せず、運転規制基準値も変化しない。

b) 全施設に地震対策を実施した場合

続いて、高架橋く体、支承部、電化柱の全てに地震対策を実施した状況を想定し、損傷発生リスクの評価を行った。得られた結果を図11に示すが、全線に渡って

損傷発生リスクを大幅に低減できていることが分かる。この状態において提案手法に基づいて運転規制基準値の更新を行った結果を図12に示す。これを見ると、損傷発生リスクの大幅な低減に伴って、全線における規制基準値の大幅な上昇が実現可能であることが分かる。

c) 地震計の増設

地震計を増設することで地震計間の地震動分布の不確実性が低減され、結果として損傷発生リスクの低減が期待される。そこで、地震計の増設に伴う損傷発生リスクの変化、運転規制基準値の更新に関する評価を行った。なおこの時には、上記b)の地震対策は実施していない状態(上記a)の状態)を基準としてリスク変化率等の評価を行っている。

地震計の設置間隔を20km間隔から10km間隔とした条件下で、損傷発生リスクの変化率を評価した結果を図13に、運転規制基準値の更新結果を図14に示す。今回の事例では、地震計を増設することで、大幅なリスク低減、規制基準値の上昇が実現されている。

また地域によって対策効果に差が見られるが、これは今回設定した構造物等の条件が図7のように複雑に変動しているためである。具体的には、例えば地震計が設置されている地点の近傍で弱点となる構造物が存在する場合には、地震計の増設に伴うリスク低減効果が小さくなり、結果として運転規制基準値がそれほど上昇しないことになる。これに対して、地震計の設置箇所遠方で弱点となる構造物が存在する場合には、この箇所での地震動の不確実性が小さくなることで、損傷発生リスクが大幅に低減される。

また紙面の都合上省略するが、2.3節、2.4節で提案を行った各区間の地震動、地盤、構造物の特性の考慮や、地震毎の損傷評価によって、運転規制が更に合理化されるという点も試算により別途確認済²⁾である。

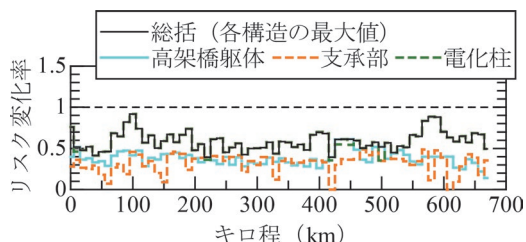


図13 地震計を増設した場合の損傷発生リスクの変化

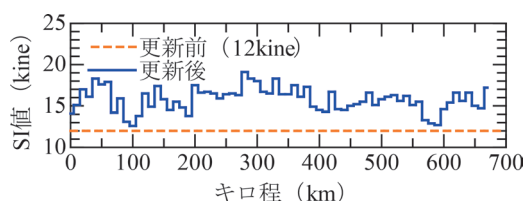


図14 地震計を増設した場合の運転規制基準値の評価

このように、今回提案した手法を用いることで、各種地震対策の効果を損傷発生リスクの低減という形で定量的に評価可能である。この手法により、土木構造物の耐震対策に限らず、他施設の耐震対策や、地震計の増設効果等の対策であっても、同一の指標によって評価することができる。さらに、この損傷発生リスクの低減を運転規制基準値の更新に直接反映することが可能であることが確認された。

4. まとめ

本検討では、地震発生後の早期運転再開を実現させるための運転規制基準値の設定方法の提案を行った。具体的には、各施設の地震時性能や入力される地震動などの線区情報を個別に考慮した上で、地震による損傷発生の可能性を個別に評価し、これに基づいて運転規制を実施する手法を提案し、手法の有効性を確認した。

今回提案した手法を用いることで、各施設の耐震性能の向上や地震計設置に伴う地震動情報の高密度化の効果を運転規制に直接関連付けることが可能となり、結果として点検箇所合理化が実現される。さらに、提案法によって運転規制の実施回数、実施範囲の合理化程度の定量評価や、経済的な効果の評価が可能となるため、運転規制の効率化という観点からの耐震診断、耐震補強、地震計増設等の実施効果の評価も可能となる。

なお今回の試算では、想定する被害箇所を限定したが、実際の鉄道の地震被害箇所は多岐に渡る。そのため提案手法を実路線に適用する際には、様々な被害を網羅した評価が必要である。これには、これまでの各種成果を活用可能であるとともに、各施設の地震被害予測手法の高度化に引き続き取り組むことが重要である。

謝辞

本検討では、損傷発生リスク評価において防災科学技術研究所のK-NETの観測記録を使用させていただきました。ここに記して謝意を示します。

文献

- 1) 鈴木博人, 島村誠: 地震時運転規制方法の研究, JR EAST Technical Review, No.3, pp.53-60, 2003
- 2) 坂井公俊, 和田一範, 豊岡亮洋: 鉄道施設の損傷発生リスクを考慮した地震時運転規制基準値の設定手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.25, pp.17-24, 2021
- 3) 小野寺周, 和田一範, 坂井公俊, 室野剛隆: インベントリ法による橋りょう・高架橋の被害推定法, 鉄道総研報告, Vol.33, No.12, pp.29-34, 2019

- 4) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, Vol.523, pp.63-70, 1990
- 5) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012
- 6) 坂井公俊, 松本星斗: 鉄道橋梁・高架橋を対象とした地震被害発生確率の即時推定手法の提案, 土木学会論文集, Vol.77, No.4, pp.I_373-I_383, 2021
- 7) 田中駿, 坂井公俊, 田中浩平, 原田智: 土木構造物上の電車線柱の地震応答値即時推定手法の提案, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.22, pp.201-205, 2018
- 8) 和田一範, 坂井公俊: 構造物特性の不確実性を考慮した地震時非線形応答の確率分布の推定精度向上に向けた検討, 土木学会論文集, Vol.77, No.4, pp.I_47-I_60, 2021

旅客上家の影響を考慮した鉄道高架橋への地震力の設定手法

三木 広志* 石川 大輔* 清水 克将*

Study on Method for Setting Seismic Force on Railway Viaduct Considering Influence of Shed

Hiroshi MIKI Daisuke ISHIKAWA Katsuyuki SHIMIZU

In elevated stations, it is general that shed and viaduct are integrated structures. However, it is considered that in many cases, the shed and the viaduct are designed separately because of different execution periods of design and construction. Therefore, it is necessary to take into account the influence of the interaction between the shed and the viaduct in the calculation of the seismic forces used in the design of the shed and the viaduct, respectively. Specifically, it is necessary to consider the resonance (response amplification) with the viaduct for the seismic force to the shed. On the other hand, the seismic force on the viaduct is considered to be added by the shed as it interacts with the shed, but the actual situation has not been clarified. Therefore, in this paper, the seismic force on the viaduct integrated with the shed is analyzed and a practical setting method is proposed.

キーワード：高架橋, 上家, 質量比, 固有周期比, 層せん断力係数, 応答評価法

1. はじめに

旅客上家（以下「上家」と）高架橋が一体となった構造物（図1。以下「一体構造物」）は、鉄道全体の施工手順の関係から上家と高架橋で設計や施工の実施時期が大きく異なることや、設計担当部門が異なることがあり、実務上、上家と高架橋で別々に設計される場合が多い。このような実状から、実際には連成して挙動する構造物を分離して設計することになるため、それぞれの影響を反映して個々の設計用地震力を設定することが必要となる。

上家への地震力については、下部の高架橋に対して上家の質量が非常に小さいために、地平にある場合と比較して地震力が顕著に増幅する場合がある。この点に関して、既往研究¹⁾において、一体構造物を対象とした実測や解析に基づく検討が行われている。その結果、標準的な性能を設定した一体構造物の2次元骨組モデル（図2(a)）の解析により、高架橋に対する上家の固有周期の比（以下「固有周期比」）が1.0に近い（共振の影響が大きい）場合に、上家への地震力が増幅する傾向があることを明らかにした（図2(b)。ここで、上家の最大応答層せん断力係数は、解析により求めた上家の慣性力の最大値を、上家重量で除した値である）。なお、図2(b)において、固有周期比が1.0を超えても、上家の最大応答層せん断力係数は増加傾向となっているが、これは、上家-高架橋連成系の固有周期が高架用のみの固有周期より長くなり、実際の共振点がずれているからである。なお、固有周期比が極端に大きくなることは考えにくいだが、仮想的に検討した結果、固有周期比が1.0

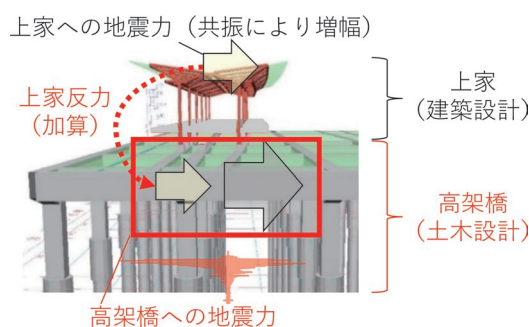


図1 上家と高架橋における地震力の概念図

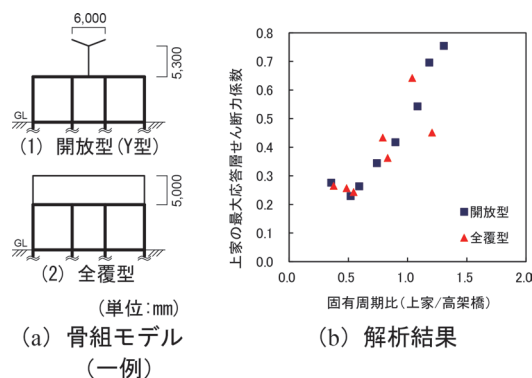


図2 上家への地震力の解析検討¹⁾

を超えると、上家の最大応答層せん断力係数が低下することを確認している。また、この傾向をふまえ、建築基準法に定められる地震力の高さ方向の分布係数 A_1 の考え方に基づく増幅（以下「増幅係数 A_1 」）を用いた上家の地震力の設定法が提案されている。なお、増幅係数 A_1 の算出方法は、略算法²⁾と精算法³⁾が紹介されており、上家の規模や重要度によっては、先述の解析結果に対し

* 構造物技術研究部 建築研究室

で安全側となるよう、固有周期比に応じて略算法と精算法を使い分けることとしている。このように、上家への地震力については、一体構造物における上家と高架橋の相互作用を評価可能な精緻な解析モデル（以下「一体モデル」）を必要としない、実用的な設計用地震力の設定法が提案されている。

一方、高架橋の設計時においては、地震時に上家が応答することによって高架橋に与える地震力（以下「上家反力」）を考慮する必要がある。本来は、上家反力についても上家への地震力と同様に、上家と高架橋の相互作用を精緻に把握したうえで評価する必要があるが、現状ではそのような検討の実績はない。そのため、現状では、先述の上家の設計用地震力の設定と同様に、増幅係数 A_1 を考慮した上家反力を用い、別途高架橋単体で算出した地震力に加算する方法を採ることが多いと考えられる。上記の方法による上家反力を用いる場合、実際には上家の設計が高架橋の後に実施される場合が多いため、高架橋の設計時点では、増幅係数 A_1 の値が定まらない場合が多く、実態に合わない上家反力の想定により過剰な設計となることや、反対に、当初の想定よりも上家反力が増加し、設計上の手戻りとなることが懸念される。

以上の背景から、本検討では、まず、上家と高架橋の相互作用の結果生じる高架橋への地震力の実態について、一体モデルを用いた解析により検討する。次に、実務における実状を考慮し、高架橋の設計に用いる上家反力について、一体モデルの解析を用いることなく実態に近い値を設定することのできる、実用的な方法を提案する。

2. 上家の影響を受ける高架橋の地震力の性状

2.1 解析モデル

高架橋への地震力は、高架橋自体の慣性力と、上家の慣性力の和により求められる。ここで、上家の慣性力は、1章で述べた結果（図2(b)）より、高架橋との共振により地震力が増加する傾向となる。一方で、高架橋の慣性力は、共振時において、上家が挙動することによる反作用を受けるため、高架橋単体の場合の慣性力とは異なる場合もあると考えられる。また、上家と高架橋の条件によっては、両者の振動に時間的なずれが生じる場合もある。以上のことから、本章では、上家と高架橋を簡略化した一体モデルである2質点モデル（図3）を用い、上家や高架橋の条件を様々に変化させた場合について時刻歴応答解析による検討を行った。

解析は、まず、基本的な傾向の把握のために、上家および高架橋の復元力特性を線形としたモデル（以下「線形モデル」）による検討を行い、その後、線形モデルでの結果をふまえて、実際为非線形特性を考慮したモデル（以下「非線形モデル」）による検討を行った。上家の

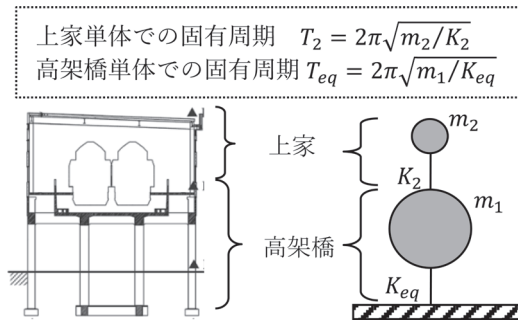


図3 高架橋・上家の2質点系モデル

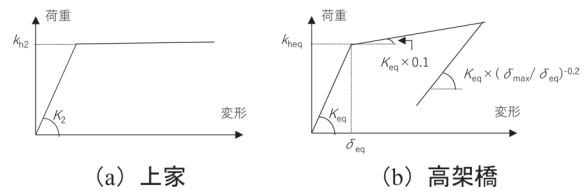


図4 非線形モデルにおける高架橋・上家の復元力特性

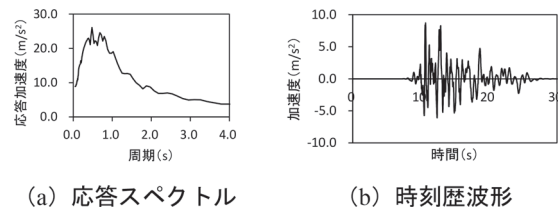


図5 入力地震動（L2地震動 sp II（G3））

非線形モデルの復元力特性は、鉄骨造を想定した標準バイリニア型モデルとした（図4(a)）。高架橋については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」（以下「耐震標準」）⁴⁾を参考に、標準的な上部構造物先行降伏型の高架橋を想定してCloughモデルとした（図4(b)）。Cloughモデルにおける剛性低下率については、耐震標準⁴⁾における所要降伏震度スペクトル作成時のモデル化を参考に、降伏後の剛性で0.1、除荷時の剛性で $(\delta_{max}/\delta_{eq})^{-0.2}$ (δ_{max} : 経験最大点における変位, δ_{eq} : 降伏時における変位) とした。

減衰定数は、上家および高架橋それぞれを単体の1質点とみなした場合に対し、それぞれの減衰定数が、上家質点で2%、高架橋質点で10%となるように与えた。ここで、それぞれの減衰定数は、上家については鉄骨構造における部材減衰を想定した値として、高架橋についてはRC部材による減衰と逸散減衰の合計を想定した値として設定したものである。入力地震動は、現行の耐震標準⁴⁾に定められる最大級の設計地震動（以下「L2地震動 sp II」）とし、本章では、標準的な地盤種別であるG3地盤における地震動（図5）に対して検討した。

2.2 線形モデルによる解析結果

本節では、上家反力を受ける高架橋に作用する地震力の基本的な性状の把握のために実施した、線形モデルによる解析結果について示す。

2.2.1 最大応答層せん断力係数の性状

上家および高架橋への地震力の検討ケースに対する増減の傾向を、検討ケースごとの質量によらずに比較するために、質量に対して無次元化した高架橋の最大応答層せん断力係数による検討を行う。まず、高架橋の最大応答層せん断力係数は、式(1)のように、高架橋への地震力を上家と高架橋の合計重量で除することで求められる。

$$C_1 = \frac{|m_1 \cdot a_1(t) + m_2 \cdot a_2(t)|_{max}}{m_1 \cdot g + m_2 \cdot g} \quad (1)$$

- C_1 : 高架橋の最大応答層せん断力係数
- m_1, m_2 : 高架橋および上家の質量
- $a_1(t), a_2(t)$: 時刻歴応答解析で算出した任意の時刻 t における高架橋および上家の絶対加速度
- g : 重力加速度

高架橋への地震力は $m_1 \cdot a_1(t) + m_2 \cdot a_2(t)$ である。また、以降も含め、 $| \cdot |_{max}$ の記号は最大応答値（評価区間における絶対値のうち、最大の値）を表す。

次に、上家への最大応答層せん断力係数は、式(2)により、上家への地震力を上家の重量で除することで求められる。

$$C_2 = \frac{|m_2 \cdot a_2(t)|_{max}}{m_2 \cdot g} \quad (2)$$

C_2 : 上家の最大応答層せん断力係数

検討ケースを表1に示す。本検討では、上家と高架橋の条件を現実的と想定される範囲で網羅的に検討することとし、高架橋に対する上家の質量の比（以下「質量比」） m_2/m_1 は、1%、5%、10%の場合を検討することとした。高架橋の等価固有周期 T_{eq} は、0.6s、0.9s、1.2s について検討した。固有周期比 T_2/T_{eq} は、0.1~2.0 について検討することとした。図6に、上家の最大応答層せん断力係数と、高架橋の最大応答層せん断力係数を示す。上家の最大応答層せん断力係数は、固有周期比1.0近傍で増加しており、1章で述べた上家への地震力の傾向（図2(b)）と整合することがわかる。一方、高架橋の最大応答層せん断力係数は、上家の応答が増加する固有周期比1.0近傍においても、概ね一定となる。上記の傾向は、高架橋の等価固有周期 T_{eq} や質量比 m_2/m_1 に応じてそれぞれの値は異なるものの、傾向としては同様である。以上の結果より、上家への地震力の増加が、高架橋

表1 検討ケース（線形モデル）

パラメータ	検討範囲
質量比 m_2/m_1	1%, 5%, 10%
高架橋の等価固有周期 T_{eq}	0.6s, 0.9s, 1.2s
固有周期比 T_2/T_{eq}	0.1~2.0

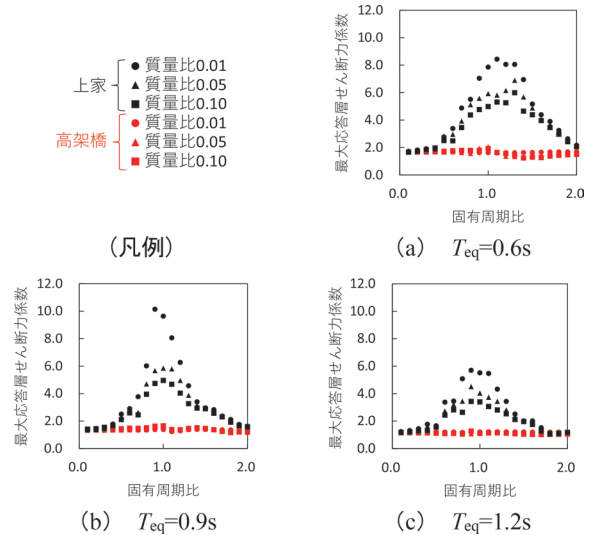


図6 固有周期比に対する応答層せん断力係数の傾向（線形モデル）

への地震力の増加には必ずしもつながらないことが推察される。

2.2.2 絶対加速度の性状

前項では、高架橋の最大応答層せん断力係数が、上家に共振が生じる（固有周期比が1.0近傍となる）場合でも増加しない傾向を把握した。本項では、その要因を明らかにするため、絶対加速度の時刻歴波形について検討した。

高架橋の等価固有周期 $T_{eq}=0.9s$ および質量比 $m_2/m_1=10%$ を共通とし、固有周期比 $T_2/T_{eq}=0.6, 1.0, 1.4$ の上家と高架橋の絶対加速度の時刻歴波形の比較を図7に示す。図7に掲載した時間範囲は、固有周期比 $T_2/T_{eq}=1.0$ の場合での上家の絶対加速度が最大となる時間（14s近傍）の前後である。まず、上家への絶対加速度（図7(a)）は、最大応答層せん断力係数の傾向と同様に、共振の影響が最も大きい固有周期比 $T_2/T_{eq}=1.0$ の場合が、固有周期比 $T_2/T_{eq}=0.6, 1.4$ の場合と比較して最も大きい。一方、高架橋の絶対加速度（図7(b)）は、固有周期比 $T_2/T_{eq}=1.0$ の場合に注目すると、上家の絶対加速度が大きくなる時間（14s~15sで図中の青破線で示した部分）において、上家とは反対に、固有周期比 $T_2/T_{eq}=0.6, 1.4$ の場合と比較して小さくなっている。これは、地震入力に対して、上家は共振する一方、高架橋に対しては付加質量による制振効果が作用し、高架橋の絶対加速度が低減されたと考えられる。

また、固有周期比 $T_2/T_{eq} = 1.0$ の場合における、上家と高架橋の絶対加速度の時刻歴波形を図8に示す。上家の上家と高架橋の絶対加速度では、上家の絶対加速度が最大となる時刻（14s近傍）で波長の1/4程度、それ以外の時刻で波長の1/4~1/2程度の位相ずれが生じている。このように、それぞれの絶対加速度が極大となる時刻にはずれが生じることがわかる。そのため、共振による上家への地震力の増加が、高架橋への地震力の増加には単純にはつながらないことが、上家と高架橋の応答の同時性の観点からも推察される。以上より、上家の絶対加速度が増大する時刻における高架橋の絶対加速度が低減されることや、上家と高架橋の絶対加速度の位相がずれることによって、上家の応答が共振により増大する場合においても、高架橋の最大応答層せん断力係数が増加しない傾向となったと考えられる。

2.3 非線形モデルでの解析結果

線形モデルの結果をふまえ、上家や高架橋の非線形特性を考慮したモデルにおいて、同様に高架橋の最大応答層せん断力係数の傾向を検証した。表2に検討ケースを示す。前節の線形モデルの検討結果において、質量比 m_2/m_1 および高架橋の等価固有周期 T_{eq} によらず、上家の最大応答層せん断力係数が固有周期比1.0で増幅する傾向や、高架橋の最大応答層せん断力係数が固有周期比に対して一定である傾向が同様であったことをふまえ、例として質量比 $m_2/m_1 = 10\%$ 、高架橋の等価固有周期 $T_{eq} = 0.9s$ の結果のみに絞って示す。高架橋の降伏震度 k_{heq} は、文献5における検討範囲を参考に、本節では0.4, 0.7, 1.0の場合について検討した。上家の降伏震度 k_{h2} は、0.4, 1.4, 2.0とした。

まず、高架橋は線形モデルとし、上家の非線形特性のみを考慮した結果（図9(a)）について述べる。上家が線形の場合（図6(b)における質量比10%のケース）と比較して、上家の非線形特性を考慮した場合は、上家の最大応答層せん断力係数が低下する。これは、上家の降伏により、上家への地震力が頭打ちとなるためである。一方、高架橋の最大応答層せん断力係数は、非線形特性を考慮した場合でも、上家を線形モデルとした場合と同様に、上家の応答の大小によらず固有周期比に対して概ね一定となる。

次に、上家を線形モデルとし、高架橋の非線形特性のみを考慮した結果（図9(b)）について述べる。高架橋の非線形特性を考慮した上家の最大応答層せん断力係数は、高架橋を線形モデルとした場合（図6(b)における質量比10%のケース）と比較して、高架橋の降伏による影響により低減される。一方、高架橋の最大応答層せん断力係数は、高架橋の降伏震度 k_{heq} に応じて値は異なるが、固有周期比に対して概ね一定となる傾向は、高架

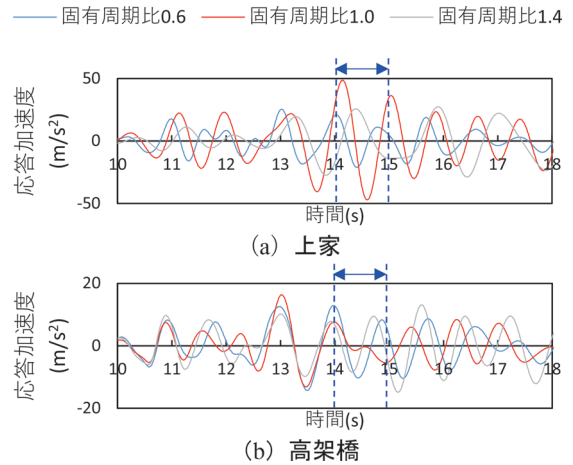


図7 異なる固有周期比の絶対加速度の時刻歴波形の比較 ($T_{eq} = 0.6s$, $m_2/m_1 = 10\%$)

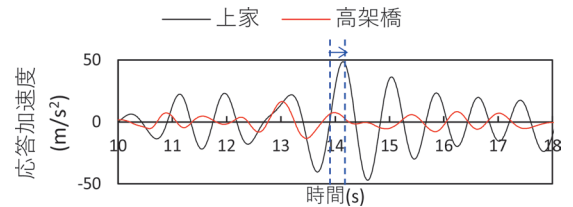


図8 上家と高架橋の絶対加速度の時刻歴波形 ($T_{eq} = 0.6s$, $m_2/m_1 = 10\%$, $T_2/T_{eq} = 1.0$)

表2 検討ケース（非線形モデル）

パラメータ	検討範囲
質量比 m_2/m_1	10%
高架橋の等価固有周期 T_{eq}	0.9s
固有周期比 T_2/T_{eq}	0.1~2.0
上家の降伏震度 k_{h2}	0.4, 1.4, 2.0 (線形含む)
高架橋の降伏震度 k_{heq}	0.4, 0.7, 1.0 (線形含む)

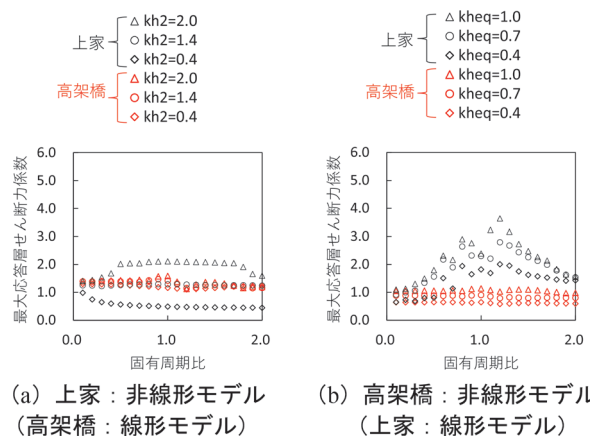


図9 固有周期比に対する応答層せん断力係数の傾向（非線形モデル）

橋が線形モデルの場合と同様である。

以上の非線形モデルによる検討結果より、線形モデルの結果と同様に、高架橋の最大応答層せん断力係数は、固有周期比によらず概ね一定となる傾向を確認した。この結果より、共振による上家の応答の増大は、高架橋の最大応答層せん断力係数の増大につながらないといえる。

3. 高架橋への地震力の設定法

3.1 実務上想定される高架橋への地震力の設定法

2.2.1 項で述べたように、高架橋への地震力の最大値 $Q_{1\max}$ は、一体モデルの解析により求めた上家と高架橋の絶対加速度を用いて、式(3)のように求められる。

$$Q_{1\max} = |m_1 \cdot a_1(t) + m_2 \cdot a_2(t)|_{\max} \quad (3)$$

これに対し、1章で述べたように上家と高架橋がそれぞれ別々に設計される実状から、一体モデルの構築・解析を行うことは困難であり、高架橋の設計においては、高架橋のみ単体のモデルによる解析が実施される。そのため、高架橋への地震力の最大値を、式(3)の通りに算出することは、以下の点において困難と想定される。

- ① 上家の影響を考慮した高架橋の絶対加速度である $a_1(t)$ の算出が困難である。
- ② 上家の絶対加速度 $a_2(t)$ の算出が困難である。
- ③ 上家の慣性力 $m_1 \cdot a_1(t)$ と高架橋の慣性力 $m_2 \cdot a_2(t)$ の時間的な同時性を考慮することが困難である。

以上の点に対し、実務上は以下に示すような対応を採る場合が多いと推測される。

- ① $a_1(t)$ の代わりに、高架橋のみ単体のモデルで算出した絶対加速度（本検討では、時刻歴応答解析で算出し、以下「 ${}_0a_1(t)$ 」と表記する）を用いる。
- ② $a_2(t)$ の代わりに、 ${}_0a_1(t)$ に、上家の設計より与えられる増幅係数 A_1 を乗じて、 $a_2(t)$ の最大応答値を推定する。
- ③ 高架橋への地震力の最大値は、上家の慣性力と高架橋の慣性力の最大値同士の和を用いて、安全側に設定する。

以上の想定に基づき、現状の実務で設定される高架橋への地震力の設定法（以下「従来法」）を数式で表すと、式(4)となる。

$$|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max} + |m_2 \cdot A_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max} \quad (4)$$

また、増幅係数 A_1 において、添え字の i は対象とする階の階数を表すが、本検討では上家と高架橋の2質点系モデルを前提としているため、上家では $i=2$ となる。そのため、以降では上家における増幅係数 A_1 を A_2 と表

	手順	従来法	提案法
上家の設計 (建築)	i. 上家の条件の提示	上家の質量および上家の増幅係数(共振の程度)を計算・提示	上家の質量のみを提示
高架橋の設計 (土木)	ii. 加算する上家からの地震力を算出	$A_2 (>1.0)$ を用いて計算	増幅は考慮不要
	iii. 上家からの地震力を加算		$\times 1.0$

図10 高架橋の設計で想定される手順

記する。また、 A_2 は、文献6を参考に、式(5)により与えることとした。

$$A_2 = \sqrt{1 + \frac{2}{\left\{ \frac{T_2}{T_{eq}} + \left(\frac{m_2}{m_1} \right) \left(\frac{T_{eq}}{T_2} \right) + \frac{T_{eq}}{T_2} \right\}^2 - 4}} \quad (5)$$

なお、今回の検討範囲では、 $A_2 > 1.0$ となる。

一方、2章の検討結果より、高架橋への地震力は、上家への地震力の増減と相関せず、概ね一定に近い傾向であった。この結果をふまえて、高架橋への地震力の設定法として、従来法では考慮する増幅係数 A_2 を不要とし、式(6)による方法を提案する。

$$|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max} + |m_2 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max} \quad (6)$$

設計において考慮される上家反力は、式(4)および式(6)における上家の慣性力の成分として定義する。すなわち、上家反力は、従来法では $|m_2 \cdot A_2 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max}$ となり、提案法では $|m_2 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max}$ となる。また、従来法と提案法で、高架橋の慣性力の成分 $|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max}$ は共通である。

ここで、従来法と提案法のそれぞれを用いた場合において、一体構造物における高架橋の設計で想定される流れを図10に示す。従来法による高架橋の設計では、高架橋への地震力の設定の際に上家の増幅係数 A_2 を考慮することが必要となる。しかしながら、 A_2 を定めるためには、式(5)のように、上家と高架橋の両方の質量や固有周期といったパラメータが必要であり、それらを上家の設計が実施される前の段階で確定させることは困難である。そのため、 A_2 に何らかの値を仮定して設計を進める場合が多いと考えられるが、設定した A_2 の妥当

性を設計時点で検証することはできない。一方、提案法では、上家反力に A_2 を考慮することが不要であるため、上家の想定質量に大幅な変更が生じない限り設計の修正が生じないため、高架橋の設計における労力の低減が期待できる。

3.2 従来法と提案法の解析結果との比較

本節では、従来法および提案法について、一体モデル（2 質点モデル）の解析結果との比較を行う。比較のために、従来法および提案法により算出される高架橋への地震力についても、解析結果と同様に式 (7) により高架橋への応答層せん断力係数に換算する。

$$C'_1 = \frac{|m_1 \cdot {}_0a_1(t)|_{\max} + |m_2 \cdot \beta \cdot {}_0a_1(t)|_{\max}}{m_1 \cdot g + m_2 \cdot g} \quad (7)$$

$$\beta = \begin{cases} A_2 \text{ (本検討では式 (5))} & \text{(従来法)} \\ 1.0 & \text{(提案法)} \end{cases}$$

C'_1 ：従来法または提案法により求める高架橋の最大応答層せん断力係数

まず、代表的なケースとして、高架橋の等価固有周期 0.9s、高架橋の降伏震度 0.6、上家の降伏震度 1.2 の場合を想定し、従来法、提案法、解析結果での高架橋の最大応答層せん断力係数の比較を行った。比較結果を図 11 に示す。従来法では、固有周期比が 1.0 に近い場合に地震力が解析結果と比較して過大に評価される。これは、2.2.2 項で述べたような、上家の挙動による高架橋の慣性力の低減効果や、上家と高架橋の振動の位相ずれを考慮していないこと、上家の慣性力の増幅のみを考慮しているためと考えられる。一方、提案法では、解析結果に対して安全側でありつつも、従来法と比較して多くの場合で地震力を小さく評価できる。これは、提案法では上家の挙動による高架橋の慣性力への低減効果や、上家と高架橋の振動の位相ずれを考慮していないことは従来法と同様であるが、上家の慣性力の増幅を考慮不要としたためである。

次に、提案法が解析結果に対して安全側となることを確認するため、高架橋の最大応答層せん断力係数の比較を行った。検討範囲は、表 3 の通りとし、上家と高架橋の現実的と考えられる条件を網羅的に検討することとした。提案法と解析結果の比較を図 12 に示す。今回の検討範囲における大部分のケースでは、提案法は解析結果に対して安全側となっており、2 章で述べた高架橋への地震力の性状が再現され、上家の共振が高架橋への地震力の増加にはつながらなかったものと考えられる。

一方、一部の条件では提案法が解析結果に対し危険側となっているが、以下の理由が考えられる。まず、本検討で用いた入力地震動は、図 13 のように、周期 0.5~1.0s

従来法：---質量比1% ---質量比5% ---質量比10%

解析結果：▲質量比1% ●質量比5% ■質量比10%

—提案法

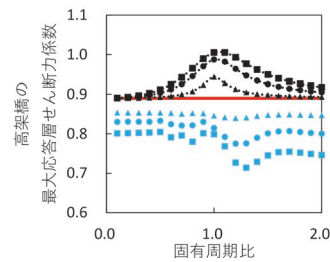


図 11 各方法での算出値の比較 ($T_{eq}=0.9s$, $k_{h2}=1.2$, $k_{heq}=0.6$)

表 3 検討ケース

パラメータ	検討範囲
質量比 m_2/m_1	1%, 5%, 10%
高架橋の等価固有周期 T_{eq}	0.5s~1.5s
固有周期比 T_2/T_{eq}	0.1~2.0
上家の降伏震度 k_{h2}	0.4~2.0 (0.2 刻み) ※線形含む
高架橋の降伏震度 k_{heq}	0.4~1.0 (0.1 刻み) ※線形含む
入力地震動	L2 地震動 spII G1~G5 地盤

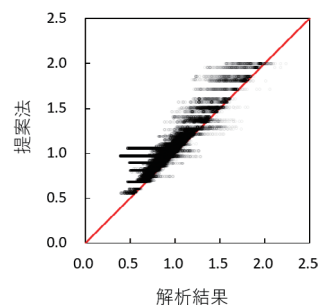


図 12 高架橋の最大応答層せん断力係数の提案法と解析結果での比較

における加速度応答スペクトルが極めて急峻な形状であり、変動が大きくなっている。一方、解析結果では 2 質点モデル、提案法では高架橋のみ単体でのモデルを用いており、2 質点モデルの連成系での固有周期と、高架橋のみ単体での固有周期に多少のずれが生じる。以上のことから、固有周期のずれにより入力地震動の固有周期成分に違いが生じ、提案法が解析結果よりも小さな値となるケースが生じたと考えられる。実際に、解析結果/提案法の比と高架橋の等価固有周期 T_{eq} の関係を整理すると、図 14 のように、提案法が危険側となったケースは、高架橋の等価固有周期 $T_{eq}=0.5\sim 1.0s$ のケースに集中しており、加速度応答スペクトルの変動の大きい周期帯と

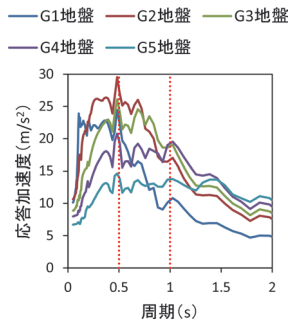


図 13 入力地震動の加速度応答スペクトル

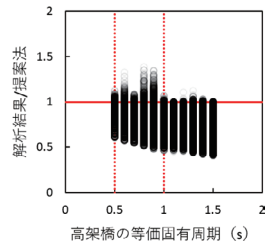


図 14 解析結果 / 提案法と高架橋の等価固有周期

一致している。上記のことから、提案法が危険側となるのは、入力地震動の性状に起因する結果と考えられ、大部分のケースでは2章で述べた高架橋への地震力の性状が再現されたものと推定される。

4. おわりに

上家および高架橋の非線形特性を考慮した解析検討により、上家と一体となった高架橋への地震力は、上家が共振する場合にも増加しないことを把握した。この結果に基づき、高架橋の設計時に与える上家反力の実用的な設定法として、上家の質量と高架橋の応答震度のみにより上家反力を算出し、従来考慮されることの多い共振に

よる増幅の加算を不要とする方法を提案した。そして、提案した方法により、高架橋への地震力を、解析結果に対しては概ね安全側に評価可能（危険側となったケースが一部存在したが、入力地震動に起因する結果と推定される）であり、かつ多くの場合で従来よりも小さく評価可能であることを示した。なお、本検討は、高架橋全体系に対する地震力を対象としたものであり、上家柱脚等との接合部の設計においては、共振を考慮した地震力に対して設計する必要がある。

文 献

- 1) 山田聖治, 武居泰, 清水克将: 高架橋上旅客上家の地震応答特性と耐震設計法の提案, 鉄道総研報告, Vol.22, No.10, pp.23-28, 2008
- 2) 建設省告示第1793号: Zの数値, Rt及びAiを算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準, 1980
- 3) 2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.599-600, 2020
- 4) 鉄道総合技術研究所編集: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012
- 5) 鉄道総合技術研究所: 電車線路設備耐震設計指針・同解説, 2013
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄骨造旅客上家の耐震診断指針 付属資料3, 2021

■ 2022年4月号（特集：防災技術）の訂正

展望解説の脚注，図中，図のキャプションおよび本文中に誤りがありました。
以下のように訂正させて頂き，お詫び申し上げます。

【脚注表記】

【誤】 防災技術研究部長

【正】 防災技術研究部長（現 京都大学）

【訂正箇所①】

P.1 図2 の下の縦軸と図2 のキャプション

【誤】

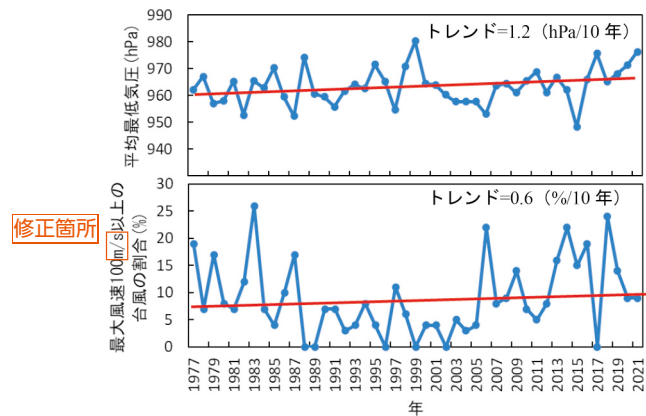


図2 各年に発生した台風の
（上）最低気圧の平均値
（下）最大風速 100m/s 以上の台風の割合
修正箇所

【正】

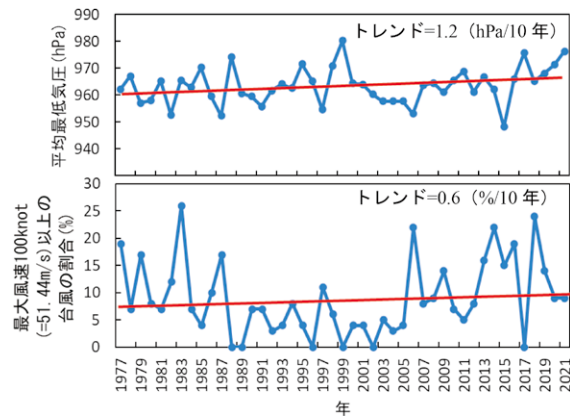


図2 各年に発生した台風の
（上）最低気圧の平均値
（下）最大風速 100knot(=51.44m/s) 以上の台風の割合

【訂正箇所②】

P.2 左段 1 行目

【誤】 100m/s を超える・・・

【正】 100knot (= 51.44m/s) を超える・・・

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

久保俊一

■編集責任者

佐々木君章 布川 修

■企画・監修

伊積康彦 沖野友洋 小川知行 野城一栄

小西武史 西本正人 布川 修 鵜飼正人

深澤紀子 間々田祥吾 陳 樺 宮地徳蔵

中川千鶴 高橋紀之 豊岡亮洋

鉄道総研報告 第36巻 第4号

2022年4月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2022 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

▶ Special Features: Disaster Prevention Technology ◀

Vol. 36 No. 4

Apr. 2022

PERSPECTIVE

- Recent Research and Development on Disaster Prevention Technology
..... N.OTA (1)

PAPERS

- Development of Estimation Method for Run-off from the Bottom of Snow at Any Point using AMeDAS Data
..... S.IIKURA, R.SATO, D.TAKAHASHI (5)
- Proposal of Snowmelt Disaster Warning Criteria Using Effective Rainfall Index that Reflects Snowmelt
..... T.TAKAYANAGI, R.SATO, O.NUNOKAWA (11)
- Effect of Change in Water Content of Soft Mudstone on Bond Strength of Rock Bolts
..... Y.NISHIKANE, T.URAKOSHI, K.SHIMAMOTO, M.IMAIZUMI (17)
- A Method to Extract Streams with Debris Flow Hazard using Sediment Volume
..... A.HASEGAWA, Y.NISHIKANE (23)
- Development of Analysis Method of Tsunami Overflow and Scouring by Soil-water Coupled Analysis Using Mesh Free Method
..... K.ABE, K.MUROTANI (31)
- Improvement in Rapidness of Earthquake Early Warning using Ocean Bottom Seismic Data
..... S.NODA, N.IWATA (39)
- Method for Resetting Operation Regulation Standards Considering Seismic Risk of Railway Facilities
..... K.SAKAI, K.WADA, A.TOYOOKA (47)
- Study on Method for Setting Seismic Force on Railway Viaduct Considering Influence of Shed
..... H.MIKI, D.ISHIKAWA, K.SHIMIZU (55)

