

斜面崩壊土砂に対する杭式防護柵の応答とその効果 Impact response and Effectiveness of Pile-type Barriers against Slope Failure Sediment

坂井攻希¹, 前田健一², 小栗快之³, 吉廣悠太⁴, 久保弦⁵, 内藤直人⁶

- 1 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・k.sakai.928@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター・maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.morii.921@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.yoshihiro.523@stn.nitech.ac.jp
- 5 (株)ライテック・kubo@raiteku.com
- 6 豊橋技術科学大学大学院・建築・都市システム学系・naito.naoto.xz@tut.jp

概 要

近年我が国では、地球温暖化により豪雨の激甚化・頻発化に伴う、斜面の崩壊土砂災害が増加傾向にある。ここで、対策工の一つである支柱を杭式として地盤に根入れさせる構造の杭式防護柵は狭隘箇所や軟弱地盤などの条件下において設置上のメリットが大きく、現在は施工性の向上を目的とした支柱のジョイント構造が提案されている。一方、崩壊土砂防護性能や効果について検証した事例は少ない。そこで、本稿では、ジョイント構造の杭式防護柵に対し、斜面上から 50m³ の崩壊土砂を流下させる実規模実験を実施し、衝撃土圧、支柱の変位、ワイヤロープの張力を計測した。本実験結果で、杭式防護柵は破壊されず土砂を捕捉したことから、その防護性能が確認された。また、杭式防護柵の土砂の捕捉を①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝突/蓄積段階に分けることで、崩壊土砂に対する応答を明確にした。

キーワード：斜面崩壊，杭式防護柵，初期衝突段階，エネルギー吸収段階，蓄積段階

1. はじめに

土砂崩れや土石流、落石をはじめとする斜面災害は人命を脅かす深刻な被害をもたらすとともに、道路網の寸断等により地域経済に悪影響を及ぼしている。一方で、わが国では国土の約 7 割を山林が占め、斜面災害リスクが高い。また、近年の気候変動に伴う集中豪雨等の災害の激甚化・頻発化により、外力や災害発生箇所が増加傾向にある。以上のことから、対策工の対応可能エネルギーの拡大や施工性・維持管理性に優れた対策工の開発が求められている。

近年では頻発する集中豪雨や地震を起因とした斜面崩壊が発生することもあり、これまでに落石対策工が設置された箇所においても土砂が流出し、落石対策工が土砂を捕捉した事例がある。このことから落石対策工においても落石のみならず崩壊土砂を捕捉する効果を有することがのぞましいと考えられる。しかしながら、現時点で落石対策工の崩壊土砂の捕捉効果やメカニズムは未解明である。

ここで、崩壊土砂の対策工の一つとして杭式防護柵を挙げる。杭式防護柵は 4 本の支柱と鋼製のワイヤロープを組み合わせた構造で、High-power Earth Fence (以下 HEF) 工として落石対策工として用いられている構造物である。こ

れまでに崩壊土砂の防護対策は、コンクリート製の待受け擁壁を斜面脚部に設置する方法が多用されている。待受け擁壁は、斜面脚部の掘削が困難、あるいは地盤支持力が不足する設置箇所では、施工費が割高になる。一方で杭式防護柵は、支柱を杭式として地盤に根入れさせる防護柵であり、狭隘箇所や軟弱地盤などの条件下において設置上のメリットが大きい。しかし、崩壊土砂防護性能や効果について、過去に実物大実験により実証した事例は少ない⁽¹⁾。そこで、本研究では、杭式防護柵の崩壊土砂防護効果を確認することを目的として、実物大モデルの供試体を用いて土砂流下実験を行い、その防護効果を検証した。

2. 実験概要

本研究では、図 1 に示すように、高さ 3.3m、幅 15m の杭式防護柵を法尻から 1m の位置に設置した。高さ 29m、傾斜角 50° の斜面において、土砂流下装置を用いて 50m³ の土砂を流下させた。図 2 に斜面を向いた時の計測機器の設置位置を示す。柵中央部の網および 2 本の支柱に対し地表面から 0.30m 間隔で土圧計を 7 個設置し流下時の土圧を計測した。また、両端の支柱とワイヤロープの接続部

に、ひずみゲージ (Strain gauges) を地表面から 0.20m 間隔で 6 個、さらに、1.2m の位置から 0.40m 間隔で 5 個設置し、張力の変化を計測した。さらに、支柱の頭部にターゲットを設置し、変位を測定した。また、流下した土砂の含水比は 26.7% である。支柱やワイヤロープに作用する土圧や張力、および支柱頭部の変位を時系列に分析することで、杭式防護柵が土砂を捕捉するメカニズムを明らかにすることが目的である。

以下グラフ中の時間軸は、支柱番号 2 に土砂が到達した時刻を 0s として同期させている。

3. 実験結果と考察

3.1 土砂の斜面流下流速

図 3 に示すように、土砂が斜面を流下する流速について、法尻からの斜面長さ 10m から 35m まで 5m 間隔で流速を算出した。ただし、5m より法尻に近い斜面は杭式防護柵で隠れるため計測不可であった。撮影は斜面正面に設置した高速度カメラ (250fps) を用い、PIV (Particle Image Velocimetry) 解析により速度算出した。

結果として、流下速度のピークは法尻に近づくにつれて時間的に遅れ、ピーク後の減少タイミングも遅れる傾向が見られた。計測位置 30m では、流速データに乱れが見られ、正確な値は得られなかった。10m および 15m 地点では、流速が急減している時間帯が見られるが、これは杭式防護柵への衝突後に土砂が跳ね上がった影響によるものとする。

最大流速の傾向を見ると、20m 地点までは流速が増加傾向にあったが、それ以降の 15m および 10m 地点では約 15m/s でほぼ一定となっており、本実験の崩壊土砂堆積に対して、十分な流下高さを確保できていると言える。また、斜面表面の摩擦抵抗力や土砂同士の内部抵抗により加速が抑制されたと推察される。これらの流下挙動に関する詳細については、別途検討する。

3.2 ひずみゲージによるワイヤロープの張力

図 5 (a) に斜面に向かって左側に設置したひずみゲージ (以下 LS) の張力 (kN/m^2) と計測時間 (s)、(b) に斜面に向かって右側に設置したひずみゲージ (以下 RS) の張力 (kN/m^2) と計測時間 (s) の関係をそれぞれ示す。ひずみゲージは 11 本すべてのワイヤロープで張力を計測しているが、本稿では、計測初期から最後まで張力を観測し続けた 1.00m 位置までを掲載した。約 4.4s 以降の一定となる張力を残留張力と定義する。

3.2.1 LS の張力

図 5 (a) より傾向として、各測点では約 0.35s で最大張力を観測し、その後は緩やかに減少した。約 1.65s で一時的な急変が観測され、その後、低張力で約 2.5s まで一定を観測した。ここまでで、0.80m および 1.00m 点では張力はかなり低い。その後各測点で、約 2.5s から張力が緩やかに



図 1 実験概要

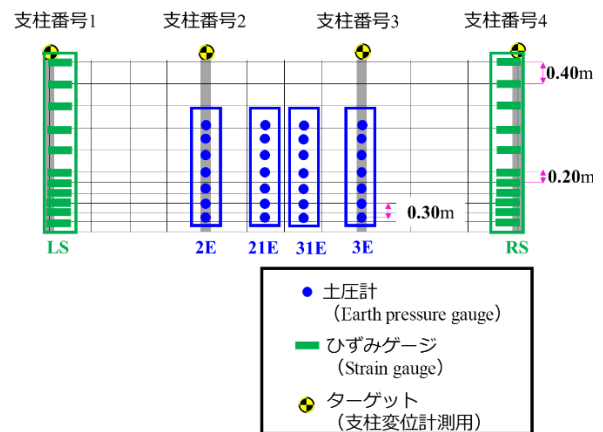


図 2 計測機器の設置位置

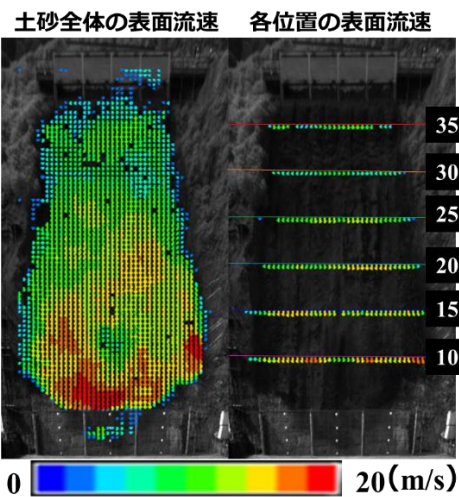


図 3 PIV 解析

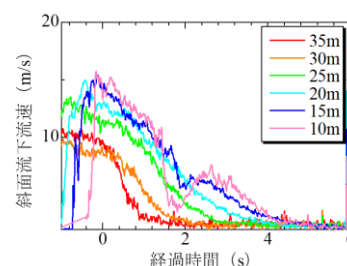


図 4 崩壊土砂の流下流速

上昇し一定傾向を示し、約 4.9s 以降の張力が安定した。下部から上部 (0.20m, 0.40m, 0.60m) にかけて、最大張力は、157.70 kN/m², 100.52 kN/m², 69.82 kN/m² である。これは、土砂衝突時の力を下部から上部までに広く分散して吸収していることが示唆される。

3.2.2 RS の張力

図 5 (b) より傾向として、RS も LS と同様に、約 0.4s で最大張力に達し、その後約 2.7s にかけて徐々に減少した。また、ここまでで 0.80m および 1.00m 点で張力はほとんど観測されていない。LS と比較して、張力の一定傾向が観測されたのが約 2.7s からの一段階だけである。さらに、4.6s 以降は安定した。

下部から上部 (0.20m, 0.40m, 0.60m) にかけて、最大張力は、125.76 kN/m², 87.92 kN/m², 40.03 kN/m² で、LS と同様に比較的高い張力が下部から上部まで分布している。これより、土砂の衝突力が下部から上部へ張力を広く発生させエネルギーを吸収していくことが明らかになった。

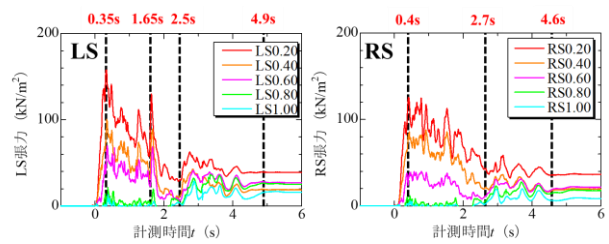
3.2.3 LS と RS の比較

左右のひずみゲージ間で波形や張力の振幅には差が見られたが、これは土砂崩壊装置による土砂の偏りや、土塊の密度や径が異なるためである。ただし、最大張力や張力の再上昇、安定化の時刻はほぼ一致しており、防護柵全体としての挙動が示された。

また、図 6 に各計測時刻の土砂の様子を示す。0.2s の土砂の様子は、防護柵に流入し始めた段階であり土砂の飛散が無く威力が全く無いように見えるが、最大張力を観測している。これは流下土砂の初期衝突による構造へのインパクトが最大であったことを示している。特に、ワイヤロープが未変形状態で瞬間的に土砂の衝撃力を受けたことで、張力が一気に上昇したのである。土砂の流れ方向は、防護柵を通過していく方向と上方向へ跳ね上がる様子が確認された。土圧の再上昇が観測された 2.5s では、図 6 (b) のように下部の網付近で土砂が通過し堆積していく様子が見られる。また、初期衝突で上方向へ跳ね上がった土砂の落下と、後続土砂が上方向へ跳ね上がる様子も確認された。つまり、図 5 (a) (b) の 2.5s と 2.7s の張力の上昇は後続土砂の衝突によるものである。4.5s 以降は流下方向への土砂供給が持続し落下土砂があるが、ワイヤロープの張力への影響が無いことが示唆される。これは、供給土砂が少ないことやワイヤロープが受ける力の方向によるものと考えられ、図 6 (c) のように防護柵を通過する土砂が確認されないことから推測される。

3.3 支柱が受ける土圧

図 7 に支柱に設置した土圧計の結果を示す。計測は地表面から 0.30m 間隔で土圧計を行ったが、1.20m 以降の測点では有効な土圧が観測されなかったため、本節では掲載しない。なお、約 4.2s 以降のほぼ一定となっている土圧を残留土圧と定義する。残留土圧は 0.30m, 0.60m, 0.90m の



(a) LS の張力 (b) RS の張力

図 5 ワイヤロープの張力

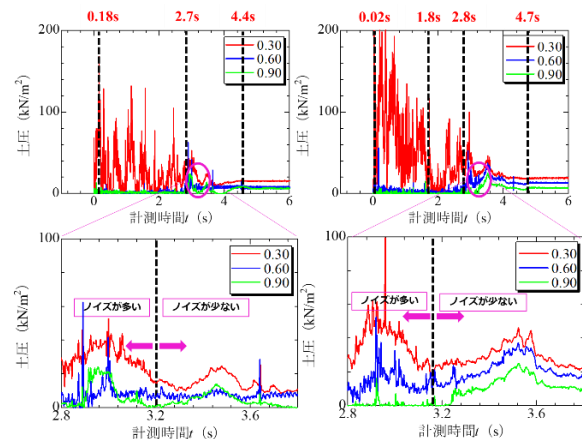


(a) 0.35s の土砂の様子 (b) 2.5s の土砂の様子



(c) 4.5s の土砂の様子

図 6 各時刻の土砂の様子



(a) 2D の土圧 (b) 3D の土圧

図 7 支柱が受ける土圧

計測位置で、2D : 約 15 kN/m², 約 8 kN/m², 約 6 kN/m², 3D : 約 19 kN/m², 約 13 kN/m², 約 7 kN/m² を示した。

3.3.1 2D 支柱の土圧応答

2D 支柱では、約 0.18s で最大土圧を観測し、その後約 2.7s まで波形伴う変動が続いた。2.7s からの緩やかな増減のうち、4.4s 以降の土圧は安定した。0.30m 点においては、波形の乱れは約 3.2s まで継続しており、これはこの時刻までは土砂が静止状態に無く、後続土砂によって柵内の先着土砂も流動している可能性を示している。3.2s 以降は堆積土砂に起因する安定した圧力と判断される。

3.3.2 3D 支柱の土圧応答

3D 支柱では、約 0.02s という非常に早い時点で最大土圧を記録した。だが、0.02s の写真をみてわかるように、0.02s では杭式防護柵に衝突する土砂は少ない。したがって、0.02s のときの最大土圧は飛散した礫や土砂による一時的な衝突によるものと考えられる。その後は約 1.8s まで比較的高い土圧が持続した。これにより、2D 支柱よりも早期かつ持続的に高荷重が作用していたことがわかる。約 2.8s で緩やかに土圧が上昇し、4.7s 以降は安定した。

また、2D と同様に 0.30m 点では約 3.2s まで乱れが多いが、それ以降では乱れはない。これは捕捉された土砂の流動が収まり安定した土圧が観測されていると判断できる。

3.3.3 2D 支柱と 3D 支柱の比較

最大土圧の発現時刻は、3D が 2D よりも早く、より瞬発的な衝撃を受けていた。なお、両支柱とも、土圧が再上昇して安定化する時刻は共通しており、これは土砂堆積による静的荷重への移行を示している。高さ方向の残留土圧が漸減していることも共通しており、防護柵全体としての支柱の挙動を把握できた。

3.4 中央の網に設置した土圧

図 8 に中央部の網に設置した土圧計の結果を示す。1.20m 以降の測点では残留土圧がほぼ観測されなかったためそれらは分析対象外とする。また、0.30m 位置の土圧計は不調でデータ取得ができなかった。約 4.4s 以降の安定した土圧を残留土圧と定義する。残留土圧は 0.30m, 0.60m, 0.90m の計測位置で、231D : - kN/m², 約 12 kN/m², 約 8 kN/m², 232D : 約 15 kN/m², 約 8 kN/m², 約 6 kN/m² である。

3.4.1 231D の土圧

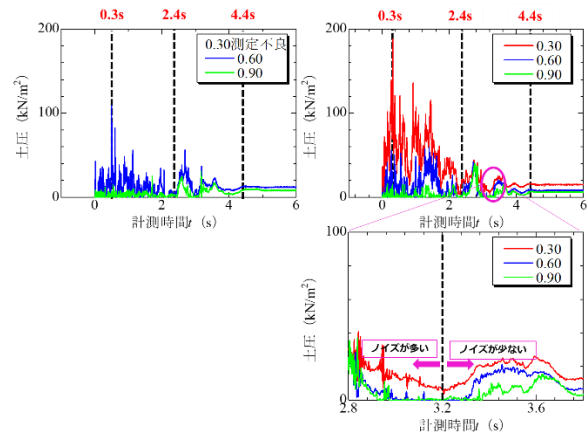
231D では、0.60m 点において、約 0.3s で最大土圧を観測し、2.4s まで波形を繰返しながら減少した。その後、緩やかに再増加・減少を経て、4.4s 以降で安定した。土圧が再増加した際の最大土圧は、0.60m, 0.90m 位置でそれぞれ、56.1 kN/m²/s, 23.7 kN/m²/s 計測した。

3.4.2 232D の土圧

232D では、0.30m 点において約 0.30s で最大土圧を観測した。以降、各測点で約 2.4s から土圧が緩やかに再上昇し低下する傾向を見せ、4.4s 以降で安定した。同様に約 3.2s までグラフの乱れが確認され、この時刻までは土砂が静止状態になく、後続土砂によって柵内の先着土砂も流動している可能性を示している。

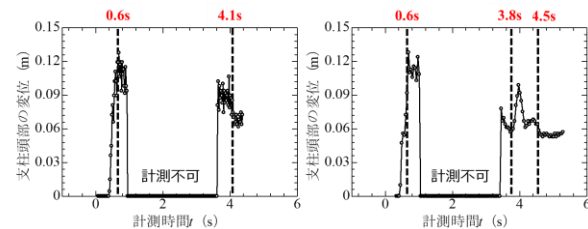
3.4.3 中央部土圧の特徴

支柱と同様に、中央部の網でも最大土圧は 0.3s 前後に観測しており、その後、数秒間の動的変化を経て静的状態に落ち着くパターンが見られた。ただし、支柱よりも 0.60m



(a) 231D の土圧 (b) 232D の土圧

図 8 中央部の網の土圧



(a) 2D 支柱頭部変位 (b) 3D 支柱頭部変位

図 9 支柱の頭部変位

および 0.90m 測点での土圧が大きく、これは剛性の高い支柱よりも、柔軟性を持つ金網部において土圧が局所的に集中する可能性を示している。一見、網は力を逃す構造のために支柱よりも土圧が小さくなると予想されるが、以下の二つの理由により、実際には網に対して土砂の影響が強く現れたと考えられる。①主流の直撃：中央部の金網は構造物の正面に位置しており、流下土砂の主流が集中して衝突した。②動的な受け止め：柔軟な構造である網がたわむことで、一時的に土砂を受け止めるような挙動となり、局所的に高い圧力を観測した可能性がある。

また、土圧としては、測点高さが低いほど値が大きく、高さが上がるにつれて減少する傾向が両部位ともに見られ、これは土砂の主な衝突・堆積が斜面下部から先行して進行したことを示唆している。支柱と中央部の網で残留土圧に大きな差がみられなかった点から、両部位とも最終的には類似した静的荷重を保持しているが、初期衝突から残留土圧観測時刻までに、土砂による衝撃力に対する応答の広がり方、負荷の分布特性には土砂性状に起因する差異が発現するといえる。

3.5 支柱頭部の変位

図 9 に支柱頭部の変位計測結果、図 10 にそれぞれの最大変位の様子を示す。約 1.0s～約 3.6s 間は土砂がターゲットを覆ったため、データ取得が困難となった。

両方の支柱で 0.6s に最大変位約 0.13m を観測した。変

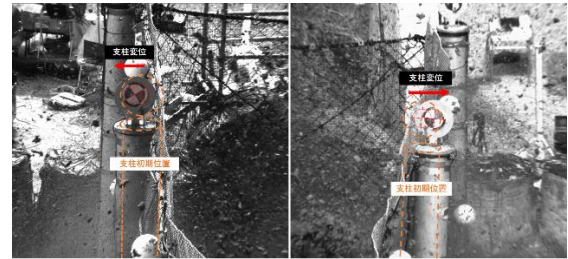
位は減少し、残留変位は、2D では 0.04m、3D では 0.07m が確認された。なお、3D においては、3.4s~3.6s の間で変位の減少がみられ、その後再上昇した。張力や土圧の再上昇が確認された後、緩やかに減少し、最終的に残留変位に至っている。この挙動は、堆積した土砂によって構造が一時的に押し上げられた後、土砂流が停止し、構造全体が弾性的に戻るような挙動を反映していると考えられる。

左右の支柱の最大変位がほぼ同時刻で観測されたことから、杭式防護柵全体が斜面からの土砂流に対して一体的に応答していることが読み取れる。また、3D 支柱の残留変位がやや大きいことから、支柱の位置や局所的な土圧の違いにより力の受け方に若干の差が生じている可能性がある。特に、支柱頭部の最大変位はワイヤロープの最大張力観測時刻後に発現しているため、支柱頭部変位はワイヤロープの張力と連動しており、土砂衝突時のエネルギーを構造全体で吸収・分散していることが示唆される。このように、支柱の変形量は防護柵の柔軟性・エネルギー吸収性を評価する上で重要な指標である。

4. 土砂捕捉メカニズム

杭式防護柵が土砂を捕捉するメカニズムについて考えていく。図 8 に示すように支柱の応答で土砂捕捉メカニズムを①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝撃荷/エネルギー吸収段階に分けた。段階分けは構造の応答に重きを置いた。以下に各段階について整理した。

- 1) 初期衝突段階 (0.0~0.4s) : 支柱変位が発現した時刻が 0.4s であり、防護柵が変形する直前と考えこの時間帯とした。この段階では、土砂が杭式防護柵に最初に衝突し、ワイヤロープや支柱に瞬間的に大きな力が作用する直前である。張力・土圧ともに 0.2~0.4s の範囲でピークを示しており、また、構造下部での初期衝突が支配的である。
- 2) エネルギー吸収段階 (0.4s~2.5s) : 最大張力、最大土圧の観測後であるが、比較的高い値を観測している時間帯であり、土砂の衝撃を受け止めていると推測した。土砂は引き続き流下しつつ、すでに変形した防護柵に継続的にエネルギーを与える。張力や土圧は一時的に低下あるいは変動を示し、構造が振動やたわみを伴いながらエネルギーを吸収している様子がうかがえる。
- 3) 再衝撃/蓄積段階 (2.5s~4.4s) : この段階では、張力や土圧の緩やかな上昇が観測され、比較的高い密度の高い後続土砂の再衝撃があったと推察した。3.2s 以降では土砂の堆積が進行し、防護柵に対して静的な土圧が持続的に作用した。3D で張力・土圧は 2.5s 以降に再び上昇し、この時刻における張力や土圧が対策工の左右で同様な傾向を示しているため、2D においても約 2.5s で支柱変位が再上昇すると仮定した。その後、おおよそ 4.4s 前後から安定した残留状態に移行した。この挙動は、堆積した土砂による静的な



(a) 2D の最大変位 (b) 3D の最大変位

図 10 支柱頭部の最大変位

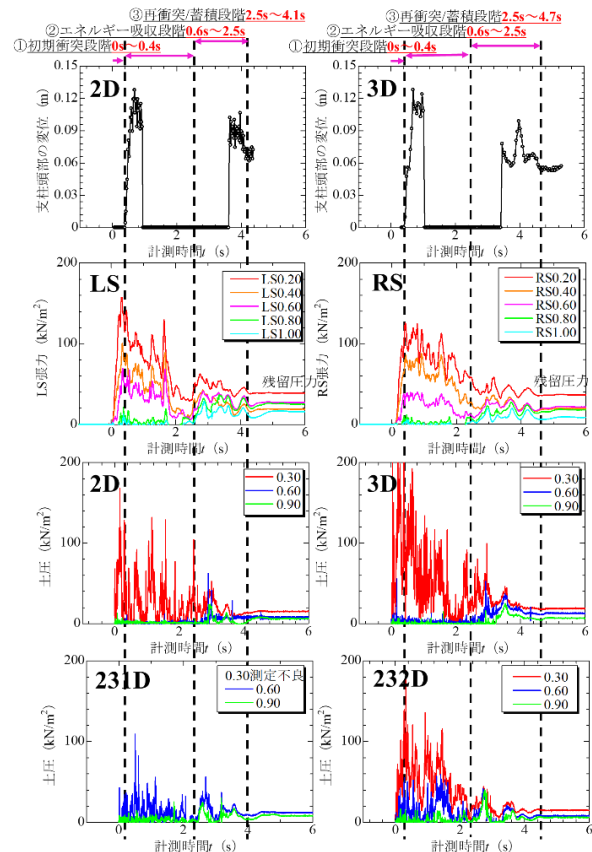


図 11 土砂を捕捉する各段階

押圧によって構造が再び変形し、最終的には内力と外力のつり合いの中で安定状態に至ったことを示している。

各応答指標のピークや再上昇時刻にズレが見られたが、これは杭式防護柵が外力を構造各部で段階的に受け止め、柔軟に反応していたことを示すものである。張力・土圧は土砂衝突の直接的な入力であり、最も早く反応するが、支柱の変位はそれらの力が構造的に伝達され、たわみとして現れるまでに時間を要するため、反応時刻に差異が生じるのは構造的に自然な現象である。また、再上昇のタイミングも同様に、土砂の堆積により静的荷重がまずワイヤ・網に作用し、その後に支柱が押されて変位が再び増加したと解釈され、これは杭式防護柵が外力に対して段階的な吸収

メカニズムを備えていることの裏付けであることが示唆される。

5. まとめ

本研究では、杭式防護柵の崩壊土砂に対する応答および補足性能を明らかにするため、実規模の土砂流下実験を実施し、張力・土圧・支柱変位の時刻歴応答を分析した。

成果は以下の通りである：

- 1) 斜面中腹以下では最大流速の顕著な増加がみられず、崩壊土砂体積に対して十分な流下高さを確保できていたと判断され、実験条件の妥当性が確認された。
- 2) 張力および土圧は約 0.2~0.3s で最大値を示し、とくに構造下部に強い衝撃が加わったことが確認された。
- 3) 支柱頭部の最大変位は 0.6s に観測され、杭式防護柵は動的荷重に対して一定の変形を伴いながらも機能を維持した。

- 4) 応答挙動を①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝突/蓄積段階に分類することで、時間的に変化する防護機能の全体像を明確化した。
- 5) 同一高さの測点では、中央部の金網が支柱よりも高い土圧を観測しており、これは土砂の主流が網部に集中しやすく、局所的に高い圧力が作用したことを示している。

これらの結果から、杭式防護柵は動的衝撃にたえながらも柔軟にエネルギーを吸収・分散し、最終的に土圧を安定的に捕捉・保持できる構造であることが実証された。今後は、本実験結果をもとに構造設計手法への反映や、異なる条件下での実験を通じた性能の一般化をすすめることが課題である。

参 考 文 献

- 1) 田島与典，前川幸次，難波正和，横田哲也：実物大モデルを用いた杭式防護柵の崩壊土砂衝撃載荷実験，土木学会第 67 回年次学術講演会（2002 年年 9 月）

高標高山岳道路斜面における落石・崩壊特性の検討事例
A Case Study on Characteristics of Rockfalls and Collapses on Slopes along
High-Altitude Mountain Road

津田普輝¹，居川信之²，沢田和秀³

- 1 (株)エイト日本技術開発・地質防災事業部・tsuda-hi@ej-hds.co.jp
- 2 (株)エイト日本技術開発中部支社・日本自動車道(株)
- 3 岐阜大学・インフラマネジメント技術研究センター

概 要

降雪が多く植生の乏しい高標高山岳道路における落石・崩壊の発生特性について、道路管理記録（災害記録）を用いて分析を行った結果について報告する。対象とした路線は、岐阜県-滋賀県境に位置する一般自動車道伊吹山ドライブウェイである。同路線を含む伊吹山一帯では近年、厳しい気象条件に加えシカの食害による斜面の裸地化に起因する土砂災害が頻発しており、登山道の閉鎖、景観の悪化、下方集落や農業施設への土砂流入の頻発等、深刻な社会問題となっている。本研究では、同路線沿いの斜面で発生した落石・崩壊について、発生箇所の地形特性、降雨・降雪による経年的な地形変化、野生動物の直接・間接的な影響等、複合的な要因を踏まえて分析し、その特性について考察した。

キーワード：山岳道路，落石，地形変化，野生動物

1. はじめに

日本は、国土の約75%を山地・丘陵地が占めており、地質、地形等の条件が素因となり、発生する土砂災害が多い。中でも斜面災害の一種である落石は、局所的・突発的に発生する災害であり、山岳道路では主要な災害である。しかし、発生形態や発生原因が多岐にわたり、路線全体に対策を講じることは難しい。適切な対策を講じるためには、落石・崩壊の特性を把握する必要がある。

本報告では、岐阜県-滋賀県境に位置する一般自動車道伊吹山ドライブウェイを対象に、2007年～2023年の17年間の管理記録を用いて落石データに関する検討を実施した。

伊吹山ドライブウェイは、総延長約17kmで、最高地点と最低地点の標高差は約1000mである。また、ほぼ全線で切土・盛土のり面や急峻な自然斜面が連続する傾斜の厳しい山岳道路である。当路線が存在する伊吹山は周辺の山々と比較して標高が高く、特に冬季には若狭湾からの季節風の影響を受けるために、毎年5mを超える積雪量を記録する豪雪地帯である。そのため、11月中旬～4月中旬は通行止めとなる。また、道路高標高部に隣接する斜面では2019年以降ガリー浸食や裸地化が深刻化している。

2. 道路管理記録

本事例で用いた落石データは、道路管理者が日常パトロールにおいて記録した落石発生状況のデータを使用する。日常パトロールの際の記録項目は発見日時、天候、落石が観測された距離(km)、落石の種類(1～6種)、推定される落石原因の5要素である。本データにおける落石とは、落石現象そのものではなく、道路上で確認された落下後の岩塊を指す。そのため、落石原因も推定とされており、①動物による(と推察される)もの②降雨によるもの③その他に分類されて記録されている。しかし、③その他のサンプル数は他と比較しても少なく、原因もあいまいであることから、本事例では使用しないこととした。確認された落石の種類は、以下の寸法に従い、発見した管理者により分類されている。¹⁾

- 1種：こぶし大1～2個(10cm×10cm×10cm未満)
- 2種：こぶし大3個以上(20cm×20cm×20cm未満)
- 3種：人頭大(30cm×30cm×30cm未満)
- 4種：人頭大より大きいもの(40cm×40cm×40cm未満)
- 5種：一人で動かせない(50cm×50cm×50cm未満)
- 6種：岩盤崩落

2.1 落石発生個数の推移

落石発生個数の推移と開通期間の累積降水量(4月～11月の期間)の関係を図1に示す。グラフ内の累積降水量は付近にある関ヶ原観測所のデータを使用した。落石発生個数においては、2016年以降落石発生個数は右肩上がりに増加しているものの降水量との関係は見られなかった。



図1 落石発生個数と降水量の関係

2.2 原因別落石発生個数

推定される落石原因別落石発生個数を図2に示す。図2は、推定される落石原因毎に落石の種別で集計した結果である。2016年は落石原因の記録がなかったため、原因別の分析では使用しない。

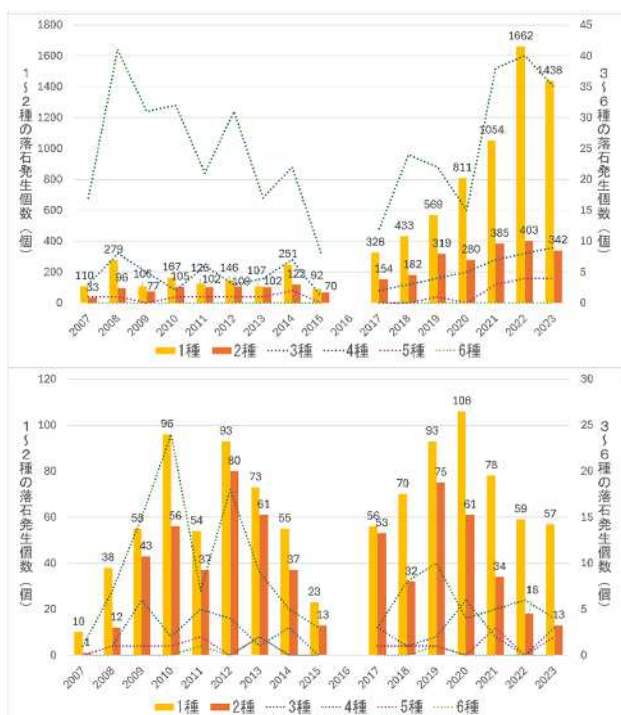


図2 (上) 動物による落石発生個数,
(下) 雨風による落石発生個数

動物の移動による落石は1～5種で増加傾向にあり、特に近年傾向が顕著である一方、雨風の影響による落石発生個数には大きな変化はなかった。むしろ1種～3種では減少傾向が見られた。これらより、近年の落石増加の原因は

動物の移動による影響が大きいと考えられる。この背景としては、動物の食害により地表面の植生が減少することで裸地化し、雨水が地表に到達しやすくなっている。それに伴い、豪雨による土砂流出や浸食等の影響を強く受けて、斜面が不安定化していると考えられる。また、動物による斜面の踏み荒らしも要素の一つとして考えられる。裸地化が進行することで現在は落石のみが顕著に増加傾向にあるが、斜面の崩壊等も増加する危険性も考えられる。しかし、動物の移動によるものと推定されるものは、他の原因が発見できなかった場合の落石も含まれており、誘因が動物の移動だけでは断定できない。可能性として、雨風と動物の移動の2つの事象が重なり発生しているなど、複合的な事象により落石が発生していることも考えられる。

2.3 落石発生時期

落石の発生しやすい時期を調べるために、月ごとの集計を行った結果を図3に示す。2007～2018年の発生個数の少ない時期データは、それぞれの月の年平均と、落石の発生数が1000個を超えた2019年からのデータは単年のものを使用する。

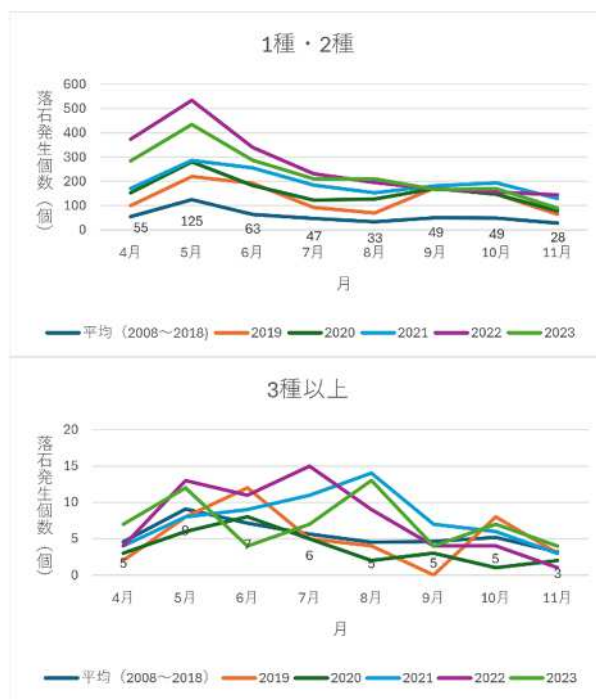


図3 (上) 1種・2種の落石発生個数の月別推移
(下) 3種～6種の落石発生個数の月別推移

図より1種と2種の落石発生個数としては、ほとんどの年で5月が最も多く発生しており、次に6月や4月が多く観測されていた。例年開通時期は4月中旬であり、落石の管理記録は営業開始予定日の5日前頃から実施している。また、4月上旬には浮石点検も実施しており、落石に繋がる可能性のある浮石は開通前に除去している。仮に浮石点検を実施しなければ、実際には記録以上に多くの落石が発生していたと言える。春先の落石が多いことより、融雪の

影響や融雪により斜面が不安定化している場所にてシカが活動を再開することが大きく影響を与えていると考えられる。その他の時期では、梅雨の時期や台風の時期でも確認される落石個数は横這いに推移しており、特徴は見られなかった。

2.4 斜面区分別落石発生個数

落石発生源となる道路に隣接する斜面の等高線・流路・尾根及び谷地形を図4に、図4の情報を基に斜面区分を行った地形図を図5に示す。この区分に沿い、集計した落石発生個数を図6に示す。この結果から高標高部ほど落石が増加する傾向にあることが分かった。特に3種以上の落石

において顕著にその傾向がみられた。伊吹山高標高部は、シカが多く生息する区域であり、斜面の裸地化被害も受けている箇所である。また、地質面からも伊吹山高標高部では砂岩泥岩互層から玄武岩・石灰岩と急崖をつくりやすい地質に変化していることも影響していると考えられる。

図6内の「矢印」は崩壊・崩落の件数を示す。崩壊・崩落の発生した区間では落石も多く観測されており、落石の発生する頻度の高い斜面においては斜面崩壊も相対的に多く発生傾向にあると言える。崩壊・崩落の発生時期に一貫性はないため、地形や斜面方向が大きく影響している可能性が考えられる。

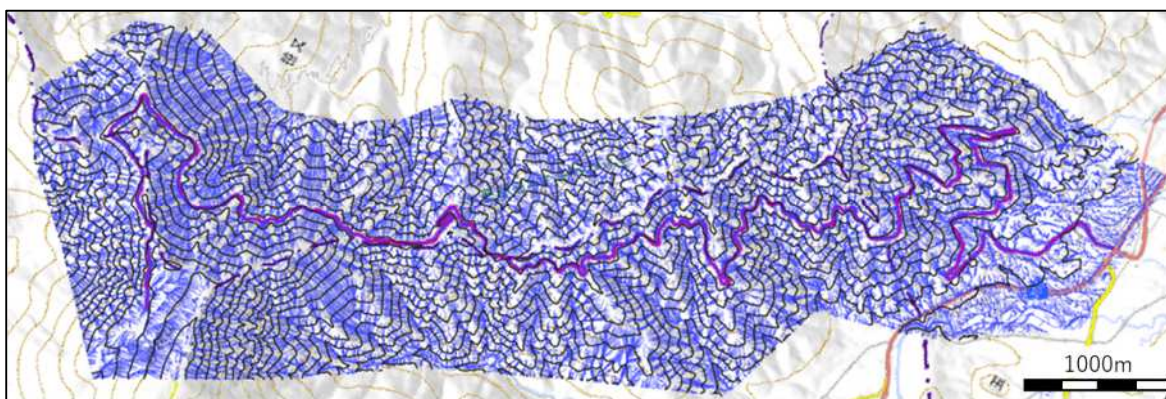


図4 対象路線の地形要素図



図5 斜面区分

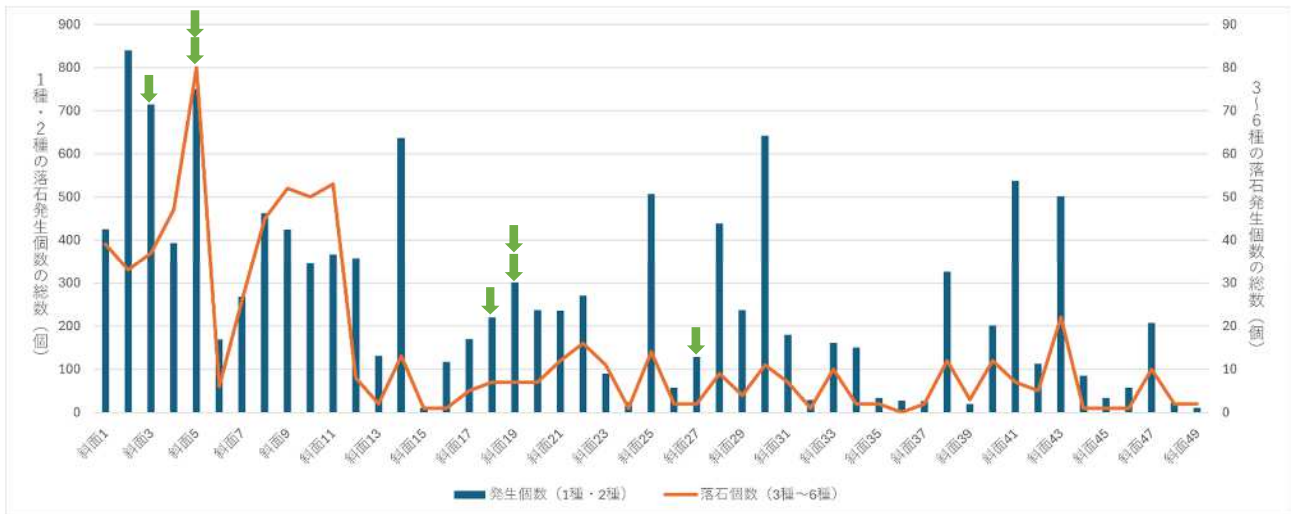


図6 斜面区別落石・崩壊発生状況（2007年～2023年）

2.5 重回帰分析

落石の発生個数及び落石の種類には、どの要素がどの程度影響を及ぼしているのかを確認するため、重回帰分析を行った。表1は、管理記録より落石の種類(大きさ)を目的変数にし、距離(起点～終点)・傾斜・標高・地質(砂岩泥岩互層、石灰岩、玄武岩)・推定される落石原因・降水量の6要素を説明変数として重回帰分析を行った結果を示す。地質や落石原因はダミー変数を使用し、0または1の数値で表現した。表中のBは回帰係数、βは標準化偏回帰係数であり、P値<0.05を有意水準とした。

重回帰分析の結果、決定係数は $R^2=0.0611$ であり、用いた要素では落石発生個数の変動の約6.11%しか説明できなかった。しかし、個別の変数では「傾斜」は負の有意な影響を示しており、傾斜が急なほど比較的小さい落石が発生する傾向が示された。また、「砂岩泥岩互層」も落石の大きさに対して負の有意な影響を示しており、この地質条件下では小規模な落石が多く発生することが示唆された。

次に1日の落石発生個数を目的変数にし、推定される落石原因・降水量を説明変数として重回帰分析を行った結果を表2に示す。

重回帰分析の結果、決定係数は $R^2=0.1249$ であり、用いた要素では落石発生個数の変動の約12.5%しか説明できなかった。しかし、個別の変数では落石原因の「動物の移動によるもの」は落石発生個数に正の有意な影響を与えており、動物の移動が落石の重要な原因となっていることが示された。また、降水量関連の変数では、「24時間降水量の合計」と「10分間降水量の最大値」が落石発生個数に正の有意な影響を示しており、総降水量と短時間の集中的な降雨が落石発生を促進する要因となっていることが明らかになった。一方で、「1時間降水量の最大値」は負の有意な影響を示しており、これは他の降水量変数との相互関係によるものと考えられる。しかし、「雨風によるもの」は統計的に有意な影響を示さなかった。このことから伊吹

山での落石は複合的な要素から発生していると考えられる。

今回の重回帰分析の結果においては、対策の有無を要素として入れなかったが、落石の発生頻度の高い箇所は既に対策が実施されているため、対策工の有無を考慮する必要があった。また、斜面の傾斜や地質は要素に含んだものの、落石の運動エネルギーを減衰させる植生を考慮することでより決定係数を向上させることができるのではないかと考える。

表1 落石の種類(大きさ)の重回帰分析結果

	落石の種類(n=13658)			
	B	β	t	P値
切片	2.109	-	23.970	0.0000
距離 (km)	-0.030	-0.206	-1.400	0.161
傾斜	-0.005	-0.046	-5.170	0.0000
標高 (m)	0.0003	0.107	0.777	0.436
砂岩泥岩互層	-0.379	-0.288	-13.644	0.0000
石灰岩	0.011	0.007	0.6878	0.491
玄武岩	0.0000	0.0000	65535.00	#NUM!
動物の移動	-0.22	-0.138	-13.280	#NUM!
雨風	0.0000	0.0000	65535.00	#NUM!
その他	-0.003	-0.001	-0.110	#NUM!
24時間降水量の合計 (mm)	0.0003	0.008	0.538	0.590
1時間降水量の最大値 (mm)	0.002	0.016	0.630	0.528
10分間降水量の最大値 (mm)	-0.010	-0.034	-1.723	0.084
R^2	0.0611			

表2 日発生個数の重回帰分析結果

	落石発生個数(n=2815)			
	B	β	t	P値
切片	3.479	-	11.098	4.83E-28
動物の移動	1.385	0.126	4.268	2.03E-05
雨風	0.379	0.029	0.966	0.334
その他	0	0	65535	#NUM!
24時間降水量の合計 (mm)	0.048	0.189	5.273	#NUM!
1時間降水量の最大値 (mm)	-0.155	-0.195	-3.534	0.0004
10分間降水量の最大値 (mm)	0.305	0.151	3.733	0.0002
R ²	0.1249			

3. 対象道路における斜面不安定化のメカニズム

対象道路内では、斜面が不安定化している地点にて、特に落石が多発している状況が確認された。伊吹山の斜面が不安定化する要因として、まず石灰岩の露頭が見られ、風化や浸食を受けやすい地質である点や降雨による地表部の浸食、シカによる踏み荒らしや動物による食害等の影響が挙げられる。しかし、2章の落石発生個数の月別推移より、梅雨や台風による降水量が多い時期よりも、春先の落石の方が多く発生していることが明らかになった。このことから、斜面の不安定化に特に大きな影響を与えている要素は、積雪の影響であると推察される。

融雪は積雪の表層が融けることにより水分が積雪内部に浸透し、積雪の底面から融雪水として流出される現象である。この過程で、長期間にわたって地中に水分が供給され続けることになる。地下に浸透した融雪水は、春先に大量に供給されることで斜面を不安定化させる要因となる。伊吹山は豪雪地帯であるため、この事象の影響を強く受けていると推測される。また、積雪による荷重影響も大きい。その結果、ガリー浸食や斜面崩壊といった斜面災害に繋がっている可能性が高いと判断できる。

4. 今後の課題

本検討事例においては、管理者が収集している管理記録より集計を行い、傾向を分析した。その結果、落石の大きさ・落石の発生個数に関して一部傾向や設定した要素との関係性がみられた。しかし、対策工の有無を考慮せずに検討を実施したために得られた傾向は、十分であるとは言えない。今後は対策工の進捗と落石発生数の変遷を検討する必要があると考える。また、伊吹山の落石・浸食の重要な原因の一つとして融雪による浸食の可能性が落石の発生時期や、浸食の進行している斜面の場所より考えられる。そのため、伊吹山9合目にある駐車場での雪尺の測定や斜面への積雪計の設置により、冬季の積雪量の計測、地中温

度の変化の観察等も検討していきたい。

謝辞

各種データを提供していただいた日本自動車道(株)(伊吹山ドライブウェイ)に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 居川信之・斎藤正朗・中川遼也：山岳道路における落石発生に関する要素分析と防止対策の検討，全地連「技術フォーラム2015」名古屋，2015.

静的・衝撃載荷時における落石防護土堤の耐力のスケール効果及び相似則に関する検討
Study on scale effects and similarity laws of rockfall protection soil embankments
under static and impact loading

吉廣悠太¹，前田健一²，小栗快之³，芦田梨沙子⁴，中村拓郎⁵，鈴木健太郎⁶，内藤直人⁷，瓦井智貴⁸

- 1 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.yoshihiro.523@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター・maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.oguri.893@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・社会工学科・環境都市分野・r.ashida.467@stn.nitech.ac.jp
- 5 土木研究所寒地土木研究所・nakamura-t@ceri.go.jp
- 6 構研エンジニアリング・suzu@koken-e.co.jp
- 7 豊橋技術科学大学大学院助教・建築・都市システム学系・naito.naoto.xz@tut.jp
- 8 室蘭工業大学大学院助教・工学研究科・もの創造系領域・kawarai@muroran-it.ac.jp

概 要

近年我が国は自然災害の激甚化による落石被害の拡大が懸念されている。落石対策工の一つである落石防護土堤は、現地発生土で施工できるため、経済性、施工性、維持管理性に非常に優れる。しかし、土堤のスケール効果や相似則が未解明であるため、縮小模型実験による照査法は確立されていない。本研究は、初めにスケール効果に関する基礎的知見を得る目的で、現地発生土を想定した材料で構築された複数スケールの縮小模型を対象に静的載荷実験を実施した。その結果、スケール毎に土堤の変形特性が異なること、模型スケールが小さいほど貫入抵抗は相対的に大きく、変状範囲も大きくなることが分かった。その後、振り子運動による衝撃載荷実験を実施した結果、静的載荷と同様に貫入抵抗の増加が見られ、異なる模型スケールで貫入量に対する仕事量が相対的に同じであれば、同程度の変状が発生することが分かった。

キーワード：落石，落石防護土堤，スケール効果，静的載荷実験，衝撃載荷実験

1. はじめに

我が国では、急崖に近接する海岸線や山岳地帯にも多くの道路や鉄道などの交通網が整備されており、これらの社会インフラは人々の生活や物流の確保に必要不可欠である。しかし近年、集中豪雨や大地震など自然災害の激甚化に伴い、大規模な落石災害の発生リスクが高まっており、社会インフラや人々への被害が懸念されている。これらの被害を最小限に抑えるため、合理的な落石対策の実施が求められている。

落石対策工の一つである落石防護土堤（以下、土堤と示す）は、土のみで構成されるため、経済性や施工性、維持管理性に優れた落石対策工である。我が国において土堤の設計は、落石対策便覧等¹⁾を参考に行われているが、土堤耐力及び落石のかけ上がりや飛び越しに対する捕捉性能等の具体的な照査法は確立されていない。

そこで、土堤の照査方法の一つとして縮小模型を用いた実験による照査法（以下、模型照査法と示す）を挙げる。実規模模型実験は時間と費用がかかるため、より低

コストで実施可能な縮小模型実験を用いることで、スケールアップした土堤の耐力や捕捉性能等の定量的評価が可能となる。模型照査法確立のためには、土堤における相似則を解明し、適切なスケールアップ手法が求められるが、縮小模型を用いる際はスケール効果（寸法効果）を考慮する必要がある。例えば、既往研究²⁾にて砂材料で構築した土堤の静的載荷実験では、模型スケールが小さいほど貫入抵抗が相対的に大きくなるスケール効果が確認されている。

本研究は、現地発生土を想定した土砂材料のスケール効果及び相似則の解明に向け、実規模土堤（土堤高さ2.0m）の1/2，1/4，1/16スケールを想定した中型土堤、小型土堤、超小型土堤の縮小模型を対象に、シンプルな載荷条件である静的載荷実験と、実際の落石現象のような衝撃荷重が作用する載荷条件である振り子式重錘衝突実験（以下、衝撃載荷実験と示す）を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究では、実規模土堤の1/2, 1/4, 1/16スケールを想定した中型土堤（土堤高さ1.0m）、小型土堤（土堤高さ0.5m）、超小型土堤（土堤高さ0.125m）を対象に、多面体重錘（EOTA³型重錘）による静的・衝撃载荷実験を実施した。表1に実験ケース一覧と重錘諸元、表2に物性値一覧を示す。表1のケース名について、第1項目は実規模土堤に対する模型の大きさを示し、Mが中型土堤、Sが小型土堤、USが超小型土堤を示す。また、第2項目は载荷条件を示し、Sが静的载荷（Static Loading）、Iが衝撃载荷（Impact loading）を示す。なお、衝撃载荷実験の落下高さは模型スケールに応じて幾何学的に相似させたが、小型土堤では重錘質量と落下高さを変えたケースも実施しており、小型土堤のみ第3項目として、H（Heavy）とL（Light）を付記した。重錘径は土堤高さの1/2、重錘密度は落石対策便覧を参考に目標値 2.6t/m^3 に設定し、S-I-Hは他ケースの重錘密度の3倍とした。

中型土堤の土堤形状について、法面勾配は以下をもとに1:1.2に設定した。1) 落石対策便覧に記載される一般値1:1.0~1:1.5を目安とすること。2) 盛土安定計算においてすべり安全率1.2を確保可能な勾配にすることである。天端幅について、実規模土堤では1.0m以上確保されている場合が多く、実規模の1/2スケールを想定した中型土堤では0.5m以上となるが、本実験では载荷に伴う土堤表面の変状や破壊を生じやすくする目的で天端幅を0.2mに設定した。土堤高さは実規模土堤の2.0mをもとに1.0mとし、土堤延長は4.6mとした。基層部については、コンクリート基礎の上に山留材を配置して土砂を充填し、その上に土堤を構築した。試験体の構築に際して、基層部は厚さ0.3m毎に、土堤部は0.25m毎に土砂を敷均し、振動締固め機を使用して締固め度90%以上を目標に構築した。また、土堤内部の変状を可視化するために、载荷点方向に直径25mmの鋼棒を基層の深さ300mm程度まで差し込んで削孔し、そこへ着色砂を充填した。図-1の赤線で示す着色砂は、土堤中心を基準に载荷方向へ250mm間隔で9本埋設した。小型土堤の土堤形状について、土堤断面形状は中型土堤の1/2スケールに設定し、土堤延長は2.0mとした。なお、土堤構築方法は中型土堤と同様であり、着色砂は土堤中心を基準に250mm間隔で5本埋設した。超小型土堤の土堤形状について、土堤断面形状は中型模型の1/8スケールに設定し、土堤延長は0.5mとした。基層部は壁面がアクリル板で固定された実験装置内に土砂を充填し、その上に土堤を構築した。試験体の構築は、基層部は厚さ0.025m毎に、土堤部は6層に分けて土砂を敷均し、人力による締固めにより構築した。着色砂は土堤中心を基準に静载荷で3本（81mm間隔）、衝撃载荷で5本（40.5mm間隔）埋設した。

表1 実験ケース一覧及び重錘諸元

ケース名	土堤高さ (m)	重錘径 (m)	重錘質量 (kg)	落下高さ (m)	载荷速度 (m/s)
M-S	1.0	0.5	234.5	-	0.005
S-S	0.5	0.25	29.4	-	0.005
US-S	0.125	0.0625	0.450	-	0.005
M-I	1.0	0.5	234.5	4.0	8.97
S-I-L	0.5	0.25	29.4	2.0	6.29
S-I-H	0.5	0.25	87.0	3.0	7.39
US-I	0.125	0.0625	0.55	0.5	2.31

表2 材料物性値

項目	単位	試験結果
地盤材料の分類名	-	細粒分質砂質礫
分類記号	-	GFS
土粒子密度 ρ_s	g/cm^3	2.639
均等係数 U_c	-	49.3
内部摩擦角 ϕ_d	deg.	31.0
粘着力 c	kN/m^2	2.8

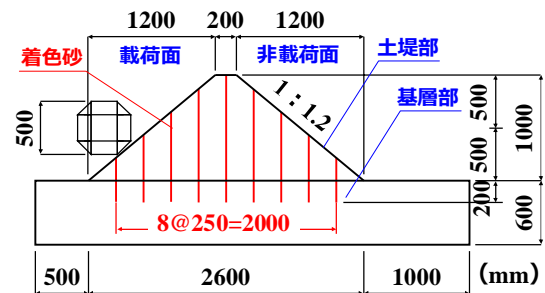


図1 静的载荷実験の概要図（中型土堤）

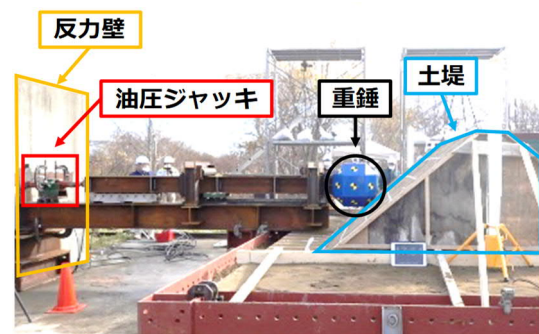


図2 実験風景写真（中型土堤）

2.2 静的载荷実験の概要

図1に実験概要図、図2に実験風景写真を示す。なお、紙面の都合上、中型土堤のみを示す。実験の実施に際して、重錘重心高さを土堤高さの1/2に一致させM-S、S-Sは重錘に接続した油圧ジャッキ、US-Sはモーターにより土堤に水平荷重を作用させた。载荷方法についてM-S及びS-Sは水平変位0.25m毎の漸増繰り返し载荷、US-Sは単調载荷とした。なお、計測項目はロードセルによる载荷荷重値、水平方向の重錘貫入量、ビデオカメラによる土堤表面変状及び土堤载荷点に埋設した着色砂による土堤断面変状である。

2.3 衝撃載荷実験の概要

図 3 に実験概要図、図 4 に実験風景写真を示す。こちらら紙面の都合上、中型土堤のみを示す。重錘をワイヤロープで吊り上げた後、振り子運動により衝突させた。振り子運動の回転中心点は載荷面側の土堤法肩と一致させており、土堤中心を通過する際に重錘重心が基層から土堤高さ半分の位置となるようワイヤロープの回転半径を設定した。計測項目は重錘の載荷面と反対の面に取り付けられた加速度計による重錘加速度と、高速度カメラ画像 (500fps) による PTV (Particle Tracking Velocimetry) 解析から求めた重錘重心の三次元座標、土堤表面及び断面変状、そして、土堤天端の水平変位と非載荷面の変状範囲を推定するためにカメラ画像 (125fps) を用いた PIV (Particle Image Velocimetry) 解析を行った。

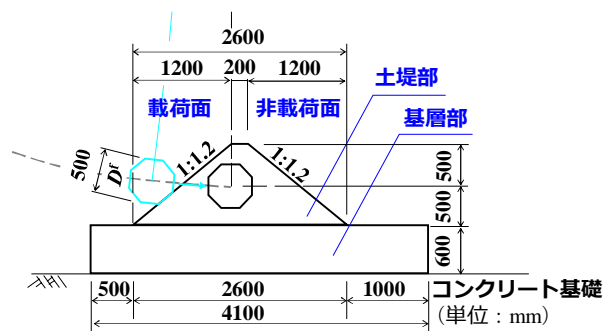


図 3 衝撃載荷実験の概要図 (中型土堤)

3. 実験結果及び考察

3.1 静的載荷実験の結果及び考察

3.1.1 荷重-貫入量関係

図 5 に、横軸に貫入量を重錘径で除した貫入比、縦軸に荷重値を重錘重量で除した無次元化荷重を取った荷重-貫入量関係を示す。ここで、荷重の無次元化に重錘重量を用いる理由として、後述する衝撃載荷実験においては、重錘の加速度と質量の積から衝撃力を算出しており、重錘質量が重要なパラメータとなる一方で、静的載荷実験においては、重錘の載荷速度が 5 mm/s と衝撃載荷実験に比べて 3 オーダーほど小さく、重錘加速度は重力加速度が支配的といえる。したがって、静的・衝撃載荷のいずれにおいても一貫した指標とするため、荷重は重錘重量により無次元化した。図 5 について、M-S を橙色、S-S を青色、US-S を桃色で示し、非載荷面に押抜きせん断ひび割れが発生した時刻を中抜三角、最大荷重時を中塗丸でプロットし、最大荷重時の値を示す。図 5 より、貫入初期のグラフの勾配に着目すると、US-S、S-S、M-S の順で大きく、荷重の最大値は M-S で 11.5、S-S で 20.6、US-S で 61.3 であり、模型スケールが小さいほど貫入抵抗は大きくなるといえる。また、最大荷重時の貫入比を比較すると、M-S で 0.59、S-S で 0.66、US-S で 0.29 であり、US-S は他のケースに比べて貫入比は約 1/2 倍であり、脆性的に破壊したことが分かる。しかし、M-S と S-S の最大荷重時の貫入比は凡そ等しいため、本実験条件では超小型土堤程度の模型スケールになるとスケール効果が顕著に表れ、脆性破壊すると考える。さらに、非載荷面に押抜きせん断ひび割れが発生する時の貫入比は、M-S で 0.79、S-S で 0.90、US-S で 0.43 であり、全ケースで最大荷重時の貫入比の約 1.3 倍となることから、最大荷重時から非載荷面に変状が現れるまでに要する貫入量は相対的に同程度となる傾向が見られる。

ここで、横軸に土堤高さ (m)、縦軸に最大荷重 (kN) の両対数軸を取った図 6 に、各ケースの最大荷重をプロ

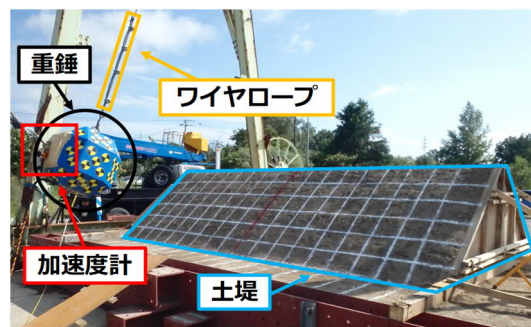


図 4 実験風景写真 (中型土堤)

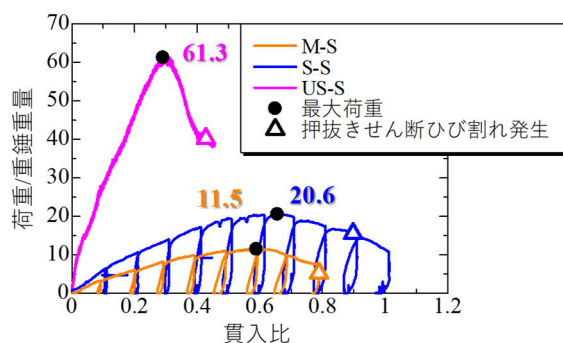


図 5 荷重-貫入量関係 (無次元化)

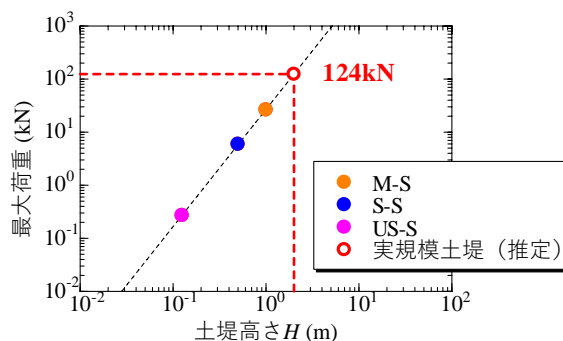


図 6 最大荷重と土堤高さの関係

ットし、近似直線を破線で示す。図 6 より、近似直線の傾きは 2.2 であり、静的載荷時の土堤耐力は土堤高さの比の 2.2 乗に比例する相似則が得られる。これより、実規模土堤 (土堤高さ 2.0m) の耐力は 124kN と推定されるが、これはスケール効果を受けた相似則であるため正

確な土堤耐力とはいえない。よって相似則の緩和が求められる。例えば、超小型土堤にて含水比や相対密度等を変化させて中型土堤に近い荷重貫入量曲線とすることで、実規模土堤の耐力推定値は大きくなり、推定精度は向上すると考える。以上より、本研究で得られた推定耐力値は下限値といえ、実規模土堤は少なくとも 124kN まで貫入抵抗を発揮するものと推察される。

3.1.2 土堤表面変状

図 7 に載荷面及び非載荷面における実験終了時の土堤表面変状の模式図を示す。図 7 について、法長を 1.00 として正規化し、0.20 四方のメッシュを描き、載荷点上のラインを赤線、重錘径分の領域を灰色で示す。まず、図 7(a)より、載荷面の土堤延長方向の変状範囲は、M-S で 1.05、S-S で 1.42、US-S で 1.63 であり、模型スケールが大きいほど変状範囲は大きいことが分かる。また、載荷痕は M-S、S-S は凡そ等しいが、US-S は小さい。次に、図 7(b)より、非載荷面の水平ひび割れの長さは、M-S で 1.87、S-S で 1.19、US-S で 2.00 であり、模型スケールとの相関は見られないが、US-S が最も大きい。加えて、非載荷面の変形・破壊挙動について、全ケースで法長方向に曲げひび割れが発生し、そのひび割れを境に押抜かれつつある土塊が左右に開く挙動が見られた。

3.1.3 土堤断面変状

図 8 に実験終了時の土堤中央断面の変状を重ね合わせた図を示す。図 8 について、土堤内部に発生した着色砂のせん断によるすべり変形や土堤断面の概形、想定すべり線、非載荷面のひび割れ発生位置をそれぞれ示す。また、各ケースのすべり線より推定される重錘貫入に抵抗した土塊部分を塗りつぶして示す。図 8 より、まず、全ケースのすべり線の始点が重錘底面で同程度の高さであることが分かる。また、すべり線の進展方向について、M-S はほぼ水平に進展して非載荷面まで到達するのに対し、S-S は土堤中央部まで俯角方向、US-S は土堤中央部まで仰角方向に進展した後、ほぼ水平に進展して非載荷面に到達している。また、図中の矢印で示す着色砂でのせん断発生位置に着目すると、M-S と US-S は重錘近傍とすべり線に見られるのに対し、S-S は重錘下部から土堤中央部まで多数発生し、最も変状範囲が大きい。ここで、図 7(a)にて US-S の載荷痕が小さい要因として、図 8 より、M-S と US-S は重錘上部に土砂が盛り上がるのに対し、US-S は土砂が盛り上がっていないためと考える。また、図 7(b)より S-S の非載荷面の変状範囲は M-S に比べて小さいが、図 5 より S-S の方が M-S よりも無次元化した最大荷重値が大きい要因として、土堤内部の変状範囲が M-S よりも大きく、重錘の貫入に抵抗する領域が広いことが考えられる。以上より、模型スケールによって土堤内部の変状範囲は変化するが、土堤表面変状と組み合わせると、概ね模型スケールが小さいほど変状範囲は大きくなるといえる。

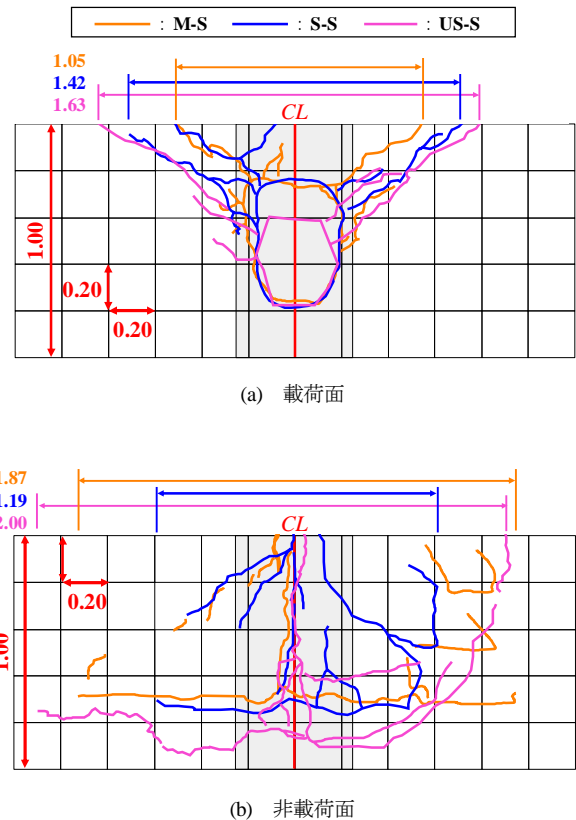


図 7 静的載荷実験終了時の土堤表面変状 (正規化)

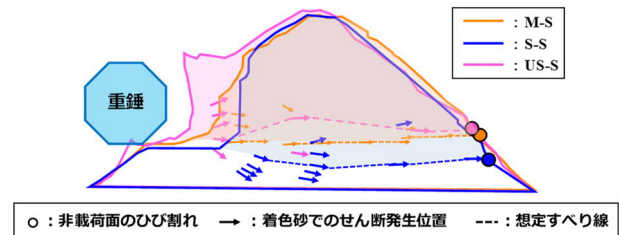


図 8 実験終了時の土堤断面変状 (正規化)

3.2 衝撃載荷実験の結果及び考察

3.2.1 重錘重心軌跡図

図 9 に載荷面側法尻を原点とした重錘重心の軌跡を、土堤高さが 1.00 となるようにして重ね合わせた図を示す。図 9 について、土堤概形を実線、最大・最小半径分のオフセットラインを破線で示す。また、M-I を橙色、S-I-L を青色、S-I-H を緑色、US-I を桃色で示し、各ケースの最大貫入時をプロットし、その時の最小オフセットラインから法面法線方向距離の値を示す。なお、US-I は重錘が土堤衝突後に跳躍してフレームアウトしたため、その直前までを示す。土堤衝突後の重錘挙動について、図 9 より、M-I と S-I-H はほぼ鉛直上方向に跳躍するのに対し、S-I-L と US-I は放物軌道を描いて跳躍する。また、各ケースの最大貫入量 (土堤高さで正規化) は M-I で 0.18、S-I-L で 0.18、S-I-H で 0.07、US-I で -0.03 である。US-I が負になる要因として、衝突時は高速度カメラ

画像より判断したが、カメラ画像の間隔 (2ms) に比べて重錘の移動量が大きく、重錘が土堤と接触する瞬間を捉えることができなかったためと考えられ、画像計測より、実際の貫入量は 5mm 程度と推定される。まず、幾何学的に相似な载荷条件のケースである M-I と S-I-L, US-I について、模型スケールが小さいほど最大貫入量は小さくなる傾向が見られる。次に、後述の通り、実験終了時の変状が同程度の M-I と S-I-H について、両ケースの最大貫入比は凡そ等しいため、模型スケールが異なる場合も重錘の貫入量が相対的に同じであれば土堤の変形・破壊挙動は概ね一致することが予想される。

3.2.2 衝撃力-貫入量関係

図 10 に、土堤衝突時から最大貫入時までの重錘衝撃力-貫入量関係を示す。図 10 について、横軸は最小オフセットラインから法面法線方向の距離 (貫入量) を重錘径で除し、縦軸は重錘衝撃力を重錘重量で除して無次元化したものである。ここで、原点を最小オフセットラインとしたが、重錘の衝突姿勢によって衝突時の貫入量が負となる場合があるため、最大オフセットラインを破線で示す。併せて、衝撃力の最大値を中抜丸でプロットして値を示す。図 10 より、M-I と S-I-H は定性的に概ね一致しており、重錘衝撃力の最大値は M-I で 15.9, S-I-H で 15.6 となり、凡そ等しい。一方、S-I-L や US-I は貫入初期の勾配が他 2 ケースに比べて大きく、重錘衝撃力の最大値も約 2 倍大きい。S-I-L と S-I-H の挙動が異なる要因として、S-I-L は後述する土堤天端変位が小さいことから、土堤が弾性変形したのに対して、S-I-H は天端変位が大きいため、衝突部周辺の圧縮変形や土塊が押抜かれるような塑性変形して重錘を受け止めたためと考える。つまり、重錘質量が軽く、衝突時の重錘エネルギーが小さい場合、土堤は弾性的な反発挙動となるため貫入抵抗は大きくなり、重錘質量が重く、衝突時の重錘エネルギーが大きい場合、土堤は圧縮変形及び重錘貫入によって押抜かれる挙動となるため貫入抵抗は小さくなると考える。一方、US-I に着目すると、US-I は貫入量が小さいため他のスケールとの比較が困難であるが、貫入初期の衝撃力の立ち上がりが他のスケールに比べて大きく、また、静的载荷実験の結果を踏まえると、幾何学的に相似な载荷条件のケースでは模型スケールが小さいほど重錘衝撃力は大きくなると推察される。

3.2.3 土堤表面変状

図 11 に载荷面及び非载荷面における実験終了時の土堤表面変状の模式図を示す。図 7 と同様にして各ケースを重ね合わせた。まず、図 11(a) より、载荷面のひび割れ分布の範囲は、M-I で 1.26, S-I-L で 0.38, S-I-H で 1.75, US-I で 0.29 となり、幾何学的に相似な载荷条件のケースでは模型スケールが小さいほどひび割れ分布は小さくなり、S-I-L と US-I は衝突痕以外に明瞭なひび割れは視認できなかった。次に、図 11(b) より、非载荷面の水

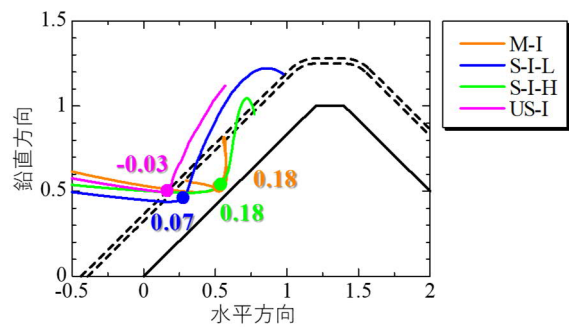


図 9 重錘重心軌跡図 (正規化)

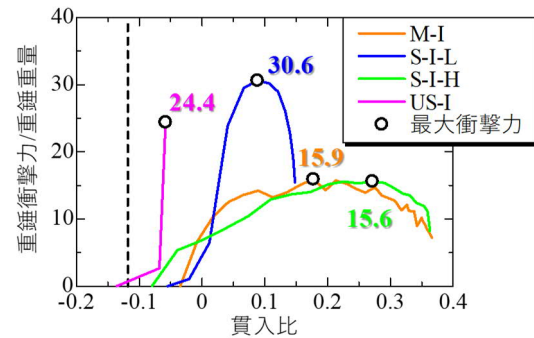


図 10 重錘衝撃力-貫入量関係 (無次元化)

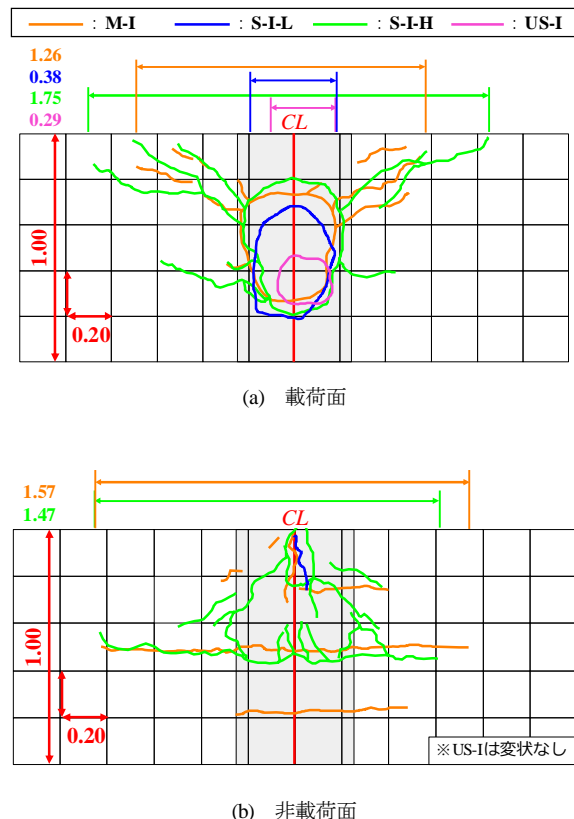


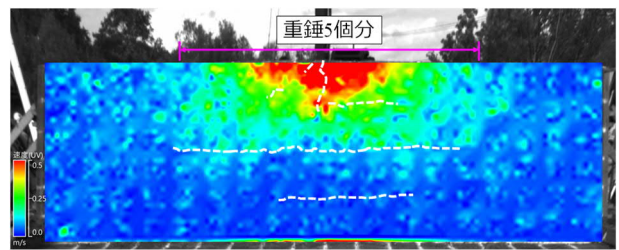
図 11 衝撃载荷実験終了時の土堤表面変状 (正規化)

平ひび割れの長さは、M-I で 1.57, S-I-H で 1.47 となり、S-I-L と US-I は水平ひび割れが確認できなかった。M-I と S-I-H について、载荷面及び非载荷面のひび割れ分布が凡そ等しいと判断したが、非载荷面の水平ひび割れは

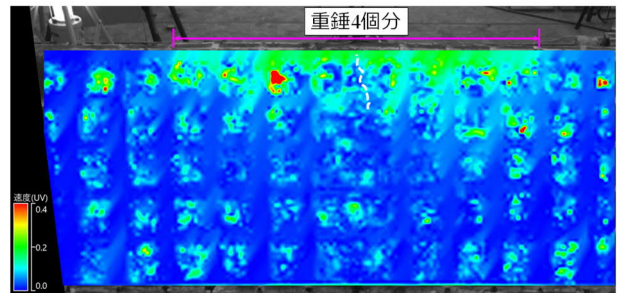
M-Iが3本確認できるのに対して、S-I-Hは中央部に1本のみしか確認できなかった。この要因として、図11のひび割れ分布は実験終了時の変状であるため、重錘衝突による土堤の影響範囲と一致するわけではない。そこで、図12にPIV解析より各ケースで非載荷面の影響範囲が最も大きいフレームにて、粒子速度の境界が明確になるようカラーコンターで表したものを示す。図12について、ひび割れを白点線で示し、影響範囲の横幅を桃色、重錘径を破線で示すとともに、影響範囲の土堤延長方向長さを重錘径の個数分で表す。なお、S-I-Hは撮影範囲外まで影響範囲が広がっているため、視認できる範囲までを示す。図12より、M-Iは水平ひび割れの長さと同影響範囲の幅は概ね一致するが、他のケースは水平ひび割れよりも影響範囲が大きい傾向が見られ、影響範囲は定性的に重錘5~6個分と推定される。よって、ひび割れから土堤の影響範囲を特定することは困難であることが示唆される。また、粒子速度についてS-I-Hは土塊が押抜かれているため中心部の速度は低いものの、他のケースでは載荷点延長上の法肩が最も速度が速く、法肩を中心にほぼ同心円状に速度が広がる。したがって、土堤は一樣に変形するのではなく、天端が最もたわみやすく、また、同心円状の領域が重錘の貫入に抵抗するといえる。幾何学的に相似な載荷条件のケースに着目すると、M-Iは5個分、S-I-Lは4個分、S-I-Hは6個分以上、US-Iは6個分であり、静的載荷実験で見られたスケール効果による変状範囲の拡大は見られないが、少なくとも衝撃載荷における影響範囲は重錘4個分以上と推察される。

3.2.4 土堤断面変状

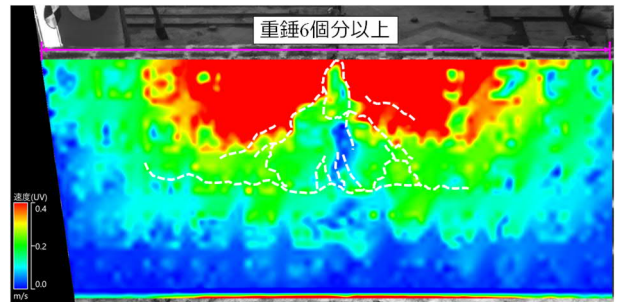
S-I-LとUS-Iにて土堤断面変状がほぼ見られなかったため、土堤の変状が凡そ等しいM-IとS-I-Hの土堤断面変状を図13に示す。図中に示す矢印は着色砂のせん断変形によるすべりの発生位置及びその方向を示し、これをもとに想定されるすべり線を破線で示す。また、着色砂には載荷面側を1とした通し番号を付けている。図13より、両ケースともに土堤高さ半分の位置にすべり線の進展が推測され、非載荷面の水平ひび割れの発生位置に到達している。これより、重錘衝突位置の水平延長線上にすべり線が発生すると考える。しかし、M-Iでは水平ひび割れが3本発生しているにもかかわらず、すべり線は全てに到達していない。これは、衝撃による応力波や土堤の載荷方向へのたわみによる引張り等が考えられ、数値解析を用いた検討を行う予定である。一方、着色砂の形状に着目すると、M-Iは着色砂2~4の衝突部周辺で弓なりにたわんでいるのに対し、S-I-Hは着色砂2~4の土堤と基層の境界で着色砂がたわんでいることが分かる。これより、重錘の貫入に伴いM-Iは衝突部周辺の領域が圧縮変形する一方で、S-I-Hは土堤が基層との境界をすべるように変形したと推測され、土堤の変形・破壊挙動はスケール効果を受けたことが示唆される。



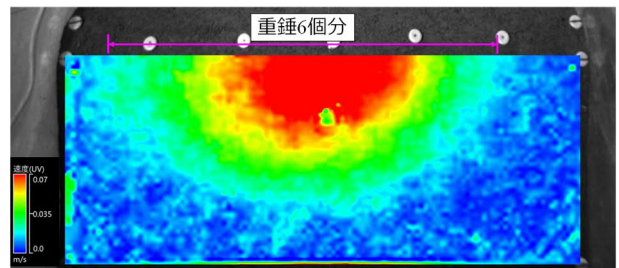
(a) M-I



(b) S-I-L



(c) S-I-H



(d) US-I

図12 土堤の影響範囲

3.2.5 土堤天端の水平変位

図14に重錘の載荷方向に対する土堤天端の水平変位の最大時を示す。図14について、横軸に土堤中央からの距離、縦軸に天端の水平変位を取ったグラフの両軸をそれぞれ重錘径で除して正規化し、重ね合わせた。加えて、重錘径分を破線で示す。まず、幾何学的に相似な載荷条件のケースを比較すると、図14より、M-I、S-I-L、US-Iの順で全体の変位が小さく、土堤中央の最大水平変位量はM-Iで0.06、S-I-Lで0.05、US-Iで0.01となり、模型スケールが小さいほど天端の水平変位、つまりたわみが小さくなるといえる。また、天端変位が確認できる

範囲に着目すると、M-Iは重錘6個分以上、S-I-Lは重錘4個分、US-Iは重錘2.5個分に相当し、模型スケールが小さいほど天端変位の範囲は小さくなると推察される。次に、実験終了時の土堤変状が同程度のケースを比較すると、S-I-Lの土堤中央の最大水平変位量は0.16であり、M-Iの2倍大きい。よって、小型土堤で中型土堤と同じ同程度の変状を発生させるには、土堤の変位量が中型土堤の約2倍必要になることが示唆される。

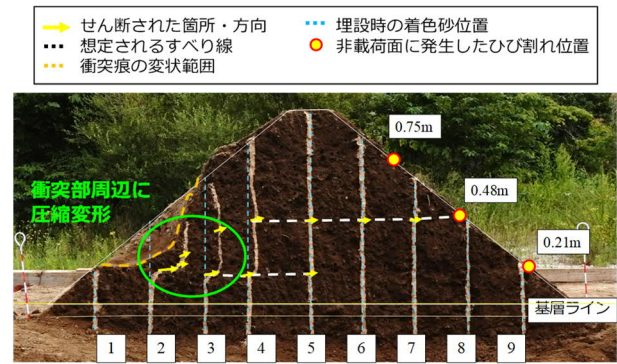
3.2.6 実規模土堤の性能照査に向けた検討

図15に模型スケールと衝突時の重錘の運動エネルギーの関係を示す。横軸に土堤高さ(m)、縦軸に重錘エネルギー(kJ)の両対数軸を取り、実験終了時の変状が土堤同程度のM-IとS-I-Hをプロットし、得られる近似直線から実規模土堤(土堤高さ2.0m)の変状に必要な推定エネルギーを赤丸でプロットした。図15より、実規模土堤にてM-Iと同程度の変状を発生させるために必要な重錘エネルギーは37.6kJであり、これは質量2.5tの重錘が高さ1.5mから回転せず、かつエネルギー損失なく衝突する場合に等しい。既往研究⁴⁾より、M-Iの損傷具合は軽微であると判断でき、大規模な補修は必要ないといえる。よって、実規模土堤は2.5tの重錘を高さ1.5mから衝突させたとしても軽微な損傷であることが示唆される。しかし、既往研究⁵⁾にて、実規模土堤は重錘エネルギー400kJ程度の回転衝突ではほとんど損傷が見られなかったことから、载荷条件は異なるものの、本研究の推定値は実規模土堤の性能を過小評価している可能性が考えられるため、実規模土堤で重錘の回転成分を制御した衝突実験を行い、土堤耐力を確認する予定である。

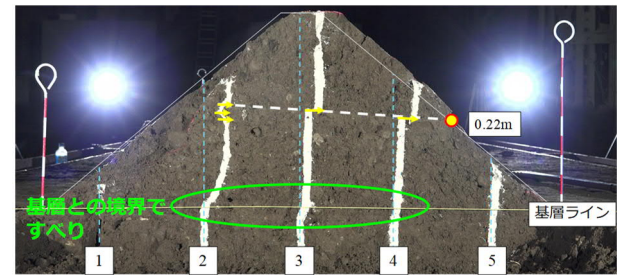
また、中型土堤は落下高さ6mから繰り返し载荷させても土堤が崩壊する大変形までには至らないこと⁶⁾が報告されており、実規模土堤の吸収可能エネルギーの限界値を推定するためには、小型・超小型土堤のスケールで実験を行うのが効率的といえる。今後は最低限の実規模土堤実験を実施し、スケール効果及び相似則の解明を進めるとともに、小型・超小型土堤の衝撃载荷実験の結果を蓄積し、様々な損傷度レベルと実規模土堤の吸収可能エネルギーを対応させるべく検討を行う予定である。

3.3 静的载荷実験と衝撃载荷実験の比較

図16に模型スケールと静的・衝撃载荷時の累積仕事量との関係を示す。仕事量の算出方法について、静的载荷は図5の無次元化した荷重-貫入量曲線の横軸とグラフで囲まれる面積を仕事量とした。なお、M-SとS-Sは除荷部分を除いた正味の仕事量として算出した。一方、衝撃载荷は無次元化した衝撃力を水平成分と鉛直成分に分解して、静的载荷と比較できるように、水平成分の衝撃力と水平貫入量の積を仕事量と定義し、最大水平貫入時までとした。図16について、横軸に最小オフセットラインを原点とした水平貫入量を重錘径で除した水平貫入比、縦軸に無次元化した累積仕事量を取り、衝撃載



(a) M-I



(b) S-I-H

図13 土堤断面変状

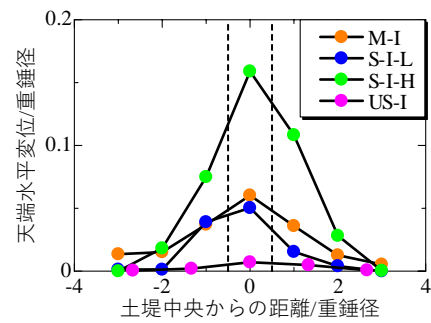


図14 土堤天端の水平変位(正規化)

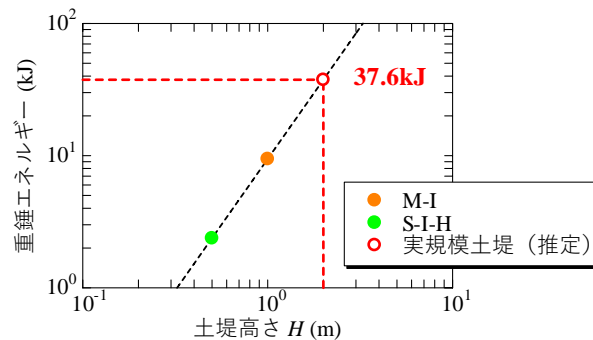


図15 重錘エネルギーと土堤高さの関係

荷を実線、静的载荷を破線で示し、土堤表面変位のイベント(曲げひび割れ:四角形、押抜きせん断ひび割れ:三角形)をプロットした。ただし、衝撃载荷は最大貫入時までにはイベントが発生しないが、その後発生するケースもあった。図16より、まず、衝撃载荷のスケール間

を比較すると、実験終了時の変状が同程度の M-I と S-I-H の水平貫入比に対する仕事量の傾向は概ね一致していることが分かる。曲げひび割れ発生時の水平貫入比は M-I で 0.24, S-I-H で 0.31, その時の仕事量は M-I で 5.73, S-I-H で 7.66 であり、小型土堤の方が変状発生に要する貫入量及び仕事量は中型土堤に比べて大きく、これは先述したスケール効果により小型土堤の方が中型土堤に比べて相対的に貫入抵抗が大きいと考える。M-I と S-I-H の比較より、模型スケールが異なる実験において、無次元化した仕事量と水平貫入比の関係が同じであれば、同程度の変状を発生させることができるといえる。

次に、静的・衝撃载荷を比較すると、静的载荷は重錘を貫入し続けることができるため、累積仕事量の最大値は衝撃载荷に比べて大きい。最大貫入時までは衝撃载荷の方が大きいことが分かる。中型土堤の曲げひび割れ発生時に着目すると、図 16 より、水平貫入比は M-S で 0.29 であり、M-I の方が 0.8 倍小さい。そして、累積仕事量は M-S で 1.32 であり、M-I の方が 4.3 倍大きい。一方、小型土堤の曲げひび割れ発生時に着目すると、水平貫入比は S-S で 0.40 であり、S-I-H の方が 0.8 倍小さい。そして、累積仕事量は S-S で 3.95 であり、S-I-H の方が 1.9 倍大きい。以上より、異なる模型スケールにおいて、相対的な仕事量と貫入量の関係が同じ場合、曲げひび割れの発生に要する水平貫入量の衝撃载荷と静的载荷の比は同程度であることから、重錘の载荷速度が土堤の変形・破壊挙動に与える影響はスケールに依存しないことが推察される。

4. まとめ

本稿では、落石防護土堤のスケール効果及び相似則の解明を目的に、静的・衝撃载荷実験を実施した。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 静的载荷実験より、土砂材料で構築した土堤において、模型スケールが小さいほど土堤の貫入抵抗及び変状範囲が大きくなるスケール効果が確認された。また、静的载荷時の土堤耐力は土堤高さの比の 2.2 乗に比例することが分かり、実規模土堤(高さ 2.0m)は最低 124kN の耐力を発揮することが示唆された。
- 2) 衝撃载荷実験より、幾何学的に相似させた载荷条件のケースでは、模型スケールが小さいほど最大貫入量は相対的に小さくなる傾向が見られた。また、実験終了時の変状が同程度の異なる模型スケールの比較より、重錘の貫入量が同じであれば土堤の変形・破壊挙動は概ね一致することが推察される。
- 3) 重錘質量と衝突時のエネルギーが小さい場合、土堤は弾性的な挙動を示すことで貫入抵抗が大きくなり、大きい場合、土堤は塑性的な挙動を示すことで貫入抵抗が小さくなることを示唆された。
- 4) 変状が同程度の場合、中型土堤は衝突部周辺の領域が圧縮変形する一方で、小型土堤は基層との境界を

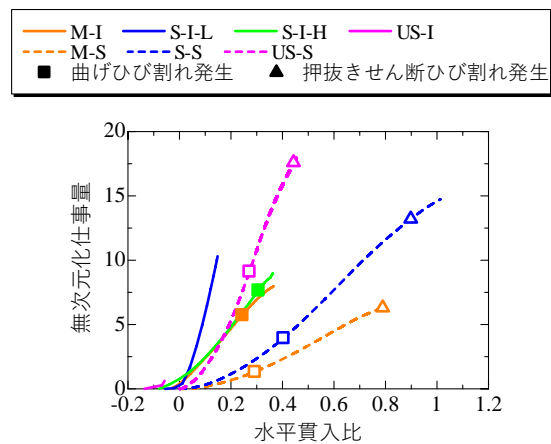


図 16 重錘仕事量と水平貫入量の関係(無次元化)

すべるように変形したことから、スケール効果によって土堤の変形・破壊挙動は変化すると推察される。

- 5) 幾何学的に相似させた载荷条件では、模型スケールが小さいほど土堤天端の水平変位量は相対的に小さくなる傾向が見られた。
- 6) 模型スケールが異なる実験においても、スケール効果はあるものの、無次元化した仕事量と水平貫入比の関係が同じであれば、同程度の変状を発生させることが可能であると推察される。
- 7) 異なる模型スケールにおいて、相対的な仕事量と貫入量の関係が同じ場合、曲げひび割れの発生に要する水平貫入量の衝撃载荷と静的载荷の比は同程度であることから、重錘の载荷速度が土堤の変形・破壊挙動に与える影響はスケールに依存しないことが示唆された。

謝辞

本研究の成果の一部は、国土交通省・2024年度「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の委託研究、科学研究費(研究課題 23K26195)の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧, pp. 243-246, 2017.
- 2) 小栗快之, 前田健一, 近藤慶亮, 森悠太, 中村拓郎, 牛渡裕二, 内藤直人, 小室雅人：落石防護土堤のスケール効果及び基本的な破壊メカニズム解明に向けた静的载荷実験, 第36回中部地盤工学シンポジウム, pp. 70-78, 2024.
- 3) The European Organisation for Technical Assessment (EOTA): Falling Rock Protection Kits, EAD 340059-00-0106, 2018.
- 4) 近藤慶亮, 小栗快之, 森悠太, 前田健一, 中村拓郎, 菊池優希, 内藤直人, 瓦井智貴：落石防護土堤の衝撃耐力評価と重錘捕捉性能向上に関する実験的検討, 令和6年度土木学会北海道支部年次技術研究発表会, A-4-07, 2024.
- 5) 杉山直優, 前田健一, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 今野久志, 内藤直人：落石捕捉性能把握に向けた実規模落石防護土堤の落体衝突実験, 構造工学論文集, Vol. 67A, pp. 864-877, 2021.
- 6) 近藤慶亮, 前田健一, 牛渡裕二, 中村拓郎, 内藤直人, 瓦井智貴, 小栗快之：载荷履歴を有する落石防護土堤の重錘衝突による破壊挙動と損傷度評価, 構造工学論文集, Vol. 71A, pp. 763-774, 2025.

落石危険度振動調査法への3成分小型加速度センサの適用 Application of a Three-Component Small Accelerometer to the Vibration Investigation Method of Rockfall Risk

小出陽菜¹, 吉川高広², 沢田和秀³, 赤沢 健⁴, 森本翔太郎⁵

- 1 岐阜大学・大学院自然科学技術研究科・koide.haruna.j8@s.gifu-u.ac.jp
- 2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科
- 3 岐阜大学・工学部附属インフラマネジメント技術研究センター
- 4 第二建設(株)
- 5 馬瀬建設(株)

概 要

本研究では、落石危険度振動調査法に基づいて、3成分小型加速度計による岩塊の安定度評価を行った。調査対象は落石対策便覧に基づき不安定と評価された岩塊である。まず、加速度計に顕著なドリフト現象が観察されたため、振動記録を抽出するとともに、逆高速フーリエ変換によるハイパスフィルタを適用し、その有効性を確認した。次にその方法に基づき、対象岩塊を評価した結果、浮石部では振幅が大きく、低周波成分が卓越する等、不安定と判定され、調査前の定性的評価と本手法による定量的評価は一致した。一方、目視により最も不安定と予想していた方向と実際に不安定と評価された方向は異なり、3成分を計測することの重要性も示された。

キーワード：落石，振動計測，現地調査

1. はじめに

落石は、斜面災害の中でも発生頻度が高く、予測が難しい。一度発生すれば、人的被害や社会的影響が極めて大きい。一般的な落石の安定度評価には、落石対策便覧¹⁾に基づく「5段階の安定度調査区分」や道路防災総点検要領に基づく「安定度調査表」などの採点方式が用いられるが、評価項目に「やや不安定」などの曖昧な表現が含まれるため、主観的・定性的な判断に依存して、調査者による判定にばらつきが生じ得る。その結果、不安定な岩塊が安定と誤認され、人的・物的被害につながる危険性がある。こうした課題に対して、振動計測を行うことで客観的かつ定量的な評価を可能とする「落石危険度振動調査法」²⁾が提案された。本手法は、基盤部と浮石部の振動計測を実施し、RMS 速度振幅比、卓越周波数、減衰定数に基づいて安定度を評価するものである。本研究の目的は、落石危険度振動調査法に3成分を無線で計測可能な小型の加速度センサを導入することで、安全かつ実用性の高い落石安定度調査手法を確立することである。

本論文では、落石対策便覧に基づく安定度評価¹⁾において「不安定」と判定され、対策が予定されている浮石を対象に落石危険度振動調査を行った。まず、対象岩塊の基盤部に2台の加速度センサを設置し、両センサで同様の振

動計測結果が得られるかを確認した。その結果、センサ特有のゆっくりと加速度が上昇するドリフト現象が観察され、落石危険度評価に悪影響が出るため、振動記録の抽出および逆高速フーリエ変換によるハイパスフィルタを適用し、その有効性を確認した。次に、その対策方法に基づいて、対象岩塊の基盤部と浮石部にセンサを設置し、落石危険度振動調査を実施した。

2. 落石危険度振動調査法

2.1 基本原理と評価指標

落石危険度振動調査法は、浮石部の振動特性と直近の安定した岩塊または地盤(以下、「基盤部」とする)の振動特性を比較し、浮石部の落石危険度を評価する手法である。危険度判定には、RMS 速度振幅比、卓越周波数(固有周波数)および減衰定数の3つの指標を用いる。振動源は近傍の道路交通振動等の微小な雑振動を利用する。浮石部を剛体、基盤をバネと粘性減衰からなるモデルで表現し、このモデルを1質点1自由度と想定する。図1に測定の概要模式図を示す。浮石部と基盤部に振動計を設置し、振動を測定することで評価を行う。

RMS 速度振幅比は、浮石部の振動記録と基盤部の振動記録のうち、振幅の大きさをRMS平均(Root Mean Square:

2乗した平均の平方根)し、比率で評価した値である。浮石部と基盤部の各々について RMS 速度振幅を求め、それらを除いて比を求めたものである。これにより、一定時間内の振動の全体的な傾向を統計量として表現できる。例として、RMS 速度振幅比が 1.0 であれば、基盤部と浮石部は同じ速度で揺れているが、大きな値を示せば、その値だけ浮石部が基盤部より大きな速度で揺れていることを示す。

卓越周波数は、振動のフーリエスペクトルを求めた際に、スペクトル密度が極大となる周波数を示す。不安定な岩塊では、振動周期が長く、周波数は低い値を示す。減衰定数は、振動の収束のしやすさを示す指標である。不安定な岩塊では、振動が長く続き、エネルギーの消散が遅いため、低い値を示す。卓越周波数および減衰定数の算出では、まず基盤部と浮石部の振動記録に対して高速フーリエ変換(以下、「FFT」とする)を実施する。このフーリエ成分を元に算出した周波数応答関数に調和外力下での減衰振動モデルの理論値を逆解析により当てはめることで卓越周波数および減衰定数を求める。

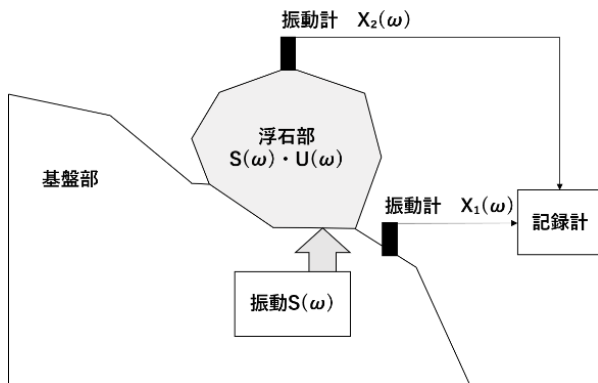


図 1 振動測定概要の模式図

2.2 落石危険度判定図

表 1 に RMS 速度振幅比、卓越周波数および減衰定数の危険度判定の基準を示す。RMS 速度振幅比は 2.0 以上、卓越周波数は 30Hz 以下、減衰定数は 0.2 以下の場合に危険と判定される。具体的には、横軸と縦軸に RMS 速度振幅比と卓越周波数および RMS 速度振幅比と減衰定数を用いて示す 2 種類の「落石危険度判定図」により評価する。図 2 は RMS 速度振幅比と卓越周波数の組み合わせであり、RMS 速度振幅比 ≥ 2.0 かつ卓越周波数 $\leq 30\text{Hz}$ の場合に不安定と判定される。図 3 は RMS 速度振幅比と減衰定数の組み合わせであり、RMS 速度振幅比 ≥ 2.0 かつ減衰定数 ≤ 0.2 の場合に不安定と判定される。つまり、両図において青色で示された領域に分布した場合、不安定と判定される。

表 1 落石危険度振動調査法に基づく危険度判定の基準

RMS 速度振幅比	2.0 以上
卓越周波数[Hz]	30 以下
減衰定数	0.2 以下

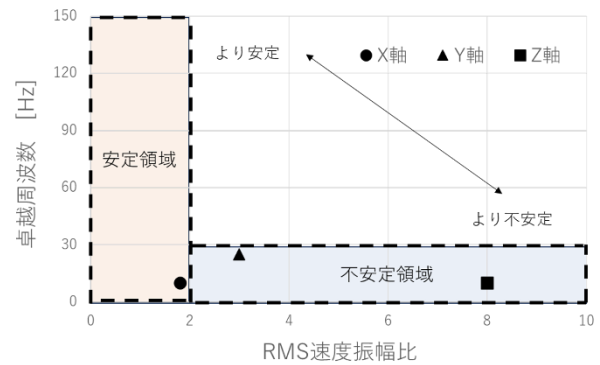


図 2 RMS 速度振幅比と卓越周波数の落石危険度判定図

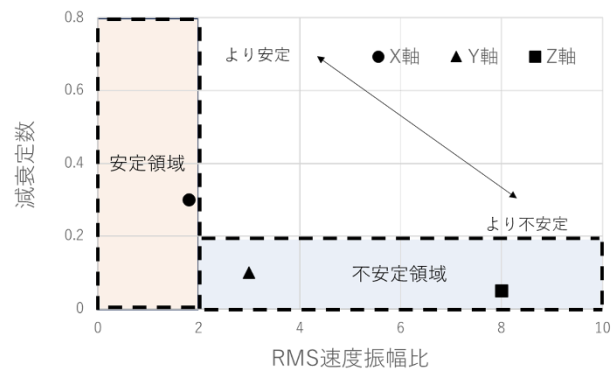


図 3 RMS 速度振幅比と減衰定数の落石危険度判定図

3. 調査概要

3.1 調査機器

落石危険度振動調査法に関しては、これまででも研究が行われているが^{例え3) 4)}、現時点では実用化に至っていない。その要因の一つとして、調査時の安全性の確保が難しいことが挙げられる。落石は急な斜面で発生することが多く、その調査は常に危険と隣り合わせで行われる。これまでに用いられてきた調査機器について、例えば藤田ら³⁾が用いたものは総重量約 60kg であり、また藤原ら⁴⁾が用いた携帯型計測システムは約 6.0kg 程度まで小型化されてきているものの、これらの機器はいずれも有線式であった。

本研究では、従来の装置と比較して、小型かつ無線で計測が可能となる、セイコーエプソン社製の加速度センサ M-A352 を搭載したロジカルプロダクト社の「高精度 3 軸ワイヤレス加速度センサ」⁵⁾ (以下、「センサ」とする) を使用した。図 4 に本研究で使用した調査機器について示す。ノートパソコン、センサ 2 台、受信機、角座金のみで調査が可能である。本センサは外形 90×90×60mm、重量 550g と非常に小型で軽量なため、持ち運びが容易である。さらに、センサの通信距離は 500m であり、危険を伴う落石調査の安全性向上に寄与できる。なお、角座金を調査対象物にボンドで接着し、そこにセンサを磁石で設置することで計測を実施した。



図 4 調査機器

3.2 調査条件

調査対象は、岐阜県下呂市小坂町のがんだて公園に存在する岩塊である。対象岩塊は、落石対策便覧に基づく安定度評価において、既に「不安定」と判定され、令和7年度に対策が予定されている。さらに、対象岩塊は観光地に位置し、遊歩道から容易にアクセスが可能である。図5に調査対象岩塊の全景と基盤部および浮石部を示す。基盤部と浮石部の直線距離は約8.0mである。浮石部はオーバーハングしており、その下部には亀裂も確認された。本調査では、浮石部①、基盤部②および基盤部③の3か所を設定し、図5に示すX方向、Y方向、Z方向の3成分について加速度の計測を実施した。

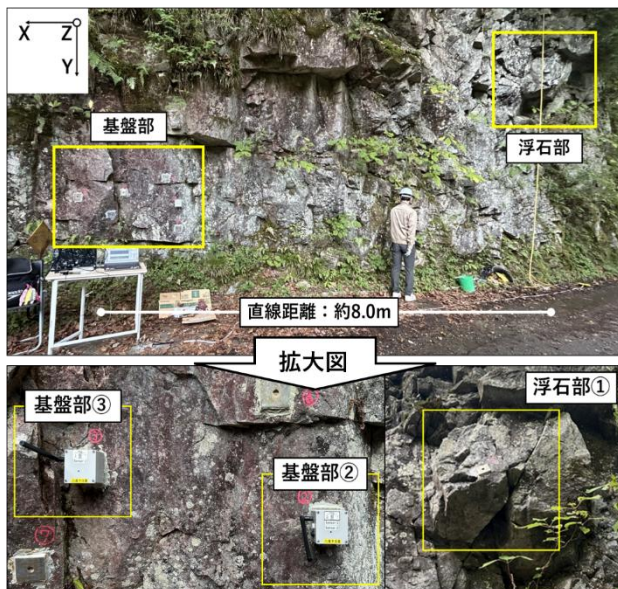


図 5 調査対象岩塊全景と基盤部および浮石部

本調査の計測条件は、サンプリング周波数 500Hz、計測時間 60s に設定した。また、安全な計測手法の確立を目的とし、常微振動のみを対象として実施した。強制振動を用いることでより明瞭な波形が得られる可能性もあるが、落石調査は常に危険を伴うため、計測作業の単純化が重要で

ある。調査は、2024年10月15日および2024年12月13日の計2回である。

4. 3成分小型加速度センサの適用結果

本章では、対象岩塊に対して実施した加速度計測結果に基づき、本センサの適用方法について検討した結果を示す。大きく分けて2種類の計測を実施した。1つ目は、センサの個体差の確認およびその対応を目的とした調査である。2つ目は、対象岩塊の落石危険度振動調査である。なお、取得データの方向を統一するため、計測開始前に浮石部①および基盤部②③において、センサ設置位置の水平・鉛直・方位を計測した。その結果を表2に示す。計測面はほぼ同じ方向を向いており、現地での角座金設置作業において、自然を相手にする以上、調整範囲には限界があり、危険が伴う調査においてこれ以上の精度は求めないこととした。

表 2 水平・鉛直・方位計測結果

	水平[°]	鉛直[°]	方位[°]
浮石部①	0.0	0.4	230
基盤部②	0.0	-1.1	227
基盤部③	0.0	-0.4	228

4.1 センサ適用方法の検討

対象岩塊の基盤部上に2台の加速度センサを設置し、両センサで同様の振動計測結果が得られることを確認した。基盤部②と基盤部③において(図5参照)計12回の計測を実施した。計12回の代表として図6に、計測時間60秒(以下、[NOR (normal data)]とする)におけるX方向の(a)加速度の時刻歴、(b)速度の時刻歴、(c)加速度のFFT解析結果を示す。はじめに、図6に示す(a)加速度の時刻歴において、本来想定される岩塊の振動記録とは異なるセンサ特有のゆっくりと加速度が上昇するドリフト現象(以下、「ドリフト」とする)が観察された。この現象は程度の差はあるものの、全12回の計測において一貫して確認された。また、(b)の速度の時刻歴においても、速度が大きく変化する結果が示された。岩塊はその場に小さく振動しており、一方向にゆっくりと速度が変化していく挙動は不自然と考えられる。つまり、本来の岩塊が持つ振動とは異なる外的要因による影響であると考えられる。さらに、(c)加速度のFFT解析の結果において、低周波成分が多く含まれおり、緩やかに変動するドリフトの存在が確認できる。なお、調査対象以外の岐阜大学校内においても計測を実施し、いずれの環境下においてもドリフトを確認した。以上の結果から、センサ間の個体差に起因するドリフトを考慮したデータ処理が必要であり、本研究では2段階の検討を行った。第一に、60秒間の計測データから、目視によってドリフトが最も少ない20秒間の選定を実施した。この検討は、緒方ら²⁾の研究において計測時間が20秒に設定されていることを参考としている。図6に示した60秒間の計測結果のうち、30秒から50秒の区間を抽出し、再解析した結

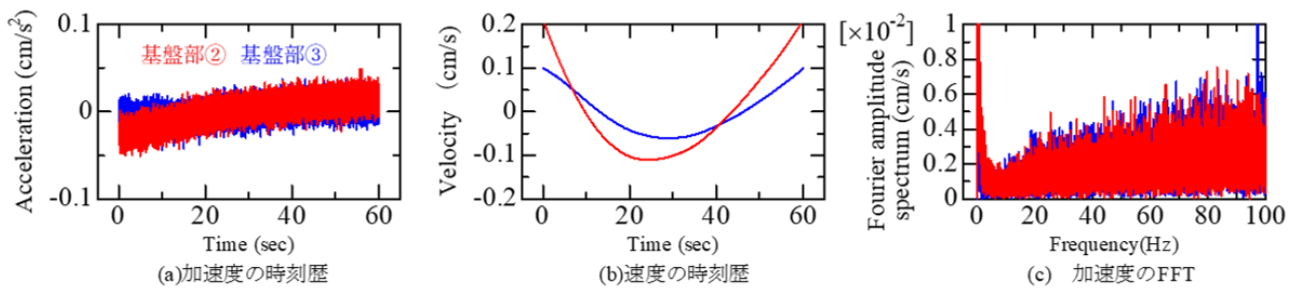


図 6 計測時間60秒の結果：[NOR]

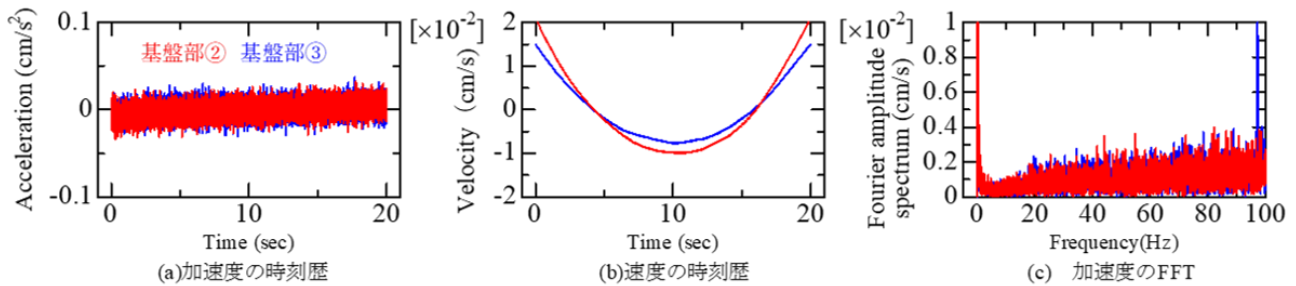


図 7 計測時間20秒選定後の結果：[CUT]

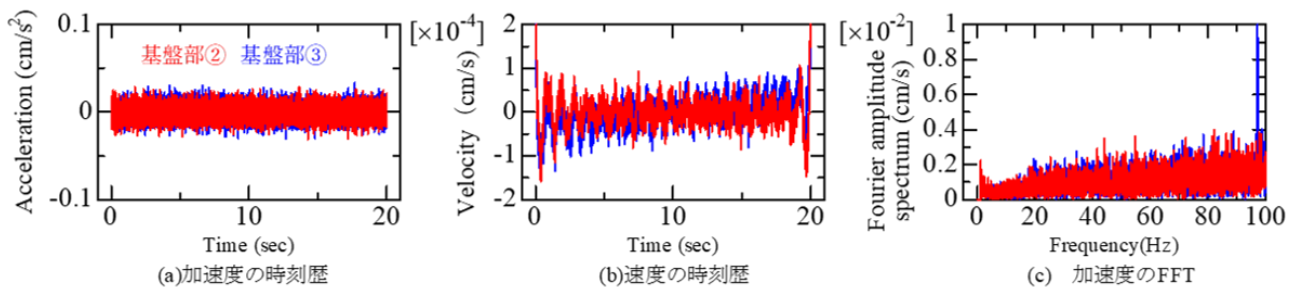


図 8 ハイパスフィルタ2Hz適用後の結果：[HPF]

果（以下，[CUT (cut data)]とする）を図 7 に示す。(a)加速
度の時刻歴と、図 6 に示す NOR の同項目を比較すると、
視覚的にドリフトは確認されなかった。また、(b)速度の時
刻歴においても、振幅は約 1/10 程度まで減少しており、ド
リフトの適用方法として、20 秒間の抽出が一定の効果を
有することが示された。一方で、依然として速度には不自
然な変化が存在しており、完全な補正には至っていないこ
とが確認された。(c)加速度の FFT 結果から、20 秒抽出後
も低周波成分が多く含まれており、可視的には確認しにく
いドリフトが発生していることが確認された。

第二に、この低周波成分がセンサのドリフトに対応する
と考え、ハイパスフィルタを用いた低周波成分の除去を実
施した。具体的には、逆高速フーリエ変換（以下、「逆 FFT」
とする）を用いる手法を採用した。本手法は、FFT 結果に
基づき、事前に決めた周波数のフィルタリングを実施し、
その後、周波数領域から得られたデータを再度時間領域に
変換するものである。図 7 に示した 20 秒間の抽出結果に
対して、ハイパスフィルタを 2Hz として適用した解析結果
（以下，[HPF (high pass filter)]とする）を図 8 に示す。
(a)加速度の時刻歴は CUT と同様に視覚的なドリフトは確

認されなかった。また、(b)速度の時刻歴を NOR および CUT
と比較すると、波形に明らかな差異が認められ、特に振幅
は CUT と比較しても 1/100 程度まで低減し、岩塊がその
場で小さく振動している挙動を得ることができた。(c)加速
度の FFT から 2Hz 以下が除去されていることがわかる。

最後に、NOR、CUT、HPF の解析結果における RMS 速
度振幅比を表 3 に示す。NOR における RMS 速度振幅比
は 1.92 を示し、同一基盤上での計測にもかかわらず約 2 倍
も速度振幅比に差が生じた。次に、CUT 処理における RMS
速度振幅比は 1.36 を示し、NOR と比較して 1.0 に近づい
たことが確認された。さらに、HPF 処理における RMS 速
度振幅比は 1.05 を示し、1.0 に極めて近い値を示した。以
上より、計測時間 20 秒間の抽出および逆 FFT によるハイ
パスフィルタ適用の有効性が示された。

表 3 図 6-8における RMS 速度振幅比の算出結果

	RMS 速度振幅比
NOR	1.92
CUT	1.36
HPF	1.05

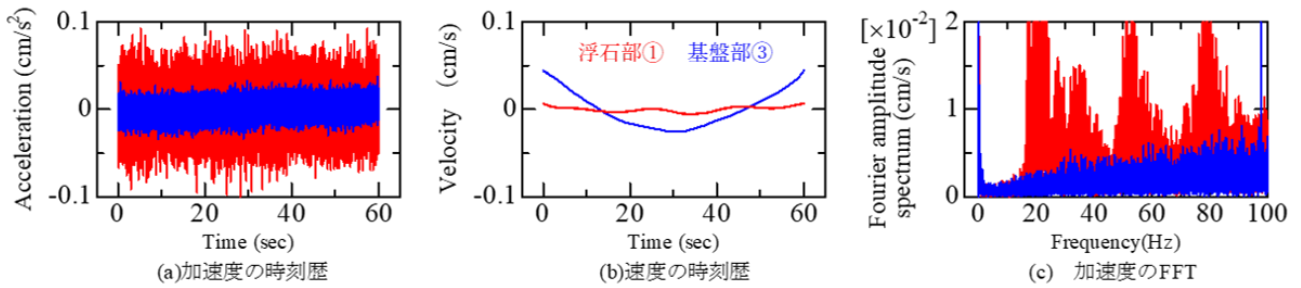


図 9 計測時間60秒の結果：[NOR]

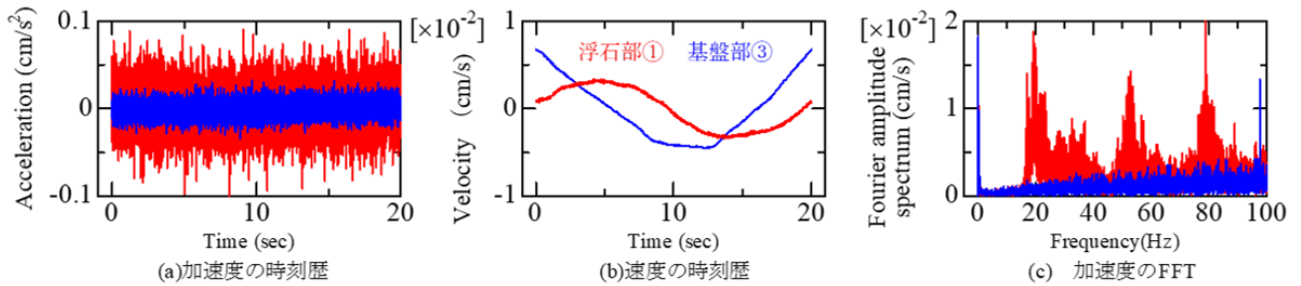


図 10 計測時間20秒選定後の結果：[CUT]

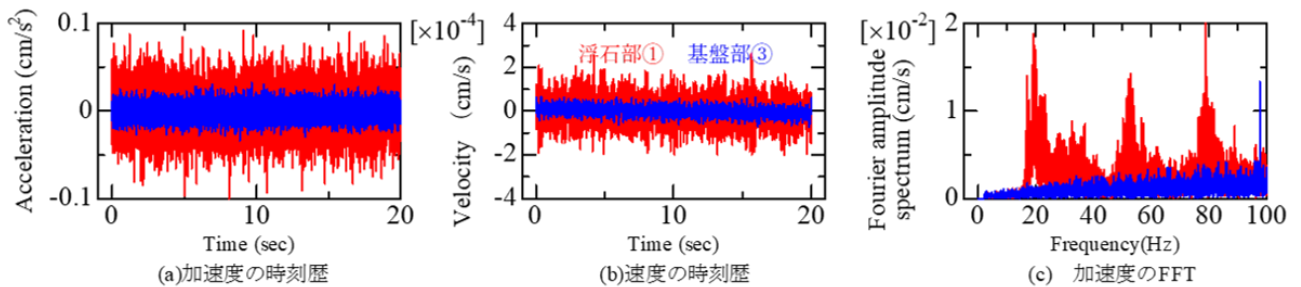


図 11 ハイパスフィルタ2Hz適用後の結果：[HPF]

4.2 落石危険度振動調査

次に、浮石部と基盤部にセンサをそれぞれ設置し、前節で示した方法に基づいて、対象岩塊の落石危険度振動調査を行った。具体的には、浮石部①と基盤部②③において(図5参照)計19回の計測を実施した。計19回の代表として、図9に計測時間60秒(以下、[NOR])における、X方向の(a)加速度の時刻歴、(b)速度の時刻歴、(c)加速度のFFTを示す。赤色の波形が浮石部①、青色の波形が基盤部③の計測結果を示す。(a)加速度の時刻歴より、基盤部と比較し浮石部における振幅が大きいことが確認された。一方で、(b)速度の時刻歴においては、センサが有するドリフトの個体差に起因して、浮石部よりも基盤部の速度が大きく示された。(c)加速度のFFT解析から、低周波成分の卓越が確認されている。

次に、図9に示した60秒間の計測結果のうち、20秒から40秒の区間を抽出し再解析した結果(以下、[CUT]とする)を図10に示す。(a)加速度の時刻歴、(b)速度の時刻歴、(c)加速度のFFTのいずれにおいても、NORと同様の傾向が確認された。ただし、加速度の可視的なドリフトは減少し、速度の振幅も減少傾向が示された。

最後に、図10に示した20秒間の抽出結果に対して、ハ

イパスフィルタ2Hzを適用した解析結果(以下、[HPF]とする)を図11に示す。図11に示す(a)加速度の時刻歴は、NORと同様の傾向が確認された。一方、(b)速度の時刻歴は、NORおよびCUTと比較して速度が大幅に抑制されており、岩塊が本来有する振動特性が明瞭に示されていると考えられる。このことから、ハイパスフィルタの有効性が確認できる。

次に、NOR、CUT、HPFの解析結果におけるRMS速度振幅比を表4に示す。NORにおけるRMS速度振幅比は0.14を示し、浮石部の加速度が明らかに大きいにもかかわらず、基盤部が浮石部の速度を上回るという逆転が生じている。次に、CUTにおいてはRMS速度振幅比が0.66を示し、程度は減少したが、NORと同様に逆転が生じている。一方、HPFにおけるRMS速度振幅比は3.17を示し、基準値の2.0以上の値を示す結果が得られた。以上の結果から

表4 図9~11におけるRMS速度振幅比の算出結果

	RMS速度振幅比
NOR	0.14
CUT	0.66
HPF	3.17

も、本センサ適用において CUT と HPF という 2 つの処理の有効性が示された。

また、図 11 の HPF の解析結果における周波数応答関数を図 12 に示す。図中の黄色の線は、モデルの逆解析により得られた理論値を重ね合わせたものである。図 12 では、卓越箇所が 3 か所確認され、そのうち最も低い周波数帯域に対して、モデルの逆解析により得られた理論値を適用した。その結果、卓越周波数 18Hz、減衰定数 0.01 が得られ、当該岩塊は不安定と判定された。

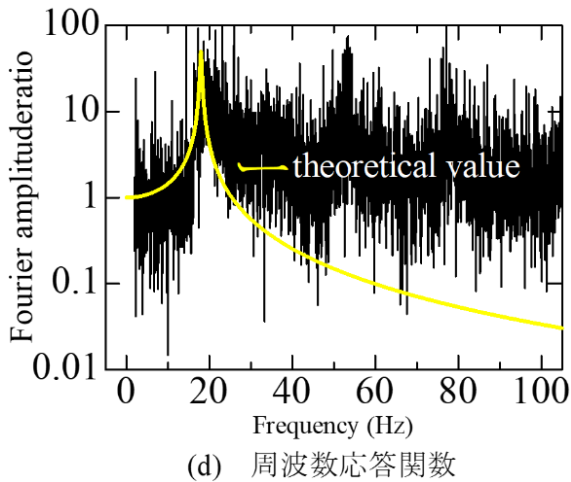


図 12 図 11 の HPF 結果における周波数応答関数

4.3 落石危険度判定図

浮石部および基盤部にセンサを設置して実施した全 19 回の計測結果を危険度判定図により図 13 および図 14 に示す。計測時間 20 秒の抽出およびハイパスフィルタ 2Hz の適用により得られた結果から作成したものである。はじめに、落石危険度判定図より RMS 速度振幅比には全体としてばらつきが見られた。このことから、信頼性の高い評価を実施するためには、単回の計測ではなく、複数回の計測が必要であると言える。計測データにばらつきが生じることは、対象が自然環境である以上不可避な不確実性に起因するものと考えられる。図 13 に示す、RMS 速度振幅比と卓越周波数における落石危険度判定図においては、X 方向の結果がほぼ全ての不安定領域に分布しており、当該岩塊の X 方向の不安定性が強く示された。著者らは調査前に Z 方向が主観的に最も不安定と予想していたが、この判定は異なる結果であった。したがって、3 成分のセンサを用いることで、目視では判断しにくい評価が可能になると言える。また、Y 方向および Z 方向においても、多くのデータが不安定領域あるいはその周辺に分布しており、3 方向いずれにおいても不安定の兆候が確認された。図 14 に示す RMS 速度振幅比と減衰定数における落石危険度判定図においても同様であり、X 方向の結果は不安定領域に集中し、Y、Z 方向においても同様の傾向が確認された。これらは、落石対策便覧に基づく安定度評価と一致し、本センサの落石危険度振動調査への有効性が示された。

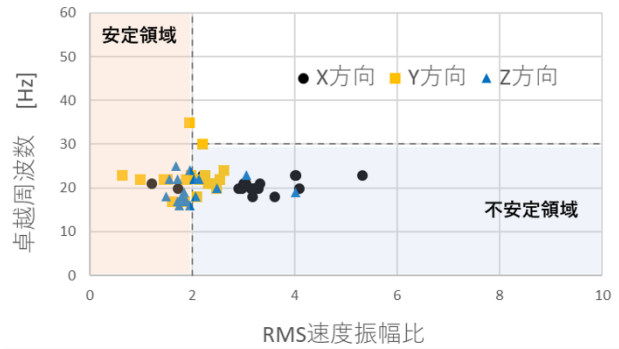


図 13 落石危険度判定図 (RMS 速度振幅比-卓越周波数)

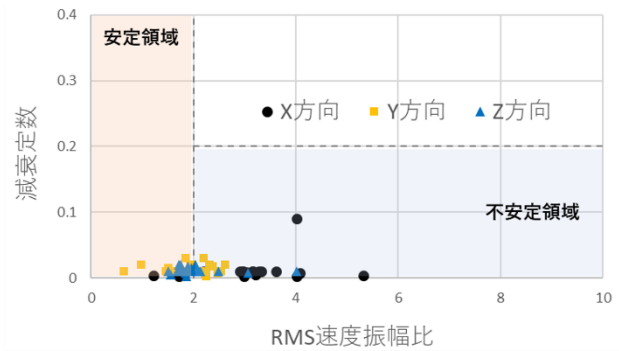


図 14 落石危険度判定図 (RMS 速度振幅比-減衰定数)

5. 結論および今後の課題

本研究では、岐阜県下呂市がんだて公園の岩塊を対象に、3 成分小型加速度センサを用いて、落石危険度振動調査を実施し、その適用方法について検討した。その結果、以下の 3 点が明らかとなった。

- 1) 同一基盤上での計測を実施した結果、本センサの個体差に起因する「ドリフト」現象が観察され、落石危険度評価への悪影響が確認された。この対策として、計測時間の適切な選定および低周波成分の除去を行うことで、適切な振動特性を明瞭に抽出することが可能となり、評価精度を向上させることができた。
- 2) 1)の方法に基づき、対象岩塊に対して落石危険度振動調査を実施した結果、対象岩塊は「不安定」と判定された。したがって、調査前に得られていた落石対策便覧に基づく安定度評価と本研究における落石危険度振動調査による評価は一致した。
- 3) 著者らが調査前に目視により不安定と予想していた方向とは異なる方向で不安定と判定された。したがって、3 成分加速度センサを用いることで、目視では判断しにくい方向別の評価が可能となり、その有効性も示唆された。

今後は、他の岩塊への適用事例を増やし計測データを蓄積し、統計的手法により判定傾向を分析することで、判定精度の向上を図る。また、引き続き最適なフィルタリング周波数の設定やドリフトへの適切な適用方法の検討を行

う。最終的には、測定から危険度判定までの自動システムを構築し、安全かつ実用性の高い落石評価手法の確立を目指す。

謝辞

馬瀬建設株式会社の角脇陸大氏には現地計測におけるセンサ設置などの準備においてご協力頂いた。ここに謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧，丸善出版，p-59, pp. 331-333, 2017.
- 2) 緒方健治，松山裕幸，天野淨行：振動特性を利用した落石危険度の判定，土木学会論文集，No. 749/VI- 61, pp. 123-135, 2003.
- 3) 藤田鶴也，瀧澤嘉男：落石危険度振動調査法の応用利用—岩盤接着工の対策効果確認—，全地連「技術 e-フォーラム2009」松江, pp. 1-2, 2009.
- 4) 藤原 優，三塚 隆，久田裕史，竹本 将：岩塊の長期振動モニタリングによる安定性評価に関する考察，土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 75, No. 4, pp. 415-429, 2019.
- 5) LOGICALPRODUCT：「高精度ワイヤレス加速度センサ」，型番[LP-WS92-EACS01-2]，入手先<<https://lp-d.co.jp/list/detail/6>> (参照 2025.7.3)