



第 35 回 中部地盤工学シンポジウム論文集

令和 5 年 8 月 7 日 (月)

名古屋大学 ES 館及びオンラインの併用開催

主催：公益社団法人 地盤工学会中部支部

後援：一般社団法人 建設コンサルタンツ協会中部支部

一般社団法人 日本建設業連合会中部支部

一般社団法人 日本応用地質学会中部支部

一般社団法人 中部地質調査業協会

第 35 回 中部地盤工学シンポジウム

目 次

9:00 開場

9:30 ~ 9:35 開会挨拶 地盤工学会中部支部 支部長 愛知 雅夫

第1セッション(9:35 ~ 11:20)

司会：名城大学 藤井 幸泰

- 1-1 排水性の高い浮き形格子状地盤改良による繰返し地震動に対する液状化対策効果..... 1
○岡崎 昂奈 (名古屋工業大学), 森河 由紀弘, 前田 健一, 佐藤 智範
- 1-2 河川堤防の降雨浸透における植生の根系が選択流形成に及ぼす影響..... 7
○大桑 有美 (名古屋工業大学), 前田 健一, 一瀬 守, 澤村 直毅
- 1-3 止水矢板周りのパイピング現象における地盤侵食過程と流れの観察..... 11
○夏目 将嗣 (名城大学), 岡本 隆明, 小高 猛司, 李 圭太
- 1-4 令和 4 年 7 月に決壊した半場川堤防の力学特性の評価..... 17
○児玉 直哉 (名城大学), 小高 猛司, 李 圭太, 大堀 文彦, 久保 裕一, 久保 宜之, 鈴木 貴博,
稲吉 正浩, 石原 雅規
- 1-5 三軸砂供試体の密度と飽和度の違いが繰返しせん断挙動に与える影響..... 23
○岸川 貴洋 (名古屋大学), 吉川 高広, 野田 利弘
- 1-6 バイオマス由来の高分子材料によって改良された中間土の物性・力学特性に関する実験的研究..
..... 27
○竹田 菜都 (名古屋大学), 中野 正樹, 酒井 崇之, ジンチェンコ アナトーリ, 王 焯昊
- 1-7 植物種子を用いた炭酸カルシウム改良砂の力学特性..... 33
○山下 隼史 (名城大学), 小高 猛司, 桐山 和也, 武藤 裕久, 江本 菜々美, 谷藤 春奈

特別講演(11:30 ~ 12:30)

司会：岐阜工業高等専門学校 水野 和憲

三重大学大学院 生物資源学研究科 教授 立花 義裕 先生

「ニューノーマル化する異常気象 ～偏西風蛇行と異常な気象の連鎖～」

第2セッション(13:30 ~ 15:15)

司会：岐阜大学 小島 悠揮

- 2-1 内水圧が作用する埋設管渠周辺地盤の内部侵食が陥没発生リスクに及ぼす影響..... 39
○小橋 朋弥 (名古屋工業大学) , 前田 健一, 林 英璃奈
- 2-2 弾性堆積盆地の三次元的な幾何形状が地震動の増幅特性に及ぼす影響の数値的検討..... 45
○松本 雅紀 (名古屋大学) , 野田 利弘, 豊田 智大
- 2-3 波浪作用による海底地盤の液状化挙動に及ぼす間隙水圧縮性と多次元性の影響..... 53
○飯島 琢臣 (名古屋大学) , 豊田 智大, 野田 利弘
- 2-4 大型土のうによる衝突力減衰機構把握のための実験..... 59
○上田 大輔 (株式会社ライテック) , 沢田 和秀, 林 幹之, 小池 真仁
- 2-5 落石防護土堤の破壊メカニズム解明に向けた小型・中型静的実験と二次元 DEM 解析..... 67
○近藤 慶亮 (名古屋工業大学) , 前田 健一, 木村 絢, 小栗 快之, 中村 拓郎, 海部 友和,
内藤 直人
- 2-6 捨石マウンドの部分固化範囲が単調荷重を受ける防波堤の挙動に及ぼす影響の分析..... 73
○松田 達也 (豊橋技術科学大学) , 小林 泰基, 内藤 直人
- 2-7 粒子群最適化法による土の構成則のパラメータの自動的な推定方法の提案..... 79
○酒井 崇之 (名古屋大学) , 中野 正樹

15:25 ~ 15:30 閉会挨拶 地盤工学会中部支部シンポジウム部会 部会長 水野 和憲

第1セッション
(9:35～11:20)

司会：藤井 幸泰
(名城大学)

排水性の高い浮き形格子状地盤改良による繰返し地震動に対する液状化対策効果 Effects of floating grid type improvement with high drainage in liquefaction countermeasure under repeated earthquake

岡崎昂奈¹, 森河由紀弘², 前田健一³, 佐藤智範⁴

1 名古屋工業大学大学院・工学専攻社会工学系プログラム・t.okazaki.279@nitech.jp

2 名古屋工業大学 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

4 名古屋工業大学・技術部技術課

概 要

戸建て住宅等の既設小規模構造物にも適用可能な液状化対策の開発が求められている中、本研究ではこれまで浮き形格子状地盤改良に着目し、様々な検討を行ってきた。今日までに、浮き型格子状地盤改良に排水性改良体を用いることで液状化対策効果が向上することや、排水ドレンには液状化後における地盤強度の増加効果が期待できることから再液状化に対してもその有効性が期待された。そこで本研究では、排水性改良体を用いた浮き型格子状地盤改良による繰返し地震動に対する液状化対策効果について、重力場における二次元振動台模型実験による検討を行った。検討の結果、排水性の高い改良体を浮き型格子状地盤改良に用いることで、加振回数に応じて相対密度の増加に伴う効果以上に地盤の液状化強度が高くなることや、それに伴い液状化被害の抑制効果が大幅に向上することが明らかとなった。

キーワード：液状化，振動台実験，格子状地盤改良，排水工法

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震^{1),2)}など大規模な地震において、液状化の発生に伴う多くの構造物の沈下被害や傾斜被害が確認されている。また、今後においても大規模な地震の発生に伴う広範囲な液状化も危惧されており、戸建て住宅などの既設小規模構造物を対象とした施工性や経済性に優れた液状化対策工法の開発が求められている。ここで、内閣府が定める災害に係る住家の被害認定基準運用指針³⁾において液状化による住家の被災度判定は、沈下被害のみではなく傾斜被害によっても大きく異なることが示されている。そのため、住家を対象とした液状化対策方法には、構造物の沈下被害の抑制効果に加え、傾斜被害の抑制効果についても考慮しなければならない。

本研究では、既設小規模構造物に適用可能な改良深度を液状化層の浅い部分に留めた「浮き形格子状地盤改良」に着目した。ここで、液状化対策としての格子状地盤改良は、一般的に高い剛性を持つ地中連続壁を液状化層下端まで狭い間隔で造成することで、地震に伴う地盤のせん断変形を抑制し、液状化の発生を防止する工法であるため、これまで格子間隔が過剰間隙水圧や沈下量に及ぼす影響⁴⁾⁻⁹⁾、最適な格子間隔の算定方法^{10),11)}などが検討されてきた。

一方、本研究では改良深度を液状化層の比較的浅い部分

に留めた格子間隔の広い経済的な改良を行うことにより、液状化の発生は許容するものの、液状化地盤の側方流動を抑制することで構造物の液状化被害を低減させる方法に関する様々な検討を行ってきた¹²⁾⁻¹⁵⁾。その結果、排水性の高い改良体を用いることにより液状化対策効果が増加することや、不透水性改良体の上部に排水性改良体を組み合わせた複合型改良体の方が下部に排水性改良体を組み合わせるよりも高い液状化抑制効果が期待できることが明らかとなった¹⁶⁾⁻¹⁹⁾。他にも、排水ドレンには、過剰間隙水圧の抑制効果や消散効果以外にも液状化地盤の低流動化や、液状化中・液状化後においても地盤強度の増加効果が得られ、再液状化に対しても液状化被害の抑制効果が期待できることが明らかとなった²⁰⁾⁻²¹⁾。

しかし、複合型改良体を用いた浮き型格子状地盤改良による繰返し地震動に対する液状化対策効果は検討されていない。そこで、本研究ではこれまで行ってきた重力場における振動台実験の結果を基に、不透水性改良体の上部1/3に排水性改良体を組み合わせた複合型改良体を用いた浮き形格子状地盤改良による繰返し地震動を与えた場合における液状化被害の低減効果、過剰間隙水圧の抑制効果について検討を行った。

2. 浮き形格子状地盤改良による液状化対策効果

2.1 実験概要および実験条件

本検討では、格子壁全体の改良長 H と排水性改良体長 H_d との比率が $H_d/H=1/3$ の条件で、不透水性改良体の上部に排水性改良体を組み合わせた複合型改良体による浮き形格子状地盤改良が、繰返し地震動を受けるときの液状化対策効果について振動台実験により検討を行った。

図1に本実験で用いた入力波を示す。入力周波数は17Hz、最大加速度は約 2.5m/s^2 とした。本実験では簡易的な振動台実験装置を用いており、振動モーターの周波数と電源供給時間のみを制御している。従って、モーターへの電源供給を停止した後、振動が徐々に弱まり電源供給停止から約10秒後にモーターが静止する。そこで本検討では、電源が供給されている3秒間を主要動とする。

図2に実験概要図を示す。本検討では液状化中における構造物や地盤の挙動を観察するために、幅 500mm × 奥行 85mm × 高さ 500mm の透明なアクリル製の二次元土槽を用いており、模型地盤は珪砂7号 ($k_{15} = 6.5 \times 10^{-5}\text{m/s}$) を層厚 300mm 、目標相対密度 $D_r=50\%$ の飽和地盤を作成した。不透水性改良体には幅 23mm × 奥行 85mm × 高さ 120mm のアクリル製改良体を用いており、排水性改良体にはステンレス製の多孔板を加工したメッシュケース内に珪砂2号 ($k_{15} = 2.2 \times 10^{-2}\text{m/s}$) を充填し、目詰まり防止のため全体をガーゼで巻いた改良体を用いた。

図3に本検討で用いた設置圧が偏心した模型構造物を示す。幅 80mm × 奥行 80mm × 高さ 20mm のアルミニウム製ブロックの片側に、幅 40mm × 奥行 80mm × 高さ 10mm のアルミニウム製ブロックを重ねており、偏心させることにより液状化時に構造物の傾斜被害が発生しやすい条件にした。ここで、模型縮尺は1/30程度を想定しており、模型構造物の平均接地圧は2階建ての戸建て住宅に相当する 0.67kPa であり、偏心量 e を基礎幅 B で除した偏心比は $e/B=1/20$ となる。また、構造物の幅 B で正規化した浮き型格子状地盤改良の格子間隔 L 、および改良深度 H はそれぞれ既往研究を参考に $L/B=1.20$ 、 $H/B=2.25$ とした。

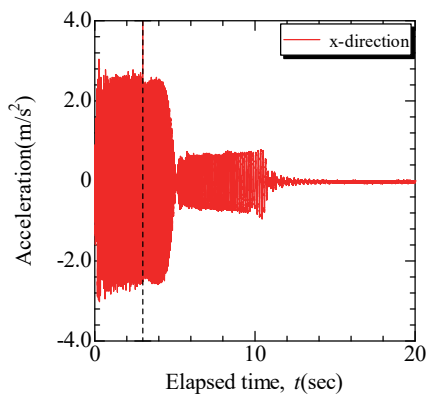


図1 入力加速度

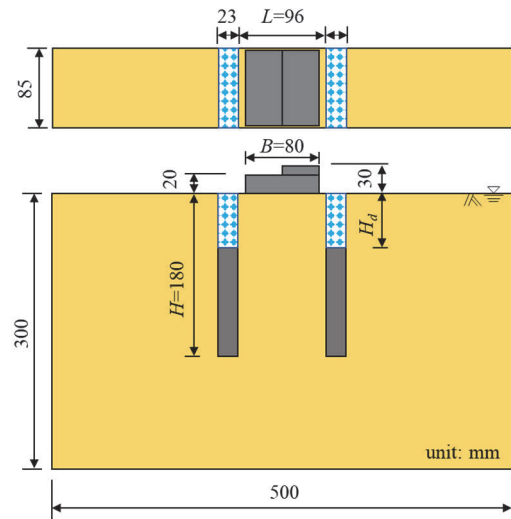


図2 実験概要図

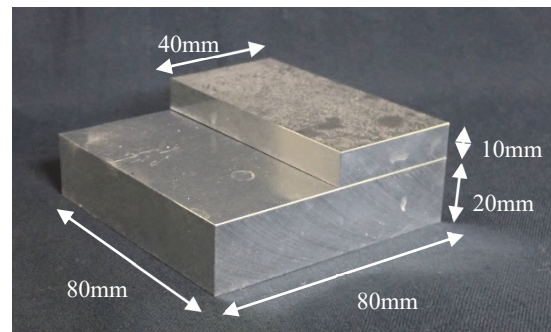


図3 模型構造物

2.2 繰返し地震動に対する液状化対策効果

本実験では、浮き型格子状地盤改良に不透水性改良体、排水性改良体、格子壁全体の改良長 H と排水性改良体長 H_d との比率（排水改良比）が $H_d/H=1/3$ の複合型改良体、未改良地盤の4ケースについて、構造物を設置していない地盤を対象に繰返し加振を行い、その後模型構造物を設置して模型構造物の沈下量と傾斜角を測定した。

図4、5に1加振目および3加振目における模型構造物の沈下量と傾斜角を示す。ここで、これらの測定値は最後の加振を与える直前に構造物を設置し測定した値である。1加振目の場合では、浮き型格子状地盤改良を行った全てのケースにおいて未改良地盤より沈下量が抑制されており、その中でも排水性改良体を用いたケースが最も沈下被害を抑制できている。一方、傾斜角を見ると複合型改良体と不透水性改良体を用いたケースでは、傾斜被害の抑制効果が小さい結果となった。これは、不透水性改良体のケースでは、格子壁体の内側に沿って間隙水が比較的早く地表面に向かって流れることで、この間隙水の流れが壁体周辺の砂も連行しながら格子壁外側に溢れ出るように流出したためだと考えられる。また、複合型改良体を用いたケースにおいても、排水改良比が小さいため過剰間隙水圧の消散効果やそれに伴う液状化地盤の低流動化が十分ではなく、不透水性改良体と同様の現象が発生したと考えられる。

次に、3加振目の場合では、浮き型格子状地盤改良を行った全てのケースで1加振目に比べ沈下被害、および傾斜被害の両方を大きく抑制できており、特に1加振目でも対策効果が高かった排水性改良体を用いたケースに加え、排水改良比が $H_d/H=1/3$ の経済的な複合型改良体のケースにおいてもほとんど液状化被害が発生していないことが分かる。これは、排水性改良体がある場合において、過剰間隙水圧が大きくなり液状化が発生し地盤が大きく乱されるたびに土の骨格構造が大きく発達するなどして、排水層周囲のみ液状化強度が高くなったためだと考えられるが今後も詳細な検討が必要である。また、全てのケースにおいて、加振を繰り返すたびに地盤密度は高くなり、1加振目よりも3加振目の方が液状化被害は抑制されている。ここで、3加振目の場合では、各ケースの平均相対密度は未改良地盤が62.8%、不透水性改良体が63.0%、複合型改良体が62.0%、排水性改良体では58.6%、であり、大きな差は確認できなかった。そのため、液状化被害を大きく抑制していた排水性改良体や複合型改良体のケースでは、前述したように地盤密度以外にも土の骨格構造の発達など、液状化被害の抑制効果に関する何か別の要因があると考えられる。ここで、本実験で測定した平均相対密度は、土層の質量と地盤層厚から計算した地盤全体における平均値である。次章では、排水性改良体による過剰間隙水圧の抑制効果を調べ、繰り返し地震動を受けた地盤の液状化被害抑制メカニズムについて検討する。

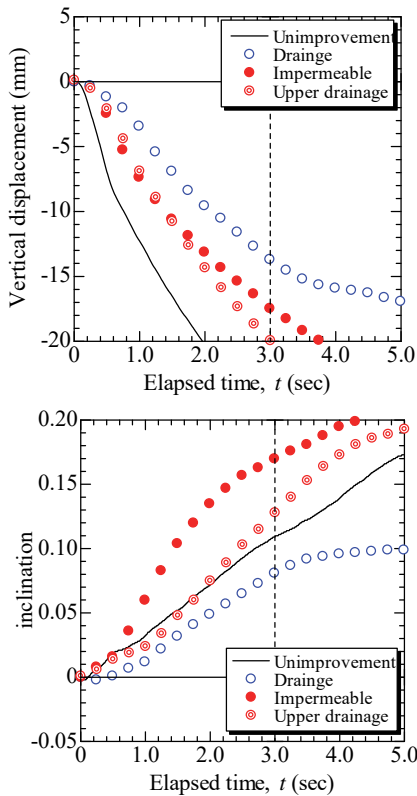


図4 1加振目における模型構造物の液状化被害 (上：沈下被害，下：傾斜被害)

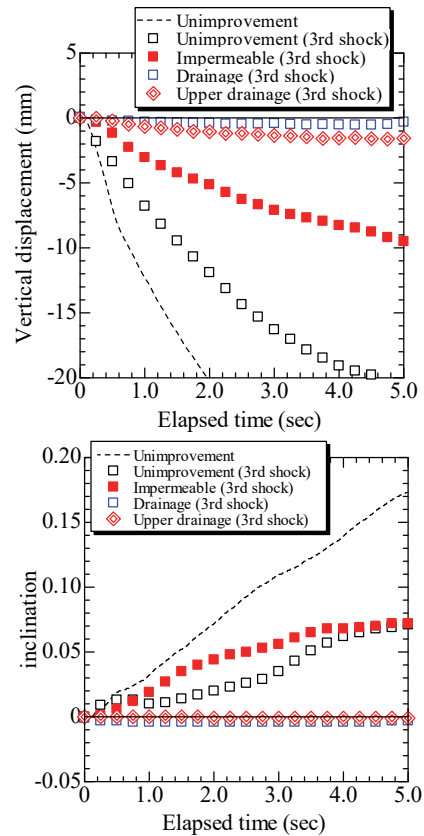


図5 3加振目における模型構造物の液状化被害 (上：沈下被害，下：傾斜被害)

3. 繰り返し地震動を受けた地盤の液状化被害抑制メカニズム

3.1 実験概要および実験方法

本実験では、排水性改良体を設置した地盤内の過剰間隙水圧を調べることで、繰り返し地震動を受けた地盤の液状化被害抑制メカニズムについて検討する。

図6に実験概要図を示す。土層や地盤条件、入力加速度は前章と同様である。前章で用いた、排水性改良体と排水改良比が1/3となる複合型改良体を用いたケースにおいて、間隙水圧計をG.L.-50mm、-150mmの深度で、改良体からの距離が $d_w=0\text{mm}$ 、25mm、50mmの位置に設置し、複数回加振させた場合における過剰間隙水圧を計測した。

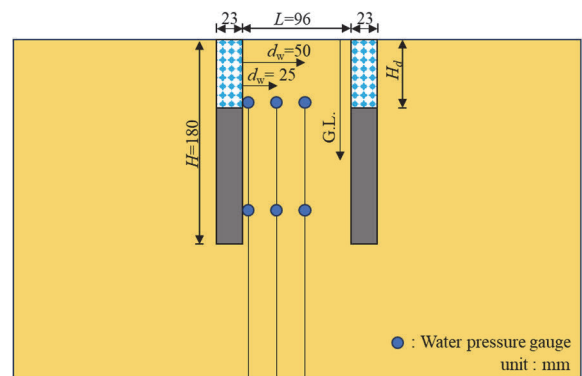


図6 実験概要図

3.2 過剰間隙水圧比の変化

図7, 8に格子壁全体の改良長 H と排水性改良体長 H_d との比率(排水改良比)が $H_d/H=1/3$ となる複合型改良体を用いた浮き型格子状地盤改良内地盤におけるG.L.-50mm, G.L.-150mmでの1加振目, 2加振目, 4加振目の過剰間隙水圧比の変化を示す。ここで, G.L.-50mmは排水性改良体下端部(G.L.-60mm)とほぼ同様の深度であり, G.L.-150mmは不透水性改良体の範囲となる。また, 図9, 10に排水性改良体を用いた浮き型格子状地盤改良内の地盤において, 複合型改良体を用いたケースと同一条件で加振した場合の過剰間隙水圧比を示す。両ケース共に過剰間隙水圧比は計測した過剰間隙水圧を加振直前の土層高さを用いた有効上載圧で除すことで求め, 改良体からの距離は $d_w=0\text{mm}$, 25mm, 50mmとした。

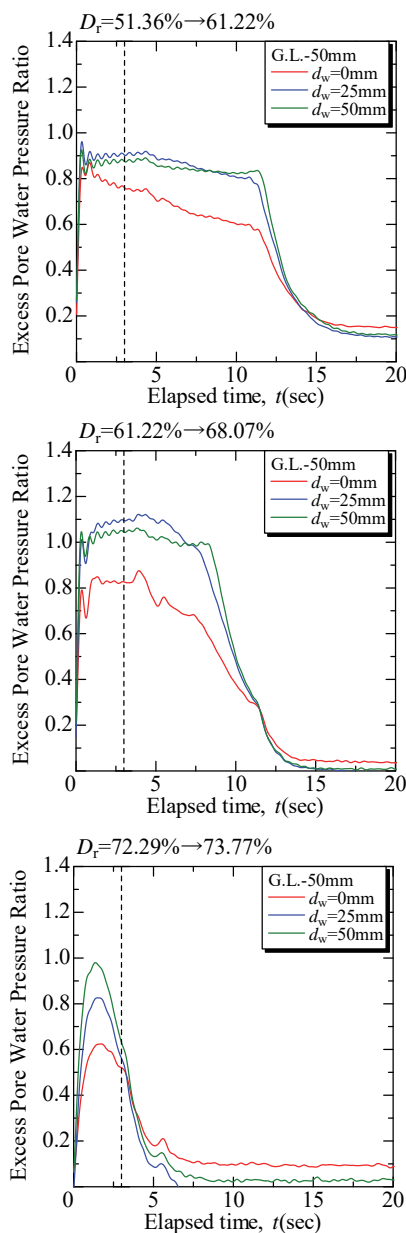


図7 複合型改良体でのG.L.-50mmの過剰間隙水圧比
(上から1加振目, 2加振目, 4加振目)

複合型改良体, 排水性改良体のどちらのケースも深度が深くなるほど, また加振回数が増加するほど過剰間隙水圧の抑制効果は大きくなり, 消散時間も早くなることが確認できる。また, 本検討において壁体からの距離が $d_w=0\text{mm}$, 25mm, 50mmの全ての位置において, 各深度 z との比は $d_w/z \leq 1.0$ となる。そのため, 排水性改良体の排水効果による過剰間隙水圧の抑制効果や消散効果は比較的高いと考えられ, 特に排水性改良体に近い $d_w \leq 25\text{mm}$ の位置では排水効果が高くなる傾向にある。

複合型改良体を用いた地盤において, G.L.-150mmでは4加振目で過剰間隙水圧の上昇が大きく抑えられているが, G.L.-50mmではG.L.-150mmに比べて過剰間隙水圧が高い結果となった。これは, 不透水性改良体の範囲となる深部から上部に向けて水圧が伝播した結果だと考えられる。

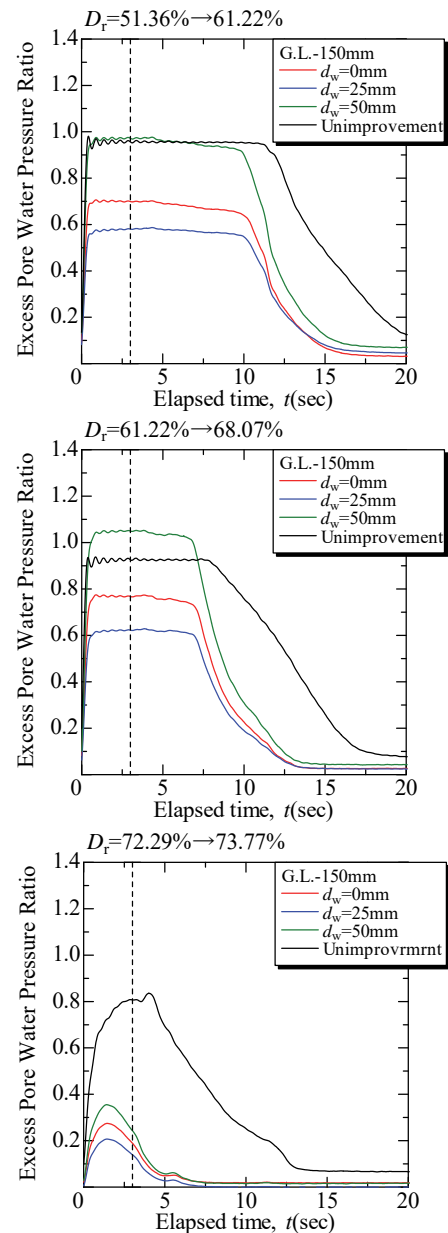


図8 複合型改良体でのG.L.-150mmの過剰間隙水圧比
(上から1加振目, 2加振目, 4加振目)

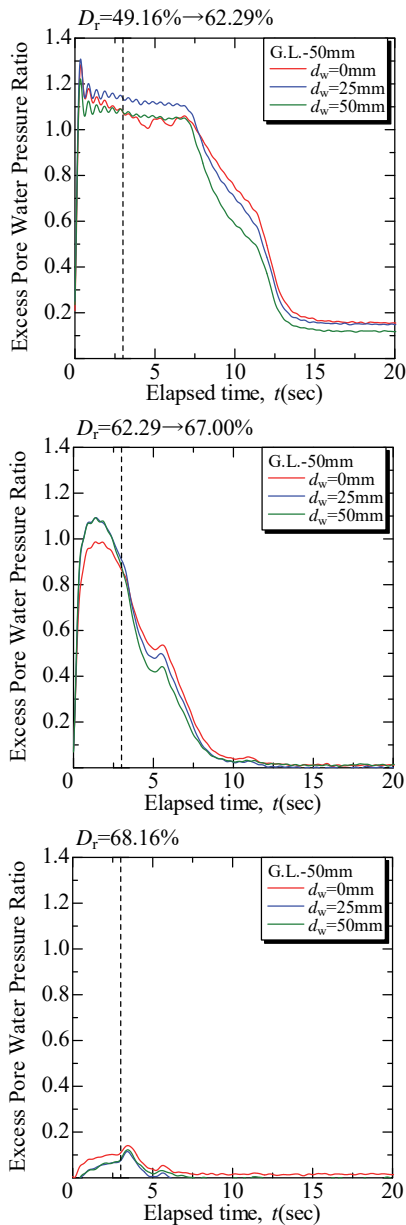


図9 排水性改良体でのG.L.-50mmの過剰間隙水圧比
(上から1加振目, 2加振目, 4加振目)

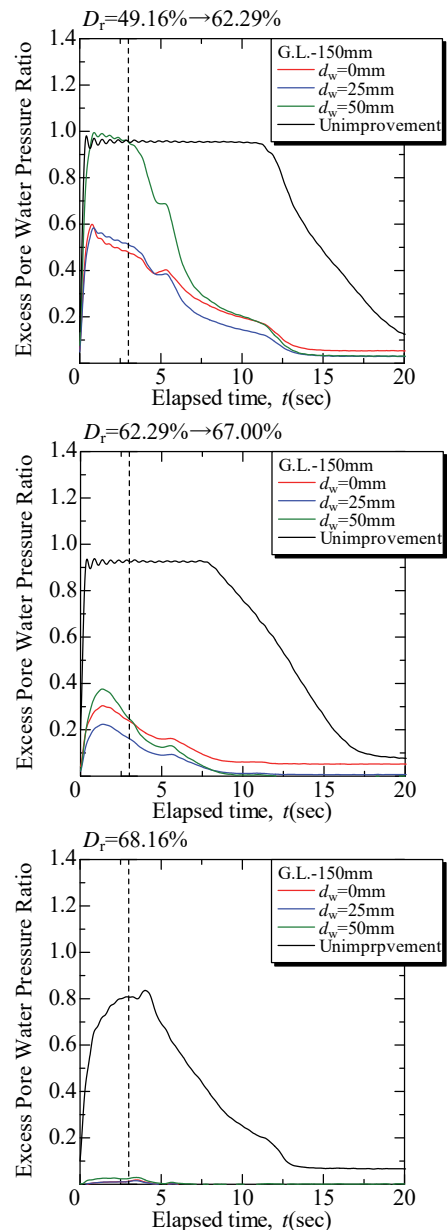


図10 排水性改良体でのG.L.-150mmの過剰間隙水圧比
(上から1加振目, 2加振目, 4加振目)

一方、排水性改良体ではG.L.-150mmにおいて2加振目から過剰間隙水圧の上昇が大きく抑制されており、複合型改良体よりも過剰間隙水圧が小さい結果となった。また、G.L.-50mmにおいてもG.L.-150mmよりは過剰間隙水圧が若干高い傾向にあるが、0.15程度までしか上昇していないことから、排水性改良体内の地盤では全域で液状化強度が大幅に上昇していると考えられる。ここで、複合型改良体と排水性改良体を比較すると、排水性改良体を用いた地盤の方が過剰間隙水圧の抑制効果が高く、消散も早いことが分かる。そのため、排水性改良体を用いた地盤では複合型改良体を用いた地盤に比べ、少ない加振回数で液状化強度が大幅に高くなると考えられる。しかし、表1に示す平均相対密度を見ると、排水性改良体を用いた地盤は3加振目以降の平均相対密度はほとんど大きくないことが分かる。

また、複合型改良体よりも排水性改良体を用いた地盤の方が平均相対密度は小さいのにも関わらず、過剰間隙水圧の抑制効果は高く、消散も早いことから、前述したように排水ドレーンを設置した地盤においては、土の骨格構造の発達など地盤の密度増加による効果以外の何か別の要因が液状化強度に大きく影響していると考えられる。

表1 加振回数に対する平均相対密度

	複合型改良体	排水性改良体
1加振目	51.36%	49.16%
2加振目	61.22%	62.29%
3加振目	68.07%	67.00%
4加振目	72.29%	68.16%
5加振目	73.77%	68.16%

4. 結論

本検討では一般的な地盤改良工法を想定した不透水性改良体、排水効果の得られる排水性改良体、経済的に排水効果が得られる複合型改良体を用いた浮き型格子状地盤改良による液状化被害の抑制効果、および過剰間隙水圧の抑制効果・消散効果について検討を行った。

以下に得られた知見を示す。

- 1) 浮き型格子状地盤改良に排水性改良体を用いた場合、1加振目でも構造物の沈下被害、および傾斜被害に対する抑制効果は高い。
- 2) 排水性改良体、および複合型改良体を用いた浮き型格子状地盤改良では、構造物設置前の加振回数に伴い液状化被害の抑制効果が大幅に増加する。
- 3) 地盤表層部の液状化強度が高くなることで、液状化に伴う構造物の傾斜被害を大幅に抑制できる。
- 4) 複合型改良体について、排水改良比が大きいほど、排水効果や液状化被害の抑制効果が期待できる。
- 5) 複合型改良体を用いた場合、排水性改良体が表層部にあっても深層部から水圧が伝播することにより、過剰間隙水圧は比較的高くなる。
- 6) 排水性改良体を用いた場合、少ない加振回数で地盤の液状化強度は大幅に増加し、過剰間隙水圧の抑制効果は飛躍的に増加する。
- 7) 地盤の液状化強度は、加振の度に地盤が密実化することにより高くなる傾向にあるが、排水効果のある改良体を用いた場合、土の骨格構造の発達など土の密度以外にも別の要因が影響すると考えられる。

謝辞

本研究はJSPS科学研究費(21K04253)の助成を受けたものである。末筆ながら深謝の意を表す。

参考文献

- 1) 風間基樹：2011年東北地方太平洋沖地震被害の概要と地盤工学的課題，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.1-11，2012。
- 2) 岡二三生ら：東北地方太平洋沖地震被害調査報告—宮城県北部—，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.37-55，2012。
- 3) 内閣府(防災担当)：災害に係る住家の被害認定基準運用指針，pp.5-7，2021.03
- 4) 東祥二ら：実大実験における格子状固化改良の液状化対策効果に関する研究，材料，Vol.59，No.1，pp.14-19，2010。
- 5) 津國正一ら：格子状地盤改良による住宅沈下量抑制効果に着目した遠心模型振動実験，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.4，pp.767-771，2014。
- 6) 津國正一ら：格子状地盤改良内で発生する沈下量に着目した遠心模型振動実験，土木学会論文集C，Vol.70，No.3，pp.301-312，2014。
- 7) 金田一広ら：格子状地盤改良の格子間隔に対する地震時の沈下解析，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.706，pp.1817-1824，2014。
- 8) 高橋英紀ら：液状化対策のための浮き型格子状固化処理工法の岸壁への適用性に関する検討，土木学会論文集B3，Vol.68，No.2，pp.I_450-I_455，2012。
- 9) 高橋英紀ら：浮き型格子状固化処理工法の液状化地盤への適用性に関する実験的検討，土木学会論文集B3，Vol.68，No.2，pp.I_432-I_437，2012。
- 10) 田屋裕司ら：格子状地盤改良における格子間隔の簡易設定法，地盤工学ジャーナル，地盤工学ジャーナル，Vol.3，No.3，pp.203-212，2018。
- 11) 内田明彦ら：格子状地盤改良工法における格子間隔簡易設定法の適用性，地盤工学ジャーナル，Vol.11，No.3，pp.259-267，2016。
- 12) 森河由紀弘，田中雄也，前田健一，張鋒：水圧消散効果に着目した地中連続排水壁による液状化対策，土木学会論文集A2(応用力学)，Vol.71，No.2(応用力学論文集Vol.18)，pp.I_437-I_448，2015。
- 13) 森河由紀弘，中井健太郎，中谷一貴，武田祐輔，前田健一，野田利弘：小規模な浮き型格子状地盤改良による既設小規模構造物の液状化被害の低減効果，土木学会論文集A2(応用力学)，Vol.75，No.2(応用力学論文集Vol.22)，pp.I_329-I_339，2019。
- 14) 中谷一貴，森河由紀弘，前田健一，佐藤智範：既設小規模構造物を対象とした浮き型格子状地盤改良による液状化対策効果，第32回中部地盤工学シンポジウム，pp.41-46，2020。
- 15) 中谷一貴，森河由紀弘，中井健太郎，前田健一，野田利弘：浮き型格子状地盤改良による偏心荷重が作用した既設小規模構造物の液状化被害抑制効果，土木学会論文集A2(応用力学)，Vol.76，No.2(応用力学論文集Vol.23)，pp.I_279-I_288，2021。
- 16) 花田響，森河由紀弘，中谷一貴，前田健一，佐藤智範：排水改良体を用いた浮き型格子状地盤改良による過剰間隙水圧と地盤変位の抑制効果，第56回地盤工学研究発表会，pp.12-9-4-08，2021。
- 17) 花田響，森河由紀弘，中谷一貴，前田健一，佐藤智範：不透水性改良体に排水性改良体を組み合わせた浮き型格子状地盤改良による液状化対策，令和3年度土木学会全国大会第76回年次学術講演会，III-100，2021。
- 18) 花田響，森河由紀弘，前田健一，佐藤智範：排水性の高い浮き型格子状地盤改良による液状化対策効果とそのメカニズム，第34回中部地盤工学シンポジウム，pp.1-6，2022。
- 19) 花田響，森河由紀弘，前田健一，佐藤智範：排水ドレーンが液状化における過剰間隙水圧の抑制や地盤剛性に与える影響，第57回地盤工学研究発表会，pp.21-11-3-08，2022。
- 20) 花田響，森河由紀弘，前田健一，佐藤智範：排水性改良体の深度が浮き型格子状地盤改良の液状化対策効果に与える影響，令和4年度土木学会全国大会第77回年次学術講演会，III-101，2022。
- 21) 岡崎昂奈，森河由紀弘，花田響，前田健一，佐藤智範：排水性浮き型格子状地盤改良による再液状化被害への対策効果，令和4年度土木学会中部支部発表会，III-45，2023。

河川堤防の降雨浸透における植生の根系が選択流形成に及ぼす影響

Effects of vegetation root on selective flow formation in rainfall penetration of river levee.

大桑有美¹, 前田健一², 一瀬守³, 澤村直毅³

1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム・E-mail address a.okuwa.729@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム

概 要

気候変動に伴う豪雨の強度増加や長期化により堤防決壊に至る危険性は高まっている。しかし、堤防決壊の原因の1つである降雨浸透に加え、実堤防に存在する植生が浸透に与える影響については未解明な部分が多く、現行の河川堤防における設計要領では十分に考慮されていない。そこで本研究では、選択流と根に着目し、竹串を模擬根系（以下、根とする）として模型実験と数値解析を実施し、根が降雨浸透に与える影響を検討した。また、異なる条件下における降雨発生時の間隙空気の挙動についても確認した。模型実験では、根の側面に集水され選択流を生じるが、根の先端で界面が形成されてしまい、浸透速度が遅くなった。数値解析では、根の先端を境界に浸透流速差から、波形をなす界面が形成された。以上から、根が浸透、間隙空気の挙動に影響を与えることが確認された。今後は、数値解析に間隙空気の影響を加え、定量的な指標の確立を目指す。

キーワード：河川堤防，植生，降雨浸透，間隙空気

1. はじめに

気候変動に伴う豪雨の強度増加や長期化によって、堤防決壊に至る危険性は高まっている。堤防決壊の原因の1つとしてあげられる降雨浸透、それに伴う間隙空気の挙動について堤体の安全性に対して考慮する必要がある。また、実堤防には植生が存在しており、降雨浸透や間隙空気の挙動に影響を与える可能性があるが、未解明な部分が多いため、現行の河川堤防における設計指針¹⁾では、降雨浸透、間隙空気、植生について明記されていない。

そこで本研究では、植生の根のみに着目し、地盤内への降雨浸透における水の部分的、あるいは選択的な特殊流れである選択流と根について、模型実験²⁾と数値解析を実施した。そして根が地盤への降雨浸透に与える影響のメカニズム解明や定量的評価を目指し、検討を実施した。

2. 模型実験

2.1 実験概要

図1に実験模型概略図を示す。本実験は実堤防の一部を取り出した一要素と想定している。試料には豊浦砂を使用し、空中落下法で堆積させて相対密度を40%とした。豊浦砂の透水係数は $k=0.123\text{mm/s}$ であり、粒度分布は図2に示す。また、根は直径3mm、長さ150mmの竹串を模擬根系

として地盤に挿入した。竹串は吸水性およびスケールの観点から根を簡易に再現している。本実験では、地盤表面から50mm (No.1)、150mm (No.2)、250mm (No.3)、350mm (No.4)の位置に土壌水分計を設置し、模型中央の体積含水率を計測した。また、散水装置には安定して均一な降雨強度を保つために、均等分布ノズルを用いた。実験ケース一覧を表1に示す。Case1は、選択流の形成を確認するために、ウラン溶液を用いて模型断面を可視化した。他ケースでは根の有無、間隔の条件、また底面の透気排水条件を変えて実験を実施した。ここで、底面が不透気非排水の場合については、実堤防において降雨の浸透と地下水位の上昇により間隙空気がより圧縮される状況を想定している。実験は全7ケース実施し、降雨強度30mm/hの雨量で150分間継続した。

2.2 実験結果および考察

(1) 模擬根系による選択流形成

模擬根系（以下、根とする）によって形成される選択流について確認するために、ウランを用いて断面の浸透流を可視化した。図3に模型断面における浸透の様子を時系列に並べた。ただし、ウランを注入した時点を0minとしている。また、黄色線がウランの最先端である。3minでは根に沿って鉛直方向に浸透している。さらに、根の先端にウラン溶液が到達した6min以降では、水平方向に

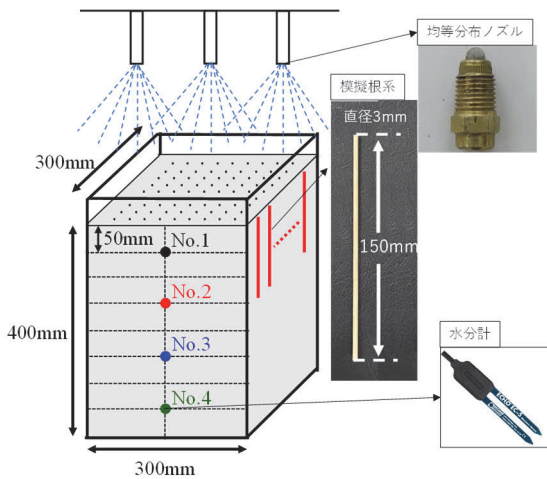


図1 実験模型概略図及び水分計の設置位置

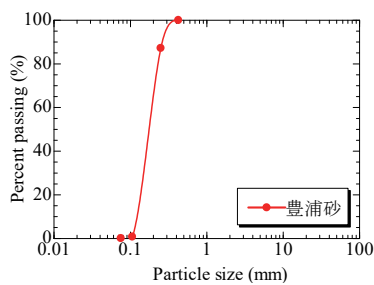


図2 実験に用いた豊浦砂の粒度分布

表1 実験ケース一覧

実験Case	模擬根系の有無	模擬根系の間隔(mm)	底面の条件
Case1	○	50	不透気非排水
Case2	×	×	透気排水
Case3	○	50	透気排水
Case4	○	30	透気排水
Case5	×	×	不透気非排水
Case6	○	50	不透気非排水
Case7	○	30	不透気非排水

も浸透していく様子が確認された。浸透断面から読み取った鉛直方向における浸透流速の経時変化を図4に示す。ウラン注入から6minまでは鉛直方向の流速が20mm/min程度である。一方、選択流が根の先端に到達した6min以降では、鉛直方向の流速が10mm/min程度になっている。これは根による選択流が解消され、水平方向に浸透が広がったと考えられる。また、12min、15minにおける模型断面を図5に示す。これより、根の間に残留していた間隙空気が徐々に圧縮される様子が確認された。

(2) 透気排水条件における浸透挙動

Case2からCase7における体積含水率の経時変化を図6に示す。また、No.4の体積含水率が10%に到達する時間を図7に示す。

底面が透気排水条件における浸透挙動の違いを把握するためにCase2, 3, 4を実施した。Case2(根なし)とCase3(間隔50mm)では大きな違いがみられなかった。一方、Case4(間隔30mm)では、水分計No.2, 4の体積含水率が上昇し始める時間がCase2(根なし), Case3(間隔50mm)と比べて遅い。これは根の側面に集水され選択流を生じる

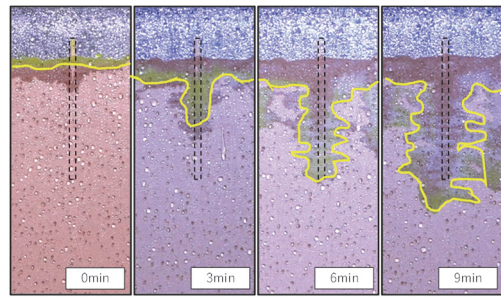


図3 模型断面における浸透流の様子

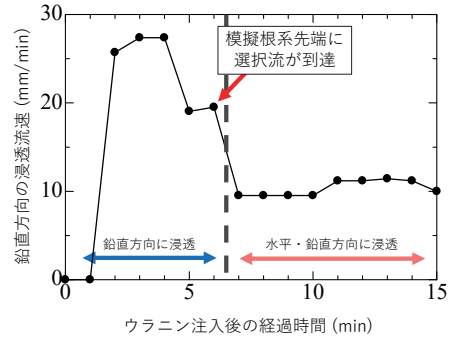


図4 鉛直方向における浸透流速の経時変化

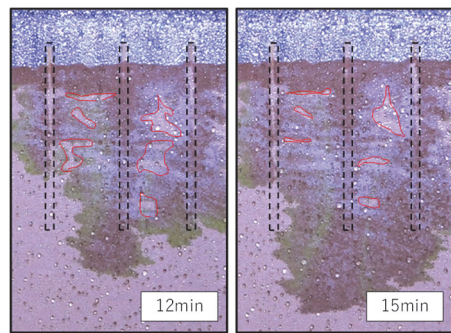


図5 間隙空気が圧縮される様子

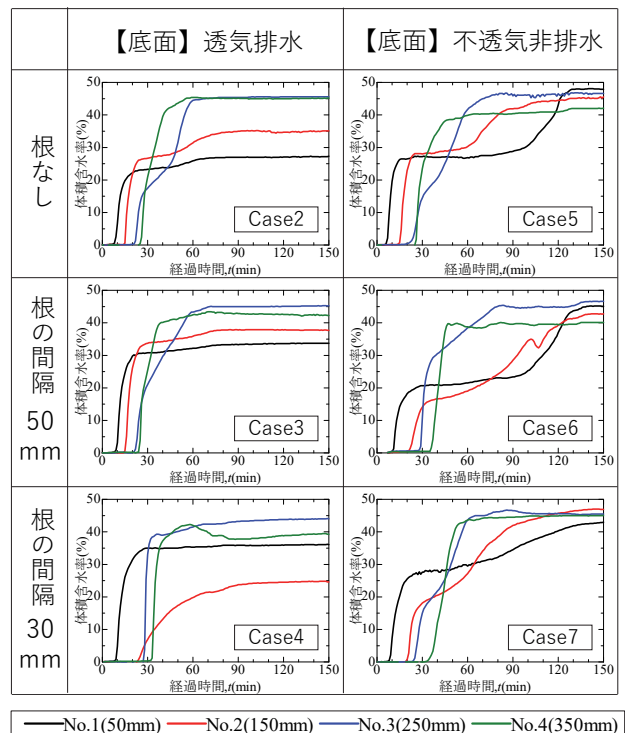


図6 体積含水率の経時変化

ことで鉛直方向に浸透した後、根の先端から水平方向に浸透が広がったことによる界面の形成が要因だと考える(図8参照)。ただし、ここでの界面とは水平方向に一次的に浸透が広がっていることを意味する。特に No.2 ではゆるやかな上昇になっている。これは選択流によって急激に水が浸透したことで、土中に存在する間隙空気が底面から排気できなかつた。それにより、間隙空気は根の間を通過し、地表面から排気されようと上方に移動するが、水平方向への浸透による水の界面が No.2 付近で形成される。そして、間隙空気が排気されにくくなり、一時的に圧縮され、時間経過とともに排気されたと考えられる。また、図7より Case4(間隔30mm)における No.4 の体積含水率が10%に到達する時間は、Case2(根なし)、Case3(間隔50mm)よりも約8min遅くなっている。これも先の現象と同様に、根の先端で形成された界面により水と間隙空気の入れ替わりが容易に行われなかつたため、浸透速度が遅くなったと考えられる。

Case3(間隔50mm)、Case4(間隔30mm)で浸透速度に違いが表れた要因は根の間隔だと考えられる。Case3(間隔50mm)とCase4(間隔30mm)の両ケースにおいても根に集水される形で選択流が生じる。しかし、Case3(間隔50mm)の方が単位面積あたりの浸透流量は少ない。ここで、乾燥砂での急激な浸透は容易に進まないという報告もある³⁾。よって、間隙空気が底面から排気されやすい状況であると言える。また、根の間隔が大きい場合、上方に間隙空気が通過できる面積が大きい。つまり、Case3(間隔50mm)においても界面は形成されるが、間隙空気が底面あるいは地表面に排気されやすい状態であると言える。したがって、Case3(間隔50mm)では、水と間隙空気の入れ替わりが容易となり、浸透速度が速くなったと考えられる。

(3) 不透気非排水条件における浸透挙動

次に、底面が不透気非排水条件における浸透挙動の違いを把握するために実験 Case5, 6, 7 を実施した。Case5(根なし)が Case6(間隔50mm)、Case7(間隔30mm)と比較して最も浸透速度が速い結果となった。また、Case6(間隔50mm)とCase7(間隔30mm)では大きな違いがみられなかつた。両ケースで No.2 はゆるやかな上昇になっている。これは図8に示したように、浸透による界面が No.2 付近で形成されていたため、間隙空気が圧縮され、時間経過とともに排気されたと考えられる。また、図6より Case6(間隔50mm)、Case7(間隔30mm)における No.4 の体積含水率が10%に到達する時間は、Case5(根なし)よりも約10min遅くなっており、根の先端で形成された界面により水と間隙空気の入れ替わりが容易に行われなかつたため、浸透速度が遅くなったと考えられる。

(4) 底面条件と模擬根系の間隔による浸透挙動

上記より、底面の透気排水条件によって根の間隔が浸透挙動に影響を与えることが確認できた。根の間隔が50mmで底面の透気排水条件が異なる Case3 と Case6 を比較する。Case3(透気排水)では間隙空気の影響を受けず浸透し

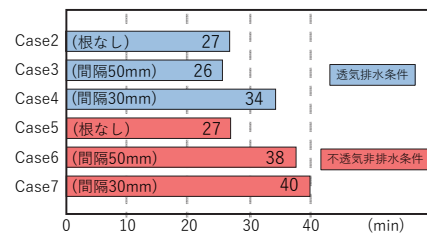


図7 土壌水分計 No.4 の体積含水率が10%に到達する時間

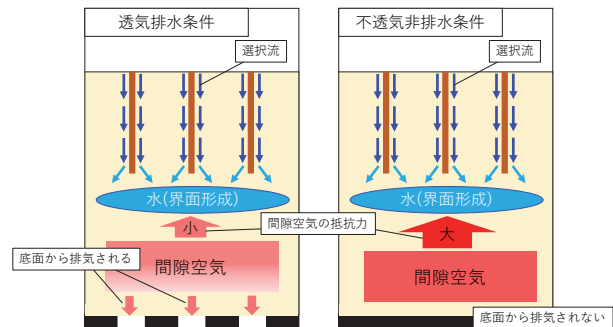


図8 現象の想定図

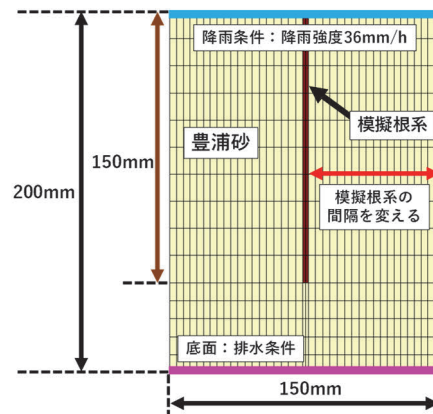


図9 解析モデルの断面概要図

表2 解析ケース一覧

解析case	模擬根系の条件	底面の条件
case1	なし	排水
case2	間隔 50mm	排水
case3	間隔 30mm	排水

たが、Case6(不透気非排水)では間隙空気が圧縮され、結果が異なつた。これは、底面から排気される間隙空気の量に起因すると考えられる。底面が不透気非排水の場合、間隙空気は地表面からのみ排気される。その際、根の側面には選択流が生じているため、根の先端で形成される界面の影響で排気されにくい。よって不透気非排水条件では、界面の影響により鉛直上向きに排気される空気の抵抗力が大きくなり、浸透速度を遅らせると考えられる。

3. 三次元浸透流 FEM 解析による考察

3.1 三次元浸透流 FEM 解析の概要

本章では、根による選択流と界面の形成を確認するために、3D-Flow による三次元浸透流 FEM 解析を実施した。

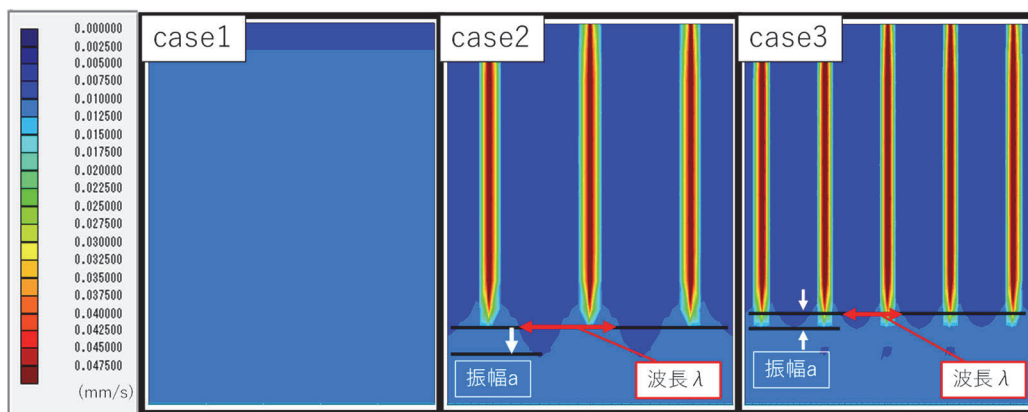


図10 解析断面の流速コンター図

数値計算には VG モデルを搭載し不飽和浸透流計算が可能である，地層科学研究所 GEOSCIENCE の 3D-Flow 三次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトを用いた。解析モデルを図9に示す。試料は実験と同様で透水係数 $k=0.123\text{mm/s}$ の豊浦砂とした。また，模型実験結果から根により選択流が生じることが明らかになっている。そのため，直径 3mm ，長さ 150mm の根は，選択流を生じさせるために透水係数を $k=1.00\text{mm/s}$ とした。モデル側面は非排水境界，底面は排水境界とした。降雨強度 36mm/s の雨量を与え，定常解析を実施した。根の間隔を変えた解析ケース一覧を表2に示す。ただし，本解析では水の浸透のみに着目しており，間隙空気の挙動は考慮できていない。

3.2 解析断面のコンター図による検討

図10に解析断面の流速コンター図を示す。case1（根なし）では一定の流速で浸透している一方，根を挿入し，高い透水係数を与えた case2（間隔 50mm ），case3（間隔 30mm ）では，根に沿って鉛直方向の選択流が生じている。また，地表面から 150mm 地点（根の先端）を境界に浸透流速が異なっており，その境界で流速分布による波形が形成されている。これは，根の先端からは浸透流が水平方向にも広がるが，根が複数存在することで，浸透流が干渉するためだと考えられる。

次に case2（間隔 50mm ）と case3（間隔 30mm ）で比較する。case2（間隔 50mm ）の波形の波長および振幅の方が大きいことから，流速分布による波形が形成する界面が不安定化するといえる。ここでの界面が不安定化するとは，選択流によって生じた根の先端における浸透流速の差が時間とともに大きくなることを意味する。また，浸透流速が小さいと浸透流量も少なくなることから，浸透流速が小さい領域は他領域と比べて圧力が小さくなる。つまり case2（間隔 50mm ）では，時間とともに圧力の小さい領域が広がっていくといえる。

ここで間隙空気が存在する時，間隙空気は圧力の小さい領域から排気されると考えられる。したがって，根の間隔が大きい方が間隙空気は排気されやすくなる。そして，水と間隙空気の入れ替わりが容易に行われることで，浸透速度は速くなる可能性が考えられる。

4. まとめ

本研究では，地盤内への降雨浸透における選択流と根の影響を明らかにするために，模型実験および数値解析を実施した。その結果，以下の知見が得られた。

- 1) 模型実験から，根によって鉛直方向に浸透する選択流が生じ，その選択流が根の先端では解消され，浸透が水平方向に広がることが確認できた。それにより，根の先端で界面が形成され，その界面は間隙空気の排気を妨げる働きをするが，特に根の間隔が小さい場合では，この働きが顕著となるため，底面の透気排水条件に関わらず，間隙空気が圧縮され，浸透速度が遅くなった。一方，根の間隔が同じ場合でも底面の透気排水条件により浸透速度が異なったケースから，浸透には間隙空気の影響が大きいことが確認できた。
- 2) 数値解析から，根の先端を境界に浸透流速が異なり，その境界で波形をなす界面を形成することが確認できた。そして，その界面は根の間隔が大きい方が不安定化し，時間とともに圧力の小さい領域が広がっていく。それにより，間隙空気は排気されやすくなることで浸透速度が速くなる可能性が示唆された。

以上のように，模型実験と数値解析から根が存在することで生じる選択流が浸透速度に影響を与えることが確認できた。今後は，数値解析において非定常解析を実施し，界面の不安定化に対して検討を深めるとともに，間隙空気の影響を取り入れることで，根が地盤浸透に与える影響についてのメカニズム解明と定量的評価を目指す。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課，河川堤防設計指針，2007。
- 2) 前田健一，柴田賢，馬場干児，小林剛，榊尾孝之，尾畑功：模擬堤防土槽実験によるエアブローの確認と数値解析，河川技術論文集，Vol.18，pp.305-310，2012。
- 3) 小林剛，前田健一，齊藤啓，伊藤藤，阿部知之：河川堤防材料の浸潤挙動に及ぼす降雨強度及び浸潤速度の影響とモニタリング手法の比較，河川技術論文集，Vol.19，pp.69-74，2013。

止水矢板周りのパイピング現象における地盤侵食過程と流れの観察

Observation of erosion process and flow during piping phenomenon around a sheet pile

夏目将嗣¹, 岡本隆明², 小高猛司², 李圭太³,

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科
- 3 日本工営・コンサルティング事業統括本部/名城大学特任教授

概 要

近年、河川堤防や河川構造物において地盤と構造物、あるいは地盤内の地層境界等の透水性のギャップにより発生するパイピング現象が懸念されており、発生した水みち内における流速の大きな流体が周辺地盤を侵食し、水みちがさらに拡大・進展していく過程を地盤、流体双方から実験的に示すことが重要である。そこで本論文では、屈折率マッチング法により透明化させた地盤を用いた2次元止水矢板浸透破壊実験によって上流側と下流側の水位差によって止水矢板周辺に発生するパイピング現象における地盤内部の侵食過程とその際の流体の挙動の観察を行った。また、2次元浸透流解析を行うことで、実験において観察された現象を解析的に明らかにすることを試みた。その結果、上下流の水位差によって地盤がボイリングに至る過程において、下流側矢板近傍に高い鉛直動水勾配が集中し水みちの発生および地盤変状を起こした後、その地盤変状を起点として水みちが下流側から上流側へと連通し、激しいパイピング現象に至ることを明らかにした。

キーワード：パイピング、矢板、2次元模型実験、屈折率マッチング法

1. はじめに

2022年5月に愛知県豊田市の取水施設である明治用水頭首工でパイピング現象による大規模な漏水が発生し、大修繕工事に発展している。河川堤防においても、高透水性基礎地盤に起因するパイピング現象をトリガーとする堤防損壊の危険性が指摘されている¹。パイピング現象とは、地盤と構造物、あるいは地盤内の地層境界等の透水性のギャップが大きい部分で発生する水みちが連通した、あるいは連通しつつある状況を言うが、この際の水みちの発生から拡大・進展、さらに水みちが連通することによって生じるパイピング現象に至るまでの過程において、地盤ならびに流体の挙動の詳細は明らかでない。そこで、止水矢板と地盤材料との境界に発生すると考えられるパイピング現象を観察するために2次元止水矢板浸透破壊実験を行う。止水矢板周辺における浸透破壊についてはこれまで様々な知見が得られている^{例えば 2)-5)}。しかし、浸透破壊のパイピング現象における流体を高精度に捉え、流体の挙動を詳細に示したものは少ない。そこで本論文では、屈折率マッチング法を用い、地盤を透明化させることで模型の壁面に影響を受けない地盤内部の侵食過程における流体の挙動を正確に捉え、パイピング現象における、発生した水みちにおいて流速の大きな流体が地盤を内部侵食し、さらに水

みちが拡大・進展していくプロセスを地盤・流体双方から実験的に示す。加えて浸透流解析を行い、実験から明らかになった地盤の変状及び流体の挙動を解析的に明らかにする。

2. 2次元止水矢板浸透破壊実験

2.1 屈折率マッチング法の概要

屈折率マッチング法とは、対象物の屈折率と対象物を流れる流体の屈折率を近づけることで、本来直接見ることのできない内部の断面を可視光のもとで観察可能とする手法である。光は、屈折率の変化しない均一な物体内を進む場合、直進を続けるため、地盤材料と間隙流体の屈折率を近づけることによって異なる2つの物質を通っても屈折することなく直進することができる。この原理を用いて地盤材料と間隙流体を透明化させることで地盤内を流れる流体の可視化を行う。

本論文では、屈折率マッチング法を用いるために地盤材料に石英ガラス（以下、石英と記す）、間隙流体にヨウ化ナトリウム溶液を用いる。石英とヨウ化ナトリウム溶液の物性値を表1に示す。石英のもつ固有の屈折率は1.458であり、ヨウ化ナトリウム溶液は、濃度によって屈折率を変化させることができる。精製水にヨウ化ナトリウムを混ぜ

て濃度調整を行うが、ヨウ化ナトリウム溶液の屈折率が1.458になる時の質量パーセント濃度は54.1%であり、この時のヨウ化ナトリウム溶液の比重は1.67であった。また、ヨウ化ナトリウム溶液は、空気中に放置するとヨウ素が遊離し褐色に変化してしまうため、少量のチオ硫酸ナトリウムを混ぜることで無色に戻す処理を行った溶液を使用して実験を行った。屈折率を1.458に調整したヨウ化ナトリウム溶液と石英を使用し、横100mm、高さ100mm、幅100mmの亚克力槽内に溶液を張り、石英を水中落下させ、高さ50mmになるように土層を作製した様子を写真1に示す。写真1(b)は、亚克力槽を上面から観察したものであり、屈折率マッチング法を用い、土層を透明化させることで亚克力槽の下に記載した文字が認識できるほどの透明度になることがわかる。石英の粒子の周りには多くの気泡が付着しており、気泡は、地盤材料および間隙流体と屈折率が異なるため、土層を作製した際に写真1で示すように気泡が存在する部分の透明度が下がってしまう。特に写真1(a)のように亚克力槽を側面から見た際に奥行方向に気泡が多く重なっている領域は著しく透明度が落ちるため、地盤内部の様子を観察することは難しくなる。そこで、気泡の影響を小さくするために石英に対し脱気処理を行った。写真2には、脱気処理を行った石英を使用し、作製した土槽の様子を示しており、脱気処理を行わなかつ

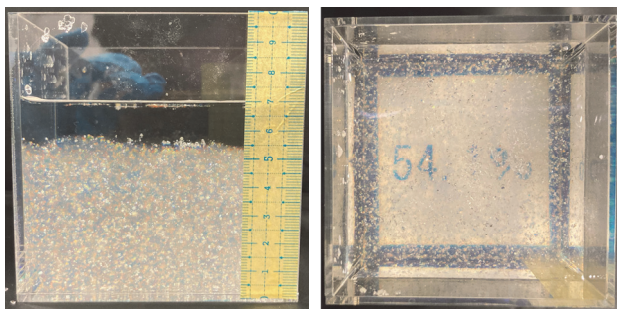
たものと比較すると気泡の影響が小さくなり、透明度を上昇させることができることがわかる。

2.2 実験概要

前述の手法で地盤を作製し、止水矢板周辺で発生するパイピング現象を観察するために2次元模型実験を行った。図1に模型実験装置の諸元、表2に模型地盤の諸元を示す。模型地盤の飽和度を高めるために、あらかじめヨウ化ナトリウム溶液を張った亚克力水槽に、粒子表面から極力脱気処理を行った石英を少量ずつ液中落下させて模型地盤を作製した。この時の止水矢板の根入れ深さは70mm、地盤の間隙率は0.7となっている。止水矢板の右側を上流、左側を下流とし、上下流とも水位を地表面から30mmの位置で保った状態から下流側の水位を一定に保ったまま、上流側の水位のみを20秒間で25mmの割合で上昇させ、ボイリングが発生してから地盤の変状が停止するまで観察を行った。また、地盤内の粒子の挙動を視覚的に明らかにするために、止水矢板周辺に油性の塗料で着色した石英粒子を図1(b)と(c)に示すように縦横10mm間隔で配置した。2次元模型実験では、亚克力水槽の壁面の影響を大きく受けるため、亚克力表面からだけでは実際の現象を正確に観察することが難しいことから、着色した粒子はアクリ

表1 石英とヨウ化ナトリウム溶液の物性値

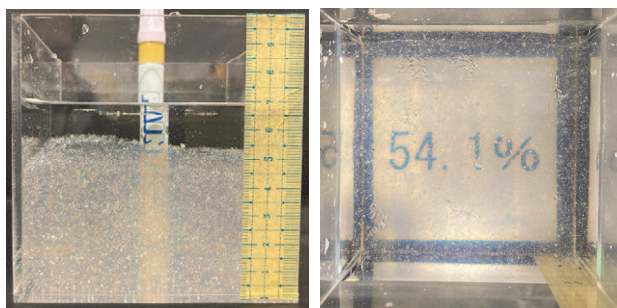
地盤材料	屈折率	比重
石英	1.458	2.2
ヨウ化ナトリウム溶液	1.458 (質量パーセント濃度54.1%)	1.67
水	1.333	1.0



(a) 側面

(b) 上面

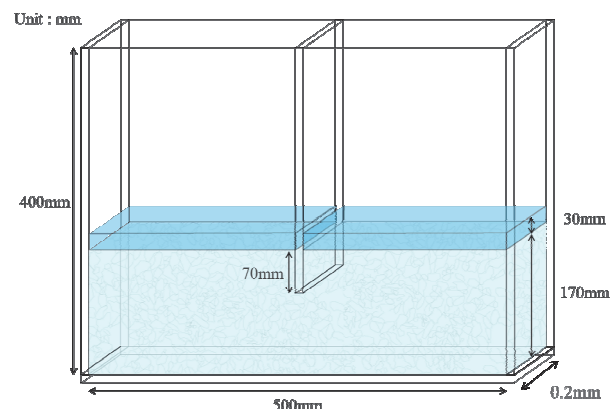
写真1 屈折率マッチング法による透明地盤



(a) 側面

(b) 上面

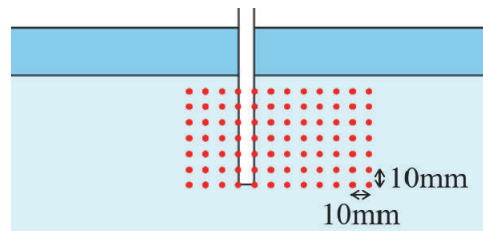
写真2 脱気処理を行った石英を使用した透明地盤



(a) 全体図



(b) 粒子配置図_上面



(c) 粒子配置図_側面

図1 模型実験装置の諸元

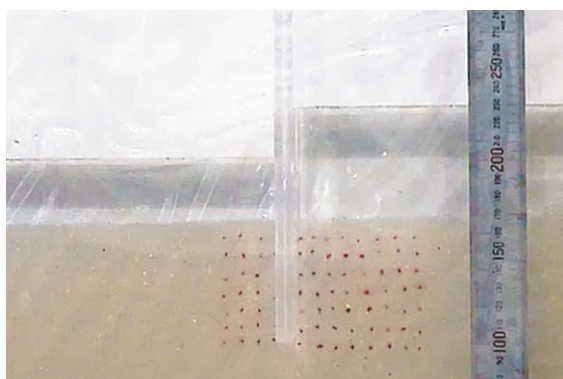
表2 地盤の諸元

地盤材料	間隙率	透水係数(m/s)
石英(0.75mm~2.0mm)	0.7	1.39×10^{-3}

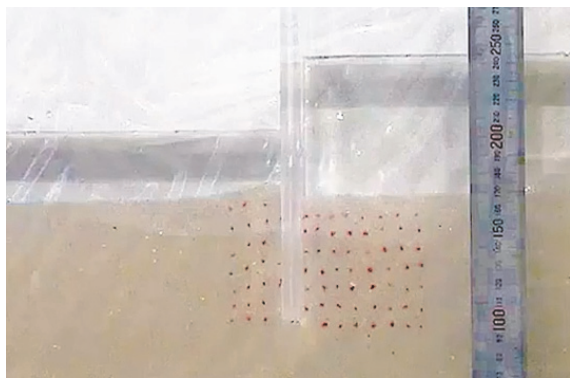
ル水槽の奥行き中心部に配置することにより、壁面による影響が極力少ない状態で観察を行った。

2.3 模型地盤の変状の進展過程

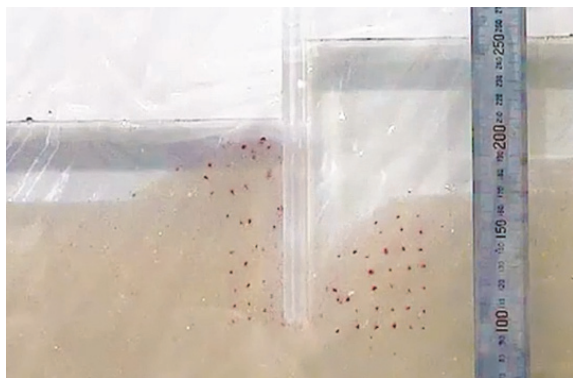
写真3に模型地盤の変状の進展を示す。上流側と下流側の水位差によって、下流側の地盤が徐々に隆起し、地表面に向かって押し流されていく。一方で、上流側の地盤材料では、吸出しによって地表面が低下していき、止水矢板の下端に到達すると一気に下流側への流動が発生する。この地盤侵食現象において、下流側矢板下部の粒子が鉛直上向きに動き始める過程をPhase1、上流側矢板下端に配置した粒子が下流側へ流れはじめ、下流側の矢板によって鉛直上向きに移動する過程をPhase2、上流側の地表面が矢板下端に達し、激しいパイピング現象が発生する前後の過程をPhase3とする。Phase1と2の模式図を図2に示す。



(a) 水位差 30mm : 下流側矢板近傍における粒子移動開始

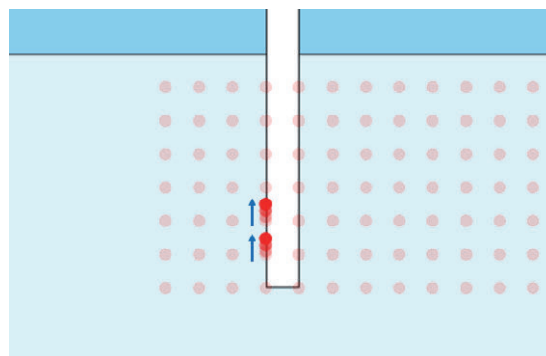


(b) 水位差 40mm : 矢板下端における粒子移動

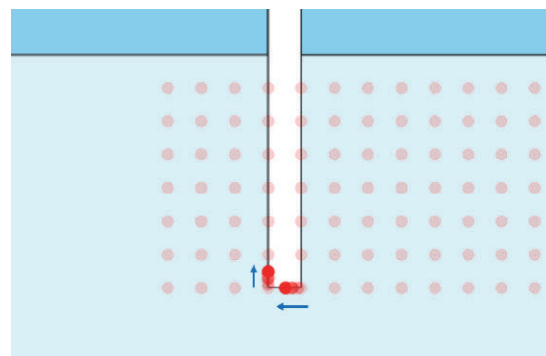


(c) 水位差 55mm : パイピング現象発生

写真3 模型地盤の変状の進展



(a) Phase1 : 水位差 30mm



(b) Phase2 : 水位差 40mm

図2 Phase1と2の模式図

3. 画像解析による流れの計測

模型実験によって取得した動画に対し、画像処理ソフトウェア ImageJ を用いて画像解析を行った。着色した粒子を一つ選び 1/60s ごとに粒子の位置をプロットすることで水位上昇による止水矢板周辺の水みちの発生から拡大・進展およびボイリング発生までの各 Phase における粒子の軌跡とその粒子の移動速度を特定する。画像解析から得られた各 Phase における粒子の軌跡と代表流速を写真4および図3、各 Phase から得られた粒子の代表流速を表3に示す。

Phase1 では、地表面から約 50mm、60mm の位置に配置した下流側矢板近傍の粒子から鉛直上向きに微量に動きだし、地盤の変状が発生し始めている。その後、矢板下部の粒子が上向きに上昇するのに伴い、下流側における周辺の地盤も水面へと押し上げられている。また、この時、着色粒子は、矢板に沿って鉛直上向きに移動しており、水平方向にはほとんど移動していないことが粒子の軌跡からわかる。Phase2 では、上流側矢板下端に配置された粒子が下流側へ流された後、Phase1 と同様に止水矢板に沿って下流側を鉛直上向きに移動している。地表面から深さ約 70mm の止水矢板下端に配置した2つの粒子が止水矢板下端を移動する際に、他の粒子よりも相対的に大きな速度で下流側へ流されている。これは、Phase1 の微量な地盤変状によって止水矢板周辺に水みちが形成され、その後の水位上昇によって下流側で形成された水みちが止水矢板に沿って上流側へ向かって拡大したためと考えられる。図3に示す着色粒子の移動速度を表すグラフでも、Phase2 では、

Phase1 よりも大きな流速が矢板周辺で計測されており、特に追跡した粒子が止水矢板の真下を移動している 0.1s から 0.5s の間に粒子の移動速度が大きくなっていることがわかる。その後も水位を上昇させ続けることで Phase1, Phase2 で発生、拡大した水みちがさらに進展していき、上流側の粒子の流動が活発化していく。Phase3 では、上下流の水位差が 55mm になり、上流側の地表面が矢板下端に到達すると下流側で発生していた水みちが上流側まで一気に連通し、激しいパイピング現象が発生する。上流側と下流側の水位差によって下流側矢板周辺の地盤内の間隙水圧が上昇し、有効応力が低下することで不安定になった地盤材料に対し、大きな流速が作用することで、下流側の地盤材料の隆起・流動・盤膨れが促進され、それに伴い上流側の地盤材料が止水矢板を潜り込むようにして下流側へと流動していく。写真 4(c)に示すように、Phase3において、上流側下部の止水矢板から水平に 30mm ほど離れた粒子を追跡すると、止水矢板の周囲をこれまでになく、大きな速度で流れていくことがわかる。また、図 3 の粒子移動の速度を示すグラフでは、追跡している粒子が上流側から止水矢板に近づくにつれて徐々に移動速度が速くなっており、追跡開始から約 1 秒前後において粒子が止水矢板の真下を流れているときに、止水矢板下端に大きな流速が集中していることがわかる。今回の模型実験では、着色した石英粒子の軌跡を追っているために、流体そのものの流れを追っているわけではないが、追跡した粒子の速度は後述するダルシー流速を大きく上回り、かつ、各 Phase における水位上昇に伴う地盤の変状によって大きく変化していることから、おおよその流体の流れが求められていると考えている。

模型実験から得られた動水勾配と地盤の透水係数から得られる止水矢板周辺での地盤内流体のダルシー流速は 0.051(cm/s) であり、表 3 に示す流体の流速とは大きく異なる。矢板周辺での水みちの発生により、地盤内の間隙を流れるダルシー流速よりも大きな流速が発生し始めることで、水みちの拡大・進展が促進されていくと考えられる。

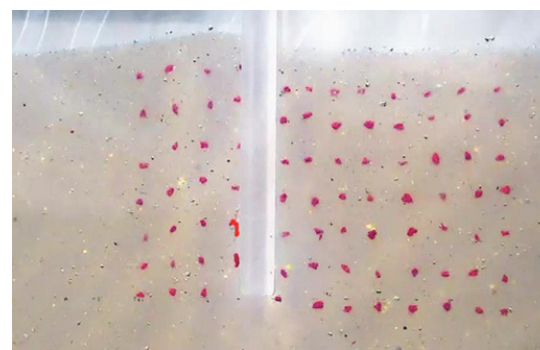
以上のように、屈折率マッチング法を用いて地盤を透明化させ、特定の粒子を追跡することで、地盤を内部侵食する際の流体の挙動とおおよその速度が画像解析から明らかになった。

4. 2次元浸透流解析

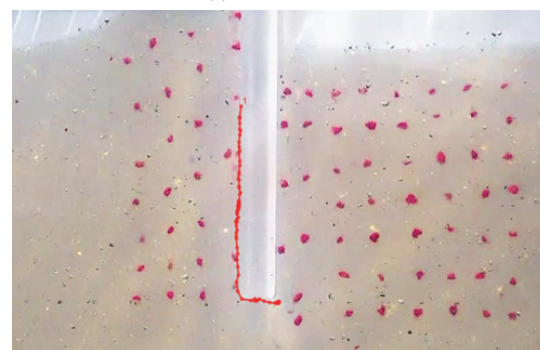
4.1 解析概要

本論文の模型実験の結果を浸透流解析でシミュレーションを行い、模型実験得られた止水矢板周辺における地盤変状と流体の挙動を数値解析の観点から検討する。

本論文では、上下流の水位差による止水矢板周辺で発生するパイピングおよびボイリング現象における、動水勾配、流速ベクトルを正確に把握するため、飽和—不飽和浸透流解析コード UNSAF (Unsaturated-Saturated Analysis program by Finite element method) を用いた。



(a) Phase1



(b) Phase2



(c) Phase3

写真 4 各 Phase における着色粒子の速度

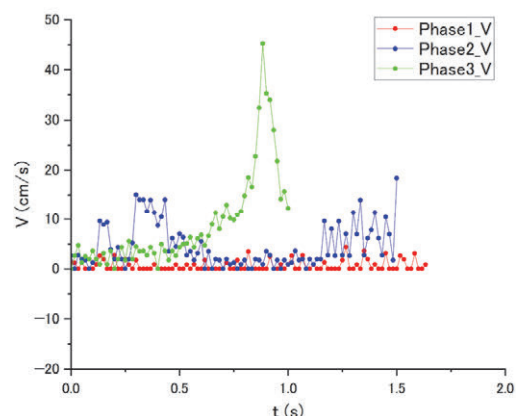


図 3 各 Phase における流速

表 3 各 Phase における平均流速、最大流速

実験値	平均流速[cm/s]	最大流速[cm/s]
Phase1	0.66	4.37
Phase2	4.54	18.36
Phase3	8.78	45.28

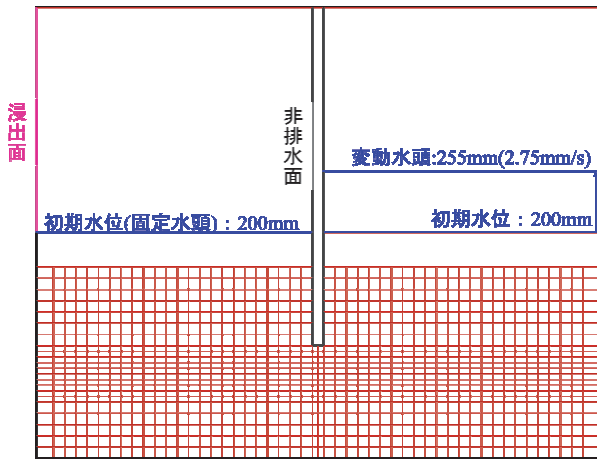


図4 浸透流解析の境界条件

解析モデルの境界条件を図4に示す。初期段階では上下流に水頭 200mm を与え、その後、上流側の水位を 20s で 55mm 上昇するように水頭を与えた。また解析領域における透水係数は模型実験の実験値を使用し、計算時間は 30 秒間とした。

4.2 解析結果

浸透流解析から得られた鉛直動水勾配の分布を図5、流速ベクトルを図6に示す。図5で示す鉛直動水勾配の分布図では、以下の式で示す Terzaghi による限界動水勾配 ($i_c = 0.196$) を超える領域を黄色で示している。

$$i_c = (G_s - 1) / (1 + e) = ((\rho_s / \rho_r) - 1) / (1 + e) \quad (1)$$

ここで、 i_c : 限界動水勾配, G_s : 水に対する土の比重, e : 間隙比, ρ_s : 土粒子の密度(g/cm^3), ρ_r : ヨウ化ナトリウム溶液の密度(g/cm^3)である。

図6の鉛直動水勾配の分布図では、上流側の水位を上昇させてから 10s、水位差が 27.5mm になった時に地表面から 60mm の下流側矢板の下部において限界動水勾配を超える鉛直動水勾配が発生しはじめ、その後も、上流側の水位上昇に伴い、初めに限界動水勾配を超えた点を中心に限界動水勾配を上回る領域が広がっていることがわかる。図5で示す流速ベクトル図では、水位上昇に伴い上流側では、鉛直下向きに、下流側においては、鉛直上向きの流速ベクトルが大きくなっていく。また、どの水位差の時でも止水

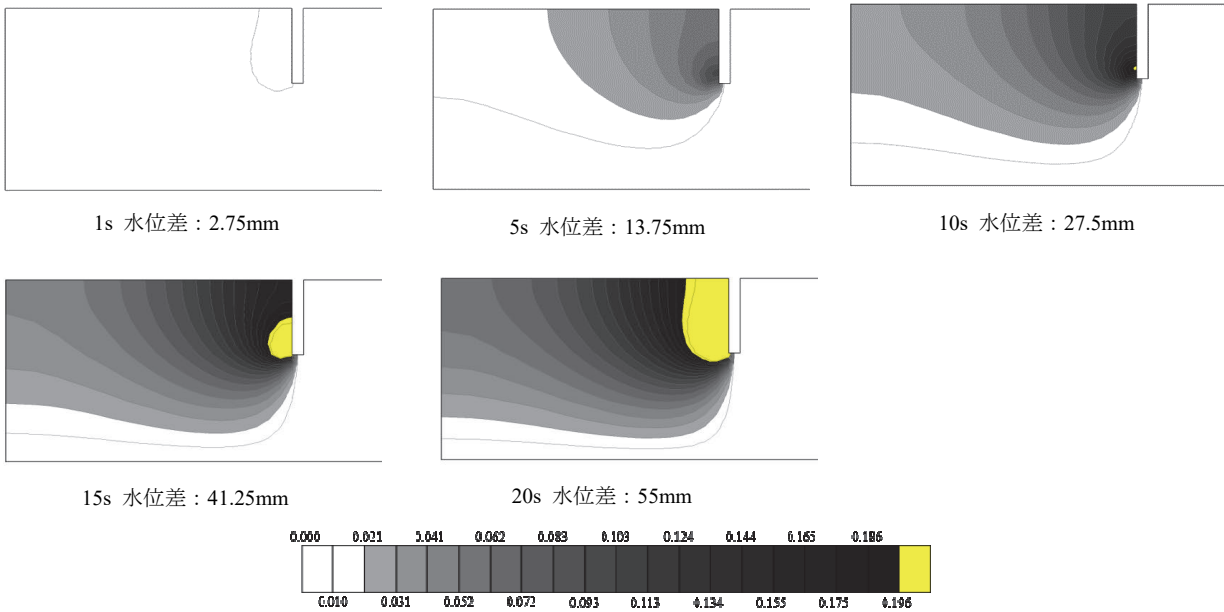
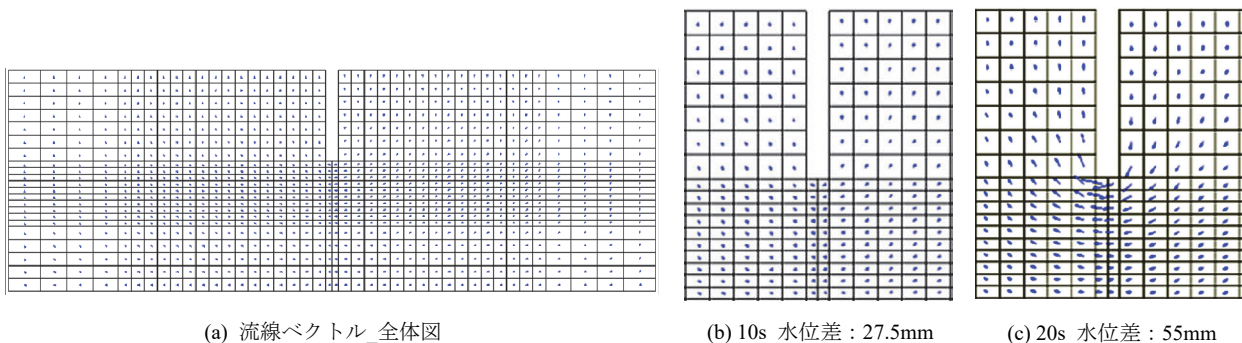


図5 鉛直動水勾配分布



(a) 流线ベクトル_全体図

(b) 10s 水位差: 27.5mm

(c) 20s 水位差: 55mm

図6 流线ベクトル

矢板の下端部へ近づくと流束ベクトルが大きくなっていることから、上流側の水位上昇によって止水矢板の下端部には、常に周囲の領域と比べて相対的に大きな流速で流体が流れていることを示している。

これら解析結果と先述の模型実験結果を対比して考察する。模型実験において、Phase I では、上下流の水位差が 30mm に達したとき、地表面から約 50, 60mm の位置に配置した下流側矢板近傍の粒子が鉛直上向きに動きはじめる現象が確認された。一方、本節の浸透流解析においては、上流側の水位を上昇させて水位差が 27.5mm になった時に地表面から 60mm の下流側矢板近傍での鉛直動水勾配が限界動水勾配を超えた。したがって両者の一致度は極めて高く、上下流の水位差によって下流側矢板端部周辺における鉛直動水勾配が限界動水勾配を超えた領域において、模型地盤のわずかな変状に伴い水みちが発生したと考えられる。また、浸透流解析による流速ベクトルが示すように、矢板の下端部には、周辺領域と比べ相対的に大きな流速が集中していることから、下流側矢板の下部において鉛直動水勾配が限界動水勾配を超えることによって形成された水みちが、矢板下端部に作用する大きな流速による流体の内部侵食によって、水みちがさらに拡大・進展していくと考えられる。

以上より、模型実験における上流側の水位上昇による水みちの発生、拡大・進展、そして矢板上流側で徐々に発生する吸い出しによる上流側の地表面低下が最終的に矢板下端に到達した途端に、下流側で形成された水みちが上流側まで一気に連通し、激しいパイピング現象が発生するまでの地盤変状と流体の挙動について、浸透流解析からも裏付けることができた。

5. 結論

本論文では、屈折率マッチング法を用いた 2 次元浸透破壊模型実験および 2 次元浸透流解析を通して、上下流の水位差によって止水矢板近傍における水みちの発生、拡大、進展、そして下流側の水みちが上流側まで連通することによる激しいパイピング現象の発生における地盤変状と流体の挙動の観察を行った。

模型実験においては、屈折率マッチング法を用いることで地盤を透明化させ、アクリル壁面の影響が少ない模型中央部における地盤内部の侵食を観察できることを示した。また、ImageJ による画像解析では、着色粒子の追跡を行うことで、上下流の水位差によって発生する地盤の変状及び内部侵食と水みちの形成からパイピング発生までの過程における流体の挙動を実験的に捉えることが可能であると示した。2 次元浸透流解析からは、上下流の水位差によって下流側の矢板下部に限界動水勾配を超える鉛直動水勾配が発生し、不安定になった地盤に対し周辺の領域よりも相対的に流速の大きな流体が作用していることが示され、これは模型実験及び画像解析から得られた水みちの発生、拡大・進展、パイピング発生による地盤侵食現象と解

析結果が整合していることを示した。

本論文では、石英の粒子を追跡しているため、流体の挙動とは厳密には一致しない可能性があるが、流体と比重の等しい微粒のトレーサーを使用するなどして、さらに精度よくパイピング現象における流れの可視化を行うことも今後実施する予定である。

参 考 文 献

- 1) 小高猛司, 李圭太, 中村宏樹, 山下隼史: 高透水性基礎地盤上の河川堤防の浸透破壊に対する効果的な基盤排水工の検討, 地盤工学ジャーナル, 17(3), 433-449, 2022.
- 2) Asaoka, A. and Kodaka, T.: Seepage failure experiments and their analyses of loose and medium dense sands, Soils and Foundations, 32(2), 117-129, 1992.
- 3) 小高猛司, 浅岡顕: 砂質地盤の浸透過程での気泡の発生・発達現象, 土木学会論文集, 487, 129-138, 1994.
- 4) 小高猛司, 高稲敏浩, 浅岡顕: 矢板に支持された飽和砂質地盤の浸透破壊および掘削安定解析, 土木学会論文集 No.596, III -43, 143-152, 1998.
- 5) 矢上英里香, 松田達也, 三浦均也, 内藤直人, 藤井湧大: 矢板周りの浸透破壊を対象とした模型実験における地盤材料がブレ破壊からポスト破壊現象へ及ぼす影響, 第 32 回中部地盤工学シンポジウム, 1-4, 2020.

令和4年7月に決壊した半場川堤防の力学特性の評価

Evaluation of the mechanical properties of the Hanba River embankment that collapsed in July 2022

児玉直哉¹, 小高猛司², 李 圭太³, 大堀文彦⁴, 久保裕一⁵,
久保宜之⁶, 鈴木貴博⁶, 稲吉正浩⁷, 石原雅規⁸

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科
- 3 日本工営・コンサルタント事業統括本部/名城大学特任教授
- 4 日本工営・名古屋支店
- 5 中部土質試験協同組合・技術部
- 6 愛知県・建設局
- 7 愛知県・知立建設事務所
- 8 土木研究所・つくば中央研究所

概 要

令和4年7月27日、大雨による川の増水により愛知県安城市の半場川の右岸堤防（高さ約2.6メートル、幅約10メートル）が決壊した。令和5年2月の被災堤体の復旧工事にあわせて被災箇所における堤防の開削調査を実施し、現場密度試験や現場透水試験等の現場調査ならびに室内力学試験用の試料採取を行った。開削調査の結果、川裏側に細粒分の多い旧堤とみられる土層が存在し、川表側とは若干土質が異なることがわかった。現場透水係数も川表より川裏の方が低い傾向が見られた。現場密度試験と室内締固め試験から算定される堤体の締固め度は川表と川裏ともに83%であった。現地採取した不攪乱供試体の三軸試験では、川表、川裏ともひずみ硬化する密詰め砂の力学挙動を示した。一方、再構成供試体の三軸試験では、川表の試料では締固め度90%相当に調整すれば不攪乱供試体と類似の密詰め砂の力学挙動を示すが、川裏の試料で締固め度90%相当の調整では、ひずみ軟化の力学挙動のみを示した。

キーワード：河川堤防，決壊，開削調査，現場透水試験，力学特性，三軸試験

1. はじめに

河川堤防の質的検討にあたり、堤体盛土の締固め度、透水係数およびせん断強度などの力学特性の評価は非常に重要である。我々の研究グループでは、これまで様々な河川堤防の堤体盛土について現場調査や室内試験に関する研究を通して、堤体の現場透水係数や堤体土の力学特性を適切に評価する手法の検討を行ってきた(例えば1)-4)。本論文では、令和4年7月27日、大雨による川の増水により決壊した愛知県安城市の半場川の右岸堤防（高さ約2.6メートル、幅約10メートル）を題材にして、令和5年2月の被災堤体の復旧工事にあわせて実施した被災箇所における堤防の開削調査ならびにその後の室内試験の結果について示す。開削調査（写真1）においては、堤体土質の観察の他、現場密度試験、簡易動的コーン貫入試験、現場透水試験、室内力学試験用の試料採取を行った。室内力学試験では、乱した試料による締固め試験による堤体の締固め度の把握、乱れの少ない試料（以下、不攪乱試料と呼ぶ）

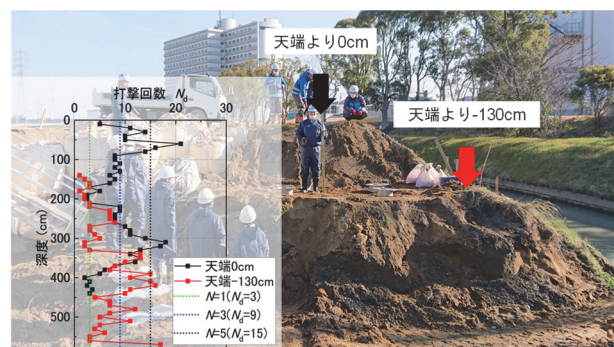


写真1 半場川堤防開削断面

による室内透水試験と現場透水係数との比較、乱した試料と不攪乱試料を用いた三軸試験により、堤体土の力学特性を把握した。また、平成2年に愛知県知立土木事務所（当時）が半場川の決壊地点より下流域において、およそ2kmの区間の堤防両岸においてボーリング調査と土質試験による詳細な地質調査を実施していたため、本論文では、次章において、その調査報告書⁹⁾を整理した半場川周辺の地質および堤体土を構成する土質について考察する。

2. 半場川決壊箇所から下流部周辺の地質概要⁵⁾

調査報告書⁵⁾には、半場川区間における改修が計画されている5か所の各橋梁の兩岸で2孔ずつ実施した合計10孔のボーリング調査結果が示されている。下流側より坂下橋 (No.1孔, No.2孔), 下渡瀬橋 (No.3孔, No.4孔), 西海橋 (No.5孔, No.6孔), 丁拌橋 (No.7孔, No.8孔), 三月田橋 (No.9孔, No.10孔) の5橋である。図1の治水地形分類図にボーリング調査位置を示す。決壊地点はボーリング調査位置より上流側であり、三月田橋から約600m離れた地点である。10孔のボーリング柱状図より、表層に0.20~3.0mの層厚で盛土層, その下位に6.5~14.6mの層厚で沖積層, それ以深には洪積層が堆積している。調査報告書によれば、沖積層は洪積層上層の碧海層が堆積した後、最終氷期にその碧海層を侵食して堆積していることから沖積層の下面は緩やかな起伏をなしているため層厚の変化が大きくなっていると解釈されている⁵⁾。本研究では河川堤防の力学特性についての検討を行うため、河川堤防の天端から河床部付近までの土層に着目する。

図2に右岸側のNo.1, 3, 5, 7, 9孔のボーリング柱状図, 図3に左岸側のNo.2, 4, 6, 8, 10孔のボーリング柱状図を示し、各柱状図の盛土部と基礎地盤における N 値を記載した。ボーリング柱状図の色無の層は盛土部, 黄層は砂または砂質層, 青層はシルト層を示す。なお、図中の堤防高と河床高については、知立建設事務所が令和3年に実施した測量結果をもとに最新の情報に更新した。

はじめに堤体土の土質分類について述べる。兩岸とも盛土部は主にシルト質細砂~シルト混り細砂が主体となっており、部分的に砂混りシルト、一部で礫混りシルトや砂礫となっている。特に、No.4, 9, 10などの盛土部で礫が多く混じっていたが、堤体表層に敷設した砂利等が混入したものであると推測されている。盛土部の N 値は0.8~5程度である。盛土部下位の堤体下層では、下流側のNo.1~4にはシルト質砂やシルト混り砂など砂や砂質主体の土層が分布しているが、上流側のNo.5~10には砂混りシルトや砂質シルトなどシルト主体の土層が分布している。 N 値は0~3程度であった。以上より、決壊地点の盛土部は N 値0.8~5程度のシルト質の砂、堤体下層は N 値0~3程度のシルトで構成されていると推測できる。

次に、図2の①, ②で示す位置で行われた粒度試験により得られた粒径加積曲線を見ていく。図4にNo.1の①とNo.3の①の粒径加積曲線, 図5にNo.5, 7, 9の①, ②における粒径加積曲線を示す。図4を見ると、2つとも砂主体で構成されており細粒分を約30%含んでいる土であることが確認できる。図5で盛土部①と堤体下層②を比較すると、堤体下層の方が細粒分を約40%と多く含んでおり、透水性が低くなっている傾向があると考えられる。また、図4の粒径加積曲線と図5の盛土部の粒径加積曲線を比較すると、ともに砂分約60%、細粒分約30%の粒度分布になっていることが確認できる。図6に右岸の粒度分布をすべて示すと、No.9-①を除きおおむね同様の粒度分布である。

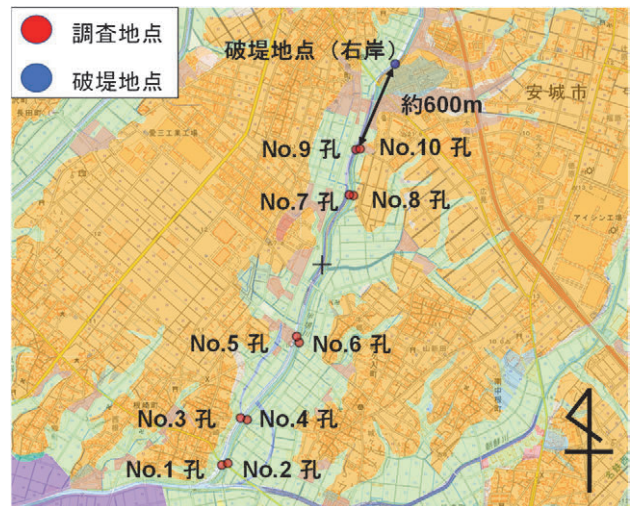


図1 治水地形分類図 (半場川流域)

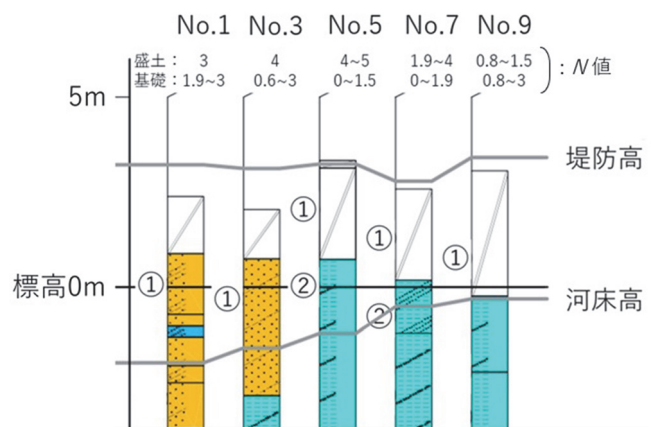


図2 ボーリング柱状図 (右岸)

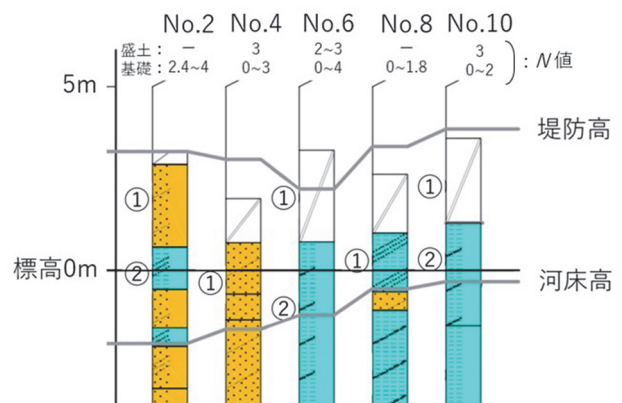


図3 ボーリング柱状図 (左岸)

図3の①, ②で示す位置で行われた粒度試験により得られた粒径加積曲線についても見ていく。今回は、図7に全ての試験箇所の粒径加積曲線を一つのグラフにまとめている。先ほどと同様の視点で、下流側のNo.2-①, ②, No.4-①と盛土部のNo.6-①, No.10-①を比較するとNo.4-①を除きおおむね同様の粒度分布である。以上より、半場川堤防の盛土部は半場川下流の坂下橋, 下渡瀬橋の地表付近を掘削して得られた土で構成されている可能性が考えられる。

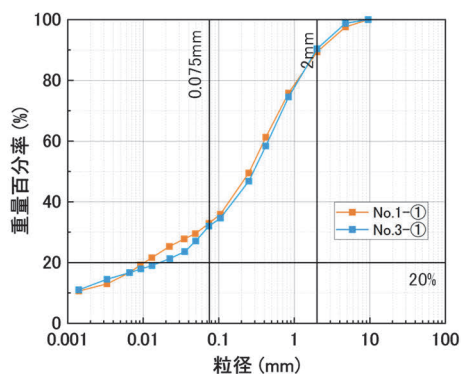


図4 粒度分布 (No.1, 3)

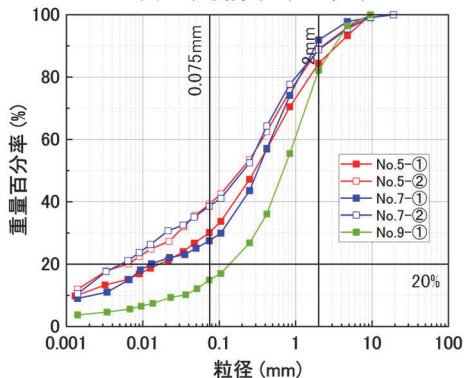


図5 粒度分布 (No.5, 7, 9)

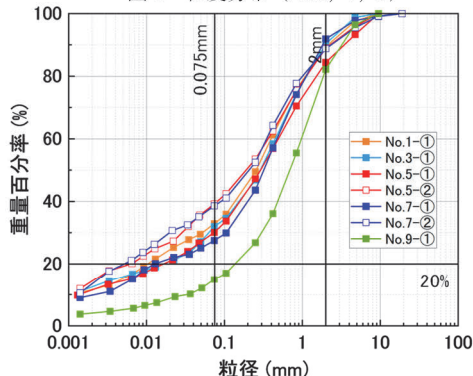


図6 粒度分布 (No.1, 3と5, 7, 9の比較)

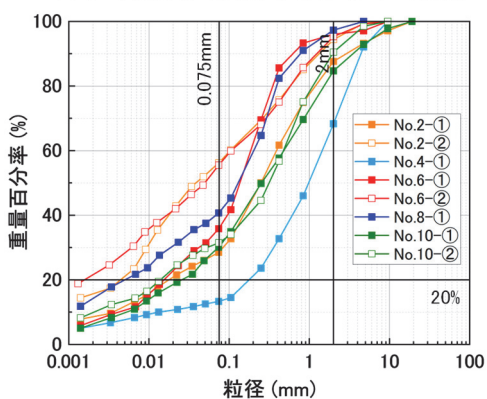


図7 粒度分布 (No.2, 4, 6, 8, 10)

3. 現場透水試験と室内透水試験

3.1. 透水試験の概要と簡易動的コーン貫入試験

現場透水試験は決壊地点の開削断面の小段で実施した。小段を川表 A (上流側), 川表 B (下流側), 川裏 A (上流側), 川裏 B (下流側) の 4 地点に分け, 各地点について

マリOTTサイフォンを用いた JGS-1316 による方法 (以下 1316 法と称す) と, 水道メーターを用いた方法 (1316 法と同寸法の試験孔を用い, 定常状態となるよう水量を調節して水位を一定に保持し, 水道メーターにより注水量を計測する方法, 以下 WMPT 法と称す) (例えば 4) で現場透水試験を実施した。低透水のため WMPT 法で計測が困難であった場合は, 試験孔のケーシング部分を用いた変水位法により実施した。川表 B, 川裏 B では, 水置換法による現場密度試験も実施した。各試験孔について, 川表と川裏で堤防横断方向に 200cm, A と B で堤防縦断方向に 80~90cm 程の間隔をあけた。試験孔は, 特性の鋼製ガイドリング (深さ 15cm, 直径 30cm,) を使用して直径 30cm, 深さ 40cm に整形し, 底部に市販のバラス砕石を敷き詰めた。

室内透水試験は, 現場透水試験を行った試験箇所近傍それぞれ 2 箇所ずつから採取した不攪乱試料を用いて実施した (川表 A-1, 川表 A-2 のように表記)。具体的には, 内径約 10cm の市販の塩ビ管を高さ約 19cm に切断した上で, 片側先端を刃先に加工して簡易サンプラーとし, 丁寧に地面に押し込んで採取した⁶⁾。採取試料は一旦凍結させてからモールドから脱型し, 内径 15cm の透水試験用のモールドと供試体外周の間をベントナイトで充填して透水試験を実施した。川表 A-1, 川表 A-2, 川表 B-1, 川表 B-2, 川裏 B-1 は定水位条件で透水試験を実施し, 低透水により定水位条件で試験ができなかった川裏 A-1, 川裏 A-2, 川裏 B-2 は変水位条件で透水試験を行った。

図 8 は現場透水試験を実施した試験孔 B での採取試料の粒度分布, 図 9 は室内透水試験の実施後試料の粒度分布を示す。川裏においては, 室内試験の試料の方が細粒含有率約 40%とやや高めであった。川表においては, 採取場所によって多少ばらつきはあるが, 室内試験の方が細粒含有率約 20%前後と細粒分がやや少ない傾向が見られた。また, どの試験箇所も礫まじり細粒分質砂や細粒分まじり礫質砂に大方分類される。川表と川裏で比較をすると, 川表は砂分含有率 60~70%と比較的砂分が多く, 川裏は細粒分含有率 40%と比較的細粒分を多く含んでいる。

また, 開削断面において, 簡易動的コーン貫入試験も実施した。写真 1 に, 天端中央部 (黒線) と川表側法面 (赤線) の 2 か所の実施地点を示した。川表法面は天端から深度 130cm の位置から貫入した。写真 1 内には地盤深度と N_a 値の関係も示した。黒線で示す天端からの貫入試験では, 深さ 0~100cm にかけて $N_a=10\sim20$ 回であったが, 100~300cm にかけて $N_a=7, 8$ 付近に減少した。その後は, 300cm あたりで $N_a=20$ 付近まで増加した後, 深度に伴い徐々に N_a 値は減少した。所々 N_a 値が突出した部分は礫当たりの可能性も考えられる。赤線で示す天端より 130cm 以深の貫入試験結果では, 深さ 200cm あたりまでは $N_a=3$ 以下であるが, 250cm あたりで $N_d=10$ まで上昇した後 300cm にかけて $N_a=4$ 以下に減少。その後 350cm 以深は $N_a=5\sim15$ 付近を示し, 定まらない値となる。この 2 つを比較すると, 堤体がある深さ 250cm 付近までは同じ傾向であるが, それ以深の基礎地盤では異なる傾向を示した。

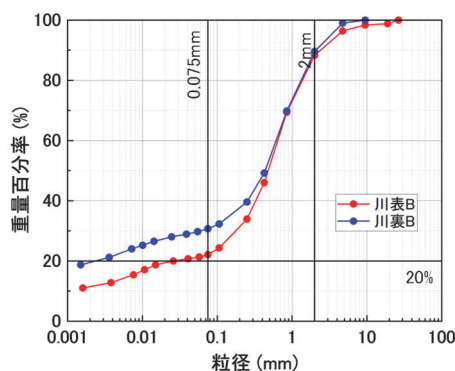


図 8 粒度分布 (現場透水試験)

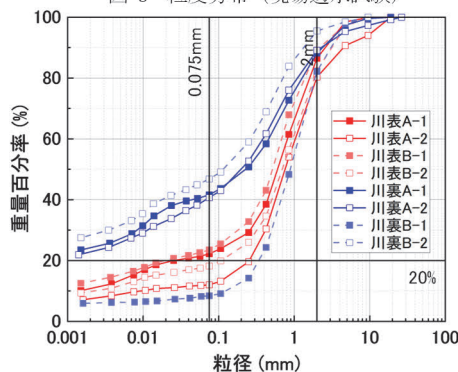


図 9 粒度分布 (室内透水試験)

3.2. 透水試験結果

現場透水試験結果および室内透水試験結果をそれぞれ表 1 および 2 に示す。表には、試験後の試料で粒度試験をして得られた 20% 粒径 D_{20} を用いて Creager 法による透水係数の推定値も示した。ただし、粒度試験の未実施や高い細粒分含有率により、 D_{20} 粒径が不明で透水係数が算出できない試験試料もあった。表 1 の現場透水試験結果に着目する。川表 A, B では 1316 法と WMPT 法ともに 4 乗から 5 乗のオーダー、川裏 A, B では 6 乗のオーダーの透水係数が得られた。ただし、川裏 A, B の WMPT 法では水が入らず水道メーターでの調節が困難であったため、変水位法で現場透水試験を実施した。また、川表 A の WMPT 法は 11 時から、1316 法は 14 時半から実施したため、試験孔周辺地盤の状態が変わったことなどが透水係数の異なる原因となった可能性もある。以上より、試験法の違いによって値に多少の差異は見られたが、川表と川裏を比較すると川裏の方が透水係数は低い傾向にある。これは図 8 の粒度分布からも分かるように堤体材料の違いが影響している。しかし、現場密度試験では、川表 B と川裏 B はいずれも $\rho_t = 1.80 \text{ g/cm}^3$ で同じ値であった。

表 2 の室内透水試験結果に着目する。川表では 5 乗から 6 乗のオーダー、川裏では 5 乗から 7 乗のオーダーの透水係数が得られ、川裏の方が川表より透水係数が低い傾向が見られた。これは現場透水試験と同様の傾向である。

表 1, 2 の Creager 法による透水係数に着目する。表 1 における推定値では現場透水試験よりも 2 オーダーほど低い透水係数が得られた。表 2 における推定値では室内透水試験より低い透水係数の場合と高い透水係数の場合があ

り、大きくばらつきが見られた。これは、図 8, 9 のようにいずれの粒径加積曲線も似た傾向を示しているが細粒分含有率に大きく違いが見られるため、 D_{20} の値にばらつきが生じたことが原因だと考えられる。細粒分含有率の違いが D_{20} に大きく影響するため、Creager 法の透水係数の推定値を利用する場合には、十分留意する必要がある。

表 1 現場透水試験結果 (*変水位法で透水試験を実施)

試験孔	現場透水係数 (m/s)		D_{20} (mm)	Creager法 (m/s)
	JGS1316	WMPT		
川表A	2.82×10^{-5}	1.41×10^{-4}	—	—
川表B	5.58×10^{-5}	5.72×10^{-5}	0.0259	5.36×10^{-7}
川裏A	—	5.13×10^{-6} *	—	—
川裏B	5.91×10^{-6}	6.68×10^{-6} *	0.0024	2.01×10^{-8}

表 2 室内透水試験結果

	試験試料	室内透水係数 (m/s)	D_{20} (mm)	Creager法 (m/s)
川表	川表A-1	9.21×10^{-6}	0.0254	5.22×10^{-7}
	川表A-2	3.82×10^{-5}	0.2569	1.44×10^{-4}
	川表B-1	2.09×10^{-5}	0.0194	3.60×10^{-7}
	川表B-2	5.03×10^{-5}	0.1079	1.84×10^{-5}
川裏	川裏A-1	1.21×10^{-6}	—	—
	川裏A-2	1.68×10^{-5}	—	—
	川裏B-1	4.58×10^{-5}	0.3541	3.07×10^{-4}
	川裏B-2	9.90×10^{-7}	—	—

現場透水係数と室内透水係数、Creager 法による推定値と 20% 粒径 D_{20} の関係を両対数で整理したものを図 10 に示す。現場透水試験の 1316 法と WMPT 法の傾向は大方一致している。しかし、室内透水試験では同じ粒径の大きさであっても現場透水試験と比べて低い透水係数が示されていることが分かる。Creager 法における透水係数は広い粒度の範囲で現場透水係数よりも小さく、ある程度の粗い粒度を超えるると現場透水試験よりも高い透水係数を示すようになることが分かる。以上の結果は、著者らが過去に実施した各地での調査結果(例えば 1)~4)においても類似する点がある。堤体の透水性の過小評価は、浸透に対しては危険側の評価に繋がるため、室内試験や粒度から推定した透水係数を過信すべきではないことに注意しなければならない。

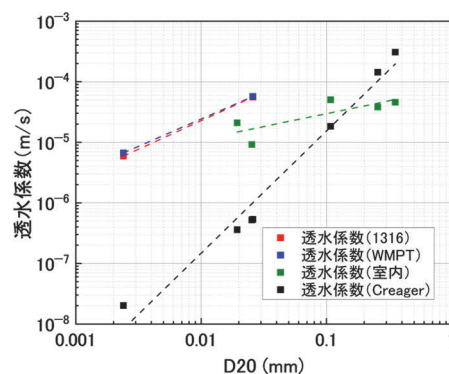


図 10 透水試験結果比較 (川表)

4. 三軸試験による力学特性の評価

4.1. 三軸試験の概要

現場透水試験を実施した川表、川裏の2か所でそれぞれ不攪乱試料と乱した試料を採取した。不攪乱試料は川表、川裏それぞれの地点でサンプリングした後に凍結させた上で規定寸法（直径 50mm、高さ 100mm）に成型し、これを不攪乱供試体としてCU三軸試験を実施した。CU三軸試験に用いた川表、川裏における不攪乱供試体の間隙比は0.59~0.79、0.51~0.58であり、川表では大きくばらつきが見られた。乱した試料は自然乾燥させた後に初期含水比10%に調節した後、川表、川裏でそれぞれ所定の締固め度になるよう調節して突き固めた再構成供試体を用いてCU三軸試験を実施した。再構成に使用した川表と川裏における乱した試料の粒度分布は図8にすでに示した。

また、各試料で締固め試験を実施した結果、川表の最適含水比は10.6%、最大乾燥密度1.97g/cm³、川裏の最適含水比は11.8%、最大乾燥密度1.90g/cm³であった。そのため、現地堤防の締固め度は、川表で83.3%、川裏で83.1%であった。再構成供試体による三軸試験は、現地の締固め度と90%の2通りの供試体を作製して行った。

4.2. 三軸試験結果(川表)

表3、4は、各試験における供試体の目標間隙比などの諸元をまとめたものである。紙面の都合上示していないが、CU三軸試験結果から軸差応力のピーク値または変相点を参照した有効応力のモールの応力円を作成した。それぞれのモールの応力円から得られた強度定数を表3、4にまとめて示す。図11~16にはCU三軸試験結果における有効応力経路と軸差応力~軸ひずみ関係のグラフを示す。

図11、12の川表の再構成供試体における試験結果に着目する。現地締固め度の有効応力経路では、軸差応力のピークを示した後に塑性圧縮を伴うひずみ軟化挙動を示した。これは比較的緩詰な砂質土に見られる挙動である。表3に示す内部摩擦角 ϕ' は19.5°~24.7°と比較的小さく、粘着力 c' は0kPaであった。締固め度90%の有効応力経路では、せん断初期から高い剛性を発揮し、塑性膨張を伴う硬化挙動を示しながら軸差応力のピーク値に達し、その後緩やかなひずみ軟化挙動を示した。これは比較的密詰め砂質土にみられる挙動である。表3に示す内部摩擦角 ϕ' は34.7°~35.8°と比較的高く、粘着力 c' は0kPaであった。川表側の再構成試料においては、締固め度90%以上に相当する密度であれば比較的高いせん断強度が得られた。

図13の川表の不攪乱供試体における試験結果に着目する。有効応力経路に着目すると、拘束圧の違いによって挙動が異なることがわかる。これは表4に示すように、それぞれの拘束圧で使用した供試体ごとに密度が異なることが影響していると考えられる。再構成供試体の現地締固め度と比較的近い拘束圧50kPaにおける試験結果に着目すると、不攪乱供試体のほうが密詰め挙動となっている。再構成供試体が一度乱して自然乾燥させてから締め固めて

表3 供試体諸元(再構成供試体)

試料	再構成供試体			
	川表B		川裏B	
締固め度(%)	現場(83.3)	90	現場(83.1)	90
目標間隙比	0.62	0.50	0.68	0.55
内部摩擦角 ϕ' (°)	ピーク値で整理 19.5~24.7	ピーク値で整理 34.7~35.8	ピーク値で整理 11.3~22.2	ピーク値で整理 22.4~23.5
粘着力 c' (kPa)	0			

表4 供試体諸元(不攪乱供試体)

試料	不攪乱供試体					
	川表B			川裏B		
拘束圧(kPa)	50	100	150	50	100	150
推定間隙比	0.59	0.70	0.79	0.51	0.56	0.58
内部摩擦角 ϕ' (°)	変相点で整理 21.2~28.7		ピーク値で整理 28.9~33.1	変相点で整理 31.9		
粘着力 c' (kPa)	0					

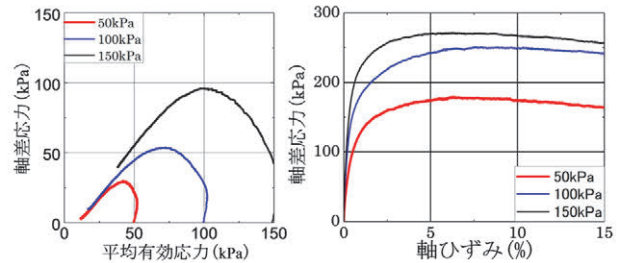


図11 CU三軸試験結果(川表, D_r =現地83.3%)

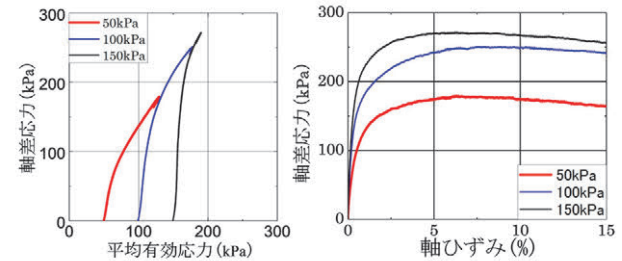


図12 CU三軸試験結果(川表, D_r =90%)

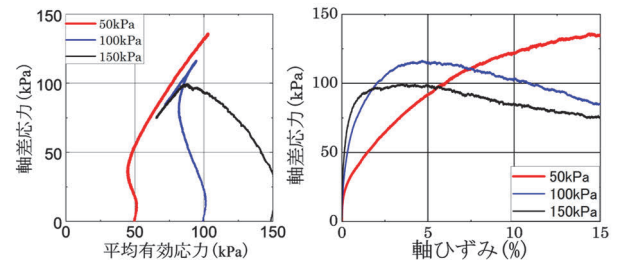


図13 CU三軸試験結果(川表, 不攪乱供試体)

作製した供試体であることが影響している可能性がある。軸差応力のピーク値と変相点それぞれでモールの応力円を整理して表4の強度定数を求めた。変相点で整理した場合の内部摩擦角 ϕ' は21.2~28.9°と大きくばらついた。一方、試験基準に基づき、軸差応力のピーク値で整理した場合、内部摩擦角 ϕ' は28.9~33.1と比較的ばらつきが小さく、再構成に比べて高い値となった。ただし、ひずみ硬化する土質材料の強度定数を大ひずみ領域で評価すると、過大評価する可能性があるために注意が必要である。

4.3. 三軸試験結果(川裏)

図 14, 15 の川裏の再構成供試体における試験結果に着目する。現地締固め度の有効応力経路では、せん断初期に弾性的な挙動を示した後に急激に塑性圧縮し、軸差応力のピーク値に達すると少し軟化する挙動を示した。表 3 に示す内部摩擦角 ϕ' は $11.3^\circ \sim 22.2^\circ$ と非常に小さく、粘着力 c' は 0kPa であった。締固め度 90% の有効応力経路では、せん断初期の弾性挙動がやや大きく、軸差応力のピーク値は高くなるが、現地締固め度の供試体と似たような挙動を示している。表 3 に示す内部摩擦角 ϕ' は $22.4^\circ \sim 23.5^\circ$ と小さく、粘着力 c' は 0kPa であった。以上より現地締固め度、締固め度 90% いずれにおいても低いせん断強度を示した。これは、川表に比べ細粒分が多く含まれていることが影響していると考えられる。細粒分が多い堤体は低透水の利点もあるため、より詳細な力学特性の把握が必要である。

図 16 の川裏の不攪乱供試体における試験結果に着目する。有効応力経路では、それぞれの拘束圧ごとに使用した供試体の密度に大きな違いが見られず統一性のある挙動であった。せん断初期に塑性圧縮挙動を示し、変相後は正のダレイタンシーの拘束によりひずみ硬化挙動を示した。これは中密な砂質土にみられる挙動である。ただし、表 4 に示す内部摩擦角 ϕ' は 31.9° とそれほど高くなく、粘着力 c' は 0kPa であった。物理特性が比較的近い締固め度 90% の再構成供試体の試験結果と比較すると、不攪乱供試体のほうが軸差応力のピークが高く、密詰め挙動になっていることが分かる。これは、川表と同様の傾向である。

5. まとめ

本論文では、決壊した半場川堤防において各種の現場調査と室内試験を実施することで、堤防の力学特性の評価を行った。その中で、試験方法や試料採取方法、締固め度による力学特性の違いについても検討した。さらに、半場川流域の地質調査結果⁵⁾から半場川周辺の地質および堤体土を構成する土質についてもまとめた。その結果、以下の知見が得られた。

- ① 地質調査報告書⁵⁾から、決壊地点の盛土部は N 値 0~3 程度のシルト質砂、堤体下層は N 値 0.8~5 程度のシルトで構成されていた。また、半場川堤防の盛土部は下流域での掘削土で構成されている可能性が示唆された。
- ② 透水試験結果から、川裏は川表よりも細粒分を多く含んでおり、透水性が比較的低いことが明らかとなった。また、室内透水試験と Creager 法による透水係数は現場の透水係数よりも小さくなる傾向が示された。したがって、堤体の透水性評価の際に注意する必要がある。
- ③ CU 三軸試験から、再構成供試体のせん断強度は不攪乱に比べて低く評価された。その傾向は細粒分の多い川裏側でより顕著であった。低透水性の利点も勘案しつつ、より詳細な力学特性の評価が必要である。
- ④ 不攪乱供試体で CU 三軸試験を行うと、同じ間隙比でも再構成供試体に比べてやや高いせん断強度が得られた。

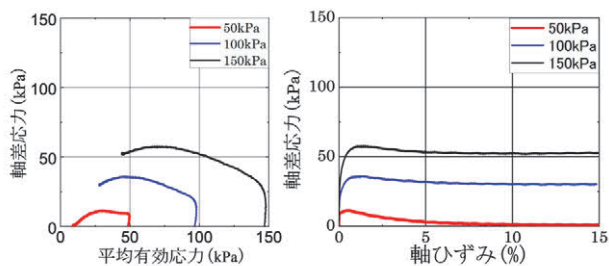


図 14 CU 三軸試験結果 (川裏, D_r =現地 83.1%)

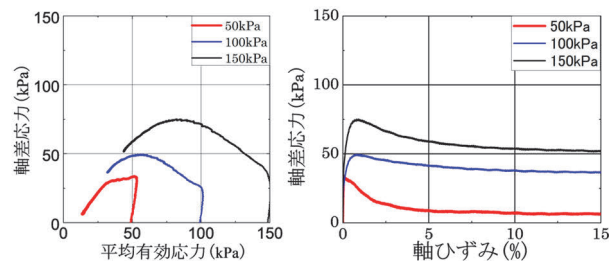


図 15 CU 三軸試験結果 (川裏, D_r =90%)

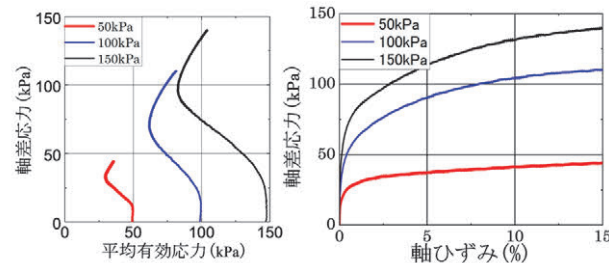


図 16 CU 三軸試験結果 (川裏, 不攪乱供試体)

本論文の調査結果は現時点において、当該堤防の決壊の原因に踏み込むものではない。本調査においては、堤体川表の土質が比較的細粒分は少なく、透水性も高いことが示されたが、この結果は決壊箇所周辺堤防の川表法尻に、洗堀や吸出しが原因と考えられる大小の陥没が複数確認されたこととも関連する可能性もある。堤体土の浸潤時のせん断強度の正確な評価を行うためには、別途、吸水軟化試験^{例え}を実施して検討する必要もあるため、今後実施する予定である。

参考文献

- 1) 石原ら：梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査，第 4 回河川堤防技術シンポジウム，2016。
- 2) 李ら：河川堤防盛土の原位置透水特性に関する考察，第 5 回河川堤防技術シンポジウム，2017。
- 3) 小高ら：小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による堤体透水性の評価，第 8 回河川堤防技術シンポジウム，2020
- 4) 小高ら：開削時現場調査と室内試験による狩野川堤防の評価，第 9 回河川堤防技術シンポジウム，2021。
- 5) 愛知県知立土木事務所：緊急防災対策河川工事の内地質調査委託 二級河川半場川 調査報告書，1990。
- 6) Kodaka et al.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, Proc. ICSMGE, 2017.
- 7) 小高ら：河川堤防の浸透時のせん断強度試験法，第 7 回河川堤防技術シンポジウム，2019。

三軸砂供試体の密度と飽和度の違いが繰返しせん断挙動に与える影響 (Effect of density and saturation degree of triaxial sand specimen on cyclic shear behavior)

岸川貴洋¹, 吉川高広², 野田利弘¹

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻

2 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・yoshikawa.takahiro.d3@f.mail.nagoya-u.ac.jp

概 要

液状化対策工法の一つとして知られるサンドコンパクションパイル工法は、地盤の密度を増大させる工法であるが、施工時に噴射する空気が地盤内に取り込まれるため、地盤の飽和度を低下させる副次的な効果も期待されている。一方で、液状化は緩い飽和砂地盤で生じるため、不飽和状態であっても緩い砂の繰返しせん断挙動に注目した研究が多く、密な不飽和砂の繰返しせん断挙動に注目した研究はあまり行われていない。本研究では、相対密度 64%程度で中密な場合と相対密度 84%程度で密な場合の豊浦砂供試体に対して、飽和度を 70~100%の範囲で系統的に変化させて、軸ひずみ振幅 1%の側圧一定・非排気非排水繰返し三軸試験を行った。その結果、密な場合は飽和度が 94%程度に低下しただけで、飽和状態と比べて繰返しせん断に伴う剛性低下が著しく抑制され、また飽和度が 79%と 69%の場合はほぼ同じ力学挙動を呈するなど、密な場合は中密な場合に比べて少しの飽和度低下で大きな改良効果が得られた。

キーワード：繰返し三軸試験，飽和度，相対密度

1. はじめに

液状化対策工法の一つとして知られるサンドコンパクションパイル工法は、地盤の密度を増大させる工法であるが、施工時に噴射する空気が地盤内に取り込まれるため、地盤の飽和度を低下させる副次的な効果も期待されている¹⁾。一方で、液状化は緩い飽和砂地盤で生じるため、不飽和状態であっても緩い砂の繰返しせん断挙動に注目した研究が多く、密な不飽和砂の繰返しせん断挙動に注目した研究はあまり行われていない。

本研究では豊浦砂を用いて、相対密度 64%程度の中程度に密（以後、中密と称する）な供試体と、相対密度 84%程度の密な供試体に対して、飽和度を 70~100%の範囲で系統的に変化させて繰返し三軸試験を実施し、豊浦砂供試体の密度と飽和度の違いが繰返しせん断挙動に与える影響を調べた。

2. 実験条件

実験に用いた三軸試験機について、供試体下端では微細多孔質膜²⁾を用いて水圧を、上端では撥水性のポリフロンフィルターを用いて空気圧を、それぞれ独立して制御した。体積変化は、二重セルシステムを用いて、内セルの水位変化から算出した。実験手順は次の通りである。

- (1) 乾燥状態の豊浦砂をモールド内に投入後、木槌で打撃することで密度を調整する。
- (2) 通水後に基底応力 20kPa で供試体を自立させて、背圧上昇により飽和化させる。
- (3) 基底応力 100kPa で等方圧密を行う。
- (4) 基底応力を一定に保ったまま、空気圧の上昇によりサクションを作用させ、所定の飽和度まで低下させる。
- (5) 軸ひずみ速度 0.06%/min, 軸ひずみ振幅 1%の変位制御で、側圧一定・非排気非排水繰返しせん断を 20 回行う。

本研究では構成モデルの改良/開発を見据え、供試体の均質性を保つことを目的に、変位制御の繰返し三軸試験を行った。表 1 は実験ケース一覧であり、実験手順(4)の終了時（繰返しせん断直前）の状態量を示す。ケース「1-」は相対密度 D_r が 64%程度の中密な場合、ケース「2-」は D_r が 84%程度の密な場合であり、ケース番号が大きくなる

表 1 実験ケース一覧（繰返しせん断直前の状態量）

ケース名	相対密度 D_r (%)	飽和度 S_r (%)
1-1	56.3	100
1-2	64.5	93.0
1-3	64.2	89.5
1-4	67.1	75.1
2-1	85.8	100
2-2	84.7	94.1
2-3	83.5	86.8
2-4	86.4	78.8
2-5	84.4	68.8

ほど飽和度 S_r が低い条件となっている。飽和条件のケース 1-1 と 2-1 では B 値が 0.95 以上であることを確認している。

3. 実験結果

図 1 は中密な場合の繰返し三軸試験結果を示す。飽和条件のケース 1-1 および S_r が 93.0% と 89.5% のケース 1-2 と 1-3 では、平均骨格応力 p' がゼロになっている一方で、 S_r が 75.1% のケース 1-4 では p' はゼロにならず、液状化に至っていない。ケース 1-1~1-3 では剛性がゼロ近くまで低下しているが、ケース 1-4 では剛性の低下が抑えられている。体積圧縮量はケース 1-4 で最も大きく、圧縮性が高い空気が多いほど、繰返しせん断時に体積変化（圧縮）を許容するため、 p' の低下と剛性の低下を抑制できたことがわかる。

図 2 は密な場合の繰返し三軸試験結果を示す。飽和条件のケース 2-1 では液状化に至っているものの、中密な場合とは異なり、 S_r が 94.1% のケース 2-2 においても p' はゼロにならず、飽和条件のケース 2-1 と比べて繰返しせん断に伴う剛性低下が著しく抑制されている。体積ひずみの結果より、2.12% の圧縮ひずみが生じており、空気の高い圧縮性の影響が大きいと考えられる。 S_r がさらに低いケース 2-3~2-5 の結果より、 S_r の低下に伴って p' の低下と剛性の低下は抑制されているものの、中密な場合と比べてその割合は小さく、 S_r が 78.8% と 68.8% のケース 2-4 と 2-5 の場合ではほぼ同じ力学挙動を呈している。体積ひずみについても、中密の場合と比べて、 S_r の低下に伴う体積圧縮量の増加割合が低い。図 3 と図 4 はそれぞれ中密な場合と密な場合の繰返しせん断に伴う割線剛性の変化を示す。この図からも、密な場合は中密な場合と比べて、 S_r が 94% 程度に低下するだけで繰返しせん断に伴う剛性低下が著しく抑制されることがわかり、密な場合は少しの飽和度低下で大きな改良効果が得られることが示唆される。

4. おわりに

本研究では、相対密度 64% 程度で中密な場合と相対密度 84% 程度で密な場合の豊浦砂供試体に対して、飽和度を 70~100% の範囲で系統的に変化させて、軸ひずみ振幅 1% の側圧一定・非排気非排水繰返し三軸試験を行った。その結果、密な場合は飽和度が 94% 程度に低下しただけで、飽和状態と比べて繰返しせん断に伴う剛性低下が著しく抑制され、また飽和度が 79% と 69% の場合はほぼ同じ力学挙動を呈するなど、密な場合は中密な場合と比べて少しの飽和度低下で大きな改良効果が得られた。ただし、密な砂で塑性体積膨張が生じると、体積変化を許容しやすい条件、すなわち飽和度が低い方がせん断強度・剛性が低くなり得ると考えられる。今後は変位振幅を大きくした場合の実験を試みるとともに、実験結果の数値シミュレーションを通じた構成モデルの改良／開発を行ってきたい。

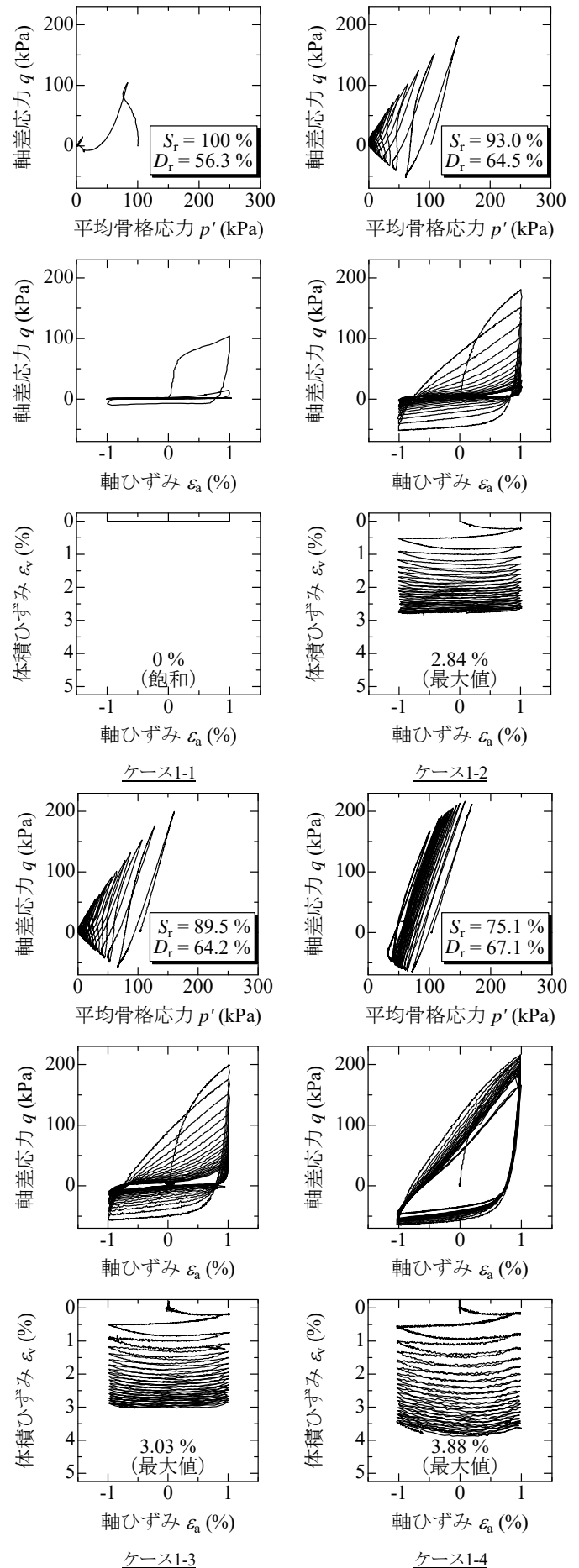


図 1 中密な場合の繰返し三軸試験結果

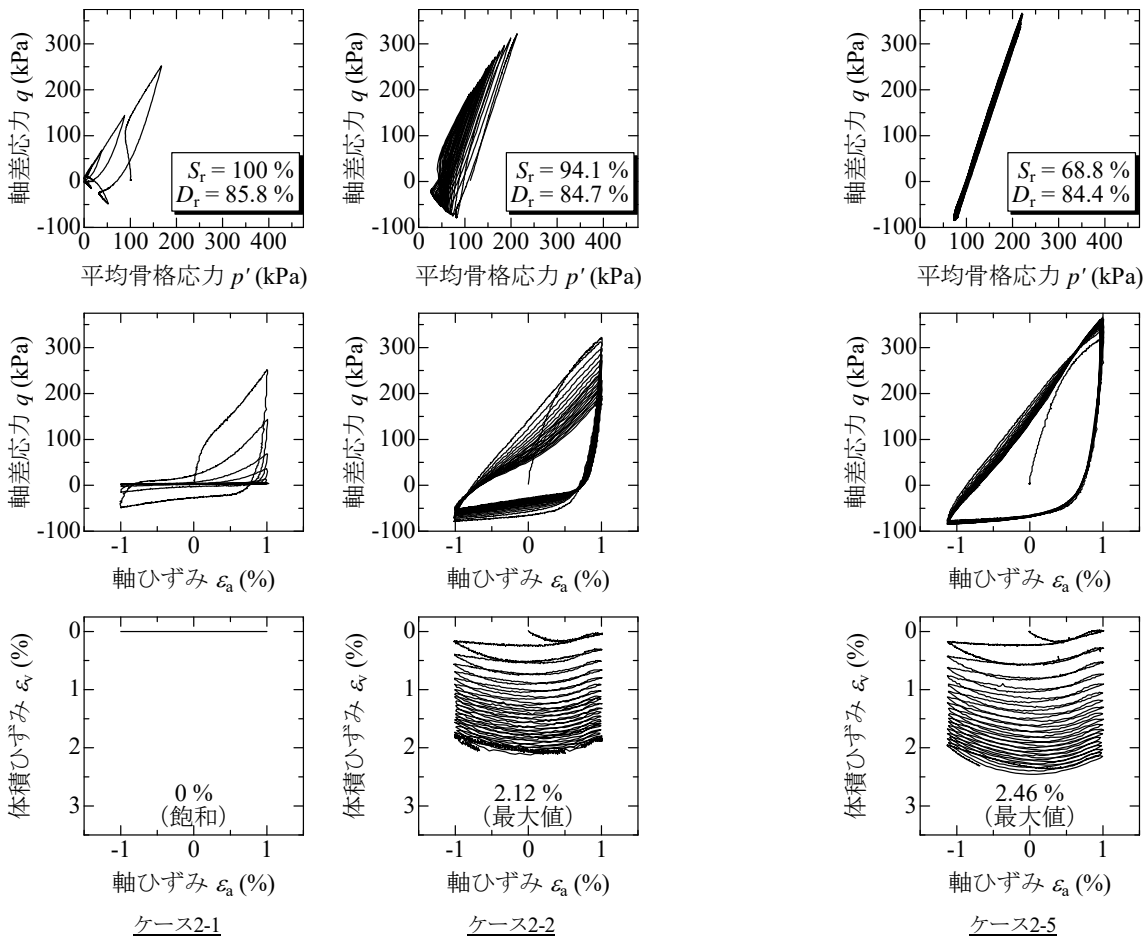


図2 密な場合の繰返し三軸試験結果

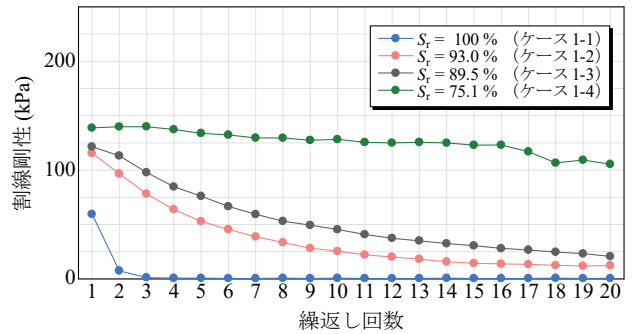
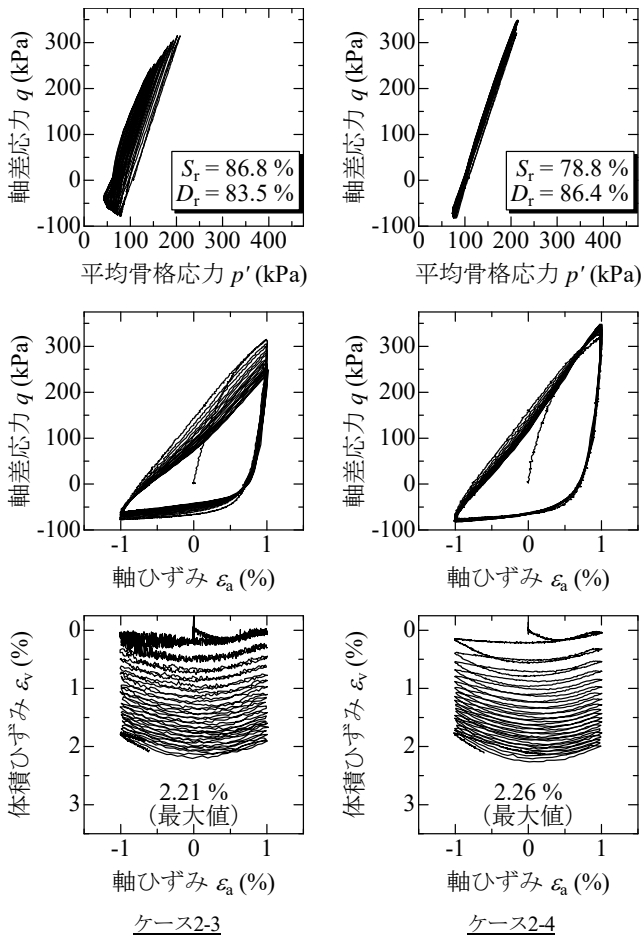


図3 中密な場合の繰返しせん断に伴う割線剛性の変化

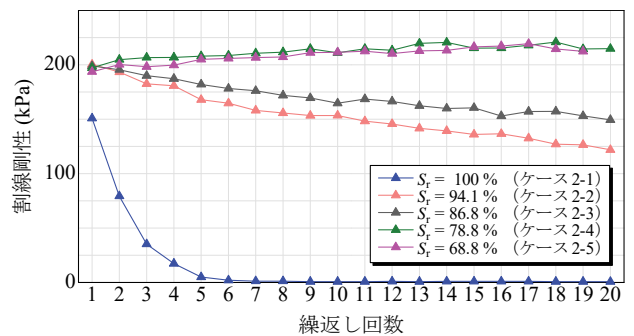


図4 密な場合の繰返しせん断に伴う割線剛性の変化

謝辞

JSPS 科研費 17H01289 の助成を受けた。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 1) Okamura, M., Ishihara, M. and Oshita, T.: Liquefaction resistance of sand deposit improved with sand compaction piles, *Soils and Foundations*, Vol. 43, No. 5, pp. 175-187, 2003.
- 2) Nishimura, T., Koseki, J., Fredlund, D.G. and Rahardjo, H.: Microporous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve, *Geotechnical Testing Journal*, the American Society for Testing and Materials, Vol. 35, Issue 1, pp. 201-208, 2012.

バイオマス由来の高分子材料によって改良された中間土の物性・力学特性に関する 実験的研究

Experimental study on physical and mechanical properties of intermediate soils improved by biomass-derived polymeric materials

竹田菜都², 中野正樹¹, 酒井崇之², ジンチェンコ アナトーリ³, 王焯昊³

1 名古屋大学大学院・工学研究科・nakano@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学大学院・工学研究科

3 名古屋大学大学院・環境学研究科

概 要

近年、地盤改良の方法として、高分子材料の添加による方法も行われるようになった。高分子材料による改良については砂、シルト、粘土の改良効果の検討に関する研究が実施されていることが多い。しかし、実際の地盤構造物では、礫から粘性土まで含むようないわゆる中間土で造成されることがほとんどである。また、三軸圧縮試験を実施し詳細な力学特性を把握している研究は少なく、高分子材料により改良された土構造物の性能照査のためには、力学挙動の把握が必要となる。以上のことから本報では、中間土として真砂土を対象に、バイオマス由来の高分子による改良を行い、各種室内試験を通して改良土特性の把握を行った。その結果、未改良の物と比較して、液性限界や塑性限界が大きくなった。また、標準圧密試験において圧密降伏応力が大きくなり、三軸圧縮試験において塑性膨張を伴う硬化が顕著となり最大軸差応力が大きくなるなど、過圧密土のような挙動を呈するようになり、改良効果が得られた。

キーワード：改良土，中間土，段階載荷圧密試験，三軸圧縮試験

1. はじめに

現在、地盤改良工法として、セメントなどのカルシウム系材料が、土木工学において頻繁に使用される。しかし、これらの生産では多くの二酸化炭素が排出される。PBL Netherlands Environmental Assessment Agency¹⁾によると、セメント生産に伴う二酸化炭素の排出量は世界全体の二酸化炭素排出量の約 8%を占めていると言われている。このことから、セメント生産は地球温暖化や気候変動の原因の一つとされている。国際エネルギー機関 (IEA)²⁾によると、セメント生産による二酸化炭素の直接排出量は 2015 年から 2021 年の間に年間約 1.5%増加した。一方で、2050 年までに世界全体で二酸化炭素排出量ネットゼロを達成するためには、2030 年まで年間 3%の減少が必要であると言われている。地球温暖化が急速に進んでいる今、自然由来の材料などの温室効果ガスの排出量の少ない材料を使用することが求められている。

近年、地盤改良の方法として、高分子材料の添加による方法も行われるようになった。例として、東日本大震災に伴う福島第一原子力発電所事故において、汚染土壌に対して選別補助剤として高分子材料が配合されたものが使用

された³⁾。また、高分子材料による地盤改良についての研究も実施されてきている。現在では、砂、シルト、粘土の改良効果の検討に関する研究が実施されていることが多い⁴⁾。また、多くの研究では、一軸圧縮試験など強度を評価しているものや、単純せん断試験などが実施されている。しかし、実際の地盤構造物では、礫から粘性土まで含むようないわゆる中間土で造成されることがほとんどである。また、三軸圧縮試験を実施し詳細な力学特性を把握している研究は少なく、高分子材料により改良された土構造物がどのように変形し、どの程度沈下するかなどの性能照査のためには、詳細な力学挙動の把握が必要となる。以上のことから本報では、中間土として真砂土を対象に、バイオマス由来の高分子による改良を行い、液性限界・塑性限界の物理的性質と標準圧密試験結果により圧密特性、非排水三軸圧縮試験結果によりせん断特性の把握を行った。

2. 実験試料について

図1は使用した試料の粒径加積曲線を示す。均等係数 U_c は 39.3、曲率係数 U_c' は 3.75 であった。なお、土粒子密度 ρ_s は 2.716g/cm³ であった。図2は締固め曲線を示す。締固め試験は A-b 法で実施した。最大乾燥密度 ρ_{dmax} は、

1.864g/cm³で、最適含水比 w_{opt} は 13.5%であった。

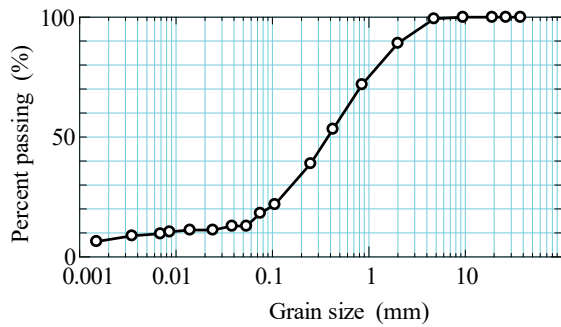


図 1 粒径加積曲線

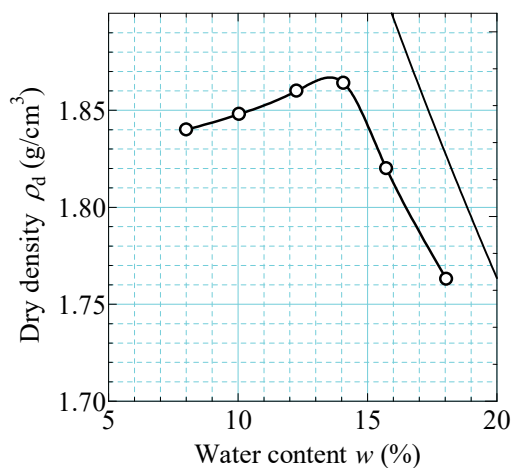


図 2 締めめ曲線

3. 高分子材料による改良機構と用いた高分子材料

まず、高分子材料による改良機構について説明する。正電荷をもつ高分子であるポリカチオンと負電荷をもつ高分子であるポリアニオンを混合すると、両者の間に強い静電的な相互作用が働き、ポリイオンコンプレックス (以下 PIC) が形成する (図 3 上)。土壌内では、PIC の高分子はさらに土粒子と結合して、土壌を固定する (図 3 下)。この際に、ポリアニオンやポリカチオンは、重金属イオンなどと安定な錯体を形成するために、処理土は、重金属処理に用いられてきた。

本研究では、ポリアニオンとして、セルロースを原料として得られるアニオン系水溶性高分子であるカルボキシメチルセルロース⁵⁾ (以下 CMC) を用いた。水に溶けないセルロースにカルボキシメチル基 (-CH₂-COOH) を導入することで可溶化し、優れた増粘性、吸水性、保水性を有している。粘度は分子相互間のからみ合い効果により支配されていると考えられている。濃度が高いほど、重合度が大きいものほど溶液粘度は高い⁶⁾。

ポリカチオンとして、甲殻類の甲羅、昆虫類の表皮や軟体動物の殻などに含まれるキチンを脱アセチル化することにより得られる天然由来の高分子であるキトサン⁷⁾を用いた。キトサンの地球上で合成される量は 1 年間で 1000 億トンにもなると推測されているが、ほとんど利用されて

いない高分子である。安価で豊富な資源があることや、生体内で吸収される性質を持っていることから生体との親和性が高く、生物分解性が高いことなどから、創傷被覆材および生体接着剤や生分解性プラスチックの開発などに利用されている^{8,9)}。

これらの高分子材料は自然由来のものであり、環境への負荷が少ない特徴をもつ。図 4 にそれぞれの写真を示す。

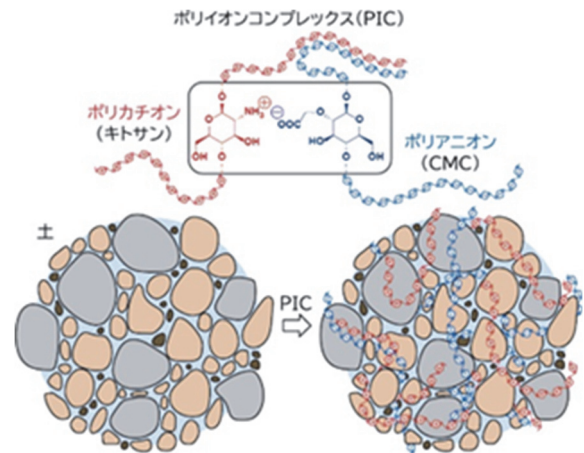


図 3 ポリイオンコンプレックス形成の概要図



図 4 キトサン粉末 (左) と CMC 溶液

4. 試験ケースと供試体作製方法

表 1 に試験ケースを示す。供試体の作製方法を以下に示す。

- 1) 真砂土を 2mm, 250 μ m のふるいでふるい分けし 3 つの粒度に分け、図 1 に示した粒径加積曲線に従ってそれぞれの粒度の乾燥質量を計量した。試料の質量は高分子により処理する場合でも未処理土と同様の目標含水比と目標締めめ度を用いて算出した。
- 2) 濃度 1% の CMC 水溶液と粉末のキトサンを所定の量、ビーカーに入れ、pH 調整剤として粉末の GDL を混ぜ、小型攪拌機にて 1000rpm で 5 分間攪拌した。
- 3) 所定の量の真砂土と高分子材料を十分に混ぜ、ランマーの自由落下により高さ 10cm, 内径 5cm のモールド高さの 3 分の 1 となるように締め固めた。この工程を 3 層分繰り返す、供試体の均質化を図り、設定密度に調整した。

4) 含水比が変化しないようにラップでモールドを密閉し、温度が 20 度の恒温室内の暗所で 1 週間養生した。

液性限界試験と塑性限界試験については、Case 4~7 に対して実施した。Case 1~3 を実施しなかった理由は、混合時の含水比や土の乾燥重量と高分子材料の添加量比が Case 2 と Case 5, Case 3 と Case 6 は同じであり、同じ結果が得られると予想したためである。モールドから取り出した後、ガラス板の上で十分に練返して試験を JIS A 1205 に準拠して行った。

標準圧密試験については、JIS A 1217 に準拠して段階載荷法を用いて行った。高さ 2cm, 直径 6cm の圧密リング内にランマーを用いて 1 層で締め固めて供試体を作製した。養生後の供試体を標準圧密試験機にセットし、供試体を水没させた後に、24 時間放置し、その後載荷した。Case 1, 2, 3 については、39.2, 78.5, 157.0, 313.9, 627.8, 1255.7, 2511.4, 5022.7, 10045.4kPa で段階的に載荷し、Case 4~7 は 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280kPa で段階的に載荷した。6 章の図 7 にも示す通り、圧密は完全に収束していないものの、1 日経過しても 0.001cm しか沈下が進まないため、収束したと判定し各段階で 4 日間かけた。

三軸圧縮試験については、JGS0523-2009 に準拠して実施した。養生後の供試体をモールドから取り出し、供試体を三軸セルの中に設置後、飽和化を図るために二重負圧法を実施した。そして、有効拘束圧 $p' = 20\text{kPa}$ を維持しつつ背圧を 400kPa まで上昇させて、B 値が 95%以上であることを確認した後、有効拘束圧 $p' = 100\text{kPa}$ で体積ひずみが収束するまで等方圧密を実施した。そして体積ひずみが収束したことを確認した後、0.014mm/min のせん断速度で非排水せん断を軸ひずみ 20%まで実施した。

表 1 実験ケース

ケース	キトサン : CMC	キトサン (g)	CMC (g)	含水比 (%)	締め固め度 (%)
Case 1	-	-	-	15.6	90
Case 2	2:1	1.08	0.54	15.6	90
Case 3	1:1	0.54	0.54	15.6	90
Case 4	-	-	-	15.6	75
Case 5	2:1	0.87	0.435	15.6	75
Case 6	1:1	0.435	0.435	15.6	75
Case 7	2:1	1.74	0.87	31.2	75

5. 液性限界試験と塑性限界試験結果

表 2 に液性限界試験と塑性限界試験結果を示す。元の材料は NP となった。しかし、高分子材料を加えることで液性限界・塑性限界が求められ、添加量が多いほど液性限界・塑性限界ともに高くなっている。これは、反応した高分子材料が吸水性、保水性を有していることにより、添加量が多いほど吸水性、保水性が上がったためであると考えられる。

表 2 液性限界試験と塑性限界試験結果

	Case 4 (未改良)	Case 5	Case 6	Case 7
液性限界 (%)	NP	52.5	38.8	54.9
塑性限界 (%)	NP	39.9	31.1	43.9
塑性指数	-	12.6	7.69	11.0

6. 標準圧密試験結果

図 5, 6 に鉛直有効応力と比体積の関係を示す。高分子材料を加えると圧縮線は変化し、添加量によっても異なる。図 5 の Case 1~3 の比較から、高分子材料を加えることにより、圧密降伏応力が増大し、圧縮線が上側を取ることがわかる。また、図 6 の Case 4~6 でも、CMC の量が同じであれば、キトサンの量が多いほど同じ応力下における比体積が大きく圧縮線が上側を取り、圧密降伏応力が大きくなった。これは、土粒子が負の電荷を持っているため、キトサンを多めに入れた方が電荷のバランスが良くなったため、改良効果が大きくなったと考えられる。また、Case 7 は、高分子材料を多く混合したのにも関わらず、Case 4~6 に比べ圧縮線は下に位置し、正規圧密領域と過圧密領域が不明瞭になった。砂質土は粘性土と比較して正規圧密領域と過圧密領域が不明瞭になる。高分子材料の添加量を増やすことで、より大きな PIC を形成することにより、より粒径が大きい土のような挙動を示したのではないかと予想している。表 3 に各ケースにおける圧縮線の傾き λ を示す。また、式(1)に示す Skempton の式¹⁰⁾を用いて推定した圧縮線の傾き λ も併せて示す。

$$\lambda = 0.4343C_c, C_c = 0.007(w_L - 10) \quad (1)$$

ここに、 C_c は圧縮指数、 w_L は液性限界である。

密に詰めた Case 2 では、圧密試験から得られた λ と Skempton の式から得られた λ はほとんど同じであった。しかし、緩く詰まっている Case 5, 6 は Skempton の式から得られた λ よりも大きくなった。緩く詰まっている分、構造が高位になっており、圧密試験から得られた λ の方が大きくなったと考えられる。一方、Case 7 は先に述べた通り、正規圧密領域と過圧密領域が不明瞭になっており、むしろ Skempton の式から得られた λ の方が、値が大きい。なお、膨潤線の傾き κ については、いずれのケースもほとんど同じとなった。 κ / λ については、0.06~0.1 程度であり、通常の土質材料と同程度の値となった。

図 7 に Case 4~Case 7 に対して 320kPa 載荷した際の沈下-時間曲線を示す。載荷直後においては、未改良である Case 4 が最初に大きく沈下した。しかし、時間が経過するにつれて徐々に高分子材料を加えた供試体の方が沈下していき、Case 6, 7 については最終的に沈下量が逆転した。このことから、高分子材料を添加することによって、透水性が悪くなることがわかる。そこで透水係数を比較するため、 \sqrt{t} 法を用いて透水係数を推定した。その結果を図 8, 9 に示す。高分子材料を添加した供試体の方が、透水係数が小さくなっていることがわかる。また、通常の土材料と同様に圧密圧力が大きくなるにつれて間隙が小さくなっ

ていくため、透水係数も小さくなっていくことがわかった。高分子の添加により透水性が低下する原因として、本研究と同じ土に対して高分子材料を添加した後の SEM 画像¹⁾を用いて説明する(図 10)。高分子材料を添加することにより、土粒子間にフィルムのような物質が形成される。このフィルムのような物質が間隙に蓋をしてしまうため、水の通り道が少なくなっていくため、透水性が悪くなったのではないかと考えられる。

表 3 圧縮線と膨潤線の傾き

ケース	λ 圧密試験	λ Skempton の式	κ
Case 1	0.097	-	0.009
Case 2	0.127	0.129	0.009
Case 3	0.116	0.088	0.010
Case 4	0.115	-	0.009
Case 5	0.163	0.129	0.010
Case 6	0.150	0.088	0.011
Case 7	0.126	0.136	0.009

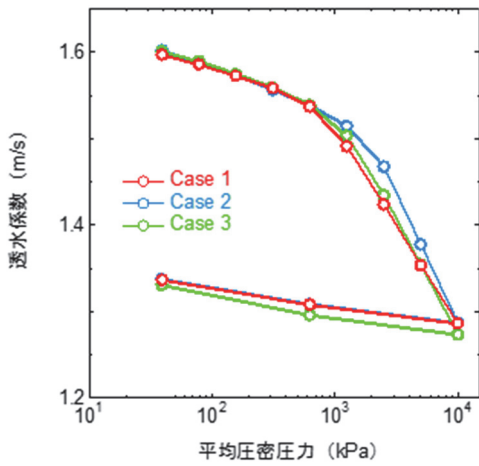


図 5 透水係数と圧密圧力の関係 (縮固め度90%)

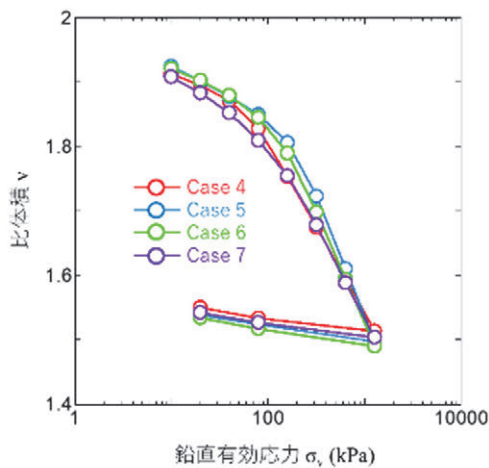


図 6 透水係数と圧密圧力の関係 (縮固め度75%)

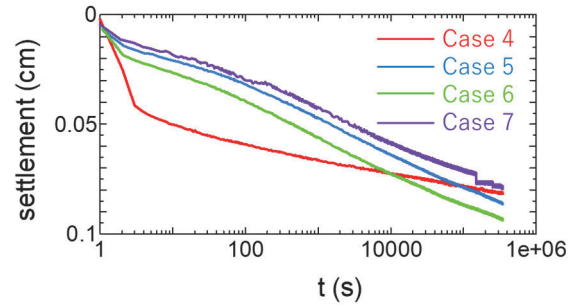


図 7 320kPa 載荷時の沈下-時間関係 (Case4~7)

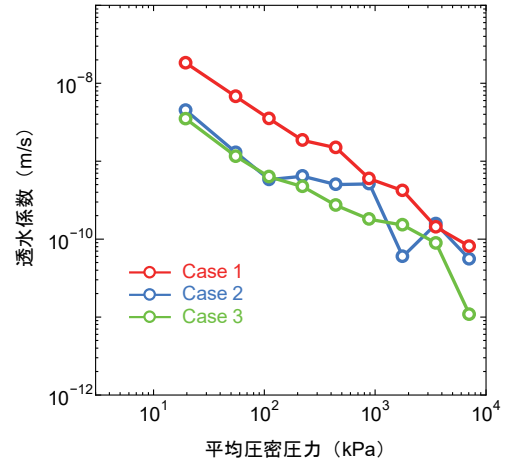


図 8 透水係数と圧密圧力の関係 (縮固め度90%)

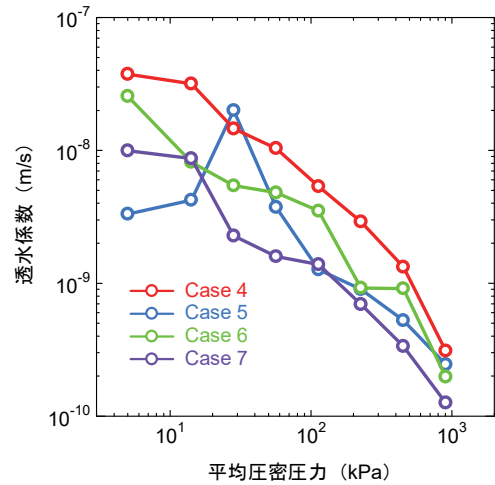


図 9 透水係数と圧密圧力の関係 (縮固め度75%)

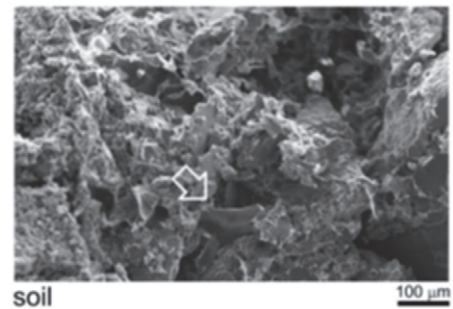


図 10 高分子を添加した真砂土の SEM 画像⁸⁾

7. 非排水三軸圧縮試験結果

図 11, 12 に非排水三軸圧縮試験の結果を示す。図 11 は $D_c=90\%$ であり, Case 1~3, 図 12 は $D_c=75\%$ で Case 4~7 の実験結果である。図 11, 12 の q - ε_a 関係から分かるように, Case 2 や Case 5 といったキトサンの量が多いケースの方が, Case 3 や Case 6 よりもひずみ硬化の程度が大きく, 最終的な軸差応力 q が高い。これは, 土粒子が負の電荷を持っているため, キトサンを多めに入れた方が電荷のバランスが良くなるため, 改良効果が大きくなったと考えられる。

図 11 の $D_c=90\%$ のケースでは, Case 1~3 を比較すると, いずれのケースも, せん断初期において p' の減少に伴う q の上昇, つまり塑性圧縮を伴う硬化挙動を示し, 限界状態線に達した後に, p' の増加に伴う q の上昇, つまり塑性膨張を伴う硬化挙動を示した。過剰間隙水圧からも Case 2 が最も負の過剰間隙水圧が大きく塑性膨張していることがわかる。初期の塑性圧縮の程度は, 高分子材料を混合した Case 2 や Case 3 は Case 1 に比べて小さく, 限界状態線に達した後の硬化は, Case 1, Case 3, Case 2 の順に大きくなり, キトサン : CMC = 2:1 のケースが最も改良効果が大い。

図 12 の $D_c=75\%$ のケースにおいて Case 4~7 を比較する。未処理の Case 4 は, 塑性圧縮を伴う硬化挙動を示し, その後, 軸差応力 q や過剰間隙水圧が一定のままひずみが進展しており限界状態に達した。高分子で処理した Case 5 や Case 6 は, 初期の塑性圧縮の程度が, Case 4 と比較して小さく, また, 高分子量が多いほど小さくなった。また, 高分子で処理した土は, せん断ひずみ 2%以降における塑性膨張を伴う硬化挙動を示しており, その程度は Case 5 が最も大きい。過剰間隙水圧の図からも, Case 4 はせん断ひずみが 5%以降, 水圧が一定であるが, Case 5~7 は, 過剰間隙水圧が減少している。以上のことから, 高分子で処理することにより, 過圧密比が増大していくような挙動を呈することが明らかになった。Case 7 は Case 5 に比べて高分子を多く混合したのにも関わらず, 初期の塑性圧縮挙動が顕著であった。また, Case 7 はひずみの伸展に伴い徐々に硬化していき, 他のケースとは異なる挙動を示した。標準圧密試験の考察でも述べたが, 高分子の改良機構として, 図 3 に示すような PIC を形成することが挙げられる。高分子の量を多くすることによってより多くの土粒子を巻き込みながら PIC を形成していることが予想される。すなわち, 他のケースと比較してより団粒化している可能性が考えられ, より粒径が大きい土のような挙動を示したのではないかと予想している。これらは, 試験後の供試体に対して粒度試験を実施するなどして確かめたい。

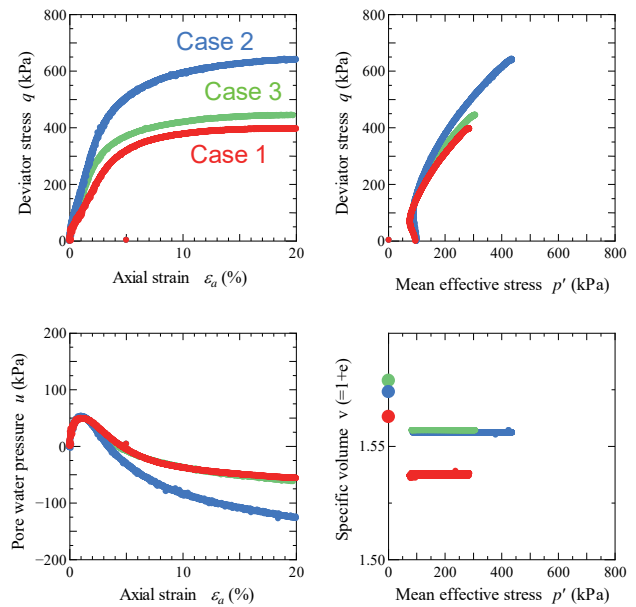


図 11 非排水三軸圧縮試験結果 (Case1~3)

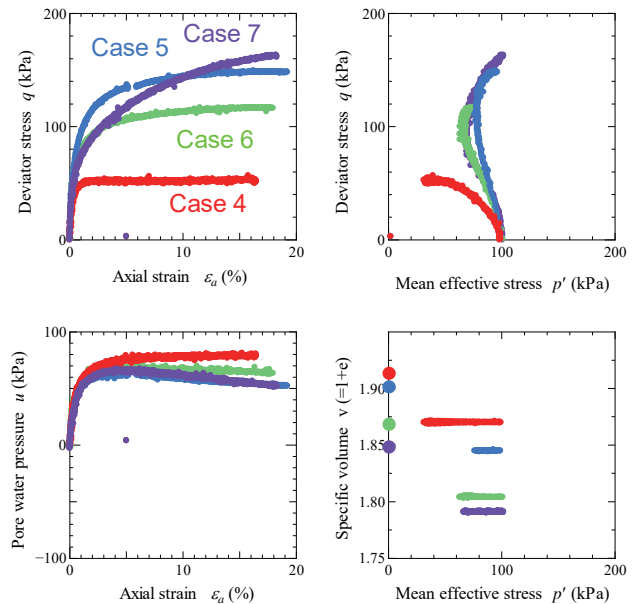


図 12 非排水三軸圧縮試験 (Case4~7)

8. おわりに

本研究では, 本研究では, バイオマス由来の高分子材料を混合して締固めて作製した供試体に対し, 液性限界・塑性限界試験や標準圧密試験, 三軸圧縮試験を実施した。以下に結論を示す。

- 1) 未改良では NP であったが, 高分子材料を混合することにより, 液性限界や塑性限界を求めることができるようになった。高分子材料が保水性を有しているためだと考えられる。
- 2) 標準圧密試験から, 高分子材料を混合することにより, 圧密降伏応力が大きくなることがわかった。キトサンを多く混合した方が, 圧密降伏応力が大きい。

一方、圧密降伏応力以降の圧縮量は、高分子材料を混合した方が大きい。これは液性限界が大きくなったことと符号する。また、高分子材料により土粒子間にフィルムが形成されるため、透水性が悪くなることもわかった。

- 3) 三軸圧縮試験では締固め度の違いに依らず、高分子材料を混合することにより、軸差応力が増加することや、初期に塑性圧縮しづらくなるなど、改良した効果が得られた。また、キトサン：CMCの比としては、キトサンを多く混合した2:1の場合が良いことも明らかになった。

現時点では、締固め度ごとに応じた最適な混合比や、それを調べる手法などは確立できていない。また、本研究で検討出来たキトサンとCMCの混合比についても、限定的である。今後は、異なる混合比やCMCの濃度を変化させることや、砂、粘土など、異なる土に対して、同様の実験を重ねてさらに力学挙動を明らかにしていき、設計方法も確立してゆきたい。

参 考 文 献

- 1) PBL Netherlands Environmental Assessment Agency : TRENDS IN GLOBAL CO2 EMISIONS 2016 Report(2016), p.65 : https://www.pbl.nl/sites/default/files/downloads/pbl-2016-trends-in-global-co2-emisions-2016-report-2315_4.pdf pp.65(2023年1月15日閲覧)
- 2) 国際エネルギー機関 HP : <https://www.iea.org/reports/cement> (2023年1月15日閲覧)
- 3) 田中真弓, 大橋麻衣子, 河合達司, 小澤一喜: 除去土壌(中間貯蔵施設を)を対象とした選別補助剤の開発とその展開(2018), 鹿島技術研究所年報第66号.
- 4) Fatahi, H., Ong, D., Yu, J. and Chang, I. Biopolymers as Green Binders for Soil Improvement in Geotechnical Applications: A Review, *Geosciences*, 11(7), 291, 2021.
- 5) 千田壽一: カルボキシメチルセルロース, 有機合成化学協会誌, Vol.43, pp.382-383, 1985
- 6) 石束哲男: カルボキシメチルセルロース・ナトリウム塩(CMC-Na)と食品加工, 日本食品工業学会誌, Vol. 15, No.5, pp 211-220, 1970.
- 7) 相羽誠一: キチン, キトサン由来高分子材料, 材料, Vol.56, No.11, pp.1087-1092, 2007.
- 8) Ishihara, M.: Photo cross link able Chitosan Hydrogel as a Wound Dressing and a Biological Adhesive, *Trends in Glycoscience and Glycotechnology* Vol. 14 No. 80 (November 2022) pp.331~341, 2022.
- 9) 西山昌史: セルロースとキトサンの複合化による生分解性プラスチックの開発, 1995.
- 10) Skempton A. W.: Notes on the compressibility of clays, *Quart. J. Geol. Soc.*, London, C, pp.119-135, 1944.
- 11) Zinchenko, A., Sakai, T., Morikawa, K. and Nakano, M.: Efficient stabilization of soil, sand, and clay by a polymer network of biomass-derived chitosan and carboxymethyl cellulose, *Journal of Environmental Chemical Engineering*, Vol.10, Issue 1, 2022.

植物種子を用いた炭酸カルシウム改良砂の力学特性

Mechanical properties of calcium carbonate treated sand using plant seeds

山下隼史¹, 小高猛司², 桐山和也³, 武藤裕久³, 江本菜々美⁴, 谷藤春奈⁴

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 矢作建設工業株式会社
- 4 元名城大学学生

概 要

近年、地盤改良の分野においてもカーボンニュートラルの達成が意識されるようになっており、環境に配慮した地盤改良技術の研究が活発化してきている。そこで本研究においては、マメ科の植物種子粉末に含まれるウレアーゼ酵素を利用して、炭酸カルシウムを地盤中に析出させる地盤改良工法の検討を実施した。具体的には、実際の地盤改良施工を想定した供試体作製方法を提案し、三軸試験及び要素シミュレーションを実施した。その結果、単調載荷試験においては、改良の効果によってせん断初期の剛性が上昇し、弾性が卓越した挙動を示すことが明らかになった。繰返し載荷試験においても、改良の効果により液状化強度が増加していることが確認された。単調載荷試験の要素シミュレーションでは、改良によって骨格構造が高位かつ劣化しづらくなるとするパラメータを設定することで、改良による力学挙動の変化を説明可能であることが示された。

キーワード：炭酸カルシウム、植物由来酵素、三軸試験、要素シミュレーション

1. はじめに

南海トラフ巨大地震をはじめとする将来の巨大地震に備えて液状化対策が急務となっている。一方で、気候変動をはじめとした環境問題も深刻化してきている。このような背景から、近年では環境に配慮した地盤改良工法の研究開発の重要性が増してきている。一般的な地盤改良でよく用いられるセメントは製造時に多量のCO₂を排出しているとの懸念があり、こうした背景から微生物を用いた尿素分解により得られる、炭酸イオンとカルシウムイオンによって炭酸カルシウムを地盤内に析出させる地盤改良工法が提案されている¹⁾²⁾。しかし、微生物は実験室内では理想的な環境を整えることは出来るが、実地盤内で微生物が想定通りの役割を果たすことができるかという点に疑問が残る³⁾。そこで近年、微生物を用いないウレアーゼ酵素の供給方法が注目されている。たとえば、安原らは植物種子から精製されたウレアーゼ酵素を用いて、炭酸カルシウムを地盤中に析出させ、地盤を改良できることを示している⁴⁾。また、林らは供試体の養生時の飽和度によって同じ炭酸カルシウムの析出量であっても改良後の供試体の強度が大きく異なることを示している⁵⁾。これは、炭酸カルシウムを析出させる際の供試体の条件によって、炭酸カルシウム析出後の強度が大きく変わることを示唆している。

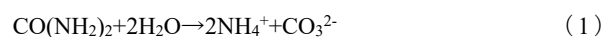
そのため、炭酸カルシウムによる地盤改良の効果を適切に評価するためには、実際の地盤に注入して改良を行うことを想定した供試体の作製方法で評価を行うことが望ましい。そこで、本研究においては実務で用いることを想定するため、拘束圧のある飽和地盤に固化溶液を注入する方法で供試体を作製し、その力学特性を把握することを目的とする。また、ウレアーゼ酵素の供給源としてナタマメの粉末から直接得る手法についても提案する。作製した供試体は、三軸試験機による単調載荷試験及び繰返し載荷試験を実施することによって改良の効果の評価を行った。さらに単調載荷試験に対して、弾塑性構成モデルによるシミュレーションを実施し、骨格構造という観点から改良の効果を評価した。

2. 試験概要

2.1 固化溶液

本研究で用いている炭酸カルシウムの析出過程を以下の式に示す。

- 尿素分解過程



- 炭酸カルシウム生成過程





尿素には肥料用の粒状尿素を用いた。尿素分解過程では尿素分解に尿素分解菌もしくはウレアーゼ酵素が必要となる。尿素分解の触媒となるウレアーゼ酵素はナタマメ粉末の水溶液から供給する。また、炭酸カルシウムの析出に必要なカルシウムイオンは粒状の塩化カルシウム（濃度 73%以上、 CaCl_2 ）から供給した。本研究で用いた固化溶液 1L あたりの配合を表 1 に示す。ナタマメ粉末の水溶液はナタマメ粉砕物 30g と蒸留水を容器内に入れ、一分間振とうした後 2 時間静置することで抽出を行った。抽出後は不織布を用いて残渣の質量が 60g になるまで絞ることでナタマメの水溶液を精製した。反応溶液には尿素と塩化カルシウムの水溶液を用いた。反応溶液とナタマメ水溶液を混合させた固化溶液は、混合後 1 時間以内に供試体内へ注入した。

2.2 供試体作製方法

改良供試体の作製方法を図 1 に示す。三軸試験を行う供試体は、三河珪砂 6 号砂の乾燥試料を相対密度 20%、40%、60%になるように、空中落下法にて高さ 150mm、直径 50mm の円柱供試体を作製した。供試体の上部 10mm、下部 30mm にはそれぞれ三河珪砂 3 号砂をフィルターとして使用した。その後ピストンを設置し、地盤内の拘束圧を模擬するため 20kPa の圧力をかける。飽和度を高める目的で二酸化炭素を下部から注入する（図 1-a）。続いて、脱気した蒸留水を供試体下部から注入し飽和化を行う（図 1-b）。最後に固化溶液を供試体下部から注入する（図 1-c）。以上のような手順で供試体を作製することによって、飽和している地盤内に固化溶液を注入することを模擬している。すべての供試体は炭酸カルシウムの析出量が一定となる 6 日間以上養生した。なお、炭酸カルシウムの析出量は養生日数 3 日以降で一定値に落ち着くことを別途確認している。養生中はピストンに空気圧 20kPa をかけた状態で恒温室内において温度を 20°C で一定に保った（図 2）。養生終了後に供試体を脱型し、上下端部を切り落として成形することで長さ 100mm 直径 50mm の円柱供試体を作製し、三軸試験用供試体とした。一方、無改良供試体は三軸試験室内にてゴムスリーブを被せたモールドを使用し、空中落下法にて供試体を作製した。

2.3 三軸試験概要

単調荷試験に用いた供試体の諸元を表 2 に、繰返し荷試験に用いた供試体の諸元を表 3 に示す。単調荷試験は、有効拘束圧 50, 100, 150kPa の 3 パターン、せん断時の荷重速度は 0.1%/min で実施した。表中の改良供試体の試験前相対密度は、供試体を試験機に設置後 20kPa の負圧によって自立させた際に計測した体積と試験後に試料をすべて回収し、炭酸カルシウムを溶脱した後に残った砂の炉乾燥後の質量を用いて計算を行った。圧密後の相対密度は、初期相対密度から圧密時の二重管ピュレットの排水量分を体積変化として計算した。無改良供試体は 20kPa

表 1 固化溶液 1L あたりの配合

マメ粉砕物 (g)	反応溶液濃度 (mol/L)	
	$\text{CO}(\text{NH}_2)_2$	CaCl_2
30	1.0	1.0

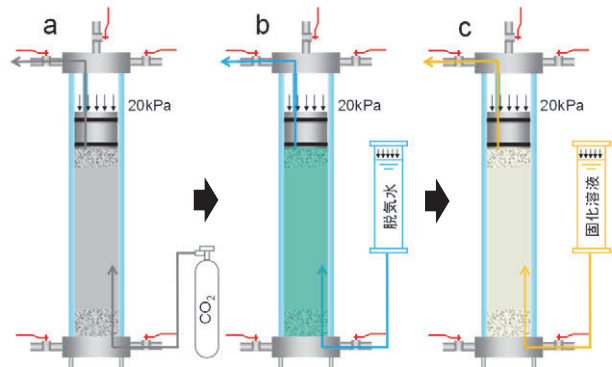


図 1 三軸供試体の作製手順

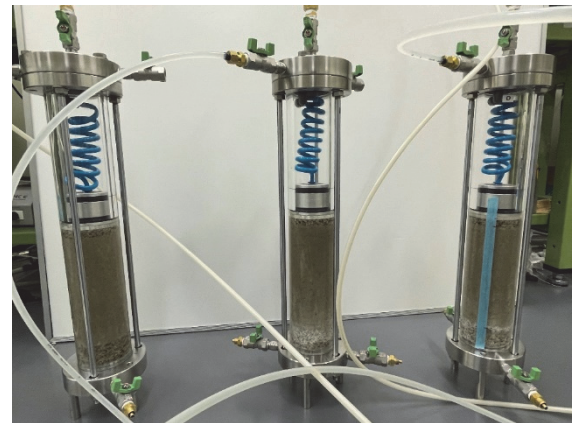


図 2 養生中の三軸供試体

表 2 単調荷試験の供試体諸元

供試体番号	相対密度区分	固化溶液	拘束圧 (kPa)	試験前相対密度 (%)	圧密後相対密度 (%)
1	40~60	あり (改良供試体)	50	43.8	46.1
2		100	37.2	44.4	
3		150	42.8	48.7	
4		なし (無改良供試体)	50	49.6	51.2
5		100	44.4	47.9	
6		150	44.7	49.5	
7	60以上	あり (改良供試体)	50	67.9	70.2
8		100	60.0	63.9	
9		150	63.3	67.8	
10		なし (無改良供試体)	50	63.5	65.0
11		100	69.6	73.0	
12		150	59.7	63.4	

表 3 繰返し荷試験の供試体諸元

供試体番号	固化溶液	繰返し応力比	試験前相対密度 (%)	圧密後相対密度 (%)	繰返し荷重回数
13	あり (改良供試体)	0.25	47.2	53.8	5
14		0.20	52.1	58.1	18
15		0.17	39.6	47.0	30
16	なし (無改良供試体)	0.20	49.4	53.6	2
17		0.17	53.0	56.3	9
18		0.15	48.5	52.7	14
19		0.14	47.3	51.2	25

の負圧により供試体を自立させた際の直径の計測値と投入した砂の質量を用いて試験前の相対密度を計算した。圧密後の相対密度は改良供試体と同様に圧密時の排水量を用いて求めている。供試体の飽和化は、二重負圧法及び背圧を 200kPa かけることにより実施した。再計算した改良供試体の相対密度のばらつきが大きかったため、再計算した相対密度の大きさによって 40%~60%、60%以上の 2 種類に相対密度で区分し、無改良供試体と改良供試体の全 12 ケースの試験結果を比較した。供試体の相対密度がばらついた理由は図 1-b における脱気水を通す過程において乾燥試料がサクシオン消失によるコラプスによって沈下したことや、供試体脱型の際に密詰めになった可能性が考えられる。特に、図 1-b の作業後に一部の供試体の沈下量から概算した相対密度の値が、先述の計算方法による試験前相対密度と近い値であったことから、図 1-b の作業に伴い供試体が沈下してしまった影響が大きいと考えている。

繰返し載荷試験(液状化強度試験)は、有効拘束圧 100kPa、周波数 0.1Hz で実施した。液状化の判定基準は、初期の有効応力が 95%消失した時点とした。繰返し載荷試験の供試体も大きなばらつきが見られたため、比較的ばらつきの少なかった目標相対密度 40%で作製した供試体について試験結果の比較を行う。

3. 試験結果

3.1 炭酸カルシウム析出量結果

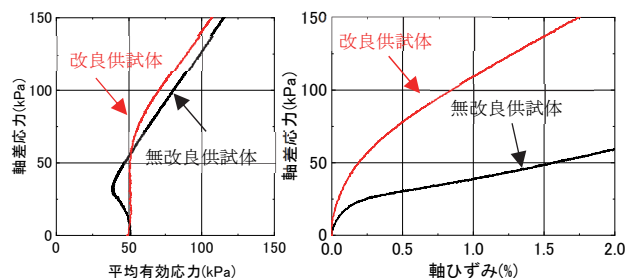
炭酸カルシウムの析出量結果を表 4 に示す。炭酸カルシウムの析出率は供試体内の炉乾燥後の砂質量に対する炭酸カルシウムの質量を表している。炭酸カルシウムの析出量の測定方法は、試験後の供試体をおおよそ三分割した後炉乾燥させた質量と希塩酸を用いて炭酸カルシウムを溶脱させた後の砂の質量の差から求めている。析出させた炭酸カルシウムが流出する可能性を考慮し、供試体作製後から試験終了後まで炭酸カルシウム以外の未反応物質を洗い流す操作を行っていない。表 4 からは概ね 3~4%程度の炭酸カルシウムの析出が確認できたが、供試体の上下でのばらつきが大きく、特に供試体下部に多く析出する傾向が見られた。これは薬液にマメの粉砕物などの不純物が多く、砂のろ過効果によって供試体上部まで固化溶液が均一に行き渡らなかったことを示唆しており、供試体の内部での均質な供試体を作製することに加え、供試体毎にも均質な供試体を作製する事が課題である。

3.2 単調載荷試験結果

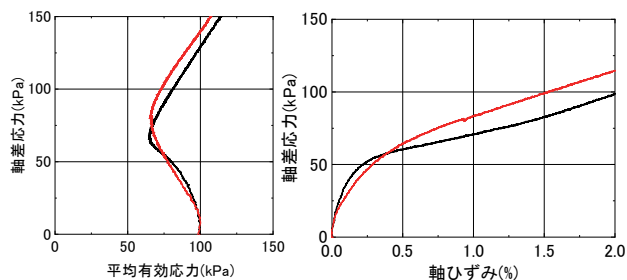
単調載荷試験の有効応力経路および軸差応力~軸ひずみ関係を図 2、図 3 に示す。図 2 においては、拘束圧 50kPa と 100kPa において赤線で示した改良供試体で有効応力経路が鉛直に立ち上がっていることから、初期の弾性的な挙動が卓越していることが分かる。また、軸差応力~軸ひずみ関係からも明らかにせん断初期の剛性が高いことが分かる。図 2 の供試体はすべての拘束圧において改良供試

表 4 炭酸カルシウム析出量

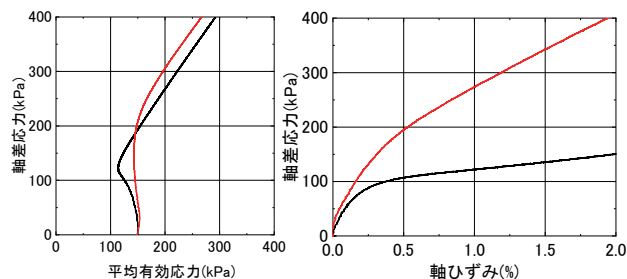
供試体番号	試験内容	炭酸カルシウム析出率 (%)			
		供試体上部	供試体中部	供試体下部	供試体平均
1	単調載荷試験	2.89	4.00	5.82	4.04
2		2.55	2.96	3.16	2.69
3		3.30	5.05	6.38	4.71
7		2.06	5.28	4.04	3.59
8		2.89	4.01	6.68	4.33
9		2.50	3.12	3.64	2.88
13	繰返し載荷試験	2.64	4.45	4.27	2.84
14		2.69	2.40	3.78	2.95
15		2.61	4.40	3.91	2.73



(a) 拘束圧 50kPa・供試体番号 1, 4



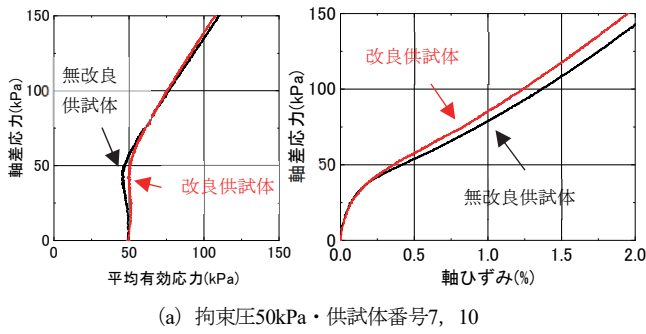
(b) 拘束圧 100kPa・供試体番号 2, 5



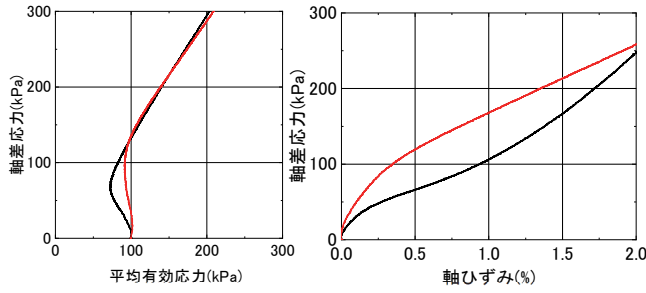
(c) 拘束圧 150kPa・供試体番号 3, 6

図 2 単調載荷試験結果 (相対密度 40%~60%)

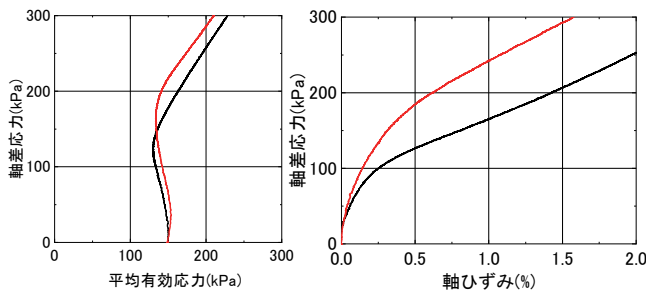
体の方が緩詰となっていることから、このようなせん断初期の剛性の違いは改良の効果によるものであると考えられる。また、供試体の挙動が塑性膨張を伴う硬化挙動に変化する点である変相点に着目すると、すべてのケースにおいて改良供試体の方が高い軸差応力となっていることから改良の効果があったと考えられる。ただし、拘束圧 100kPa のケースは無改良供試体と改良供試体が類似した挙動となっている。これは表 4 に示したように、このケースの炭酸カルシウムの析出量が少ないことや相対密度も最も小さい供試体であることに起因すると考えている。図 3 の相対密度が 60%以上となったケースでは、有効応力経



(a) 拘束圧50kPa・供試体番号7, 10



(b) 拘束圧100kPa・供試体番号8, 11



(c) 拘束圧150kPa・供試体番号9, 12

図3 単調載荷試験結果 (相対密度60%以上)

路や軸差応力～軸ひずみ関係が類似していることから改良の効果が小さい結果となった。しかし、わずかな違いではあるが、すべてのケースにおいて変相点の位置は改良供試体の方が高い軸差応力となっており、軸差応力～軸ひずみ関係においても改良供試体の方がやや高い剛性を示す傾向があることが分かる。図2, 図3のような低ひずみレベルでの剛性の増大は液状化に対する強度増加に大きな影響を与えると考えられることから、繰返し載荷試験を実施して確認した。

3.3 繰返し載荷試験結果

繰返し載荷試験によって得られた液状化強度曲線を図4に示す。改良供試体は無改良供試体と比較すると明らかに高い液状化強度を示すことが分かる。林らは炭酸ナトリウム微粉末を砂に混ぜ、塩化カルシウム水溶液を注入することで炭酸カルシウムを析出させた実験で、砂の質量に対し僅か1%の炭酸カルシウムの析出で液状化強度が約2倍、3%の析出で液状化強度が約4倍となることを示している⁹⁾。しかし、本研究ではそこまでの改良効果には至っていないことが分かる。これは供試体の作製方法が異なることが影響している可能性がある。

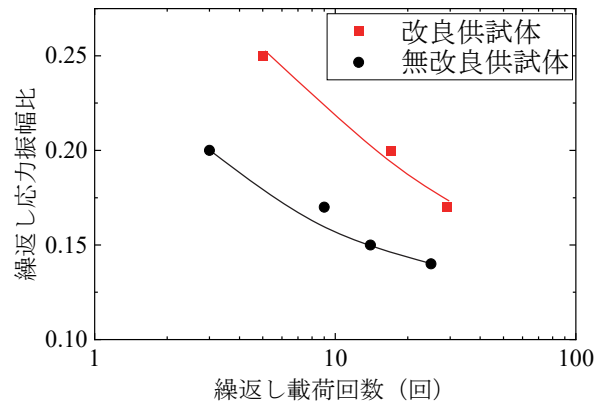


図4 繰返し載荷試験結果 (液状化強度曲線)

図5, 図6に繰返し載荷試験における無改良供試体, 改良供試体の (a) 有効応力経路, (b) 軸差応力～軸ひずみ関係, (c) 軸ひずみの経時変化, (d) 過剰間隙水圧比の経時変化を示す。図5, 図6には液状化に至る繰返し載荷回数が近いケースを抽出した。有効応力経路による比較では無改良供試体は1サイクル目の圧縮側において、若干の塑性圧縮挙動を示しているのに対し、改良供試体は若干の塑性膨張挙動を示すという違いがある。このような初期の力学挙動の違いは単調載荷試験とも整合している。加えて、平均有効応力が50kPa以下の領域においては無改良供試体の平均有効応力が急激に減少し0に近づくのに対し、改良供試体は粘り強さを発揮している。これは (d) 過剰間隙水圧比の経時変化のグラフにおいて100s以降の過剰間隙水圧比の上昇スピードが改良供試体の方が明らかに抑制されていることに由来する。(b) 軸差応力～軸ひずみ関係, (c) 軸ひずみの経時変化からは、改良供試体の軸ひずみの進展が緩やかになっていることが分かり、無改良供試体よりも明確なサイクリックモビリティ現象を発現していることを示している。

4. 単調載荷試験の要素シミュレーション

炭酸カルシウムによって改良された砂の力学挙動が弾塑性構成モデルによってどのように記述されるかを検討するため、単調載荷試験の要素シミュレーションを行った。本論文では特に相対密度区分40%～60%の拘束圧50kPa, 150kPaの試験結果に対し、SYSカムクレイモデル⁷⁾を用いた数値計算による要素シミュレーションを実施し、炭酸カルシウムによる改良効果について弾塑性力学的な考察を行った。なお、拘束圧100kPaについては炭酸カルシウムの析出が最も少なく、相対密度も最も小さい供試体となっていたために改良の効果が判別しづらいことからシミュレーションを行っていない。表5に要素シミュレーションに用いた弾塑性パラメータを、図7にシミュレーション結果を示す。炭酸カルシウムによる改良によって、初期の過圧密比の増加と同時に初期の構造も増加すると仮定することにより、試験結果を上手く説明できることがわか

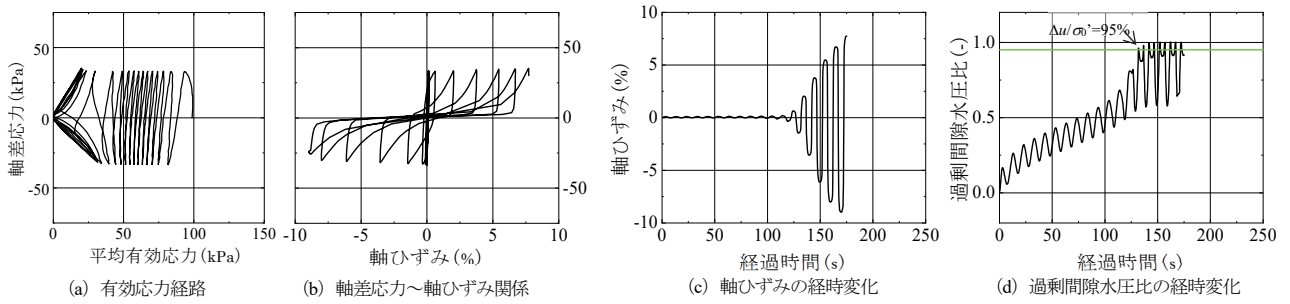


図 5 無改良供試体（供試体番号18）の繰返し載荷試験結果

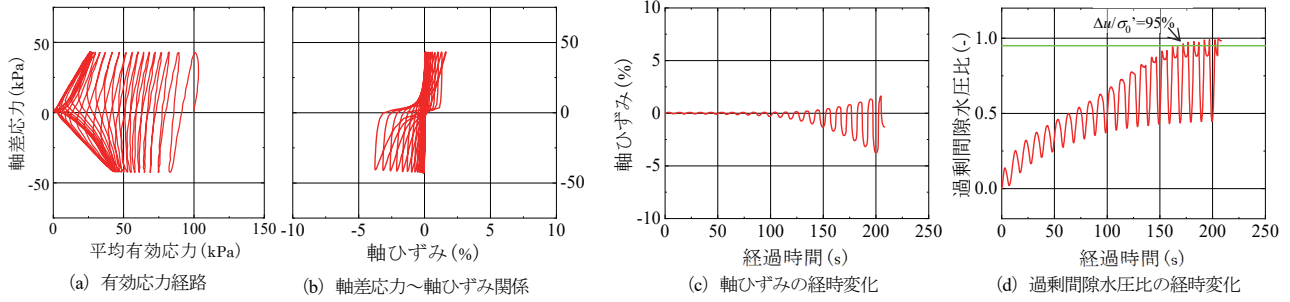
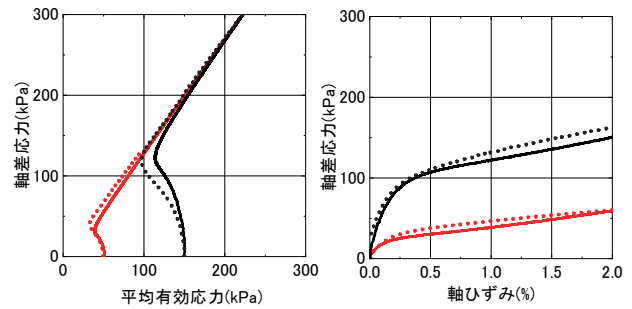


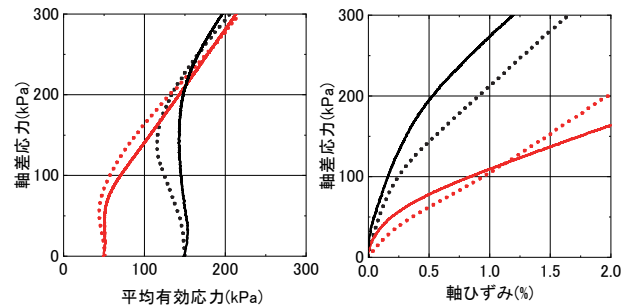
図 6 改良供試体（供試体番号14）の繰返し載荷試験結果

表 5 シミュレーションに用いた弾塑性パラメータ

供試体		無改良	改良
弾塑性パラメータ	圧縮係数 λ	0.050	
	膨潤指数 κ	0.007	
	限界状態定数 M	1.200	
	NCLの切片 N	1.880	
	ポアソン比 ν	0.300	
発展則パラメータ	構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	2.000	0.050
	正規圧密土化指数 m	0.100	
	回転硬化指数 b_r	2.000	
	回転硬化限界定数 m_b	0.500	
初期値	初期比体積 v_0	1.890	
	初期の構造の程度 $1/R_0^*$	1.100	13.90
	初期過圧密度 $1/R_0$	5.540	70.00
	初期異方性 ζ_0	0.010	
	初期平均有効応力 p_0'	20.00	



(a) 無改良供試体・供試体番号1, 3



(b) 改良供試体・供試体番号4, 6

図 7 シミュレーション結果（実線：試験結果，点線：計算結果）

る。さらに、骨格構造の劣化の速さを司る構造劣化指数 a が、改良供試体の方が小さく評価されたことから、炭酸カルシウムによって劣化しづらい強固な骨格構造が形成されていることが弾塑性モデルからも解釈できる。

5. まとめ

本研究ではナタマメの粉末をウレアゼ酵素の供給源として、地盤中に炭酸カルシウムを析出させる手法を提案した。さらに、飽和地盤かつ拘束圧のある地盤に注入する際の供試体作製方法についても提案し、固化溶液の改良効果に対する検討を実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) ナタマメの粉末をウレアゼ酵素の供給源として尿素を分解し、炭酸カルシウムを析出させることが可能であり本研究のケースでは砂の乾燥質量の概ね 3~4% 程度が析出した。
- 2) 実務を想定した拘束圧のある飽和地盤に固化溶液を注入する方法で作製した供試体を用いて単調載荷試験を実施した結果、液状化と関連が深いと考えられるせん断初期の剛性に影響が出ることが明らかとなった。
- 3) 繰返し載荷試験からは明確に液状化強度が増加し

た。ただし、他の研究において確認されているような液状化強度が何倍にもなるような改良効果までは得られなかった。

- 4) 改良効果が大きかったケースでの力学挙動の変化は、固化溶液による改良の効果によって、初期の構造の程度が高位かつ劣化しにくいと評価することで弾塑性構成モデルを用いて説明可能である。

一連の試験結果から、ナタマメをウレアーゼ酵素の供給源とした炭酸カルシウム改良砂による地盤改良が有効である可能性が示された。一方で、供試体内部の炭酸カルシウム析出量の不均一性や供試体毎のばらつきなどの改善点も多く見られた。改良効果の定量的な評価を行うためには均質な供試体を作製することが必須であり、固化溶液を適切にろ過する手法の開発などに取り組む予定である。

謝辞

SYS カムクレイモデルによる要素挙動の解析にあたっては名古屋大学中井健太郎准教授に大変お世話になりました。記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 川崎了:微生物機能を利用した地盤改良技術, 公益社団法人地盤工学会中国支部論文報告集, 地盤と建設, Vol. 29, No. 1, 2011.
- 2) 地盤工学会 次世代地盤改良技術に関する研究委員会: 微生物を利用した土の固化に関する手引き, 次世代地盤改良技術に関する研究委員会報告書, 2021.
- 3) 高畑陽:地盤工学と微生物, 地盤工学会誌, Vol. 61, No. 11/12, pp. 14-17, 2013.
- 4) 林和幸, 岡村未対, 安原英明: 炭酸カルシウム結晶析出による砂の液状化特性の改善効果, 地盤工学ジャーナル, Vol. 5, No. 2, pp. 391-400, 2010.
- 5) 安原英明, Neupane, D., 木下尚樹, 林和幸, 海野寿康: 生体触媒を活用した炭酸カルシウム結晶析出による地盤固化効果の検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 70, No. 2, pp. 290-300, 2014.
- 6) 林和幸, 岡村未対, 安原英明, Simatupang, A.: 炭酸カルシウム結晶析出時の飽和度が改良砂の液状化特性に及ぼす影響, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 74, No. 2, pp. 164-176, 2018.
- 7) 例えば, Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No.5, pp. 47-57, 2002.

第2セッション
(13:30~15:15)

司会：小島 悠揮
(岐阜大学)

内水圧が作用する埋設管渠周辺地盤の内部侵食が陥没発生
リスクに及ぼす影響
(Influence of internal erosion around buried pipes due to internal
water pressure on the risk of ground depression)

小橋朋弥¹, 前田健一², 林英璃奈³

1 名古屋工業大学大学院・工学専攻社会工学系プログラム・E-mail address 35415046@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・工学専攻社会工学系プログラム

概要

都市部を中心とする全国各地で陥没災害が多発しており、埋設管の劣化に起因する土砂の流出が主な原因である。近年では集中豪雨の増加により、管内に流入する水の量が増加している。管内が満管になることで欠損部分から水が流出し、これを内水圧と呼ぶ。内水圧が陥没発生を助長することは判明しているも、具体的なメカニズムについては解明されていない。よって、本稿ではそれらを解明するために模型実験及び数値解析を行った。その結果、内水圧は陥没発生の原因である緩み、粗粒化の発生を助長することが明らかになった。内水圧作用後の欠損上の土を押し流そうと下向きに作用する流速と、土の有効応力から算出される過剰間隙水圧比が一定条件を満たすことで粗粒化が発生することが判明した。また、地下水位が低いと欠損付近の浸透流の大きさが小さくなる為、内水圧による粗粒化が発生しやすい。粗粒化の発生により流速が増大し、陥没発生リスクを増大させる。

キーワード：陥没，内水圧，粗粒化，内部侵食，管渠

1. はじめに

全国で年間約 10,000 件の陥没災害が発生しており、原因の大半は地下埋設管の劣化に起因する土砂の流出である。陥没は地表面からの予測が困難な一方で、ひとたび発生すれば被害が大きい。そのため、予防保全への転換が求められている。そこで、蓄積された実験データより効率的で定量的な予防保全方法を提案する。陥没の進展は、(1)欠損閉塞、(2)土砂の流出挙動、(3)内部侵食、(4)地表面沈下の現象に大別され、構造力学、砂防工学等の知見を活かし複合的に事象を捉える必要がある。これを基にして陥没危険度の評価を行い、危険度を分岐する指標の提案と根拠となる現象について示した。

しかし、このフローには外力が考慮されていない。既往研究¹⁾では管渠に溜まる水（内水）陥没発生の要因の一つであることが判明した。これは、管が満管になるほどの内水発生時に管の破損部から水が噴出し、周辺地盤から土を流出させるためであり、下水道が合流式の場合においては発生リスクが高くなる。近年、集中豪雨の増加に伴い内水発生²⁾の増加も考えられるが、内水による陥没発生の具体的なメカニズムは解明されておらず対策が

急務である。

本稿の流れを以下に示す。第 2 章では、空洞形成過程における危険度評価フローを示す。2.2 節では構造力学の視点を用いて欠損部が閉塞するための閾値を求める。2.3 節では砂防工学の視点から土粒子の流出濃度について考察する。2.4 節では地盤工学の視点から内部侵食の有無についての指標を示す。2.5、2.6 節ではトンネル工学の視点から空洞の範囲予測を示す。第 3 章では、内水による陥没進展への影響を模型実験及び数値解析を用いて検討する。第 4 章では、第 2~3 章で得られた知見からまとめを行う。

2. 空洞形成過程における危険度評価フロー

2.1 実験土槽及び実験条件

図-1 に実験土槽の概略図、表-1 に各土槽の寸法、図-2 に試料の粒度分布を示す。土槽下部に下水道管の模擬管渠を設置し、欠損が生じた管渠周辺地盤を再現した。土槽は 3 種類であり、水位、試料、欠損等の条件を変化させ実験を行った。なお、S6:4 は珪砂 7 号と珪砂 2 号を重量比 6:4 で混合した試料である。

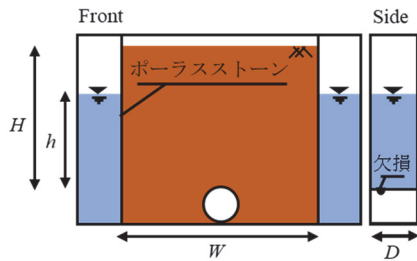
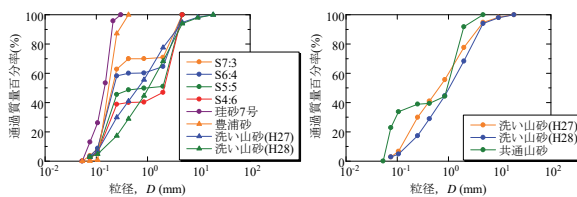


図-1 実験土槽の概略図

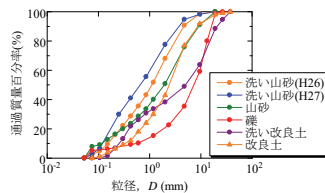
表-1 実験土槽の寸法及び実験条件

土槽名	小型土槽	中型土槽	大型土槽
H(mm)	500	800	800
W(mm)	500	1200	1600
D(mm)	250	250	500
水位 h(mm)	100,200,300,400,500	500	325,525,735
欠損径 d _s (mm)	(円)5 (スリット)5,7.5,10,20	(円)30,40,50 (スリット)15	(スリット) 10,15,30,50



(a)小型土槽

(b)中型土槽



(c)大型土槽

図-2 各土槽実験で用いた試料

2.2 欠損部における閉塞の有無

実験から得られた空洞形状は4つに大別される(図-3)。図-3中に示した空洞形状指標が大きいくほど大規模な空洞が発生しており陥没に対する危険度が高いといえる。大規模な空洞とそれ以外の形状の空洞を分けるのは、欠損部での閉塞の有無であると考えられる。閉塞が発生しない場合は浸透流によって押し流されるままに土砂が流出し、大規模な空洞が形成される。

ここで、欠損閉塞を考えるにあたって導入した指標は欠損径と95%粒径の比、 d_s/D_{95} である。これは、スリット砂防ダム設計指針の考え方²⁾³⁾⁴⁾を応用しており、大粒子(試料の95%粒径)により欠損が閉塞する際の粒子数を求めたものである。図-4に空洞形状指標と d_s/D_{95} の関係を示す。図-4より $d_s/D_{95} \leq 1.5$ である場合には大規模空洞が発生せず欠損が閉塞している。言い換えれば、欠損に並ぶ大粒子が1.5個以下の場合に閉塞しているともいえる。これは図-5に示したように構造力学的観点より土粒子間をヒンジとして考えると、粒子数が2個以下の時に安定であることに当てはまる。以上から、このことは安全側で考えれば妥当な指標であるといえる。

2.3 管路への土砂の流出挙動

実験で得られた土粒子濃度(流出土量を水と土の流出量で除したもの)について図-6に示す。図-6より土粒子濃度は欠損開放直後に最大値(以下最大土粒子濃度とする)をとり、その後、時間経過とともに収束する傾向がある。また、図-6から最大土粒子濃度が高ければ、大規模空洞が発生することがわかる。

ここで、土砂の流出挙動について砂防工学における土石流・掃流状集合流動が適用できると考えた(図-7)。大規模空洞においては土石流の挙動が適用できる。地盤内浸透流の速度が速いため粗い土粒子が流されることで、堆積層の土粒子がそれらによって連鎖的に巻き上がり、土粒子濃度が高くなる。一方、三日月形空洞においては掃流状集合流動の挙動が適用できる。この状態では浸透流にわずかな粒子が浮遊し流されるのみであるため、土粒子濃度が比較的低い。高橋らによれば土石流、掃流状集合流動発生時の最大土粒子濃度、 C_* 、 $C_l(\%)$ は式(1)、(2)から求められる。

$$C_* = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (1)$$

$$C_l \approx 0.4C_* \quad (2)$$

ここで、 σ 、 ρ は土と水のそれぞれの密度、 θ は勾配の傾斜角、 ϕ は土砂の内部摩擦角である。これらより求めた値と実験から得られた値を図-8に示す。図-8より三日月形空洞発生時には、実験で得られた最大土粒子濃度が $C_l(\%)$ を下回っており、大規模空洞発生時には実験で得られた最大土粒子濃度が $C_l(\%)$ を上回っている。よって、最大土粒子濃度が試料固有の $C_l(\%)$ を上回っている場合は大規模空洞が発生するといえる。

2.4 内部侵食発生可能性

三日月形空洞発生時に内部侵食がみられた(図-9)。内部侵食とは、浸透流の影響により地盤の間隙中を一部の粒径の小さい粒子が通り抜けることであり、緩み・空洞の発生原因である。内部侵食に対する地盤の安定性の評価には、Kennyの指標⁶⁾が適用できると考えた。Kennyらの粒度安定指標においては、粒径 D の移動を阻む粒子(粒径 D から4倍粒径 $4D$)の含有率(H)と粒径 D の含有率(F)が同程度以上であれば内部侵食が発生しないと述べている。つまり、 H/F が1以下であれば内部侵食が発生するといえる。なお、内部侵食が起こる小粒子の含有率は30%であるため、この範囲について検討した。

実験試料にKennyの指標を適用したものを図-10に示す。図-11中において30%粒径までの範囲で各試料より求めた H/F (赤線)がKennyの指標における安定境界である $H/F = 1$ (青線)を下回る場合は内部侵食が起こるといえる。図-10よりS6:4、礫では内部侵食が起こる粒子が存在し、洗い山砂では内部侵食が発生しない。空洞形状と合わせて考えると、内部侵食が発生する場合は内部侵食に対する不安定粒子の含有率が30%以上である条件である場合といえる。この際に内部侵食が発生する理由は、

	安全 ←				→ 危険
空洞形状	0: 空洞なし	1: 三日月形空洞	2: 縦型空洞	3: 扇形空洞	
実験画像					
特徴	空洞なし	一部の粒子が流出 欠損部が閉塞	欠損部閉塞なし 空洞進展が途中停止	継続的な排土	

図-3 実験結果から得られた空洞形状

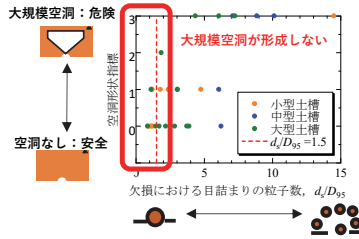


図-4 空洞形状指標と d_s/D_{95} の関係

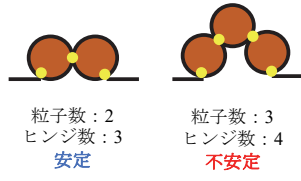


図-5 目詰まり構造の安定性

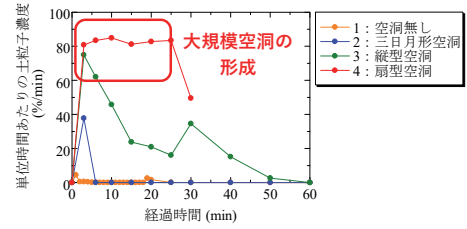
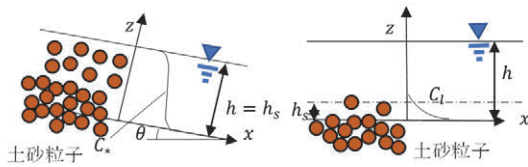


図-6 土粒子濃度



(a) 土石流

(b) 掃流状集合流動

図-7 土砂の流出挙動

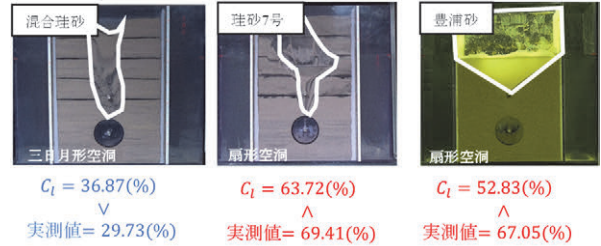


図-8 最大土粒子濃度の理論値と実測値

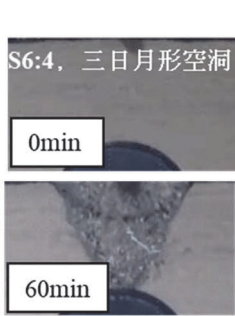


図-9 欠損部の拡大 (内部侵食発生)

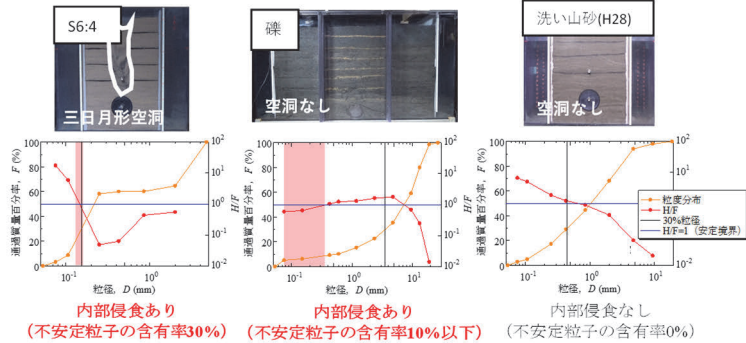


図-10 実験試料における内部侵食安定評価

不安定粒子自体が土粒子骨格を形成しているため、不安定粒子が流出すれば安定とされていた粒子も連鎖的に流出するためであると考えられる。

2.5 大規模空洞の範囲予測

大規模空洞において空洞高さは地下水位まで達している (図-11)。また、空洞の横幅については、浸透流の影響によって図-12 に示したように空洞の形成角度が 15~30 度になる。以上から大規模空洞の範囲を予測できる。

2.6 三日月形空洞の範囲予測

管路からの累積流出土量と Terzaghi の緩み土圧理論 ⁷⁾

により緩み範囲が求めることができる。まず、緩み体積 V について密詰めであった地盤が内部侵食時により緩みめになったと捉えて間隙比の変化を考え、式(3)により求めた。

$$V = \frac{M}{\left(\frac{1}{1+e} - \frac{1}{1+e_{max}}\right)} \quad (3)$$

ここで、湿潤土の累積流出土量 M 、間隙比 e 、最大間隙比 e_{max} である。図-13 に式(3)により求めた値と実測値の関係を示す。図-13 より、予測値と実測値がおおよそ近い値を取ることが判明した。よって、式(3)が緩み体積を

求めるために適していることが判明した。次に、緩み幅について Terzaghi の緩み土圧理論を適用した。これはトンネル工学において利用されており、トンネル掘削に伴う緩み土圧とその範囲を算出できるものである。図-14 に概念図を示した。また、緩み幅 B_0 は式(4)より求められる。

$$B_0 = R_0 \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) \quad (4)$$

ここで、 R_0 はトンネル内径、 ϕ は土砂の内部摩擦角である。図-15に式(4)により緩み幅の予測値と実測値の関係を示す。図-15より、今回は緩みの元を正確に測定できず大幅に離れた値となった。そのため、緩みの元を正確につかみ、その値をトンネル内径に代入することが必要であることが判明した。さらに、この理論を適用するにあたって、緩み幅を整理したが、水位が上昇すると緩み幅が増加し、水位が上昇・下降を繰り返す場合には緩み幅がさらに増加することが判明した。以上より緩み・空洞の拡大を考えるには地下水位の把握が重要であるといえる。

2.7 危険度評価フロー

以上の知見よりまとめた陥没災害に対する危険度評価フローを図-16に示す。

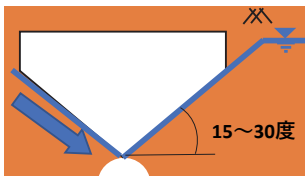


図-12 空洞の形成角度

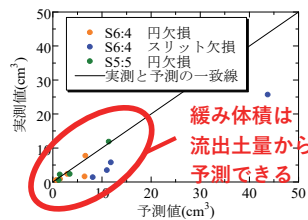


図-13 緩み体積の予測値と実測値

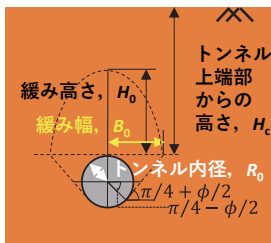


図-14 Terzaghi の緩み土圧理論における概念図

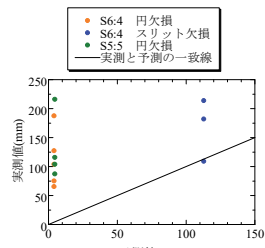


図-15 緩み幅の実測値と予測値

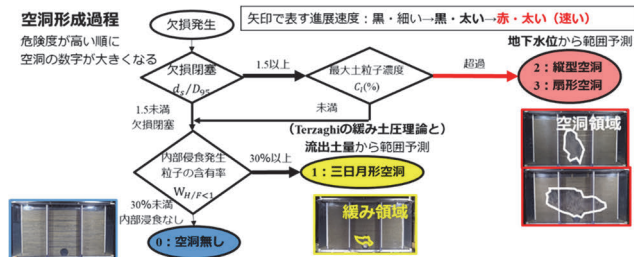


図-16 陥没災害に対する危険度評価フロー

3. 内水圧による陥没進展への影響

3.1 実験概要

(1) 外水位一定試験

図-17 に土槽の概略図、図-18 に試料の粒度分布、図-19 に Kenny の指標を用いた内部侵食の安定評価の図を示す。土槽全体において飽和状態を模擬する為、欠損上部から 500mm で外水位一定とする。土槽は相対密度 80%で作成する。また試料は、珪砂 7号、2号を重量比 6:4 で混合した混合珪砂 (以下、S64 とする) を用いる。

(2) 内水圧上昇载荷実験

前項の実験に続いて行う。外水位は欠損上部から 100mm、300mm、500mm の 3 ケースで実験を行った。以下の手順で実験を行う。管に蓋をした後、水を入れて満管にし、内水圧を 5 分与える。その後、内水を除去して土及び水の流出量を計測する。以上の手順で内水圧の圧力水頭を変えて繰り返し内水を与える (図-20)。

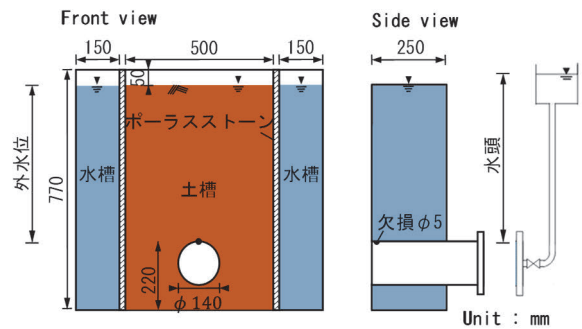


図-17 土槽実験の概略図

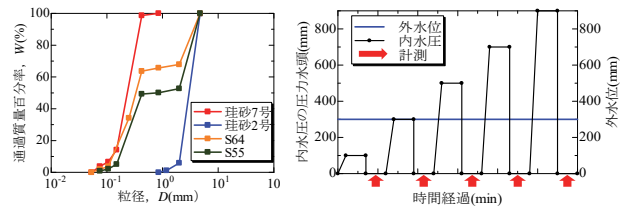


図-18 粒度分布

図-20 水頭変化グラフ

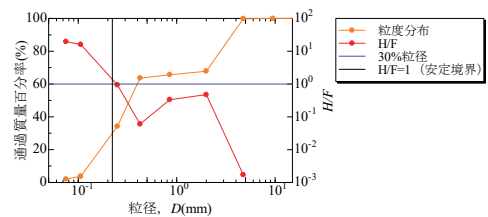
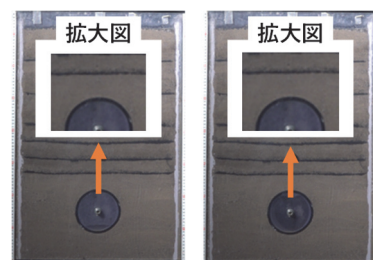


図-19 Kenny の指標を用いた内部侵食安定評価



(a)実験前

(b)実験後

図-21 外水位一定実験結果

3.2 実験結果及び考察

(1) 外水位一定試験の結果

図-22 に外水位試験実験前と実験後の土槽の様子を示す。

実験前後で欠損付近に変状はないことから、目詰まりにより欠損は閉塞し、安定な土粒子骨格を形成していると考えられる。図-19、図-20、より空洞形成過程の危険度評価フローに当てはめると、形状指標 0 の空洞無しに該当する。

(2) 内水圧上昇载荷実験の結果

図-23 に内水圧上昇载荷実験の実験結果を示す。欠損付近の地盤の変状に着目すると、進展に差はあるが、いずれのケースにおいても繰り返しの内水圧が作用することで内部侵食による粗粒化及び緩みが発生していることが分かる。緩みとは、内部侵食が起こることで小さい粒子が抜け出し他の部分より耐力が弱くなる部分をいう。また粗粒化とは更に侵食が進み土の細粒分が抜け落ちることによって粗粒分だけになった状態を表す。この箇所は珪砂 2 号の割合が増え、隙間の多い構造のため、内部侵食の進展は陥没発生につながる。そこで本研究では内部侵食に着目して、内部侵食の発生前と発生後に分けて考察を行った。

(3) 内部侵食発生前の考察

内水圧の繰り返しの上昇载荷で内部侵食が発生した。この現象を考えるにあたって、内水圧作用後の実験値による水の流速と、有効応力から算出した過剰間隙水圧比を用いて欠損付近で形成されている安定な土粒子骨格を破壊する条件を考えた。過剰間隙水圧比とは液状化の有無を表す指標として用いられ、過剰間隙水圧比を初期の有効応力で除した式で求められる。値が 1.0 を超えることで液状化したと判断される。図-24 に流速と過剰間隙水圧比の関係を示す。赤でプロットした部分は内部侵食の発生を示す。過剰間隙水圧比が 1 に近づくほど小さい流速で内部侵食が発生している。一方で、小さな過剰間隙水圧比であっても大きな流速が作用することで内部侵食が発生する。過剰間隙水圧比と流速が一定条件を満たすと内部侵食の発生を促進すると考えた。

(4) 内部侵食発生後の考察

図-23 より、粗粒化及び緩みが発生すると、新たに内水圧を加えることで粗粒化・緩みが進展していくことが判明した。欠損付近で内部侵食が起こることで流速にどのような変化が起きているかを確認する為に、三次元浸透流解析を行った。図-25 に解析モデル、表-1 に解析パラメータ、図-26 に解析結果を示す。解析は外水位 300mm、内水圧の圧力水頭 700mm で内部侵食の範囲を変えて行った。図-26 より、同じ内水圧を与えても内部侵食の有無によって流速の大きさが大きく異なり、管渠周辺の流速の発生範囲が増大することが確認できた。内部侵食の発生は更なる内部侵食を促進させる。

3.3 内水圧作用時の危険度評価

本章では、内水圧が陥没発生に及ぼす影響について検

討した。内水圧は陥没発生の原因である内部侵食の発生を助長することが明らかになった。実験結果より外水位が 300mm の場合に内部侵食は起こりやすく、地下水位の把握が重要であると考えた。また、内水圧作用後の水の流速と、欠損付近での有効応力から算出される過剰間隙水圧比が一定条件を満たすと、土の流出を促進し内部侵食が発生する。ひとたび粗粒化が起こることで繰り返しの内水圧の作用で粗粒化範囲が進展する。

	内水圧の圧力水頭					
	100mm	300mm	500mm	700mm	900mm	700mm
外水位 100mm						—
外水位 300mm					—	—
外水位 300mm						—
外水位 500mm						

図-22 内水圧上昇载荷実験

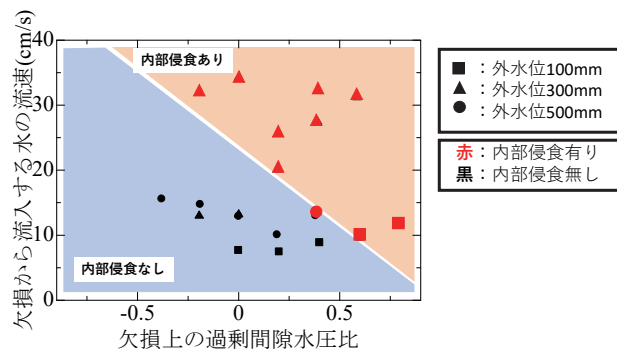
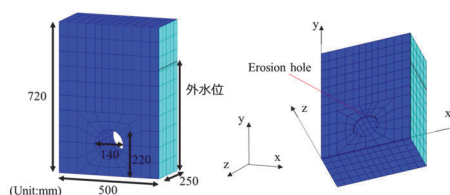


図-23 流速と過剰間隙水圧比の関係



(a) モデル概要図



(b) 損付近拡大図

図-24 解析モデル

表-2 解析パラメータ

試料	透水係数 (mm/s)	飽和体積 含水率
S6:4	0.235	0.325
粗粒化領域 (珪砂 2号)	22	0.565

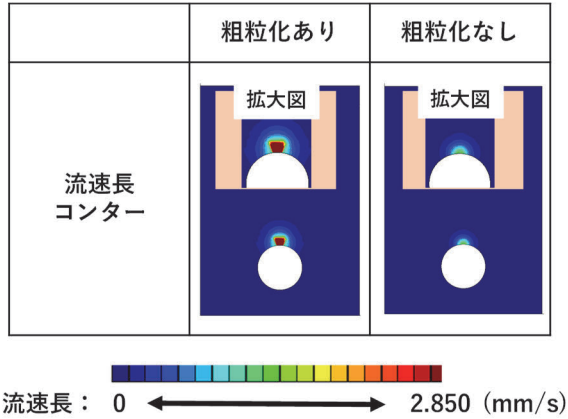


図-25 解析結果

内水圧の作用で、地表面近くの変状だけでなく、その下部にも変状が起き、内部侵食の範囲が進展していくことから、少しの欠損の拡大や水位変動が突然大きな陥没をもたらすリスクを高くする。

4. まとめ

以下に本研究で得られた知見を示す。

(1) 空洞形成過程における危険度評価フローについて

縦型空洞や扇型空洞の様な大規模な空洞が形成される条件は、欠損閉塞の有無と土粒子濃度で決まる。欠損幅と土の95%粒径の比が1.5以上 ($d_s/D_{95} \geq 1.5$) であれば欠損が閉塞せず、土粒子が連続的に流出する。また、その濃度が掃流状集合流動の濃度 (C_l) を上回っていれば、大規模な空洞が発生する。この空洞の範囲は地下水位から予測することができる。

欠損が閉塞した場合でも三日月空洞発生の危険がある。これは Kenny らの粒度安定指標を用いた内部侵食の有無で判定できる。内部侵食に対する不安定粒子の含有率が30%以上であれば内部侵食により三日月形空洞が発生する。この空洞・緩みの範囲は Terzaghi の緩み土圧理論と流出土量により予測できる。

(2) 内水圧による陥没発生への影響

内水圧の作用は内部侵食の発生を促進する。第2章の危険度評価フローにおいて空洞無し、と判定された欠損上の地盤でも、繰り返しの内水圧で内部侵食が起こる。内水圧作用後の水の流速と、欠損付近での有効応力から算出される過剰間隙水圧比が一定条件を満たすことで土の流出を促進する。ひとたび内部侵食が発生することで繰り返しの内水圧の作用によって、内部侵食の範囲が進展する。陥没災害を助長する要因とし

てある一定条件を満たした場合において内水圧により内部侵食が発生する。この条件を満たす地盤においては陥没災害発生リスクが大きい。

参考文献

- 1) 新井ら：粒度分布形状と内水圧変動に着目した管渠周辺の陥没挙動，第27回中部工学シンポジウム，pp.96-103，2015.08.07
- 2) 土石流・流木対策設計技術指針解説
- 3) 池谷ら；スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究，砂防学会誌第32巻3号，pp.37-44
- 4) 堀内ら；格子型砂防堰堤の格子上方から流出する土砂の制御に関する実験的研究，砂防学会誌第64巻1号，pp.11-16
- 5) 片出ら；巨礫粒径分布の砂防堰堤閉塞確率に及ぼす影響，構造工学論文集 A pp.209-220
- 6) Kenny, T.C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G.I., Omanege, G.N., and Ume, C.A.: Controlling construction sizes of granular filters, Can.Geotech J.22,1985
- 7) シールド工法入門，シールド工法入門編集委員会，社団法人地盤工学会，1992，261pp

弾性堆積盆地の三次元的な幾何形状が地震動の増幅特性に及ぼす影響の数値的検討

Numerical Investigation of the Effect of Three-Dimensional Geometry of Elastic Sedimentary Basins on the Amplification Characteristics of Seismic Motions

松本雅紀¹, 野田利弘², 豊田智大²

1 名古屋大学大学院・工学研究科土木工学専攻・matsumoto.masaki.m8@s.mail.nagoya-u.ac.jp
2 名古屋大学・工学研究科土木工学専攻

概要

本研究では、堆積盆地の三次元的な幾何形状が地震動の増幅特性ならびに地表加速度分布に与える影響について数値解析的に検討した。議論を簡単にするため、基盤層および堆積層はともに弾性体とし、基盤層と堆積層の剛性に明確なコントラストを与えた。これにより、剛性比に応じた地震動の増幅が基盤層と堆積層の境界で生じることとなるが、三次元的な堆積盆地ではさらに、実体波のレンズ効果と表面波の干渉による強震動を生じることとなる。本稿では、地表の加速度応答および堆積盆地の伝達関数が、堆積盆地の幾何形状に応じてどのように変化するかを系統的に調べた。球形、楕円形、台形といった様々な盆地形状に対する時刻歴応答および周波数特性の比較から、1) 盆地が深いほど長周期地震動の増幅がより顕著になる、2) 楕円形盆地では球形盆地に対し加速度が小さくなる、3) 台形盆地では基盤傾斜による多次元効果が球形盆地より少ないことなどを示した。

キーワード：地震，堆積盆地，三次元，伝達関数，大規模並列解析

1. はじめに

堆積盆地において、地震波が硬い基盤層から軟弱な堆積層に入射すると、剛性の違いに起因して地震波が増幅され大きな被害を及ぼす。また、堆積盆地が三次元的である場合、実体波のレンズ効果に加え、実体波が地表面に干渉することで生じる表面波（Rayleigh 波および Love 波、長周期地震動の主要成分となる）の干渉により生じる強震動、また長時間に亘る地震動の滞留により、被害が甚大化する。したがって、地震被害の正確な予測には堆積盆地三次元的な幾何形状を考慮した地震応答解析が必要不可欠である。そこで本研究では、三次元地震応答解析を通して、堆積盆地の三次元的な幾何形状が堆積盆地の震動特性に与える影響を解明することを目指す。

2. 三次元球形盆地の弾性地震応答解析

2.1 解析条件

硬質な基盤層の上に相対的剛性の小さい堆積層を有する堆積構造を想定し、図1の有限要素メッシュを作成した。ただし、堆積盆地の形状は球形（盆地幅 5000m、盆地深さ 50m）とし、y 方向の対称性を考慮した半断面のモデルを作

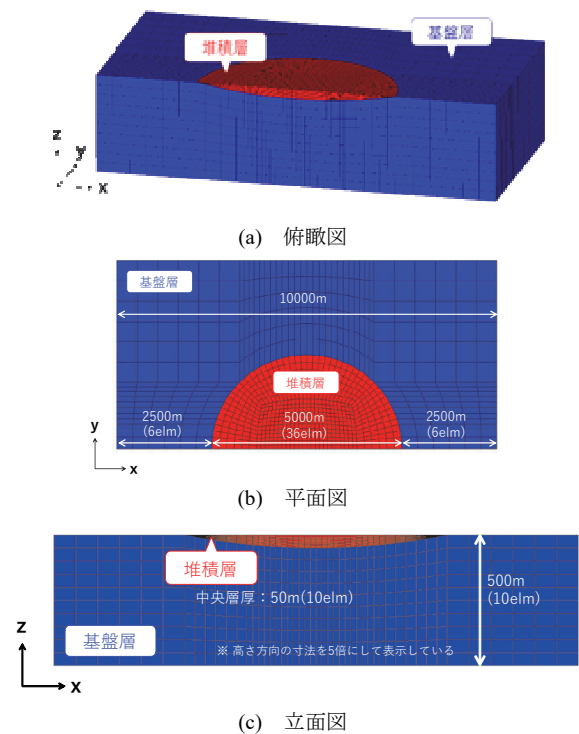
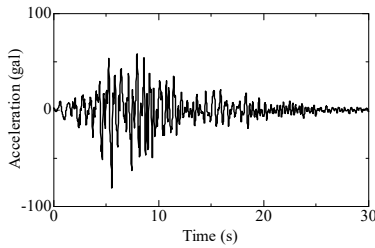
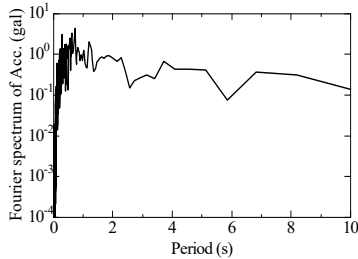


図1 三次元球形盆地



(a) 加速度の時刻歴 (最大 81gal, 継続時間 30 秒)



(b) 加速度フーリエ振幅スペクトル

図2 入力波

表1 弾性体の材料定数

	基盤層	堆積層
ヤング率 E (kN/m ²)	1500000	14500
ポアソン比 ν	0.25	0.25
土粒子密度 ρ^s (g/cm ³)	2.0	1.6
P波速度 c_p (m/s)	949	104
S波速度 c_s (m/s)	548	60.2

成した。入力動は、図 2 に示す兵庫県南部地震の振幅を 1/10 とした地震波を模型底面の x 方向にのみ入力した。弾性体の材料定数は、表 1 のように設定した。

2.2 解析結果

代表的な時刻におけるせん断ひずみ分布を図 3 に示す。同図より、三次元的な波動干渉に起因した円環状のひずみ集中帯の発生が解かれていることがわかる。

次に、盆地中央部における地表面での x 方向の加速度波形、加速度フーリエ振幅スペクトル、盆地底面～地表面間での伝達関数をそれぞれ図 4 に示す。 $T=1\sim 3$ s 程度の周期帯において 10 倍～100 倍程度の顕著な増幅が解かれたことがわかる。

3. 球形盆地の深さが震動特性に与える影響

堆積層の深さを変化させることでレンズ効果による実体波干渉の焦点位置が変化すると考えられる。

そこで、模型について図 5 に示すように、堆積盆地の深さを 1/2 倍、2 倍にした計算を実施した。

代表的な時刻におけるせん断ひずみ分布を図 6~7 に、盆地地表面中央部における加振方向の加速度波形をそれぞれ図 8(a)に示す。堆積層が厚くなるほどせん断ひずみが大きくなる傾向、加速度増幅が時間遅れになる傾向が見られる。図 8(b)における加速度フーリエ振幅スペクトルに加え、

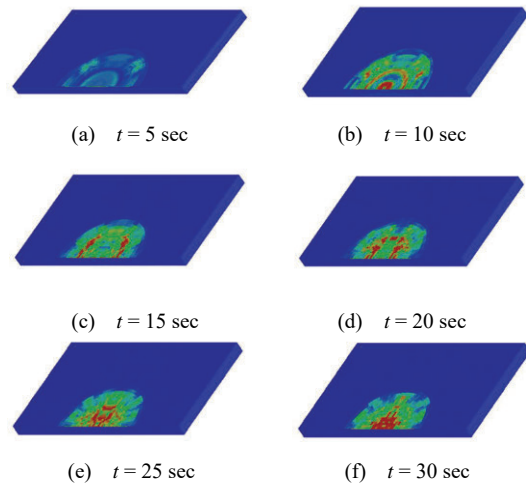
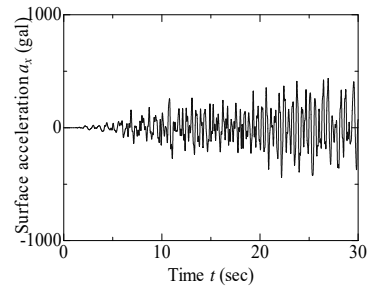
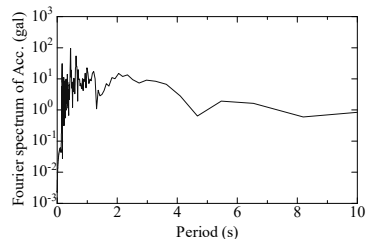


図3 せん断ひずみ分布 0 0.05%

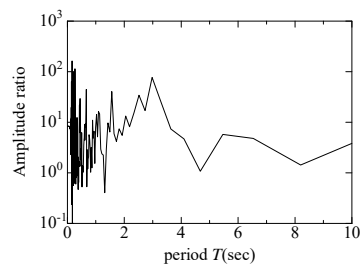


(a) 地表面における x 方向加速度 (最大 436gal)



(b) 地表面における

x 方向加速度のフーリエ振幅スペクトル



(c) 堆積層中央での伝達関数

図4 解析結果

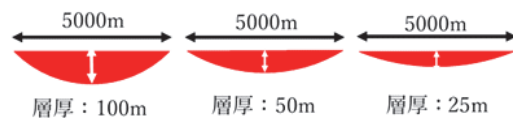


図5 堆積盆地深さの変化

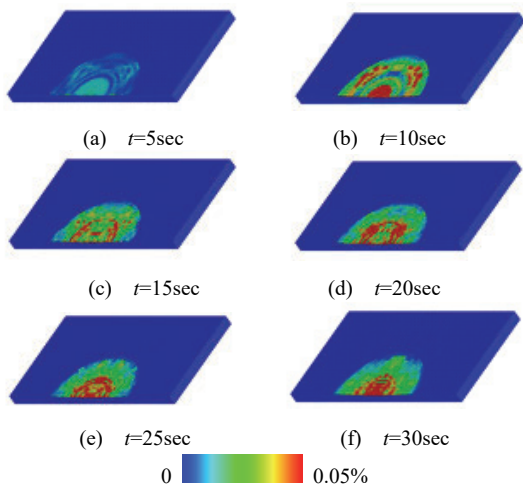


図6 せん断ひずみ分布 (深さ 2 倍)

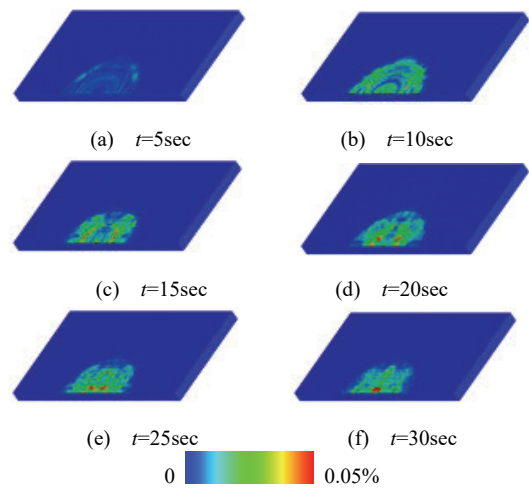


図7 せん断ひずみ分布 (深さ 1/2 倍)

図 8(c)における伝達関数からも、長周期地震動 (3s~) の増幅は、堆積層が厚いほど顕著に生じることがわかる。

次に、伝達関数について考察する。詳細は 5 章で述べるが、三次元盆地の伝達関数には、以下のような特徴がある。

- ① 三次元盆地の伝達関数は、一次元モデルの伝達関数 (図 6-1 緑線のように、周波数領域で規則的に増幅倍率のピークが出現する) と概ね同様の傾向を有する。すなわち、1/4 波長則から決まる固有周波数/固有周期に対して顕著な増幅を示す。
- ② ただし、多次元性に起因して、一次元モデルの固有周波数以外の周波数帯の波の入力に対しても増幅を示す。この結果、三次元伝達関数は一次元伝達関数から乖離し、不規則な形状となる。

図 8(c)において、堆積層厚 1/2 倍のモデルでは、上記①と同様の規則性が認められるが、堆積層厚 2 倍のモデルでは、この規則性はほぼ完全に喪失している。このことから、堆積層厚の増大 (基盤傾斜角の増大) により多次元効果 (5 章で低次元モデルと比較しつつ議論する) がより顕著に現れることが確認できる。

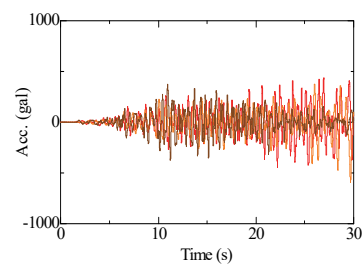
4. 堆積盆地の幾何形状が震動特性に与える影響

4.1 はじめに

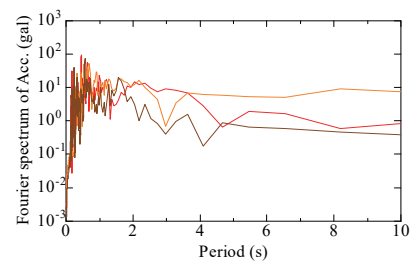
ここまでの球形盆地を対象に解析を行った解析では、入力地震動 (最大 81gal) に対して非常に大きな地表水平加速度 (最大 436gal, 入力動の約 5.4 倍) が得られた。これは、球形という盆地形状の下で、焦点効果により盆地中央での加速度増幅が極端に大きくなることによる。この影響を数値的に捉えるとともに、堆積盆地の基盤幾何形状が加速度増幅特性に与える影響について系統的に把握するため、盆地形状を変えた検討を行う。本稿ではとくに、楕円形盆地および台形盆地を対象とした。

4.2 楕円形盆地

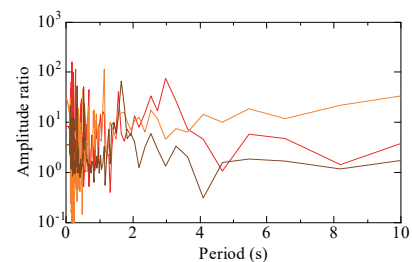
図 1 の球形盆地の寸法を x 軸方向および y 軸方向に拡大



(a) 地表面における x 方向加速度の時刻歴



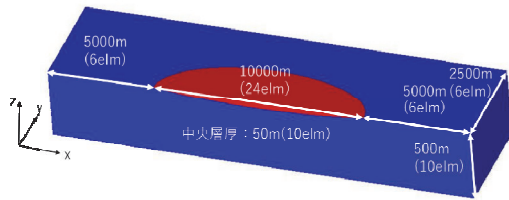
(b) 地表面における x 方向加速度のフーリエ振幅スペクトル



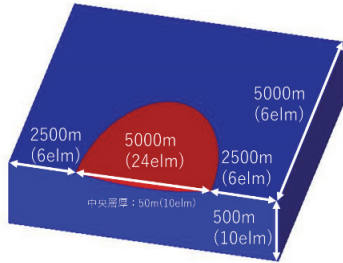
(c) 堆積層中央での伝達関数
■ 深さ等倍 ■ 深さ 2 倍 ■ 深さ 1/2 倍

図 8 解析結果

することで図 9 のような楕円形モデル (以後、それぞれ楕円形 X, 楕円形 Y と呼ぶ) を作成して解析を行った。入力波および材料定数は球形盆地の解析に一致させた。これらのモデルにおいては、深さは球形盆地と同一だが、盆地端での傾斜角や焦点位置は球形盆地とは異なる。



(a) 楕円形 X



(b) 楕円形 Y

図9 楕円形盆地の有限要素メッシュ

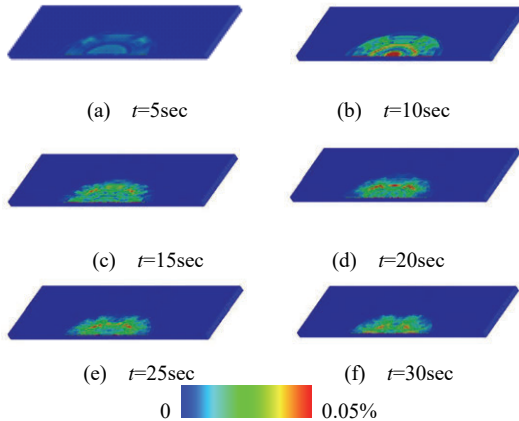
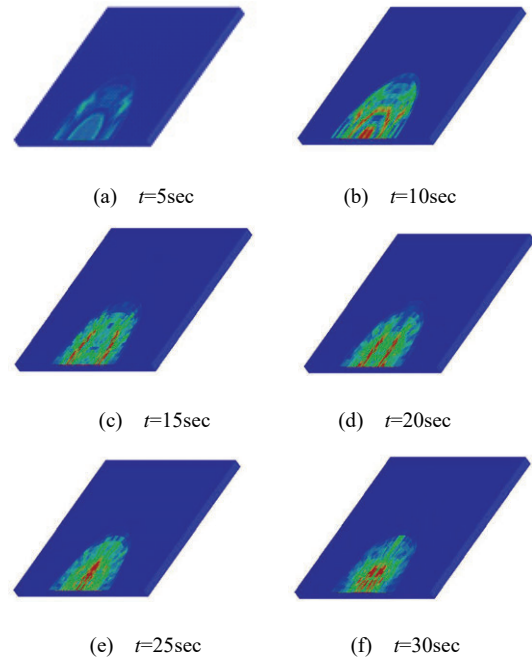


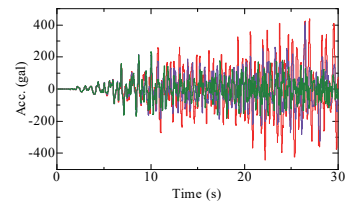
図10 せん断ひずみ分布 (楕円型 X)



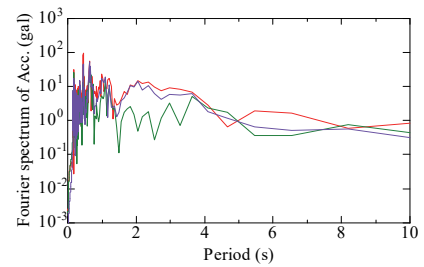
(e) $t=25\text{sec}$ (f) $t=30\text{sec}$



図11 せん断ひずみ分布 (楕円型 Y)

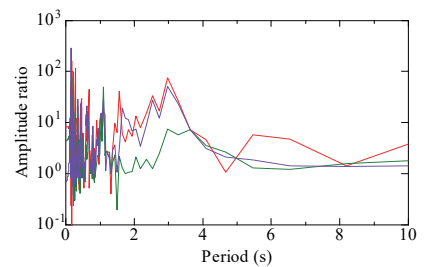


(a) 地表面における x 方向加速度の時刻歴



(b) 地表面における

x 方向加速度のフーリエ振幅スペクトル



(c) 堆積層中央での伝達関数



図12 解析結果 (楕円形盆地)

代表的な時刻におけるせん断ひずみ分布を図10~11に、地表の応答を図12に示す。せん断ひずみの大きさには球形盆地との明確な差異は認められないが、これは堆積層厚に差がないことによる。一方、図12(c)の伝達関数を見ると、楕円形 Y では球形盆地とほぼ同一の伝達関数となることを確認できる。これは、本解析において y 方向には加振していないため、x 方向の加速度に比べて、y 方向の加速度の影響が相対的に無視できることによる。また、楕円形 X では球形盆地に対し、長周期成分 (2~4s) の増幅を生じにくいなど、一部の周波数帯で差異が認められるが、この傾向は3章において、盆地深さを浅くした場合の伝達関数の変化と同様である。これは、堆積層厚を1/2倍にすること、模型の x 方向の寸法を2倍にすることが、同一の基底傾斜角の変化を与えることによる。

なお、図12(a)より、地表加速度の最大振幅は、球形盆地で最も大きく、楕円形盆地では相対的に小さくなっている。これは、球は焦点が1つであるのに対し、楕円体の

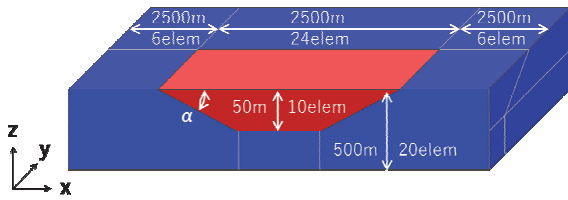


図 13 三次元台形盆地の有限要素メッシュ

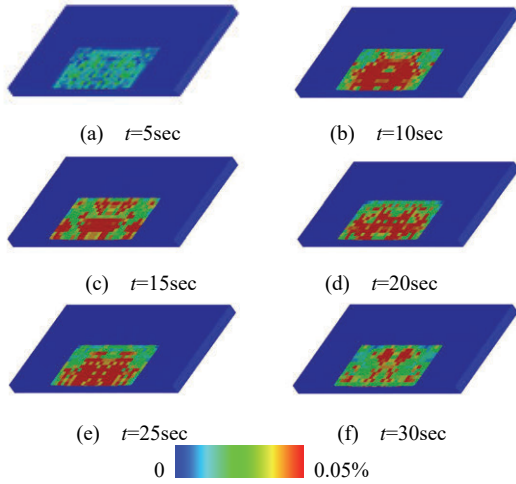


図 14 せん断ひずみ分布 (台形, $\alpha=2.29^\circ$)

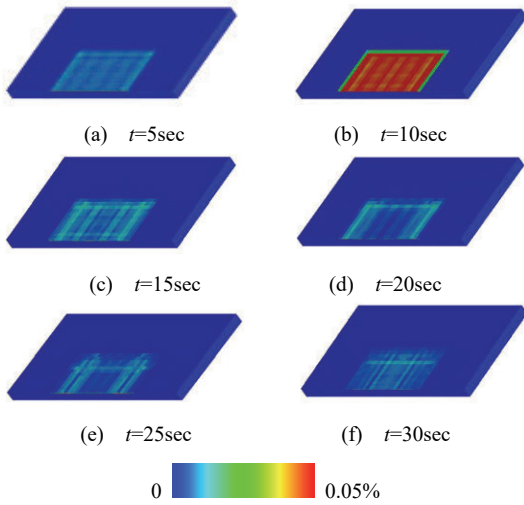


図 15 せん断ひずみ分布 (台形, $\alpha=45^\circ$)

焦点は2つ存在し、レンズ効果による増幅が球形盆地に比べて分散したことによる。

4.3 台形盆地

台形盆地の有限要素メッシュは、盆地の幅と深さを球形盆地モデルと対応させ、図 13 のとおり生成した。盆地端における基盤傾斜角は、 $\alpha=2.29^\circ$ (球形盆地端の基盤傾斜角に一致)、 45° 、 90° (垂直) の3種類を設定した。材料定数および入力地震動は、球形盆地の解析に準拠した。

代表的な時刻におけるせん断ひずみ分布を図 14-16 に、

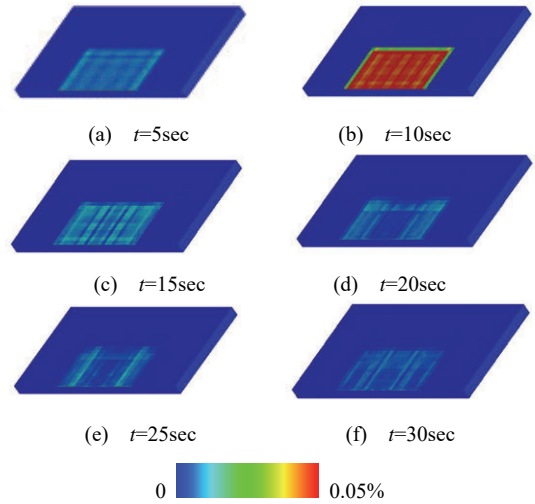
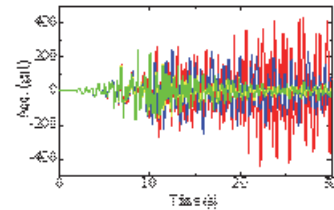
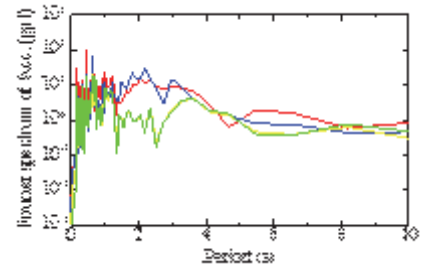


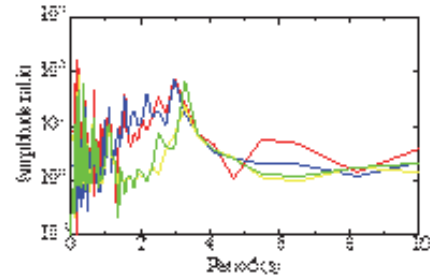
図 16 せん断ひずみ分布 (台形, $\alpha=90^\circ$)



(a) 地表面における x 方向加速度の時刻歴



(b) 地表面における x 方向加速度のフーリエ振幅スペクトル

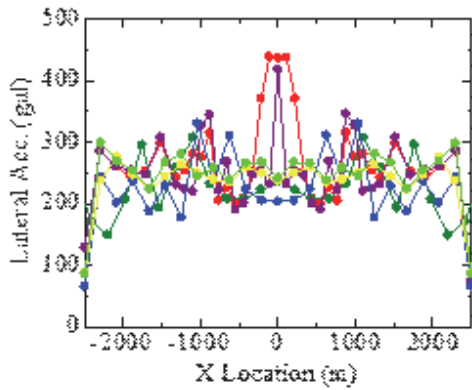


(c) 堆積層中央での伝達関数

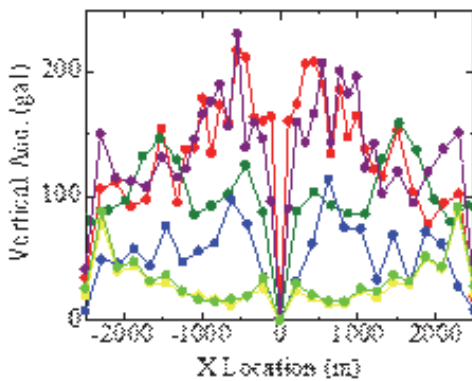
■ 球形 ■ $\alpha=2.29^\circ$ ■ $\alpha=45^\circ$ ■ $\alpha=90^\circ$

図 17 解析結果 (台形盆地)

地表の応答を図 17 に示す。傾斜角 $\alpha=2.29^\circ$ のケースでは、盆地地表面において非一様なせん断ひずみ分布が出現するが、さらに傾斜角を大きくした $\alpha=45^\circ$ 、 90° のケースでは、ほぼ一様なひずみの発生しか解かれておらず、



(a) 水平加速度最大値



(b) 鉛直加速度最大値

- 球形
- 楕円形 X
- 楕円形 Y
- 台形 ($\alpha = 2.29^\circ$)
- 台形 ($\alpha = 45^\circ$)
- 台形 ($\alpha = 90^\circ$)

図 18 盆地中央地表面を x 軸方向に横切る地表面上での最大加速度 (図の左右端は盆地端位置に相当する)

多次元効果は限定的であることがわかる。事実、図 17(c) の伝達関数について、 $\alpha=45^\circ$ 、 90° のケースでは、球形盆地に比べて、一次元固有周波数以外での増幅倍率は明らかに小さい。一方、傾斜角 $\alpha=2.29^\circ$ のケースに対する伝達関数は、盆地端基盤傾斜角を盆地模型と統一しているにもかかわらず、球形盆地の伝達関数とは異なる結果となった。このことから、地表近傍の震動を予測する上で、堆積層深さ、基盤傾斜角のみならず、基盤面のトポグラフィを精緻に考慮して地震応答解析を行うことの重要性が示唆できる。

4.4 多次元的な波動干渉と局所的な強震動の発生

盆地中央地表面を x 軸方向に横切る地表面上での水平・鉛直加速度の最大値をとると、図 18 が得られる。同図より、水平加速度が最大となる位置は模型中央とは限らず、盆地形状により異なることがわかる。最大値は、球形盆地では中央近傍で、台形盆地では盆地端寄りで発生している。なお、盆地中央での鉛直加速度は零となるが、これは盆地形状が x 方向に対称なので、逆位相の波による鉛直加速度の相殺されることによる。また、盆地直下の基盤傾斜の大きさよっても、最大加速度の発生位置は異なる。

表 2 三次元モデルと低次元モデルの特長¹⁾
(岩井, 2020)

説明	1D	2D	2DX	3D
模型				
← 加振方向				
実体波(S波)	あり	あり	あり	あり
S波の増幅	あり	あり	あり	あり
層境界での反射	あり	あり	あり	あり
層境界での屈折	なし	あり	あり	あり
Rayleigh波	なし	あり	なし	あり
Love波	なし	なし	あり	あり

4.5 まとめ

本章では、三次元弾性堆積盆地の幾何形状が波動の増幅的干渉および地表面での振動特性に及ぼす影響について検討した。得られた知見を以下に示す。

- 球形盆地の模型規模を大きくすることで、長周期地震動の発生が解かれた。
- 球形盆地の深さを大きくすると、長周期地震動の増幅がより顕著に生じるようになる。
- 楕円形盆地における加速度最大値は、球形盆地に対して小さくなる。
- 台形盆地では、球形盆地に比べて基盤傾斜による多次元効果は相対的に少ない。

5. 低次元モデルとの比較

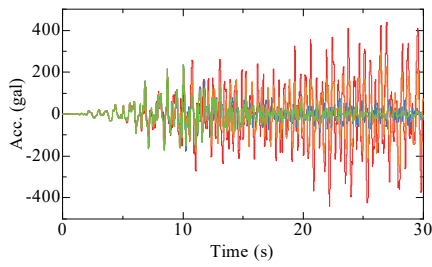
5.1 はじめに

前章までは、堆積盆地の三次元的な幾何形状に応じて特徴的な波動干渉の発生を確認するとともに、伝達関数もまた基盤形状等の影響を受けて変化することを確認した。しかし、三次元解析は常套化するには非常に計算コストが高く、実務レベルでの地震応答解析の大半は一次元解析にとどまる。よって、従来の地震応答解析(低次元での地震応答解析)は、三次元的な震動特性のうち、何を考慮できて何を評価し得ないのか、系統的な知見を得る必要がある。

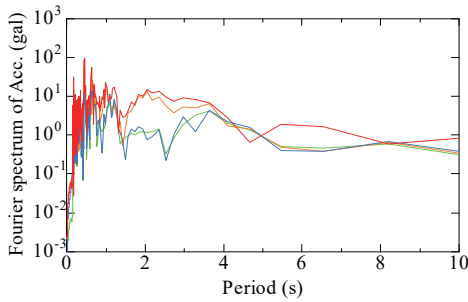
そこで本章では、三次元モデルと低次元モデルの解の比較を通して、三次元解析の重要性を指摘するとともに、三次元盆地特有の震動特性の抽出を試みる。

5.2 低次元モデルについて

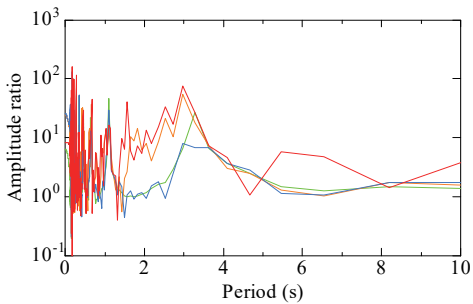
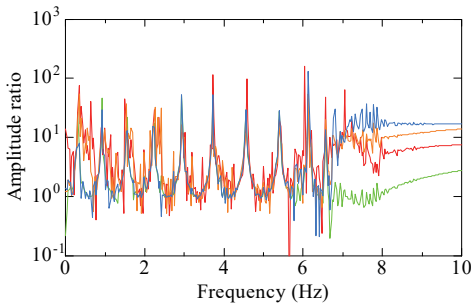
岩井(2020)を参考に、表2に示す4種類の解析を行った。1D では、基盤層と堆積層のインピーダンス比に応じた実体波の増幅が考慮されるが、2D および 2DX では、実体波のレンズ効果に加え、表面波(それぞれ Rayleigh 波、Love 波)も解かれる。3D では、それらすべての現象が考慮されることとなる。材料定数および入力地震動は、球形盆地の解析に準拠した。



(a) 地表水平加速度



(b) 加速度振幅スペクトル



(c) 伝達関数

■ 1D モデル ■ 2D モデル
■ 2DX モデル ■ 3D モデル

図 19 解析結果 (球形盆地)

5.3 解析結果

2章の球形盆地 (3D モデル) について、対応する低次元モデル (1D, 2D, 2DX モデル) を生成し、地表での加速度応答、加速度フーリエ振幅スペクトル、堆積層での伝達関数を比較した結果を図 19 に示す。

まず、図 19(a)より最大加速度の値を比較すると、入力動 (最大 81gal) に対し、1D モデルでは約 2.9 倍の加速が解かれたが、これは基盤層と堆積層のインピーダンス比による実体波の増幅によるものである。これに対し、2D モデル、2DX モデル、3D モデルの最大加速度は、1D モデルのそれぞれ約 1.3 倍、約 1.0 倍、約 1.9 倍にも達した。また、一次元モデルに比べ、地表における波の滞留時間の長期化も明確に解かれた。このことから、地震応答解析における多次元解析の重要性 (一次元地震応答解析による評価の危険性) が示唆された。

次に、スペクトル特性について見てゆく。本検討では、基盤層と堆積層のインピーダンス比を非常に大きく設定していることから (約 12 倍)、1D モデルの固有周波数は 1/4 波長則に従うと考えられる。このとき、 n 次固有モードの周波数 f_n は、堆積層厚を $H = 50$ m, S 波速度を $c_s = 60.2$ m/s とし、 $f_n = c_s / \lambda_n$, $\lambda_n = 4H / (2n - 1)$ で計算できる。この式より固有周波数を算定すると、 $f_1 = 0.301$ Hz, $f_2 = 0.903$ Hz, … となり、図 19(c)の伝達関数のピークと一致する。一方、多次元モデルの伝達関数は、1D モデルとは異なる結果となる。2D・3D モデルにおいては、1D モデルにおいては見られない増幅が確認できる。この理由としては、実体波のレンズ効果や多重反射、表面波の重複などが考えられる。

ただし、実体波の波速は物質固有であるため、S 波は $c = 60.2$ m/s で伝播することとなる。盆地端から中央までの距離は 2500m となっているため、表面波の盆地中央への到達は最速でも $2500 \text{ m} / 60.2 \text{ m/s} = 41.5 \text{ sec}$ 以降であり、今回解析した 30 秒の継続時間内には到達していないと考えられる。4つのモデルの伝達関数にそれほど差が見られないのは、表面波の影響が解析中でほとんど生じておらず、実体波の干渉の仕方の差しか寄与しなかった結果であると考えられる。換言すれば、(表面波の影響が限定的な本計算に限られるが)、実体波の干渉 (レンズ効果) の仕方の違いによる応答倍率の差を考えるだけで、各モデル間での伝達関数の違いを説明できる可能性がある。

5.4 まとめ

- 三次元モデル (3D) では、低次元モデル (1D, 2D, 2DX) に対し顕著な加速度増加と継続時間の長期化が解かれた。このことから、三次元解析の重要性を指摘した。
- 今回の解析では、地震動継続時間中には表面波が盆地中央に到達しないため、低次元モデルと多次元モデルの伝達関数の差は、実体波の屈折干渉の仕方の影響のみであり、その差は限定的であった。モデル間での伝達関数の差異がもたらすレンズ効果に依存する本条件下では、盆地中央部での伝達関数は、その直下における基盤の曲率が小さいほど三次元モデルと低次元モデルの差異が無くなる結果となった。表面波の影響が顕著に生じる場合、長周期成分の卓越など、スペクトル特性に更なる差異を生じる可能性がある。

6. おわりに

6.1 結論

本研究では、堆積盆地の三次元的な幾何形状を変えた弾性地震応答解析を実施し、以下の知見を得た。

- ・ 盆地が深さが大きいほど、長周期地震動の増幅がより顕著に生じるようになり、地表におけるひずみも大きくなる。
- ・ 伝達関数は基盤傾斜角に強く依存し、その値が大きいほど多次元効果（一次元解析からの乖離）がより明確に現れる。
- ・ 楕円形盆地における加速度最大値は、焦点の分散により球形盆地に対して小さくなる。また、台形盆地では、底面は flat であるため、球形盆地に比べて基盤傾斜による多次元効果は相対的に少なくなる。

また、低次元モデルとの比較を通して、以下の知見を得た。

- ・ 三次元モデルでは、低次元モデルに対し顕著な地表加速度と継続時間の長期化を生じることから、地震応答解析において三次元性を考慮することの重要性を指摘した。

6.2 今後の課題

- ・ 低次元モデルの解から、三次元の解析結果を推定する手法について検討したい。三次元効果を疑似的に考慮することも可能であり、その簡便的な考慮手法（たとえば、低次元モデルで得られた応答加速度を係数倍すれば良い、伝達関数を適切に補正して用いれば良いなど）を適切に提案できれば、工学的に非常に有用である。
- ・ 三次元解析における表面波の特徴の観察（理論波速と分散性、地表面の軌跡、深さ方向の速度分布など）を試みたが、実体波と表面波が三次元的に複雑に干渉する場であるため、抽出は困難であった。
- ・ 多方向加振条件下での三次元効果について議論する必要がある。また、水平動だけではなく鉛直動に対する応答関数も評価する必要があるほか、盆地中央以外の点における応答関数の特徴も把握する必要がある。
- ・ 別報⁵⁾では、地盤の弾塑性・水～土連成の効果についても検討しており、砂地盤では図 20(a)のような地盤全域での有効応力減少（液状化）により、同図(b)のような流動化した堆積層全体でのスロッシングを生じるとともに、S 波が伝わりにくくなるによる図 21(a)のような加速度減少が生じるのに対し、粘性土地盤では、図 21(b)のような加速度増幅が解かれるなど、応答は地盤の力学特性により大きく異なる。このような地盤の弾塑性性状に応じた震動特性の差異や、拘束圧依存性についても、更に検討したい。
- ・ 地震応答解析における水～土連成効果、とくに地盤の透水性が伝達関数の時間変化に与える影響についても考察したい。
- ・ 領域分割法により三次元解析の更なる高速化を図る。

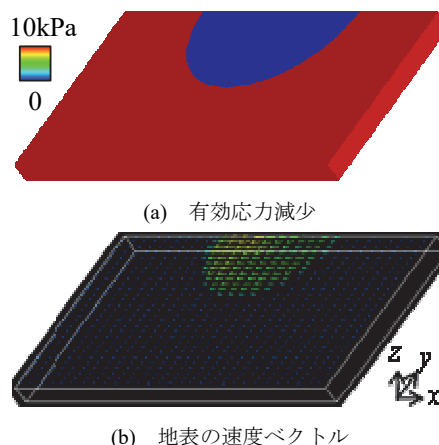


図 20 弾塑性地盤（砂質土）の応答⁵⁾

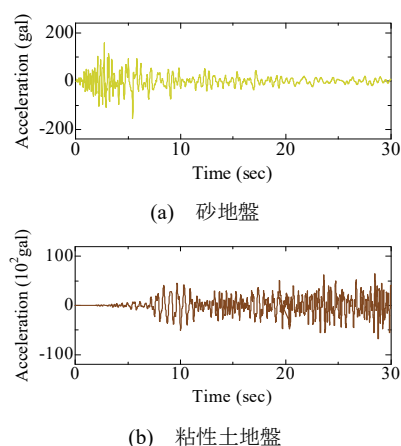


図 21 地表の水平加速度⁵⁾

謝辞 本研究の数値解析は、京都大学学術情報メディアセンターのスーパーコンピュータシステムを用いて実施した。また、JSPS 科研費 22H01586 の助成を受けた。

参考文献

- 1) 岩井周平(2020)：堆積盆地の三次元的な幾何形状が表層地盤の震動特性に与える影響の解明～スーパーコンピュータを用いた水～土連成解析を通じて～，名古屋大学修士論文。
- 2) 京都大学情報環境機構：スーパーコンピュータシステム，<https://www.iimc.kyoto-u.ac.jp/ja/services/comp/supercomputer/>（アクセス日：2022年1月26日）。
- 3) 鈴木彩華(2017)：地盤不整形性に励起される表面波と実体波の干渉が表層地盤被害に及ぼす影響の解析的研究，名古屋大学院修士論文。
- 4) 中井健太郎，野田利弘，浅岡顕，鈴木彩華(2018)：表面波(Rayleigh波・Love波)と実体波の干渉が表層地盤被害に及ぼす数値解析的検討，地球惑星科学連合2018年大会，SSS14。
- 5) 野田利弘，豊田智大，岩井周平，浅岡顕(2021)：三次元堆積盆地の弾塑性性状に応じた地震応答の解析的研究，第56回地盤工学研究発表会，13-9-4-04。

波浪作用による海底地盤の液状化挙動に及ぼす間隙水圧縮性と多次元性の影響
The effects of compressibility of pore water and multi-dimensionality of wave load on
wave-induced seabed liquefaction and solidification

飯島琢臣¹, 豊田智大², 野田利弘²

1 名古屋大学・工学研究科・ijjima.takumi.h3@s.mail.nagoya-u.ac.jp
2 名古屋大学・工学研究科

概 要

波浪作用下において生じる海底液状化現象の水～土骨格連成解析においては、その有効応力変動をもたらす要因として、①間隙水の圧縮性、②波浪の多次元性、③接線流速の影響が考えられている。本稿では、①②に着目し、 $u-p$ 形式の水～土連成変形解析を用いて、これらの要因の違いに由来する有効応力経路および弾塑性変形の差異を調べた。まず議論を簡単にするため、海底地盤を弾性体と見做した場合の解を示す。有効応力変動の要因を①に求める場合（間隙水の圧縮性を仮定した一次元解析）と②に求める場合（間隙水を非圧縮とする二次元解析）とで、同様の有効応力経路が表現されることを示す。また、上記の弾性解析と同一の境界条件のもとで弾塑性解析を実施し、①②の要因に応じて、海底地盤における有効応力低下域の回復・圧密（Solidification）進展の向きに明確な差異を生じることを示す。

キーワード：海底液状化，水～土連成解析，間隙水圧縮性，波浪多次元性，弾塑性

1. はじめに

波浪外力による海底地盤の液状化（不安定化）現象は、液状化した近傍の海洋構造物の安定性に影響を及ぼすことが、現地観測から示唆されている¹⁾。この現象理解のために模型実験が数多く実施されてきており、例えば宮本ら²⁾は、緩詰め砂質土盤の遠心力場波浪実験にて、海底面から発生する液状化（Liquefaction）の下方への進展、そして過剰間隙水圧の消散に伴う液状化土の圧密（凝固、Solidification）という一連の過程を観測している。また、この波浪作用による海底地盤の圧密は、一般的な圧密の進展方向とは異なることを明らかにしている（図1）。

一方で、数値解析的にそれら一連の波浪による海底地盤応答を表現し、理解する取り組みも行われてきた。三浦ら³⁾は、古典地盤力学による静的・一次元的な水位上昇の基では、有効応力の変化が生じないことを示した上で、変化の要因を①海底地盤内の空気存在に起因した間隙水の圧縮性によって説明し、さらに地盤を弾性体とした数値解析によってその変化を解いた。また有効応力変動のその他の要因としては、②波浪の多次元性による海底地盤の多次元的な変形⁴⁾と③海底地盤表面における接線方向流速の作用が考えられる。

これに対し本稿では、間隙水の土骨格に対する相対加速度を無視した $u-p$ formulation に基づく水～土骨格連成解析コード **GEOASIA**⁵⁾ を波浪外力作用下の海底地盤応答解析

に用いて、①間隙水の圧縮性と②波浪の多次元性のそれぞれが有効応力経路に及ぼす影響について整理する。また骨格構造概念に基づく弾塑性構成式 **SYS Cam-clay model**⁶⁾ を使用した弾塑性解析をそれぞれの要因を考慮の下で実施し、弾性解析では解かれ得ない塑性的な応力経路・変形、とくに圧密が解かれうることを示す。

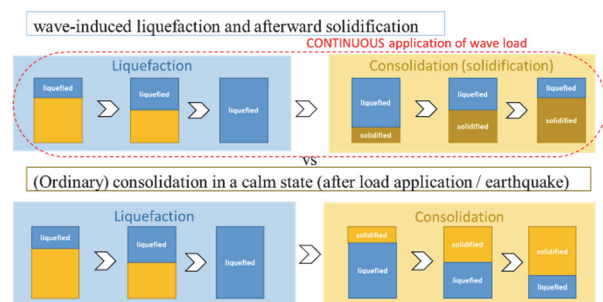


図1 海底液状化後の圧密（Solidification）（上）と一般的な静穏時の圧密（下）の進展方向の違い

2. 間隙水の圧縮性の影響（一次元解析）

地盤内に間隙空気が存在する場合、空気の圧縮性によって非排水条件下においても体積変化が許容され、それによって有効応力が変化し得る。本研究では、解析コード **GEOASIA** における疑似三相系解析として、飽和土において式(1)で間隙水の真の密度 ρ^f 、間隙水圧 u_w と関係付けら

れる間隙水の体積弾性率 K_f の値を間隙水が圧縮し得る有意な値を設定した解析を実施した。

$$\rho^f = \exp(u_w/K_f) \quad (1)$$

また、3章で実施した波浪の多次元性による有効応力変動と区別するため、一次元モデルを用いた。また地盤は弾性、弾塑性モデルとした解析を実施した。

2.1 解析条件

解析には図2に示す有限要素メッシュを用い、上端境界面に規則波で表される波浪外圧 $u_{wo} = a_0 \sin \omega t$ (a_0 :外圧振幅 [kPa], ω :角振動数 [rad/s], t :時間 [s])を与えた。波浪外圧に関する諸量は、三浦ら³⁾に倣い表1のように与えた。弾塑性解析においては、10000波の境界圧を与え、液化化からその後の圧密までの一連の過程を解くのに十分な値を設定した。

側面と底面は非排水条件を課し、鉛直方向 z のみの変形を許容した(一次元変形)。また、メッシュは波浪外圧の作用による有効応力応答・変形がより顕著になると予想される上部近傍を細かくした。

土の物性値、弾性パラメータとSYS Cam-clay modelによる弾塑性パラメータを表2に示す。解析対象は緩砂を想定し、発展則や初期状態は中井⁷⁾による非常に緩い状態にある三河珪砂の三軸試験結果からフィッティングして決定されたものである。間隙水の体積弾性率 K_f を三浦ら³⁾による解析における緩砂のパラメータに倣い、 4.24×10^4 kPa (Fredlund⁶⁾の式より飽和度99.6%に対応)と設定した。弾塑性解析は自重を考慮し、地表には土被り圧0.01kPa与えた。

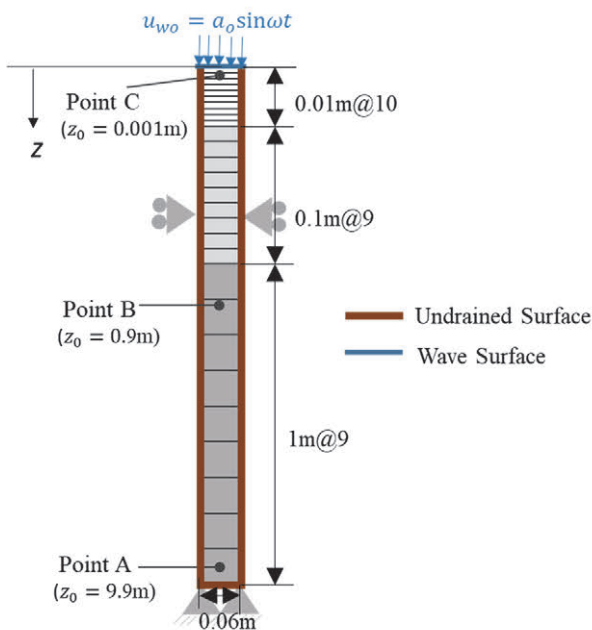


図2 解析モデル (地表からの深さを z 軸とする)

2.2 解析結果

表1 外力条件

波高 H [m]	1.0
境界圧振幅 $a_0 (= H\gamma_w/2)$ [kPa]	4.9
周期 T [s]	13.0
角速度 $\omega (= 2\pi/T)$ [rad/s]	0.483
波長 L [m]	167.5
波数 $\lambda (= 2\pi/L)$ [rad/m]	0.38
波速 $C (= L/T)$ [m/s]	12.88

表2 物性値, 材料パラメータ, 初期条件

物性値	
透水係数 k [cm/s]	0.01
ポアソン比 ν	0.3
水の体積弾性係数 K_f [kN/m ²]	4.24×10^4
水の単位体積重量 γ_w [kN/m ³]	9.81
土粒子の密度 ρ^s (g/cm ³)	2.65
弾性パラメータ※1	
弾性係数 E [kN/m ²]	1.4×10^5
弾塑性パラメータ	
圧縮指数 λ	0.050
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.012
限界状態定数 M	1.00
正規圧密線の切片 N	1.98
発展則パラメータ	
正規圧密土化指数 m	0.060
構造劣化指数 a	2.2
回転硬化指数 b_r	0.0
回転硬化限界定数 m_b	0.0
初期条件 ※2	
初期過圧密比 $1/R_0$	1.25
初期構造の程度 $1/R_0^*$	69.89
初期土圧係数 K_0	1.0
初期間隙比 e_0 ※3	0.832

※1 弾性体のパラメータ、弾塑性体の弾性成分とは異なる。

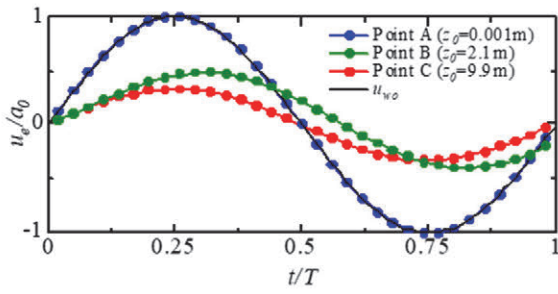
※2 初期等方応力状態とした。

※3 弾塑性解析時は、その他の条件から分布して求めた。

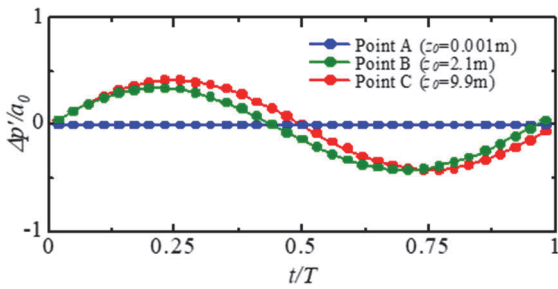
まず弾性解析による波浪外圧作用時の過剰間隙水圧 u_e 、平均有効応力 p' 、せん断応力 q の(初期値からの)時間変動に着目する。図3は境界圧振幅 a_0 で正規化した u_w, p', q の代表深さ3点での周期 T で無次元化した時刻 t の関係を示す。まず地表近傍(要素A)においての間隙水圧は、排水的な挙動として、境界圧変動に即時的に追従するため、 p', q いずれの変化も生じない。一方、底面近傍(要素C)においては、非排水的に間隙水の圧縮性に起因した間隙水圧の低減が同じく即時的に起こる。そのため p', q いずれも外力の時間変化と同様に変動する。

ある程度の深さの位置(要素B)では、部分排水的に、間隙水圧縮性による間隙水圧振幅の低減のみならず、外圧振動からの位相遅れが生じていることが確認できる(三浦

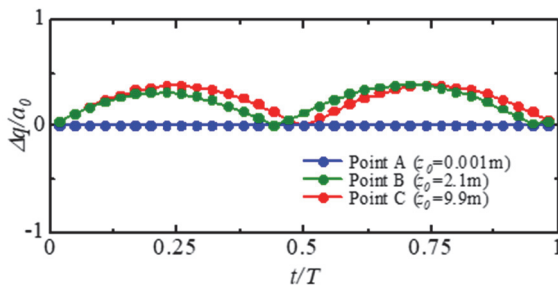
ら³⁾と同様)。結果的に、上記二つの効果により、より間隙水圧振幅の低減が起こっている要素 C と同程度の p', q の変動が生じていることを確認した。



(a) 過剰間隙水圧 u_e ~時間 t/T 関係



(b) 平均有効応力 $\Delta p'$ ~時間関係

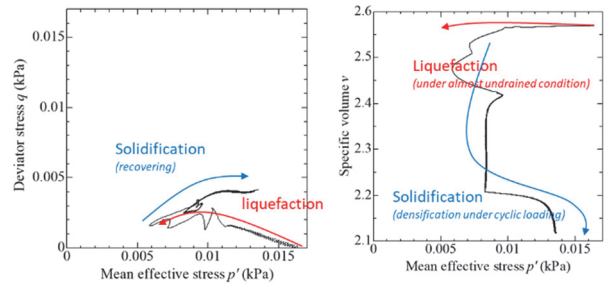


(c) せん断応力 Δq ~時間 t/T 関係

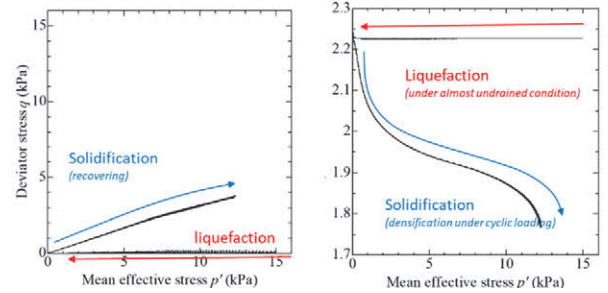
図3 一次元弾性解析結果 ※横軸は時間 t を周期 T で無次元化して示している

次に、同様の一次元解析を弾塑性体として行った結果について述べる。図4は各代表深さにおける平均有効応力 p' とせん断応力 q の関係、 p' と比体積 v の関係をプロットしたものである。いずれの深さにおいても、初期は q の振動発生が構造の劣化を引き起こし、それに伴って残留的な p' の低下が起こり、液状化に至った。その間、 v は変化せず、非排水的な変化であることがわかる。その後は、過剰間隙水圧の消散に伴い、 p' の回復による v の減少、つまり圧密(Solidification)が起こる過程が解かれた。

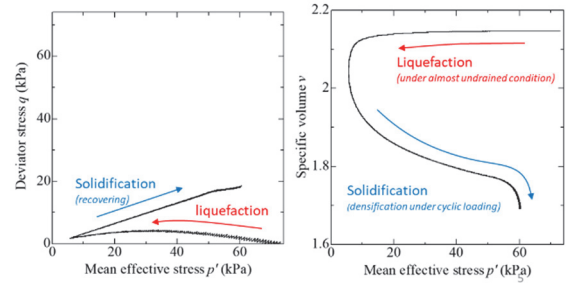
図5は、代表的な時点(1,10,100,1000,10000波経過直後)の p' と v の深さ方向の分布を表す。1000波経過まで($t = 0 \sim 1.3 \times 10^4$ s)の分布のに着目すると、深さ方向に下向きに凸であることから、時間の経過に伴い、有効応力の低下(液状化)が地表から下向きに進展していること、またその後の p' の回復と比体積減少が深部から地表に向かって上向きに進展している一連の過程が解かれた。



(a) 要素 A ($z_0 = 0.001$ m)

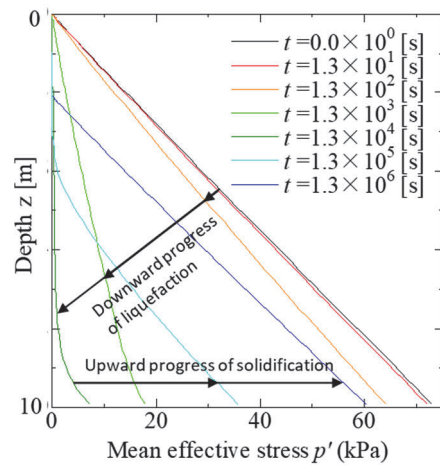


(b) 要素 B ($z_0 = 2.1$ m)



(c) 要素 C ($z_0 = 9.9$ m)

図4 各代表深さの要素挙動、平均有効応力 p' ~せん断応力 q 関係(左)と p' ~比体積 v 関係(右)



(a) 平均有効応力 p'

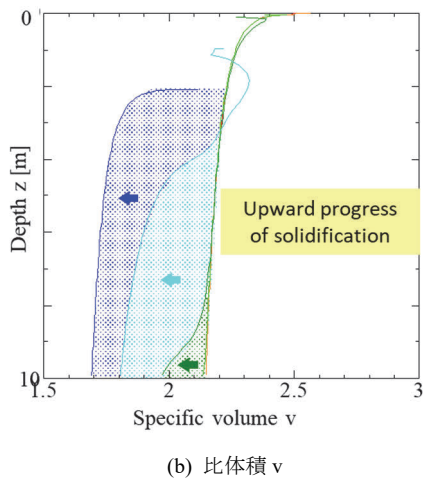


図 5 諸量のアイソクロン

3. 多次元的な変形の影響（二次元解析）

松島ら³⁾は二次元波浪（進行波と完全重複波）作用下では図 6 のような境界荷重のアンバランスによって海底地盤の液状化が起こることを指摘している。また地盤の応力変動としては、波の周期変化に伴って、完全重複波の節の下では、せん断応力変動 $\Delta\tau$ のみの変化（単純せん断）が起こり、腹の下では、軸差応力変動 $(\Delta\sigma'_v - \Delta\sigma'_h)/2$ 、 $(\sigma'_v$ ：鉛直有効応力、 σ'_h ：水平有効応力)のみ（単純せん断）が起こることが考えられる。一方、進行波作用下では、それらの二つのせん断応力変動の組み合わせとして（楕）円軌跡を描く。

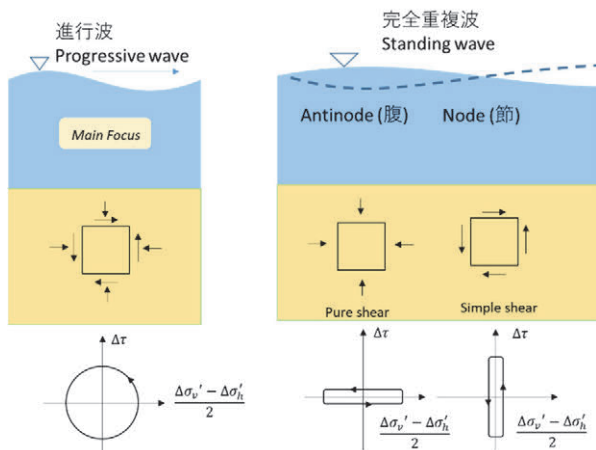


図 6 二次元波浪場での地盤の変形と応力変動（松島らに倣い作図）

3.1 解析条件

解析に用いた二次元有限要素メッシュを図 7 に示す。図中の模型中央における緑色の柱内の深さの異なる 4 つの点・要素を同図内の表のように定義した。境界状態面に作用させた波浪は進行波とし、左端から入力した。波浪境界圧の条件は、振幅 a_0 を 0.49kPa とし、それ以外の諸量は前章の一次元解析と同様（表 1）とした。底面と側面は水平方向変位固定とし、非排水条件を課した。

使用した地盤材料パラメータは、前章と同様、緩砂を想定し、弾性・弾塑性いずれにおいても表 2 のように与えた。ただし、間隙水の圧縮性は無視した。また解析は平面ひずみを仮定し、弾塑性解析では、一次元解析と同様に、自重を考慮し地表面には土被り圧 0.01kPa を与えた。

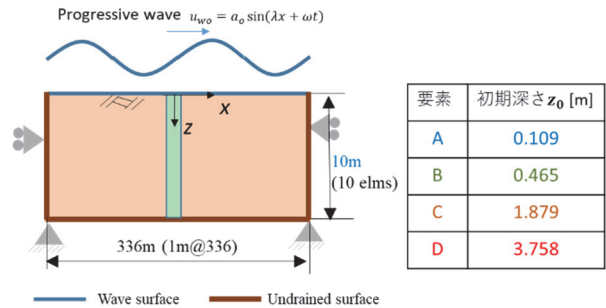


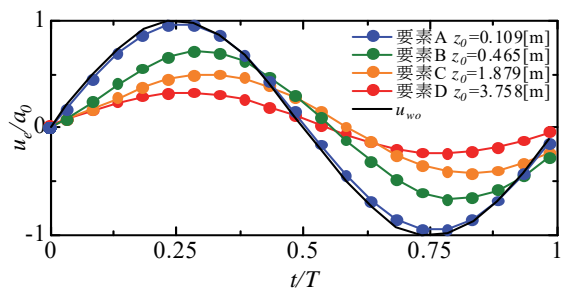
図 7 二次元解析モデル ※着目する真ん中の柱を緑で着色し、その中の 4 要素を右の表のように初期深さに応じて定義した。

3.2 解析結果

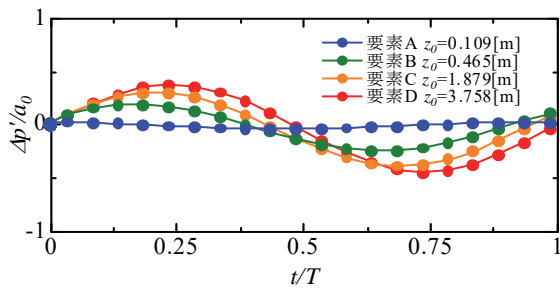
まず弾性解析による波浪外圧作用時の過剰間隙水圧 u_e 、平均有効応力 p' 、せん断応力 q の初期値（いずれも 0 kPa）からの時間変動に着目する。図 8 は図 2 と同様に、境界圧振幅 a_0 で正規化した u_e, p', q の代表深さ 4 点での時間変化を示す。まず地表近傍（要素 A）においての間隙水圧は、排水的な挙動として、境界圧変動に即時的に追従するため、 p' の変化は生じない。一方、深さが大きくなるにつれて、 u_e の変動振幅の低減が、前章の間隙水の圧縮性を考慮した解析結果と同様に起こる。また、ある程度の深さ（要素 B または C）で位相遅れが生じ、非排水的になる十分に深い位置（要素 A）では生じにくくなるという現象が確認できた。このことから、有意な p' と q の変動が（間隙水の圧縮性を考慮せずとも）得られた。

なお、Yamamoto⁹⁾より地盤層厚の半無限性を仮定する場合には、 p' 及び q は一定に保たれることから、ここでの有効応力変動は対象地盤の深さの有限性による。

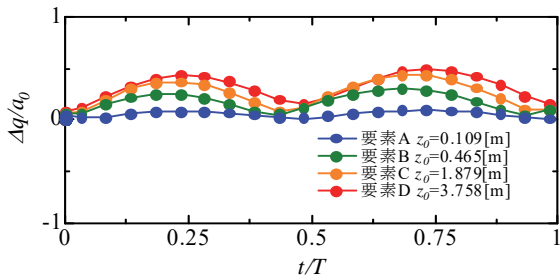
また、二次元解析では、全応力変動が深さ方向に小さくなるという結果が得られることも確認している。



(a) 過剰間隙水圧 u_e -時間関係



(b) 平均有効応力 p' ~時間 t/T 関係



(c) せん断応力 q ~時間 t/T 関係

図8 二次元弾性解析結果 ※時間 t は解析モデル中央に波浪が作用し始めたタイミング以降とした。

次に、弾塑性解析結果として、図9にせん断応力比 q/a_0 、構造の程度 $1/R^*$ 、過剰間隙水圧比 u_e/p'_0 、平均有効応力比 p'/p'_0 、比体積比 v/v_0 の時間変化を示す。波浪の進展に伴い、浅い位置でより大きなせん断応力変動・せん断を示し、それにより構造の程度の解消と相対的により大きな過剰間隙水圧の蓄積、また平均有効応力の低下がより早く起こることがわかる。

さらなる波浪作用が継続し、構造が十分に解消する ($1/R^* \rightarrow 1$) と、平均有効応力低下が先に始まる浅い位置から、 u_e が解消し、 p' が回復し、 v が減少し始める。これはおよそ200波経過直後の要素Aと380波経過後の要素Bの挙動から確認することができる。この p' の低下後の圧密現象は、浅場から深部に向かって進展し、前章の一次元の間隙水の圧縮性を考慮した解析とその進展の向きが異なることがわかる。これは、より排水的である浅い位置において起こる圧密進展速度が、下向きに進展する有効応力低下速度を上回ったためである。

また p' の回復については、200から400波経過中の要素Aの p' の変化からわかる通り、一定には起こらず、回復と減少を繰り返す挙動を示す。これは、要素Aより深い位置まで有効応力減少が進行した際に、上向きの浸透を発生し、要素Aでの p' の回復を阻害することによる。

以上の現象は、図10に示す各要素の p' ~ q 関係、 p' ~ v 関係からも確認することができる。いずれの要素においても、液状化 (90%以上の p' の低下) は発生していないが、非排水的な p' の低下が初期解かれ、その後の p' の回復に伴う比体積の減少 (Solidification) が解かれた。図4に示される一次元解析結果と異なるのは、 p' の回復が一意に起こるのではなく、圧密過程で p' の増減が起こり、 p' が回復するタイミングで大きな塑性圧縮が進む。

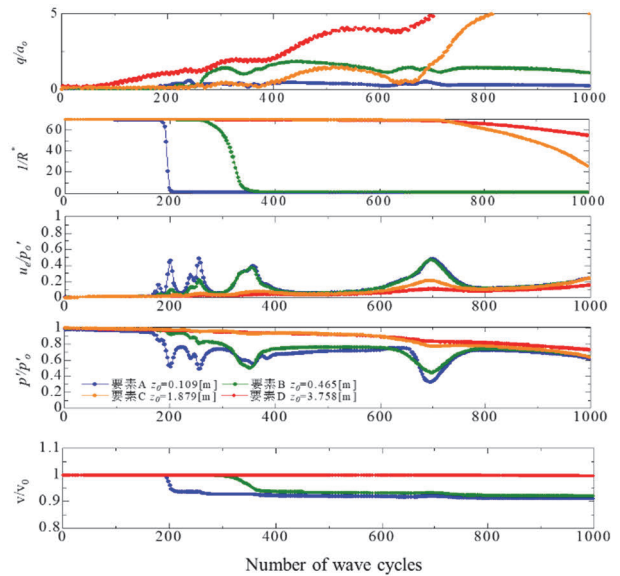
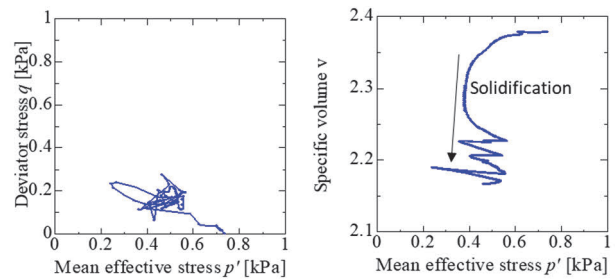
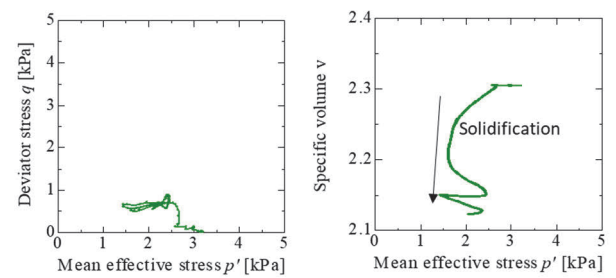


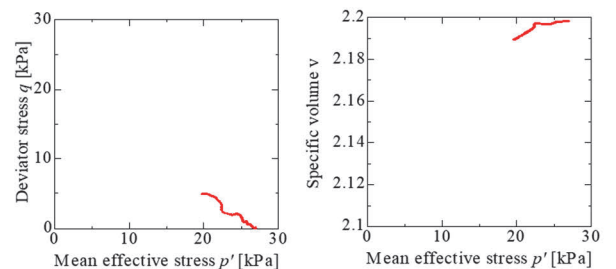
図9 二次元弾塑性解析結果 ※上からせん断応力比 q/a_0 、構造の程度 $1/R^*$ 、過剰間隙水圧比 u_e/p'_0 、平均有効応力比 p'/p'_0 、比体積比 v/v_0 と時間 t/T の関係、ただし p'_0, v_0 は初期値。



(a) 要素 A ($z_0 = 0.109$ m)



(b) 要素 B ($z_0 = 0.465$ m)



(c) 要素 D ($z_0 = 3.758$ m)

図10 各代表深さの要素挙動、平均有効応力 p' ~せん断応力 q 関係 (左) と平均有効応力 p' ~比体積 v 関係 (右)

4. おわりに

海底地盤の不安定化現象（液状化）の支配的要因の特定と弾塑性解析の重要性を明らかにすることを目的として、 $u-p$ 解析を実施し、この解析手法で考慮し得る、①間隙空気の存在に起因した間隙水の圧縮性と②波浪の多次元性による海底地盤の多次元的な変形許容の二つの有効応力変動要因の影響を調べた。

弾性解析では、二つの要因による間隙水圧、平均有効応力、せん断応力の変動がどちらも同様に発生し、いずれの深さの挙動も排水性（位相遅れ）をもって説明できることを示した。一方、弾塑性解析では、平均有効応力の低下が地表から下向きに進展するという現象は、両要因考慮の下で同様に再現できた。しかし、その後の圧密（Solidification）の過程において、間隙水の圧縮性を考慮した一次元解析では、上向きに進展するのに対し、二次元波浪場での解析では、海底地表の要素から下向きに進展した。これは、有効応力の低下の下部への進展が、一次元解析では深さ方向に全域で即時的に起こるのに対し、二次元解析では地表から時間をかけて起こったため、液状化後の圧密（Solidification）では、前者では相対的にせん断の影響が小さい下部から上向きに進展し、後者では排水距離の短い地表から下向きに起こったためである。

また、有効応力低下後の残留的な圧密・沈下の現象は、弾塑性解析によってのみ表現し得た。

なお、第1章で述べた波浪による海底地盤の有効応力変動の要因としての③海底地盤表面の接線方向に作用する流速の影響を、本研究で用いた $u-p$ 解析では考慮しえないため、今後の研究課題として、 $u-w-p$ 解析¹⁰⁾により検討していく。これにより波浪による海底液状化現象のメカニズムの包括的な理解となり、その対策等への応用が期待される。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 22K14324 の補助を受けた。

参考文献

- 1) Oka, F., Yashima, A., Miura, K., Ohmaki, S. and Kamata, A. : Settlement of breakwater on submarine soil due to wave-induced liquefaction, 5th ISOPE, Vol. 2, pp. 237-242, 1995.
- 2) 宮本順司, 佐々真志, 関口秀雄, 波浪作用下における液状化の進展および凝固・圧密過程, 海岸工学論文集, 49 巻, pp. 846-850, 2002.
- 3) 三浦均也, 松田達也, 藤井湧大, ARIF Daniel bin Aami : 波浪に対する海底地盤の有効応力応答メカニズムの「空き缶モデル」による考察, 第31回中部地盤工学シンポジウム講演論文集, pp. 31-38, 2019.
- 4) 松島亘志, 成瀬元, 横川美和, 東良慶, 今泉文寿, 佐々真志, 田島芳満, 知花武佳: 土砂動態学, 2020
- 5) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. : Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils Found, Vol.48, pp.771-790, 2008.
- 6) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, Proc. Int. Workshop on Constitutive Modelling-Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 7) 中井健太郎: 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の開発とその粘土、砂、特殊土への適用性に関する基礎的研究, 名古屋大学学位論文, 2005.
- 8) Fredlund, D.: Density and compressibility of air-water mixtures. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 13. pp. 386-396. 10.1139/t76-040, 2011.
- 9) Yamamoto, T. Koning, H. L., Sellmeier H., and Hijum, E. V. van.: On the response of a poro-elastic bed to water waves J Fluid Mech., Vol. 87, pp.193-20, 1978.
- 10) Noda, T. and Toyoda, T.: Development and verification of a soil-water coupled finite deformation analysis based on $u-w-p$ formulation with fluid convective nonlinearity. Soils and Foundations, Vol. 59, pp.888 - 904 , 2019.

大型土のうによる衝突力減衰機構把握のための実験
Experiments for understanding the decrease mechanism
large-size soil-bag having against the collision impact

上田大輔¹，沢田和秀²，林幹之³，小池真仁⁴

- 1 ライテック・岐阜大学・工学部工学研究科・d-ueda@raiteku.com
- 2 岐阜大学・工学部
- 3 岐阜大学・工学部
- 4 ライテック

概 要

大型土のうは、施工が容易で現場に対する柔軟性が高いことから土砂災害現場での仮復旧対策の実績が多い。一方で、大型土のうは、落石などに対する挙動や防護施設としての性能が明確になっていないことから、現場適用時の安全性が危惧される。本研究では大型土のうと重錘による実物大重錘衝突実験を行うことにより、重錘衝突による土のうの反応とエネルギー減衰機構について考察した。その結果、土のうは重錘衝突時の貫入と土のう本体の移動、転倒により衝突物の運動エネルギーを減衰させており、その内貫入と移動での減衰量が占める割合が大きいことがわかった。さらに、衝突物の重量と衝突速度が一定であれば、土のうの重量が大きいほど、土のうの変形と移動によるエネルギー減衰効果が高まり、その変形量や移動量自体も低減させることがわかった。

キーワード：大型土のう，落石防護施設，地盤材料

1. はじめに

道路事業における土砂災害時の仮復旧対策では、特に早急な道路機能の回復が求められる。このような復旧事業の流れの中で、近年では大型土のうを積層状に構築した仮設防護施設の実績が増加している。しかしながら、昨今急増する集中豪雨による同時多発的な災害発生に対して、財政難や人手不足などの理由から本復旧が追いつかず、大型土のうが長期間残置されるような現場もあり、仮復旧対策としての耐用年数を超えた大型土のう積層体の性能が危惧されるところである。

1.1 研究背景

大型土のうを用いた防護施設を中長期的な運用や本復旧対策に適用する場合、補強材との組みあわせや袋自体の改良等の工夫が必要である。さらに、中長期での運用や本復旧へ適用する場合には、まず仮復旧として適用されている大型土のう積層体自体の落石などに対する性能を満足するかどうかを定量的に評価できる仕組みが必要である。しかしながら、大型土のう積層体は実際の落石衝突などに対して、どの程度の規模に耐えられるか、どのような挙動を示すか、といった実績や研究成果はほとんどないのが現状である。

1.2 研究目的

このような背景を受け、本研究では将来的に土のうの性能を検討する上で重要となる土のうの挙動特性について調査した。具体的には、大型土のうが落石などから入力された運動エネルギーを減衰する際に、どのような反応を示すのかを実規模衝突実験により確認した。また、実験で得られた重錘の運動エネルギーと、土のうの反応との関係について整理し、エネルギー減衰機構に対して、土のうの反応がどのように影響しているのかを調査した。

2. 振り子式重錘衝突実験

2.1 実験方法

2.1.1 実験装置と供試体

図1と写真1に実験装置の概要を示す。図1より、実験装置では振り子の支点となるバックホウ1が重錘を吊り上げ、もう1台のバックホウ2により、重錘を所定の高さまで引き上げることで、一定の高さから落下させることが可能な構造となっている。写真1に示すようにバックホウ2と重錘はスリングベルトで連結しており、これを切断することで土のうに衝突させる仕組みである。

使用する重錘は、写真2に示すようにEOTA (European Organisation for Technical Approvals, 欧州技術認証機構)

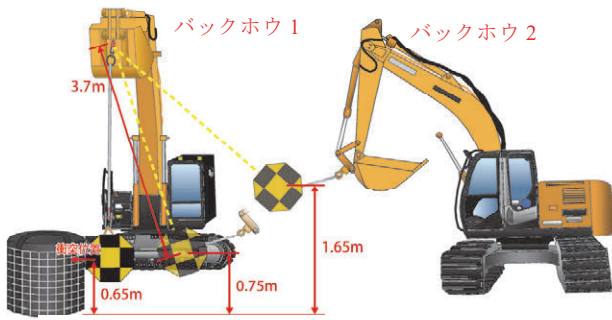


図1 振り子式による重錘衝突実験の概要図



写真1 重錘吊上げ状況

写真2 重錘の形状

が定める ETAG27 に規定されている形状とし、鋼板により多面体形状を構築した上で、コンクリートで内部を充填した構造である。

実験に用いた大型土のうは、写真3のように直径1.1m×高さ1.1mの形状で、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル¹⁾に規定された要求性能を満足するものとした。袋体の側面と底面は表面加工の施されていないポリプロピレンで構成されている。各実験ケースで使用する大型土のうに対しては100mmピッチのメッシュを施し、写実験前後のメッシュ上で周長と高さを計測することで体積を計測するとともに、重錘衝突によって衝突方向に変形した貫入量を計測した(写真4参照)。

土のうの内部充填土砂の土質は、表1より、砂分が87%を占める粘性土まじり砂で、砂を主体とした粒径の揃った粒度となっており、締固め特性が悪い土砂である。



写真3 大型土のうの概観

写真4 大型土のうの採寸状況

表1 大型土のうに充填した内部材土砂の土質

一般物理試験		粒度試験		
材料分類	粘性土まじり砂	石分	75mm以上 (%)	—
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.37	礫分	2~75mm (%)	0.1
		砂分	0.075~2mm (%)	87.0
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.686	シルト分	0.005~0.075mm (%)	5.2
		粘土分	0.005mm未満 (%)	7.7
自然含水比 w (%)	15.2	最大粒径	mm	4.75
		均等係数 U_c		29.53

2.1.2 実験ケースと計測項目

本実験では、重錘の速度と土のうの重量が衝突挙動に与える影響を確認するために、振り子で衝突させる際の重錘の落差と土のうの重量を変えて4ケース実施した(表2参照)。各ケースで使用する土のうは、製作時に、定期的に土のう内の土砂を均して間隙を小さくしながら土砂を充填したものと(ケース1, ケース3)、一度も土のう内の土砂を均さずに充填したもの(ケース2, ケース4)とで、重量に差をつけた。なお、土のう製作時の不備により、ケース1とケース3は同じ土のうを使用している。

実験時は、フレームレート300fpsの高速度カメラによる動画撮影で側面からの衝突状況を撮影した。また、衝突後の供試体について、重錘の貫入量や土のう本体の移動量を計測した。重錘と土のうの挙動を定量的に調査するために、重錘中心に設けた中空部に加速度計を設置することにより、重錘の加速度を計測した。加速度計は圧電型3軸加速度センサー(MEAS製M-4630)と記録計(増幅器とキーエンス製NR-2000)で構成され、センサーからの出力を0.2ms間隔でサンプリングした。また、土のう衝突面の反対側において、3軸加速度センサー(GEOSCIENCE RESEARCH LABORATORY製)を設置し(図2参照)10ms間隔でサンプリングした。

表2 振り子式重錘衝突実験のケース

ケース	土のう質量 M (t)	土のう体積 V (m ³)	重錘の落差 H (m)	備考
1 (重-遅)	1.71	1.13	0.1	ケース1と3は同じ土のうを使用
2 (軽-遅)	1.58	1.12	0.1	
3 (重-速)	1.71	1.13	1.0	ケース1と3は同じ土のうを使用
4 (軽-速)	1.54	1.13	1.0	

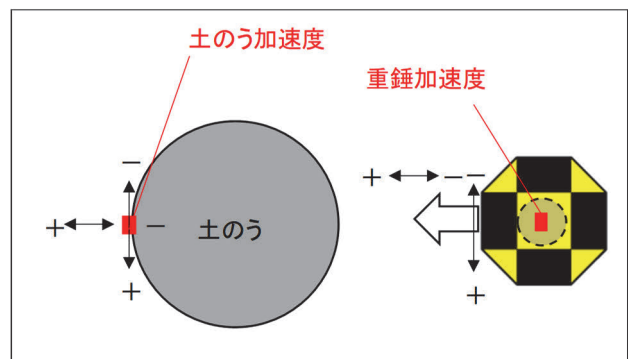


図2 重錘と土のうの加速計設置箇所(上空からの見下ろし図)

2.2 実験結果

2.2.1 重錘衝突時の土のうの反応

図3は、ケース3の重錘衝突時において、土のうが特長的な反応を示した瞬間を高速度カメラのコマ送り画像で示したものである。図3を基に、重錘衝突時の土のうの反応過程について、ケース3を代表として以降に詳述する。

重錘衝突を受けた土のうは、衝突直後から重錘の貫入による変形が生じる。この貫入では、変形が衝突部分に

限定される段階と、貫入が進み変形が土のう全体に波及して袋体が膨張する段階に分けられ、これらの変形がおおむね終了する 0.030 秒後に土のうが移動を開始する。衝突から約 0.074 秒後には、移動を伴いながら土のうのつま先部を支点とした転倒が開始する。以降移動を伴っている間は、転倒角度に大きな変化は見られないが、衝突から約 0.179 秒後に移動が終了すると、土のうが次第に衝突方向に傾き、転倒角度が徐々に大きくなる。衝突から 0.350 秒後に土のうの転倒角度が最大となった後は、徐々に転倒前の位置に戻り、0.522 秒後にその反応は完全に停止する。

表 3 は、図 3 の手順で確認した各ケースの土のうの各反応における所要時間を、衝突時を 0 秒として一覧に整理したものである。表 3 より、土のうの反応では、全ケースにおいて衝突後約 0.03 秒から 0.05 秒の間で貫入が終了していることがわかる。また、貫入終了と同時に移



図 3 ケース 3 における土のうの各反応状況

表 3 衝突時を 0 秒とした土のうの各反応の所要時間

ケース	土のうの各反応時間(秒)		
	貫入時間	移動時間	転倒時間
1 (重-遅)	0.000~0.041	0.041~0.112	0.071~0.315
2 (軽-遅)	0.000~0.044	0.044~0.139	0.091~0.424
3 (重-速)	0.000~0.030	0.030~0.179	0.074~0.522
4 (軽-速)	0.000~0.051	0.051~0.183	0.081~0.830

動が開始し、その後移動と並行して転倒が開始する。その後、転倒を経て土のうが完全に停止するまでに要する時間は最短で約 0.32 秒、最長では 0.83 秒となっており、ケース 1 からケース 4 の順に遅くなる傾向となった。これは、重錘の衝突速度が速いと、土のうが停止するまでの時間が長くなり、土のうの重量が大きいと、停止までの時間が短くなることを示している。一方で、貫入時間については、土のう重量が大きいと貫入時間が短くなり、移動時間は衝突速度が速いと、より長くなる傾向が確認できた。

表 4 は、図 5 で示すように衝突直前の土のうの外形を衝突後の土のうの画像に重ね合わせることで求めた、各ケースの貫入量と移動量を整理したものである。表 4 より、衝突速度が大きくなると、貫入量と移動量が大きくなるのがわかる。一方で、土のうが重くなると、貫入量と移動量は小さくなる傾向となった。ケース 1 とケース 2 間で移動量に大きな違いがなかったことは、低速度領域での衝突では、土のうの重量が移動量に与える影響が小さいためと考える。

図 5 は、各ケースの高速度カメラによる観察結果と計測結果を基に、全ケース共通で見られた重錘衝突時の土のうの反応過程をイメージとして整理したものである。

表 4 各ケースにおける土のうの変位状況

ケース	土のう質量 M (t)	衝突速度 v (m/s)	貫入量 (m)	移動量 (m)
1 (重-遅)	1.71	1.38	0.024	0.019
2 (軽-遅)	1.58	1.41	0.055	0.018
3 (重-速)	1.71	4.27	0.108	0.128
4 (軽-速)	1.54	4.34	0.169	0.191



図 4 ケース 4 の衝突後の貫入量と移動量の計測結果

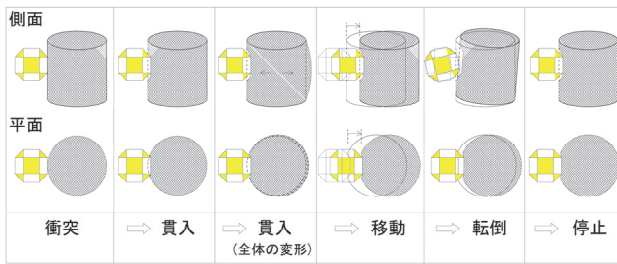


図5 重錘衝突時の土のうの反応過程概念図

図5より、衝突を受けた土のうは、初めに重錘が貫入することにより衝突面で変形が生じ、その後貫入が継続することにより、土のう全体に変形が波及することで袋が膨張する。貫入が終了すると、土のう本体が移動を開始するが、その途中で移動と並行して転倒が開始する。その後、土のう本体の移動が先に停止すると、慣性力によって転倒の傾きが最大となり、その後転倒前の位置に着地し反応は停止する。なお、貫入による土のう全体の変形については、ケース1やケース2のように衝突速度が小さいと、その反応は小さくなり、貫入に要する時間も短くなる。

以上の重錘衝突と土のうとの挙動の観察結果をまとめると、土のうは重錘衝突時に重錘の貫入による変形と土のう本体の移動、転倒という流れで反応が生じる。さらに、各反応の所要時間や貫入量や移動量といった変位量について着目すると、衝突速度が速くなると、移動時間や転倒時間が長くなることに加え、貫入量と移動量が大きくなることが確認できた。これに対して、土のうの重量が大きくなると、貫入時間が短くなり貫入量も小さくなる傾向となった。これは、土のうの重量が増加すると、土のう全体の相対密度が増加し、剛性が高まることが理由と考える。これらのことから、土のうは重錘の貫入や土のう本体の移動、転倒といった反応によって、重錘の運動エネルギーを減衰させていると考える。

2.2.2 衝突時の重錘加速度と重錘速度の時間変化

図6は、各実験ケースにおいて(1)式により算出した重錘加速度の3軸合成値と、(2)式により算出した重錘速度の衝突時を0秒とした時間変化を示したものである。また、図6中には、表3で整理した土のうの各反応時間を図示している。

$$a = \sqrt{a_x^2 + a_y^2 + a_z^2} \quad (1)$$

ここに、

a : 3軸合成加速度 (m/s²)

a_x : X軸加速度 (m/s²)

a_y : Y軸加速度 (m/s²)

a_z : Z軸加速度 (m/s²)

$$v(t) = v(t_0) + \int_{t_0}^{t_1} a(t) dt \quad (2)$$

ここに

v : 重錘速度 (m/s)

t : 任意の時間 (s)

t_0 : 重錘衝突時の時間 (0 s)

a : 重錘加速度 (m/s²)

図6より、各ケースの重錘加速度は衝突後、約0.02秒後から0.03秒後の間にピークに到達し、約0.10秒後には衝突前の加速度以下となる。土のう重量と衝突速度を変えたケースに着目すると、ケース1とケース2に比べ衝突速度が速いケース3とケース4では、最大加速度が大きくなり、最大加速度に到達するまでの時間が短くなっている。また、ケース2とケース4に比べ、土のうが重いケース1とケース3では、それぞれ最大加速度が大きくなると共に、最大加速度からの低下の傾きも大きくなり、衝突時の波形がシャープな形状となっている。

重錘速度は衝突後指数関数的に減少し、衝突から0.10秒前後を境に傾きが緩やかになり、ケース1とケース2は約0.20秒後、ケース3とケース4では約0.50秒前後で速度が0m/sとなる。衝突速度が異なるケースに着目すると、ケース1とケース2に比べ衝突速度が速いケース3とケース4では、重錘速度の傾きが緩やかになる0.1秒後から速度が0m/sとなる重視停止までの時間が長くなっている。土のうの重量が異なるケースに着目すると、ケース2とケース4に比べて、ケース1とケース3は重錘速度低下の傾きが大きく、重錘が停止するまでの時間が短い。

以上の結果をまとめると、重錘の衝突速度が速くなると、重錘加速度はピーク到達までの時間が短くなりピークも大きくなるのに対し、重錘速度は低下の傾きが緩やかになり停止までの時間が長くなる。一方で、土のうの重量が大きくなると、重錘加速度のピークは大きくなり波形はシャープな形状となるのに対し、重錘速度は低下の傾きが大きくなり停止までの時間が短くなる。これらの結果は、画像解析で確認した反応停止までの時間や、計測による土のうの移動量と同傾向を示している。

重錘加速度と土のうの反応時間に着目すると、全ケースにおける重錘の貫入時間は約0.03秒~0.05秒となっており、重錘加速度のピークが貫入時間内で生じていることがわかる。さらに、重錘加速度がピークに到達する前後での、土のうの反応を画像解析で確認すると、ピーク到達時の土のうの反応は貫入による衝突面付近での変形のみであったが、ピーク到達後は土のうの袋が膨張する等、変形が全体に波及していることが確認できた。

砂を緩衝材とした既往の重錘落下実験²⁾では、落体衝撃力のピークは、衝突による圧縮で他の領域と比べて相対的に硬い領域が形成され、強い抗力を受けたことで生じたと報告されている。さらに、落体の貫入は、落体衝撃力がピークを迎えた後も継続していることが報告されている。

この既往研究内容を踏まえると、本実験で得られた重錘加速度のピークは、土のう内部の充填土砂が貫入によ

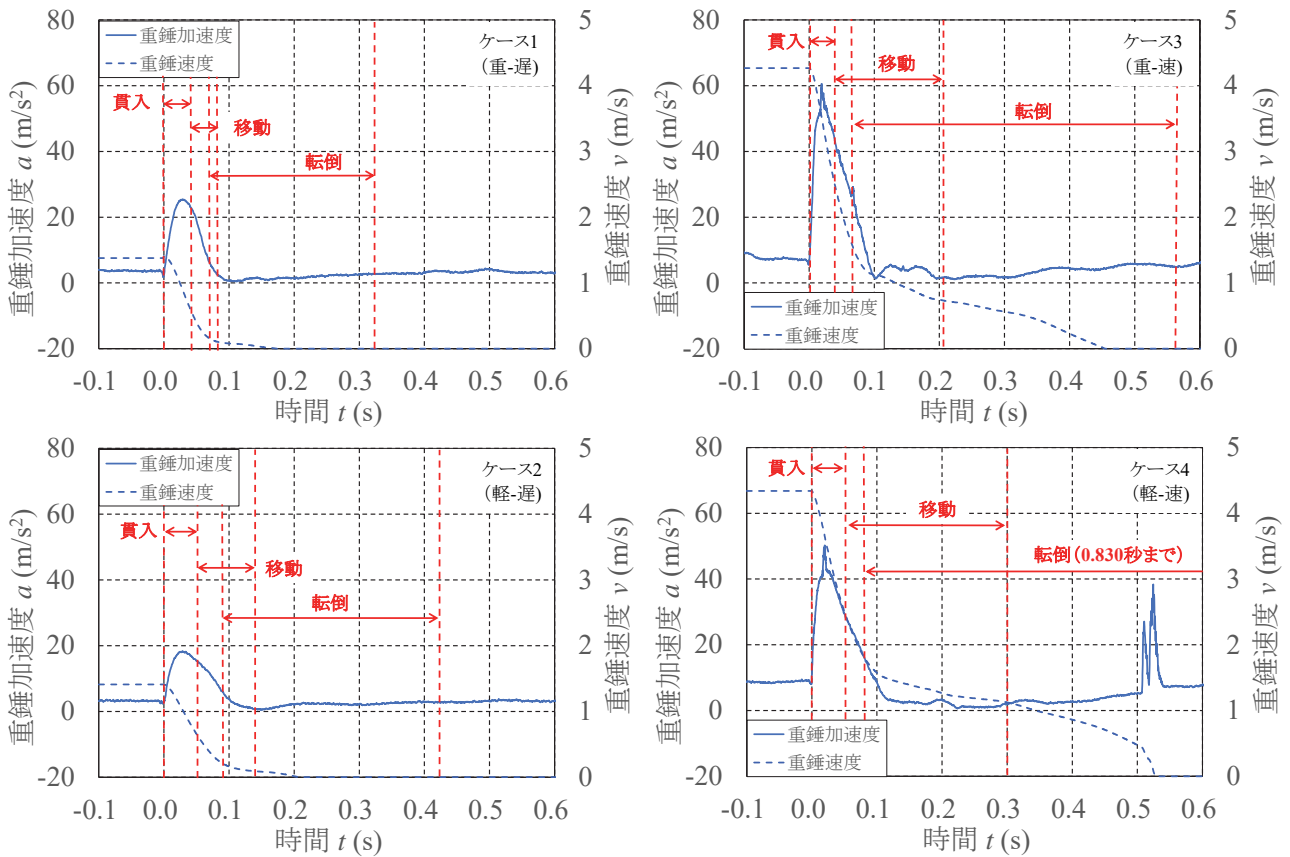


図6 重錘加速度と土のう加速度の時間変化

り圧縮され、衝突面が相対的に硬くなったことで、抗力が最大となったため生じたものとする。さらに、重錘加速度のピーク到達後は、硬くなった衝突面を重錘が押し出すことによって、土のう全体に変形を波及させながら貫入が緩やかに継続していたと考える。また、このピーク到達前後の貫入に要する時間は、土のうの重量が小さいと長くなる傾向となっている。これは、相対密度が小さいと土のう全体の剛性が小さくなり、より変形しやすくなるためである。また、重錘速度と反応時間の関係を見ると、貫入時に重錘速度が大きく低下し、土のうが転倒を開始するタイミングで重錘速度の低下が緩やかとなっている。この貫入時の速度低下の傾向は土のうによる抗力が増したことによるもので、転倒時の速度低下傾向は土のう本体の移動と並行して転倒が開始したことによって、地盤との摩擦抵抗が減少したためと考える。

2.2.3 土のうの加速度と重錘変位量の時間変化

図7は、重錘衝突時を0秒とした、土のうの加速度の時間変化を示したものである。加えて、図7には(2)式による重錘速度と(3)式から算定した重錘変位量の時間変化と土のうの各反応時間を赤破線で示している。なお、土のうの加速度の増加開始時間は、土のう本体の移動が開始した時間に合わせている。

$$\chi(t) = \chi(t_0) + \int_{t_0}^t v(t) dt \quad (3)$$

ここに

- χ : 重錘の変位量 (m)
- t : 任意の時間 (s)
- t_0 : 重錘衝突時の時間 (0 s)
- v : 重錘速度 (m/s)

図7より、全ケースにおける土のうの加速度は、移動開始から加速度が増加し、0.1秒前後でピークが生じ、0.15秒付近で0m/s²に戻る。その後、加速度は衝突方向に対して逆方向である負の値へ低下し、おおよそ0.8秒までに全てのケースで0m/s²付近に戻っていることがわかる。土のうの最大加速度については、重錘の衝突速度が速くなると、大きくなり、その波形も長くなる。また、土のう重量が大きくなると最大加速度は大きくなり、衝突前の加速度に戻る時間は短くなる傾向となった。土のうの加速度と反応時間に着目すると、それぞれ衝突方向へ山形波形となっている時間と、負の方向へ低下している時間に対して、移動時間と転倒時間が概ね一致していることがわかる。さらに、ケース2とケース3、ケース4の土のう加速度では、ピーク後一度低下した後の2回目のピークと、転倒開始の時間が一致していることが確認できる。

以上の衝突速度増加に伴う土のうの最大加速度の増加と波形時間の増加は、重錘速度増加によって土のうへの入力エネルギーが増加したことを示しているこれに対し、土のうの重量増加によって、最大加速度が増加し、

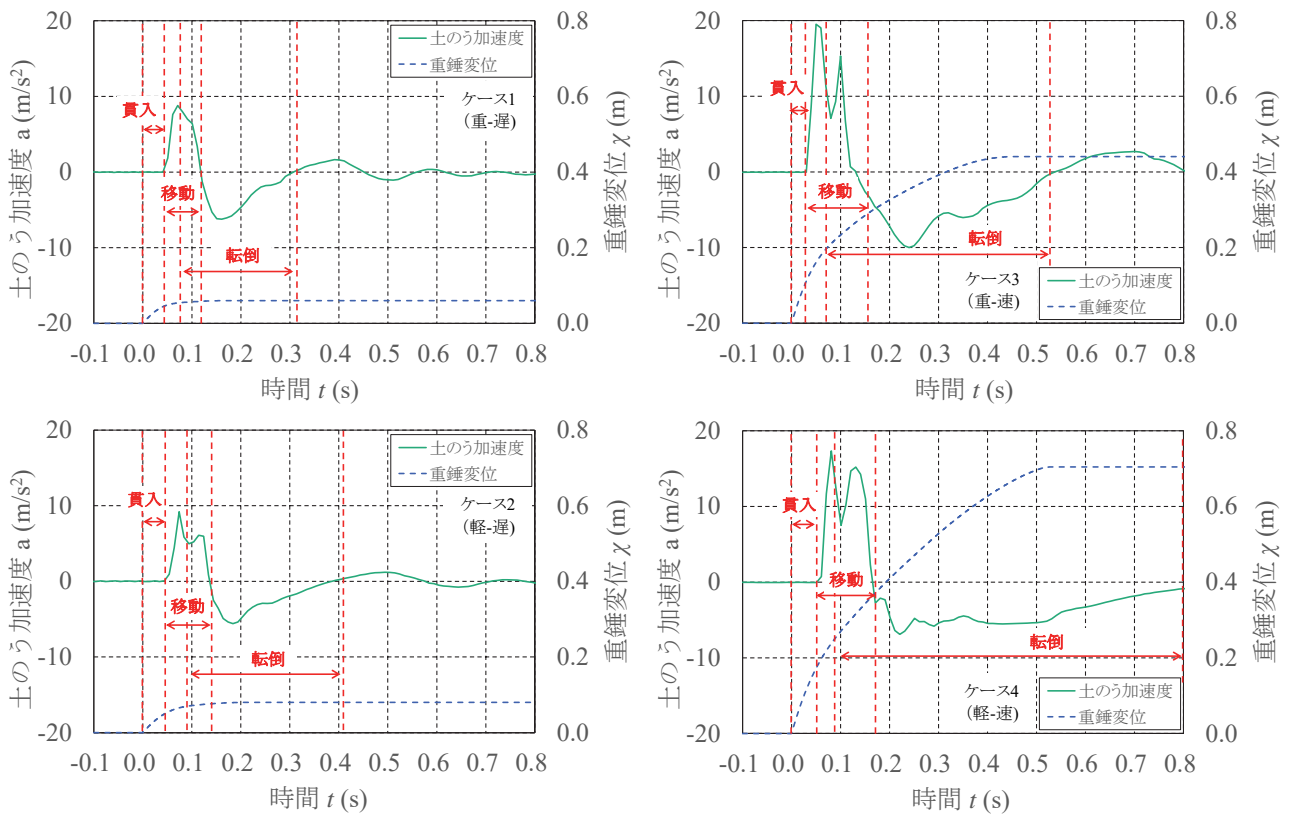


図7 土のう加速度と重錘変位量の時間変化

加速度波形の反応時間が短縮したことは、土のう内部土砂の相対密度増加により全体の剛性が高まると共に、内部土砂の間隙減少により、土粒子の移動が阻まれることで、衝突に伴う変形が小さくなったためであると考えられる。これらの結果は、表3で示す衝突速度の増加に伴う土のうの反応時間増加の傾向と、表4に示す土のう重量増加に伴う移動量減少の傾向とも整合している。

土のう加速度のピークについては、一度目が重錘衝突によって、貫入終了後に土のうが移動開始したことで生じたものである。二度目のピークは各ケースにおいて、転倒開始時間(0.07秒~0.09秒)や、図6の重錘速度が緩やかになるタイミングと近接していることから、転倒により地盤との摩擦抵抗が減少したためであると考えられる。なお、重錘に比べ土のうの最大加速度が小さくなったことは、貫入による緩衝効果が働いたためであり、この土のうの緩衝効果については西田³⁾らが行ったワイヤネット上に敷設された大型土のうへ重錘を鉛直落下させた実験や、國眼⁴⁾らが巨礫から道路面を保護する目的で用いた土のうの適用事例からも報告されている。

表5は、重錘衝突後に計測した土のうの貫入量と移動量、および二つの合計値と、図7における土のう移動開始時と転倒開始時、移動終了時の重錘変位量を整理したものである。表5のケース2を代表として詳述すると、移動開始時(0.044秒)の重錘変位量は0.049mであり、貫入量の計測値である0.055mと概ね一致しており、移動終了時(0.139秒)における重錘変位量0.076mについても、貫入量と移動量の合計値である0.073mと概ね一致することがわかる。ケース1を除く他のケースについても

同様に、移動開始時と移動終了時における計測値と重錘変位量は概ね近い値となっている。一方で、転倒開始時については、ケース1で重錘変位量が計測値である0.043mを上回っているのに対し、ケース2とケース3、ケース4では重錘変位量が計測値を下回っていることがわかる。

以上のように、貫入量の計測値と重錘変位量が一致したタイミングで移動が開始したことは、土のうの反応が貫入から移動へ切り替わったことを示している。また、転倒開始時に重錘変位量が計測値を上回っていたケース2とケース3、ケース4については、転倒開始以降も土のう本体の移動が継続した状態であり、計測値を下回っていたケース1については、概ね移動が終了していた状態であることを示している。さらに、移動終了時の重錘変位量と計測値が一致したことは、この時点で本体の移動が終了し、土のうの反応が転倒のみの状態となったこと

表5 土のうの変位計測値と重錘変位量

ケース	計測値 (m)		重錘変位量 (m)	
	項目	値	項目	値
ケース1 (重-遅)	貫入量	0.024	移動開始	0.044
	移動量	0.019	転倒開始	0.054
	貫入量+移動量	0.043	移動終了	0.058
ケース2 (軽-遅)	貫入量	0.055	移動開始	0.049
	移動量	0.018	転倒開始	0.070
	貫入量+移動量	0.073	移動終了	0.076
ケース3 (重-速)	貫入量	0.108	移動開始	0.111
	移動量	0.128	転倒開始	0.202
	貫入量+移動量	0.236	移動終了	0.310
ケース4 (軽-速)	貫入量	0.169	移動開始	0.174
	移動量	0.191	転倒開始	0.238
	貫入量+移動量	0.360	移動終了	0.387

を示している。このように、高速度カメラによる画像解析で判断した土のうの反応過程が、土のう加速度や重錘変位量などの時間変化と整合していることから、衝突に対する土のうの貫入、移動、転倒という反応過程は概ね妥当であると考えられる。

図8は、各ケースの重錘速度と(4)式から算定した重錘の運動エネルギーを基に、その変化率の時間変化を示したものである。また、図中には、全ケースにおける各反応の平均時間を図示している。

$$E = 1/2mv^2 \quad (4)$$

ここに、

E : 重錘の運動エネルギー (kJ)

m : 重錘質量 (t)

v : 重錘速度 (m/s)

図8より、衝突を受けた土のうは貫入段階で50%から70%程度の運動エネルギーを減衰する。貫入終了後は衝突面から土のう全体に残存運動エネルギーが伝達され、転倒開始前の本体の移動までで20%から30%程度を減衰し、残りの運動エネルギーを転倒で減衰させていることがわかる。また、土のうによるエネルギー減衰効果は衝突時から0.1秒までの貫入と移動で約80%から95%減衰しており、この貫入や移動による減衰効果は、重錘の衝突速度が遅いケースや、土のう重量が大きいケースほど高くなっている。

山砂などをサンドクッションとして用いた落石覆工でのエネルギー伝達率に関する研究⁵⁾では、サンドクッションから落石覆工へのエネルギー伝達率が3.8%~16.2%となり、剛性の高い構造の方がサンドクッションと覆工境界面でのエネルギー反射量が大きく、伝達エネルギーが小さいことを報告している。また、鈴木ら⁶⁾は砂質土で構築した小型土提模型での重錘衝突実験により、重錘が土提に衝突して貫入終了までに60%から90%程度のエネルギーが吸収され、重錘が通過した時点での残存運動エネルギーは10%であったとの報告をしている。

以上の既往研究内容を踏まえると、土のうによる防護施設は土提と同様、貫入時におけるエネルギー減衰効果が最も大きいと考える。また、土のうの重量が大きいと

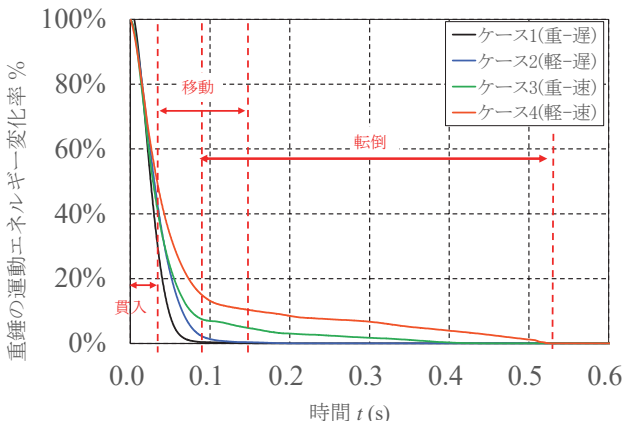


図8 重錘の運動エネルギーにおける時間変化

貫入によるエネルギー減衰効果が高まったことは、重量増加に伴い剛性が高まったことで、既往研究と同様、衝突面におけるエネルギー反射効果が高まったことが原因の一つと考える。

3. まとめ

本研究では、実物大の振り子式重錘衝突実験により、衝突に対する大型土のうの挙動確認および、大型土のうに衝突した重錘が停止に至るまでの土のうの反応とそれに伴う運動エネルギーの減衰特性について確認した。その結果、以下の結果を確認することができた。

- 1) 衝突に対して、土のうは貫入、本体の移動、転倒という流れで反応することで衝突による運動エネルギーを減衰させている。また、重錘速度の増加に伴い土のうの貫入量や移動量といった変位量は大きくなり、反応が完全に停止するまでの時間も長くなる。一方で、土のうの重量が大きくなると変位量は小さくなり、停止までの時間も短くなる。
- 2) 衝突を受けた土のうが貫入の反応を示している間に重錘加速度がピークに達したことは、土のうが圧縮されることにより剛性が高まり、衝突面での重錘に対する抗力が高まったためである。このことは、土のうの貫入段階が最も重錘の速度低下に寄与していることを示唆している。
- 3) 衝突を受けた土のうは、本体の移動開始と転倒開始に伴い加速度が2度のピークを迎える。二度目の転倒によるピークは、土のうと地盤との摩擦が減少することで生じるものであり、これに合わせて衝突体である重錘速度の低下の傾きも小さくなる。また、衝突を受けた土のうの最大加速度は、重錘の最大加速度よりも小さくなるが、これは衝突を受けた土のうの緩衝効果によるものである。
- 4) 重錘からの入力エネルギーは、衝突から約0.1秒までの土のうの貫入と移動によって約80%~95%が減衰され、残存運動エネルギーは土のうの転倒によって減衰される。また、貫入や移動によるエネルギー減衰効果は土のうの重量が大きい程高くなるが、これは質量増加に伴い剛性が高まったことで、衝突面におけるエネルギー反射効果が高まったことが原因の一つと考える。

4. おわりに

本実験結果より、土のうの重量が増加すると、貫入による減衰効果が高まることに加え、本体の移動量低減にも働くことが確認できた。これは、近年土砂災害での実績が多い写真5(左側)に示す大型土のう積層体のように、高さ方向と衝突方向に土のうを積み重ねて重量を増加させることが、衝突に対する防護性能の向上につながることを裏付けるものである。一方で、写真5(右側)のように一列一段で適用される場合には、衝突に対して抗



写真5 大型土のうを用いた仮設防護施設の設置事例

力として働く土のうの重量は、単体でのものと変わりはないため、積層体に比べエネルギー減衰効果は小さくなり、小規模の落石であっても保全対象側へ飛び出す可能性がある。このため、大型土のうを防護工として適用する場合には、必要な壁高に関わらず積層体として用いる方が望ましいと考える。

また、本実験では、重錘の衝突速度が小さいと貫入によるエネルギー減衰効果がより大きいという結果が得られた。このことから衝突の規模が小さくなるほどその傾向が強まり、最終的には土のう本体が移動せずに貫入による減衰効果のみで重錘を停止させることができる衝突規模の領域が存在すると推察される。将来的に土のうの防護施設の設計を見据えた場合、衝突を受けて土のうが移動し始める単体の限界を把握しておくことは重要と考える。今後は、本研究での振り子式重錘衝突実験の補完として、追加実験や動的数値解析を行うことにより、衝突によって土のうが移動しない限界の衝突規模について、その傾向を確認する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 一般財団法人土木研究センター：「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル，p. 4, p. 6, p. 17, 2017.
- 2) 峯祐貴，前田健一，松尾和茂，杉山直優，川瀬良司：落石衝突時の敷砂緩衝材内部の変形挙動に及ぼす地盤特性の影響，構造工学論文集，Vol. 66A, pp. 975-987, 2020.
- 3) 西田陽一，榎谷浩：ワイヤネット上の敷砂の緩衝性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 57A, pp. 1145-1154, 2001.
- 4) 國眼定，上田大輔，八谷誠，八嶋厚，野津隆太：直轄国道斜面に分布する巨礫の全面通行止めの措置を伴う除去工，地盤工学ジャーナル，14巻2号，pp. 225-240, 2019.
- 5) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，榎谷浩：落石覆工へのエネルギー伝達率に関する基礎的考察，土木学会論文集，No.446, pp.147-155, 1992.
- 6) 鈴木健太郎，半渡裕二，松尾和茂，前田健一，今野久志：砂質土で構築した小型落石防護土提の重錘衝突実験，構造工学論文集，Vol.66A, pp. 951-962, 2020.

落石防護土堤の破壊メカニズム解明に向けた小型・中型静的実験と二次元 DEM 解析

Small and middle-scale static model test and 2D-DEM of rockfall protective soil embankment for destruction mechanism clarification

近藤慶亮¹, 前田健一², 木村絢³, 小栗快之⁴, 中村拓郎⁵, 海部友和⁶, 内藤直人⁷

1 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

2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター

3 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム

4 名古屋工業大学大学・社会工学科環境都市分野

5 土木研究所寒地土木研究所

6 構研エンジニアリング

7 豊橋技術科学大学

概 要

近年我が国では自然災害の激甚化により落石災害の発生リスクが高まっており、落石対策の合理化が求められている。落石対策工のひとつである落石防護土堤は、土を台形上に盛土した構造物である。土のみで施工されるため、施工性、経済性、維持管理性に優れる。しかし、現在の設計法では土堤の性能評価が明確にされていない。本稿では、設計法確立に向け、土堤の基本的な破壊メカニズムとスケール効果を把握するために、小型（実規模の 1/4 スケール）・中型土堤（実規模の 1/2 スケール）への静的載荷実験を行った。載荷終了後の土堤断面から、土堤内部では受働崩壊が発生していることが示唆された。また、本稿では最大荷重についても比較した。さらに、二次元個別要素法において、実験と同様に小型・中型土堤への静的載荷実験を行うと、本稿に用いた解析モデルは実験の最大荷重と終局荷重を概ね再現した。

キーワード：落石，落石防護土堤，二次元 DEM，静的載荷実験，スケール効果

1. はじめに

我が国は、国土の約 7 割が山岳地帯である。そのため、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はなくてはならない存在である。しかし、近年の気候変動に伴う集中豪雨等の災害の激甚化・頻発化により落石災害が多発している上に、落石発生箇所・落石外力が増加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・維持管理性に優れた合理的な落石対策工の実施が求められている。

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）が挙げられる。土堤は土のみで構成され、設定スペースさえあれば現地発生土の流用も可能であり、経済性、施工性、維持管理性に優れた落石対策工とされている。しかし、落石対策便覧¹⁾には土堤のエネルギー吸収のメカニズムやその効果については示されているが、その定量的な評価はなされていない。また、土堤の形状寸法についても 1 つの研究例が示されているのみであり、落石外力や土堤材料の影響が考慮されたものにはなっていない

のが現状である。

そこで、本稿では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、土堤の基本的な破壊メカニズムとスケール効果を把握するために、実規模の 1/4 スケールの土堤（以下、小型土堤）・実規模の 1/2 スケールの土堤（以下、中型土堤）への静的載荷実験を行った。さらに 2 次元個別要素法（Discrete Element Method, 以下 2D-DEM と略す）を用いて再現解析を行い、解析モデルの妥当性を検討した。

2. 実験概要

本研究では高さ 0.5m の土堤を対象とした小型土堤実験²⁾及び高さ 1.0m の土堤を対象とした中型土堤実験を実施した。小型土堤実験では重錘形状を変化させ、重錘形状及び土堤形状の違いによる破壊形態及び荷重挙動への影響についての検討を行った。さらに、中型土堤実験と既往研究における小型土堤実験²⁾の一部と比較検討した。

2.1 小型土堤実験

図 1 に実験概要図を示す。土堤部及び基礎部は、表 1 に

示す物性値の砂を用いて基礎部と実規模の1/4スケールを想定した土堤部で構成される縮尺模型とした。表2に実験ケースの一覧を示す。表中のケース名については記号が重錘形状、数字が土堤法面勾配を示している。土堤勾配は落石対策便覧に記載される一般値1:1.0~1:1.5を目安に、1:1.0を1ケース、1:1.5を2ケースとした。土堤部は、高さ0.50m、天端幅0.25m、底面幅1.75mもしくは1.25mの左右対称の台形状とした。土堤模型延長は全9.00mであり、一つの実験に対して影響範囲が延長3.00m程度と仮定し、3.00m毎に荷重を作用させている。基礎部は、高さ0.90m、幅2.75mの断面とした。試験体の構築に際して、基層部は厚さ0.30m毎に、土堤部は0.25m毎に砂を敷き均し、振動締め機を使用して成形した。重錘は球体とEOTA型³⁾の2種類を使用した。質量はどちらも54kgである。直径は球体が0.318m、多面体が0.285mである。本実験は、重錘に接続した油圧ジャッキにより、土堤に載荷速度0.5mm/sで水平荷重を作用させた。荷重作用高さは重錘重心を土堤底面から0.25mの高さに設定した。

2.2 中型土堤実験

図2に実験概要図を示す。土堤部及び基礎部は、表1に示す物性値の砂を用いて基礎部と実規模の1/2スケールを想定した土堤部で構成される縮尺模型とした。土堤勾配は、2019年度実規模実験⁴⁾と同様に1:1.2になるように構築した。この法勾配は以下を基に設定した。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)今回の土堤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を確保可能な勾配とすること、である。土堤部は、高さ1.00m、天端幅0.20m、底面幅2.60mの台形状とし、延長は4.60mとした。基礎部は、高さ0.60m、幅4.10mの断面で、延長6.60mとした。基礎部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、土堤部はその上に構築した。試験体の構築に際して、基層部は厚さ0.30m毎に、土堤部は0.25m毎に砂を敷き均し、振動締め機を使用して成形した。実験では一辺の長さ0.50m、質量234.5kgのEOTA型重錘を使用した。本実験は、重錘に接続した油圧ジャッキにより、土堤に載荷速度0.5mm/sで水平荷重を作用させた。荷重作用高さは重錘重心を土堤底面から0.50mの高さに設定した。ここで、小型・中型土堤実験では類似した砂を用いている。

2.3 計測項目

小型土堤実験、中型土堤実験共に測定項目はロードセルによる載荷荷重、ワイヤ式変位変換器による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内部に埋設した着色砂による土堤断面変状である。ただし、小型土堤実験における着色砂は近い箇所での変形を判別しやすくする目的で、砂と同じ素材で黒色と白色の2色を使用し、中型土堤実験では土堤に用いた砂とは別素材の白砂を使用した。

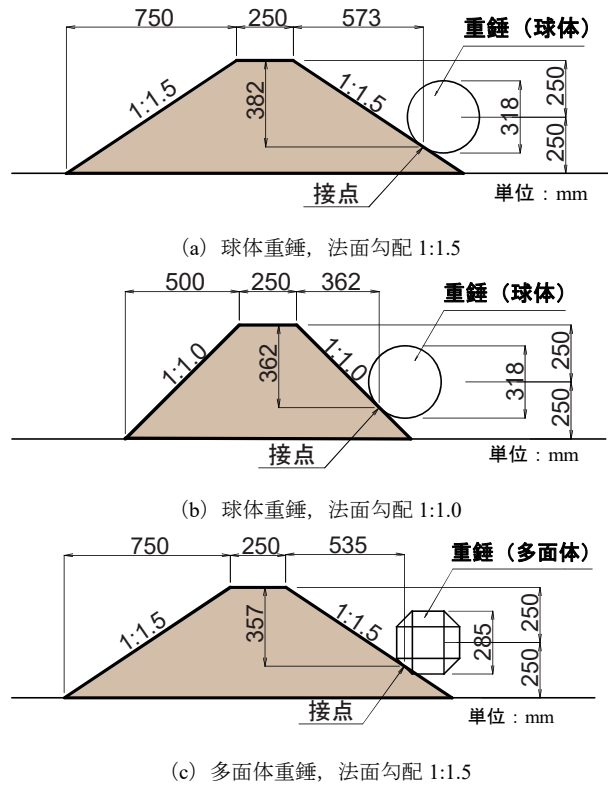


図1 小型土堤実験概要図

表1 材料試験結果一覧

地盤材料：砂		小型土堤	中型土堤
項目	単位		
土粒子の密度	(g/cm ³)	2.58	2.69
60%粒径 D ₆₀	(mm)	0.37	0.28
均等係数 U _c	-	2.15	1.83
最大乾燥密度 ρ _{dmax}	(g/cm ³)	1.59	1.41
最適含水比 w _{opt}	(%)	20.80	25.4
内部摩擦角 φ	(°)	36.50	34.70
粘着力 C	(kN/m ²)	0.75	6.60
平均含水比	(%)	10.01	9.5

表2 小型土堤実験ケース一覧

ケース名	載荷方法	地盤材料	土堤勾配	重錘形状
S-1.5	静的載荷	砂	1:1.5	球体
S-1.0			1:1.0	球体
P-1.5			1:1.5	多面体

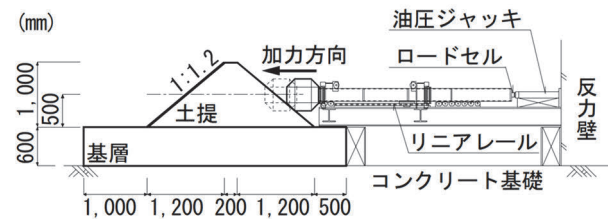


図2 中型土堤実験概要図

3. 実験結果及び考察

3.1 土堤断面変状

(1) 小型土堤実験

図 3 に荷重終了時の荷重面及び非荷重面の様子を、図 4 に荷重終了時の土堤断面変状を、図 5 に各ケースにおける貫入量の時刻歴分布を示す。なお、図 3 内の実線はひび割れを、破線は非荷重面から見た押抜き土塊を示している。図 4 について、土堤内部に埋設した着色砂は土堤中央部を C とし、それぞれ左右に F, R とした。また、アルファベットに隣接する数字は中央に近い着色砂から順に 1~4 とした。せん断していた着色砂の箇所を実線で示し、せん断から予想したすべり線を破線で示す。また、S-1.0 では、一部の領域は土堤の削開時に崩れてしまい計測を行うことができなかった。いずれのケースでも重錘が土堤に貫入し、荷重面及び土堤天端にひび割れが発生していた。また、全ケースでその後に非荷重面に押抜き破壊が発生していた。押抜き破壊の範囲を比較すると、S-1.0 は他の 2 ケースよりも押抜き破壊の範囲が大きくなっている。この結果は既往の研究⁹⁾で得られている結果にも一致しており試験体による誤差ではないと考えられる。この原因として、S-1.0 では荷重を受ける法面が急勾配であるため、緩勾配となっている他の 2 ケースよりも荷重時の法面の法線成分荷重が大きくなるのが原因だと考える。

図 4 に示した着色砂の変形に着目すると、S-1.5 では着色砂 F4 の重錘接触箇所付近がお椀型に変形しており、また、着色砂のせん断を結んだ想定滑り線は重錘から非荷重面の中腹へ抜ける位置に発生しているものと考えられる。

S-1.0 では、着色砂 F2 において、土堤内の着色砂の位置が支持基層内の着色砂よりも非荷重面側にずれていた。このことから、着色砂による計測箇所以外でせん断もしくは曲げが発生していたと考えられる。また、着色砂のせん断を結んだ想定滑り線は重錘から非荷重面の法尻に抜けるように発生していると考えられる。

P-1.5 では上の 2 ケースで見られたお椀型の変形が見られなかった。着色砂のせん断を結んだ想定すべり線は重錘から非荷重面の上部に向かって抜けていると考えられる。

また、S-1.0 のみ想定すべり線が法尻に抜けたことに関しては前述の通り、他の 2 ケースに比べて法面の法線成分荷重が大きいため、すべり線の方向が下向きになり、加えて底面幅が小さいことに起因したと考えられる。

(2) 中型土堤実験

図 5 に荷重終了時の荷重面及び非荷重面の様子を、図 6 に荷重終了時の土堤断面変状を示す。なお、断面の崩壊を防ぐために、掘削は天端より徐々に行っており、図 6 は、掘削中に定点カメラで撮影した画像を重ね合わせたものである。また、図 5 内の破線は非荷重面から見た押抜き土塊を示している。図 6 はせん断していた着色砂の箇所と荷重方向を正とし黄色矢印で示し、せん断から予想したすべり線を白色破線で示す。さらに、荷重前と荷重終了後の

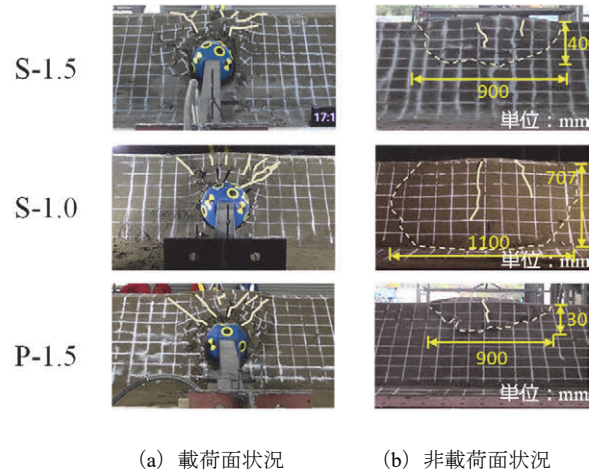
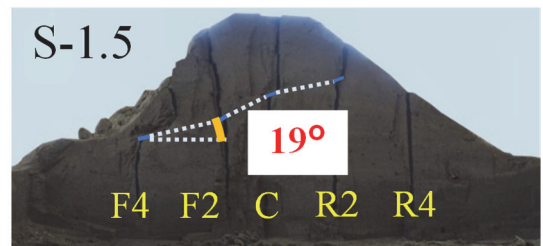
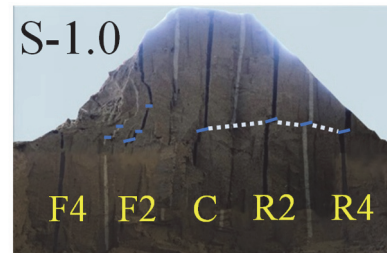


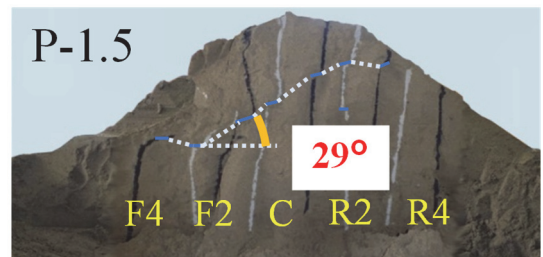
図 3 荷重終了時の土堤法面の様子 (小型土堤実験)



(a) S-1.5

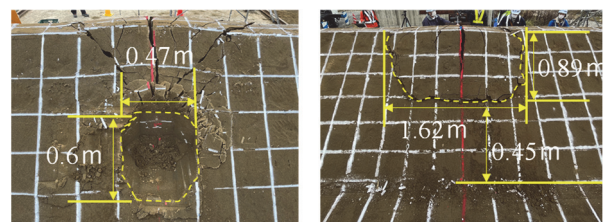


(b) S-1.0



(c) P-1.5

図 4 荷重終了時の土堤断面変状 (小型土堤実験)



(a) 荷重面状況 (b) 非荷重面状況

図 5 荷重終了時の土堤法面の様子 (中型土堤実験)

重錘位置を赤線で構築した図で示す。

図 5 について、載荷面では重錘上部から斜め 45° 上方にひび割れが進展しており、土塊の中央部には縦方向のひび割れも観察された。非載荷面では、載荷点である土堤高さ 1/2 の位置付近より上方で土塊の形成が認められ、土塊の幅は土堤部の延長方向に 1.62m 程度であった。

図 6 について、非載荷面のひび割れにつながる想定すべり線は、載荷面から土堤中央部まで概ね水平方向に進展し、その後天端方向に進展して非載荷面でひび割れが発生したと考えられる。まず青枠部では、着色砂の間隔が狭くなっていることから、重錘の貫入に抵抗しきれず土堤が真横にずれたと考える。また赤枠部では、想定すべり線と水平方向とのなす角が約 23° であった。これは、今回用いた砂材料の内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ より求めた受働崩壊角 ($45^\circ - \phi/2$) が約 28° と近い値を取ったことから受働崩壊によって想定すべり線が斜めに進展したと考える。ここで、小型土堤について確認すると、押し抜きせん断が土堤下部に抜けた S-1.0 を除いて他 2 ケースは右斜め上方にすべり線が進展している。各すべり線の水平方向とのなす角は S-1.5 は約 19°、P-1.5 は約 29° であった。当実験で用いた砂材料の内部摩擦角は 37° であり、受働崩壊角は 27° となり、P-1.5 については受働崩壊角と実験結果のすべり線と水平方向とのなす角に近い値となった。

以上より、多面体重錘で載荷した時は受働崩壊が生じたことが示唆されたが、球体重錘では受働崩壊角よりも若干小さい値を取った。これは、多面体重錘は主載荷面が鉛直のため水平に砂を押しことから、受働崩壊角に近い値を取ったのに対し、球体重錘だと主載荷面は無く球状であることから中心より下方は斜め下方向に砂を押しするため、受働崩壊角よりも小さい値を取ったと考える。

3.2 荷重貫入量曲線の比較

図 7 に小型土堤実験及び中型土堤実験における荷重貫入量曲線を示す。横軸に貫入量 (m)、縦軸に載荷荷重 (kN) をとり、プロットにてそれぞれの最大荷重点を示す。また、表 3 に図 7 でプロットした点の貫入量と荷重を示す。

まず、小型土堤実験での法勾配と重錘形状による影響を考える。法勾配について S-1.0 の最大荷重は 5.99kN、S-1.5 は 8.53kN で緩勾配の方が 2.54kN 大きい値を取ることが分かった。これは、土堤の法面が急勾配になると法面の接線方向への荷重が小さくなり、法線成分への荷重が大きくなるため緩勾配の場合よりも荷重が効率よく作用するためだと考える。このことから、法勾配が急になると最大荷重が大きくなることが分かった。

次に、重錘形状について P-1.5 の最大荷重は 5.71kN で S-1.5 に比べて 2.82kN 小さい値を取った。図 7 から多面体重錘では球体重錘よりも荷重の立ち上がりが緩やかになっている。このことから多面体重錘は球体重錘よりも貫入する際に抵抗を受けづらいと考える。また、図 7 の S-1.0 と S-1.5 を比較すると、荷重の立ち上がりは同程度になっていることから、荷重の立ち上がりには重錘形状が影響す

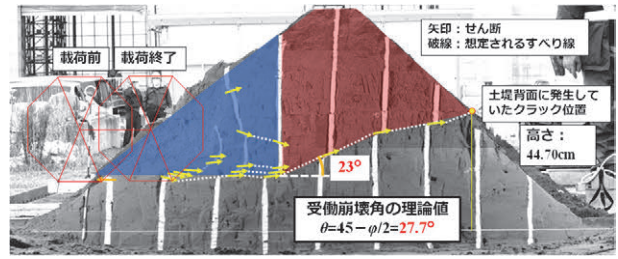


図 6 載荷終了時の土堤断面変状 (中型土堤実験)

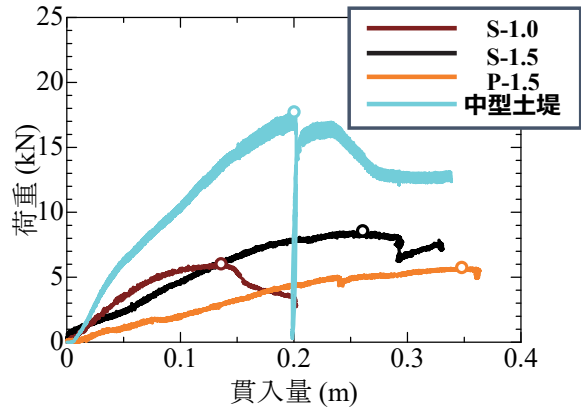
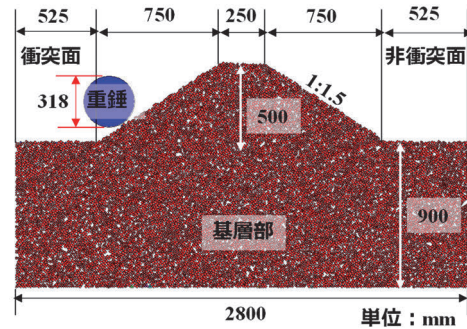


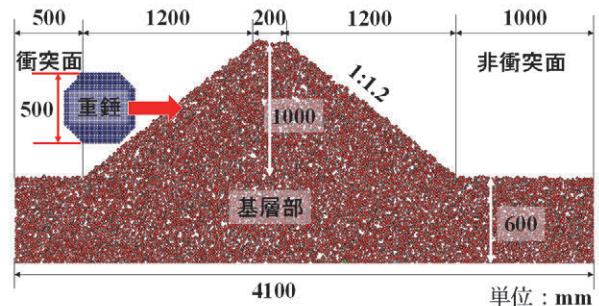
図 7 荷重貫入量曲線 (小型・中型実験での比較)

表 3 図 7 における荷重及び貫入量の比較

		小型土堤			中型土堤
		S-1.0	S-1.5	P-1.5	
最大荷重時	荷重 (kN)	5.99	8.53	5.71	17.69
	貫入量 (m)	0.14	0.26	0.35	0.20



(a) 小型土堤



(b) 中型土堤

図 8 解析モデル

ることが示唆された。このことから、重錘形状は多面体に比べて球体の方が最大荷重が大きくなることが分かった。

さらに、中型土堤実験と P-1.5 の最大荷重を比較する。中型土堤実験での最大荷重は 17.69kN で P-1.5 の最大荷重の約 3.1 倍の値を取った。上記より、勾配が 1:1.0~1.5 の間では土堤の法面が急勾配であるほど最大荷重は大きい値を取るから、中型土堤が 1.5 割勾配だった場合には、1.2 割勾配の土堤を用いた実験結果の最大荷重 17.69kN よりも大きな値を取ることが予想される。したがって、1.5 割勾配の中型土堤の最大荷重は P-1.5 の小型土堤の最大荷重の 3.1 倍以上になると考える。仮に最大荷重がすべり面の面積に比例するとすれば、中型土堤の法面を緩くしたときに小型土堤の最大荷重の 4 倍未満となれば、小型土堤と中型土堤にはスケール効果があると言えるため、今後スケール効果についてさらなる検討を行いたい。

4. 数値解析及び考察

図 8 に 2D-DEM による小型土堤実験 (S-1.5) 及び中型土堤実験の再現解析の解析モデルを示す。解析モデルは共に実験時の寸法から設定した。また、表 4 の解析パラメータは既往研究⁵⁾を参考に設定し、粒子直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、最大粒径は中型土堤実験結果の静的荷重を表現可能な重錘直径の $1/(20\sqrt{2})$ 、最小粒径は最大粒径の半分とした。なお、粒径を小さくすると同一体積中の粒子数が増加し、土堤全体として剛性が低下するために土堤内の局所的な変形・破壊モードの再現性が向上することがわかっている。また、解析上で粘着力を表すボンド強度を設定するため、表-1 に示す解析パラメータで掘削解析⁶⁾を実施し、自立高さとの関係を算出した。これに加え、図 9 に示すように、中型土堤実験での土堤の限界自立高さが 1.0m であったことを踏まえ、ボンド強度を設定した。小型土堤実験についても類似した砂材料を用いていることから、同一のボンド強度に設定した。

4.1 荷重貫入量曲線の比較

図 10 に小型土堤実験とその解析及び中型土堤実験とその解析の計 4 種類における荷重貫入量曲線を示す。小型・中型ともに白抜きプロットで示す最大荷重の大きさは概ね一致し、中型土堤に関しては最大荷重発生以後に荷重が下がり、一定値で推移する際の荷重である終局荷重についても概ね再現していることが確認された。荷重での再現性が確認できた中型の同モデルを用いて、以下中型土堤の変形破壊挙動について考察する。

4.2 中型土堤における土堤の変形破壊挙動の把握

図 11 に中型土堤の解析結果における荷重の時刻歴分布図を示し、図 12 は図 11 中に赤プロットで示した時刻における土堤断面図を示す。図 12 に示す土堤断面図は実験時に埋設した着色砂の配置を参考に格子状に粒子を着色

表 4 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)	0.01768
最小粒径 D_{min}		0.00884
平均粒径 D_{50}		0.01326
粒子の密度	ρ_s (kg/m ³)	2650
法線方向ばね定数	k_n (N/m)	2.0×10^7
接線方向ばね定数	k_s (N/m)	5.0×10^6
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)	0.00884
ボンド強度	s_b (Pa)	2.11×10^7

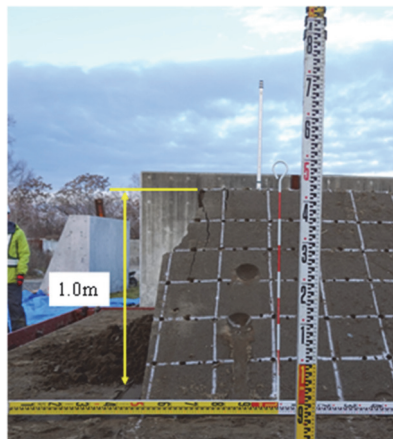


図 9 中型土堤の限界自立高さ

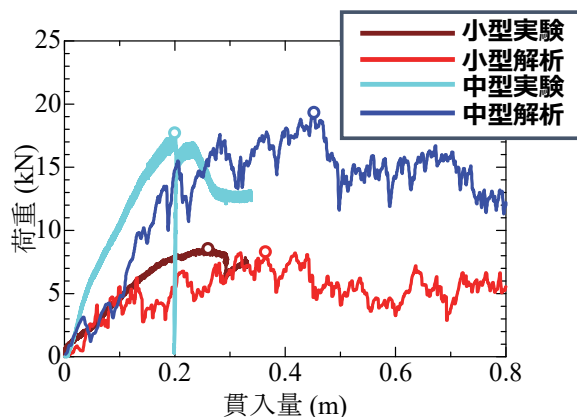


図 10 荷重貫入量曲線 (実験と解析での比較)

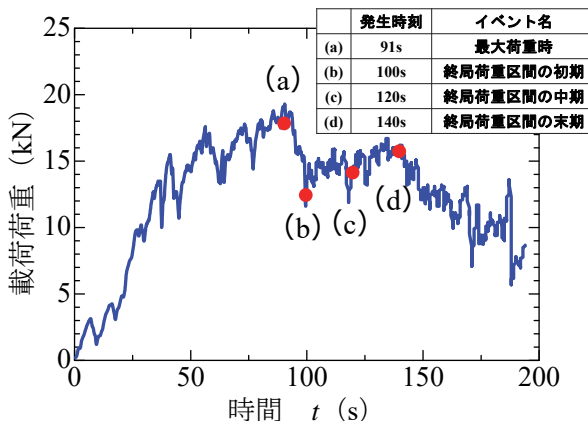


図 11 荷重の時刻歴分布図 (中型土堤: 解析)

し、せん断を視認できた範囲を黄枠で、(d) は視認できた想定すべり線を黄破線で示した。

図 12 (a) より最大荷重発生時には重錘下部周辺ではせん断の発生が視認できたが、土堤の非載荷面では明確なせん断は見られなかった。このことから、図 6 で示した想定すべり線は、最大荷重発生時には重錘下部周辺で真横に少し進展している段階であると推察される。そして荷重が下がり、一定値で推移する際の荷重である終局荷重となった図 12 (b), (c) では、時刻経過に関わらず明確な想定すべり線の進展があまり見られず、天端方向へのすべり線は視認できない。これは粒子寸法が大きくせん断が見えていないためか、あるいは終局荷重区間の初期から中期では想定すべり線があまり進展しないことが考えられる。終局荷重区間の末期にあたる図 12 (d) では、土堤の非載荷面にひび割れが視認され、この段階で天端方向に進展する想定すべり線が発生し、非載荷面のひび割れで抜けていると考えられる。このように、解析においても実験と同様の想定すべり線が見られた。

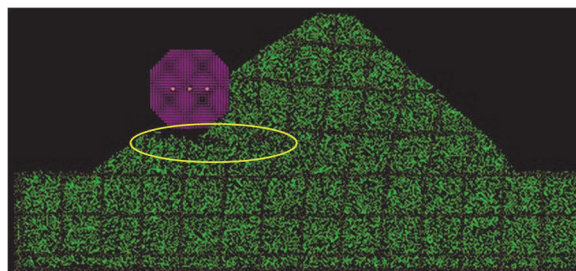
5. まとめ

本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、小型土堤と中型土堤へ静的荷重実験及びその再現解析を 2D-DEM を用いて実施し、土堤の基本的な破壊メカニズムとスケール効果について検討を行った。得られた知見は以下の通りである。

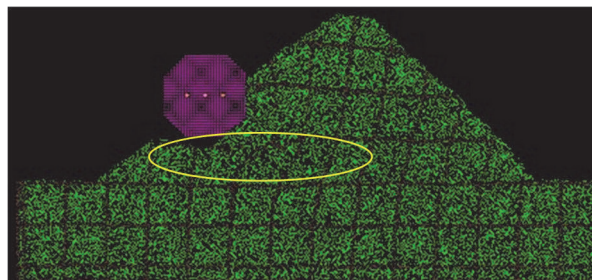
- 1) 静的荷重が作用した場合、中型土堤と P-1.5 で用いた多面体重錘では主載荷面が鉛直のため水平に砂を押し出すことから、想定すべり線と水平方向とのなす角が受働崩壊角に近い値を取った。しかし、S-1.5 で用いた球体重錘では主載荷面は無く球状であることから中心より下方は斜め下方向に砂を押し出すため、受働崩壊角よりも若干小さい値を取った。
- 2) 小型土堤実験における荷重貫入量曲線より、法勾配が急になると最大荷重は大きくなることが分かった。
- 3) 小型土堤実験における荷重貫入量曲線より、重錘形状が多面体に比べて球体の方が最大荷重が大きくなることが分かった。
- 4) 土堤の変形破壊挙動は、最大荷重発生時には水平方向への進展に留まっており、その後の終局荷重発生区間でも初期から中間ではあまり進展は見られず、末期において天端方向へすべり線が進展し、非載荷面のひび割れで抜けたと推察される。

参考文献

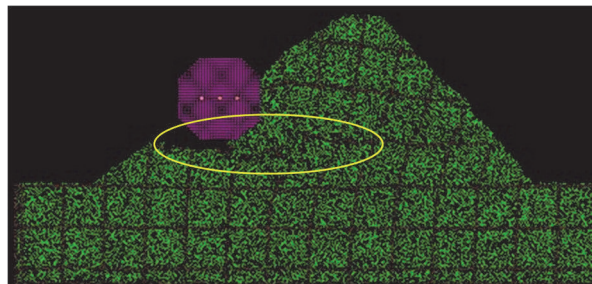
- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧，pp.243-246, 2017
- 2) 峯祐貴，松尾和茂，前田健一，高橋浩司，山内翼，今野久志：異なる地盤材料を用いた落石防護土堤の静的荷重水平載荷実験，土木学会北海道支部論文報告集第 76 号
- 3) European Organization for Technical Approvals (EOTA)：



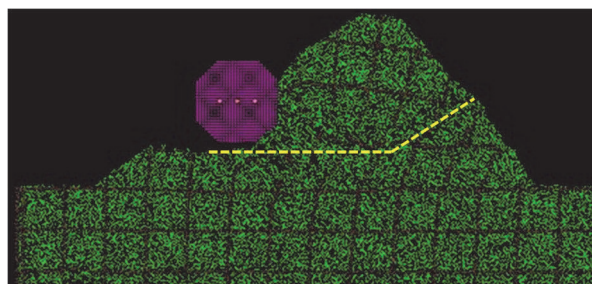
(a) 最大荷重発生時 (91s)



(b) 終局荷重発生区間 (初期：100s)



(c) 終局荷重発生区間 (中期：120s)



(d) 終局荷重発生区間 (末期：140s)

図 12 時間経過に伴う断面変化図

ETAG27, Guideline for european technical approval of falling rock protection kits, p.38, 2013

- 4) 杉山直優，前田健一，鈴木健太郎，今野久志，峯祐貴，磯合凌弥：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.67,2021
- 5) 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挙動，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.67, No.2, pp.355-364, 2011
- 6) 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

捨石マウンドの部分固化範囲が単調荷を受ける防波堤の挙動に及ぼす影響の分析

Investigating the influence of partial solidified region in rubble mound on the breakwater deformation under monotonic loading

松田達也¹, 小林泰基², 内藤直人³

- 1 豊橋技術科学大学・大学院工学研究科建築・都市システム学系・matsuda.tatsuya.mp@tut.jp
- 2 豊橋技術科学大学・工学部建築・都市システム学専攻
- 3 豊橋技術科学大学・大学院工学研究科建築・都市システム学系

概 要

耐津波性能を高めた「粘り強い」防波堤を築造する方法として、ケーソン後趾付近の捨石マウンドに可塑性グラウトを注入し、部分固化させて改良体を作製する工法に着目した。ケーソン後趾付近の捨石を固化させることで端趾圧への抵抗が増加し、津波による波力を受けた際にケーソンの沈み込みを低減させ、ケーソンを支持力破壊から滑動主体の挙動に誘発できると考えた。本稿は対策工の有用性について検討するため、個別要素法を用いてケーソン-捨石構造を対象に単調荷による挙動の分析を行った。本検討では改良深度を変えた検討を行った。その結果、改良深度に関係なく、改良体を設けることでケーソンが改良体の上を滑動することでケーソン後趾の沈み込みを低減し、ケーソンの傾きを抑制できることが明らかになった。一方で、改良体を設けた場合、改良体より港内側の捨石が一体として後退することで、ケーソン下に空洞を形成することも明らかとなった。

キーワード：津波，防波堤，粘り強さ，固化工法，個別要素法

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震による津波で多くの防波堤が倒壊した。本震災を契機に、津波に対して粘り強い構造の防波堤が求められるようになった。震災後、多くの研究機関において粘り強い構造形式に関する検討が行われてきている。最も検討事例が多い対策として港内側のケーソン背後に腹付工を設置する構造形式が挙げられる¹⁾⁷⁾。

例えば、高橋ら(2014)²⁾は石材やブロックなどをケーソン直背後に設置した防波堤の抵抗メカニズムと耐力増加特性を調べ、腹付工の規模に応じて耐力や支持力が増加することを明らかにした。宮本ら(2014)³⁾は混成堤を対象にケーソン背後の腹付工の効果をマウンド内浸透や基礎地盤の安定性の観点から調べ、マウンドが浸透に対し安定を保ち、ケーソンの変状を著しく抑えることを示した。有川ら(2015)⁴⁾は腹付工の他、中詰め・鋼管杭による対策を検討しており、越流により港内側の洗掘が拡大した場合、鋼管杭は傾斜するがケーソンの完全な倒壊を防ぐことを示した。三井ら(2016)⁵⁾は、腹付工に消波ブロックを用いた滑動抵抗力を検討し、その補強効果を確認するとともに抵抗力の算定方法を提案している。宮本ら(2017)⁶⁾は、腹付工に袋状ユニットを用いることで、捨石で形成された腹付工よりも洗掘等による変状が抑制され、耐力がよ

り向上することを示した。

腹付工による対策効果については、既往の研究で明らかにされつつあり、その有用性が認められる。一方で、破壊モードに着目すると、ケーソンに偏心荷重が作用した場合は、端趾圧が増加して支持力破壊モードへの進展する。Takahashi et al. (2021)⁷⁾は腹付工による端趾圧の低減効果について分析を進めているが、より粘り強い構造の防波堤を築造するためには、端趾圧に対する抵抗力を増加させる工夫が必要と考える。

本研究では端趾圧に対する抵抗力を強化するため、ケーソンを支える捨石マウンドに可塑性グラウトを注入して部分固化させる固化工法⁸⁾に着目し、ケーソン後趾付近の捨石を固化させることで、荷重時にケーソン後趾の沈み込みを低減させ、支持力破壊から滑動主体の挙動を誘発できると考えた。本稿は、個別要素法(Distinct Element Method: DEM)⁹⁾を用いてケーソン-捨石構造を対象とした模型実験の再現解析を通して、解析精度に関する検討結果を示すとともに、捨石マウンドの一部を部分固化させた際のケーソン挙動を解析し、対策効果を分析した結果を示す。

2. 個別要素法

個別要素法はCundall and Strack (1979)⁹⁾により提案され

た離散体解析手法であり、個々の粒子運動を計算する。以下に、粒子の並進と回転の運動方程式を示す。

$$m_i \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} = \mathbf{F}_i \quad (1)$$

$$I_i \frac{\partial \boldsymbol{\omega}}{\partial t} = \mathbf{M}_i \quad (2)$$

ここで、 m_i : 着目粒子 i の質量、 \mathbf{u} : 着目粒子 i の変位速度ベクトル、 \mathbf{F}_i : 着目粒子 i に作用する外力ベクトル、 I_i : 着目粒子 i の慣性モーメント、 $\boldsymbol{\omega}$: 着目粒子 i の角速度ベクトル、 \mathbf{M}_i : 着目粒子 i に作用するモーメントを示す。

粒子の運動は、粒子に作用する外力と粒子間で生じる接触力から加速度を求める。粒子間で生じる接触力について、法線方向は反発力や摩擦力を發揮させるバネとエネルギーを減衰させるダッシュポットを用いて計算する。接線方向力は上記の2つに加え、摩擦力の大きさを決めるスライダを用いる。粒子は剛体とし、実現象では重なることはないが、本解析手法ではオーバーラップを許容し、発生したオーバーラップ量に応じてバネやダッシュポットの効果が發揮される。

本検討では2次元解析を実施する。粒子は円要素を用いているが、通常、円要素を用いると実際の地盤材料のような回転抵抗が再現できない¹⁰⁾。そのため、土らしさを表現するために、複数の円要素を結合し非球形要素を用いる方法¹¹⁾や回転抵抗モデルを導入する方法¹²⁾がある。本研究では回転抵抗モデルを導入して、転がり摩擦のような回転抵抗を再現した。回転抵抗モデルには幾つかの提案式があるが、Fukumoto (2015)¹²⁾の式を適用した。

$$M_r = -\text{sgn}(\boldsymbol{\omega}) \cdot |F_{ij}^N| \cdot b_r \cdot r \quad (3)$$

ここで、 M_r : 着目粒子 i の転がり摩擦モーメント、 F_{ij}^N : 着目粒子 i と接触粒子 j 間に生じる法線方向の粒子間力、 r : 着目粒子 i の粒子半径、 $\boldsymbol{\omega}$: 着目粒子 i の角速度ベクトル、 b_r : 転がり抵抗係数である。

ケーン防波堤を対象とした挙動分析について、個別要素法を用いた検討が既往の研究で実施されている。ケーンモデルの取り扱いとして、中瀬ら (2002)¹³⁾や澤田ら (2015)¹⁴⁾は円要素と辺要素を用いた多角形要素としている。一方で、Iwamoto et al. (2019)¹⁵⁾は粒子を剛結したモデル (以下、粒子剛結モデルと称す。) を用いている。本研究では、計算アルゴリズムが比較的単純な後者の粒子剛結モデルを適用する。

3. ダムブレイク現象の再現解析による碎石挙動と転がり抵抗の検討

先述のとおり、碎石の要素に転がり抵抗を導入する。本研究では、碎石を用いたダムブレイク実験を対象に個別要素法による再現解析を行い、転がり抵抗係数 b_r に伴う現象の再現性を検討した。

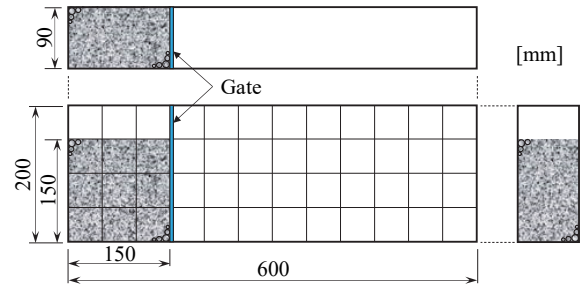


図1 ダムブレイク実験の概略図 (初期状態)



図2 碎石6号

表1 個別要素法における主なパラメータ

Parameters	Value
Normal stiffness, k_n (N/m)	1.0×10^7
Shear stiffness, k_s (N/m)	2.5×10^6
Local damping factor, h	1.0
Inter-particle friction angle, ϕ_{p-p} (deg.)	27
Friction angle between particle-wall, ϕ_{p-w} (deg.)	22
Rolling resistance coefficient, b_r	0.0, 0.1, 0.2, 0.3
Particle density, ρ_s (kg/m ³)	2,650
Time step, Δt (s)	1.0×10^{-6}

3.1 検討条件

ダムブレイク実験の概略図を図1に示す。アクリル製の装置を用い、その内部にアクリル製のゲートで仕切られた所定の領域に碎石を堆積させた。本実験ではその領域を高さ0.15m、幅0.15mとした。碎石は後述する縮尺模型実験の捨石マウンド材として用いる碎石6号 (粒径5~13mm混合) を使用した (図2)。堆積後、ゲートを鉛直方向に急速で引き抜き、碎石を重力崩壊させた。実験時は高速度カメラを使用して崩壊の過程を撮影した。撮影した画像をもとにPIV (Particle Image Velocimetry) 解析を行い、移動する碎石群の速度を分析した。

解析では、実験と同じ領域に粒径5mm、9mm、13mmの粒子を均等に発生させ、乱数によって初期位置を決定した。表1に解析パラメータを示す。本解析では、転がり抵抗に関するパラメータ b_r を0.0、0.1、0.2、0.3と変化させた際の挙動について分析する。

3.2 解析結果と実験結果の比較

図3に碎石が崩壊する過程を可視化した結果を示す。崩壊過程に着目すると、 b_r の値によって粒子挙動に差異が生じていることが確認できる。例えば、崩壊が停止した地点

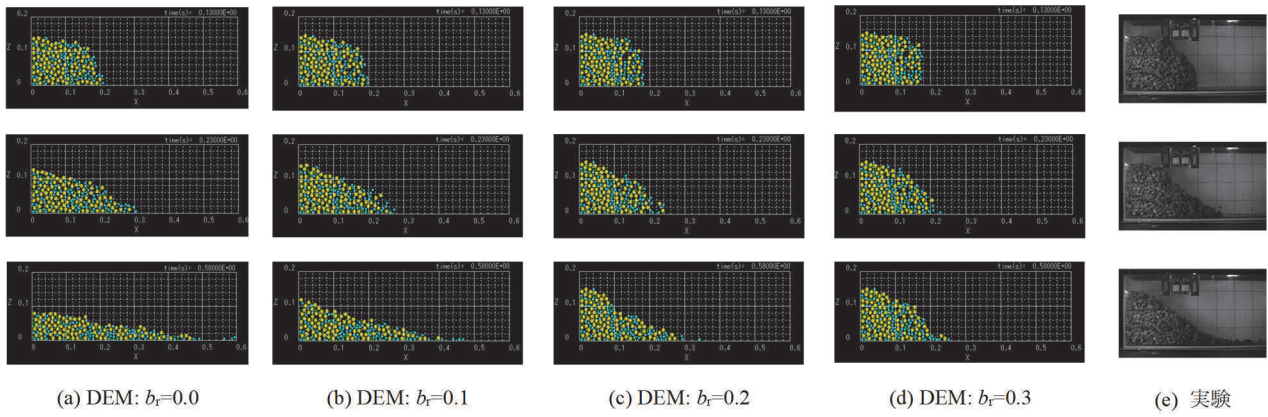


図 3 転がり摩擦係数に応じた碎石の崩壊現象の比較：上から、 $t = 0.13, 0.23, 0.58$ s時の様子

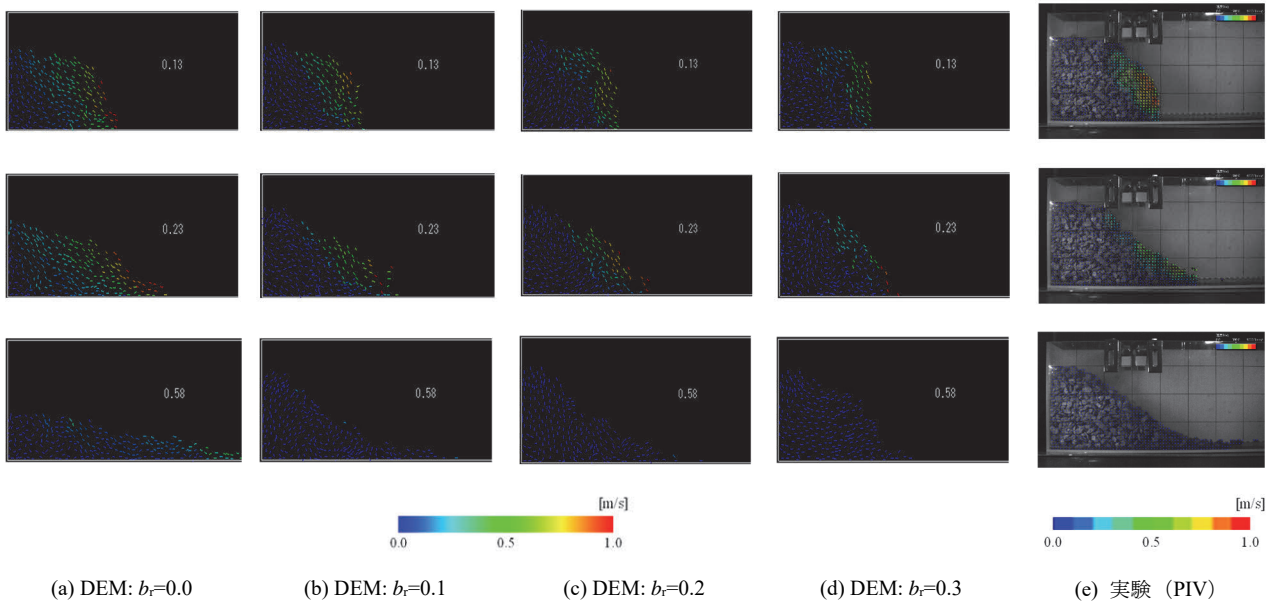


図 3 崩壊する碎石の流速分布：上から、 $t = 0.13, 0.23, 0.58$ s時の様子

での崩壊粒子の到達距離は b_r が 0.0 から順に 0.60, 0.47, 0.34, 0.25 m と、 b_r が大きくなるに従って到達距離が短くなった。例えば、 b_r が小さい場合は堆積させた粒子が全体的に流動しているのに対して、 b_r が大きくなるに従い、初期堆積時の形状が保たれたまま、ゲート開放により側方からの拘束がなくなった領域付近のみが崩壊していることが分かった。よって、 b_r が大きくなるほどせん断に対する抵抗が増加すると考える。

図 4 に解析による各粒子の速度ベクトルを可視化したものと模型実験結果を PIV 解析した結果を示す。先述のとおり、 b_r が大きくなるに従って粒子の移動領域が局所化されていることがわかる。崩壊領域における速度をみると、 b_r が 0.2 の場合、大凡、模型実験における PIV 解析の結果と定量的な整合性を有していると考えられる。

崩壊形状や崩壊過程等を踏まえて、本研究で用いる碎石 6 号の挙動の再現に関して、転がり摩擦係数 b_r は 0.2 が妥当と判断し、以降の解析では 0.2 と設定する。

4. 縮尺模型実験をベンチマークとした個別要素法

による解析結果の妥当性検討

4.1 検討条件

松田ら (2021)¹⁶⁾は、菊池ら (2011)¹⁷⁾の大型実験 (実物に対する縮尺比 1/10) を参考に、縮尺比 1/25 の模型実験により、破壊モードに着目した重力場における Modeling of Models の検討を実施した。その結果、ケーソン-捨石マウンド間の摩擦係数、ケーソンの挙動およびそれに伴う捨石マウンドの変状を大凡定量的に評価できることを明らかとした。

本研究では、松田らの方法を援用して実施した模型実験をベンチマークとして、個別要素法による解析結果の妥当性を検討した。ここでは、ベンチマークとして実施した模型実験の概要を示す。ケーソンはアクリル製で幅 640mm、高さ 400mm、奥行き 390mm の矩形形状である。ケーソン底盤は捨石材との摩擦を考慮して、コンクリート版を用いた。実物との相似性を考慮して、ケーソン重量が 2.136 kN となるように、鉛ブロック等で重量調整した。マウンド材

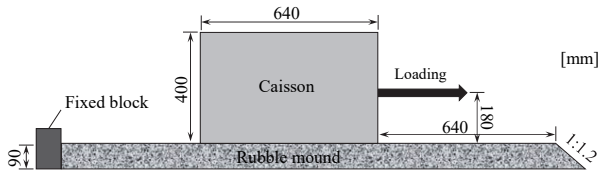


図 4 ケーソン-捨石構造断面 (Case0)

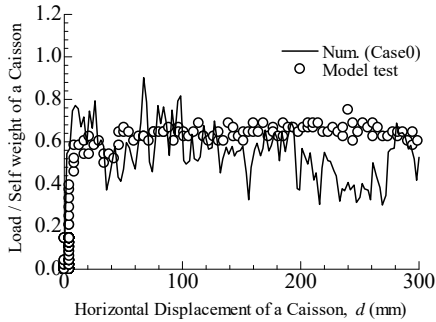


図 5 ケーソンへの無次元水平荷重とケーソンの水平変位の関係

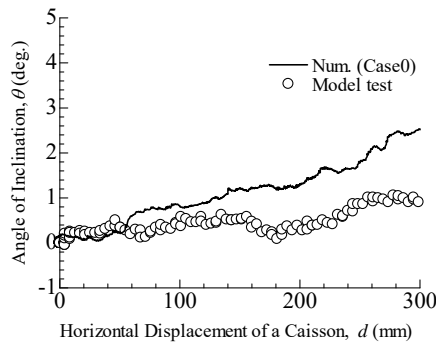
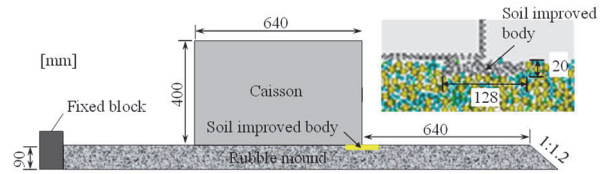


図 6 ケーソンの傾斜角と水平変位の関係

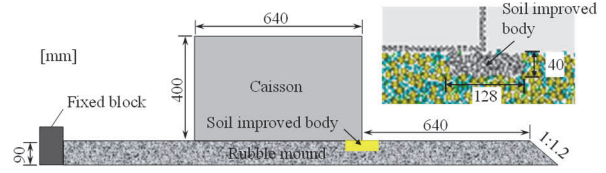
には砕石 6 号を用いた。荷重方法は、牽引ロープと巻取ウインチによる簡易的な引張荷重方法で実施した。荷重は引張型ロードセルを用いて計測し、ケーソンの変位は巻込型変位計を用いて計測した。

次に、個別要素法による解析条件を説明する。図 4 に解析モデルを示す。主な解析パラメータは表 1 と同様である。

解析モデルの作製手順は、まず、所定の形状となるように捨石マウンドを作製した。捨石材は砕石 6 号を踏まえ、粒径 5 mm, 9 mm, 13 mm の粒子がほぼ均一な粒子数になるよう堆積させた。転がり摩擦係数は 0.2 とした。その後、外枠を粒径 10 mm の粒子を配列して作製したケーソンモデルをマウンド上に設置した。本解析ケースを Case0 とした。構造物を作製後、模型実験の荷重位置と同位置に強制変位する粒子を配置し、模型実験の荷重速度を踏まえ、水平荷重を行った。



(a) Case1 : 改良体の幅128mm, 高さ20mm



(b) Case2 : 改良体の幅128mm, 高さ40mm

図 7 改良体を設けたケーソン-捨石構造断面

4.2 実験結果と解析結果の比較

ケーソンに荷重した水平荷重とケーソンの水平変位の関係を図 5 に示す。水平荷重については、得られた水平荷重をケーソン重量で除した無次元水平荷重を示している。模型実験における荷重初期の立ち上がりにおいて、無次元水平荷重は 0.6 程度になったのに対し、解析結果では 0.78 程度となった。その後、模型実験では緩やかに上昇し、ケーソンの水平変位が 200 mm 以降で減少に転じた。解析結果では模型実験に比べて変動が若干大きいのが、これは、数値解析におけるケーソンは円要素の粒子を結合しており、模型実験で用いたケーソン模型と面の平滑さが異なるため、このような影響によるものと考えられる。しかしながら、大凡のトレンドが一致していることがわかった。

次に、ケーソンの傾斜角とケーソンの水平変位の関係を図 6 に示す。傾斜角は時計回りを正とする。ケーソンの水平変位 50 mm 程度までは模型実験と数値解析で概ね一致していることがわかる。その後、水平変位の増加に従い、差異が生じ、水平変位が 300 mm の際の差は約 2° 程度となったが、概ね、ケーソン挙動も再現されていることを確認した。

5. 捨石マウンドの部分固化による対策効果の検討

5.1 検討条件

前章において個別要素法を用いた数値解析により模型実験との再現性が確認されたため、個別要素法を用いて、ケーソン後趾付近の捨石マウンドに可塑性グラウトを注入し、部分固化させて改良体を形成した際の挙動分析を行った。

ケーソン-捨石構造は前章と同じ断面とした。そのうえで、改良領域が異なる 2 パターンの断面による検討を実施した(図 7)。ケーソン後趾付近における改良体の幅 128mm, 高さ 20mm とした条件を Case1, 改良体の高さを Case1 の 2 倍とした幅 128mm, 高さ 40mm の条件を Case2 とした。通常、改良体は強度以上の外力が作用した際に破壊するが、

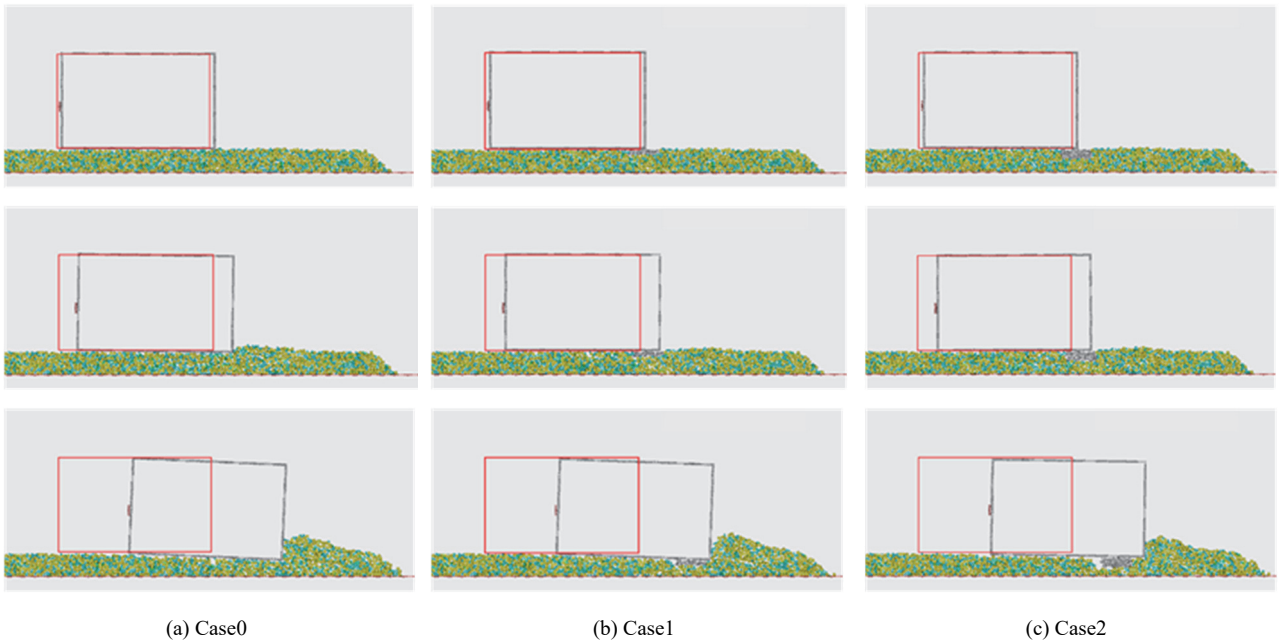


図 8 ケーソンへの载荷に伴う変状の様子 (赤枠はケーソンの初期位置) : 上から, ケーソンの水平変位が 20, 80, 300 mm のときの様子

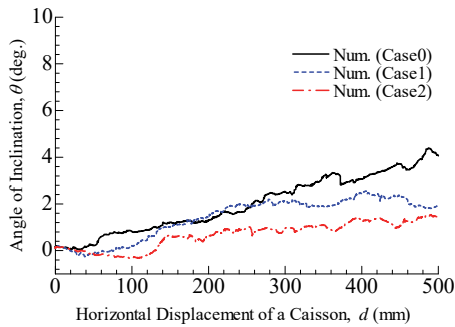


図 9 ケーソンの傾斜角と水平変位の関係

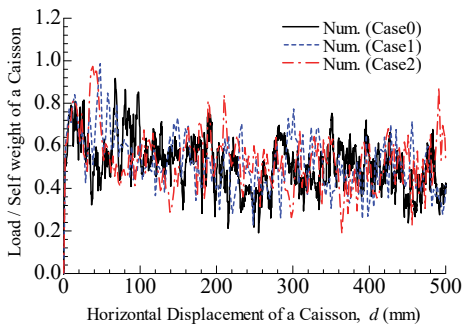


図 10 ケーソンへの無次元水平荷重とケーソンの水平変位の関係

本解析では厳密なモデル化は行わず, ケーソンモデルと同様に粒子を剛結した剛体モデルを適用している。これは, 改良体を設けた際のケーソン挙動を分析しやすくするた

めである。

5.2 解析結果と対策効果の分析

図 8 に各解析ケースにおける载荷後のケーソン変位が 20, 80, 300 mm のときの状態を示す。捨石マウンドを固化していない Case0 では水平荷重の载荷に伴いマウンドにケーソンが沈み込む挙動が生じ, 支持力破壊モードが誘発された。一方で, 捨石マウンドを固化した Case1 と Case2 では, ケーソンの水平変位 80 mm のとき, ケーソンはマウンドに沈み込むことはなく改良体の上を滑動した。ケーソンの水平変位が 300 mm のとき, 改良体の有無や改良深度に関係なく, すべてのケースでケーソンはマウンドに沈み込んだ。また, 改良体を設けた場合, 改良体より港内側の捨石が一体として後退することで, ケーソン下に空洞が形成した。

図 9 は各ケースにおけるケーソンの傾斜角と水平変位の関係を示す。改良体を有さない Case0 は, 先述のとおり, 荷重の载荷とともにケーソンが傾斜している。Case1 ではケーソンが改良体の上を滑動すると同時に改良体ごとマウンドに沈み込んだが, Case2 では改良体が大きいので, 沈み込みが抑制され, ケーソンは滑動を続けた。ケーソンの水平変位が 120 mm を超えるとケーソン後趾部分が改良体の右端まで滑動し, その後, ケーソンが改良体から滑落しながら変位を継続したため, 傾斜角が拡大した。

図 10 にケーソンに载荷した水平荷重とケーソン水平変位の関係を示す。ここで, 水平荷重は無次元水平荷重を示す。Case0 は载荷初期に水平荷重が最大になり, その後, ケーソンの水平変位が大きくなるにつれ水平荷重が低下した。Case1 はケーソンが傾斜し始めた後, ケーソンの水平変位が 50 mm 以降で水平荷重が低下した。Case2 も同様

に、ケーソンが改良体から滑落して傾斜した水平変位 120 mm 以降で水平荷重が低下した。改良体を設けた Case1 と Case2 は水平荷重が低下した後は再び増加し、耐力の向上が確認された。

6. 結言

本研究では、耐津波性能を高めた「粘り強い」防波堤を築造する方法として、ケーソン後趾付近の捨石マウンドを部分固化させた際の挙動について、個別要素法を用いて分析し、以下の結論を得た；

- ・ 捨石マウンドを固化していない場合、水平荷重の載荷に伴いマウンドにケーソンが沈み込む挙動が生じ、支持力破壊モードが誘発された。
- ・ 捨石マウンドを固化した場合、ケーソンの水平変位が小さいとき、ケーソンはマウンドに沈み込むことはなく改良体の上を滑動した。その後、ケーソンの水平変位が増加すると、改良体の有無や改良深度に関係なく、ケーソンはマウンドに沈み込んだ。
- ・ 改良体を設けた場合、改良体より港内側の捨石が一体として後退することで、ケーソン下に空洞を形成した。

謝辞

日本学術振興会科学研究費補助金若手研究 20K14824 の助成、日比科学技術振興財団の助成を受けております。また、模型実験および数値解析の実施にあたり、豊橋技術科学大学大学院工学研究科博士前期課程修了生の田村謙太郎氏、上田竜也氏の両氏には在学中に多大なる協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 辻尾大樹, 安田誠宏, 間瀬肇, 森信人, 前田恭兵, 山口佑太: 設定を超える津波に対するケーソン防波堤の補強効果に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp. I_473-I_478, 2013.
- 2) 高橋英紀, 佐々真志, 森川嘉之, 高野大樹, 青木亮介, 丸山憲治: ケーソン式防波堤の腹付工による耐力増加に関する遠心模型実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, No.2, pp. I_870-I_875, 2014.
- 3) 宮本順司, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 角田紘子, 前田健一, 松田達也: 津波越流時の防波堤基礎の不安定化と腹付工の効果, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp. I_1011-I_1015, 2014.
- 4) 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼杭による防波堤補強工法の津波越流時における安定性に関する研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.71, No.2, pp. I_623-I_628, 2015.
- 5) 三井順, 久保田真一, 松本朗, 半沢稔: 津波に対する防波堤背後の腹付工の滑動抵抗力の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.72, No.2, pp. I_1039-I_1044, 2016.
- 6) 宮本順司, 鶴ヶ崎和博, 岩本哲也, 中瀬仁, 松田達也, 前田健一: 遠心模型実験による腹付工を設置した防波堤基礎マウンドの粘り強さの確認, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.73, No.2, pp. I_7-I_21, 2017.
- 7) Takahashi, H.: Stability of composite-type breakwaters reinforced by rubble embankment, *Soils and Foundations*, Vol. 61, No.2, pp. 318-334, 2021.
- 8) 小笠原哲也, 和田真郷, 野口孝俊, 管崇: 京浜港ドックにおける重力式係船岸増深工法の実用化に向けた実証試験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.74, No.2, pp. I_390-I_395, 2018.
- 9) Cundall, P. A. and Strack, O. D. L.: A discrete numerical model for granular assemblies, *Géotechnique*, Vol. 29, No. 1, pp. 47-65, 1979.
- 10) Maeda, K., Sakai, H., Kondo, A., Yamaguchi, T., Fukuma, M. and Nukudani, E.: Stress-chain based micromechanics of sand with grain shape effect, *Granular Matter*, Vol. 12, pp. 499-505, 2010.
- 11) 羽柴寛文, 前田健一, 内藤直人, 山口悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 落石特性の異なる水平堆積層内の衝撃力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2, pp. I_443-I_454, 2012.
- 12) Fukumoto, Y.: Particle Based Multiphysics Simulation for Applications to Design of Soil Structures and Micromechanics of Granular Geomaterials, Doctor Dissertation, Kyoto University, 2015.
- 13) 中瀬仁, 宮田正史, 長尾毅, 本田中, 興野敏也, 安田勝則, 菅野高弘: 個別要素法によるケーソン式防波堤の挙動解析, 応用力学論文集, Vol. 5, pp. 461-472, 2002.
- 14) 澤田豊, 三宅達夫, 宮本順司, 河端俊典: 補強体を有する混成堤の津波外力作用下の安定性に関する解析的検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 71, No. 4, pp. 352-364, 2015.
- 15) Iwamoto, T., Nakase, H., Nishiura, D., Sakaguchi, H., Miyamoto, J., Tsurugasaki, K. and Kiyono, J.: Application of SPH-DEM coupled method to failure simulation of a caisson type composite breakwater during a tsunami, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 127, 2019. Doi: 10.1016/j.soildyn.2019.105806
- 16) 松田達也, 上田竜也, 田村謙太郎, 内藤直人, 栗原直範, 前田健一: ケーソン捨石構造の破壊モードに着目した重力場における模型実験でのモデリング・オブ・モデルズ, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.77, No.2, pp. I_769-I_774, 2021.
- 17) 菊池喜昭, 新舎博, 河村健輔, 江口信也: 裏込めを有するケーソン式混成堤の安定性の検討, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 67, No. 4, pp. 474-487, 2011.

粒子群最適化法による土の構成則のパラメータの自動的な推定方法の提案

Automatic Estimation of Parameters of Soil Constitutive Models by Particle Swarm Optimization

酒井崇之¹, 中野正樹²

- 1 名古屋大学・大学院工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・大学院工学研究科

概 要

昨今、土構造物に対しても性能設計が重要視されており、有限要素法等による詳細な解析が実施されている。解析を実施する際のパラメータは、土質試験結果から推定されることが多い。本研究では、粒子群最適化手法を改良したDMS-PSOを用い、修正Cam-clay modelおよびSYS Cam-clay modelの材料定数を推定する手法を提案した。提案手法の妥当性を検討するため、1)正解が分かっている問題から正解が確実に得られるかどうか、2)実際の実験を再現する際に毎回同じパラメータが得られるかどうかを検討した。1)については、実験を2つ以上実施したり、パラメータの探索範囲を、物性値を基に限定したりすることにより、正解が確実に得られるようになる。2)についても、粒子の数を多めに取り、パラメータの範囲を限定することにより、100回の検討でほとんど同じパラメータが得られることがわかった。以上のことから、提案したパラメータの自動推定法は妥当であると判断した。

キーワード：粒子群最適化手法、構成則、データ同化

1. はじめに

多くの研究や設計において、有限要素法による解析が実施されている。有限要素法においては、搭載されている構成則のパラメータをどのように決定するかが、解析結果に大きく影響を及ぼす。また、有限要素法に限らず、多くの他の方法についても同様である。一般的に、土の構成則のパラメータの決定方法としては、ある供試体に対して実施した三軸圧縮試験や標準圧密試験から得られたデータと数値シミュレーションの結果を比較する方法が挙げられる。ほとんどの場合、数値シミュレーションが実験結果をよりよく再現されるように、試行錯誤しながら手作業でパラメータを変化させることにより、パラメータを決定する。ただし、研究者や設計者の熟練度によってパラメータが変わってしまう恐れがある。また、再現の度合いにおいては見た目で判定されており、定量的に評価していないことが多い。

これまで、このような逆解析と呼ばれる問題に対し、様々なアプローチがなされている。例えば遺伝的アルゴリズムを用いて実施した例¹⁻⁴⁾、粒子群最適化手法⁵⁾を用いた例⁶⁻⁹⁾、機械学習を用いた例が挙げられる^{10,11)}。これらの方法は、発見的手法に分類され、これまで多くの問題に適用されてきおり、方法をまとめた論文も存在する¹²⁾。一方で、これらの手法は計算コストが大きいことも指摘されて

いる¹³⁾。

本研究では、改良した粒子群最適化手法を用いた手法を用いて、修正Cam-clay model¹⁴⁾およびSYS Cam-clay model¹⁵⁾のパラメータを同定する方法を構築した。粒子群最適化手法の弱点として、局所解に陥りやすく、結果的に大域的な探索ができていない可能性がある問題が挙げられる。これらの問題を解決するべく、Liang and Suganthan(2005)¹⁶⁾の研究で提案されたDMS-PSOを参考に、粒子群最適化手法を改良した。詳細は3章にて述べるが、これらの改良により、より効率よく解を探索することができ、計算コストを小さくできる。また、粒子群最適化手法において解の探索範囲を狭めることは、解の収束性や探索速度を向上させ、計算コストを低下させる上で非常に重要である。そこで我々は、粒度や液性限界や塑性限界、塑性指数といった物性値に着目した。実際の現場においても多くの場合、物性値を得るための物性試験を実施している。したがって、物性値を利用しない手はないと考える。また現場の設計においては、入手できる土は限られており、限られた実験試料に対し、どの試験を実施すべきか非常に重要な問題である。本研究では、どの試験を実施すると解が推定しやすいのかについても検討を行った。

土の構成モデルは、いくつかのパラメータを設定する必要があるため、実験結果が1つしかない場合、見た目には同じ程度の適合度であっても、異なるパラメータが得られ

る可能性があり、それは避けるべきである。そこで本研究では、以下の手順で手法の妥当性を検討した。

1)正解が分かっている問題から正解が確実に得られるかどうか。

2)実際の実験を再現する際に毎回同じパラメータが得られるかどうか。

1)により、提案手法の性能を検討することになる。1)で提案手法が良いと評価されたとしても、2)を保証していることにはならない。そこで、2)についても調査をした。

2. 本研究で対象とする問題について

2.1 提案手法の妥当性の検討

本報告では、圧密排水三軸圧縮試験、圧密非排水三軸圧縮試験と標準圧密試験を対象とする。正解パラメータを表1,2に示す。これらのパラメータは、Nakaiら(2017)のAlluvial clayの値である¹⁷⁾。なお、PSOのパラメータと区別するため、限界状態定数を \tilde{M} として、NCLの切片を \tilde{N} とした。初期の拘束圧は20kPaで等方応力状態であるとし、初期の異方性は無いものとした。図1~3は表1のパラメータで計算した結果となる。すなわちこれらは修正Cam-clay modelの計算結果であるため、練返し正規圧密土を想定した結果となる。図4~6は、表2のパラメータで計算した結果となる。すなわちSYS Cam-clayによる乱れの少ない試料を想定した計算結果である。まず、図1~3で示した結果を提案手法により再現し、結果として表1のパラメータが得られるか検討し、修正Cam-clay modelに適用できるかを調べた。次に、図4~6で示した結果を提案手法により再現し、結果として表1のパラメータが得られるか検討し、SYS Cam-clay modelに適用できるかを調べた。なお、SYS Cam-clay modelについては、修正Cam-clay modelのパラメータは既知、つまり固定値として、それ以外のパラメータを推定する。

表1 修正 Cam clay model のパラメータ

推定するパラメータ		
圧縮指数	λ	0.210
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.035
限界状態定数	\tilde{M}	1.500
NCLの切片 (98.1 kPa)	\tilde{N}	2.400
ポアソン比	N	0.300
初期比体積	e_0	1.734

表2 SYS Cam clay model のパラメータ

固定値		
圧縮指数	λ	0.210
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.035
限界状態定数	\tilde{M}	1.500
NCLの切片 (98.1 kPa)	\tilde{N}	2.400
ポアソン比	N	0.300
初期比体積	v_0	3.090
推定するパラメータ		
正規圧密土化指数	M	10.000
構造劣化指数	A	0.450
$\ D_p^s\ $ と $-D_p^s$ の比	c_s	0.300
回転硬化指数	b_r	0.010
回転硬化限界定数	m_b	1.000
初期過圧密比	R_0	0.025
初期構造	R_0^*	0.0075

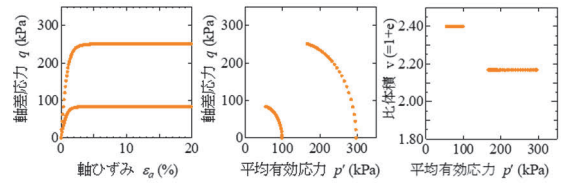


図1 表1のパラメータの非排水三軸圧縮試験の計算結果

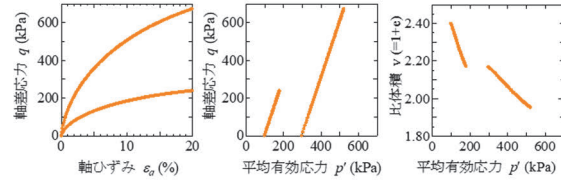


図2 表1のパラメータの排水三軸圧縮試験の計算結果

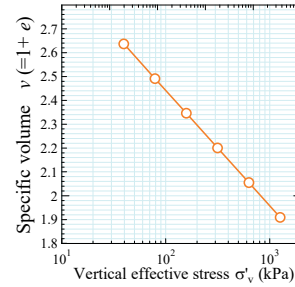


図3 表1のパラメータの標準圧密試験の計算結果

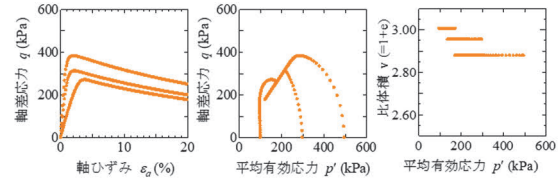


図4 表2のパラメータの非排水三軸圧縮試験の計算結果

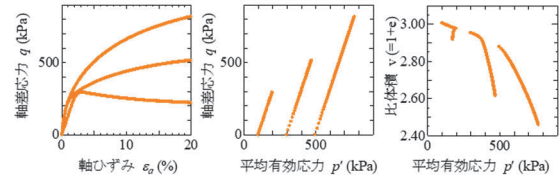


図5 表2のパラメータの排水三軸圧縮試験の計算結果

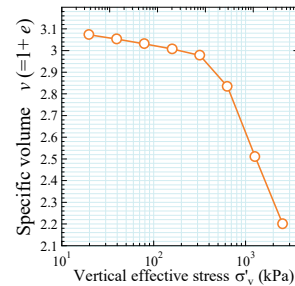


図6 表2のパラメータの標準圧密試験の計算結果

2.2 実際の実験結果の再現について

実際の実験結果を図7~10に示す。これらの結果はNakano et al (2005)のJoetsu clayに対して実施した試験結果である¹⁸⁾。図7,8は、練返し正規圧密状態に対する試験結果である。図9,10は乱れの少ない試料の試験結果である。なお、三軸圧縮試験においては、せん断時の比体積のみ示されていたため、せん断過程のみ再現した。

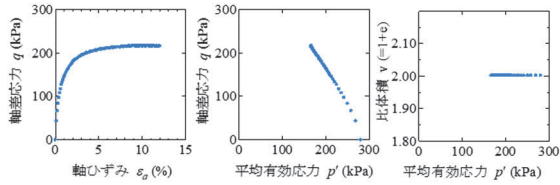


図7 Joetsu clay の正規圧密土の三軸圧縮試験の結果¹⁸⁾

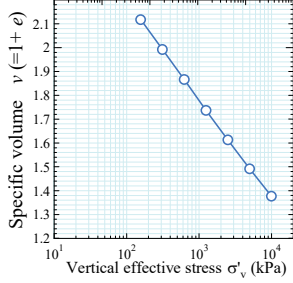


図8 Joetsu clay の正規圧密土の標準圧密試験の実験結果¹⁸⁾

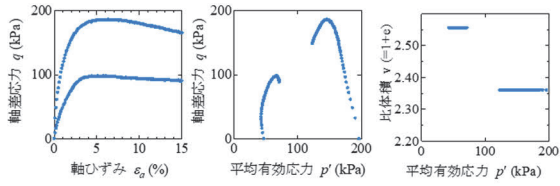


図9 Joetsu clay 乱れの少ない試料の三軸圧縮試験の結果¹⁸⁾

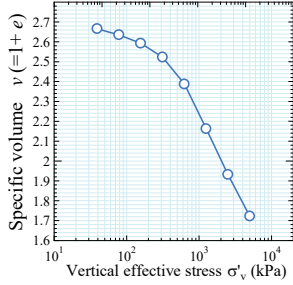


図10 Joetsu clay 乱れの少ない試料の標準圧密試験の結果¹⁸⁾

3. パラメータ自動取得方法の計算アルゴリズム

本章では、まず本研究の根幹となる PSO について説明をし、その後、パラメータ自動取得方法の計算フローチャート全体について説明を行う。

3.1 PSO の粒子位置更新式

PSO とは、鳥や魚の群れから着想を得た手法である。PSO では、多次元の関数空間上に位置ベクトルと速度ベクトルを持つ多数の粒子が、群全体の情報を共有しながらある目的関数の評価値が最良となる位置ベクトルの探索を行う。本研究で用いた PSO は Liang and Suganthan(2005)¹⁶⁾ が提案した Dynamic multi-swarm PSO (以下 DMS-PSO) である。DMS-PSO では、N 個の粒子を M 個ずつ、J 個の島にわけられる(N=J×M)。この時、粒子は必ず 1 つの島に振り分けられ、各島に振り分けられる粒子の数は同じである。DMS-PSO の世代数 t における i 番目の速度ベクトル v_i^t と位置ベクトル x_i^t の更新式は以下の通りである。

$$v_i^{t+1} = wv_i^t + c_1r_1(\mathbf{pbest}_i^t - x_i^t) + c_2r_2(\mathbf{lbest}_j^t - x_i^t) \quad (1)$$

$$x_i^{t+1} = x_i^t + v_i^{t+1} \quad (2)$$

$$x_i^t = \begin{Bmatrix} \tilde{\lambda}_i^t \\ \tilde{\kappa}_i^t \\ \tilde{M}_i^t \\ v_i^t \\ e_i^t \end{Bmatrix}, v_i^t = \begin{Bmatrix} \Delta\tilde{\lambda}_i^t \\ \Delta\tilde{\kappa}_i^t \\ \Delta\tilde{M}_i^t \\ \Delta v_i^t \\ \Delta e_i^t \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$x_i^t = \begin{Bmatrix} a_i^t \\ m_i^t \\ c_{si}^t \\ b_{ri}^t \\ m_{bi}^t \\ R_i^t \end{Bmatrix}, v_i^t = \begin{Bmatrix} \Delta a_i^t \\ \Delta m_i^t \\ \Delta c_{si}^t \\ \Delta b_{ri}^t \\ \Delta m_{bi}^t \\ \Delta R_i^t \end{Bmatrix} \quad (4)$$

式(1)が速度ベクトルの更新式、式(2)が位置ベクトルの更新式である。式(3)は修正 Cam-clay model のときの位置ベクトルと速度ベクトルの成分を示しており、式(4)は SYS Cam-clay model のときの位置ベクトルと速度ベクトルの成分を示している。式(3)、式(4)と表 1, 2 から分かる通り、各ベクトルの成分は、構成則のパラメータから構成される。 \mathbf{pbest}_i^t は、ある粒子自身が過去に得た目的関数の評価値が最良となった時の位置ベクトルである。つまり、粒子 i の実験結果と計算結果がこれまでで最も近づいた時のパラメータ群である。 \mathbf{lbest}_j^t は、粒子群をいくつかのグループに分けて、そのグループ内で目的関数の評価値が最良となった時の位置ベクトルを示す。つまりグループ j 内において実験結果と計算結果がこれまでで最も近づいた時のパラメータ群である。何回か粒子の情報を更新した後に、グループの分け直しを何度もすることで、集団全体の情報を共有しながらも通常の PSO の弱点である局所解に陥りやすい問題を避ける工夫をしている。また、DMS-PSO においては、 \mathbf{lbest}_j^t の情報を残しつつ計算を進めるが、本手法においては、グループの振り分け直しをするたびに \mathbf{lbest}_j^t をリセットした。これにより DMS-PSO と比較してさらに収束しづらくなるが、一方で、大域的に探索されることが期待できる。

c_1, c_2, w は粒子群最適化法のパラメータである。 c_1 が大きくなると、その粒子は \mathbf{pbest}_i^t に引き寄せられやすくなる。このことから、粒子自身の情報を重要視することを示している。 c_2 が大きくなると、その粒子は \mathbf{lbest}_j^t に引き寄せられやすくなる。このことから、群の情報を重要視することを示している。 w は慣性パラメータであり、この値が大きくなると粒子の速度はどんどん大きくなることから、大域的な探索が可能となるが収束しづらくなる。一方、 w が小さいときは、粒子の速度は小さくなっていくため、局所的な探索が可能であるが、局所解に陥りやすくなる。一般的に c_1, c_2 は 1 に近い値、 w は 0.8 や 0.9 を用いる¹⁹⁾。本研究では、 $c_1 = c_2 = w = 0.9$ を用いた。 r_1, r_2 は 0~1 の乱数が代入される。

3.2 計算のフローチャート

図 11 に本研究で用いたフローチャートを示す。それぞれ説明していく。1)粒子の配置方法、2)粒子の評価方法(目的関数の設定)、3)粒子の初期化の方法の順に説明する。な

お、図 11 において赤字で示している数字は、自由に設定できるパラメータであり、ハイパーパラメータにあたる。

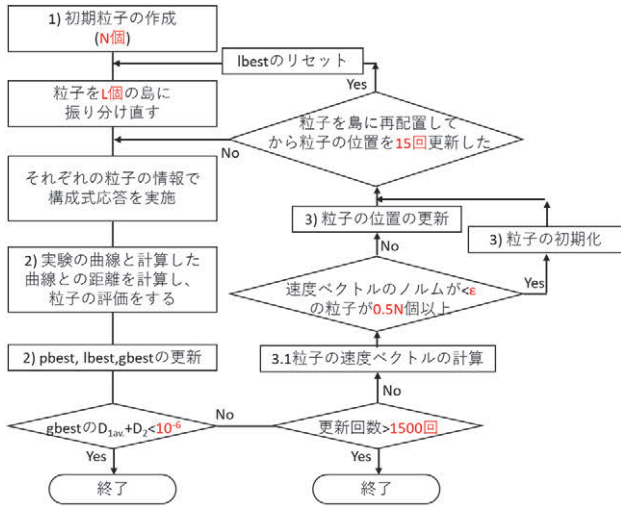


図 11 提案手法のフローチャート

1) 粒子の配置方法について

初期の粒子は N 個用意する。粒子の情報については、式 (3)、式(4)に示した通りである。4 章で示すパラメータの範囲内で一様乱数を発生させて、各粒子が最初に持っている情報を決定する。なお、式(3)には正規圧密線の切片 N が無いが、以下の式から得られるため、推定する必要がない。

$$v_0 = \bar{N} + (\bar{\lambda} - \bar{\kappa}) \ln \left(\frac{\bar{M}^2 - \eta_0^2}{\bar{M}^2} \right) - \bar{\lambda} \ln p' \quad (5)$$

ここで、 $\eta_0 (= q_0/p'_0)$ は初期応力比、 q_0 は初期軸差応力、 p'_0 は初期平均有効応力である。 v_0 は初期比体積である。また、式(4)には初期構造 R_0^* が無いが、以下の式から他のパラメータが分かれば得られるため、推定する必要がない。

$$\frac{1}{R_0^*} = \frac{1}{R_0} \exp \left\{ -\frac{\bar{N} - v_0 - \bar{\lambda} \ln p'_0}{\bar{\lambda} - \bar{\kappa}} + \ln \left(\frac{\bar{M}^2 + (\eta_0 - \zeta_0)^2}{\bar{M}^2} \right) \right\} \quad (6)$$

ここで、 R_0 は初期過圧密、 ζ_0 は初期異方性である。

初期の速度ベクトルの成分は全て 0 とする。また、粒子を L 個の島に分けるが、これもランダムに決定した。なお世代数 15 回ごとに粒子を島に振り分け直す。常にランダムに振り分ける。また島を振り分けた際に $lbest_t^i$ はリセットされる。ここは DMS-PSO との相違点となる。 $lbest_t^i$ をリセットすることにより、収束性は悪くなるが、局所解から脱出できる可能性が高くなる。

2) 粒子の評価方法 (目的関数の設定)

目的関数をどのように設定するかは、このような問題において重要なポイントの 1 つである。本問題においては、実験結果と計算結果が近ければ近いほど粒子の評価が高いということは自明である。多くの場合は、荷重-変位関係や、応力-ひずみ関係で評価している。また、非排水せん断においては、過剰間隙水圧-ひずみ関係も考慮することもある。

本研究では、 v - p' - q 空間で目的関数を設定する。ここで、 v は比体積、 p' は平均有効応力、 q は軸差応力である。ただ

し、そのまま v - p' - q 空間で評価してしまうと、例えば、異なる拘束圧で実験をしたときに、拘束圧が大きい実験結果の方が、 p' や q の値が大きいため、誤差が大きくなることが多く、拘束圧が大きい結果がより強く反映されてしまう恐れがある。また、同じ拘束圧だとしても、密度が大きい場合、 q が大きくなるため、密度が大きい土の方が結果に及ぼす影響が大きくなる恐れがある。そこで、3 つの軸 $R_k^{p'}$ 、 R_k^q 、 R_k^v を定義し、その空間内で推定結果と計算結果を評価する。 $R_k^{p'}$ 、 R_k^q 、 R_k^v は式(7)~(9)で定義される。ここで、添え字 k は k 番目の実験という意味である。例えば、三軸圧縮試験を拘束 100,300kPa で実施していた場合、100kPa を 1 番目、300kPa を 2 番目とし、それぞれの場合で 3 つの軸 $R_k^{p'}$ 、 R_k^q 、 R_k^v を定義する。

$$R_k^{p'} = \frac{p' - p'_{kexpmin}}{p'_{kexpmax} - p'_{kexpmin}} \quad (7)$$

$$R_k^q = \frac{q - q_{kexpmin}}{q_{kexpmax} - q_{kexpmin}} \quad (8)$$

$$R_k^v = \frac{v - v_{kexpmin}}{v_{kexpmax} - v_{kexpmin}} \quad (9)$$

$p'_{kexpmax}$ 、 $p'_{kexpmin}$ 、 $q_{kexpmax}$ 、 $q_{kexpmin}$ 、 $v_{kexpmax}$ 、 $v_{kexpmin}$ は、 k 番目の試験結果における最大および最小の平均有効応力 p' 、軸差応力 q 、比体積 v である。実験ごとに空間を定義することで、実験が様々な条件で行われたり、供試体が異なったりしても、それぞれの実験結果を同じように評価することができると考えた。

目的関数は以下の通り設定される。

$$U(x_t^i) = \frac{\sum_k \sum_l \sqrt{(R_{lcalc,k}^{p'} - R_{lexp,k}^{p'})^2 + (R_{lcalc,k}^q - R_{lexp,k}^q)^2 + (R_{lcalc,k}^v - R_{lexp,k}^v)^2}}{KL} \quad (10)$$

$R_{lcalc,k}^{p'}$ 、 $R_{lcalc,k}^q$ 、 $R_{lcalc,k}^v$ 、 $R_{lexp,k}^{p'}$ 、 $R_{lexp,k}^q$ 、 $R_{lexp,k}^v$ はそれぞれ $R_k^{p'}$ - R_k^q - R_k^v 空間内における計算結果 (calc) と実験結果 (exp) である。 L はデータの個数であり、せん断ひずみ $X\%$ ごとにデータの比較し、 $\varepsilon_{fin} \%$ まで試験を実施すると、 $L = \varepsilon_{fin}/X$ となる (例えば、せん断ひずみ 20% まで試験を実施しており、0.1% ごとに結果を取得すれば、 $L=200$ 個となる)。 K は全体の実験の個数を示す。

つまり、 k 番目の実験の l 番目のデータについて、 $R_k^{p'}$ - R_k^q - R_k^v 空間内における実験結果と計算結果の差を計算する。式(10)の分子からも分かる通り、この差は実験結果と計算結果の距離である。そして、それを足し合わせて KL で除したものが目的関数になる。 KL はデータの総数を示しているから、 KL で除することにより、実験データ数や実験数に依らず同じスケールで評価できる。 $U(x_t^i) = 0$ になれば、完全に正解パラメータと推定結果が一致することから、 $U(x_t^i)$ が小さければ小さいほど、その粒子の評価が高くなる。また、 $U(gbest_t^i)$ が 1.0×10^{-6} より小さいと、パラメータを少数第 5 位まで推定できることが予備計算から分かっているため、その場合、計算を打ち切った。なお、圧密試験についても、同様の空間で評価するが、2 章で示した通り段階載荷における圧密試験を想定しているため、 $R_{lcalc,k}^v$ と $R_{lexp,k}^v$ の差のみを用いて評価する。

世代数 $t+1$ において $U(x_{t+1}^i) < U(pbest_t^i)$ 、 $U(x_{t+1}^i) <$

$U(\mathit{lbest}_i^t)$, $U(\mathit{x}_i^{t+1}) < U(\mathit{gbest}^t)$ であるとき, $\mathit{pbest}_i^{t+1} = \mathit{x}_i^{t+1}$, $\mathit{lbest}_i^{t+1} = \mathit{x}_i^{t+1}$, $\mathit{gbest}^{t+1} = \mathit{x}_i^{t+1}$ として, それぞれの粒子の自己ベスト, 島内でのベスト, 粒子全体でのベストの位置ベクトルを更新する。

3) 粒子の位置更新

式(1)より各粒子の速度ベクトルを得ることができる。そして, 通常は, 式(2)に式(1)を代入することにより, 粒子の位置を更新する。この際, 探索範囲(詳細は4章で示す)を超えてしまった場合, 強制的に範囲内に戻す操作をした。この際, 探索範囲内の最大値を超えたら, 最大値, 探索範囲内の最小値を下回ったら最小値になるようにしており, 速度ベクトルの値も $\mathit{v}_i^{t+1} = \mathit{x}_i^{t+1} - \mathit{x}_i^t$ により再計算している。

一方で, PSOの弱点として局所解に陥ってしまい, 粒子が動かないため, それ以上探索できなくなることが挙げられる。DMS-PSOに倣い粒子が局所解に陥ったと判定されたときに局所探索粒子と大域探索粒子をそれぞれ再配置する。粒子が局所解に陥ったと判定する方法として, 本研究では, 速度ベクトルのノルム $\|\mathit{v}_i^t\|$ に着目する。局所解に陥ったとき, $\mathit{pbest}_i^t \equiv \mathit{x}_i^t$, $\mathit{lbest}_i^t \equiv \mathit{x}_i^t$ となっているため, $\|\mathit{v}_i^t\| \equiv 0$ となっており, 判定するのに都合が良い。本研究では, 全粒子の80%が $\|\mathit{v}_i^t\| < \varepsilon$ となったときに, 局所解に陥ったと判定して, 全粒子の50%を局所探索粒子に, 残りの50%を大域探索粒子に分けて再配置する。大域探索粒子については, 1)で示した方法, つまり初期に配置した方法と同じ方法で配置を行った。局所探索粒子については, gbest^t 近傍に再配置する。正解値と推定値の差は, 目的関数 $U(\mathit{x}_i^t)$ が小さくなればなるほど, 小さくなる。そこで, 式(11)のように粒子を再配置する。なお, 再配置したときの速度ベクトルの成分はすべて0とした。

$$\mathit{x}_i^t = \{1 + rU(\mathit{gbest}^t)\}\mathit{gbest}^t \quad (11)$$

ここで, r は-1.0~1.0の範囲の乱数である。

4. 提案手法の妥当性の検討

表3に修正 Cam-clay modelのパラメータ推定における検討ケースを示す。表3には検討結果も併せて示す。粒子の数については, 200,800個の2ケース実施した。いずれも島の数は20個である。実験については, 圧密非排水三軸圧縮試験(CUB)と圧密排水三軸圧縮試験(CD)と標準圧密試験を考える。また, 実験を1つしか実施しなかった場合と, 2つ実施した場合のパラメータ推定精度の違いも検証する。1つは拘束圧100kPaの三軸圧縮試験とし, もう1つは拘束圧300kPaの三軸圧縮試験か, 標準圧密試験を実施した場合について検討した。最後に, パラメータ推定範囲の影響も調べるため, 表4に示す2つのパラメータ推定範囲で検討をした。狭い場合については, 液性限界や塑性限界のデータから範囲を推定する方法を提案する。Giasiら(2002)²⁰⁾やNakaseら(1988)²¹⁾やTiwari and Ajmera(2011)²²⁾の研究で液性限界 w_L や塑性指数 I_p から様々な λ や κ の推定式がまとめられている。これらの式に $w_L=97.4\%$, $I_p=54.1$

を代入して λ と κ の範囲を設定した。なお, これらの物性値については, Nakaiら(2017)の Alluvial clayの値を用いている。4章における妥当性の検討においても, 同論文における Alluvial clayの弾塑性パラメータを用いた。限界状態定数 \tilde{M} については, Nakaiら(2017)の Alluvial clayにおいては $\tilde{M}=1.5$ であった。正規圧密土のせん断試験において限界状態に至っていれば, 限界状態定数ある程度推定することが可能である。ここでは, ± 0.05 の範囲で推定できると判断し, 範囲を設定した。ポアソン比 ν と間隙比 e については, 物性値から範囲を推定する根拠が乏しかったため, 狭い場合も広い場合も推定範囲を同じとした。

粒子群最適化法は, 乱数を随所に使っていることから, ランダム性が高い。そのため, 各ケース100回計算を実施して, 妥当性を検討した。局所解に陥ったかどうか判定するパラメータは $\varepsilon = 10^{-5}$ とした。

表3 検討ケース(修正 Cam-clay model)

case	1	2	3	4	5	6	7	8
粒子の数	200	800	200	800	200	800	200	800
実施実験	CUB 100kPa				CD 100kPa			
推定範囲	狭い		広い		狭い		広い	
N_s	88	99	89	99	99	100	99	100
Av.	887	482	893	487	656	382	692	420
Std.	315	200	306	162	155	24	140	52
Case	9	10	11	12	13	14	15	16
粒子の数	200	800	200	800	200	800	200	800
実施実験	CUB 100, 300kPa				CD 100, 300kPa			
推定範囲	狭い		広い		狭い		広い	
N_s	100	100	100	100	100	100	100	100
Av.	319	233	556	260	331	282	426	308
Std.	17	12	114	15	19	16	23	14
Case	17	18	19	20	21	22	23	24
粒子の数	200	800	200	800	200	800	200	800
実施実験	CUB 100kPa, OED				CD 100kPa, OED			
推定範囲	狭い		広い		狭い		広い	
N_s	100	100	100	100	100	100	100	100
Av.	297	224	326	245	232	243	355	268
Std.	18	14	19	13	12	15	20	13

表4 パラメータの推定範囲

	λ	κ	\tilde{M}	N	e
狭い	0.177-0.380	0.026-0.069	1.45-1.55	0.01-0.49	1.709-1.759
広い	0.030-0.400	0.001-0.070	1.00-2.00	0.01-0.49	1.709-1.759

図12に正解と推定値の差と $U(\mathit{gbest}^t)$ の関係を示す。図12はCase10の70回目の検討の時であるが, 他の場合も同様の傾向となった。図から, $U(\mathit{gbest}^t) < 10^{-6}$ であれば十分にパラメータの推定ができていると考えた。そこで, 100回中 $U(\mathit{gbest}^t) < 10^{-6}$ になった回数 N_s や, $U(\mathit{gbest}^t) < 10^{-6}$ になるまでの世代数の平均値 Av.や世代数の標準偏差 Std.を用いて各ケースの比較を行う。

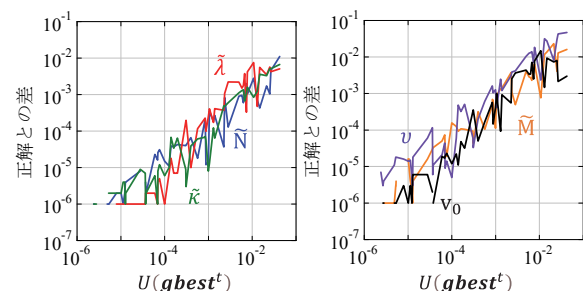


図12 推定値と正解の差と $U(\mathit{gbest}^t)$ の関係

表 3 から実験が 1 つの場合(Case 1~8), N_s が 100 になっていない場合(ハッチしていないケース)もあり, 必ずパラメータの推定ができていない。一方, 実験が 2 個のケース (Case 9~24) は, 粒子の数や, 推定範囲に依らず, N_s が 100 であり, パラメータの推定が必ずできている。パラメータの推定の際は, 実験を 2 種類実施した方が良いことを示唆している。なお, 非排水せん断と排水せん断に有意な差は見られなかった。パラメータの推定範囲に着目すると, case 9 と case 11 の比較から, パラメータの推定にかかる世代数の平均 $Av.$ や標準偏差 $Std.$ がパラメータ推定範囲の狭い方が小さい。このことからパラメータ推定範囲が狭い方が, 速くかつ安定的に計算できることがわかる。なお, 粒子数が 800 個の場合は, 推定範囲に依らず $Av.$ や $Std.$ が変わらないことから, 範囲を絞らなくても安定して推定できている。なお, 1 回推定するまでにかかる速度は, 一般的なパソコンを用いて粒子が 800 個で 30 分程度, 粒子が 200 個の場合は 8 分程度あることから, 通常は粒子を 800 個用いた方が良い。

表 5 に SYS Cam-clay model のパラメータ推定における検討ケースを示す。表 5 には検討結果も併せて示す。粒子の数については, 800 個の 2 ケース実施した。いずれも島の数 は 20 個である。実験については, 圧密非排水三軸圧縮試験(CUB)と圧密排水三軸圧縮試験(CD)と標準圧密試験(OED)を考える。また, 実施した実験数がパラメータ推定精度に与える影響も検証する。Case 1 から Case 6 はそれぞれ拘束圧 100, 300, 500kPa のいずれか 1 つで試験を実施したときである。拘束圧 100kPa は過圧密状態, 300kPa は圧密降伏応力付近, 500kPa は正規圧密状態における試験となる。Case 7~Case 12 は, 三軸圧縮試験を 100,300,500kPa の中でいずれか 2 つのみ実施できた場合である。Case 13, 14 は, 三軸圧縮試験を 3 つ実施した場合である。Case 15~Case 28 は Case 1~Case 14 に加えて標準圧密試験を実施した場合である。推定範囲については, 狭い場合のみ検討した。パラメータの推定範囲は表 6 に示す。今回, 粘性土を想定しているため, 過去の粘性土を想定した SYS Cam-clay model の計算結果を整理し範囲を決定した。これは実質的に粒度を考慮したことになる。修正 Cam-clay model の検討と同様に各ケース 100 回計算を実施して, 妥当性を検討した。局所解に陥ったかどうか判定するパラメータは $\varepsilon = 10^{-3}$ とした。

図 13 に正解と推定値の差と $U(gbest^t)$ の関係を示す。図 13 は Case40 の 1 回目の検討の時であるが, 他の場合も同様の傾向となった。いずれのパラメータも $U(gbest^t)$ が小さいほど, 正解との差が小さくなる。図から, $U(gbest^t) < 10^{-6}$ であれば十分にパラメータの推定ができていると考えた。なお, 線が途切れているところがあるが, これは正解と推定値が完全に一致しているために, 対数軸では描画できない箇所となる。本検討では, 100 回中 $U(gbest^t) < 10^{-6}$ になった回数 N_s や, $U(gbest^t) < 10^{-6}$ になるまでの世代数の平均値 $Av.$ や世代数の標準偏差 $Std.$ を用いて各ケースの比較を行う。

表 5 の黄色でハッチしたケースが 100 回中 100 回推定できたケースである。CUB においては, 実験数が多いほど, 必ず推定できるようになってくる。ただし, 推定までにかかる平均回数 $Av.$ や標準偏差 $Std.$ に大きな差はない。一方, CD の方は, 実験の種類が多くしても, 必ず推定できるようにはならない。推定できていないケースを確認すると, b_r や m_b が推定できていないケースが多い。具体的には, m_b が小さく, b_r が大きめの値で停滞していた(程度はケースごとに違う)。なお, 1 回推定するまでにかかる速度は, 一般的なパソコンを用いて 60 分程度で完了するため, 粒子の数を増やすことで, 推定精度を上げることも可能である。

表 5 検討ケース (SYS Cam-clay model)

case	1	2	3	4
実施実験	CUB 100kPa	CD 100kPa	CUB 300kPa	CD 300kPa
N_s	88	12	99	100
$Av.$	-	-	-	1067
$Std.$	-	-	-	235
case	5	6	7	8
実施実験	CUB 500kPa	CD 500kPa	CUB 100,300kPa	CD 100,300kPa
N_s	100	96	100	100
$Av.$	769	-	771	552
$Std.$	139	-	124	106
case	9	10	11	12
実施実験	CUB 100,500kPa	CD 100,500kPa	CUB 300,500kPa	CD 300,500kPa
N_s	100	100	100	96
$Av.$	721	559	680	-
$Std.$	124	122	126	-
case	13	14	15	16
実施実験	CUB 100,300,500kPa	CD 100,300,500kPa	CUB 100kPa OED	CD 100kPa OED
N_s	100	84	99	100
$Av.$	668	-	-	605
$Std.$	112	-	-	106
case	17	18	19	20
実施実験	CUB 300kPa OED	CD 300kPa OED	CUB 500kPa OED	CD 500kPa OED
N_s	100	100	100	97
$Av.$	801	998	757	-
$Std.$	135	250	155	-
case	21	22	23	24
実施実験	CUB 100,300kPa OED	CD 100,300kPa OED	CUB 100,500kPa OED	CD 100,500kPa OED
N_s	100	100	100	100
$Av.$	823	568	674	576
$Std.$	117	136	129	156
case	25	26	27	28
実施実験	CUB 300,500kPa OED	CD 300,500kPa OED	CUB 100,300,500kPa OED	CD 100,300,500kPa OED
N_s	100	97	100	86
$Av.$	499	-	654	-
$Std.$	82	-	122	-

表 6 パラメータの推定範囲

m	a	c_s	b_r	m_b	R_0
1.0-30.0	0.01-1.0	0.1-0.9	0.01-1.0	0.01-1.0	0.013-0.05

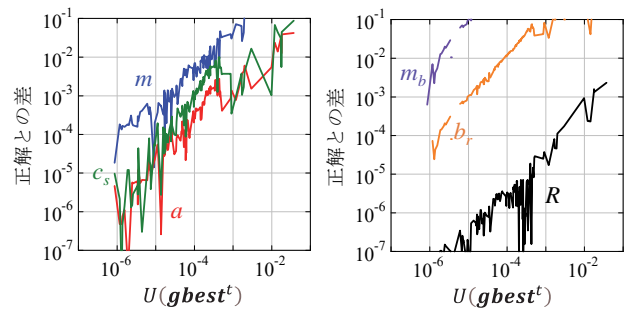


図 13 推定値と正解の差と $U(gbest^t)$ の関係

5. 実際の実験結果の再現

まず、図7、図8に示す正規圧密土に対する実験結果を修正 Cam-clay model を用いて再現する。4章の結果から粒子数を800個、パラメータ推定範囲は物性値から絞って再現を実施した。文献16)から Joetsu clay の物性値である $w_L=72.5\%$ 、 $I_p=42.8$ や限界状態定数 $\tilde{M}=1.25$ からパラメータの推定範囲を決める。得られた推定範囲を表7に示す。なお、4章と異なり、三軸圧縮試験(CUB)と標準圧密試験(OED)で比体積が異なるため、それぞれ推定する。

表7 パラメータの推定範囲

$\tilde{\lambda}$	$\tilde{\kappa}$	\tilde{M}	N	v (CUB)	v (OED)
0.127-0.283	0.020-0.060	1.20-1.30	0.01-0.49	1.977-2.027	2.091-2.141

表8にパラメータ推定結果、図14、図15に再現結果を示す。表8に示す推定結果は、100回の平均 Av.と標準偏差 Std.の2つを示す。表8より100回の検討で100回とも同じ結果が得られることがわかる。このことから修正 Cam-clay model のパラメータの推定方法として、提案手法は妥当であると言える。なお、この時、 $U(gbest^t) = 0.042$ であった。

表8 100回の推定結果のまとめ

		Av.	Std.
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.1838	0.0000
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.0471	0.0000
限界状態定数	\tilde{M}	1.2667	0.0000
NCLの切片(98.1 kPa)	\tilde{N}	2.1778	0.0000
ポアソン比	ν	0.1462	0.0000
初期比体積(CUB)	v_0	1.9770	0.0000
初期比体積(OED)	v_0	2.0914	0.0000

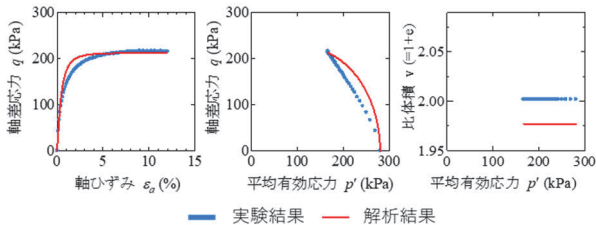


図14 Joetsu clayの正規圧密土の三軸圧縮試験の再現結果

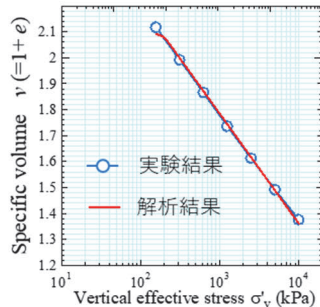


図15 Joetsu clayの正規圧密土の標準圧密試験の再現結果

次に、図9、図10に示す乱れの少ない Joetsu clay に対する実験結果を SYS Cam-clay model を用いて再現する。4章と同様に粒子数を800個、パラメータ推定範囲は表6に示す値を用いて再現を実施した。弾塑性パラメータについては、表8で示したパラメータ、つまり練返し正規圧密土の

再現から得られた結果を用いた。なお、三軸圧縮試験において等方圧密後の比体積のみ明らかになっているため、非排水せん断過程のみ計算を行った。また、4章と異なり、実験ごとに初期状態が異なるため、それぞれ初期比体積と初期過圧密 R を推定する。

表9にパラメータ推定結果、図16、図17に再現結果を示す。表9に示す推定結果は、100回の平均 Av.と標準偏差 Std.の2つを示す。表9より100回の検討で100回ともほとんど同じ結果が得られることがわかる。このことから SYS Cam-clay model のパラメータの推定方法として、提案手法は妥当であると言える。なお、この時、 $U(gbest^t) = 0.085$ であった。

表9 100回の推定結果のまとめ

		Av.	Std.
正規圧密土化指数	m	5.7731	0.0055
構造劣化指数	a	0.4500	0.0023
$\ D_p^p\ $ と $-D_p^p$ の比	c_s	0.1000	0.0000
回転硬化指数	b	0.0163	0.0002
回転硬化限界定数	m_b	1.0000	0.0000
初期比体積(CUB 50kPa)	v_0	2.5310	0.0000
初期過圧密(CUB 50kPa)	R_0	0.2879	0.0001
初期比体積(CUB 200kPa)	v_0	2.3850	0.0000
初期過圧密(CUB 200kPa)	R_0	0.7393	0.0003
初期比体積(OED)	v_0	2.6523	0.0004
初期過圧密(OED)	R_0	0.1163	0.0025

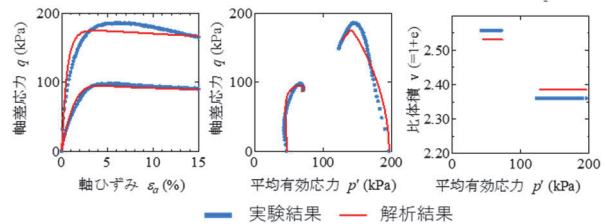


図16 乱れの少ない Joetsu clay の三軸圧縮試験の再現結果

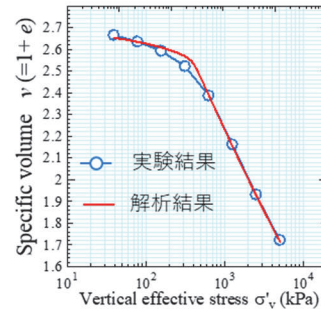


図17 乱れの少ない Joetsu clay の標準圧密試験の再現結果

6. 結論

本研究では、粒子群最適化法を用い、自動的に実験結果を再現し構成則のパラメータを得る方法を提案した。提案手法を評価する方法として 1)正解が分かっている問題から正解が確実に得られるかどうか 2)実際の実験を再現する際に何回検討したとしても同じパラメータが得られるかどうかの方法で検討した。以下に結論を示す。

- 1) 修正 Cam-clay model の場合、実験が1つの場合、必ずしもパラメータの同定ができていたとは言えなかった。一方、実験が2個の場合は、パラメータの同定

が必ずできている。パラメータの推定の際は、実験を2種類実施した方が良いことを示唆している。なお、パラメータ推定範囲が狭い方が、速くかつ安定的に計算できることがわかる。

- 2) SYS Cam-clay model の場合についても、対象とする実験の数を増やすと、パラメータを必ず推定できるようになる傾向は得られた。ただし、排水せん断の方は、そうっていないケースがいくつか見られた。推定できていないケースを確認すると、 b_r や m_b が推定できていない場合が多く、この点は課題である。
- 3) 本手法を用いて実験の再現結果を実施したところ、100回検討で、実験結果を再現することができ、毎回ほとんど同じパラメータが得られた。
- 4) 以上のことから、練返し正規圧密粘土に対しては2つ実験(異なる拘束圧の圧密非排水 or 排水三軸圧縮試験2つか、圧密非排水 or 排水三軸圧縮試験と標準圧密試験)を実施し、乱れの少ない試料に対しては、3つ実験(異なる拘束圧の圧密非排水三軸圧縮試験を3つか、異なる拘束圧の圧密非排水三軸圧縮試験を2つと標準圧密試験)を実施すれば、本手法は実験結果を自動的に再現する手法として妥当であると言える。ただし、粒子数を増やすなどすることにより、少ない実験結果でも、適応できる可能性はある。

今回は粘土を対象としたが、粘土であっても練返し正規圧密土の実験結果がない場合もあり、砂の場合は、練返し正規圧密土が作製できない。このような、弾塑性パラメータも分からない場合についても検討を進めたい。

謝辞

本研究を実施するにあたり、株式会社奥村組から助成を受けた。また、独立行政法人環境再生保全機構の環境研究総合推進費(JPMEERF20201004)により実施した。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Levasseur, S., Malecot, Y., Boulon, M. and Flavigny, E.: Soil parameter identification using a genetic algorithm, *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.32, pp.189-213, 2008.
- 2) Jin, Y., Wu, Z., Yin, Z. and Shen, J.: Estimation of critical state-related formula in advanced constitutive modeling of granular material, *Acta Geotechnica*, vol. 12, pp.1329-1351, 2017.
- 3) Samarajiva, P., Macari, J. E.; and Wathugala, W.: Genetic Algorithms for the Calibration of Constitutive Models for Soils, *International Journal of Geomechanics*, Vol.5, Issue 3, pp.206-217, 2005.
- 4) Rokonzaman, Md. and Sakai, T.: Calibration of the parameters for a hardening softening constitutive model using genetic algorithms, *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, Issue 4. pp. 573-579, 2010.
- 5) Kennedy, J. and Eberhart, R. C.: Particle swarm optimization, *Proc. of IEEE the International Conference on Neural Networks*, Vol. 4, pp.1942-1948, 1995.
- 6) Zhu, B. and Chen, Z.: Calibrating and validating a soil constitutive model through conventional triaxial tests: an in-depth study on CSUH model, *Acta Geotechnica*, vol. 17, pp.3407-3420, 2022.
- 7) Zhang, Y., Gallipoli, D. and Augarde, C.: Parameter identification for elasto-plastic modelling of unsaturated soils from pressuremeter tests by parallel modified particle swarm optimization, *Computers and Geotechnics*, Vol. 48, pp. 293-303, 2013.
- 8) Knabe, T., Datcheva, M., Lahmer, T., Cotecchia, F. and Schanz, T.: Identification of constitutive parameters of soil using an optimization strategy and statistical analysis, *Computers and Geotechnics*, Vol. 49, pp. 143-157, 2013.
- 9) Yazdi, S. J., Kalantary, F. and Yazdi, S. H.: Calibration of Soil Model Parameters Using Particle Swarm Optimization, *International Journal of Geomechanics*, Vol.12, Issue 3, pp.229-238, 2012.
- 10) Song, Z., Liu, S., Jiang, M. and Yao, S.: Parameter Determination Method of Soil Constitutive Model Based on Machine Learning, *Wireless Communications and Mobile Computing*, Vol. 2022, ID. 3765169.
- 11) Zhang, P., Yin, Z. Y., Jin, Y. F. and Liu X. F.: Modelling the mechanical behaviour of soils using machine learning algorithms with explicit formulations, *Acta Geotechnica*, vol. 17, pp.1403-1422, 2022.
- 12) Zhang, P., Yin, Z. Y. and Jin, Y. F.: State-of-the-Art Review of Machine Learning Applications in Constitutive Modeling of Soils, *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 28, pp. 3661-3686, 2021.
- 13) Kadlíček, T., Janda, T., Šejnoha, M., Mašín, D., Najser, J. and Beneš, Š.: Automated calibration of advanced soil constitutive models. Part II: hypoplastic clay and modified Cam-Clay, *Acta Geotechnica*, vol. 17, pp.3439-3462, 2022.
- 14) Roscoe, K.H. and Burland, J.B.: On the generalized stress-strain behavior of wet clay. In: *Engineering Plasticity*. Cambridge University Press, pp. 535-609, 1968.
- 15) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K., Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations* 42(5), 47-57, 2002.
- 16) Liang, J.J. and Suganthan, P.N: Dynamical multiswarm particle swarm optimizer, *Proc. of the IEEE swarm intelligence symposium*, pp.124-129, 2005.
- 17) Nakai, K., Noda, T. and Kato, K.: Seismic assessment of sheet pile reinforcement effect on river embankments constructed on a soft foundation ground including soft estuarine clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.54, Issue 10, pp. 1375-1396.
- 18) Nakano, M., Nakai, K. Noda, T. and Asaoka, A.: Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.1, pp. 141-151,2005.
- 19) 古川正志, 川上敬, 渡辺美智子, 木下正博, 山本雅人, 鈴木育男: メタヒューリスティックとナチュラルコンピューティング, コロナ社, 2012.
- 20) Giasi, C.I., Cherubini, C. and Paccapelo, F.: Evaluation of compression index of remoulded clays by means of Atterberg limits, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 62, pp.333-340, 2003.
- 21) Nakase, A., Kamei, T. and Kusakabe, O.: Constitutive Parameters Estimated by Plasticity Index, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 114, Issue 7, pp.844-858, 1988.
- 22) Tiwari, B. and Ajmera, B.: Consolidation and swelling behavior of major clay minerals and their mixtures, *Applied Clay Science*, Vol.54, pp. 264-273, 2011.