

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載荷実験 Static loading tests to elucidate scale effects and fundamental failure mechanisms of rockfall protective soil embankments

小栗快之¹, 前田健一², 近藤慶亮³, 森悠太⁴, 中村拓郎⁵, 牛渡裕二⁶, 内藤直人⁷, 小室雅人⁸

- 1 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
- 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・社会工学系プログラム k.kondo.690@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・社会工学科環境都市分野 y.morii.921@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 ushi@koken-e.co.jp
- 7 豊橋技術科学大学 naito.naoto.xz@tut.jp
- 8 室蘭工業大学 komuro@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施工性、経済性、維持管理性に非常に優れた合理的な対策工である一方で、性能設計法が未確立であるという課題を有する。そこで本稿は土堤の性能設計法確立に向け、土堤のスケール効果把握を目的に、3つのスケールのモデルを対象に、多面体重錘による静的載荷実験を実施した。この実験結果から荷重・貫入量関係および土堤の破壊挙動を比較し、モデルのスケール効果について検討した。また、小型モデルに対し球形重錘を用いた静的載荷実験を実施し、多面体重錘を用いた実験と比較した。その結果、重錘形状が土堤の破壊挙動に大きな影響を及ぼさず、両者の最大荷重は概ね等しくなることが確認された。さらに2次元個別要素法による数値解析を併せて実施し、静的載荷時の土堤内部挙動を確認した。

キーワード：落石防護土堤、静的載荷実験、スケール効果、二次元個別要素法、破壊メカニズム

1. はじめに

我が国の国土は約7割を山岳地帯が占めている。山岳地帯にも道路や鉄道などの交通インフラが整備されており、これらは人々の生活に必要不可欠である。しかし、近年の気候変動に伴う集中豪雨をはじめとする自然災害の激甚化・頻発化が落石災害の発生箇所・落石外力の増加をもたらし、落石災害に対するリスクが高まっている。以上のことから落石対策工の対応可能エネルギーの拡大や施工性、経済性、維持管理性に優れた合理的な対策工の拡充が求められている。

ここで、落石対策工の一つとして落石防護土堤（以下、単に土堤と示す）を挙げる。土堤は土のみで構成され、斜面と道路の間に十分なスペースさえあれば設置することができる。現地発生土の使用が可能であるため施工性や経済性、維持管理性に非常に優れた落石対策工であるとされている。しかし、落石対策便覧¹⁾には土堤のエネルギー吸収メカニズムやその効果について定量的な評価がなされていない。さらに土堤形状について、落石外力や土堤材料

の影響を考慮したものになっておらず、土堤の性能設計法は未だ確立されていない。性能設計法確立に向けては、その照査法の一つとして模型実験による照査が挙げられる。そのため、モデルの寸法比が土堤耐力及び土堤の変形破壊挙動に及ぼす影響を評価する必要がある。そこで本稿では、土堤の基本的な破壊メカニズムとスケール効果の把握を目的に実規模の1/2スケール、1/4スケール、1/16スケールの中型模型、小型模型、超小型の縮小模型に対し多面体重錘による静的載荷実験を実施した。さらに小型モデルに対して球形重錘が土堤の破壊挙動に及ぼす影響を検討した。さらに、二次元個別要素法(2D-Discrete Element method, 以下2D-DEM)を用いた再現解析により、静的載荷時の土堤の内部挙動を推定した。

2. 実験概要

本研究では高さ1.0m, 0.5m, 0.125mの中型模型、小型模型、超小型模型を対象に多面体(EOTA型)重錘による静的載荷実験を実施した。3スケール間の荷重貫入量関係

表 1 実験ケース及び重錘諸元

| 実験ケース | 土堤高さ (m) | 重錘諸元 | | |
|-------|-------------|------|------------|--------------|
| | | 重錘形状 | 重錘径 (m) | 重錘質量 (kg) |
| M-E | 1 | 多面体 | 0.5 | 234.5 |
| S-E | 0.5 | 多面体 | 0.25 | 29.4 |
| S-S | 0.5 | 球 | 0.25 | 29.0 |
| US-E | 0.125 | 多面体 | 0.0625 | 0.45 |

や土堤表面変状，土堤断面変状を比較する

ことで模型スケールが土堤耐力や土堤の破壊メカニズムに及ぼす影響を検討した。さらに，小型模型を対象に球形重錘による静的載荷実験を実施し，重錘形状が土堤耐力及び土堤の破壊メカニズムに及ぼす影響を検討した。

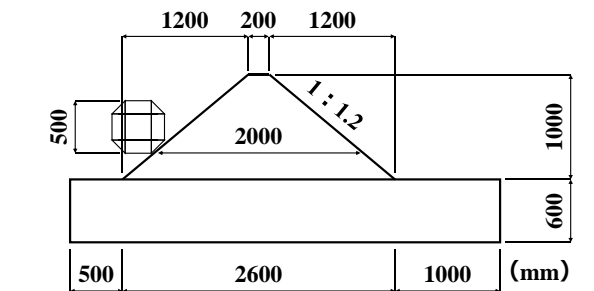
試験体概要として，表 1 に実験ケースと重錘諸元，表 2 に物性値一覧，図 1 に実験概要図，図 2 に実験風景を示す。表 1 のケース名について，第一項目は実規模土堤に対する模型の大きさを示し，M が中型模型，S が小型模型，US が超小型模型を示す。また第二項目は重錘形状を示し，E が EOTA 型重錘，S が球形重錘を示す。また，重錘径は土堤高さの 1/2 とし，重錘密度は落石対策便覧を参考に目標値 2.6ton/m³ に設定した。図 1 について，土堤は土堤部及び基層部で構築されており，表 2 に示す物性値の砂を用い，締固め度 90% を目標に試験体を作成した。

M-E 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) 本実験にて得られた材料試験結果を用いた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。天端について実規模土堤では 1.0m 程度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 M-E では 0.5m 以上にすることが望ましい。しかし，本実験では載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。土堤高さは実大規模の土堤高さ 2.0m をもとに 1.0m に設定した。土堤延長は 4.6m に設定した。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 毎に砂を敷均し，振動締固め機を使用して成形した。S-E の土堤形状について，土堤断面形状は中型模型の 1/2 スケールに設定し，土堤延長は 2.0m とした。土堤構築方法は中型模型と同様であり，基層部は厚さ 0.3m 毎に，土堤部は 0.25m 毎に砂を敷均し，振動締固め機を使用して成形した。US-E の土堤形状について，土堤断面形状は小型模型の 1/4 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 0.025m 毎に，土堤部は 3 層に分けて砂を敷均し，人力による締固めを実施して成形した。

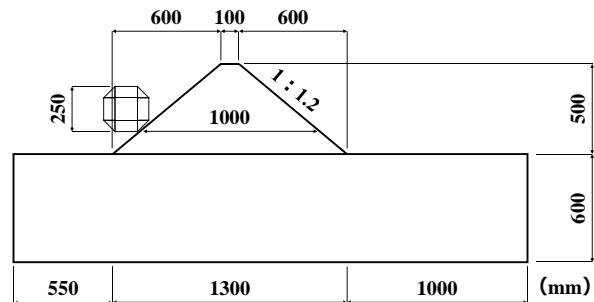
実験の実施に際して，重錘重心高さを土堤高さの 1/2 に一致させ M-E, S-E, S-S は重錘に接続した油圧ジャッキ，

表 2 物性値一覧

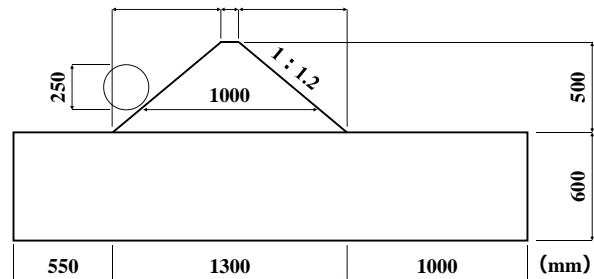
| 項目 | 単位 | 実験ケース | |
|----------------------|----------------------|-----------|----------|
| | | M-E, US-E | S-E, S-S |
| 地盤材料の分類名 | - | SP | SP |
| 土粒子の密度 | (g/cm ³) | 2.69 | 2.68 |
| 60% 粒径 D_{60} | (mm) | 0.28 | 0.25 |
| 均等係数 U_c | - | 1.83 | 2.08 |
| 最大乾燥密度 ρ_{dmax} | (g/cm ³) | 1.41 | - |
| 最適含水比 w_{opt} | (%) | 25.4 | - |
| 内部摩擦角 Φ | (°) | 34.70 | 37.10 |
| 粘着力 C | (kN/m ²) | 6.60 | 6.90 |
| 平均含水比 | (%) | 9.5 | 12.5 |



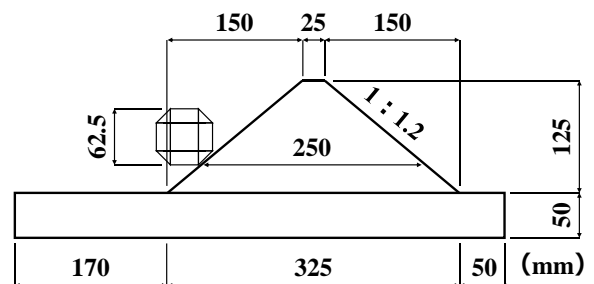
(a) M-E



(b) S-E



(c) S-S



(d) US-E

図 1 実験概要図

US-E はモーターにより土堤に水平荷重を作用させた。載荷方法について M-E 及び US-E は単調載荷（但し、M-E はカメラのバッテリー交換のため貫入量 0.2m 程度で一度載荷を中断した。）、S-E 及び S-S は水平変位 0.25m 毎の漸増繰り返し載荷とした。なお、測定項目はロードセルによる載荷荷重、水平方向の重錘貫入量、ビデオカメラによる土堤変状計測及び土堤載荷点に埋設した着色砂による土堤断面変状である。

3. 実験結果及び考察

3.1 模型スケールと土堤の破壊メカニズムの関係

(1) 荷重貫入量曲線

図 3 に M-E, S-E, US-E の荷重貫入量曲線を示す。横軸に貫入率、縦軸に荷重 (kN) を取り、プロットにて最大荷重点を示す。なお、貫入率は土堤への重錘貫入量を、重錘底面高さにおける土堤の載荷方向長さ (M-E : 2.0m, S-E : 1.0m, US-E : 0.25m) で除した値を用いた。図-3 より、M-E 及び S-E は最大荷重点に到達するまで緩やかなカーブを描くように推移した。その後 M-E は貫入率 0.101 で最大荷重 17.69kN に、S-E は貫入率 0.158 で最大荷重 3.43kN に到達した。やがて M-E は貫入率 0.150 程度で荷重が 13kN 程度に収束し、S-E も荷重が収束に向かう傾向が見られた。一方、US-E は貫入率 0.076 で一度目のピーク荷重 0.145kN を迎えた後、貫入率 0.120 程度までは荷重が低下した。その後、荷重が再増加し貫入率 0.148 で二度目のピーク荷重(最大荷重) 0.149kN に到達した。以降は荷重が低下し、載荷終了時まで収束に向かう様子は見られなかったことから、US-E は他の 2 ケースと比較し、荷重の推移について異なる傾向が見られた。

図 4 に模型スケールと最大荷重の関係を示す。横軸に重錘径 (m)、縦軸に最大荷重 (kN) の両対数軸を取り、各ケースの最大荷重をプロットにて示す。図 4 より、両対数軸グラフにおいて最大荷重は概ね線形関係になっており、傾き 2.3 で決定係数 $R^2=0.99$ の近似直線が描かれる。したがって、静的載荷時の最大荷重は重錘径の比の 2.3 乗に比例すると言える。これより、実規模の土堤に対して同様の実験を行った場合、その最大荷重は 100kN 程度になると推測される。なお、土堤耐力に影響を及ぼす要因としては土質材料が持つ粘着力 C と内部摩擦角 ϕ が考えられることから、粘着力と内部摩擦角がスケール効果に及ぼす影響についても別途検討が必要である。

(2) 土堤表面変状

図 5 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。M-E を黄色、S-E を青色、US-E を紫色で土堤表面に発生したひび割れを示し、土堤中央線を赤色で示す。模型スケールが土堤表面変状に及ぼす影響を検討するため、法面の縦の長さを 1.00 として正規化をした。図 5 より載荷面側において貫入痕の寸法はいずれの模型スケールにおいても概ね等しいことが分かる。一方、

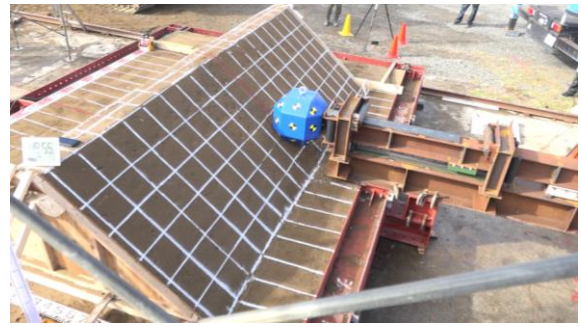
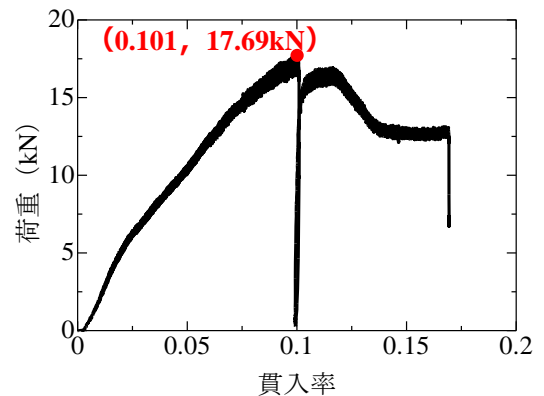
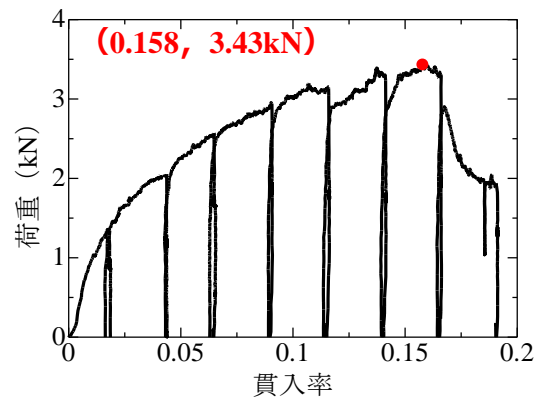


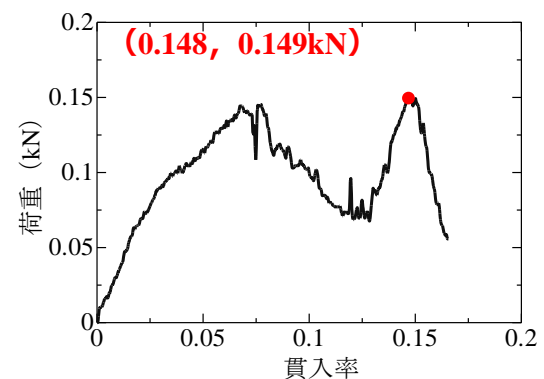
図 2 実験風景 (M-E)



(a) M-E



(b) S-E



(c) US-E

図 3 荷重貫入量曲線

土堤延長方向の変状範囲を比較すると M-E が 0.57, S-E が 0.79, US-E が 1.10 となり、模型スケールが小さくなるに従い貫入痕上部の変状範囲が大きくなることが分かった。また非荷面側では土堤中央において法尻から 0.40~0.70 の位置で各ケース押抜きひび割れが確認された。さらに S-E では法尻付近に、US-E では法尻から凡そ 0.30 の位置に 2 つ目の押抜き破壊が確認された。さらに、非荷面側における土堤延長方向の変状範囲は M-E が 1.22, S-E が 1.36, US-E が 1.87 であり、荷面側と同様に模型スケールが小さくなるに従い変状範囲が大きくなることが分かった。これは模型スケールが小さくなるほど、押抜かれた土塊の体積及び土塊底面のすべり面の面積が相対的に大きくなることを意味する。したがって、模型スケールに対する荷重の大きさを正規化した際に、US-E が最も大きな耐力を発揮すると考えられる。

(3) 土堤断面変状

図 6 に実験後に土堤中央断面を掘削した様子を示す。図中に示す矢印はせん断面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、着色砂には荷面側を 1 とした通し番号を付けている。図 6 より M-E は重錘底面を始点に着色砂 4 までは概ね水平にすべり線が進展した。その後は仰角 24 度で進展し、想定すべり線は非荷面側のひび割れ発生位置まで連続したと考えられる。S-E は図 5 より、非荷面に 2 つの押抜き破壊が見られたが、これに繋がる 2 つのすべり線が土堤断面に確認された。1 つ目のすべり線は重錘底面を始点に着色砂 2 から仰角 28 度で進展し、鉛直高さ 0.31m に非荷面側で発生したひび割れに繋がった。2 つ目のすべり線は重錘底面を始点に着色砂 4 までは概ね水平に進展し、その後は俯角 13 度で進展して法尻付近のひび割れに繋がった。US-E も S-E と同様に 2 つの押抜き破壊に対し、2 つのすべり線が確認された。1 つ目のすべり線は重錘底面を始点に着色砂 2 までは概ね水平に進展した。その後は仰角 24 度で進展し、鉛直高さ 0.057m に非荷面側で発生したひび割れに繋がった。2 つ目のすべり線は重錘底面を始点に着色砂 3 までは概ね水平に進展した。その後は俯角 18 度で進展して鉛直高さ 0.026m に非荷面側で発生したひび割れに繋がった。以上より、模型スケール間の土堤断面変状を比較すると、すべり線の始点がいずれも重錘底面に一致していることが分かる。また、すべり線の進展方向についても模型スケール間で大きな差異が見られなかったことから、土堤断面変状は模型スケールによる影響を受けないことが示唆される。

3.2 重錘形状と土堤の破壊メカニズムの関係

(1) 荷重貫入量曲線

図 7 に S-E と S-S における荷重貫入量曲線を示す。青色で S-E、橙色で S-S を示し、最大荷重をプロットにて示す。図 7 より S-E は貫入量 0.158m で最大荷重 3.43kN を取り、S-S は貫入量 0.118m で最大荷重 3.43kN を取った。

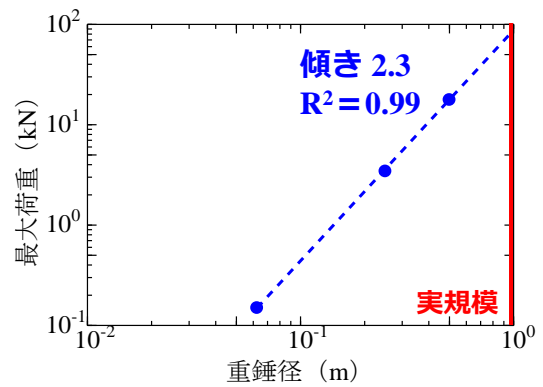


図 4 模型スケールと最大荷重の関係

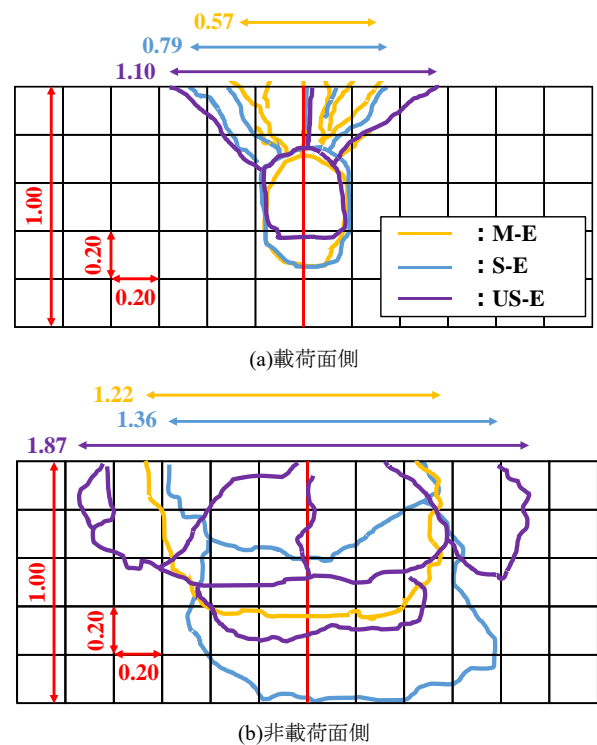
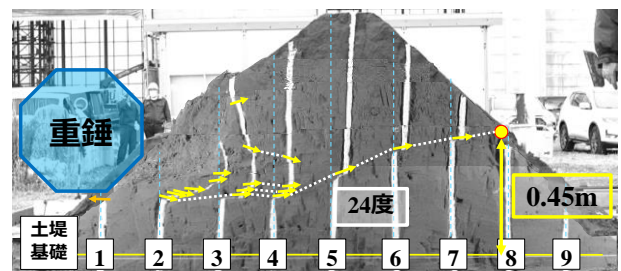
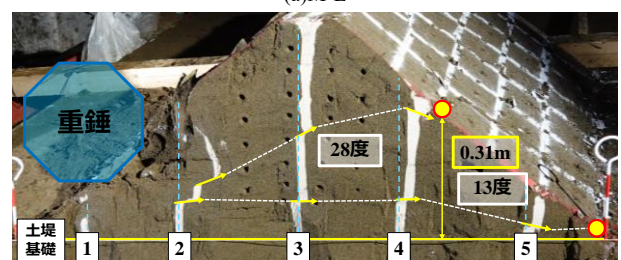


図 5 土堤表面の変状の様子



(a)M-E



(b)S-E

したがって重錘径が等しいとき、その最大荷重は重錘形状によらないことが示唆された。また、貫入量 0.1m 程度までの荷重の推移を比較すると S-S は概ね一定の勾配で荷重が増加していることが分かる。一方、S-E の貫入初期は S-S よりも大きな勾配で荷重が増加するが、貫入量 0.025m の手前で勾配が変化し、それ以前より緩やかな勾配で荷重が推移していることが分かる。ここで図 8 に EOTA 型重錘における貫入初期の模式図を示す。貫入量 0m 時点の法面を黒線で示し、これ以降の法面は貫入量を併せて記す。図 8 より荷重の進行に伴う土堤法面と重錘との接触面積を考えると S-S は荷重の進行に伴い重錘と土堤の接触面積が一定の割合で増加する。一方、S-E は貫入量 0.0125m の以前以後で重錘と土堤の接触面積の増分が変化することが分かる。ここで、貫入量 0.0125m は図 7 より S-E における荷重貫入量曲線の勾配が変化する貫入量に概ね一致している。したがって、貫入初期の重錘と土堤の接触面積の増分は、土堤への貫入抵抗に影響する可能性が考えられる。さらに、貫入量 0m において各重錘が土堤へ接触する高さに着目すると、S-E の方がその高さが低いことが分かる。このため S-E の方が貫入初期に作用する土塊の重量が大きく、さらに荷重位置が低い場合、拘束圧が大きくなるため摩擦角によるせん断抵抗も増大すると考えられることから貫入初期の荷重が大きくなったと推察される。

(2) 土堤表面変状

図 9 に荷重面及び非荷重面における、実験終了時の土堤表面変状の模式図を示す。S-E を青色、S-S を緑色、土堤中央線を赤色でそれぞれ示し、法面の縦方向長さを 1.00 として正規化した。図 9 より荷重面側において貫入痕の形状及び寸法は同程度であるほか、いずれも貫入痕の上部において荷重方向とその斜め方向にひび割れが発生していることが分かる。また、土堤延長方向の変状範囲は S-E が 0.84、S-S が 0.76 であり、凡そ等しいことが分かった。非荷重面側では S-E で 2 つ、S-S で 1 つの押抜き破壊が確認された。ここで S-E における 1 つ目の押抜き破壊と S-S の押抜き破壊の範囲を比較する。S-E は縦幅 0.42、横幅が 1.12 である。一方、S-S は縦幅 0.54、横幅が 1.12 である。したがって、縦幅は S-S が僅かに大きいと横幅は等しく、荷重面側の結果も踏まえると両者の押抜き破壊範囲は概ね等しいことが分かる。さらに S-S は押抜き破壊が 1 つしか確認されなかったが、荷重を継続させることで 2 つ目の押抜き破壊が発生する可能性も考えられる。以上より、重錘寸法が等しいとき重錘形状は土堤表面変状に大きな影響を及ぼさないと推測される。

(3) 土堤断面変状

図 10 に S-S における実験後の土堤断面を掘削した様子を示す。図中に示す矢印はせん断面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、着色砂には荷重面側を 1 とした通し番号を付け、土堤接触時と荷重終了時の重錘位置を示す。図 10 よりすべ

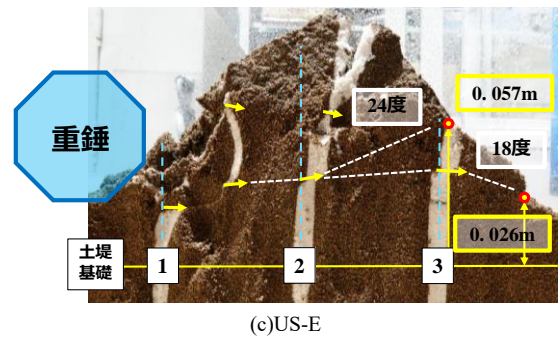


図 6 実験後の土堤断面図

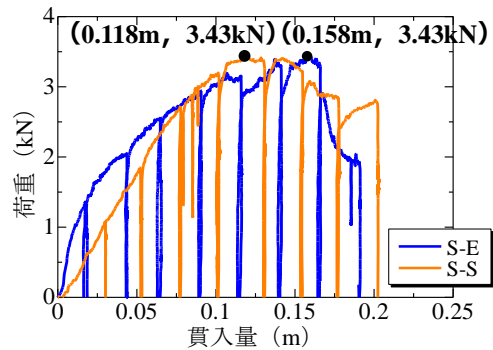


図 7 荷重貫入量曲線

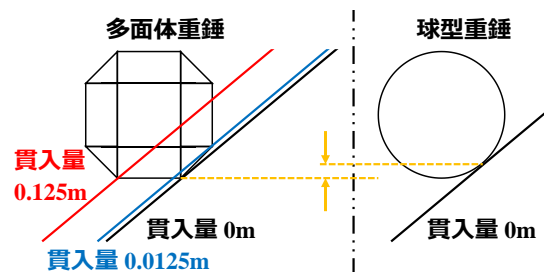
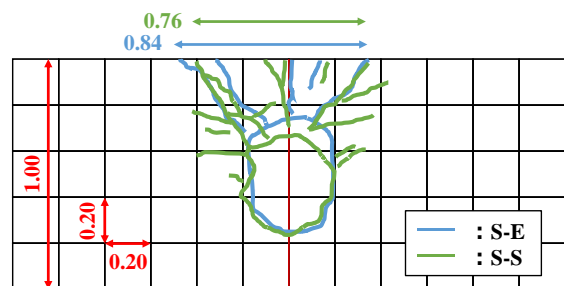
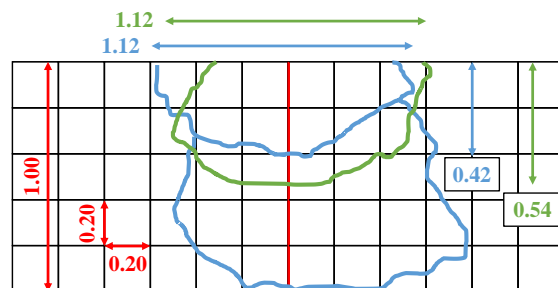


図 8 土堤接触時の模式図



(a)荷重面側



(b)非荷重面側

図 9 土堤表面の変状の様子

り線は重錘底面を始点に仰角 18 度で進展した後、非載荷面のひび割れに連続していることが分かる。また、図 10 と図 6(b)に示す S-E を比較すると、すべり線の始点はいずれも重錘底面の高さに凡そ等しい。このことから土堤内部の破壊性状は重錘形状によらないと言える。一方、S-E の 1 つ目のすべり線と S-S のすべり線の進展方向を比較すると、S-E の方がすべり線と水平方向とのなす角が 10 度程度大きいことが分かる。図 9(b)において、S-E の方が押抜き破壊の縦幅が小さいが、これはすべり線の進展方向の差が要因であると考えられる。そこで各ケースの着色砂 2 に発生したせん断に着目する。S-S では重錘重心を中心に、放射状のせん断が広い範囲で発生していることが分かる。一方 S-E では土堤表面付近の色砂が損失してしまっているものの、明確なせん断は重錘底面付近に発生した 2 箇所しか確認されなかった。したがって、球型重錘の方が土堤内部で広範囲に損傷を与えることが出来る重錘形状であると考えられる。なお、これらのすべり線において、着色砂のせん断方向が非載荷面に繋がる直前で俯角方向になっていることが分かる。これは土塊が押抜かれる直前に、その自重により進展方向が俯角方向に切り替わったためであると考えられる。

4. 数値解析及び考察

4.1 数値解析概要

図 11 に 2D-DEM による S-E 及び S-S の解析モデル、表 3 に解析パラメータ一覧を示す。解析パラメータは既往研究²⁾を参考に設定した。粒子半径は最大粒径が重錘直径の 1/10 以下が望ましいとした既往研究³⁾を参考に、計算コストを考慮し最大粒径は重錘径の $1/(20\sqrt{2})$ 、最小粒径は最大粒径の 1/2 とした。また、解析上での粘着力を表すボンド強度を設定するため、表 3 の解析パラメータで掘削解析⁴⁾を実施し、限界自立高さとの関係性を算出した。これと図 12 に示す中型模型の限界自立高さ 1.3m を踏まえ、ボンド強度を 5.47MPa に設定した。なお、奥行きは単位幅 (1m) とする。

4.2 荷重貫入量曲線

図 13 に荷重貫入量曲線を示す。各ケースの実験結果を赤色で、解析結果を青色で示し、最大荷重をプロットにて示す。図 13 より解析結果と実験結果の荷重を比較すると、貫入初期を除き解析結果の方が大きい値で推移していることが分かる。最大荷重時は S-E が 7.509kN、S-S が 7.082kN と実験結果の 2 倍程度の最大荷重を取った。これは本解析が平面ひずみ状態で実施されていることに起因する。つまり実現象と異なり土堤延長方向へ応力が分散しないこと、さらに重錘の載荷面積が実験の 2 倍以上になっていることから、三次元現象の荷重を再現することは困難であると考えられる。また解析結果の波形に着目すると、S-E の貫入量 0.1m で荷重が 6kN から 3kN 程まで急激に低下した後、再増加し最大荷重に達していることが分かる。S-S について

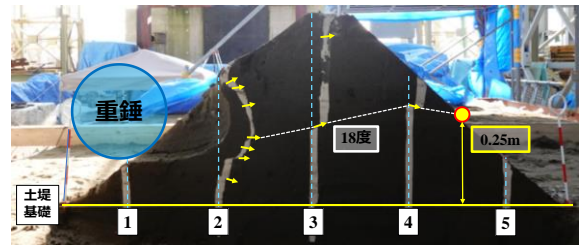
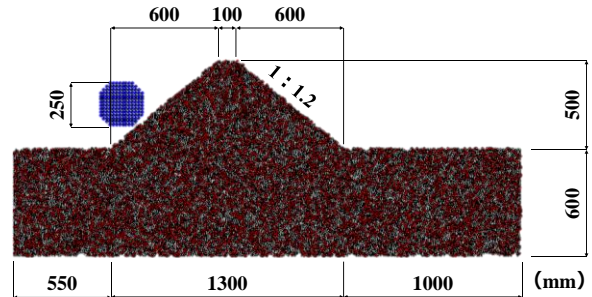
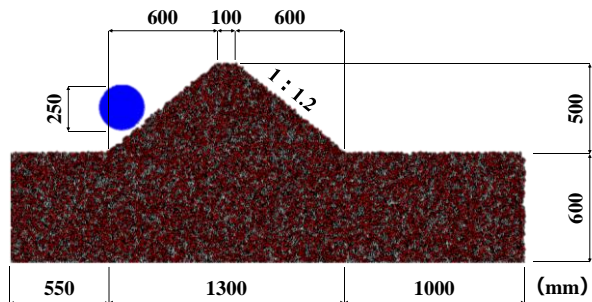


図 10 S-S の土堤断面



(a)S-E



(b)S-S

図 11 解析モデル

表 3 解析パラメータ

| パラメータ | 記号 (単位) | 設定値 |
|----------------|-------------------------------|--------------------|
| 最大粒径 D_{max} | D (m) | 0.00884 |
| 最小粒径 D_{min} | | 0.00442 |
| 平均粒径 D_{50} | | 0.00663 |
| オーバーラップ率 | % | 1.0 |
| 粒子の密度 | ρ_s (kg/m ³) | 2650 |
| 法線方向ばね定数 | k_n (N/m) | 1.0×10^7 |
| 接線方向ばね定数 | k_s (N/m) | 2.5×10^6 |
| 粒子間摩擦角 | φ_u (deg.) | 25 |
| 減衰定数 | h | 1.0 |
| ボンド直径 | D_b (m) | 0.00442 |
| ボンド強度 | sb (Pa) | 5.47×10^6 |

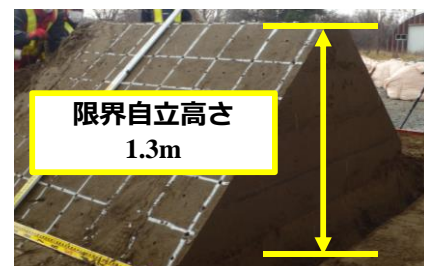


図 12 限界自立高さ

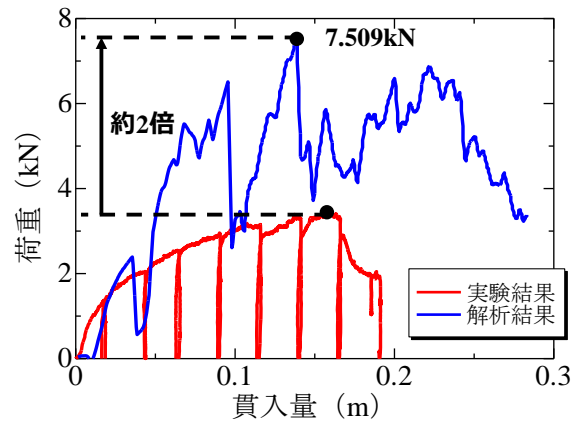
も同様に荷重の急激な上昇・降下が見られる。この要因は本解析モデルで使用した非円形粒子にあり、粒子同士の噛み合わせが発揮されたとき荷重が大きな値を示すためであると考えられる。

4.3 土堤内部の破壊メカニズム

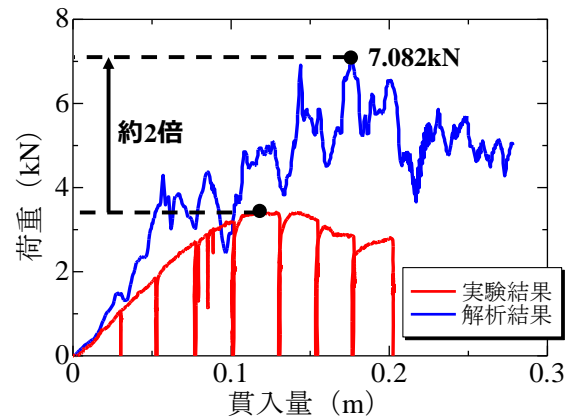
図 14 に解析結果における土堤内部挙動の離散化図を示す。各ケースについて実験終了時の貫入量と、それから十分に荷重が進行した貫入量 0.238m における土堤内部の様子をそれぞれ示す。なお、ほとんどの粒子は赤色で示されているが、それ以外の色の粒子は粒子間の結合が破断していることを示す。図 14 より、実験終了時の貫入量において、S-E と S-S のいずれにおいても非載荷面側のひび割れに繋がるすべり線が形成されていないことが分かる。さらに、実験終了時の貫入量から 0.04m 程度荷重を進行させた貫入量 0.238m においても、すべり線が形成されていないことが分かる。したがって、解析結果は実験結果と比較して土堤に変状が発生するまでにより大きな貫入量を要すると言え、この要因は非円形粒子モデルにあると考える。非円形粒子は 3 つの円形粒子で構成されており、本解析ではこれらを重ね合わせる割合であるオーバーラップ率を 1% とし、凹凸の大きい粒子モデルとしている。つまり貫入初期は噛み合わせを発揮するまでに一定の貫入が必要であることが予想される。また、貫入量 0.238m において粒子間結合が破断した領域を損傷範囲と考え、土堤内部の破壊性状を比較すると、S-E では重錘の底面付近に損傷範囲が集中している。一方、S-S は損傷範囲が重錘底面から重錘上部にかけて幅広く分布し、結合が破断した粒子数は S-E より多いことが分かる。したがって、重錘形状により土堤内部の損傷箇所が異なるほか、球型重錘の方が広範囲に損傷を与える重錘形状であることが示唆された。

図 15 に実験結果と解析結果における土堤断面の模式図を示す。ここで、解析結果の土堤断面は、実験終了時と同じ貫入量における土堤断面である。実験後の法面及び着色砂を橙色で示し、解析結果での法面及び着色粒子を青色で示す。図 15 より解析結果は実験結果と比較して土堤全体での変位が大きいことが分かる。例えば天端について、S-E では実験結果より載荷面側法肩で 0.10m、非載荷面側法肩で 0.07m 変位が大きい。S-S についても実験結果に対して載荷面側法肩で 0.05m、非載荷面側法肩で 0.03m 解析結果の変位が大きいことが分かる。さらに着色粒子に着目すると、いずれのケースも基層部分から着色粒子全体が斜めに倒れている様子が見受けられる。また、非載荷面側の法面が実験結果と比較して急勾配化していることから、土堤全体が大きく変形していることが分かる。したがって、実験結果では重錘付近の細かいせん断やすべりによるせん断変形により荷重に対し抵抗するが、解析結果からは土堤全体が変位することにより抵抗していることが予想され、土堤の変形破壊挙動に差異が見られた。

図 16 に土堤内部に伝播する応力の離散化図を示す。貫入初期である貫入量 0.005m 時点と、各ケースの実験終了

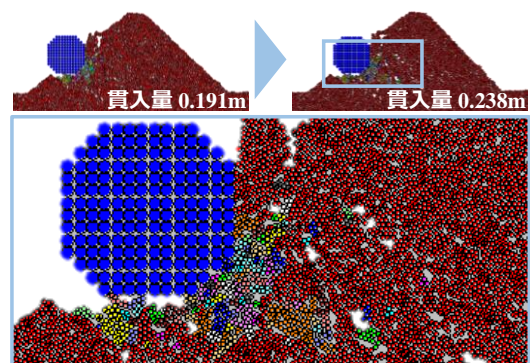


(a)S-E

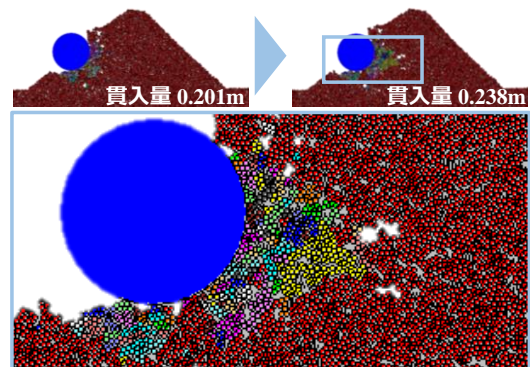


(b)S-S

図 13 荷重貫入量曲線



(a)S-E



(b)S-S

図 14 土堤内部の変形破壊挙動

時の貫入量において中間主応力をコンターで示す。図 16 より、貫入初期において応力が発生している高さが S-E と S-S で異なっており、S-E は基層から 0.12m、S-S は基層から 0.15m である。これは 3.2(1)で示した、土堤に重錘が最初に接触する箇所の鉛直高さが、S-S の方が高いことに起因すると考えられる。また、実験終了時の貫入量における土堤内部の応力伝播状況を見ると、応力は荷重方向に対して俯角に伝播し、基層深くにまで及んでいることが分かる。ここで、実験における応力の伝播範囲については計測できていないものの、解析の方が実験よりも広域に応力が伝播したことで、図 15 に示すように解析での土堤の変形が基層にまで及んだ可能性が考えられる。なお、これについては図 13 で示した最大荷重の比較と同様に、解析では土堤延長方向への応力伝播がないことから、荷重方向への応力の伝達効率が実験よりも高いことが予想される。

5. まとめ

本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、3つの模型スケール及び異なる重錘形状を用いた静的荷重実験とその再現解析を実施した。これにより土堤のスケール効果や重錘形状が土堤の破壊性状に及ぼす影響、土堤内部の変形破壊挙動について検討した。本研究により得られた知見は以下の通りである。

- 1) 静的荷重時の最大荷重は、模型寸法比の 2.3 乗に比例することから、任意の模型スケールにおける静的荷重時の最大荷重を推定できることが示唆された。
- 2) 模型スケールが小さくなるに従い、土堤表面の変状範囲は大きくなることが分かった。一方、土堤断面の変形破壊挙動は模型スケールが異なる場合においても同様の傾向を示した。
- 3) 静的荷重時に土堤へ作用する最大荷重は重錘形状によらないことが示唆された。一方、貫入初期は重錘と土堤との接触面の影響により、荷重の推移に差が見られると考えられる。
- 4) 実験結果及び解析結果より、水平方向への静的荷重時は多面体重錘に比べて球型重錘の方が土堤内部の広範囲に損傷を与える重錘形状であることが示唆された。
- 5) 2D-DEM による再現解析より、本解析パラメータは土堤の破壊に至るまでに実験よりも多くの貫入量を要することが分かった。また、荷重に対しせん断変形による抵抗が見られた実験結果に対し、解析結果では土堤全体の変形による抵抗が見られたことから、土堤の変形破壊挙動に差異が見られた。

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) 前田健一,羽柴寛文,刈田圭一,牛渡裕二,川瀬良司:二次元個別要素法を用いた落石による水平堆積層の衝撃力伝達

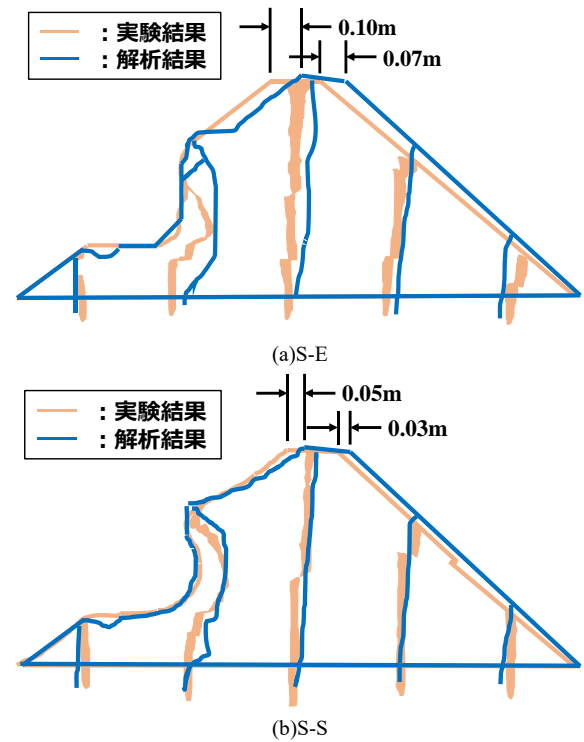


図 15 土堤断面の比較

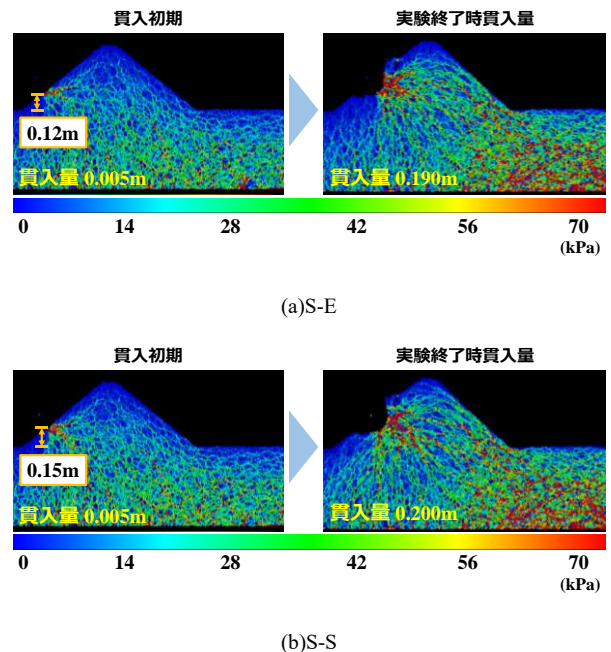


図 16 土堤内部の応力伝播の様子

挙動，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.67, No.2, pp.355-364, 2011.

- 3) 松尾和茂, 前田健一, 堀耕輔, 鈴木健太郎, 今野久志: 落石防護土堤の落石捕捉性能把握を目的とした模型実験及び数値解析, 応用力学論文集 Vol.22, I_389-I_400201.
- 4) 内藤直人, 前田健一, 田中敬大, 堀耕輔, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 落石防護土堤の耐衝撃性能に及ぼす粘着力の影響に関する個別要素法解析, 計算工学講演会論文集, Vol.22, 2017.

Static loading tests to elucidate scale effects and fundamental failure mechanisms of rockfall protective soil embankments

Yoshiyuki OGRURI¹, Kenichi MAEDA², Keisuke KONDO³, Yuta MORI⁴,
Takuro NAKAMURA⁵, Yuji USHIWATARI⁶, Naoto NAITO⁷, Masato KOMURO⁸

- 1 Nagoya Institute of Technology, Graduate School, Department of Civil Engineering
- 2 Nagoya Institute of Technology, Professor, Advanced Disaster Prevention Engineering Center
- 3 Nagoya Institute of Technology, Graduate School, Department of Social Engineering
- 4 Nagoya Institute of Technology, Department of Civil Engineering
- 5 Civil Engineering Research Institute of cold Region
- 6 Koken Engineering
- 7 Toyohashi University of Technology
- 8 Muroran Institute of Technology

Abstract

In recent years, there has been a growing concern in Japan about the increasing damage caused by falling rocks due to the intensification of natural disasters. While the rockfall protective soil embankments, one of the countermeasures against falling rocks, is a rational countermeasure with excellent workability, economic efficiency, and maintainability, its performance design method has not yet been established. In this paper, static loading experiments using multi-surface weights are conducted on three different scale models of soil embankments to understand the scale effect of soil embankments. From the experimental results, load-penetration relationships and failure behavior of the soil embankments were compared, and the scale effect of the models was discussed. Static loading tests using spherical weights were also conducted on a small model, and the results were compared with those of the tests using multi-surface weights. As a result, it was confirmed that the shape of the weights had no significant effect on the failure behavior of the soil embankment and that the maximum loads of the two models were almost equal. Numerical analysis using the 2D-DEM was also conducted to confirm the internal behavior of the soil embankment under static loading.

Key words: Rockfall protective soil embankment, Static loading experiment, Scale effect, 2D-DEM, Failure mechanism