

第25回沖繩地盤工学研究発表会 講演論文集

Annual Meeting Papers of Okinawa Geotechnical Society, 2012

2012年 11月 29日(木)
琉球大学研究者交流施設・50周年記念館

主催：沖繩地盤工学研究会，地盤工学会九州支部
共催：沖繩県地質調査業協会
後援：琉球大学土木工学科・環境建設工学科土木系同窓会

第 25 回沖縄地盤工学研究発表会 目次

セッション 1

- 宮古島の琉球石灰岩を深層混合処理工法で改良した支持地盤上の医療施設の事例・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
- 阪上 浩二・落合 徹（株式会社山下設計）
石井 隆行・武藤 宏・大西 智晴（株式会社不動テトラ）
- 平良港に分布するサンゴ礫混り土の強度・液状化特性・・・・・・・・・・・・ 7
- 小海 尚文・井上 玄己（基礎地盤コンサルタンツ）
荻 定治・高石 信・野瀬 晴生（内閣府 沖縄総合事務局 平良港湾事務所）
- サンゴ礫混じり土の液状化特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 9
- 与那嶺 満・利藤 房男（応用地質（株））
荻 定治・高石 信・野瀬 晴生（内閣府 沖縄総合事務局 平良港湾事務所）
- 奄美大島豪雨災害に伴って発生した崩壊・地すべりの発生場の特徴・・・・・・・・ 11
- 大瀬 杏奈（琉球大学大学院農学研究科）
中村 真也（琉球大学農学部）
- 雨水浸透による斜面崩壊に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 15
- 坪郷 浩一・上 俊二・福田 靖（徳山工業高等専門学校）
松本 晶・山本 一夫（多機能フィルター）
- 沖縄県現地土に対するマグネシウム系固化材を用いた改良土の力学特性・・・・ 19
- 福田 靖・上 俊二・坪郷 浩一（徳山工業高等専門学校）
阿野 憲一（宇部マテリアルズ株式会社）
富村 用勝（琉球セメント株式会社）
- き裂性岩盤の狭小領域構造を考慮した広大領域における浸透流解析・・・・・・・・ 23
- 広瀬 孝三郎・江戸 孝昭（琉球大学大学院）
松原 仁（琉球大学工学部）

き裂性岩盤におけるき裂進展解析・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 29

- 江戸 孝昭（琉球大学大学院）
- 松原 仁（琉球大学工学部）
- 原 久夫（琉球大学工学部）

セッション 2

沖縄県における電気炉スラグの盛土材料としての利用について・・・・・・・・・・・・・・・・ 35

- 佐原 邦朋・阿部 基雄（ヒロセ株式会社）
- 今田 尊徳（株式会社中央土木コンサルタント）

不攪乱試料を用いた圧密試験の載荷時間短縮について・・・・・・・・・・・・・・・・ 39

- 仲摩 勇輝（琉球大学 学生）
- 酒井 康司（琉球大学大学院）
- 原 久夫（琉球大学工学部）

n要素一般化Voigtモデルによる一次元圧密沈下量の計算法・・・・・・・・・・・・・・・・ 42

- 酒井 康司（琉球大学大学院）
- 原 久夫（琉球大学工学部）

チービシ砂を用いた水分特性曲線のモデル化の提案とその検証・・・・・・・・ 46

- 榊田 一希（琉球大学工学部学生）
- 河野 真志（琉球大学 学生）
- 原 久夫（琉球大学工学部）

水分特性曲線と物理特性値の関係についての基礎的研究・・・・・・・・ 50

- 河野 真志（琉球大学 学生）
- 原 久夫（琉球大学工学部）
- 榊田 一希（琉球大学大学院）

一面せん断試験による不飽和チービシ砂のせん断特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 55

- 岩知道 呉夫 (琉球大学 学生)
- 梶田 一希 (琉球大学大学院)
- 原 久夫 (琉球大学工学部)

異なるろ過対象土壌による濁水がろ過特性におよぼす影響について・・・・・・・・ 60

- 松本 駿輝 (琉球大学大学院)
- 上里 健太・佐野 佑太 (琉球大学 学生)
- 原 久夫 (琉球大学工学部)

ろ過型沈砂池における濁水槽の水位変化が砂ろ過層の透水性に与える影響について・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 64

- 佐野 佑太・上里 健太 (琉球大学 学生)
- 松本 駿輝 (琉球大学大学院)
- 原 久夫 (琉球大学工学部)

宮古島の琉球石灰岩を深層混合処理工法で改良した支持地盤上の医療施設の事例

株式会社山下設計 ○阪上浩二 落合 徹
株式会社不動テトラ 石井隆行 武藤 宏
大西智晴

1. はじめに

宮古島に堆積する琉球石灰岩は、沖縄本島と異なり堆積時期が比較的新しく再結晶化が進んでいないことから塊状の堅固な岩盤から砂礫、礫混じり砂、砂、シルトまでの非常に富んだ岩相を呈しており、荷重度の大きい構造物の基礎工法の選定が難しい地盤である。そのような中、筆者らは宮古島市西部の平良台地に計画された県立病院（完成イメージと計画地を図-1に示す。以下、本建物と略記）の基礎地盤に、硬質地盤対応型の高圧噴射を併用した機械攪拌式深層混合処理工法（以下、CI-CMC工法と略記）を計画し、地盤改良工事を無事終了した。

本報では、宮古島の複雑な琉球石灰岩に CI-CMC 工法を採用した経緯から施工中の対策、施工管理手法の設定および施工後の品質確認結果について報告する。



図-1 県立病院の完成イメージと計画地

2. 地盤概要および基礎工法

本建物が計画された敷地の地盤構成を図-2に示す。

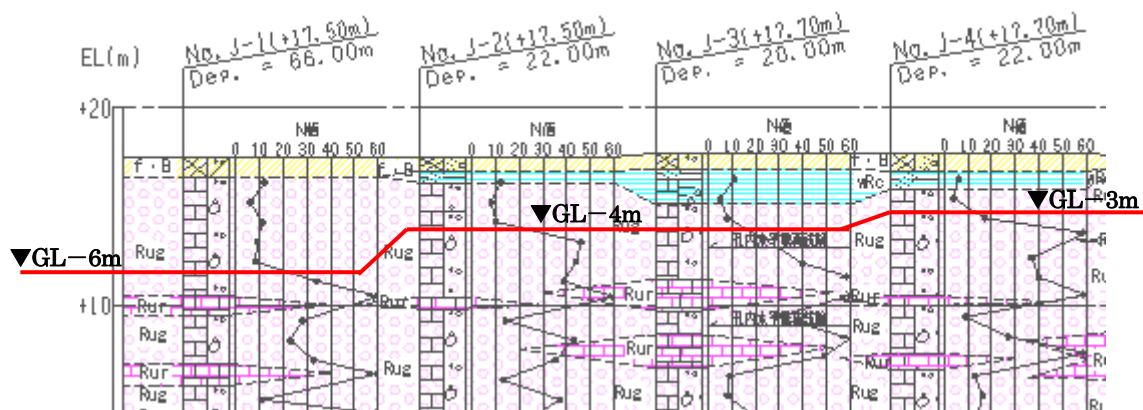


図-2 当該敷地の地盤構成

地盤調査報告書では、表層の琉球石灰岩風化粘土層（以下、wRc と略記）は本建物の支持地盤に要求されている長期鉛直支持力 250kN/m^2 に対して支持力不足であることが明記されている。さらに、wRc

層下部の琉球石灰岩上部層（以下、Rug と略記）は、N=3～60 以上と固結の強いところと弱いところのばらつきが多く、その分布は平面・深度ともにまちまちであった。また、非常に多孔質かつ炭酸ガスを含んだ雨水で溶ける性質があり、所々に空洞が存在することが予想された。

杭基礎など荷重の集中する基礎形式では、この Rug 層は支持地盤には好ましくないため、GL-60m から出現する島尻層群泥岩を支持層とする必要があったが、施工面の問題が多く採用を断念した。そこで、支持力の確保と地盤の均一化を目的として Rug 層内まで改良した地盤改良を採用した。さらに安全性を高めるために建物全体を広い面で支持させるべた基礎を採用した。

3. 地盤改良の仕様

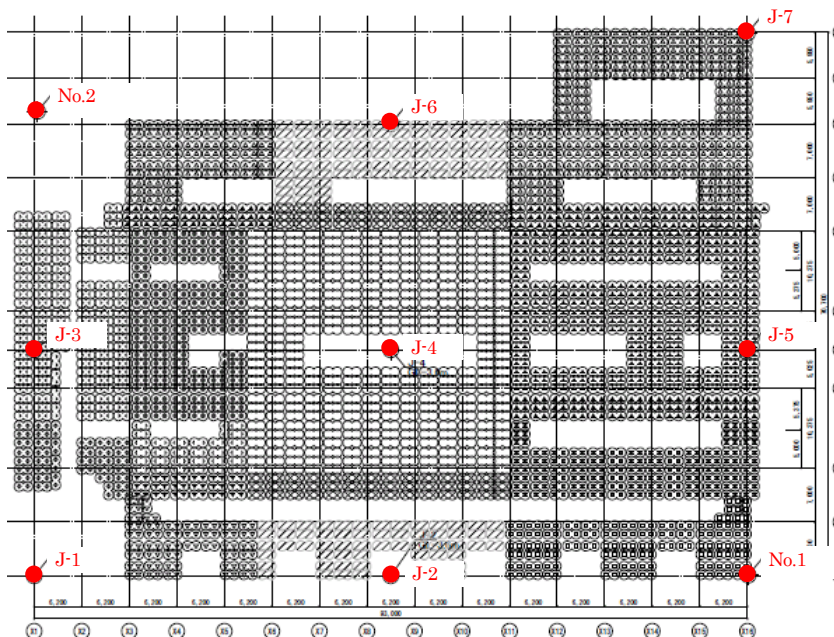
本敷地の琉球石灰岩は、前述したとおり複雑な岩相を呈していることに加え、杭工事で打設するコンクリートが逸水することもあるなど、琉球石灰岩の不均質性を際立たせている。そのため、一般的な深層混合処理工法ではなく、セメントミルクを高圧の霧状に噴霧して改良対象土を細断して良質な改良杭を造成することができる硬質地盤対応の CI-CMC 工法（写真－1）を採用した。

支持層の必要強度は、(財)日本建築センター「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」（以下、センター指針）¹⁾に示される設計法に準拠して、N=20 程度とした。図－2 より N=20 相当の Rug 層は地表面から－3m～－6mの範囲に堆積していることが分かる。本敷地では地盤調査が全部で 9 箇所実施されており、概ね図－2 と同じ地盤層序を示していることを確認している。これらのことを鑑みて本建物の改良地盤の仕様を以下のように設定した。図－3 に地盤改良図を示す。



写真－1 CI-CMC工法

- 改良径 : $\phi 1300\text{mm}$ －2軸 (200mm ラップ)
- 改良形式 : 杭配置
- 設計基準強度 : $F_c=1000\text{kN/m}^2$ (本体棟) 800kN/m^2 (付帯施設 1) 400kN/m^2 (付帯施設 2)
- 支持層 : N 値 20 相当の Rug 層
- 支持層深さ : 設計 GL－4m～－6.8m



図－3 本体棟の地盤改良図とボーリング位置



写真－2 根切りの状況

4. 地盤性状の確認

地盤改良工事着工に先立ち、不発弾探査調査を兼ねて実施された根切り工事において改良対象となる琉球石灰岩の性状を立会確認した。根切り工事では、写真-2のような大きな琉球石灰岩の塊が出現する範囲と非常に脆い赤土が堆積している範囲が確認され、特に大きな塊の出現する範囲については設計図書とおりの地盤改良工事が困難となることが懸念された。そこで、地盤改良を施す範囲をより詳細に設定するため、追加ボーリングにより N 値 20 相当の Rug 層の堆積している範囲と深さを確認する計画をした。しかし、追加のボーリングの結果、写真-2のような大きな塊が堆積している地層であっても、標準貫入試験で得られる試料は写真-3のように非常に脆い性質であることが分かった。さらに、図-4に示すように N 値 20 相当の地層が浅部で出現する箇所、設計図書とおり GL-6m~7m で出現する箇所、N 値 20 以上と評価できる地層が出現しない箇所など様々であり、琉球石灰岩の不均質性による施工管理の難しさが露呈した。これは設計段階で得られていた地盤調査報告書からの情報のみでは想定できなかった事象であり、急遽、実際に使用する施工機械による試験施工が必要と判断した。



写真-3 追加調査で採取した試料

▼現況地盤面

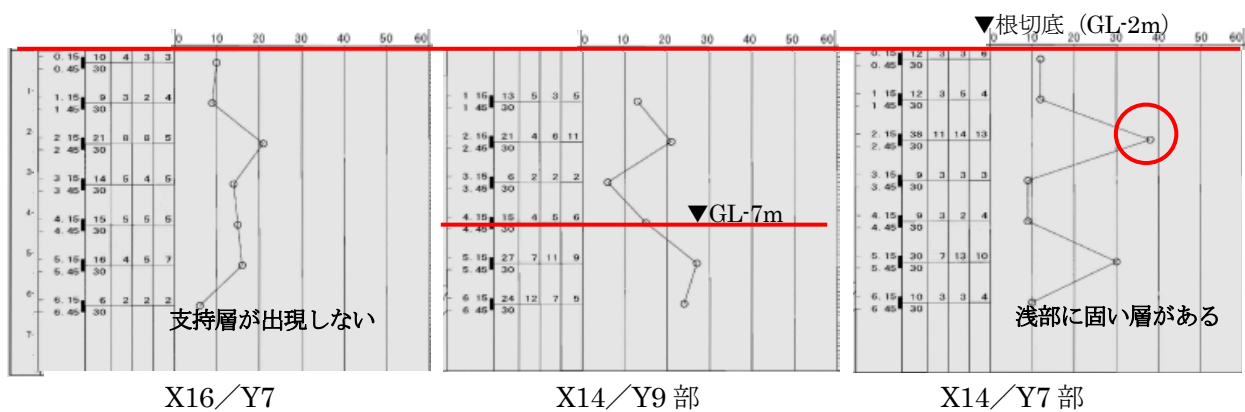


図-4 追加ボーリングの結果の一例

5. 試験施工による琉球石灰岩の性状確認

前述した地盤性状を考慮して、本工事に適用する CI-CMC 工法の施工機械については先端ビットおよび回転軸の補強、モーターの回転数を調整してトルクを高くするなどの対策を講じ、硬質な琉球石灰岩の施工に適用できる仕様とした。試験施工は図-5に示す J-5 の柱状図付近にて実施した。設計では図中の赤線で示した深度を改良杭の支持地盤とし、この深度の N 値と施工機械に搭載されている施工管理装置から得られる電流値 (A:アンペア) を改良杭の支持地盤深度 (以下、着底深度と略記) の管理値とする計画であった。また、設計段階では施工機的能力から $N \geq 40$ の琉球石灰岩は改良不能と考えていた。しかし、試験施工では○印部の琉球石灰岩を削孔できたことを受け、琉球石灰岩を支持層とする場合、一般的な深層混合処理工法の施工管理に適用されている N 値と電流値だけで着底深度と判断するのは危険側の判断となることも考えられた。よって、本工事における着底判断基準について協議した。

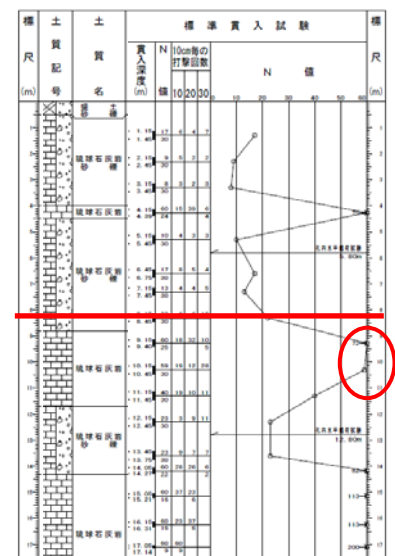


図-5 J-5 柱状図

6. 本工事における着底管理基準の設定

本工事では、追加ボーリングおよび施工機械による試験施工の結果から、貫入速度が 0m/s（貫入不能）を 30 秒以上保持できる Rug 層を支持層とする着底管理基準を設定して施工を開始した。その結果、図-6 に示す赤線枠の範囲内ではほぼ設計改良深度で貫入速度が 0m/s となった。しかし、赤線の範囲外に施工が近づいてきたところで、設計図書に示される着底深度を大きく超えても貫入速度 0m/s を 30 秒以上保持できる Rug 層が出現しない箇所が出始めた。そのため、現在の着底管理基準では図-6 の赤線枠の範囲外の改良杭において明確な支持層を確認できない可能性があることから、改めて Rug 層の着底判断基準を設定する必要があると判断した。

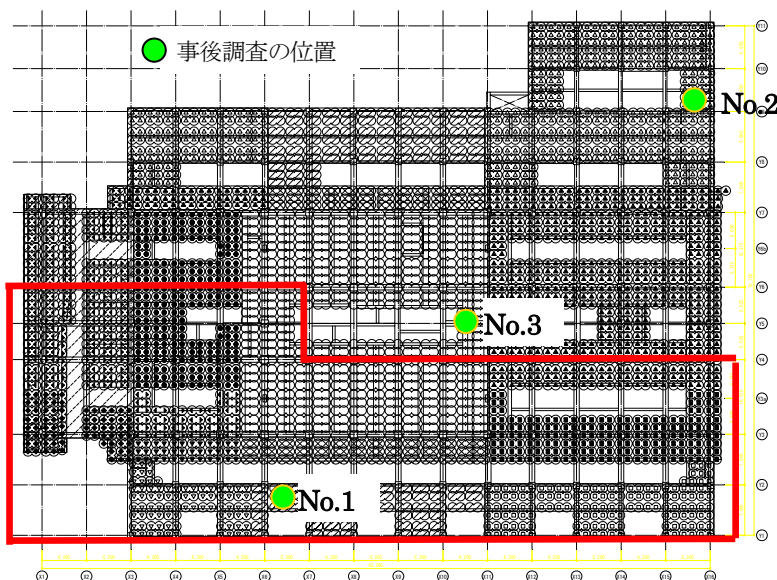


図-6 着底基準判断の範囲と事後調査の位置

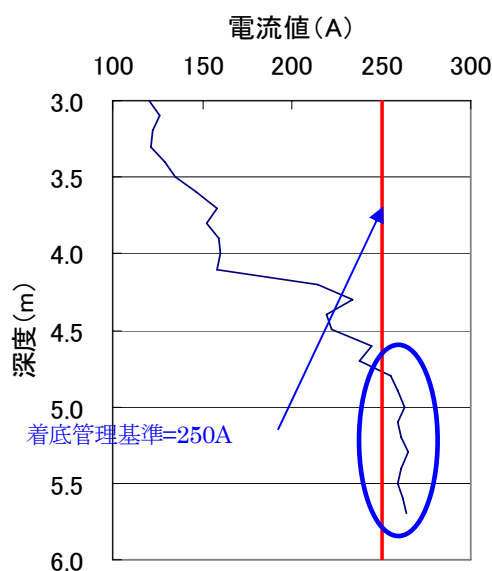


図-7 施工中の電流値の確認方法

7. 着底判断基準の見直しによる施工管理

着底判断基準の見直しの前提として、本敷地の Rug 層のように深度方向に硬さのばらつきが大きく局所的に軟弱部分が存在する地盤の性状を相対的に判断できる方法を提案する必要がある。それには地盤の硬さを電流値として瞬時に表示する施工管理方法では、その前後の地盤性状（電流値）を適宜確認できないことから管理手法として限界があるとの判断に至った。そこで、これまでに施工した改良杭の施工結果記録から Rug 層の N 値と電流値の関係を整理して、本建物の支持地盤に必要な Rug 層の強度として電流値=250A を設定した。さらに、新たに施工管理システムを追加することで施工中、刻々と変化する電流値の経時変化を図-7 のように施工機の画面に表示させることで、電流値を随時確認できるように仕様変更した。その結果、確実な着底管理が可能となった。以後、この着底管理基準により全ての改良杭の施工を無事終了している。

8. 改良杭頭のレベル管理

琉球石灰岩は、多孔質のため逸水の恐れがあり、液体材料を地盤中に打設、注入するような工事では注意が必要であることが知られている。セメントミルクを地盤中に注入して改良杭を造成する CI-CMC 工法についても施工前から多孔質地盤における品質管理についての対策を準備しておく必要がある。本工事では、wRc 層では逸水による施工後の改良杭の天端レベルダウンは発生しなかったが、改良対象土層が Rug 層になるにつれて施工後の改良杭の天端レベルダウンが確認された。そのため、本工事では改良杭頭のレベルダウンが発生した場合、水セメント比 (W/C) を高くすることで地盤に注入するセメントミルクの量を増やして対応した。その結果、極端な改良杭頭のレベルダウンの発生を防止することができた。改良杭の天端の出来形については写真-4 を参照されたい。

9. 改良地盤の品質確認

本章では、改良後の品質確認として、本体棟の事後調査の結果を中心に報告する。

本体棟の改良地盤に要求されている改良地盤の性能（以下、設計要求と略記）を以下に示す。設計要求は、センター指針に準拠して設定している。

【本体棟の設計要求】

設計要求強度 X_L : $X_L = F_c + k_a \times \sigma_d = 1,000 + 1.6 \times 0.25 \times 1481 = 1,592.4 \text{ kN/m}^2$

想定した変動係数 V_d : 0.25

コア採取率 : コア全長に対する採取率は、砂質土 95%、粘性土 90%を目安とする。

1 m毎のコア採取率は、砂質土 90%、粘性土 85%以上を目安とする。

改良地盤の強度特性は、図-6に示す3箇所採取した全深度コアを上層、中層、下層に分割し、それぞれの層から3個の供試体を作製して材齢28日の一軸圧縮強さ X_N が設計要求 X_L を満たしていることを確認した。表-1に改良後の地盤から採取した供試体の一軸圧縮強さの結果を示すが、全ての深度で設計要求 X_L を満たしていることが確認できる。一方、一軸圧縮強さ X_N が設計要求 X_L に対して全体的に大きな値を示している。これは、センター指針に示される室内配合試験方法に準拠して、wRc層を最弱層としてセメント添加量を設定したため、Rug層部分では圧縮強度が大きくなったと推測される。ただし表-1より、一部のコアは設計要求 X_L をわずかに上回るだけのものもあることから、品質管理法としては妥当と言える。また、一軸圧縮強さの変動係数も設計時に想定した0.25に対して0.242となり、設計要求を満たしている。

コア採取率は、実際に打設した改良杭の連続性およびばらつき（変動係数）を評価する重要な指標である。図-8にコア採取率とコア強度の変動係数の関係²⁾を示す。図-8より、コア採取率が80%程度以下ではセンター指針に示される設計時に用いる変動係数の範囲（20~45%）を満たさないことが確認できる。表-2に本体棟の改良杭のコア採取率の結果を示す。表-2より、全てのコアにおいて設計要求を満たしていることが確認できる。

本工事では、本体棟のほかに付帯施設1、2においても同様の事後の品質確認を行っているが、強度特性、コア採取率ともに設計要求を満たしていることを確認している。

写真-4に施工中および施工後の改良地盤、サンプリングしたコア写真を示すが、非常に良質な改良地盤が造成できたことが伺える。

表-1 事後調査の結果（本体棟）

個数 N	調査位置 Bor.No.	供試体 No.	改良強度 kN/m ²
1	1	上層①	2,585
2		上層②	2,412
3		上層③	1,809
4		中層①	3,323
5		中層②	4,709
6		中層③	3,282
7		下層①	4,959
8		下層②	4,282
9		下層③	3,954
10	2	上層①	3,682
11		上層②	4,051
12		上層③	3,601
13		中層①	5,351
14		中層②	5,378
15		中層③	3,944
16		下層①	3,579
17		下層②	4,161
18		下層③	4,971
19	3	上層①	4,144
20		上層②	3,647
21		上層③	3,325
22		中層①	5,096
23		中層②	4,082
24		中層③	3,954
25		下層①	5,378
26		下層②	5,730
27		下層③	5,579
平均強度 X_n			4,109.9
標準偏差 σ_d			996.3
変動係数 V_{qud}			0.242

表-2 コア採取率の結果（本体棟）

調査番号	No. 1	No. 2	No. 3	基準値
1 m毎のコア採取率	97~100	98~100	98~100	85%以上
全長コア採取率	99.5	99.75	99.0	90%以上
評価	合格	合格	合格	

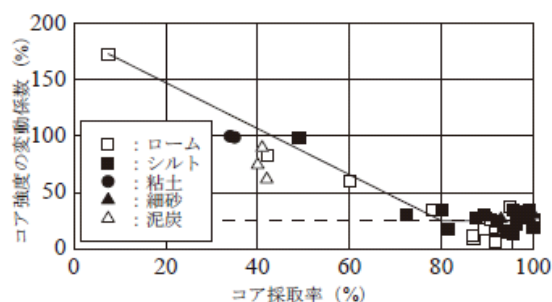


図-8 コア採取率と変動係数の関係²⁾



(a)改良地盤全景



(b)段差部と改良天端



(c)採取したコア (No.1)

写真－4 改良地盤の出来形

10. おわりに

本工事を通して、宮古島に堆積している非常に富んだ岩相の琉球石灰岩を建築物の支持地盤とするに当たり、地盤特性の評価、設計、工事中の留意点など、非常に重要なデータを蓄積することができた。とくに、本工事では一般的な地盤で行われている深層混合処理工法の施工管理方法では宮古島の琉球石灰岩のような複雑な地盤を支持層とする場合、その評価が困難であるが、綿密な調査を実施して施工管理方法を工夫することで、荷重度の大きい建築物の支持地盤としての評価が可能であるとの知見を得ることができた。本工事における成果は、宮古島を始め、沖縄諸島の島々における建築基礎地盤の評価の一助になるものと期待できる。

最後に本報告をまとめるにあたりご協力を頂いた、沖縄県病院事業局の方々、株式会社総合計画設計、および工事を請け負った株式会社國場組 JV の関係者各位に深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) (財) 日本建築センター：改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針，2002.11
- 2) (財) 日本建築センター：改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント,pp.126～128,2010.3

平良港に分布するサンゴ礫混り土の強度・液状化特性

基礎地盤コンサルタンツ	小海 尚文
同上	井上 玄己
内閣府 沖縄総合事務局 平良港湾事務所	荻 定治
同上	高石 信
同上	野瀬 晴生

1.はじめに

沖縄県の沿岸部を主として分布しているサンゴ礫混り土は、強度のばらつきが大きく、サンゴ礫の混入率に応じて物理特性・力学特性が通常の砂質土とは異なる特殊土である。平成7年に策定された調査・設計マニュアル(案)¹⁾では、サンゴ礫混り土の調査について以下の課題が指摘されている。

サンゴ礫混入の影響で、原位置試験(サウンディング)で得られる値(例えばN値)の評価が難しく、サウンディング結果より得られる設計定数が信頼性に乏しい。

乱さない試料の採取が困難であり、設計用地盤定数(特に力学定数)の設定が難しい。

サンゴ礫混り土に適した室内試験方法が確立されていない。

これらの課題は、高品質なサンプリングを実施することで回避できる可能性がある。そこで、平良港(宮古島)で実施した新設岸壁のための地質調査において、高品質サンプリングを実施し、室内土質試験によって強度特性、液状化特性を把握した。その結果、土質試験結果はいずれもN値からの推定よりも大きくなり、サンゴ礫混り土の強度・液状化特性を正當に評価できる可能性があることが分かった。

2.対象としたサンゴ礫混り土

当該地には、上位からサンゴ礫混り土(層厚約10m)、琉球石灰岩(層厚約20m)、島尻層泥岩が分布している。そのため、サンゴ礫混り土の強度や液状化特性が構造物設計に大きく影響することになる。図-1に代表的なボーリング柱状図を示した。

当該地のサンゴ礫混り土は、砂質土中に硬質なサンゴ片やサンゴ塊が不均一に混入している。今回の調査地点では砂質土が多かったが、近隣には礫を多く含むサンゴ礫混り土も分布している。N値は10以下であったり30以上であったりし、ばらつきが大きい。

一般的なサンプラーではサンプリング中に礫が動くことで試料が乱れるが、今回用いたGPサンプラーは潤滑剤に高濃度ポリマーを用い、先端に設置したダイヤモンドビットを高速回転させ、礫を動かすことなく切削してサンプリングを行うことができる。写真-1のように、N値の小さい部分でも乱れなくサンプリングできた。

図-2にサンゴ礫混り土の粒径加積曲線を示す。部分的に礫が多いデータもみられるが、全体に砂分を主体とする単一粒径の砂質土といえる。細粒分含有率は約20~25%(部分的に40%前後)が主体である。併記した港湾基準²⁾による粒径加積曲線による簡易液状化判定から、対象のサンゴ礫混り土は“特に液状化の可能性あり”の範囲に該当する。



写真-1 高品質サンプリング試料

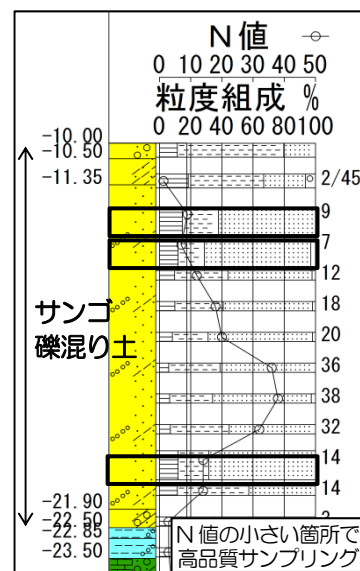


図-1 ボーリング柱状図

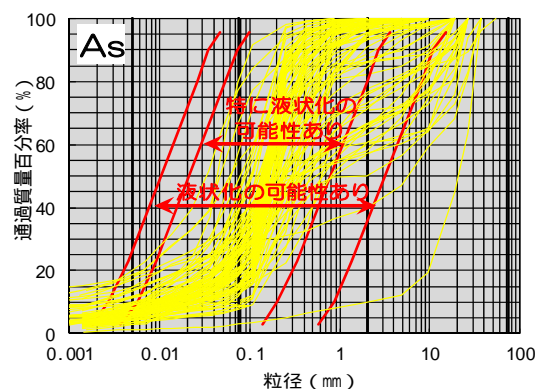


図-2 粒径加積曲線

3. 三軸 CD 試験結果

細粒分含有率が 20%以上となるため、港湾基準²⁾では中間土に分類される。しかし、細粒分をある程度含んでも、平良港に分布するサンゴ礫混り土はシルト分が卓越し、塑性指数が得られない非塑性土(NP)であることが多く、砂質土として 材扱いすべきであることが親泊³⁾によって指摘されている。そこで、強度試験は三軸 CD 試験を実施した。

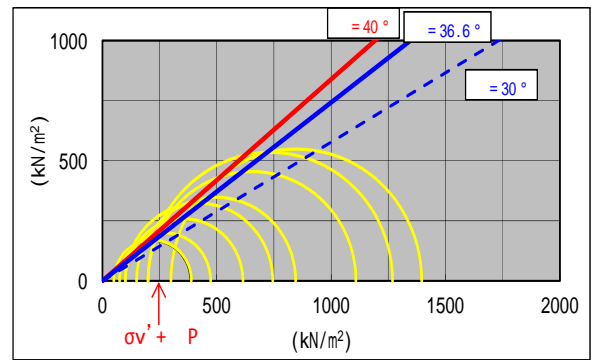


図-3 三軸 CD 試験結果

図-3 にサンゴ礫混り土の三軸 CD 試験より得られたモールの応力円を示す。内部摩擦角は試験結果の集積から安全側にみても $\phi = 40^\circ$ 以上である。マニュアル¹⁾では N 値との関係から $\phi = \sqrt{15N} + 15$ が参考として提案されており、平均 N 値を 14 としても $\phi = 30^\circ$ 程度である。また、港湾基準²⁾による N 値と有効土被り圧 σ'_v から推定した内部摩擦角は $\phi = 36^\circ$ であり、いずれと比較しても大きい。

4. 繰返し三軸試験結果

液状化安全率 F_L は、 $F_L = R_{max} / L_{max}$ で求め、 $F_L = 1.0$ の時は液状化しないとされている²⁾。ここに、 L_{max} (最大せん断応力比) は地震により発生するせん断応力を、 R_{max} (液状化強度比) は地震力に対する地盤の液状化抵抗力を示しており、いずれも有効上載圧で除して無次元化したものである。

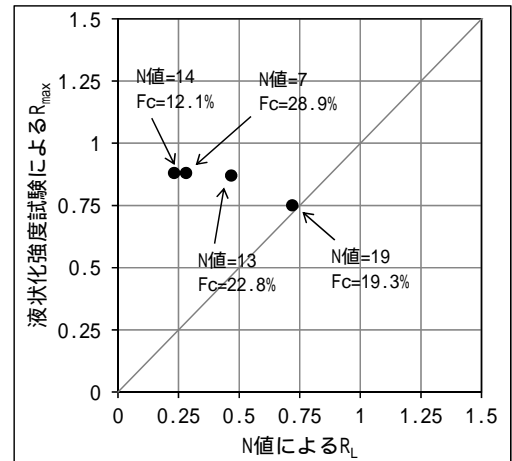


図-4 液状化強度比の比較

図-4 にサンゴ礫混り土の繰返し三軸試験で得られた R_{max} と N 値と細粒分含有率から求められる R_L (動的せん断強度比)⁴⁾ と比較して示した。なお、 R_{max} は軸ひずみ両振幅が 5% の時点における繰返し回数 20 回の時の応力比としている。繰返し三軸試験から得られた R_{max} は 0.75 ~ 0.88 で非常に大きい。また、 N 値や細粒分含有率との関係は不明確である。また、 N 値を用いて推定したものと同等か、それ以上の液状化強度となっている。以上から、サンゴ礫混り土は粒度試験結果からは液状化が懸念されたが、高品質サンプリング試料による試験結果では液状化しにくいことが分かった。

5. まとめ

平良港に分布するサンゴ礫混り土に対し、高品質サンプリングにより乱れの少ない試料を採取し、強度特性、液状化特性を確かめた。その結果、以下の知見が得られた。

三軸 CD 試験結果は $\phi = 40^\circ$ 以上となり、 N 値から推定される ϕ よりも大きい。

繰返し三軸試験結果は、 $R_{max} = 0.75 \sim 0.88$ と大きく、 N 値から推定されるものよりも大きい。

以上から、以前より指摘されているように、サンゴ礫混り土を N 値で評価することは困難な面があり、高品質サンプリング試料を用いて室内土質試験を実施することで、サンゴ礫混り土の強度・液状化特性を正當に評価できる可能性があることが分かった。なお、乱さない試料が高強度となる理由は、サンゴのカルシウム分による弱いセメンテーションを壊さずに試験できるためであると考えられるが、現状ではサンプル数が少ないことから推測の域を出ないため、今後のデータの蓄積が望まれる。

(参考文献)

- 1) サンゴ礫混り土調査・設計マニュアル(案)、沖縄総合事務局港湾計画課、1995
- 2) 港湾の施設の設計の技術上の基準・同解説、(社)日本港湾協会、2009
- 3) サンゴ礫混り土の分類法と幾つかの工学的特性、親泊正孝、しまたてい No.21, pp.30-33, 2002
- 4) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編、(社)日本道路協会、2002

サンゴ礫混じり土の液状化特性

応用地質 (株)

○ 与那嶺 満
利藤 房男
荻 定治
高石 信
野瀬 晴生

内閣府 沖縄総合事務局 平良港湾事務所

1. はじめに

平良港は、大規模災害に備えた防災機能の強化をはじめとする新たな港湾施設への整備に取り組んでいる。平良港の海底には広くサンゴ礫混じり土が分布しており特殊な土質特性を持つものと推察され、これまでも工学的特性について調査が行われてきた。今年度は、漲水地区の第2埠頭と第3埠頭間の海域を埋め立てて耐震護岸設計を実施するため、サンゴ礫混じり土の工学的性質について調査した。本論文では、サンゴ礫混じり土の物理特性と液状化特性を対比させ、その挙動の特殊性を検討した。

2. 実験対象としたサンゴ礫混じり土の特徴

実験対象としたサンゴ礫混じり土は、海底面から深度 10.5~13.8m 付近に分布する砂質土 (As 層) 及び砂礫 (Ag 層) である。As 層は細中砂主体で礫分をあまり含まない状態で堆積している。また、Ag 層はシルト質細砂や細砂が基質を構成し、石灰岩礫を主体とした、礫径 60~80mm 程度の大礫が混入している砂礫層である。

As 層、Ag 層の粒度試験結果を「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に示されている液状化範囲との関係で整理して図-1 に示した。

As 層は砂分が約 65% と主体で、礫分は約 14% と少なく、粒径が比較的均一なため「特に液状化の可能性あり」に区分された。また、Ag 層は、粒度配合がよく、礫分が多いこともあり「液状化の可能性あり」の部分からは外れる結果を得た。

3. 乱れの少ない試料採取方法

As 層及び Ag 層の乱れの少ない試料採取は、GS サンプラーを用いた。図-2 に GS サンプラーの構造図を示す。GS サンプラーは、従来採取が困難であった砂礫層・破碎帯・廃棄物層等を乱れの少ない状態で採取する高品質サンプラーである。サンプリング時には、清水・泥水・泡・エア等が使用でき、サンプラー先端部に掘削流体を直接送付しない構造となっている。このため、細粒土を流失すること無く、地盤の分布状態で試料採取が可能である。採取試料は透明アクリル管に収納するので、試料観察が容易である。また、サンプラー本体に内蔵されているピストンは固定式であり、試料脱落を防止するとともに中間ロッドを介して試料の共回りを防止することができる。

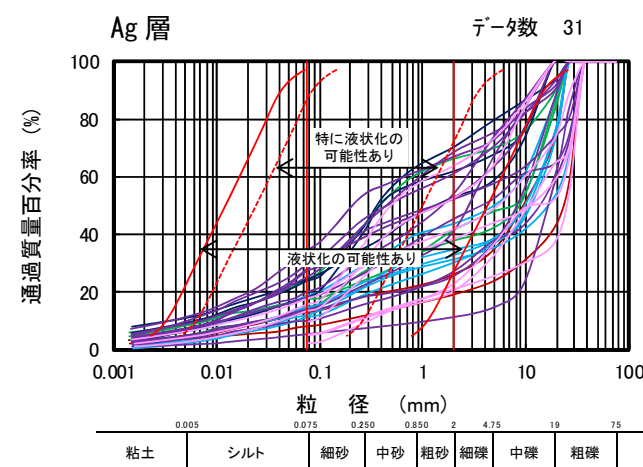
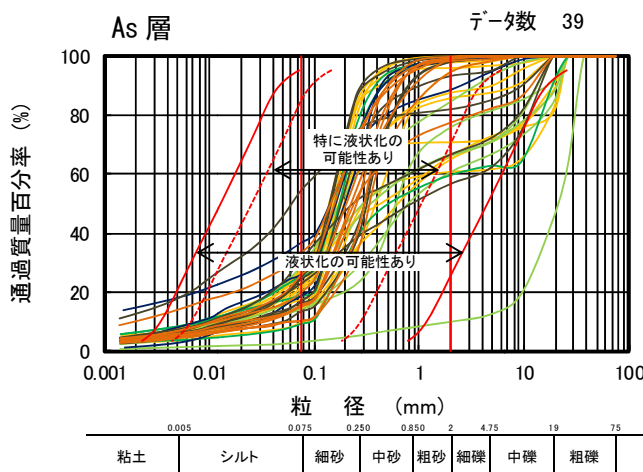


図-1 粒径加積曲線と液状化の可能性

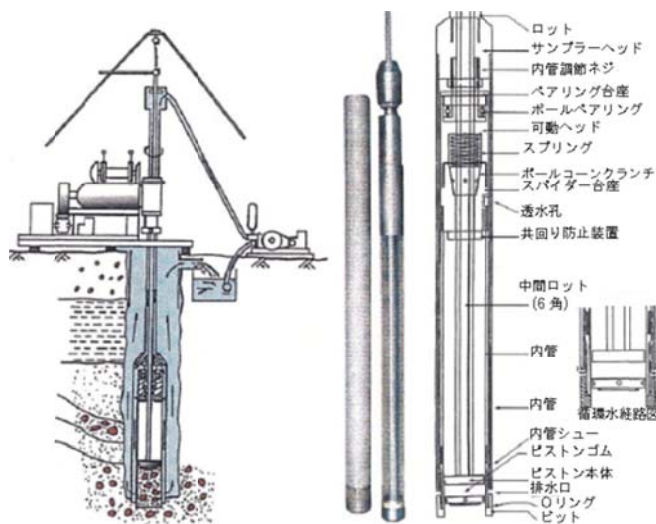


図-2 GSサンプラー構造図

4. 液状化試験結果と考察

高品質サンプリング試料を用いて繰返し非排水三軸圧縮試験を実施した。図-3 に代表的な実験結果を示すが、粒度から「特に液状化の可能性有り」と区分された As 層の液状化強度比は $R_{L20}=0.480\sim 1.780$ (平均 1.34) と大きい値を示した。これに対し、粒度特性から「液状化の可能性あり」の部分からはずれた Ag 層の液状化強度は、 $R_{L20}=0.260$ と As 層に比べると、やや小さめの結果となった。

As 層に関し、特に液状化強度 R_{L20} が大きい結果となったので、その手がかりを探るため高品質試料を用いて顕微鏡写真撮影により粒子間結合状況を実態視して比較検討した。

As 層は、顕微鏡写真によると、塊状の中粒砂主体で、粒子が非常にコンパクトによく詰まっている。湿潤密度も $\rho_t=1.90\text{g/cm}^3$ と砂質土層としてはかなり大きい。このように基質部分が密に締まっていることが、液状化に対して $R_{L20}=1.780$ と強い抵抗性を示す一因と考えられる。

顕微鏡写真では、As 層で再結晶化らしい構造が観察され、このため粒子間結合力 (ボンディング効果) が発生していると推察された。このような現象を引き起こす成分は、琉球石灰岩中に多く含有する炭酸カルシウムと考えられる。

一方、Ag 層は、大きなサンゴ、二枚貝などが混入し、粒径的には砂礫層に分類される。ただし、図-4 に示す顕微鏡写真より、これらを埋める基質部分はシルトで充填され、この基質部分のシルトの液状化強度が $R_{L20}=0.260$ とやや弱いものと推察した。

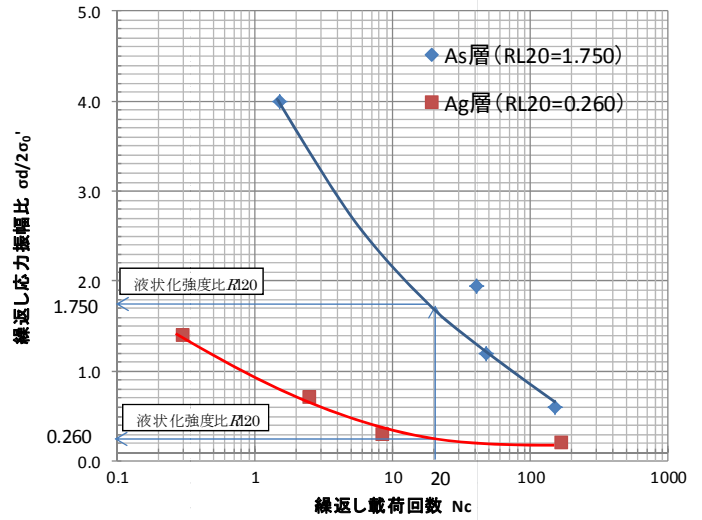
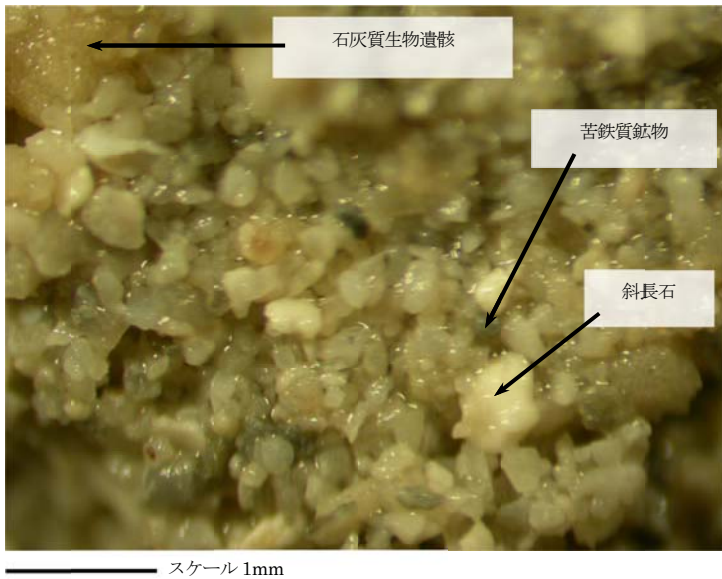


図-3 繰返し非排水三軸圧縮試験結果 (As 層 ($R_{L20}=1.78$), Ag 層 $R_{L20}=0.24$)



【As 層】



【Ag 層】

図-4 サンゴ礫混じり土の顕微鏡写真 (As 層及び Ag 層)

5. あとがき

サンゴ礫混じり土の液状化強度にはサンゴ礫によるかみ合わせ、今回のように密に締まっていることに加え、炭酸カルシウムによるボンディングが考えられる。

今後は、サンゴ礫混じり土の液状化可能性の指標として炭酸カルシウムの含有量の違いによるボンディング効果、液状化強度比の関係を検討したいと考えている。

奄美大島豪雨災害に伴って発生した崩壊・地すべりの発生場の特徴

琉球大学大学院農学研究科 ○大瀬 杏奈
琉球大学農学部 中村 真也

1. はじめに

奄美大島では2010年10月19日から21日にかけて秋雨前線と台風13号の影響による豪雨災害が多発した。奄美市名瀬では24時間降雨量が観測史上最高となる648mm(20日23時20分まで)を記録し、奄美市住用町観測所では1時間降雨量(20日12時~13時)が131mmという猛烈な雨を観測した。この豪雨は死者3名の人的被害、57件の土砂災害など、甚大な被害をもたらした。奄美大島では2011年9月および11月にも同様の豪雨とそれに伴う土砂災害が発生している。今後においてもこのような豪雨による土砂災害の発生が考えられ、より効果的な防災・減災の立案・実施のためには、崩壊・地すべりの発生場の特徴を把握することが重要となる。

崩壊・地すべりの発生には降雨状況・地形・地質構造密接に関与している。本研究では奄美大島において発生した崩壊・地すべりの現地調査を行い、発生場の特徴について整理した。

2. 奄美大島豪雨の概要

2010年10月の豪雨による累積雨量は、住いで891.0mm(18日23時から21日21時)、大勝で881.0mm(19日1時から21日21時)、大金久で621.0mm(18日23時から21日21時)であった。奄美大島の北部で雨量が多く、土砂災害発生件数も多い。2011年9月の累積雨量では、大熊で458.0mm(25日19時から28日8時)、大勝で534.0mm(25日19時から28日8時)で、2011年11月では、西田で234.0mm(1日22時から2日14時)、宇検村で124.0mm(1日11時から2日14時)、大勝で98.0mm(1日11時から2日14時)であった。

2010年10月19日~20日に、最大時間雨量が50mm以上を記録した観測所は18箇所あり、その内4箇所では100mmを超えた(住用支所131.0mm, 節子125.0mm, 東城109.0mm, 大勝108.0mm)。奄美市名瀬における20日の時間雨量は、7時頃に激しくなった降雨は正午頃に一旦弱まり、17時頃に再び強くなって最大時間雨量は69.5mmを記録している。降雨は、奄美大島北部の8箇所の観測所で同様の降り方となった。

3. 奄美大島の地形・地質の概要

奄美大島は、大部分が山地から成り、低地は河口付近や北東部の笠利半島に分布する。また、奄美市街地から南南東に伸びる断層を境に東側では数段の海岸段丘が発達しており、高位・中位及び低位の3群に大別される。しかし、この断層の西側では、海拔200m~400mの稜線に定高性を有する浸食小起伏面が発達し、これはNW-SE方向の軸を持つ緩い波状の起伏を成している。この小起伏面から盛り上がるようにして大島最高峰の湯湾岳(694.4m)や金川岳(528.0m)が分布している。

地質は中生代白亜紀から古第三紀に形成された砂岩・頁岩を主体とする堆積岩とそれに貫入する花崗岩類、第四紀に形成された未固結堆積物の3層に大きく区分され、島の西側が古く東側が新しい帯状構造を成している。西側は中生代ジュラ紀後期から白亜紀前期の付加帯である秩父層群の湯湾コンプレックスと名音コンプレックスから成る。東側は中生代白亜紀前期から後期の付加帯である四万十層群の奄美コンプレックスから成り、新小勝ユニット、役勝ユニットおよび名瀬ユニットに分けられる。

4. 崩壊・地すべり

4.1 四万十層群奄美コンプレックスの名瀬ユニットにおいて発生した地すべり

1) 瀬留崩壊性地すべり

龍郷町瀬留地内東向き斜面において発生した崩壊性地すべりである。降雨量は近隣の龍郷町長雲で2010年10月19日～20日に728.0mm（龍郷町長雲）が記録されている。地質は中生代白亜紀前期から後期の基質であった。規模は、斜面長が約100m、幅が約80m、斜面勾配が約30°で、2010年の豪雨で発生した崩壊・地すべりの中で最大規模である。移動土砂は、斜面中腹の町道を寸断し、久場川を約700m流下して久場集落の手前まで迫った。

2) 浦地すべり

龍郷町浦地内の国道58号線に面する南東向き斜面において2010年10月20日に発生した地すべりである（写真-1）。降雨量は2010年10月19日～20日に728.0mm（龍郷町長雲）が記録されている。地質は、中生代白亜紀前期から後期の基質であった。規模は、斜面長が約100m、幅が約50m、斜面勾配が約40°で、馬蹄形の崩壊形状を成している。移動土砂がJAビルの背後を埋め尽くし、民家を半壊させ、流出土砂は国道58号線に達した。

3) 佐仁地すべり

奄美市笠利町佐仁地内の県道に面する南西向き斜面において2010年10月21日に発生した地すべりである（写真-2）。降雨量は、近隣の奄美市笠利町川上で2010年10月19日～20日に422.0mmが記録されている。地質は中生代白亜紀前期から後期の砂岩泥岩互層である。規模は、斜面長が約50m、幅が約70m、斜面勾配が約40°である。移動土砂は県道佐仁赤木名線を寸断し、海まで達した。

4) 屋入地すべり

龍郷町屋入地内の国道に面する斜面において発生した地すべりである（写真-3）。降雨量は、近隣の龍郷町長雲で2010年10月19日～20日に728.0mmが記録されている。地質は中生代白亜紀前期から後期の基質である。規模は、斜面長が約95m、幅が約75m、斜面勾配が20°である。移動土砂が国道58号線を被覆した。



写真-1 浦地すべりの全景



写真-2 佐仁地すべりの全景



写真-3 屋入地すべりの全景



写真-4 秋名川崩壊の全景



写真-5 平田地すべりの全景



写真-6 芦花部地すべりの滑落崖

5) 秋名川崩壊

奄美市名瀬芦花部地内の名瀬龍郷線沿いの秋名川に面する斜面において発生した地すべりである(写真-4)。降雨量は、近隣の奄美市名瀬で2010年10月18日～21日に766.5mmが記録されている。地質は中生代白亜紀前期から後期の砂岩泥岩互層である。規模は、斜面長が約150m、幅が約70m、斜面勾配が45°である。移動形態および移動土砂堆積状況より、斜面中腹の道路の上方斜面が地すべり主動部で、移動土砂の一部が道路の下方斜面を下り落ちて秋名川へ流れ込んだと考えられる。

4.2 四万十層群奄美コンプレックスの役勝ユニットにおいて発生した地すべり

1) 平田地すべり

奄美市名瀬平田地内の国道58号線に面する末端切土の斜面において、673.0mm(2010年10月19日から21日、奄美市大島支庁)の降雨を誘因として発生した地すべりである(写真-5)。地質は、斜面の中・上方部が中生代白亜紀前期から後期の基質で、末端部は砂岩泥岩互層である。規模は、斜面長約130m、幅約50m、斜面勾配が30°である。21日に県道58号線の隆起を確認した。ブロック中腹において、22日に小規模落石および2m大の落石が確認され、29日に斜面長約20m、幅約20mの斜面崩壊が発生した。

2) 芦花部地すべり

奄美市名瀬芦花部地内の県道に面する斜面において発生した地すべりである(写真-6)。降雨量は、近隣の奄美市名瀬で2010年10月18日～21日に766.5mmが記録されている。地質は中生代白亜紀前期から後期の基質である。規模は、斜面長が約80m、幅が約50m、斜面勾配が30°である。崩壊した土砂は、名瀬龍郷線を寸断した。

5. 崩壊・地すべりの断面形状

表-1に8地すべりにおける発生前後の縦断面ディメンションを整理した。Lは主縦断面におけるすべり面(線)の上端と下端が地表面と交わる2点の長さで、Dはすべり面最大鉛直深度、 α は2点を結んだ直線の勾配である。

崩壊・地すべり	縦断面ディメンション			L/D	
	L (m)	D (m)	α (°)		
発生前	瀬留	122.0	17.9	35.2	6.8
	浦	116.8	24.9	37.0	4.7
	屋入	80.2	12.4	30.0	6.5
	立籠	75.9	9.0	39.0	8.5
	平田	70.4	14.5	35.1	4.9
	三太郎線	70.1	5.3	39.0	13.3
	佐仁	51.2	15.9	39.0	3.2
	三浦	22.4	3.4	33.1	6.5
発生後	瀬留	98.6	17.9	29.5	5.5
	浦	98.5	14.4	28.0	6.8
	立籠	103.6	7.5	29.0	13.8

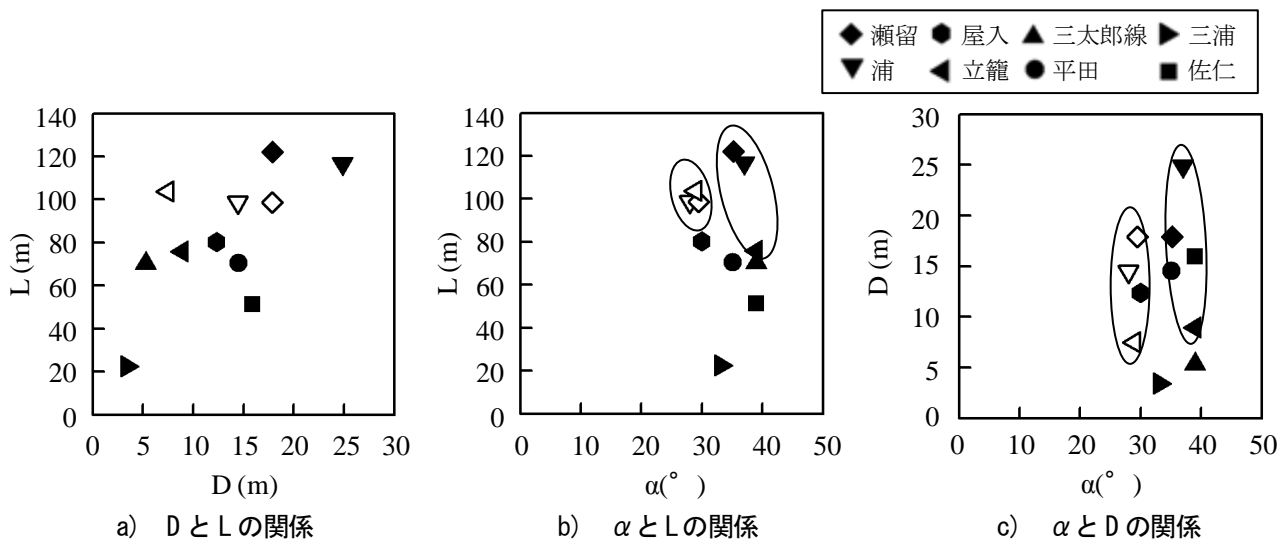


図-2 発生前（黒塗り）および発生後（中抜き）の崩壊・地すべりの L, D, α の関係

5.1 L, D および α の相互関係

発生前の L は 51.2m~122.0m (平均 76.1m), D は 5.3m~24.9m (平均 12.9m), α は $30.0^\circ \sim 39.0^\circ$ (平均 35.9°), L/D は 3.2~13.3 (平均 6.8) であった。一方, 発生後の L は 98.5m~103.6m (平均 100.3m), D は 7.5m~17.9m (平均 13.3m), α は $28.0^\circ \sim 29.5^\circ$ (平均 28.8°), L/D は 5.5~13.8 で平均 8.7 であった。宜保ら (2009) は, 沖縄本島における島尻層群泥岩地すべりの縦断面形状と $c' - \tan \phi'$ 図の特徴について明らかにしている。泥岩地すべりの L は 17m~237m (平均 81m), D は 2.7m~20.8m (平均 8.8m), α は $8.4^\circ \sim 23.0^\circ$ (平均 17.2°) であり, 奄美大島で発生した崩壊・地すべりの α はかなり大きかった。

図-2 に D と L, α と L および α と D の関係を示す。D と L および α の間に明瞭な関係は見られなかった (図-2)。 α は L および D の大きさに関わらず $30^\circ \sim 40^\circ$ の範囲にあった。また, α は, L および D の大きさに関わらず崩壊・地すべりの移動によって約 10° 小さくなる傾向があった。既往の研究 (宜保ら, 2009) では, 島尻層群泥岩地すべりにおいては, L が大きいほど D が大きくなり, α が大きくなるほど D が小さくなることが示されている。奄美大島で発生した崩壊・地すべりでは泥岩地すべりのような傾向は認められなかった。縦断面形状比 L/D は 3.2~13.8 の範囲にあり平均値は 7.3 であり, 上野 (2001) が示した L/D=2.8~19.2 の範囲に概ね収まった。

6. 参考文献

鈴木真一 (2011) : 防災科学技術研究所主要災害調査, Vol.46, No.11, pp.1-6. 九州大学奄美豪雨災害調査団(2010) : 平成 22 年 10 月鹿児島県奄美大島地区豪雨災害調査報告書. 鹿児島県土木部砂防課 (2010, 2011) 鹿児島県土木部砂防課 2010 年 11 月 25 日, 2011 年 10 月 11 日, 2011 年 11 月 7 日作成資料. 気象庁 (2010) : 気象統計情報. 通産省工業技術院地質調査所 (1994) : 20 万分の 1 地質図副. 竹内誠 : 奄美大島. 産業技術総合研究所(2011) : 地質調査総合センター(編)20 万分の 1 日本シームレス地質図データベース 2011 年 6 月 29 日版. 宜保清一, 中村真也, 木村匠, 陳伝勝 (2009) : 日本地すべり学会誌, Vol.46, No.3, pp.154-161. 上野将司 (2001) : 地すべりの形状と規模を規制する地形・地質要因の検討, 日本地すべり学会誌, Vol.38, No.2, pp.1-10.

雨水浸透による斜面崩壊に関する研究

徳山工業高等専門学校 ○坪郷浩一
 徳山工業高等専門学校 上 俊二
 徳山工業高等専門学校 福田 靖
 多機能フィルター 松本 晶
 多機能フィルター 山本一夫

1. はじめに

日本国内には、九州南部のシラス土壌や中国地方に多く分布する花崗岩風化土のまさ土、関東ローム、泥岩など風化に弱い土質が多く点在する。特に沖縄県では、沖縄本島北部に国頭マージ（赤土）と呼ばれる変成岩風化残積土層が分布している。これは、降雨による侵食を受けやすく、裸地化すると表層土侵食により海域に土砂が流出しやすい。そのほか、島南部に広がる南風原泥岩（クチャ）も同様な性質であることが報告されている¹⁾。

法面が完全に植物で被覆されているときは、降雨による雨滴衝撃や雨水の表層流水などによる表層土侵食を抑制する効果がある。一般的に法面保護は植生が繁茂した状態で完成されるが、特に降雨による表層土侵食を受けやすい土壌に対しては植生に必要な水のみを法面に供給し、余分な水は表層流水で排出する方法が効果的である。法面の保護・緑化に関する既存技術として、厚層基材吹付工^{2), 3), 4), 5)}、人工張芝工⁶⁾などの植生工や法面の侵食防止効果と緑化機能を有する不織布フィルター^{7), 8)}による法面侵食防止工法などが代表工法として挙げられる。

沖縄県の特殊土壌は、乾燥時には非常に硬く斜面整形などでは、少なからず地形形状に凹凸が生じることを考慮する必要がある。また、実際の現場では切土斜面に不織布フィルターを設置することも多いが、切土斜面内に石のような障害物が存在する場合、その部分から斜面が崩壊する可能性が高い。

本研究では、斜面の侵食防止を主目的として環境に考慮した保護材である不織布フィルターの切土斜面に対する保護効果および濁水の流出状況を明確にすることを目的に越流実験を試みた。

2. 実験概要

本研究では、シリーズ1として国頭マージ(以後、赤土)およびまさ土の性質の違いを調べ、不織布フィル

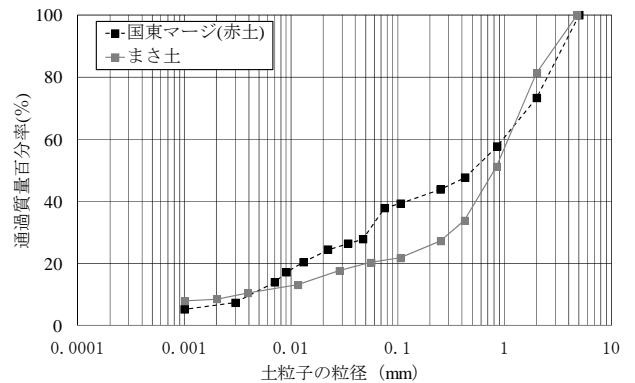


図-1 粒径加積曲線

表-1 試料の物理的性質

	まさ土	赤土
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.633	2.788
均等係数 U_c	322.128	541.180
曲率係数 U'_c	28.261	5.890
最適含水比 W_{opt} (%)	10.200	17.200
最大乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.804	1.979
細粒分含有率 (%)	20	28
土質分類	細粒分質砂質礫	

ターの侵食に対する効果および性能などについて考察する。その効果および性能を明確にするため、フィルターを用いない斜面で実験を行い、流量と濁度の計測を行う。また、シリーズ2として障害物を有する切土斜面における不織布フィルターの斜面保護効果を明らかにするために、疑似的な障害物を斜面内部に設置し、越流実験を行ったときの崩壊の状態および不織布フィルターを設置した場合の雨水排出能力を検証する。斜面は実際の切土斜面に近い形にするため、斜面内部に障害物を設置し、地表面を不織布フィルターで保護して越流実験を行ない、不織布フィルターの法面保護効果及び濁水の流出状況を調べた。

2.1 試料

本研究では沖縄県より採取した赤土および山口県周南市より採取したまさ土を使用した。図-1に試料の粒径加積曲線、表-1に物理的性質を示した。赤土の方がまさ土と比べて細粒分を多く含んでいる。

2.2 不織布フィルター

本研究では、図-2に示す不織布フィルター（以後、フィルター）を用いて実験を行った。フィルターは、植物の毛細根に似た撥水性微細繊維をランダムに絡ませた不織布構造体である。この不織布は空隙率99.0~99.7%をもつ繊維構造をしており、濡れても乾燥しても変形せず空隙率が変わらないため、降雨時の雨滴衝撃を緩和する。また、一旦土中に入った雨水は、流速抵抗の少ない不織布内や表面を流下して、安全に排水されるため表層土侵食が発生しにくい。なお、フィルターには、打設固定するための押さえとして樹脂製の保護ネットが貼り付けてある。

2.3 障害物について

本研究では、斜面内に設置する障害物として写真-1に示すブロックを使用した。コンクリートブロックの形状は縦12.5cm、横60cm、深さ4.5cmである。ブロックは、斜面の中央に設置して実験を行った。

2.4 越流実験

降雨実験では法面の位置より流量および流速が異なるため、前述の条件を均一にするために越流実験を行った。越流実験では、フィルターの斜面保護効果および濁水状況を比較し、雨水排水能力を検証した。

本研究では、越流実験装置(図-3)を使用した。傾斜角30°として法長90cm、法幅60cmに赤土を締め固めた盛土斜面を造成し、その表面にフィルターを設置した場合としない場合を比較した。一定流量Qで通水し始めてから10分経過後の流出水を採取した。また、表-2に示すように斜面内に障害物がない場合とある場合に条件を分けて実験を行う。

3. 実験結果

図-4にまさ土と赤土を比較する流量と濁度の関係、図-5に赤土のみの流量と濁度の関係を示す。表-3に

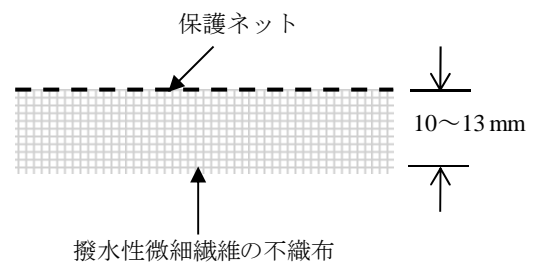


図-2 不織布フィルターの種類と構造



写真-1 障害物を設置した場合

表-2 実験条件

パターン	障害物	フィルター	土の種類
case1-1	なし	なし	赤土
case1-2		あり	
case1-3		あり	まさ土
case2-1	あり	なし	赤土
case2-2		あり	

各バターの限界流量を示す。なお、限界流量は、濁度が200ppmを超えたときの流量を限界流量と定義する。

図-4から赤土はまさ土に比べて早い段階で斜面が崩壊している。これは、斜面の表面は侵食に弱く、剥離・掃流力を受けやすい。一度侵食された箇所には水が浸透した。

図-5から、コンクリートブロックの有無に関係なく流量の増加にともないフィルターなしでは初期段階から濁度が高く急激に濁度が増加している。一方、フィルターありでは裸土の崩壊時の流量を超えても濁度が低い値を示している。これは、フィルターの不織布厚が越流水の地中層への流入を軽減させ表層流水として越流水を排出していると考えられる。

しかし、表-3よりコンクリートブロックの有無により崩壊時の限界流量が異なる。たとえば、赤土でフィルターありの場合で障害物の有無により限界流量が1.5倍程度異なることから地中の障害物の影響により斜面崩壊が促進されたと考えられる。図-6にフィルターの有無による斜面崩壊の形状の違いを示す。図-6より、フィルターがない場合は、地表面の侵食が激しく障害物を過ぎたあたりから地表面のガリ侵食が顕著に見られるようになった。フィルターありの場合は、障害物を過ぎた後に水道がある程度集中して発生している。これは、土中に浸透した越流水が障害物により被圧されたため水道が集中したと考えられる。

4. まとめ

越流実験でフィルターの雨水排水能力を検証した。以下に得られた知見についてまとめる。

- (1) フィルターを施工した場合、雨水排水能力を発揮し、表層侵食を防止する作用がある。
- (2) フィルターを用いた場合と用いない場合は流量の増加にともない濁度が増加した。
- (3) 土中に障害物を設置した場合は、早い段

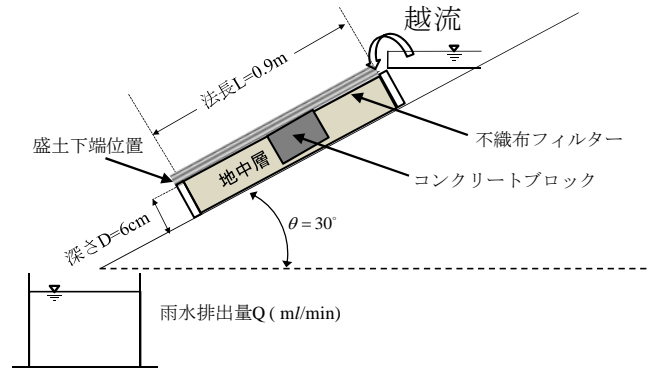


図-3 越流実験装置

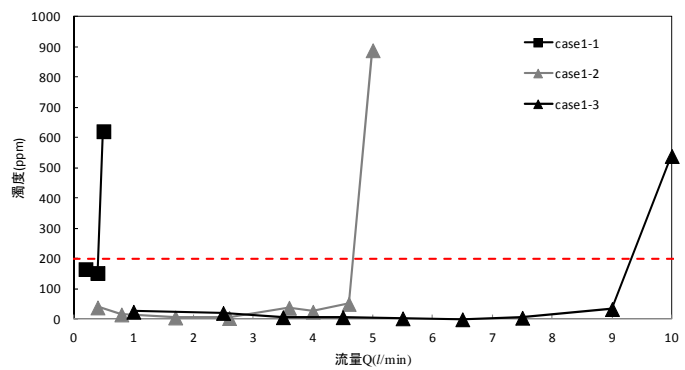


図-4 流量と濁度の関係（まさ土と赤土の比較）

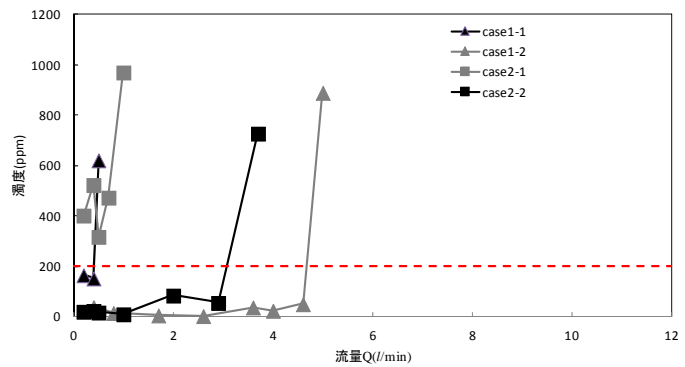


図-5 流量と濁度の関係（赤土のみ）

表-3 各ケースの限界流量

法面勾配 $\theta=30^\circ$	限界流量 $Q_L \times 10^{-5}$ (m^3/s)	各法長における降雨強度(mm/hr)	
		法長5.0m	法長10.0m
case1-1	0.68	13.53	6.76
case1-2	7.79	154.10	77.05
case1-3	15.55	307.74	153.87
case2-1	0.23	4.49	2.24
case2-2	5.12	101.32	50.66

階で表面は崩壊し内部の崩壊が始まると考えられる。

- (4) 赤土はまさ土に比べて早い段階で斜面が崩壊している。赤土斜面の表面は侵食に弱く、剥離・掃流力を受けやすい。

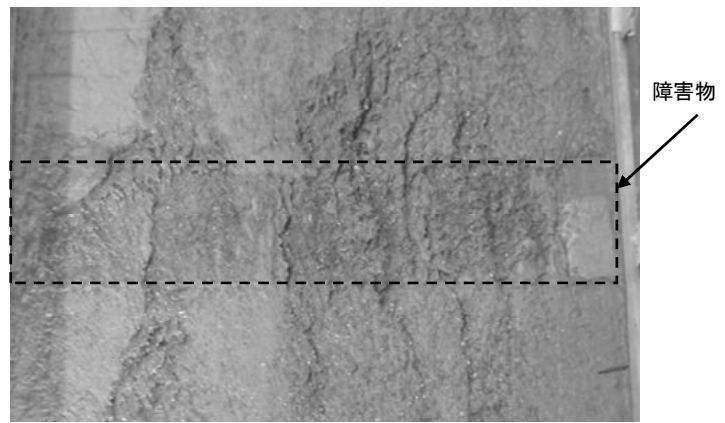
上記から斜面内に障害物が存在している場合においても不織布フィルターを設置することで、濁水の流出を防ぎ、斜面を雨水による侵食から保護することがある程度できた。しかし、フィルターを設置した場合でも地中内部の条件が斜面崩壊の影響を受ける点がフィルターの改善点と考えられる。

謝辞

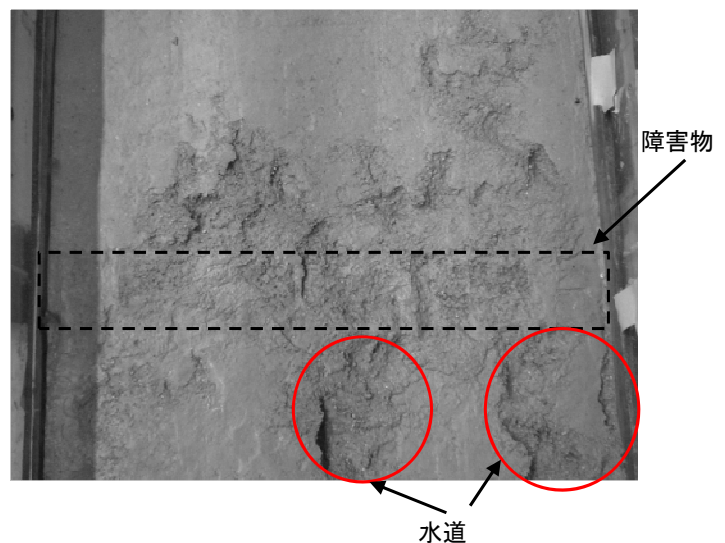
本研究は、徳山高専産学連携事業の助成を受けたものである。本研究は多機能フィルター株式会社との共同研究で得られた研究成果である。また、同社よりフィルターの提供など、多くの協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 坪郷浩一, 中村勝美, 山本一夫, 上俊二, 福田靖: 不織布フィルターの排水機能評価, 第24回沖縄地盤工学会研究発表会講演論文集, pp. 9-14, 2011.11.
- 2) 猪俣景悟, 木伏英世: 団粒化注入客土緑化工法および長繊維混入厚層基材吹付工によるダム湖湛水斜面緑化に関する試験, 日本緑化工学会誌, Vol. 25, No.4, pp.465-468, 2000.
- 3) 上村恵也, 倉井達夫, 藤田豊: 植生工における吹付基材の配合試験について, 日本緑化工学会誌, Vol.25, No.4, pp.579-582, 2000.
- 4) 木村正信, 岩本篤彦, 夏目祥吾, 井上あゆみ: 粉碎材吹付け法面での植生復元状況と生育基盤特性について, 日本緑化工学会誌, Vol.25, No.4, pp.645-648, 2000.
- 5) 上村恵也, 倉井達夫, 藤田豊: 軟岩地の植生成育実態調査, 日本緑化工学会誌, Vol.27, No.1, pp.331-334, 2001.
- 6) 津下圭吾, 谷口伸二, 實松秀夫: 人工芝工の植生追跡調査, 日本緑化工学会誌, Vol. 27, No.1, pp.265-268, 2001.
- 7) 藤原東雄, 福田靖, 上俊二, 桑嶋啓治, 常村忠生: 開放型フィルターによる斜面の安定, 地盤と建設, 地盤工学会中国支部論文報告集, Vol.21, No.1, pp.23-30, 2003.
- 8) 坪郷浩一, 中村勝美, 山本一夫, 上俊二, 福田靖: 不織布フィルターを用いた降雨時の法面侵食防止に関する研究, 地盤と建設, 地盤工学会中国支部論文報告集, 論文報告, Vol.29, No.1, pp 89-97, 2011.



(a) フィルターなし(障害物あり)



(b) フィルターあり(障害物あり)

図-6 崩壊後の地形形状 (赤土のみ)

沖縄県現地土に対するマグネシウム系固化材を用いた改良土の力学特性

徳山工業高等専門学校 ○福田 靖
 徳山工業高等専門学校 上 俊二
 宇部マテリアルズ株式会社 阿野 憲一
 琉球セメント株式会社 富村 用勝
 徳山工業高等専門学校 坪郷 浩一

1. はじめに

環境や景観に配慮が求められ、公園内の広場・園路、建造物の周辺整備などで、土に固化材を添加した土系舗装が多く用いられている。しかし、従来の主流となっているセメント・石灰系固化材は強いアルカリ性であり、灰色で景観性も悪く、環境に良いとは言えない。環境対応型固化材としてマグネシウム系固化材がある。この固化材は、万里の長城のレンガ目地成分をヒントに開発された、地球にやさしい固化材である。

道路の中央分離帯や路側帯などにおいては、雑草が繁茂し、維持管理に多くの労力・費用をかけているのが実情であり、効率的・効果的な対策が必要とされている。

本研究では、沖縄県内の4種類の現地土に対してマグネシウム系固化材を用いた改良土の供試体を作製し、その力学特性(強度特性)を明らかにすることを目的として室内試験を行い、雑草対策としての評価を行った。

2. 実験概要

1) 固化材

表-1 に示すように使用したマグネシウム系固化材は、自然に存在するミネラル成分の酸化マグネシウム MgO を主成分とし、低アルカリで六価クロム等の重金属類を含まないため、動植物にも無害である。

表-1 マグネシウム系固化材の成分(%)

MgO	55.0
CaO	35.0
SiO ₂	3.30
Fe ₂ O ₃	0.50
Al ₂ O ₃	1.00
SO ₄	2.30
Ig.Loss	0.90

2) 沖縄現地土

改良を行った沖縄県現地土は、恩納村産国頭マージ、北中城村産クチャ、八重瀬町産島尻マージ、浦添市産ニービ土の4種類である。これらの結果は、表-2 に試料の物理的特性、図-1 に試料の粒径加積曲線および図-2 に締固め曲線を示す。

3) 添加物

土粒子間の結びつきを高める方法として、ウッドチップ等の結合材を添加した地盤改良が行われている。また、関東ロームなどの特殊土において、砂などを混合して同様に地盤改良が行われている。結合材としてバガス、砂の代替材として、熔融スラグを用いた。

表-2 試料の物理的特性

	国頭マージ	クチャ	島尻マージ	ニービ土
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.734	2.690	2.653	2.730
液性限界 w_L (%)	40.24	61.37	61.72	-----
塑性限界 w_p (%)	27.97	27.85	27.31	-----
塑性指数 I_p	12.27	33.52	34.41	NP
最適含水比 w_{opt} (%)	20.24	25.34	25.62	21.42
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.680	1.547	1.534	1.621

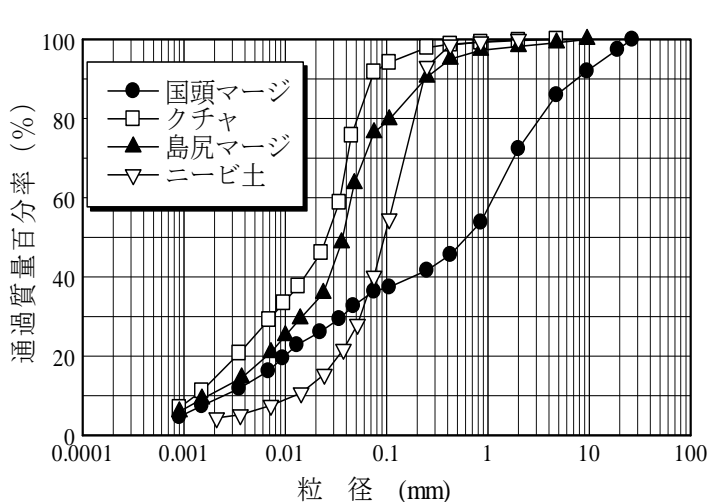


図-1 試料の粒径加積曲線

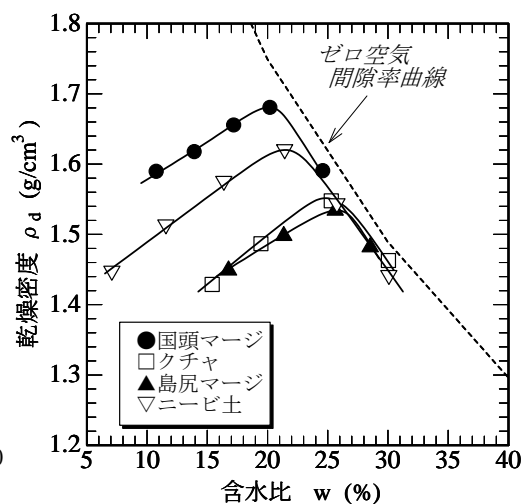


図-2 試料の締めめ曲線

表-3 改良土の配合条件 (重量比)

呼び名	固化材	土	バガス	熔融スラグ
国頭マーヅ①	1	16.8		
国頭マーヅ②	1	8.40		
国頭マーヅ③	1	11.2	0.3	
国頭マーヅ④	1	7.84		3.36
クチャ①	1	15.45		
クチャ②	1	7.74		
島尻マーヅ①	1	15.34		
島尻マーヅ②	1	7.67		
ニービ土①	1	16.21		
ニービ土②	1	8.11		

4) 供試体の作製

供試体は、セメント協会標準試験方法 JCAS L-01-2006「セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」の規定に準ずる方法で作製した。改良土の配合条件を表-3 に示す。各供試体の初期性状を表-4 に示す。

5) 一軸圧縮試験

JIS A 1216 に規定する方法で一軸圧縮試験を行なった。防草目的の舗装材として効果を果たすためには 2.0N/mm² 以上の一軸圧縮強さが必要とされている。

3. 実験結果

1) 国頭マーヅ

図-3 に国頭マーヅ配合の一軸圧縮試験結果を示す。固化材添加量の違いによる一軸圧縮強さの変化は見られないが、材齢 7 日に比べ、材齢 28 日は、2 倍の強さになっている。材齢 28 日で、防草材として必要とされる一軸圧縮強さである 2.0N/mm² に達しており、防草目的の改良土として使用できる。

図-4 は国頭マーヅにバガスを混合したものである。国頭マーヅのみの改良土に比べ、延性的な性質を示しており、バガスを添加することにより、土粒子間の間隙に入り、土粒子をつなぐ役目をし、結合力を高める効果が増したと考えられる。

図-5 に国頭マーヅに熔融スラグを混合した改良土の一軸圧縮試験結果を示す。熔融スラグを混合するこ

表-4 供試体の初期性状

呼び名	材齢 7 日			材齢 28 日		
	含水比 (%)	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	含水比 (%)	湿潤密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$
国頭マージ①	8.14	1.818	1.681	2.21	1.758	1.720
国頭マージ②	7.94	1.815	1.681	2.00	1.769	1.734
国頭マージ③	11.46	1.604	1.439	3.65	1.491	1.438
国頭マージ④	2.39	1.852	1.809	1.61	1.852	1.823
クチャ①	16.47	1.807	1.551	3.62	1.639	1.582
クチャ②	11.42	1.737	1.559	3.35	1.634	1.581
島尻マージ①	19.49	1.880	1.573	4.70	1.668	1.593
島尻マージ②	20.33	1.834	1.524	4.30	1.610	1.544
ニービ土①	5.61	1.758	1.665	2.76	1.700	1.654
ニービ土②	7.15	1.807	1.686	2.95	1.729	1.679

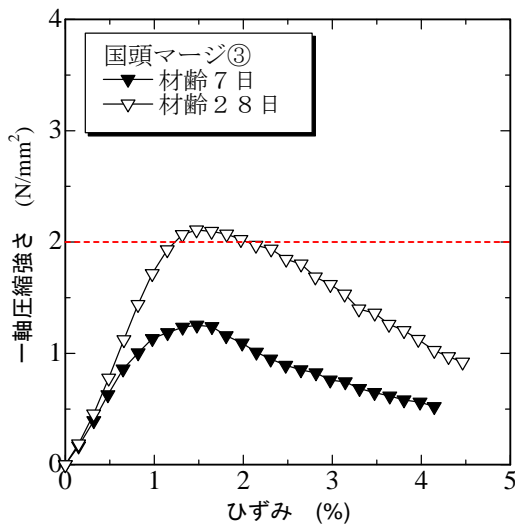


図-3 応力-ひずみ曲線 (国頭マージ配合)

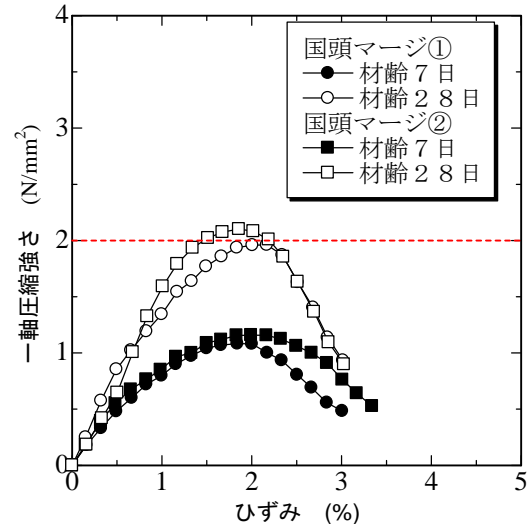


図-4 応力-ひずみ曲線 (バガス混合)

とにより、材齢 7 日で、防草材として必要とされる一軸圧縮強さである 2.0N/mm^2 に達しており、防草目的の改良土として使用でき、早期の防草効果が必要な場合には有効である。

2)クチャ

図-6 にクチャ配合の一軸圧縮試験結果を示す。国頭マージと同様に、材齢 28 日は材齢 7 日の 2 倍の圧縮強さであり、材齢 28 日で、 2.0N/mm^2 に達しており、防草目的の改良土として使用できる。

3)島尻マージ

図-7 に島尻マージ配合の一軸圧縮試験結果を示す。島尻マージについても、材齢 28 日は材齢 7 日の 2 倍の圧縮強さであり、材齢 28 日で防草目的とし使用可能である。

4)ニービ土

図-8 にニービ土配合の一軸圧縮試験結果を示す。材齢 28 日で 2.0N/mm^2 の圧縮強度に達しておらず、防草材としての使用は強度面から難しい。

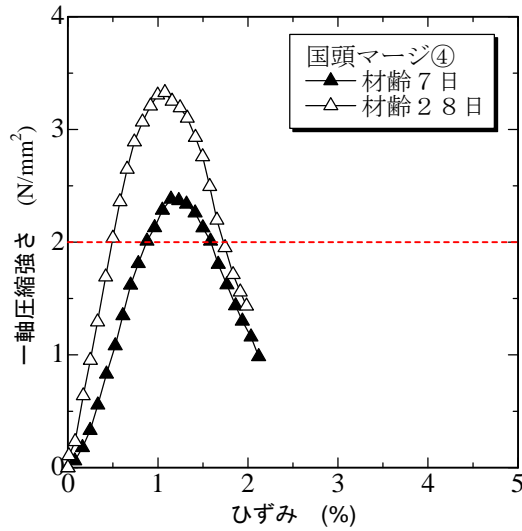


図-5 応力-ひずみ曲線 (融融スラグ混合)

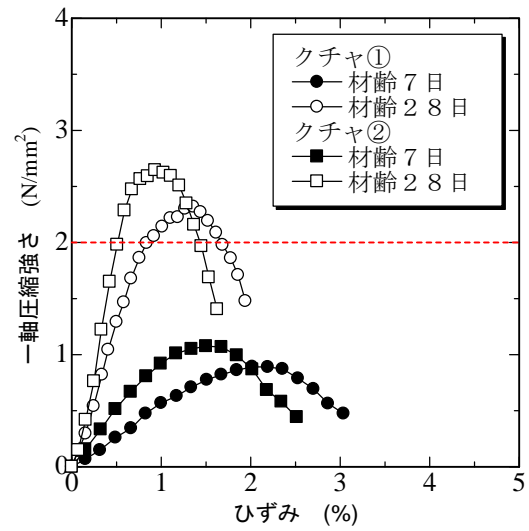


図-6 応力-ひずみ曲線 (クチャ配合)

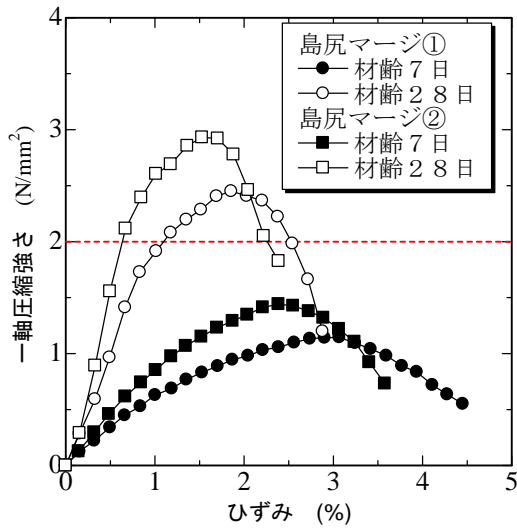


図-7 応力-ひずみ曲線 (島尻マージ配合)

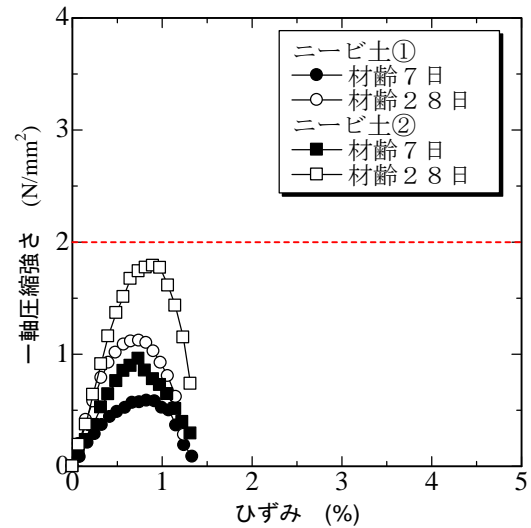


図-8 応力-ひずみ曲線 (ニービ土配合)

4. おわりに

国頭マージ、クチャ、島尻マージ、ニービ土をマグネシウム系固化材を用いた改良土について、一軸圧縮試験を行い以下のことが明らかになった。

- (1) 国頭マージ、クチャ、島尻マージについては、材齢28日の圧縮強さは、材齢7日の2倍の強さで、防草目的の改良土として使用できる。
- (2) 融融スラグ等を混合すると、早期の防草効果が必要な場合に有効である。
- (3) ニービ土については、 2.0N/mm^2 の一軸圧縮強さに達しておらず、対策が必要である。

参考文献

セメント協会：標準試験方法 JCS L-01-2006 「セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」

き裂性岩盤の狭小領域構造を考慮した広小領域における浸透流解析

琉球大学大学院 ○広瀬 孝三郎
琉球大学大学院 江戸 孝昭
琉球大学 松原 仁

1. はじめに

岩盤中のき裂や断層といった不連続面の存在は、岩盤の力学的特性及び水理学的特性を支配している。そのため、地下施設や岩盤構造物を建設する際には、き裂の存在が落盤を招き、さらには構造物内における突発湧水の原因にもなり得る。き裂の幾何学特性を得る方法として、ボーリングコアの観察や露頭調査等の手法が挙げられる。これらの限られたデータから、岩盤全体におけるき裂の幾何学的特性を把握しなければならないのが現状である。

現在、岩盤中の不均質性を示す幾何学特性から岩盤の水理学的特性を把握しモデル化する手法として、等価不均質連続体モデル¹⁾ やき裂ネットワークモデル²⁾、チャンネルネットワークモデル³⁾ などの手法が提案されている。しかしながら、等価不均質連続体モデルは、平均化手法を用いているため、個々のき裂の不連続性を正確に考慮できないことが問題点として挙げられている。また、き裂ネットワークモデルならびにチャンネルネットワークモデルは、不連続面のデータを用いて岩盤内のき裂をモデル化するため、原位置における不連続面のデータが必要とされる。さらに、上記の手法ではモデル化する範囲が対象とする岩盤の狭小領域でしかなく、上記の手法を用いて広小領域における浸透流解析を行うことは極めて困難である。一方、地下水の流れは、長い年月をかけて岩盤を侵食し、岩盤の弱面となるみずみちを発生させ、これが岩盤の崩落を誘発している可能性がある。したがって、みずみちの推定は必要不可欠である。しかしながら、みずみちを数値シミュレーションにて推定する事は、今なお難しい問題となっている。

そこで本研究では、ボーリングコアの観察や露頭調査等から得られるデータを基に狭小領域における浸透流解析により得られた結果を考慮した広小領域の浸透流解析を行い、みずみちを推定できる手法を検討した。

2. 狭小領域における浸透流解析モデルの作成

き裂ネットワークモデルは、観測データを基に、種々の幾何学的特性を確率論的に決定し、岩盤内のき裂をモデル化する手法である。本研究では、ボーリングコアの観察や露頭調査等の観測範囲を岩盤の狭小領域とし、き裂ネットワークモデルを用いて、狭小領域におけるき裂を作成した。そして、き裂を浸透経路とし、浸透経路内に水を模擬した粒子を流すことで狭小領域における岩盤内の浸透流解析を行った。

(1) き裂ネットワークモデル

a) き裂の走向角

本研究では、き裂の走向角は正規分布に従うものと仮定し、Anupan⁴⁾ らの研究で用いられた、各き裂セットにおける走向角の平均値と分散のデータを用いて決定した。表-1に各き裂セットごとの平均値ならびに分散を示す。また、図-1に各き裂セットにおける走向角の分布を示す。

b) き裂長さ

き裂長さは式(1)に示すべき乗分布に従うものとし、き裂を作成した。

$$N = mL^n \quad (1)$$

ここで、 L (m)：き裂の長さ、 N ：長さ L のき裂数、 m ：比例定数、 n ：べき乗数である。このとき、我国におけるき裂の頻度分布のべき乗数は、約3.0～4.0の範囲に分布すると報告されていることから、本研究ではべき乗数を3.1とし、き裂長さを決定した。

表-1 き裂セットにおける走向角の平均と分散

Fracture set	平均 (°)	分散
set1	47.47	60.74
set2	102.75	57.16
set3	162.83	57.48
set4	226.58	59.5
set5	284.67	59.06
set6	339.12	727.79

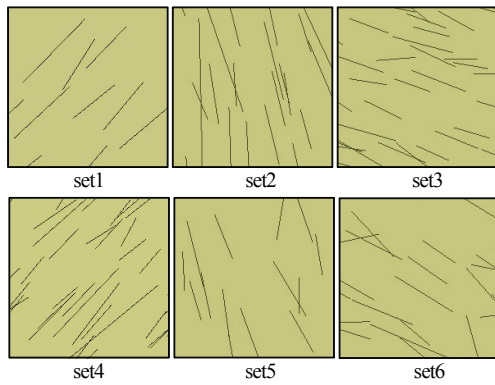


図-1 各き裂セットの走向角の分布

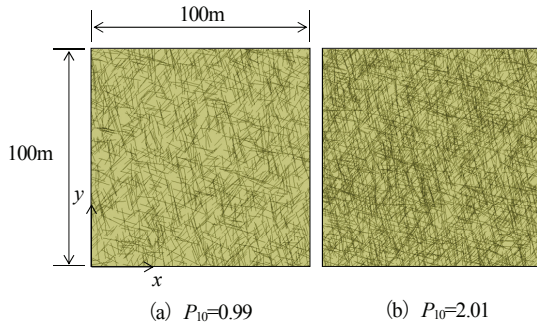


図-2 き裂ネットワークモデル

c) 解析領域中のき裂の空間分布

尾上らによると、き裂の空間分布は、大規模なき裂の周辺に小規模な分岐き裂や派生き裂が発生し、き裂の疎密構造を形成するとされている。そのため、岩盤中のき裂の空間分布は、必ずしも一様に分布しているわけではなく、不均質な分布に従う。しかしながら、き裂を一様分布に従い配置させた方が、湧水量等の水理学的特性は観測結果に近い結果が得られるとされていることから、本研究ではき裂の空間分布は一様分布に従うものとした。

d) き裂密度

岩盤のき裂密度を評価する場合、次式に示す1次元き裂頻度： P_{10} ⁵⁾ (1/m)が用いられる。

$$P_{10} = \frac{\text{観測区間のき裂の本数}}{\text{観測区間長}} \quad (2)$$

本研究では、1次元き裂頻度を求めることで、解析領域内のき裂を作成した。図-2に、1次元き裂頻度が0.99、2.01とした場合のき裂ネットワークモデルを示す。具体的には、解析領域と同じ長さの水平な線分を鉛直軸方向に設け、き裂との交点の数をその線分の長さにて除すことで1次元き裂頻度を算出した。なお、き裂ネットワークモデルを作成する領域を100m×100mとし、5m～

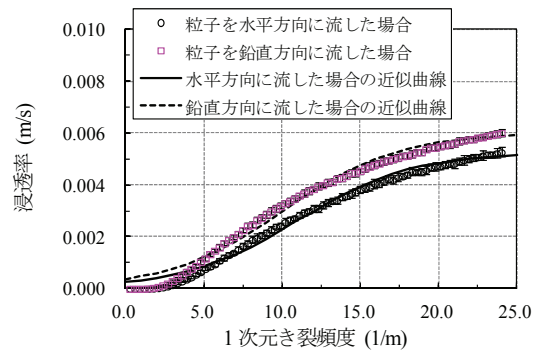


図-3 1次元き裂頻度と浸透率の関係図

表-2 近似曲線のパラメータ

	a	b	c
水平方向の場合	5.27×10^{-3}	20.1	0.272
鉛直方向の場合	6.01×10^{-3}	15.6	0.272

25mのき裂長さを有するき裂をモデル内に設けた。

(2) 狭小領域における浸透率の算出法

本研究では、前節に示すき裂ネットワークモデルと浸透理論のひとつであるランダムウォーク法を併用し、1次元き裂頻度と次式に示す浸透率の関係にて、狭小領域における浸透特性の評価を行った。

$$\text{浸透率} = \frac{\text{浸透した粒子}}{\text{全粒子数} \times \text{断面積}} \quad (3)$$

このとき、浸透率(1/m³)を算出するために、図-2に示すように100m×100m (奥行：1m)の解析領域に5m～25mの長さを有するき裂を作成し、 $x=0$ m (図-2左側)から水を模擬した粒子を浸透させる。そして、 $x=100$ m (図-2右側)を通過した粒子の数を、式(3)に示す浸透した粒子とする。

図-3に、1次元き裂頻度と浸透率の関係を示す。同図より、1次元き裂頻度と浸透率の関係は、式(4)に示す、ロジスティック曲線にて近似できることがわかった。

$$p = \frac{a}{(1 + b \exp(-cP_{10}))} \quad (4)$$

ここで、 p ：浸透率、 P_{10} (1/m)：1次元き裂頻度、 a, b, c は定数である。表-2に、 a, b, c の具体的な値を示す。式(4)は、1次元き裂頻度に応じた浸透率を示しており、き裂数がある一定の数を超えた箇所は、水が浸透しやすくなり、突発湧水の原因となる箇所であることを示唆している。また、

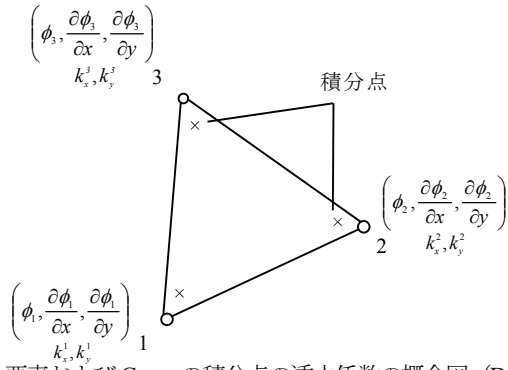


図-4 要素および Gauss の積分点の透水係数の概念図 (DOF=3)

浸透率と実験値をフィッティングすることで、狭小領域における透水係数の算出が可能である。したがって、本研究では浸透率に任意の定数を乗じた値を岩盤の狭小領域における透水係数としている。なお、以下に示す解析では、浸透率に乘じた値は $1(\text{m}^3)$ としている。

3. 広大領域における浸透流解析

本章では、前章に示す岩盤の狭小領域における水理学的特性を考慮した、広大領域の浸透流解析を行う。このとき、前述した岩盤内のき裂の幾何学特性は、種々の確率密度関数により定義されるため、そのき裂内の浸透流は極めて複雑な流れだと考えられる。そこで、本研究では水頭ならびに水頭勾配を自由度とする三角形要素 (GFEM) にて浸透流解析を行う。

(1) 支配方程式

岩盤内の浸透流はダルシー則に従うものとし、支配方程式を次式にて定義する。

$$\nabla \cdot \mathbf{v} = \nabla(ki) = \nabla^2(kh) = \nabla^2\phi = 0 \quad (5)$$

ここで、 \mathbf{v} : 流速, k (m/s): 透水係数, i : 動水勾配, h : 水頭, ϕ : 速度水頭である。GFEM における水頭場は式(6)にて表わされる。

$$\begin{aligned} \phi &= \sum_{i=1}^3 \left\{ \phi_i + (x-x_i) \frac{\partial \phi}{\partial x} + (y-y_i) \frac{\partial \phi}{\partial y} \right\} N_i \\ &= \sum_{i=1}^3 N_i^G \phi_i^G \end{aligned} \quad (6)$$

ただし、 $N_i^G = (1 \ x-x_i \ y-y_i) N_i = F_i N_i$

$$\left\{ \phi_i^G \right\}^T = \left(\phi_i \ \frac{\partial \phi}{\partial x} \Big|_i \ \frac{\partial \phi}{\partial y} \Big|_i \right) \quad (7)$$

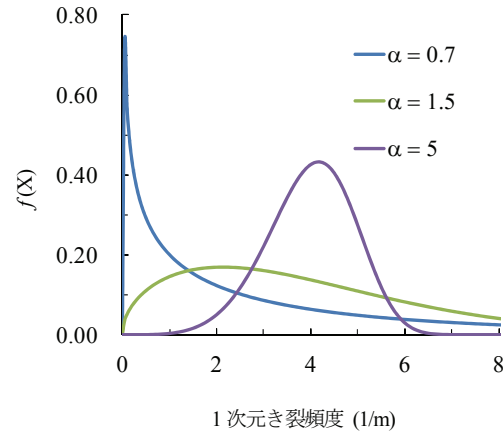


図-5 ワイブル分布 (平均 $\mu: 4.0$)

ここで、 x, y : 三角形要素内部における任意の座標, x_i : 三角形の節点の水平方向の座標, y_i : 三角形の節点の鉛直方向の座標, i : 三角形要素の節点番号, N : 定ひずみ三角形要素の形状関数, ϕ^G : GFEM における節点自由度, N^G : GFEM における形状関数である。なお、 N^G の空間微分は次式にて得られる。

$$\frac{dN_i^G}{d\mathbf{x}} = \frac{dF_i}{d\mathbf{x}} N_i + F_i \frac{dN_i}{d\mathbf{x}} \quad (8)$$

したがって、マトリックス方程式はガラーキン法より、次式のように求めることができる。

$$K\phi = \int_V \left(k_x \frac{\partial N_i^G}{\partial x} \frac{\partial N_j^G}{\partial x} + k_y \frac{\partial N_i^G}{\partial y} \frac{\partial N_j^G}{\partial y} \right) h_i^G dV \quad (9)$$

ここで、 k_x, k_y : 水平、鉛直方向の透水係数であり、図-4 示すように、透水係数は Gauss の積分点ごとに定義される。また、 h^G : GFEM における水頭ならびに水頭の空間勾配である。そして、式(9) の積分を評価するために、本研究では次式に示す Gauss の数値積分を用いた。

$$K = \sum_{g=1}^{gp} w_{gp}^g \left(k_x^g \left(\frac{\partial N_i^G}{\partial x} \right)^g \left(\frac{\partial N_j^G}{\partial x} \right)^g + k_y^g \left(\frac{\partial N_i^G}{\partial y} \right)^g \left(\frac{\partial N_j^G}{\partial y} \right)^g \right) \quad (12)$$

ここで、 gp : 三角形要素内における Gauss の積分点, w_{gp}^g : Gauss 点における重み関数, k_x^g : Gauss 点における水平方向の透水係数, k_y^g : Gauss 点における鉛直方向の透水係数であり、各積分点における透水係数は、式(3)により決定される。

(2) 広大領域における浸透率の決定方法

本研究では、要素内の各積分点を狭小領域と仮定し、式(4)を用いることで、積分点の透水係数は

算出される。このとき、1次元き裂頻度は岩盤の調査箇所により値が大きく異なる。そこで本研究では、広大領域において、1次元き裂頻度は空間的に分布していると仮定する。1次元き裂頻度分布の確率密度関数として、様々な分布系を発生させることができるワイブル分布⁶⁾ (図-5 参照)を使用した。ワイブル分布は、Weibullによって提案された確率分布モデルであり、主に材料強度の分布形として用いられる。ワイブル分布の確率密度関数 $f(X)$ は以下の式(13)で定義される。

$$f(X) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{X}{\beta}\right)^{\alpha-1} \exp\left[-\left(\frac{X}{\beta}\right)^\alpha\right] \quad (\alpha, \beta > 0) \quad (13)$$

ここで、上式において X : 確率変数, α : 形状パラメータ, β : 尺度パラメータである。ワイブル分布の平均値と分散は次式より得られる。

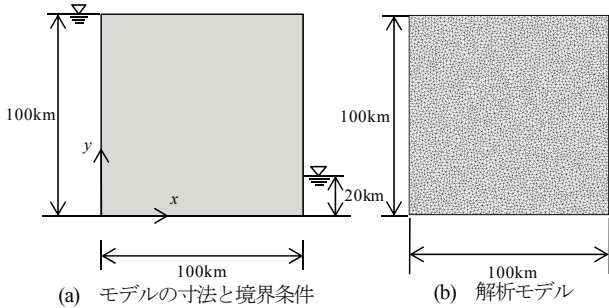


図-6 GFEM 浸透流解析の解析モデル

$$\mu = \beta \Gamma\left(\frac{1}{\alpha} + 1\right) \quad (14)$$

$$\eta = \frac{\sigma}{\mu} = \left[\frac{\Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right)}{\left\{\Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)\right\}^2} - 1 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

ここで、 Γ : ガンマ関数である。市川ら⁷⁾によれば、 $1 \leq \alpha \leq 50$ の範囲において、式(15)は次式にて精度よく近似されることが知られている。

$$\eta \approx \alpha^{-0.93} \quad (16)$$

そして、本研究では、形状パラメータおよび平均値を任意に決め、1次元き裂頻度を分布させ、各積分点の透水係数を決定した。また、1次元き裂頻度を空間的に分布させ、さらに要素内の積分点ごとに異なる1次元き裂頻度を定めることで、極めて複雑かつ不均質性を考慮した浸透流解析を再現した。

4. 解析結果

(1) 広大領域における浸透流解析

本研究では、広大領域の水理学的特性を評価する手法としてGFEMを用いて、岩盤の狭小領域での

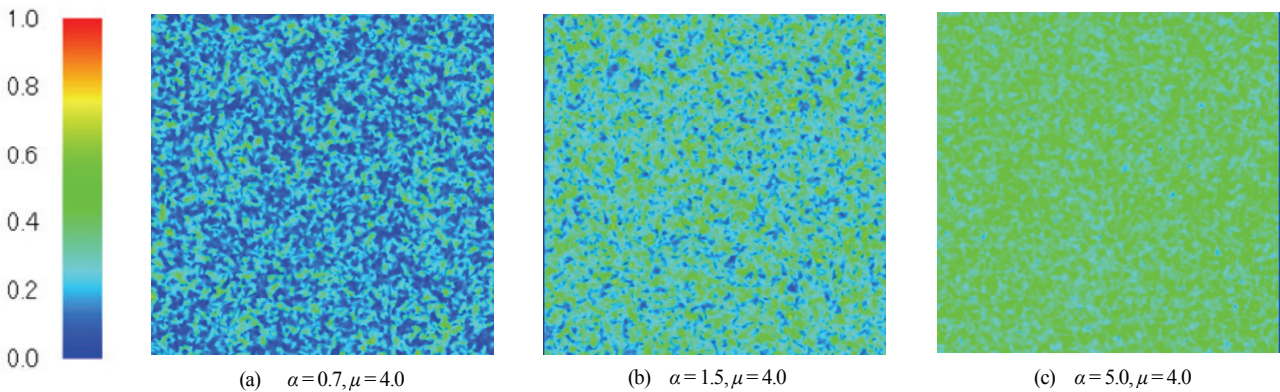


図-7 広大領域における岩盤の透水係数の分布図

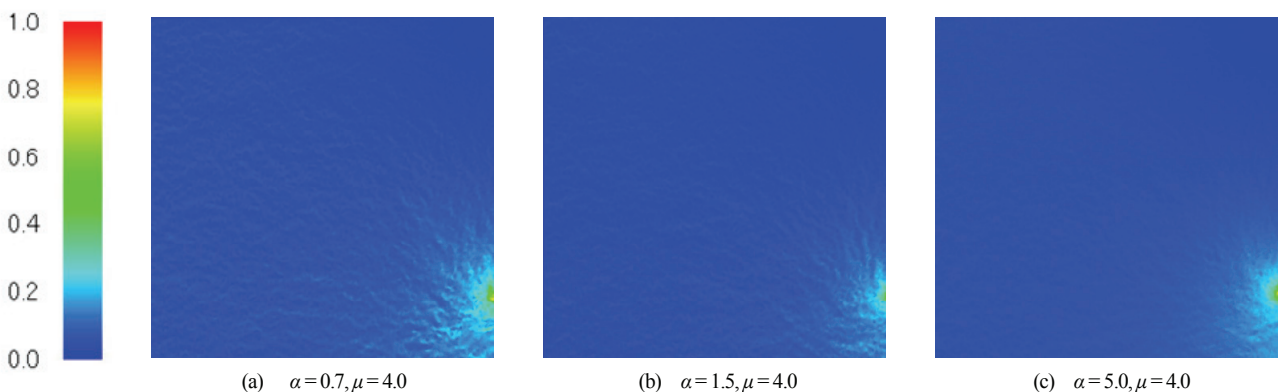


図-8 広大領域における岩盤の流速分布図

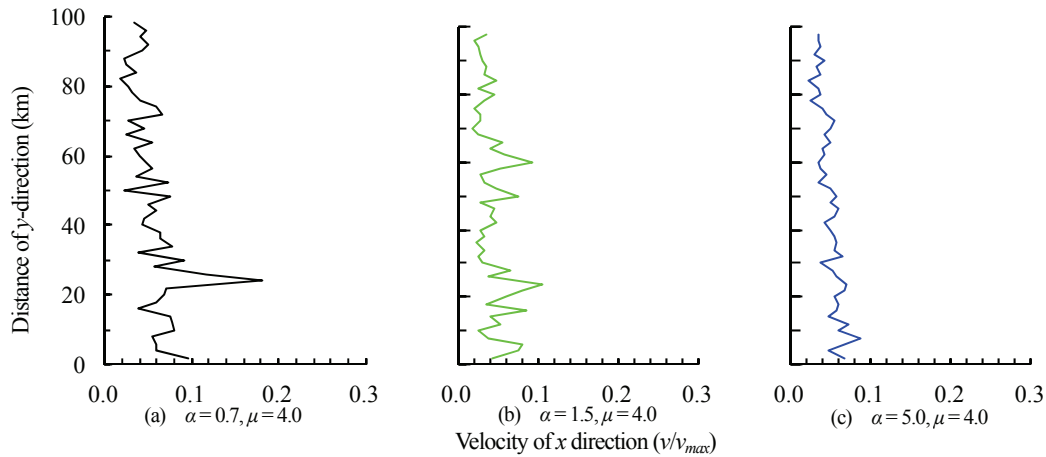


図-9 $x = 50\text{km}$ における流速分布

水理学的特性を考慮した広大領域における浸透流解析を行う。

図-6 にモデルの寸法および解析モデルを示す。同図 (a) に示すように、モデルの寸法を $100\text{km} \times 100\text{km}$ とし、境界条件は $x = 0\text{km}$, 100km における水頭をそれぞれ 100km , 20km とした。また、同図 (b) に解析モデルを示す。本解析における要素分割は、節点数 3970、要素数 7741 とした。

図-7 に透水係数の分布図を示す。なお、透水係数は解析領域内の全ての要素において、最も高い値の透水係数にて正規化した。同図 (a) に示すように、形状パラメータが 0.7 のとき、透水係数の分布に明確なばらつきが見られる。一方、同図 (b), (c) に示すように、形状パラメータを大きくしていくと、透水係数のばらつきがあまり見られなくなる。

図-8 に、解析領域内の流速の分布図を示す。なお、流速は解析領域内の全ての要素において、最も高い値の流速にて正規化した。同図 (a) に示すように、形状パラメータが 0.7 のとき、卓越した流速が流入部から流出部にかけて確認される。一方、同図 (b), (c) に示すように、形状パラメータを大きくしていくと、卓越した流速が見られなくなる。これらの結果は、図-7 に示す透水係数の分布からもわかるように、形状パラメータが大きくなるにつれて、透水係数の分布のばらつきが見られなくなるためだと考えられる。

図-9 に $x = 50\text{km}$ の箇所における流速分布を示す。横軸に観測点での流速を解析領域内の要素において、最も高い値の流速にて正規化した値を示

し、縦軸に鉛直方向の位置を示す。同図 (a) に示すように、形状パラメータが 0.7 のとき、卓越した流速が見られる。 $y = 20\text{km}$ あたりでは、観測された流速の中で、特に卓越した流速が見られる。一方、同図 (b), (c) に示すように、形状パラメータが大きくなるにつれて、若干流速が卓越した箇所が見られるが、形状パラメータが 0.7 のときと比べ、卓越した流速はあまり観測されなかった。

以上のことから、ワイブル分布の形状パラメータが小さい場合、卓越する流速が現れることがわかる。一方、ワイブル分布の形状パラメータを大きくしていく場合、すなわち、分布系が正規分布に近い形状のとき、透水係数の分布にばらつきが少なくなり、卓越した流速が現れにくくなる。つまり、卓越した流速は、実岩盤において浸透流が集中する箇所、すなわち、“みずみち” (channel) となり得る箇所であることが考えられる。

6. おわりに

本研究では、岩盤内におけるき裂の観測データを基に、その観測範囲を岩盤の狭小領域と仮定し、狭小領域の浸透特性を考慮した広大領域の浸透流解析を行った。狭小領域に関して、き裂ネットワークモデルとランダムウォーク法を併用し浸透流解析を行い、狭小領域における浸透特性の評価を行った。そして、広大領域においては、狭小領域における浸透特性が空間的に分布していると仮定することで岩盤の不均質性を考慮した浸透流解析を行うことができた。

謝辞: 本研究は科学研究費補助金 (23760428) の

助成を受けた。ここに、記して感謝の意を示す。

参考文献

- 1) 下茂道人, 山本肇: 等価不均質連続体モデルによるき裂性岩盤の浸透流解析手法, 大成建設技術研究所報, pp.257-262, 1996.
- 2) 杉村淑人, 木戸研太郎, 渡辺邦夫: フラクチャーネットワークモデルによるダムの基礎浸透流解析の試み, 土木学会年次学術講演会論文集, pp.234-235, 1995.
- 3) 杉村淑人, 森田豊, 渡辺邦夫: 孔間透水試験圧力応答パターンの水みちネットワークモデル数値実験による検討, 土木学会論文集, Vol.596/III-43, pp.223- 237, 1998.
- 4) Anupan, A .: Effective properties of multi-scale fracture networks - Hierarchical Modeling of Fractures for Naturally Fractured Reservoirs, Lambert Academic Publishing, 2010.
- 5) 鈴木俊一, 本島貴之, 井尻裕二, 青木広臣: 確率統計理論による亀裂特性データの相互関係の整理と数値解析モデルによる妥当性検証, 土木学会論文集, Vol .65, pp.185-195, 2009.
- 6) Tang, C. A ., Liu, H ., Lee, P. K . K ., Tsui, Y., Tham, L . G .: Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression – Part I :effect of heterogeneity , International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 37, pp. 555-569, 2000.
- 7) 市川昌弘:信頼性工学, pp.22-32, 裳華房, 1990.

き裂性岩盤におけるき裂進展解析

琉球大学大学院 江戸 孝昭
 琉球大学 松原 仁
 琉球大学 原 久夫

1. はじめに

断層や破碎帯ならびに岩盤内には多数の先在き裂が存在し、それらの先在き裂は岩盤崩落や地下構造物の崩壊に影響を及ぼす。そのためき裂を考慮し、岩盤等の力学的特性ならびに水理学的特性を評価する試みが盛んに行われている。しかしながら、岩盤内の先在き裂はランダムに分布しており、不均質かつ不確実であるため、これらを考慮し評価を行うことは難しい。また、岩盤等の脆性材料の破壊パターンは様々な様子を呈するため、その力学的挙動を精度よく評価することは難しく、現在も様々な手法が提案されている。

一般的に、岩盤内のき裂をモデル化し評価する場合、き裂を不連続面としモデル化する手法とき裂の特性を考慮し連続体モデルにて表わす方法が用いられる。前者には、個別要素法 (DEM) ¹⁾、不連続変形解析法 (DDA) ^{2),3)}、後者には、クラックテンソル理論 ⁴⁾、等価連続体モデル ^{5),6)}などが挙げられる。しかしながら、上記の手法において、岩盤の微細構造を考慮することが困難であるものや、微細構造を考慮することが可能であるが精度に関して問題があるものなど、未だなお手法に関して検討されている。その他にも、岩盤の先在き裂を考慮し、力学的挙動を評価する手法として、拡張有限要素法 (X-FEM) ^{7),8)}や境界要素法 (BEM) ^{9),10)}などがあるが、これらの手法は不連続面の増加に伴い、き裂境界の方程式が増加するなど解の収束に関する問題が残っている。

そこで本研究では、岩盤内の先在き裂を考慮できる離散き裂進展解析手法の開発を目的とする。具体的には、岩盤内の先在き裂をき裂ネットワークモデル ¹¹⁾にてモデル化し、き裂の不連続性に関しては移動最小自乗法 ¹²⁾を用いた近似解法にて考慮する新たな数値計算手法を提案する。そして、先在き裂がき裂進展挙動に与える影響について検討を行う。

2. 回転自由度を有する一般化有限要素法

本研究では、岩盤中の先在き裂をき裂ネットワークモデルにて表現し、き裂を三角形要素の境界で直接考慮する。このとき、Fig.1 に示す、回転自

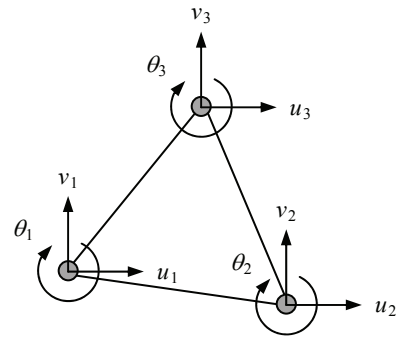


Fig.1 RGNT の概念図

由度を有する三角形要素 ¹³⁾を用いることとした (以下、本要素を“RGNT”と記す)。本要素は、並進方向変位に回転自由度を追加定義することによって、三角形要素に中間節点を設けなくとも高精度な解を得ることが可能である。そのため、岩盤のような複雑な構造を有するものを対象とする場合に適していると考えられる。

RGNT の変位場は次式にて表わされる。

$$u_{RGNT} = \sum_{i=1}^3 \{u_i - (y - y_i)\theta_i\} N_i \quad (1)$$

$$v_{RGNT} = \sum_{i=1}^3 \{u_i + (x - x_i)\theta_i\} N_i$$

ここで、 u_{RGNT} 、 v_{RGNT} は x 方向、 y 方向変位場、 u_i 、 v_i 、 θ_i は節点 i の並進方向変位ならびに回転自由度、 x 、 y は要素内における任意の座標値、 x_i 、 y_i は要素の頂点座標、 N_i は定みずみ三角形要素における節点 i の形状関数である。式(1) から RGNT のひずみ-変位マトリックス (\mathbf{B}_{RGNT}) を得ることができ、次式にて表すことができる。

$$\mathbf{B}_{RGNT} = [B_1 \quad B_2 \quad B_3] \quad (2)$$

ここで、

$$B_i = \begin{bmatrix} dX_i & 0 & -(y - y_i)dX_i \\ 0 & dY_i & (x - x_i)dY_i \\ dY_i & dX_i & (x - x_i)dX_i - (y - y_i)dY_i \end{bmatrix} \quad (3)$$

である。なお、 dX_i 、 dY_i は、 $\partial N_i / \partial x$ ならびに $\partial N_i / \partial y$ である。したがって、RGNT の剛性マトリックスは (\mathbf{K}_{GRNT}) は、仮想仕事の原理より次式のように求めることができる。

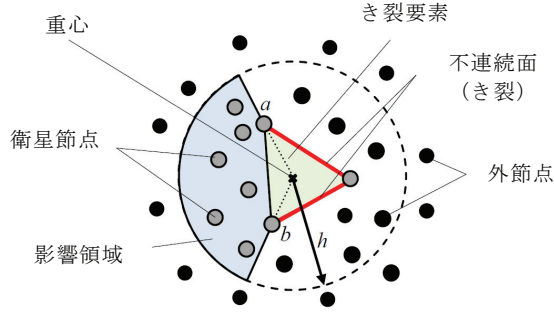


Fig.2 き裂発生箇所における変位場の概念図

$$\mathbf{K}_{RGNT} = t \int_0^1 \int_0^{1-\zeta_1} \mathbf{B}_{RGNT}^T \mathbf{D} \mathbf{B}_{RGNT} \det J d\zeta_1 d\zeta_2 \quad (4)$$

ここで、 t は厚さ、 \mathbf{D} は応力-ひずみマトリックス、 $\det J$ はヤコビアン、 ζ は面積座標である。

3. 先在き裂を考慮した離散き裂進展解析

本研究では、き裂を三角形要素の境界にて表現しているため、ある要素の境界がき裂面である場合、 $RGNT$ は連続した場において定義されるため、 $RGNT$ に基づいた定式化は不可能である。そこで本研究では、要素の境界がき裂面である場合、移動最小自乗法 (MLSM: Moving Least Squares Method) ¹²⁾ に基づいた変位場を用いて解析を行うことにした。

3.1 MLSM における誤差評価関数

Fig.2 に示すように、ある三角形要素の辺がき裂である場合、三角形の重心を中心とする円領域を新たに定義する。このとき、重心点と衛星節点がき裂面を介して関連付くことはないものとする。本研究では、このような位置に属する節点を“外節点”と再定義し、これらの節点が三角形領域へ及ぼす影響を排除した。そして、残った非対称領域 (Fig.2 の実線で囲まれた領域) をその三角形要素の影響領域として定義づけた。このとき、非対称領域の変位場 $\mathbf{u}_{MLSM}(\mathbf{x})$ は、その領域内部にある衛星節点の値を用いて、次式の重み付自乗和を最小にできるように求めることができる。

$$J = \sum_{I=1}^n w(r_I, h) \left(\mathbf{u}_{MLSM}(\mathbf{x}_I) - \mathbf{u}_I \right)^2 \quad (5)$$

ここで、 J は残差の自乗和、 n は非対称領域の内部にある節点の数、 $w(r_I)$ は重み関数、 r_I は重心と節点 I の距離、 h は円領域の半径、 \mathbf{u}_I は節点 I の変位である。なお、重み関数は、影響領域内にて次式に示す 4 次のスプライン関数を仮定した (影響領域外では $w(r_I) = 0$ となる)。

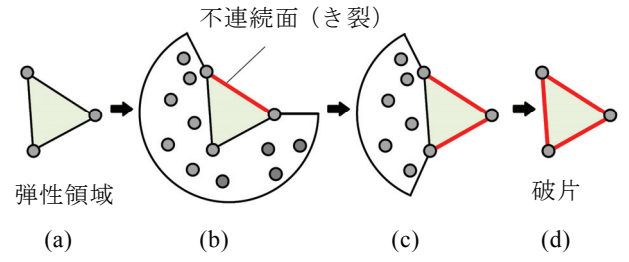


Fig.3 弾性領域から剛体に至る過程

$$w(r_I, h) = \frac{5}{\pi h^2} \left[1 - 6 \left(\frac{r_{ij}}{h} \right)^2 + 8 \left(\frac{r_{ij}}{h} \right)^3 - 3 \left(\frac{r_{ij}}{h} \right)^4 \right] \quad (6)$$

3.2 MLSM に基づく剛性マトリックス

前項で示した非対称領域における変位場 $\mathbf{u}_{MLSM}(\mathbf{x})$ を次式にて定義する。

$$\mathbf{u}_{MLSM}(\mathbf{x}) = \mathbf{a}^T \mathbf{p}(\mathbf{x}) \quad (7)$$

ここで、 \mathbf{a} は未定乗数、 $\mathbf{p}(\mathbf{x})$ は任意の定である。式 (7) を式 (5) に代入すると、 J の停留値条件により未定乗数は次式により得られる。

$$\mathbf{a} = \mathbf{A}^{-1}(\mathbf{x}) \mathbf{B}(\mathbf{x}) \mathbf{u} \quad (8)$$

ここで、

$$\mathbf{A}(\mathbf{x}) = \sum_{I=1}^n w(r_I, h) \mathbf{p}(\mathbf{x}_I) \mathbf{p}^T(\mathbf{x}_I) \quad (9)$$

$$\mathbf{B}^T(\mathbf{x}) = \{ w(r_1, h) \mathbf{p}(\mathbf{x}_1), \dots, w(r_n, h) \mathbf{p}(\mathbf{x}_n) \} \quad (10)$$

$$\mathbf{u} = \{ u_1, u_2, \dots, u_n \}^T \quad (11)$$

である。よって、式 (8) を式 (7) に代入すると次式を得る。

$$\mathbf{u}_{MLSM}(\mathbf{x}) = \sum_{I=1}^n \phi_I(\mathbf{x}) u_I \quad (12)$$

$$\phi_I(\mathbf{x}) = \sum_{j=1}^m p_j(\mathbf{x}) \left(\mathbf{A}^{-1}(\mathbf{x}) \mathbf{B}(\mathbf{x}) \right)_{jI} \quad (13)$$

ここで、 m は $\mathbf{p}(\mathbf{x})$ における多項式の項数である。なお、本研究では $\mathbf{p}(\mathbf{x})$ を完全一次多項式と仮定したため、 $m=3$ である。したがって、式 (4) 同様に仮想仕事の原理より、MLMS に基づく剛性マトリックスは次式となる。

$$\mathbf{K}_{MLMS} = t \int_0^1 \int_0^{1-\zeta_1} \mathbf{B}_{MLMS}^T \mathbf{D} \mathbf{B}_{MLMS} \det J d\zeta_1 d\zeta_2 \quad (14)$$

ここで、 \mathbf{B}_{MLMS} は式(13)の空間微分することで得られる変位-ひずみマトリックスである。

よって本手法では、ある要素の辺が全てき裂でない場合は式(4)、それ以外の場合は式(14)に基づき剛性マトリックスを組み立てることで、着目している三角形領域が完全な連続性を満足する状態 (Fig.3(a); 弾性状態) から、完全に独立した状態 (Fig.3(d); 破片) に至るプロセスをシームレスに解析することが可能となる。なお本研究では、き裂の発生箇所に関して、すべての三角形要素の辺上における最大主応力を静弾性解析より求め、解析領域全体において、それが最も高い値の箇所をき裂の発生箇所とした。すなわち、静弾性解析を繰り返し実施することになることから、解析が不安定になる可能性は低く、ロバストなき裂進展解析が期待できる。

4. 数値解析結果

4.1 円孔を有する試験体の一軸圧縮試験

ここでは、一軸圧縮を受ける円孔を有する試験体のき裂進展挙動の検討を行う。試験体の寸法は、Tang ら¹⁴⁾の研究と同様に Fig.4(a)に示すように、長さ 170mm、幅が 50mm の試験体であり、試験体内部には、直径 20mm の円孔を設けた (Fig.4(a) 中の括弧内の数字は、各円孔の中心座標を意味している)。試験体の材料特性として、ヤング率 E は 60GPa、ポアソン比 ν は 0.2、引張強度 f_t は 20MPa と仮定し、解析は変位制御にて行った。Fig. 4(b) に解析モデルを示す。本解析例における要素分割に関して、節点数は 12933、要素数は 25448 である。

Fig.5 には Tang ら¹⁴⁾の結果をもとに改めて図化したもの、Fig.6 には本提案手法によるき裂進展の様子を示した。一般に、一軸圧縮を受ける円孔板におけるき裂は、Tang らの結果 (Fig.5 参照) のように、円孔の上下端部に発生し、試験体の上下方向に直線的に進展していくことが知られている。Fig.6 に示すように、本提案手法による結果も同様な結果が得られている。

4.2 先在き裂を有する岩盤モデルのき裂進展解析

本節では、先在き裂を有する岩盤を対象とし、先在き裂がき裂進展挙動に及ぼす影響について検討を行う。本研究で用いたき裂ネットワークモデルに関して、Anupan¹⁵⁾らが用いたき裂セットのうち、3つのき裂セットを用いて先在き裂のモデル化を行った。Table.1に用いた3つのき裂セットを示す。このとき、先在き裂の幾何学特性として、き裂長

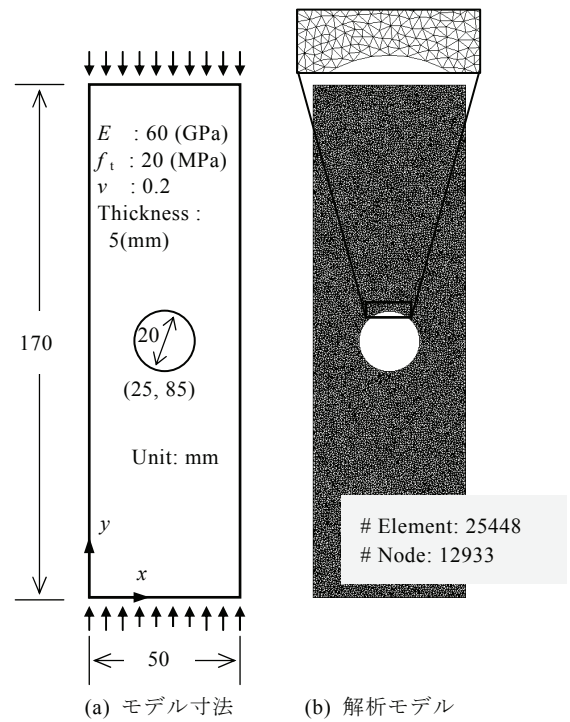


Fig.4 円孔を有する試験体

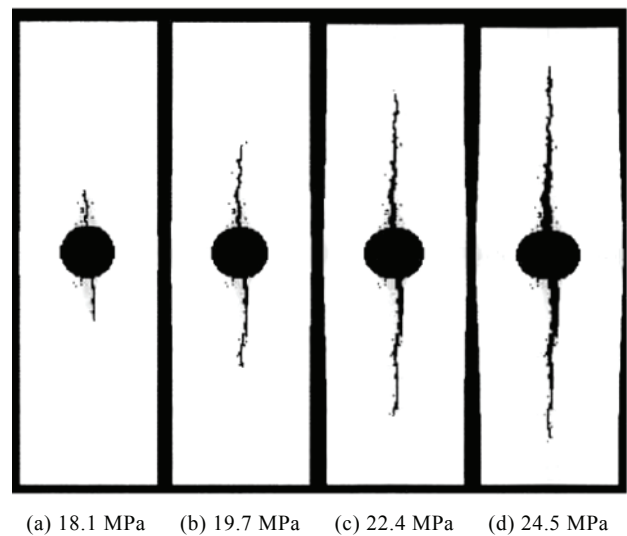


Fig.5 Tang らの解析結果

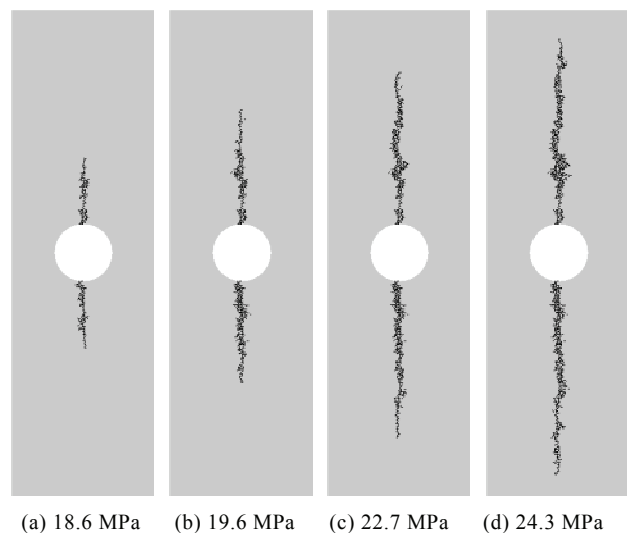


Fig.6 試験体のき裂進展挙動

Table.1 各き裂セットの方位角

	平均値 (Deg.)	分散
き裂セット 1	47.473	60.74
き裂セット 2	102.75	57.16
き裂セット 3	162.83	57.48

さを 10~50mm とし、き裂長さの分布は次式に示す、べき乗分布に従うものとした。

$$N = \alpha L^{-\beta} \quad (14)$$

ここで、 L はき裂長さ、 N は長さ L のき裂の数、 α 、 β は比例定数ならびにべき乗数である。なお、べき乗数は 3.1 とした²⁾。

Fig.7 に、圧縮荷重を受ける一辺が 100mm の正方形岩盤モデルを示す。材料特性について、ヤング率 E は $97(\text{N/mm}^2)$ 、ポアソン比 ν は 0.25、引張強度 f_t は $3.0(\text{N/mm}^2)$ と仮定し、外力は変位制御により作用させた。Fig.8 にき裂セット 1 を用いたモデル (Model1) を示し、Fig.9 にき裂セット 1, 2 および 3 を用いたモデルを示す。各モデルのメッシュ分割に関して、Model1 は節点数を 39317、要素数を 78102、Model2 の節点数を 39583、要素数を 78628 とした。Model1 は斜め方向の先在き裂が大多数であり、Model2 においては、き裂の方向は一樣でないことがわかる。また同図の赤い線分は先在き裂、黒い線分は各要素辺であり、先在き裂に沿ったメッシュ分割が行われていることが分かる。

Fig.10, 11 に各 Model のき裂進展挙動を示す。Fig.10 より、き裂は斜め方向に進展し、ある箇所でき裂が集中的に発生すると、その箇所から集中的に進展した。一方、Fig.11 に示すように、3 つの先在き裂の方位角を用いた場合、Model1 のき裂進展とは異なり、様々な箇所でき裂が発生し、複数の箇所でき裂が集中的に発生する結果となった。このことから、き裂の進展が先在き裂の方向に極めて依存するというを数値解析の上でも示すことができた。

5. おわりに

本研究では、岩盤内の先在き裂をき裂ネットワークモデルにてモデル化し、き裂を三角形要素の境界で直接考慮可能な数値解析手法を提案した。本研究で得られた知見に関して、以下に列記する。

- 1) 回転自由度を有する三角形要素と MLSM に基づいた、分散き裂進展解析法の定式化を行った。

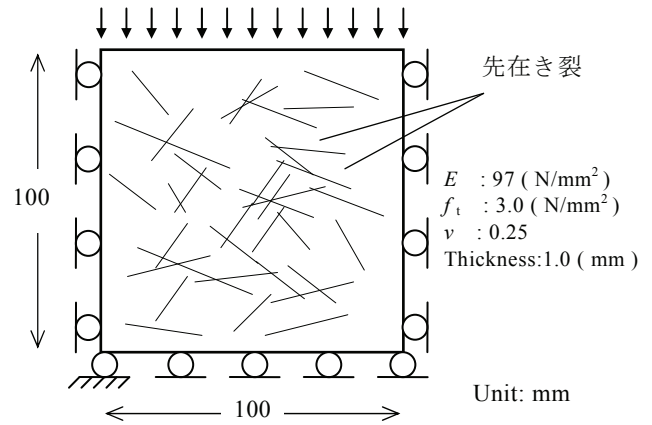
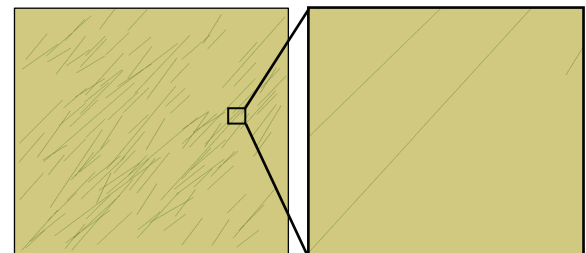
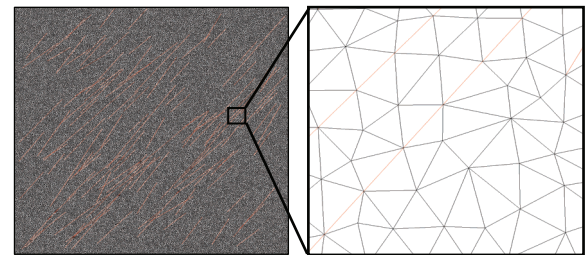


Fig.7 岩盤内における先在き裂の概念図

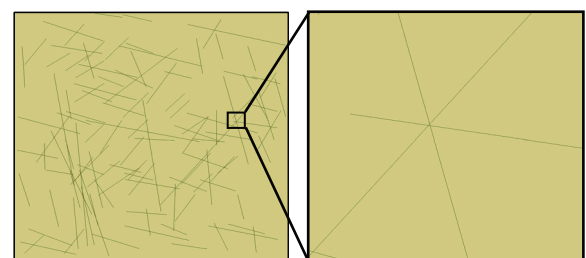


(a) き裂ネットワークモデル (き裂セット : 1)

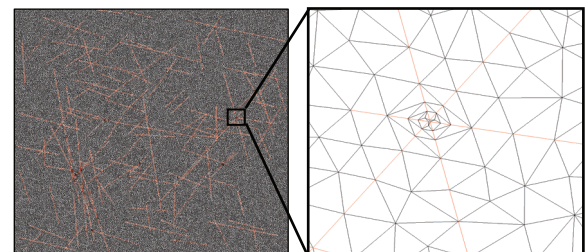


(b) 解析モデル

Fig.8 き裂セット 1 を用いた不連続岩盤モデル (Model 1)



(a) き裂ネットワークモデル (き裂セット : 1-3)



(b) 解析モデル

Fig.9 き裂セット 1-3 を用いた不連続岩盤モデル (Model 2)

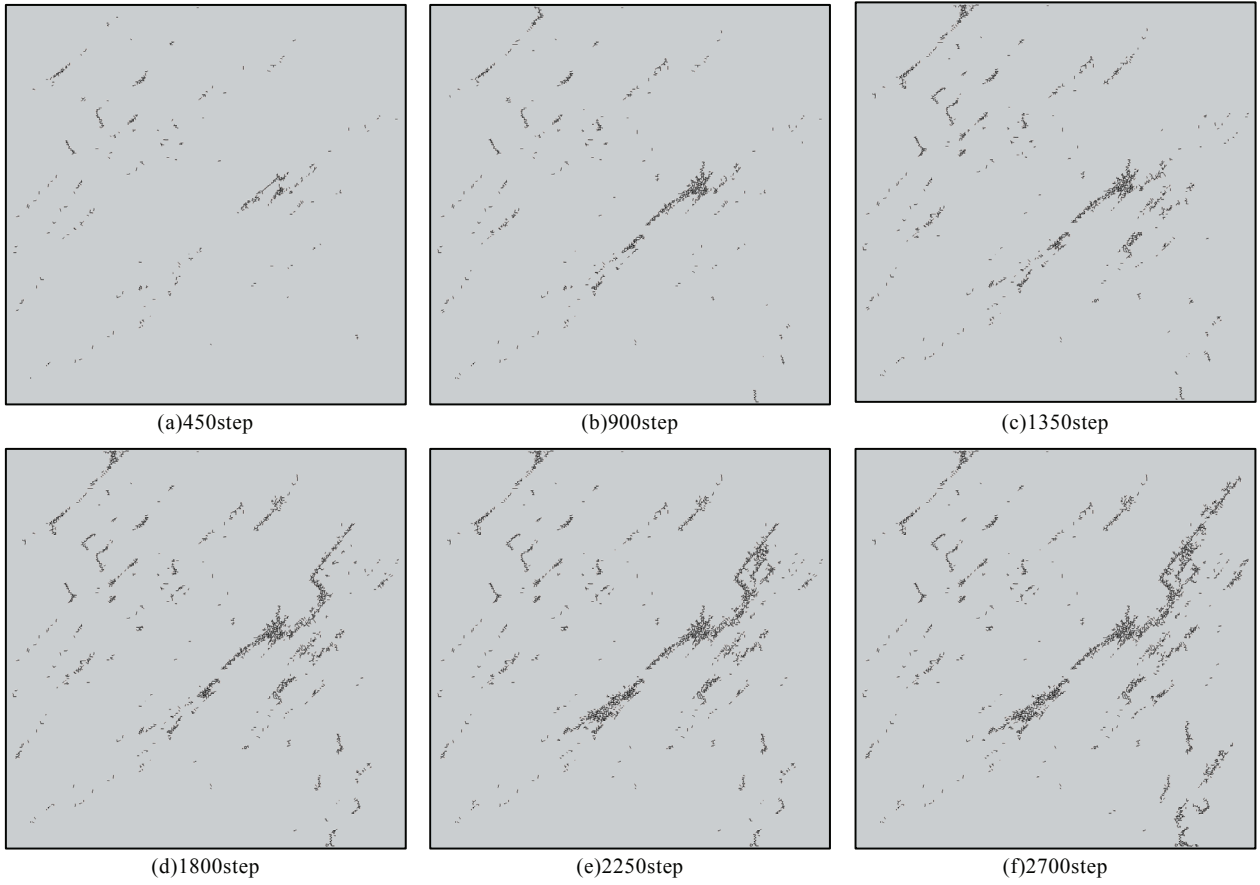


Fig.10 Model 1 におけるき裂進展の様子

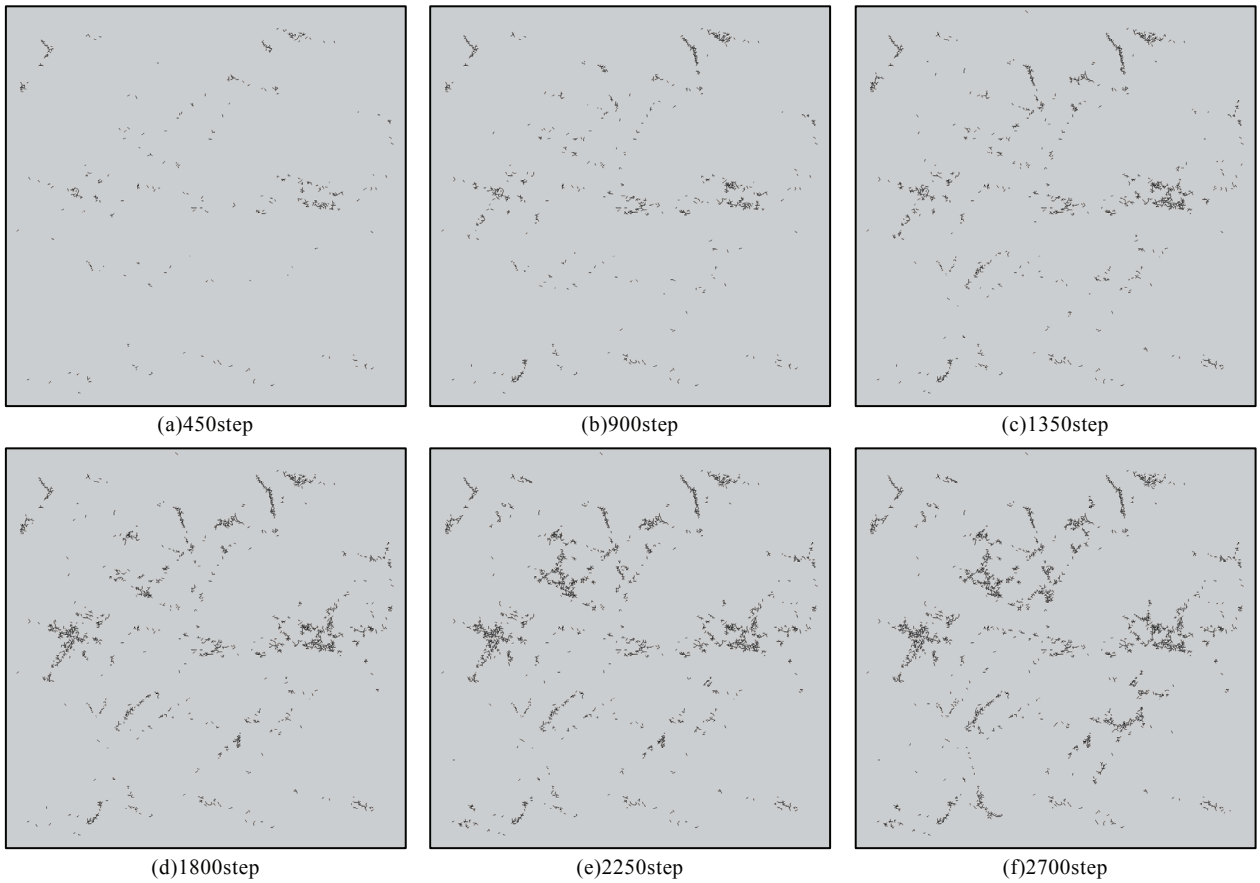


Fig.11 Model 2 におけるき裂進展の様子

- 2) 円孔を有する試験体の圧縮試験において、Tang らの結果と同様な結果を得た。このことから、き裂進展パターンは、高い精度で一致することがわかった。
- 3) 先在き裂を有する岩盤のき裂進展挙動に関して、先在き裂に依存した形でき裂進展させることが可能となった。

謝辞

本研究は科学研究費補助金(課題番号:23760428)の助成を受けたものである。ここに記して心より感謝申し上げる。

参考文献

- 1) Cundall, P. A.: Computer model for simulating progressive large scale movements in blocky systems, Proc.of ISRM Symp., Nancy, II-8, pp.129-136, 1971.
- 2) 小山倫史, 赤尾悟史, 西山哲, 大西有三: 岩盤斜面の地震応答解析における不連続変形法 (DDA) の適用に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.3, pp.644-662, 2009.
- 3) Shi, G. H. and Goodman, R. E.: Generalization of two-dimensional discontinuous deformation analysis for forward modeling, *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.13, pp.359-380, 1989.
- 4) Oda, M., Suzuki, K. and Maeshibu, T.: Elastic compliance for rock-like materials with random cracks, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.27-40, 1984.
- 5) Budiansky, B. and O'Connell, R. J. : Elastic module of a cracked solid, *International Journal of Solids and Structures*, Vol.12, No.2, pp.81-97, 1976.
- 6) Cleary, M. P. and Chen, I. Q.: Self-consistent techniques for heterogeneous media, *Journal of Engineering Mechanics*, Div., ASCE, pp.861-887, 1980.
- 7) Sukumar, N. and Prevost, J. H.: Modeling quasi-static crack growth with the extended finite element method Part I: Computer implementation, *Int J Solids and Structures*, Vol.40, pp.7513-7537, 2003.
- 8) Dolbow, J., Moes, N. and Belytschko, T.: An extended finite element method for modeling crack growth with frictional contact, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.190, pp.6825-6846, 2001.
- 9) Chen, C. S., Pan, E. and Amadei, B.: Fracture Mechanics Analysis of Cracked Discs of Anisotropic Rock Using the Boundary Element Method, *Int J Rock Mech Min Sci*, Vol.35, No.2, pp.195-218, 1998.
- 10) Van de Steen, B., Vervoort, A. and Napier, J. A. L.: Nu-merical modelling of fracture initiation and propagation in biaxial tests on rock samples. *Int. J. Fracture*, Vol.108, pp.165-191, 2001.
- 11) 井尻 裕二, 澤田淳, 坂本和彦, 内田雅大, 石黒勝彦, 梅木博之, 大西有三: 割れ目ネットワークモデルの水理特性に及ぼす割れ目スケール効果の影響, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.179-194, 2001.
- 12) Lancaster, P. and Salkauskas, K.: Surfaces generated by moving least squares methods, *Mathematics of Computation*, Vol.37, No.155, pp.141-158, 1981.
- 13) 松原仁, 伊良波繁雄, 富山潤, 山城建樹, 入部綱清: 回転自由度を有する関口・菊池要素と Cook 要素の比較, 応用力学論文集, Vol. 7, pp.431-440, 2001.
- 14) Tang, C.A., Wongc, R.H.C., Chauc, K.T. and Linb, P., Modeling of compression-induced splitting failure in het-erogeneous brittle porous solids, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol.72, 2005, pp.597- 615.
- 15) Anupan, A.: Effective properties of multi-scale fracture networks: hierarchical modeling of fractures for naturally fractured reservoirs, LAP LAMBERT Academic Publishing, 2010.

沖縄県における電気炉スラグの盛土材料としての利用について

ヒロセ株式会社 佐原 邦朋
 ヒロセ株式会社 阿部 基雄
 株式会社中央土木コンサルタント 今田 尊徳

1、はじめに

沖縄県における再生土木資材の一つとして電気炉スラグがある。現在までに、「ゆいくる材」として沖縄県リサイクル資材の認定を受け、路盤材、埋め戻し材、ケーソン中詰め材などに利用されている。しかし、今後さらに活用用途を広げるために、擁壁や補強盛土、補強土壁工法などの裏込め用盛土材としての利用方法を検討するための土質試験を行い考察を行った。

2、電気炉スラグの概要

電気炉スラグとは、鉄スクラップを溶融して粗鋼を生産する際に副産物として発生するものである。電気炉で発生する黒灰色で塊状の酸化スラグと、LE 炉で発生する白色で粉状の還元スラグがある。鉄鋼スラグの分類を図-1に示す。本報は、製鋼スラグである電気炉スラグの中の酸化スラグを対象としている。

電気炉酸化スラグの生成から製品化までの流れを図-2に示す。また、現状のリサイクル製品とその概要を表-1に示す。

製鋼スラグの地盤材料利用に関する既往の研究では、「地盤材料としての鉄鋼スラグ利用マニュアル」が北海道循環資源利用促進議会建設資材部会でとりまめられている。しかし、同マニュアルの利用対象は室蘭製鐵所から産出される転炉スラグである。また電気炉スラグに対しては、「電気炉スラグの土質工学的性質」として大同工業大学で研究されている。しかし、対象とする酸化スラグの化学組成は表-2に示すように違いが見られ、かつ、土質材料としてのせん断抵抗角までは記述が無い。そこで今回対象とする酸化スラグに対して土質試験を行い、裏込め用盛土材としての検討が必要となる。

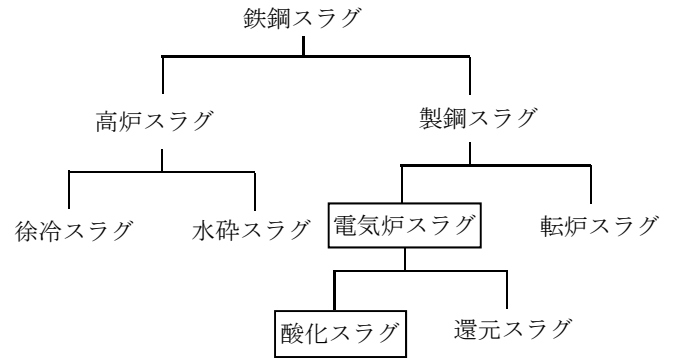


図-1 鉄鋼スラグの分類

表-1 電気炉スラグの製品概要

製品名	概要
電気炉スラグ RC-40 下層路盤材 (ゆいくる材認定番号 2-60)	<ul style="list-style-type: none"> 酸化スラグと還元スラグを混合した下層路盤材 不純物が少なく粒度が安定している
5mm アンダー酸化スラグ 再生砕砂 (ゆいくる材認定番号 12-12)	<ul style="list-style-type: none"> 砂代替材として配管工事の埋め戻し材に最適 透水性が高い 不純物の混入が無い
【検討対象】 40mm アンダー、20mm アンダー酸化スラグ	<ul style="list-style-type: none"> 40~0mm、20~0mm の粒度の酸化スラグ単体の製品 透水性が良いため、湿潤地の表層改良などに適している
ケーソン中詰め材(粒度: 20mm~05mm) (ゆいくる材認定番号 12-2)	<ul style="list-style-type: none"> 海砂など天然資源に替わる材料

表-2 酸化スラグの化学組成の対比 (%)

工場	FeO	CaO	Al ₂ O ₃	MnO	SiO ₂	MgO
T	22.2	16.7	16.8	7.8	15.1	4.7
D	22.8	41.8	4.7	5.9	20.2	3.6
比率 T/D	0.97	0.40	3.57	1.32	0.75	1.31

ここで、T: 拓南製鐵の産出品

D: 参考文献 4) による

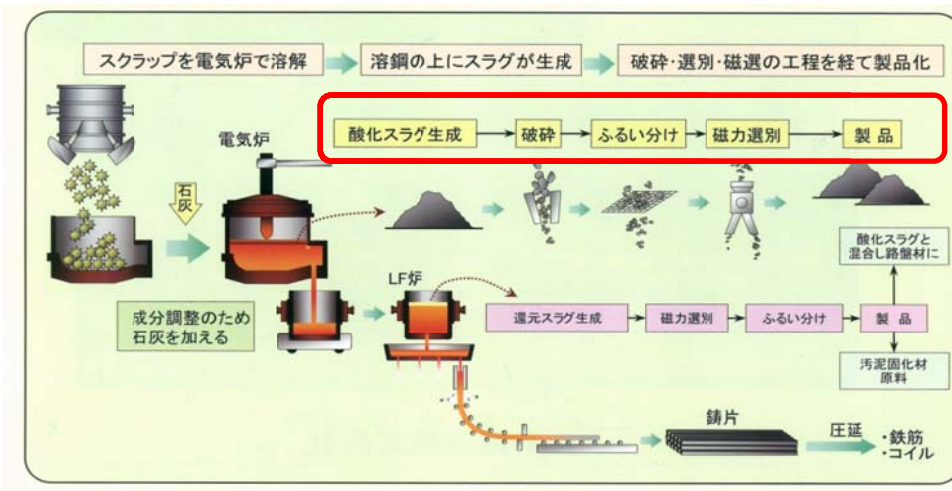


図-2 電気炉酸化スラグの生成フロー 5)

3、 電気炉スラグの物理・力学的特性

実施した土質試験結果を表-3に示す。
採取した酸化スラグの状態は、75mm以上の大きさのものも含まれていたが、大きなものは除いて実施した。地盤材料の工学的分類では砂質礫（GS）に分類される。細粒分は1.0%で25%以内に十分収まっている。しかし、均等係数が10.1と小さいため、粒度分布は良いとはいえない。曲率係数 U_c も0.955と1.0以下で階段状粒度になっている。よって締固めには注意が必要である。

擁壁や補強盛土・補強土壁工法の設計において重要となるせん断抵抗角は、三軸圧縮試験（CD）によって $\Phi = 45.3^\circ$ と十分大きな値が確認された。

（図-3）

突き固めによる締固め（4.5kgランマーによる92回3層）後の粒度試験を行い、粒子破碎の状態を確認した。結果は図-4の粒径加積曲線に示す通り、ほとんど変化が見られなかった。

リサイクル材として懸念される周辺環境への影響に対してpHは8.5~9.7と基準値²⁾（5~12）内に収まっている。その他溶出試験についても沖縄環境保全研究所による試験結果⁵⁾から、有害物質項目に対する溶出は基準値以下であることが確認されている。また、沖縄県の地域特性によって懸念される塩化物含有量も0.001%とテールアルメ工法の基準値（0.02%）内に収まっている。

ここで特筆すべき事として、湿潤密度が平均で 2.297 g/cm^3 と大きく、一般的な土質材料よりも20%程度重いことが分かる。この事は、盛土や擁壁の裏込め土として利用する場合には支持地盤に対する負荷が大きくなる点では不利である。したがって下部地盤が比較的良好な場合での利用が望ましいといえる。

表-3 土質試験結果

		電気炉スラグ	4.5kgランマーで92回3層に締固め後
一般	湿潤密度 $\rho_t \text{ g/m}^3$	2.297	
	土粒子の密度 $\rho_s \text{ g/m}^3$	3.643	
	自然含水比 $W_n \%$	0.4	
粒度	石分(75mm以上)%	0.0	0.0
	礫分(2~75mm)%	79.8	82.4
	砂分(0.075~2mm)%	19.2	15.4
	シルト分(0.005~0.075mm)%	1.0	2.2
	粘土分(0.005mm未満)%		
	最大粒径 mm	75	75
	均等係数 U_c	10.1	13.1
50%粒径 mm	7.3	8.0	
10%粒径 mm	1.1	0.84	
分類	地盤材料の分類名	砂質礫	砂質礫
	分類記号	GS	GS
三軸圧縮試験	三軸試験条件	CD三軸	
	全応力 $C \text{ kN/m}^2$	64.8	
	ϕ°	45.3	

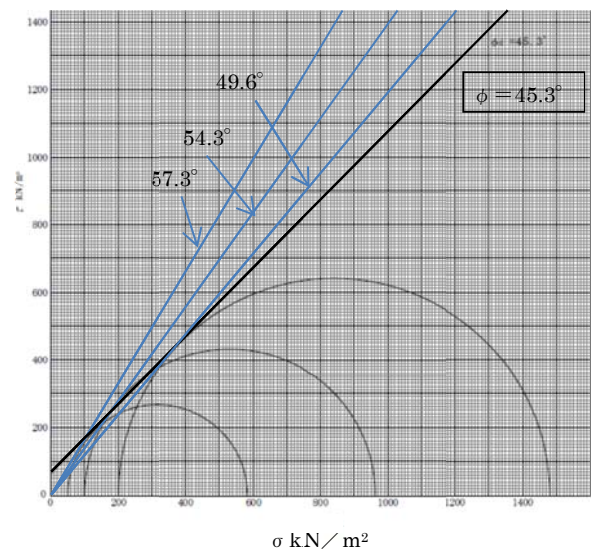


図-3 三軸圧縮試験結果（CD）

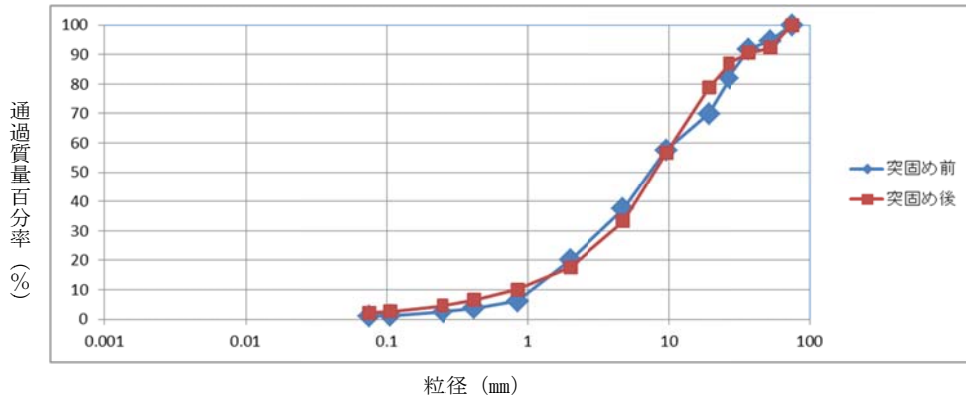


図-4 粒径加積曲線 (突固め前後の対比)

4、 考察および今後の展望

1) 土質材料としての特性

均等粒径に対する締固め施工機械の選定に注意が必要であるが、せん断抵抗角が大きいため、締固め後の強度低下は少ない土質材料と考えられる。既存資料と本件土質試験結果との関係を図-5 に示す。

また、粒度分布からは透水性の良さが分かる。

Hezen 式¹⁾を用いて透水係数の概略値を求めると、

$$k = C \cdot (D_{10})^2 \quad (\text{cm/sec})$$

ここに k: 透水係数 (cm/sec)

C: 定数 (C=100~150) (1/cm・sec)

D₁₀: 有効径 (通過質量百分率の 10% に対する粒径) (cm)

結果は、突固め前で $k_1 = 1.2 \sim 1.8$ (cm/sec)、 3×92 突固め後の粒度でも $k_2 = 7 \times 10^{-1} \sim 1.0$ (cm/sec) となり、砂利粗砂 (透水係数 $k > 1 \text{cm/sec}$) 程度以上の透水性を有していることが分かる。

2) 施工時の土質安定性

突き固めによる締固め (4.5kg ランマーによる 92 回 3 層) 後の粒度試験結果より、当該スラグは締固め施工時にも安定した状態を保つと考えられる。

3) 活用方法

補強土壁の裏込め材としての利用には補強材と土質材料との摩擦係数の確認が必要であるが、十分な抵抗力が期待できる。内部摩擦角も $\Phi = 40^\circ$ に抑えて設計しても単位体積重量の重さをカバーして余りある断面になる。

そこで、軟弱地盤では不利となるが、重さを逆に利用して、重量が必要となる押さえ盛土としての活用が期待される。そこで沖縄地区において問題となっている地すべりに対する押さえ盛土や、押さえ盛

土としての補強土壁、または、土圧に対して自重で抵抗するもたれ式大型ブロック積み擁壁への胴込め材としての利用などが考えられる。

押さえ盛土としての活用例を図-6 に示す。一般的な土質材料に比べて 20% の盛土材数量が低減できる事に加えて、法留めの補強土壁についても壁高さが抑えられる事、さらには高い排水性による排水施設の低減などによってトータル的には 20% 以上の経済性の向上が期待できる。

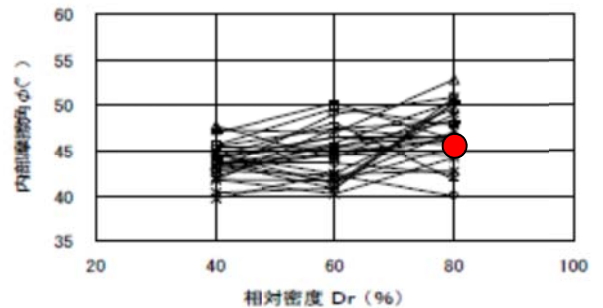


図-5 相対密度と内部摩擦角³⁾

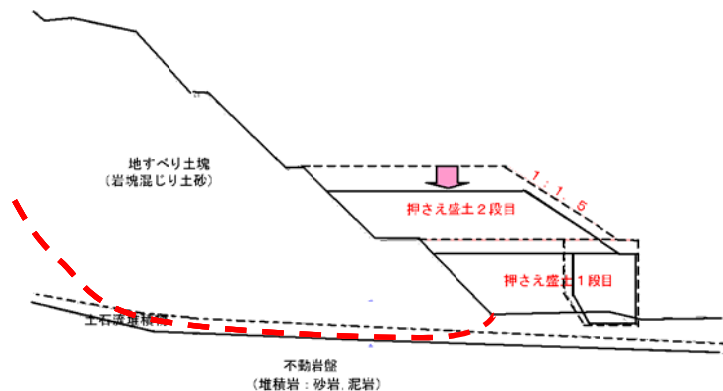


図-6 押さえ盛土への適用例

5、まとめ

電気炉スラグの有効活用として、酸化スラグ単体を建設用土質材料として利用するための土質試験を行い検討した結果、環境的にも物理特性的にも問題無く利用できることが分かった。特に酸化スラグの重量特性および透水性を活かした利用方法に適用する事でさらにその有効性が高まると考えられる。今後は利用実績を積み、施工におけるデータを蓄積していくことよって最適な設計提案を可能にしていきたい。

最後に、拓南製鐵株式会社様には資料とデータのご提供ならびに多大なご協力を賜りました事を感謝申し上げます。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工 排水工指針, p 87, 昭和 62 年 6 月.
- 2) (財) 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル 第 3 回改訂版, p41, 平成 15 年 11 月.
- 3) (財) 沿岸開発技術研究センター、鐵鋼スラグ協会：港湾工事に用製鋼スラグ利用手引書, 平成元年 8 月.
- 4) 三瀬 貞, 桑山 忠, 青山寛美, 原 敬二：電気炉スラグの土質工学的性質, 大同工業大学紀要 第 22 卷, 1986.
- 5) 拓南製鐵株式会社 カタログ資料.

不攪乱試料を用いた圧密試験の載荷時間短縮について

琉球大学学生 ○仲摩 勇輝
琉球大学大学院 酒井 康司
琉球大学 原 久夫

1. はじめに

段階載荷方式による標準的な室内圧密試験（以下、標準圧密試験とする）は、圧密圧力を8段階で載荷し、1つの段階につき24時間載荷させたのち次の段階に移る。そのため、圧密量の測定で8日間、試験全体で約10日間有するため、土質試験の中でも長時間を必要とする試験の1つである。そこで、著者らは試験時間の短縮を目的とし、これまでに再圧密粘土の小型供試体を用いた急速圧密試験を行い、標準圧密試験と急速圧密試験で得られる圧密特性値の比較をしてきた。その結果、標準圧密試験と比べ同等の値が算出された^{1)~2)}。

しかし、これまで行われた圧密特性値の比較は再圧密粘土を対象とした試験についてであった。再圧密粘土は、粒度調整や含水比調整を行って供試体を作成していたため、実地盤を再現して試験を行ったわけではなく、不攪乱試料を用いての試験を行う機会がなかった。

そこで本文では、現場から採取した不攪乱試料を用いて圧密試験を行い、標準圧密試験と急速圧密試験で得られる圧密特性値を比較して、再圧密粘土での試験結果と同じようなことが言えるのかを述べる。

2. 試験に用いた試料

2-1. 試料採取

今回、試料として沖縄県南城市大里字高平で採取した不攪乱試料を用いた。図-1は、不攪乱試料の採取場所を示す。採取した不攪乱試料をボーリングから取り出し、10cm間隔に切り分



図1 試料採取場所

け試料番号を No.1~No.7 に小分けして、室内へと持ち帰った。持ち帰った試料はラッピングし、乾燥させないように処置を施し室内で保管した。図-2は、採取した不攪乱試料の試料番号について示す。

2-2. 試料の基本的性状

試料の基本的性状を調べるために、採取した試料のうち、最も深い位置のものと最も浅い位置のものの試料を用いて試験を行った。表-1は試料の基本的性状をまとめたものである。最も深い位置の試料は No.1, 最も浅い位置の試料は No.7 である。

3. 圧密試験

本研究で行った圧密試験について表-2に示す。供試体番号 No.1・No.2 は標準圧密試験、No.3・No.4 は急速圧密試験を示す。双方の試験では、直径6cm、層厚2cmの供試体を用いて、側方変位を拘束し、上下面の排水を許した状態（一次元圧密）で、荷重を初期値から順に2倍ずつ（荷重増分比 $\Delta p/p=1$ ）段階的に載荷する。用いた圧密圧力 p は 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280kN/m² である。

No.3・No.4 の急速圧密試験は載荷時間を30分とした。つまり、圧密圧力 p を載荷し、標準圧密試験、急速圧密試験はそれぞれ24時間、30分の載荷時間で載荷した後、次の圧密圧力を

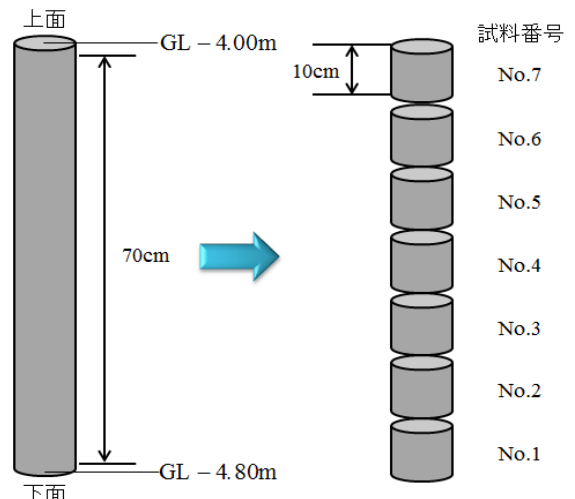


図2 試料番号

表-1 試料の基本的性状

物理的性質		
試料番号	No.1	No.7
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.699	2.701
自然含水比 w (%)	37.6	42.1
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.837	1.775
液性限界 w_L (%)	65.4	72.8
塑性限界 w_P (%)	22.9	27.9
塑性指数 I_P	42.5	44.9
礫分 (2~75mm)	0	0
砂分 (0.075~2mm)	2.4	1.1
シルト分 (0.005~0.075mm)	43.6	39.9
粘土分 (0.005mm 未満)	54	59
最大粒径(mm)	0.850	0.850
土の 工学的分類	粘土 高液性限界 [CH]	粘土 高液性限界 [CH]

表-2 試験概要

	載荷 時間	測定 日数	供試体番号	初期含水比 w_0 (%)
標準 圧密 試験	24h	8day	No.1	35.70
			No.2	33.76
急速 圧密 試験	30min	8h	No.3	36.46
			No.4	35.08

表-3 初期間隙比, 圧縮指数, 圧密降伏応力

	供試体 番号	初期 間隙比 e_0	圧縮 指数 C_c	圧密 降伏 応力 p_c (kN/m ²)
標準 圧密 試験	No.1	0.928	0.326	206
	No.2	0.961	0.343	175
急速 圧密 試験	No.3	0.944	0.343	220
	No.4	0.943	0.317	200

載荷させた。よって、急速圧密試験は圧密圧力の載荷速度を速め、1つの段階における載荷時間を短くすることで、標準圧密試験より試験時間の短縮を図っている。

4. 試験結果

表-3に、各試験で得られた初期間隙比 e_0 と圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力 p_c を示す。この表から、標準圧密試験、急速圧密試験から得られる圧縮指数、圧密降伏応力はともに、同等の値であると見られる。過圧密比 OCR は 3.09~3.88 であった。

図-3は、 e - $\log p$ 曲線を示す。この図から、標準圧密試験、急速圧密試験で得られる e - $\log p$ 曲線は、同じ e - $\log p$ 曲線になる結果となった。また、この図から圧密降伏応力が算出され、正規圧密領域は載荷段階6段階目以降であることが判断される。

図-4は、平均圧密圧力-体積圧縮係数の関係を示す。この図から、体積圧縮係数は過圧密領域では小さなバラつきが見られるが、正規圧密領域に移行するにつれ同等の値になることが見られる。よって、急速圧密試験でも標準圧密試験と同等の体積圧縮係数を得ることができると考えられる。

図-5は、平均圧密圧力-圧密係数の関係を示す。この図から、過圧密領域における圧密係数は規則性がなくバラつきが大きい。しかし、過圧密領域から正規圧密領域に向かうに従い、圧密係数の値が近づいていく傾向が見られる。よって、過圧密状態では急速圧密試験で得られる圧密係数は適用することは難しいが、正規圧密状態では適用できると考えられる。

5. まとめ

今回の試験は、不攪乱試料を用いて標準圧密試験と、載荷時間を短くした急速圧密試験を行い得られた圧密特性値の比較を行った。その結果を以下のようにまとめる。

(1) 標準圧密試験、急速圧密試験で得られる e - $\log p$ 曲線は同じ関係となり、圧縮指数、圧密降伏応力はともに、同等の値が得られる。

(2) 体積圧縮係数は、過圧密領域内で小さいバラつきが見られたが、正規圧密領域に進行すると同等の値を得ることができ、標準圧密試験、急速圧密試験で同等の体積圧縮係数を得られる。

(3) 過圧密領域における圧密係数はバラつきが見られたが、正規圧密領域で値が近づく傾向が見られる。

以上のことから、圧縮指数、圧密降伏応力、体積圧縮係数は載荷時間を30分にした急速圧密試験でも標準圧密試験と同等の結果を得ることができるが、圧密係数は正規圧密領域の場合のみ同等の値であると考えられる。

今回は2種類の圧密試験について行ったので、
 今後は新たな試験条件での試験を行い不攪乱
 試料における圧密試験時間の短縮について、よ
 り検討していく。

参考文献

- 1) 酒井康司, 原久夫; 载荷速度が圧密特性値に与える影
 響に関する実験的研究, 平成 23 年度土木学会西部支部
 研究発表会/Ⅲ-58, P463-464
- 2) 猪野翔太, 酒井康司, 原久夫; 圧密リング集面へのグ
 リース塗布が圧密特性値に与える影響について, 第 24
 回沖縄地盤工学研究発表会, P45-48, 2011

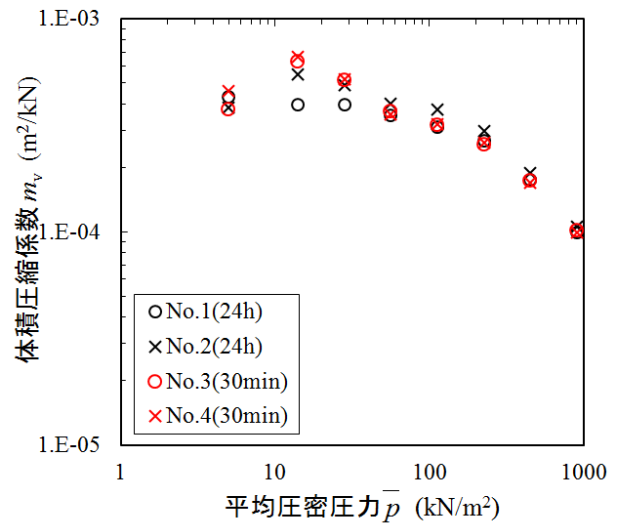


図 4 平均圧密圧力-体積圧縮係数

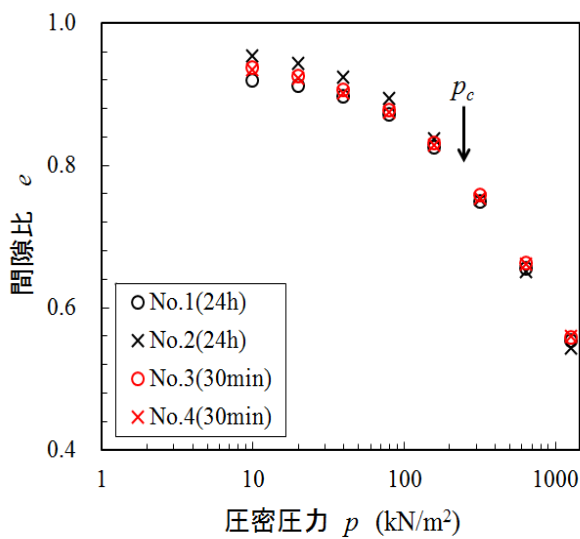


図 3 e-logp 曲線

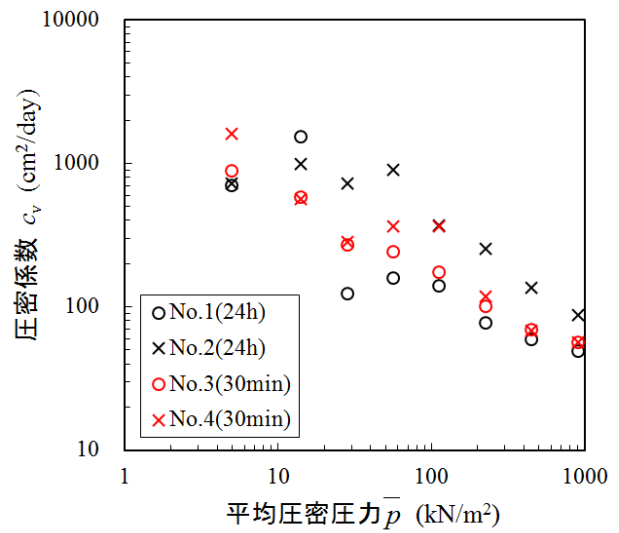


図 5 平均圧密圧力-圧密係数

n要素一般化 Voigt モデルによる一次元圧密沈下量の計算法

琉球大学大学院 ○酒井康司
琉球大学 原 久夫

1. はじめに

Terzaghi の一次元圧密理論では土粒子骨格を弾性体と仮定しているため、二次圧密のような一定荷重のもとで沈下が進む時間依存性挙動を説明することができない。そのため、粘土の二次圧密現象を表現するためには粘土骨格に備わる粘性を考慮する必要があり、これまでに様々なレオロジーモデルが提案されてきた。本研究ではそのうちの1つである粘弾性モデルを採用しており、このモデルを用いることで一次圧密過程において発生する二次圧密も表現することができる。しかし、コンプライアンス C_M , C_{Vi} や遅延時間 T_{vi} と土質定数の関連づけが不明確であること、また係数の決定が困難であること等、課題が残るものとなっている。そこで本研究では粘弾性モデルとして n 要素一般化 Voigt モデルを用い、その場合の係数決定法について検討することを目的としている。

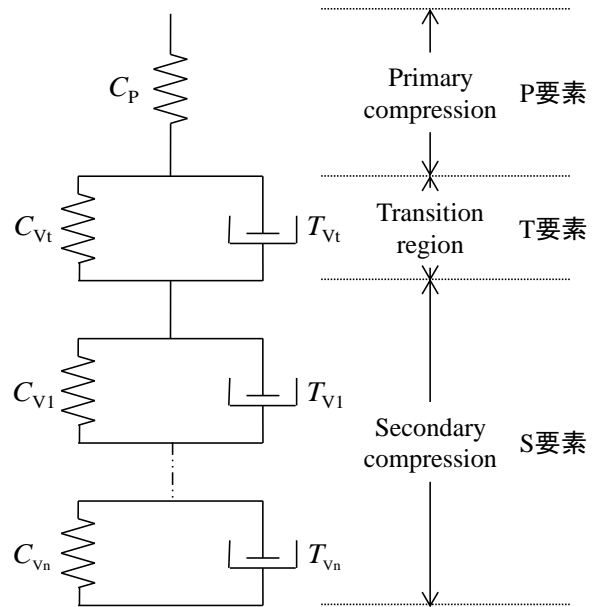


図1 n要素一般化Voigtモデル

2. n要素一般化 Voigt モデル

これまでに著者らは圧密試験より得られた沈下曲線を5要素, 7要素の一般化Voigtモデルで表し, 実験値と比較することでモデルの適用性について検討してきた¹⁾²⁾。これら少数要素のVoigtモデルでは荷重時間内の沈下曲線については再現することができるが, その後の沈下量を推定することはできない。そこで今回は図1に示すように, 粘土の構成モデルとしてn要素一般化Voigtモデルを使用する。ここで二次圧密を表すVoigt要素の数nは任意にとれるが, 最大ひずみ $\epsilon_{max} = \ln(1/(1+e_0))$ (e_0 : 初期間隙比) であることから, 変形量を決める係数コンプライアンスは有限値となる。このようにn個のVoigt要素を組み合わせることで, 継続的に沈下する二次圧密を表現でき, また長時間にわたる粘土の沈下を表すことができると思う。

図2に標準圧密試験より得られた沈下曲線を示す(第7段階)。図2に示すように, 一次圧密による沈下がほぼ終了し, 二次圧密のみによる沈下が進む圧

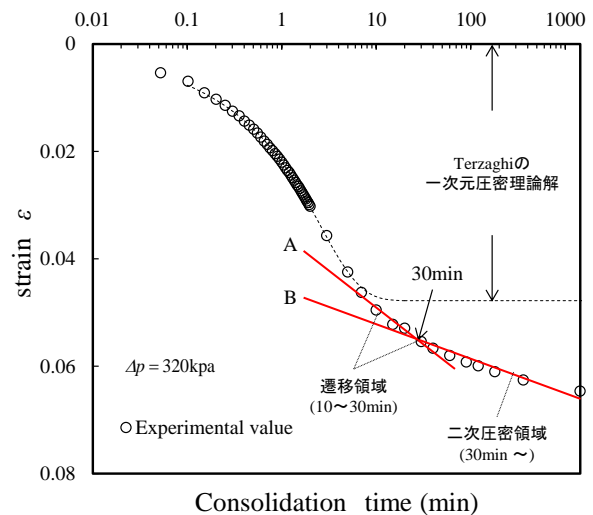


図2 沈下曲線 (7段階目)

密後半においては2本の直線関係で表され, 直線の折れ曲がる点の時間は30分となっている。Patrick³⁾らは, 無機質粘性土に対する多くの実験から, 圧密後半の直線は1本の直線ではなく, 勾配の異なる2本の直線から構成されるというデータを示しており, 図2はこれらの報告と一致する。このように圧密後半のひずみは一つのVoigt要素では再現できず, 複数

個必要となる。以下、本文では直線A部分(10～30min)を遷移領域とし、直線B部分(30min～)を二次圧密領域とする。

3. 係数決定法

図1に示すレオロジーモデルはP要素, T要素, S要素で構成されている。P要素は一次圧密を表し、T要素, S要素はそれぞれ遷移領域, 二次圧密領域に対応している。S要素は約50個のVoigt要素を直列につないだものであり、各要素については昇順で番号付けしている。図1に示すレオロジーモデルを用いて、応力-ひずみ-時間関係を表すと次式となる。式(1)においてT要素, S要素を取り除くと、Terzaghiの沈下曲線と一致する。

$$\varepsilon(t) = 2 \int_0^{\bar{H}} \left[J(t) \sigma'(z, t) + \int_0^t J(t-\tau) \frac{d\sigma'(\tau)}{d\tau} d\tau \right] dz \quad (1)$$

$$J(t) = C_P + C_{Vt} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T_{Vt}}\right) \right\} + \sum_{i=1}^n C_{Vi} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T_{Vi}}\right) \right\} \quad (2)$$

$$\sigma'(z, t) = \left(1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin MZ e^{-M^2 T_V} \right) \sigma$$

$$\therefore M = (2m+1) \frac{\pi}{2}, T_V = \frac{c_v t}{H^2}, Z = \frac{z}{H} \quad (3)$$

ここで、 $J(t)$ ；単位応力あたりのひずみ、 C_P 、 C_{Vt} 、 C_{Vi} ；P要素, T要素, S要素のコンプライアンス、 T_{Vt} 、 T_{Vi} ；T要素, S要素の遅延時間、 T_V ；時間係数、 c_v ；圧密係数、 \bar{H} ；排水長、 Z ；無次元化深さ

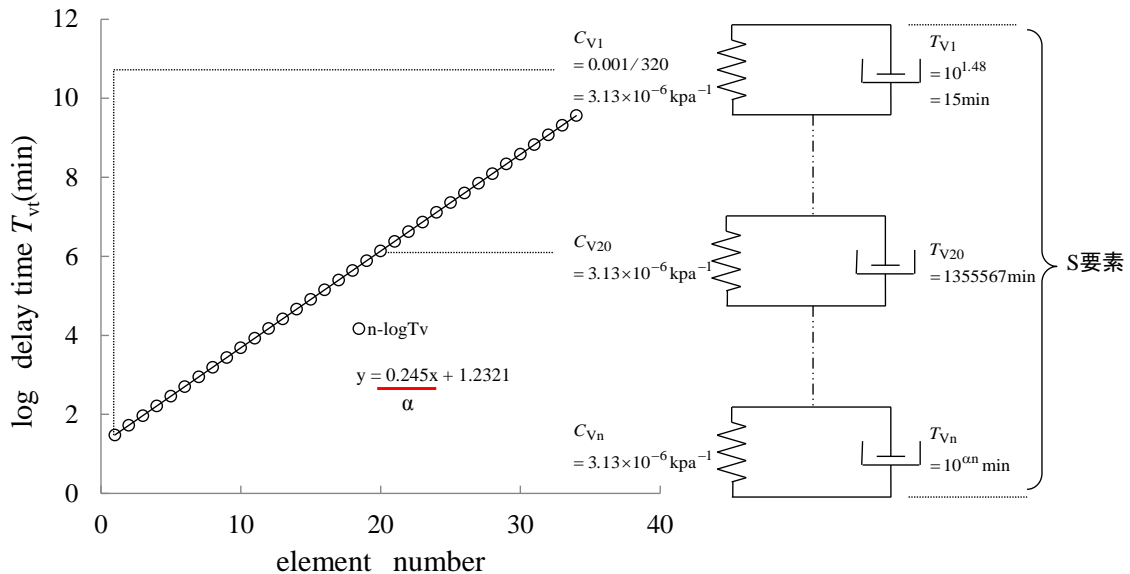


図5 要素番号と遅延時間の関係

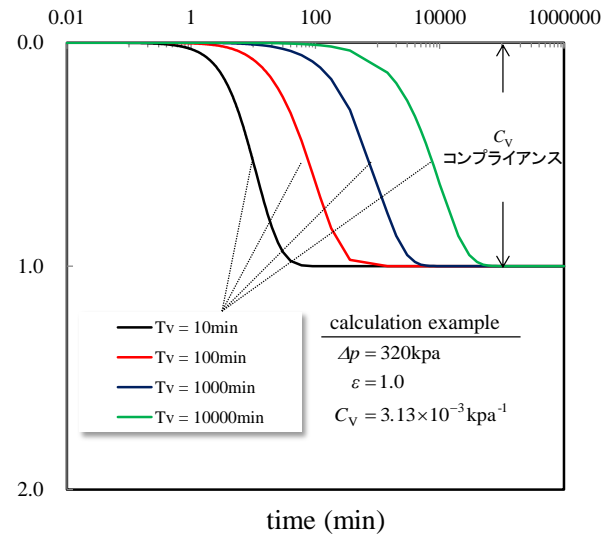


図3 Voigt要素の計算例

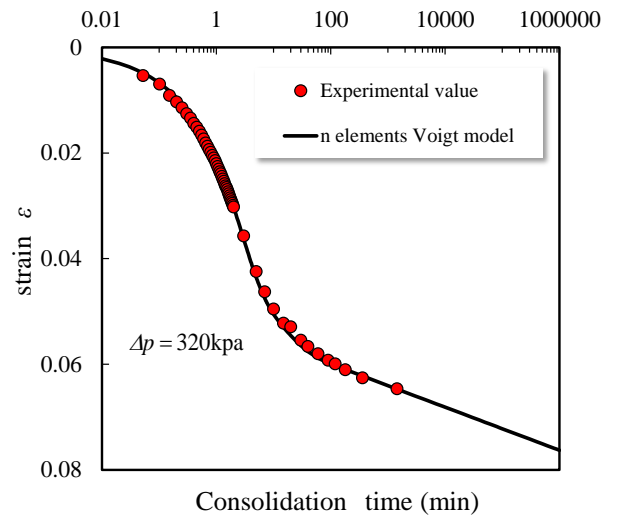


図4 計算結果 (第7段階)

このうちコンプライアンス C_p は、一次圧密ひずみに対応する体積圧縮係数($m_{v1} = m_v \times r$)に相当するものであり、実験より算出される m_v , r 値から求められる。よって残りの係数についての決定例(標準圧密試験結果第7段階に適用した場合)を以下に示す。

1) 圧密後半における遷移領域の沈下をT要素で表すために C_{Vi} , T_{Vi} を決定する。図3に示すようにコンプライアンス, 遅延時間はそれぞれ変形量, 変形の時間的進行度合を決めるものであり, 第7段階では $T_{Vi}=15\text{min}$, $C_{Vi}=\varepsilon/\Delta p=2.94\text{E-}05\text{ kpa}^{-1}$ となる。

2) 次に n 個の要素で構成されるS要素の係数を決定する。粘弾性モデルにおいて要素を増やした場合には係数が増え, その決定が困難となる。そこでコンプライアンスを $C_{Vi}=0.001/\Delta p\text{ kpa}^{-1}$ と各要素で一定とし, 遅延時間 T_{Vi} のみ変化させる。ここで図5に示すように $\log T_{Vi}$ と要素番号 n が線形関係であるものと仮定すれば, 1つ目の要素にあたる係数 T_{V1} と傾き α を決定するだけで, すべての係数が決まる。

3) これらの係数を用いて式(1)を離散化し, 畳込み計算を行う。具体的には, 対象とする層厚を50分割し要素ごとのひずみを算出し, それを層厚全体で足し合わせたものがその時刻におけるひずみとなる。ここで離散化したときの時間ステップ Δt の総数は250とした。

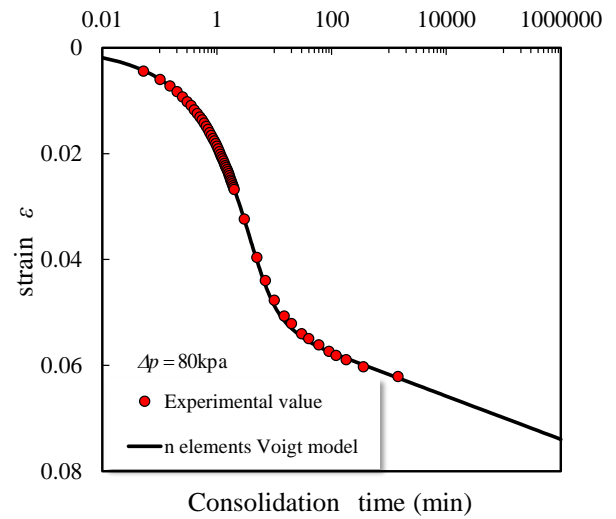


図7 計算結果 (第5段階)

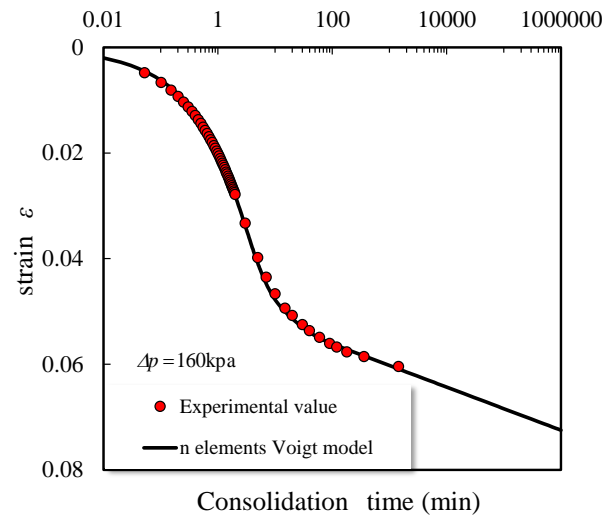


図8 計算結果 (第6段階)

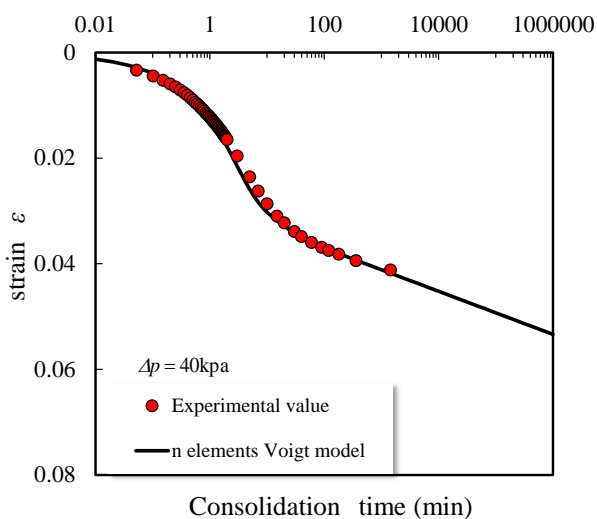


図6 計算結果 (第4段階)

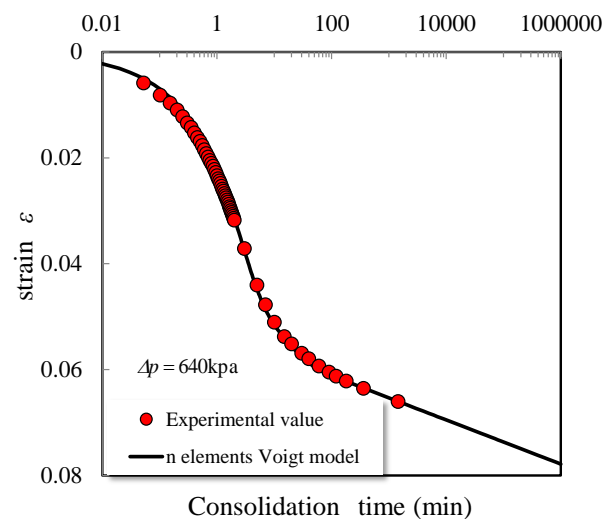


図9 計算結果 (第8段階)

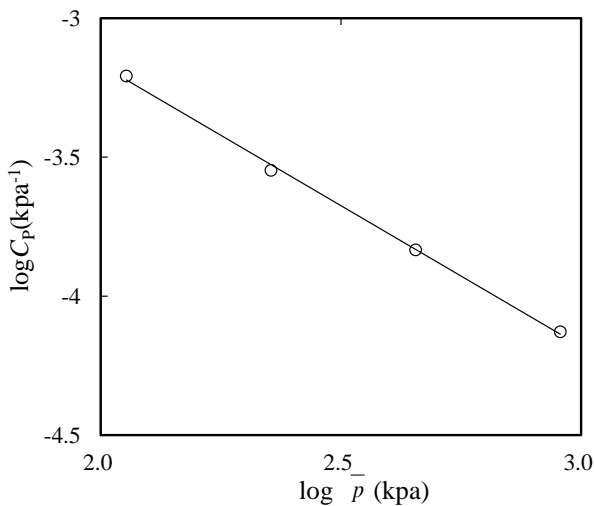


図10 C_p -平均圧密圧力関係

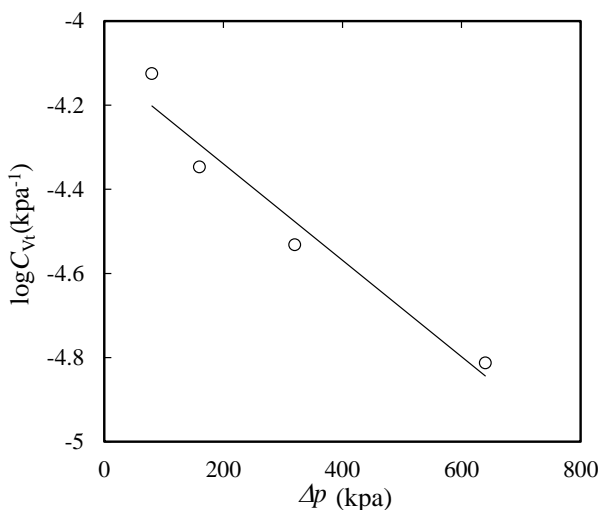


図11 C_{vt} -平均圧密圧力関係

4. モデルの適用性

標準圧密試験結果（第7段階）の沈下曲線をn要素一般化Voigtモデルを表すと、図4の実線のようになり、荷重時間内の実験値を再現することができる。log T_{vi} と要素番号nが線形関係であるものと仮定し、複数のVoigt要素を用いて計算した場合には、24時間以降の沈下は図4に示すように時間の対数と線形関係にある。また今回用いたn要素一般化VoigtモデルのP要素、T要素のコンプライアンスは応力依存性があるものとし、図10、11に見られるように線形関係となった。これらの関係を利用して他の荷重段階（正規圧密領域）における試験結果を再現したものを図6～9に示しており、第7段階の時と同様なことが言える。現在、荷重時間を延長した実験を

行っている最中であるため、24時間以降については検証できていない。

5. まとめ

本研究では粘弾性モデルとしてn要素一般化Voigtモデルを用いて圧密沈下計算を行い、その場合の係数決定法について検討した。本文で提案する計算方法では要素の数によらず、4つの($C_{vt}, T_{vt}, T_{vi}, \alpha$)を決定するだけで、長時間の沈下を計算できる。しかし、現段階では24時間以内しか検証できていないため、今後の課題として長期圧密試験を行い、モデルの適用性について検討することがあげられる。

参考文献

- 1) 酒井康司, 原久夫: 再圧密した島尻粘土の時間依存性挙動, 土木学会第67回年次講演会/III - 151, P301 - 302, 2012
- 2) 酒井康司, 原久夫: 荷重時間間隔および荷重増分比が二次圧密に与える影響, 第2回土木学会西部支部沖縄会技術研究発表会, P67 - 70
- 3) Patrick, T. W. L. and A. K. Parkin: Consolidation behavior determined by the velocity method, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.22, No.2, pp.158 - 165, 1985.

チービシ砂を用いた水分特性曲線のモデル化の提案とその検証

琉球大学大学院 非会員 ○梶田 一希
 琉球大学 非会員 河野 真志
 琉球大学 正会員 原 久夫

1. はじめに

不飽和地盤は、豪雨などを起因とした地下水位上昇による浸透問題や強度低下問題をかかえている。これらの問題を解決するためには、土の保水性や浸透特性の評価が重要であり、保水性試験によって得られる水分特性曲線をもって評価することができる。著書らは、水分特性曲線の勾配とポテンシャルの関係¹⁾を実験から定めた。提案モデルによる水分特性曲線の計算結果をVGモデルと比較し検証を行った。

2. 実験方法

本実験で用いた試料は、豊浦砂ならびに沖縄県の海砂であるチービシ砂を用いた。本実験において、豊浦砂は 0.425mm でふるいにかける、チービシ砂は 2mm のふるいにかける粒径を調整した。豊浦砂およびチービシ砂の物理特性は表1に示す。供試体は、上記の試料を自由落下させ作成した。保水性試験はJGS(-0151)に従って行い、各段階の飽和度は、最終時の含水比と排吸水量から逆算して求めた。

3. VG モデル

VGモデルとは van Genuchten が提案したモデルであり以下の関数形を用いる。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (1)$$

$$S_e = \left[\frac{1}{1 + (\alpha\phi)^n} \right]^m \quad (2)$$

S_e : 有効飽和度 θ_r : 残留体積含水率
 θ_s : 飽和体積含水率 m, n : 無次元パラメータ
 α : ϕ の逆数の次元を持つスケーリングパラメータ

ただし $m = 1 - \frac{1}{n}$

表1 物理特性値

試料名	チービシ砂	豊浦砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.78	2.63
最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.06	1.33
最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.28	1.62
曲率係数 U_c'	0.96	0.98
均等係数 U_c	3.10	1.43
透水係数 k (cm/s)	7.0×10^{-2}	1.7×10^{-2}
実験時の間隙比 e	1.61	0.87
相対密度 D_r (%)	32	41

表2 VGモデルにおける各パラメータ

パラメータ	試料名・状態	
	チービシ砂排水	豊浦砂排水
θ_s	0.480	0.424
θ_r	0.096	0.001
α	0.037	0.026
n	4.000	4.800

未知パラメータは、 $\theta_s, \theta_r, \alpha, n$ の4つである。筆者は、 θ_s を保水性試験のデータをもとに式(3)を用いて算出した。 θ_s は、砂で0.4程度、粘土で0.6以上と言われている。 θ_r は別名最小体積含水率と呼ばれ、風乾燥によって乾燥させた時に、間隙内の水分が液体として移動しない程度の体積含水率である。パラメータ α, n の同定は、最小二乗法を用いて求めた。求めた各パラメータは表2に示し、計算結果においては図3, 4, 5に示す。

$$\theta_s = \frac{V_v}{V} \quad (3)$$

4. 飽和度変化率とポテンシャルの関係式

水分特性曲線から飽和度変化率 $\Delta S_r/\Delta\phi$ を求める。

図 1, 2 のように飽和度変化率とポテンシャル ϕ の関係を表す。得られた曲線の近似曲線を次の仮定をもとに定める。飽和度変化率 $\Delta S_r/\Delta\phi$ とポテンシャル ϕ のグラフから曲線の頂点座標 (ϕ_p, α_p) と限界ポテンシャル $(\phi_0, 0)$ を得る。区間を $-\infty \leq \phi \leq \phi_p$, $\phi_p \leq \phi \leq \phi_0$, $\phi_0 \leq \phi \leq 0$ の 3 区間に分ける。排水過程について

$$\left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right) = \begin{cases} 0 & (\phi_0 \leq \phi \leq 0) \\ A\phi^2 + B\phi + C & (\phi_p \leq \phi \leq \phi_0) \\ D \exp[-E(x-x_p)^2] & (\phi_e \leq \phi \leq \phi_p) \end{cases} \quad (4)$$

をそれぞれ用いた。二次関数の境界条件は $(\phi_0, 0)$, (ϕ_p, α_p) を通り, $\frac{d}{d\phi}\left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right) = 0$, $(\phi = \phi_p)$ である。こ

れにより係数 A, B, C が求められ二次関数が決定される。次に指数関数の境界条件は (ϕ_p, α_p) を通り, $-\infty \leq \phi \leq 0$ 領域の積分値は実験時の初期飽和度 S_{r0} と排水時最終飽和度 S_{re} の差となる。また途中の飽和度は(5)式で表される。

$$S_r = \begin{cases} S_{r0} - \int_{\phi_0}^{\phi} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right) d\phi & (\phi_0 \leq \phi \leq 0) \\ S_{r0} - \int_{\phi_p}^{\phi} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right) d\phi & (\phi_p \leq \phi \leq \phi_0) \\ S_{r0} - I_2 - \int_{\phi_e}^{\phi} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right) d\phi & (\phi_e \leq \phi \leq \phi_p) \end{cases} \quad (5)$$

(5)式より $\phi \leq \phi_0, \phi_p, \phi_e$ における飽和度を求めることができる。

$$S_r(\phi = \phi_0) = S_{r0} \quad (6)$$

$$S_r(\phi = \phi_p) = S_{r0} - I_2 \quad (7)$$

$$I_2 = \int_{\phi_p}^{\phi_0} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right)_{排水時} d\phi \quad (8)$$

$$S_{re} = S_r(\phi = \phi_e) = S_{r0} - I_2 - I_1 \quad (9)$$

$$I_1 = \int_{\phi_e}^{\phi_p} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right)_{排水時} d\phi \quad (10)$$

とした。これにより係数 D, E が求められ関数が導出される。吸水過程の飽和度変化率 $\Delta S_r/\Delta\phi$ もまた同様にして, 吸水時の頂点座標 (ϕ_p, α_p) から導出する。これらの関数を用い, 排水過程では式 (11) によって

表 3 提案モデルにおける各パラメータ

パラメータ	試料名・状態	
	チービシ砂排水	豊浦砂排水
A	-4.36	-2.76
B	-23.52	-24.3
C	-14.93	-29.78
D	16.76	23.83
F	0.12	0.34

$$S_r = S_{r0} - \int_{\phi}^0 \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right)_{吸水時} d\phi \quad (11)$$

水分特性曲線を求める。吸水過程では, 排水過程の終了段階($\phi = \phi_e$)での飽和度を吸水過程の初期飽和度 (S_{re})とし, (13)式によって水分特性曲線を求めた。

$$S_{re} = \int_{\phi_e}^0 \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right)_{排水時} d\phi \quad (12)$$

$$S_r = S_{re} + \int_{\phi_e}^{\phi} \left(\frac{\Delta S_r}{\Delta\phi}\right)_{吸水時} d\phi \quad (13)$$

各パラメータは表-3 に示し, 計算結果においては

図 3, 4, 5 に示す。

5. まとめ

今回は, 水分特性曲線の実験値から飽和度変化率とポテンシャルの関係を求め, その曲線の近似曲線を用いて水分特性曲線の関数を導出し, 実験値および VG モデルの計算結果と比較を行った。

図 3, 4, 5 において, チービシ砂では計算結果が実験値をよく表している。豊浦砂では排水過程において, 計算結果が実験結果をよく表しているが, 吸水過程における低ポテンシャル領域で実験値より飽和度を過大評価する結果となった。そのため, 実験値に比べ計算値ではヒステリシスが小さくなった。これは, 近似関数の直線部分が実験値をよく表しきれていないためだと考えられる。

著者が提案するモデルと VG モデルを比較検証したところ、計算結果に大きな違いは見られず提案モデルでも実験結果を再現することが可能である。

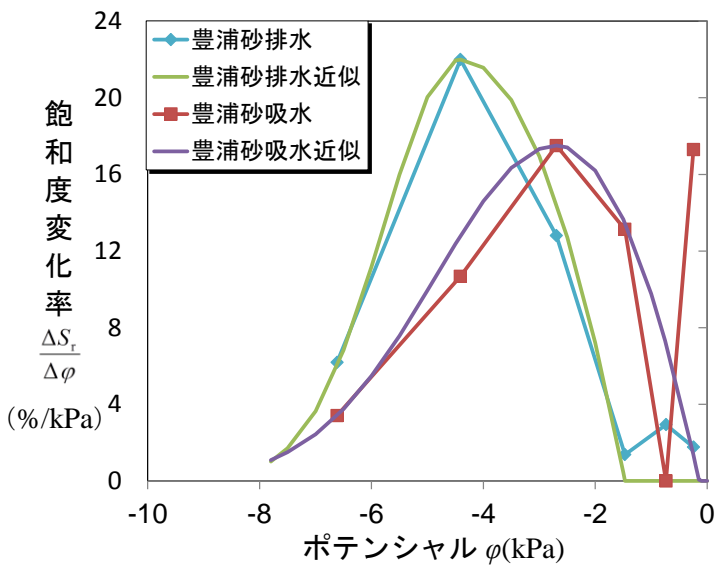
図 5 において、VG モデルでは排水過程・吸水過程それぞれの曲線を別々に求めるため、一本の曲線にはならないという問題点がある。

一方提案モデルでは、排水過程の最終段階の飽和度を吸水過程の初期飽和度(S_{re})として用いるため、それぞれの曲線を連続して再現することができる。さらに、排水過程を途中段階で終了した場合でも、式(11)、式(13)を用い吸水過程の初期飽和度を排水過程

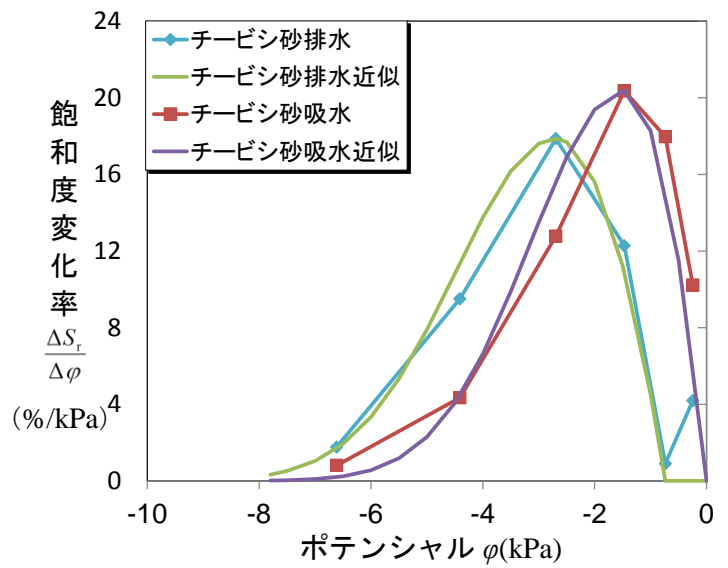
の終了段階の飽和度にするすることで、それ以降の吸水過程も推定できると考えている。

参考文献

- 1) 榎田一希, 原久夫: チービス砂を用いた水分特性曲線の定式化に関する研究, 平成 24 年度土木学会全国大会第 67 回 年次学術講演会プログラム, III-356, 2012
- 2) 小杉 賢一郎: 古典を読む Y.Mualem 著「不飽和多孔質体の透水係数を推定する新たなモデルについて」ならびに M.Th.vanGenuchten 著「不飽和土壌の透水係数を推定する閉形式解について」, 土壌の物理性(106),47-60,2007,

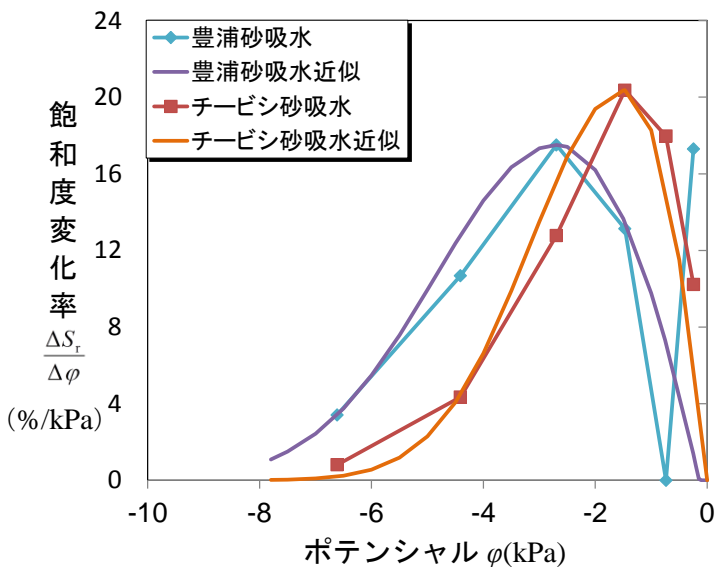


a) 豊浦砂飽和度変化率とポテンシャルの関係

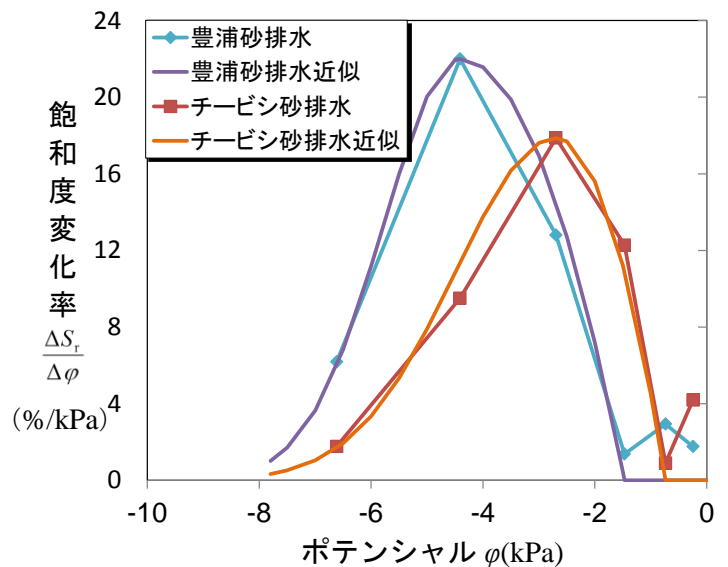


b) チービス砂飽和度変化率とポテンシャルの関係

図-1 豊浦砂およびチービス砂 飽和度変化率とポテンシャルの関係



a) 吸水過程 飽和度変化率とポテンシャルの関係



b) 排水過程 砂飽和度変化率とポテンシャルの関係

図-2 豊浦砂およびチービス砂 飽和度変化率とポテンシャルの関係

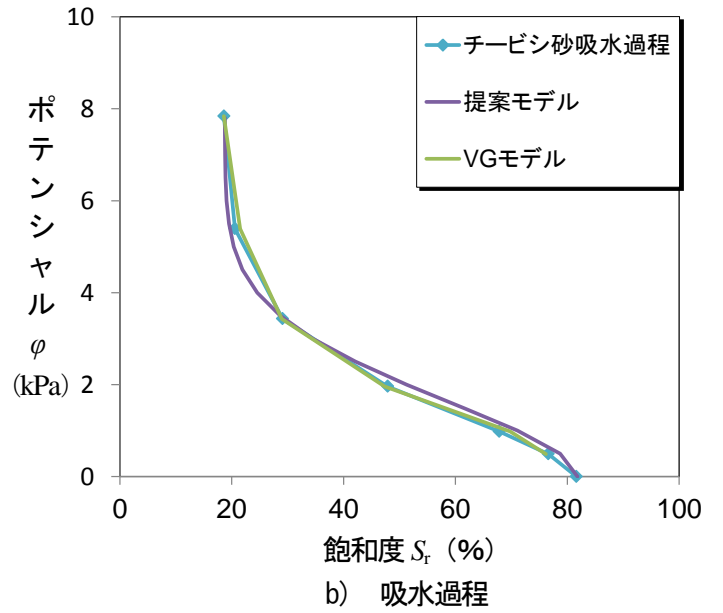
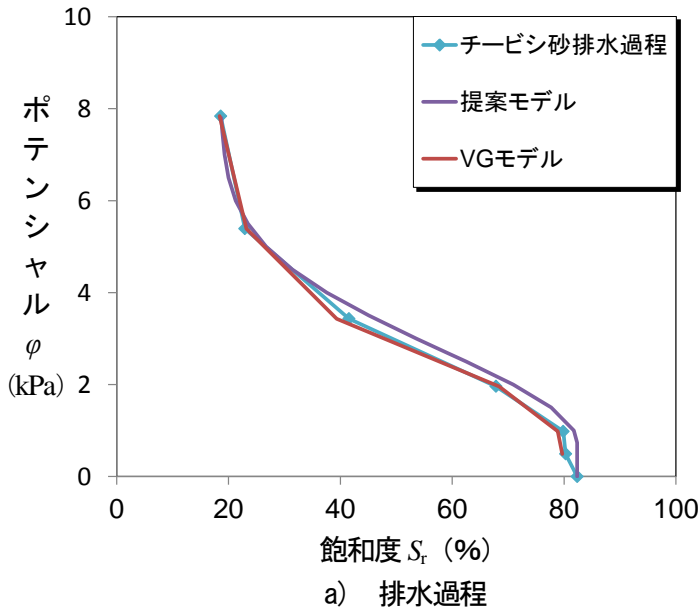


図-3 チービシ砂 水分特性曲線

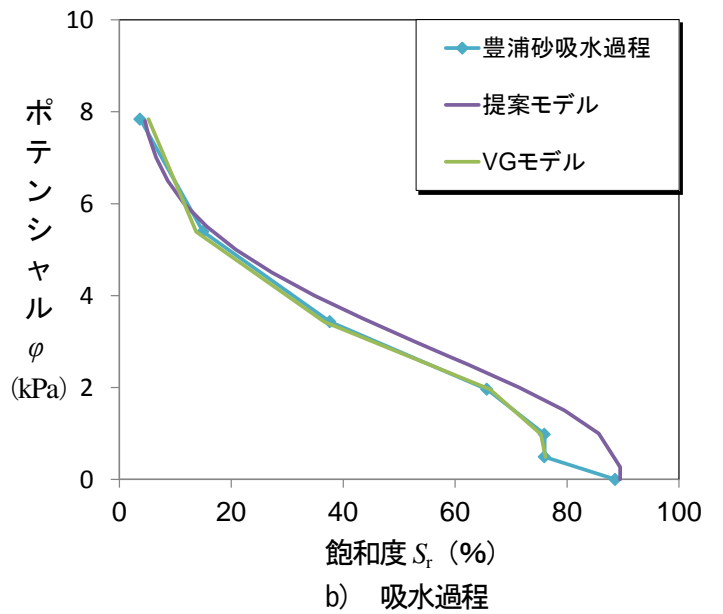
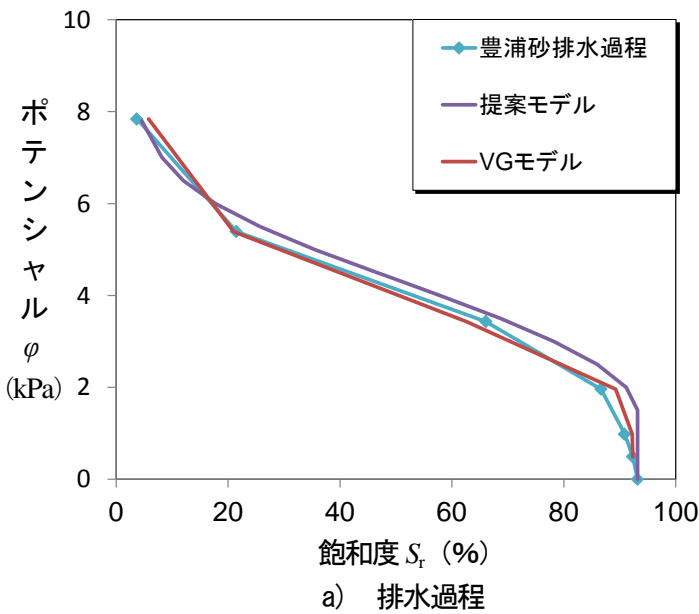


図-4 豊浦砂 水分特性曲線

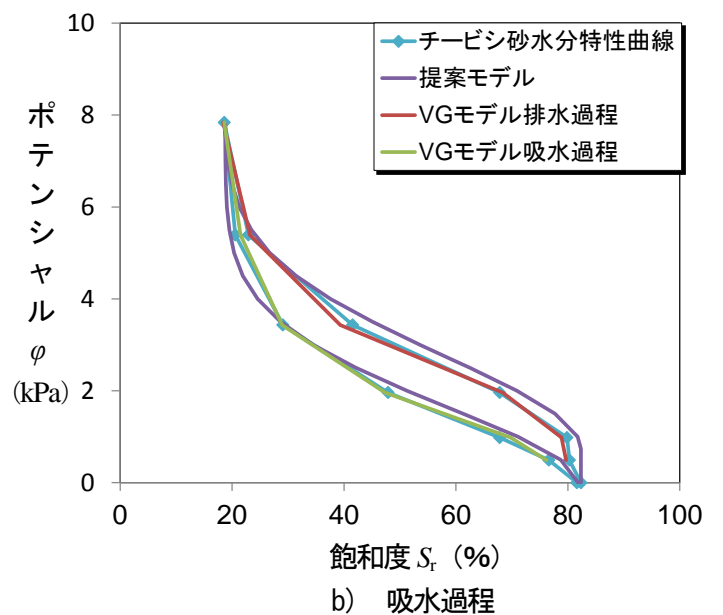
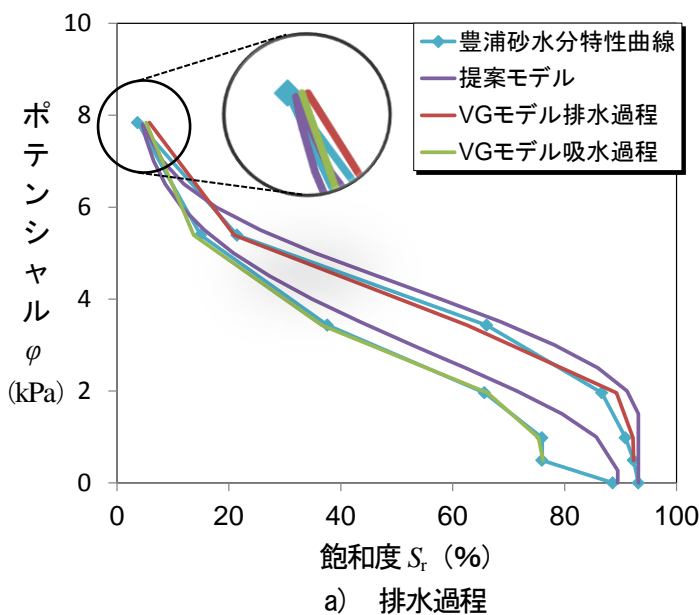


図-5 豊浦砂およびチービシ砂 水分特性曲線

水分特性曲線と物理特性値の関係についての基礎的研究

琉球大学 学生 ○河野 真志
 琉球大学 原 久夫
 琉球大学大学院 榊田 一希

1. はじめに

不飽和土内部の水分状態を把握するための指標に水分特性曲線がある。西垣ら¹⁾によると水分特性曲線についての理論式や経験式がいくつか提案されているが、それらの式中の定数の決定には、保水性試験を行うことで得られる飽和度の値が必要とされている。これまで著者らは、沖縄県の海砂であるチービシ砂を対象にし、豊浦砂や両者の混合砂を用いた水分特性曲線を求め、比較検証を行ってきた。そして、それらの水分特性曲線を近似曲線にて近似し、実験式の算出を行った。その際水分特性曲線が試料によって異なる形状を示したが、その考察については行ってこなかった。そこで今回はチービシ砂、豊浦砂に加え新たに鳥取砂丘砂、大分県豊後高田市で採取した川砂(以下、豊後高田砂とする)を用いて水分特性曲線を求め、そこから得られた飽和度と物性値の関係を調べた。

2. 実験方法

実験に用いた試料は、チービシ砂、豊浦砂、鳥取砂丘砂および豊後高田砂の4種類である。粒径については、豊浦砂は425 μm 、その他の試料は2000 μm のふるいにかけて調整した。各試料の物

理特性値を表1に示し、図1にはふるい分析によって得られた試料の粒径加積曲線を示す。実験装置は図2に概念図を示した。供試体の寸法は、内径8.95cm、高さ1.2cmであり、試料を自由落下させて作成した。実験方法はJGSの規格に従い、水頭法により水分特性曲線を求めた。実験において平衡時間は20分とし、各段階の飽和度は実験終了後に求めた含水比と実験中に測定した吸排水量から逆算して求めた。

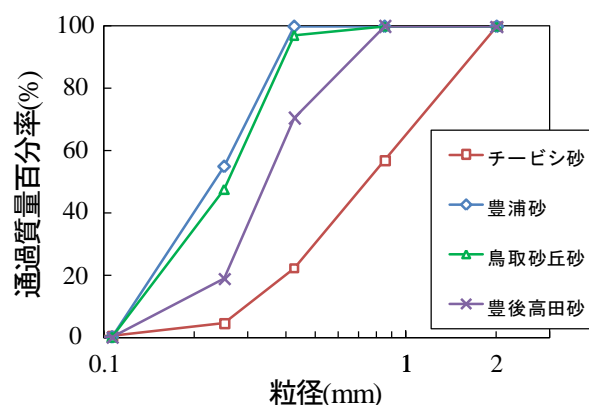


図1 粒径加積曲線

表1 試料の物理特性値

試料	チービシ砂	豊浦砂	鳥取砂丘砂	豊後高田砂
分類	砂(S)	砂(S)	砂(S)	砂(S)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.78	2.63	2.67	2.65
最小密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.06	1.33	1.36	1.35
最大密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.28	1.62	1.66	1.65
有効径 D_{10} (mm)	0.30	0.13	0.14	0.18
曲率係数 U_c	0.95	0.96	0.97	1.17
均等係数 U_c	3.07	2.05	2.16	2.15
透水係数 k (m/s)	1.9×10^{-3}	5.2×10^{-4}	5.7×10^{-4}	7.9×10^{-4}
最小間隙比 e_{min}	1.17	0.62	0.61	0.61
最大間隙比 e_{max}	1.61	0.98	0.96	0.96
実験時の間隙比 e	1.55~1.61	0.83~0.86	0.89~0.91	0.89~0.92
相対密度 D_r (%)	0.0~14.6	33.3~41.7	14.2~20.0	11.4~20.0

3. 結果

図3には保水性試験で得られた各試料の水分特性曲線を示す。また、図4には豊浦砂のみの水分特性曲線を示した。図4に示したように排水過程の試験開始時における飽和度を S_{i0} (%)、排水過程終了時の飽和度を S_{i1} (%)、そして試験終了時の飽和度を S_{i2} (%)とおき、物理特性値との比較を行った。比較に用いた物理特性値は表1に記したものである。図5-1～図5-10にはその結果を示している。図5中の記号はそれぞれ、□がチービシ砂、◇が豊浦砂、△が鳥取砂丘砂、×が豊後高田砂を表わしている。ここで相関関係の判断材料として決定係数 R^2 を用いる。 $R^2 > 0.7$ ならば相関関係が存在すると判断し、とくに $R^2 > 0.8$ ならば相関関係が強いとした。その結果、 S_{i0} および S_{i2} が密度や間隙比と相関関係を示し、そのうち決定係数が最も大きかったのは S_{i2} と最大密度との関係を示したグラフで $R^2 = 0.838$ であった。また、 S_{i0} については均等係数や土粒子密度とも関係性がうかがえた。一方で、 S_{i1} と物性値との比較は相対密度のみが $R^2 = 0.8926$ と強い相関関係を示した。

4. まとめ

今回は、水分特性曲線中の飽和度と物理特性値との比較を行った。その結果、試験開始時と終了時の飽和度については密度や間隙比との相関関係が、排水過程終了時の飽和度については相対密度のみと相関関係がみられた。また、図5中の S_{i1} と透水係数または有効径の関係を示したグラフのように直線関係ではないが何らかの線形関係が推測できるグラフも確認された。今後も研究を行うことで、これらのグラフの線形関係の有無が解明されるものと考えられる。

参考文献

- 1) 西垣誠：飽和・不飽和領域内の土中水の浸透特性に関する2, 3の考察, 土木学会論文報告集, vol.23, no.3, pp165~177, 1983

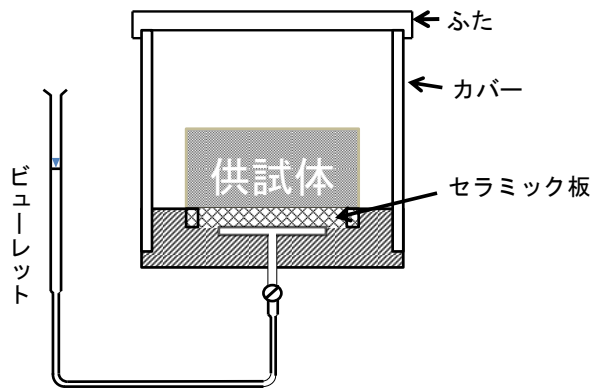


図2 装置概念図

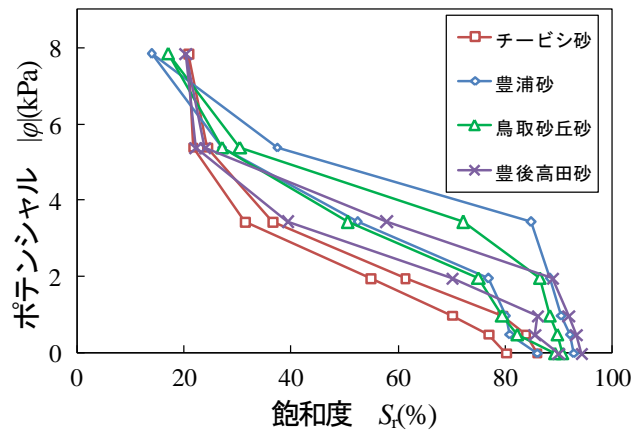


図3 全試料の水分特性曲線

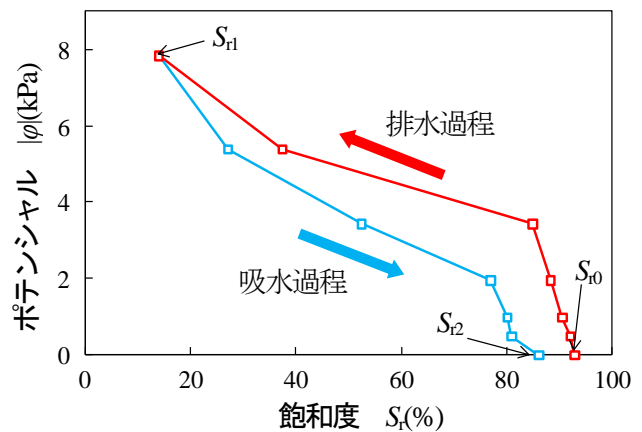


図4 豊浦砂の水分特性曲線

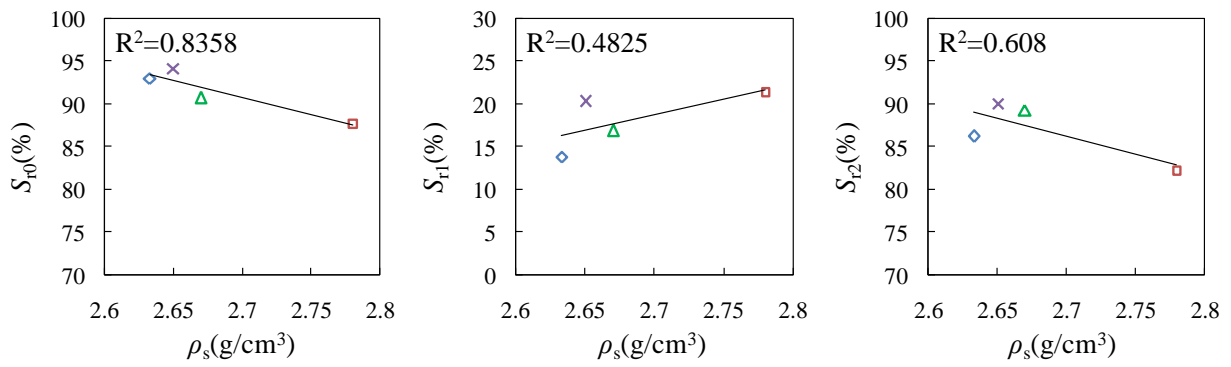


図5-1 土粒子密度-飽和度の関係

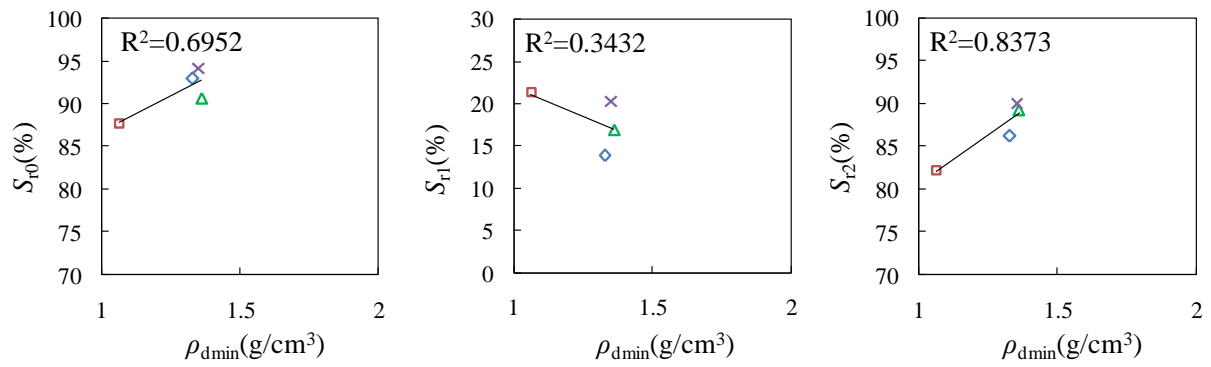


図5-2 最小密度-飽和度の関係

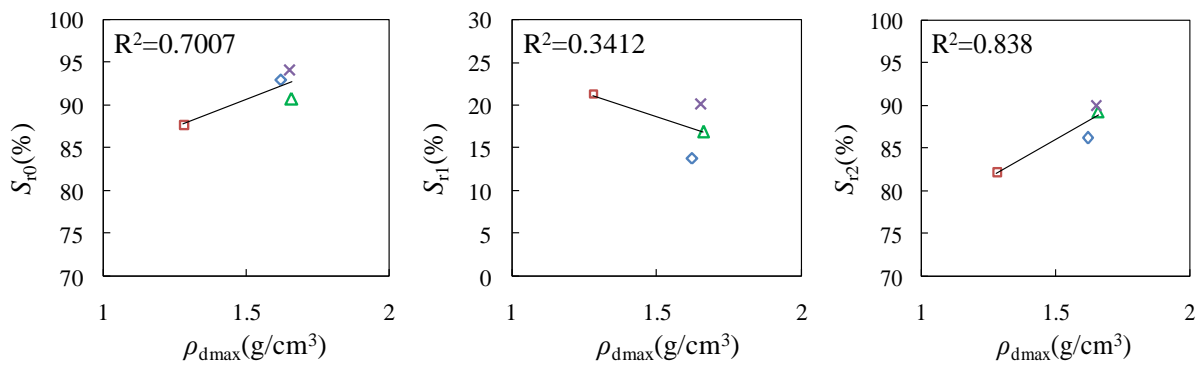


図5-3 最大密度-飽和度の関係

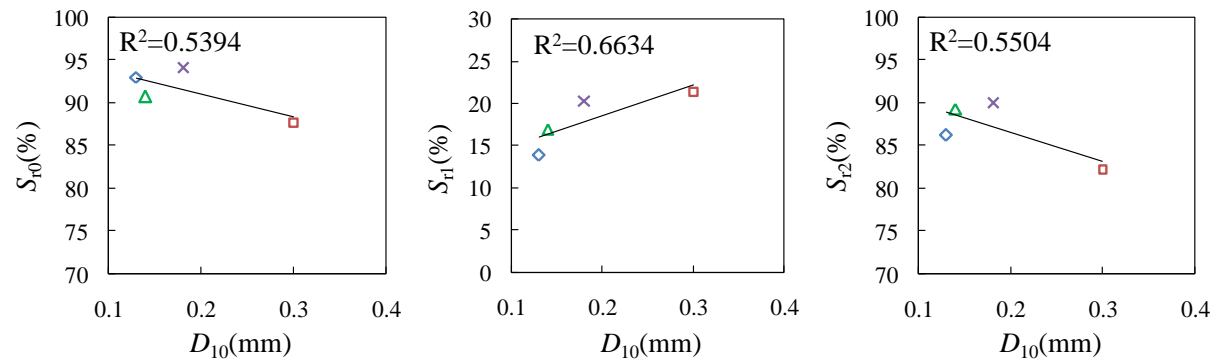


図5-4 有効径-飽和度の関係

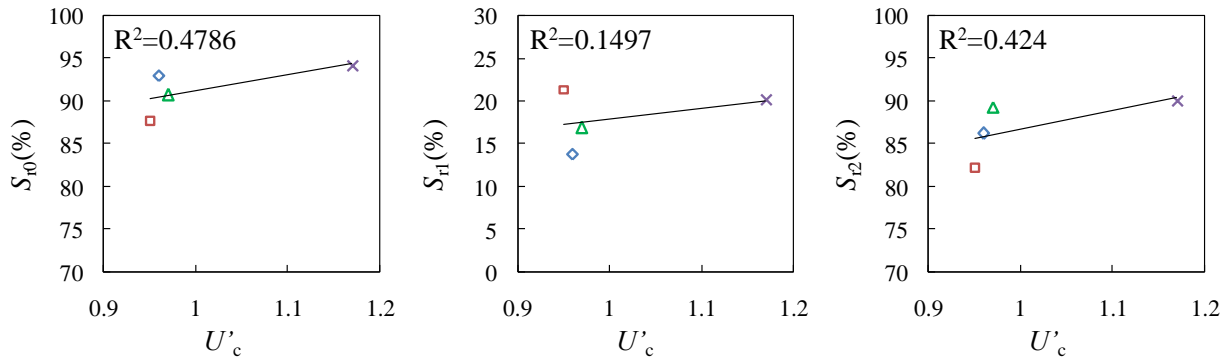


図 5-5 曲率係数-飽和度の関係

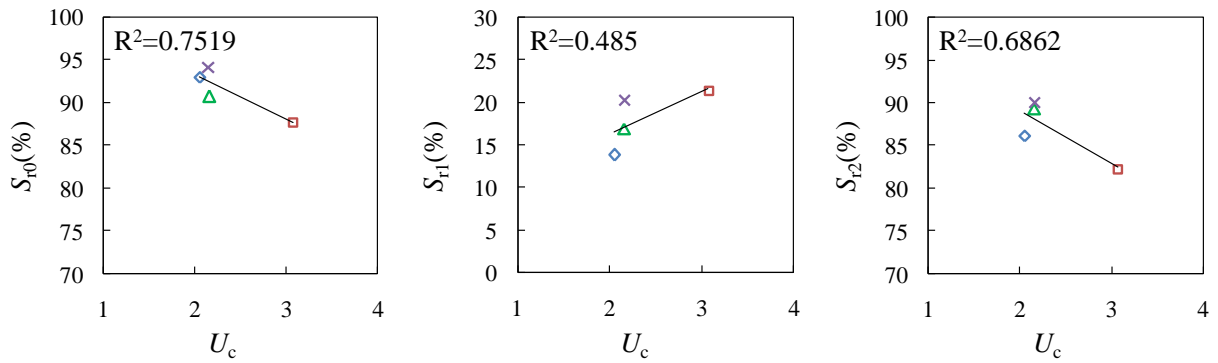


図 5-6 均等係数-飽和度の関係

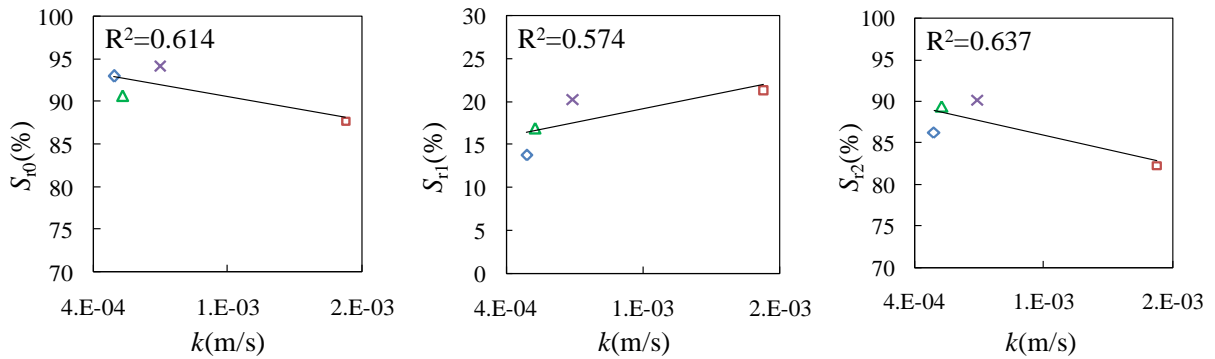


図 5-7 透水係数-飽和度の関係

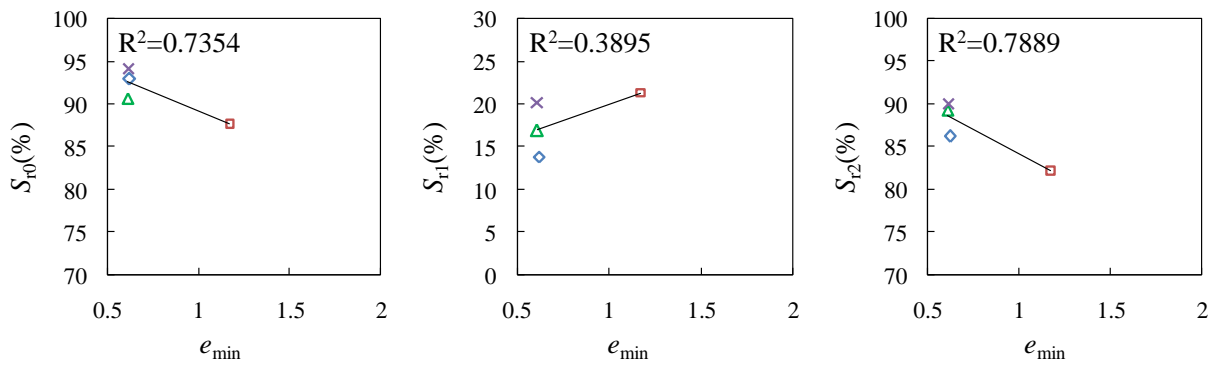


図 5-8 最小間隙比-飽和度の関係

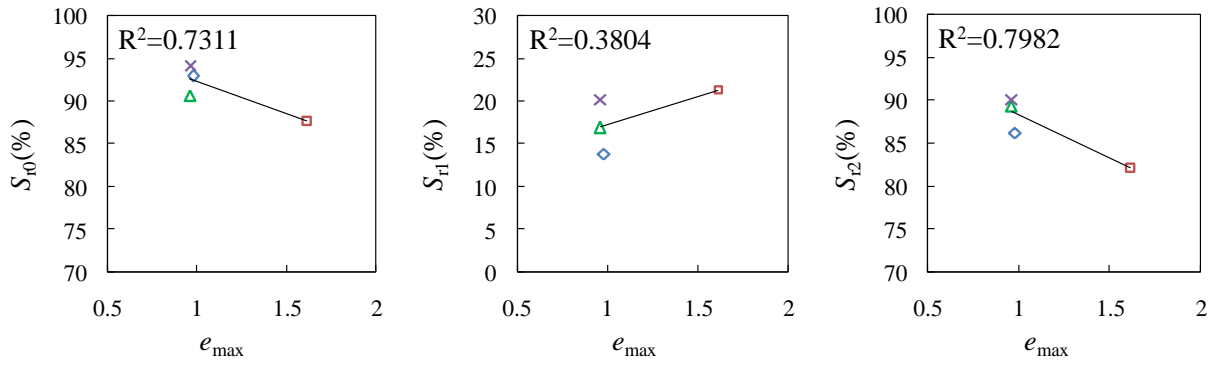


図5-9 最大間隙比-飽和度の関係

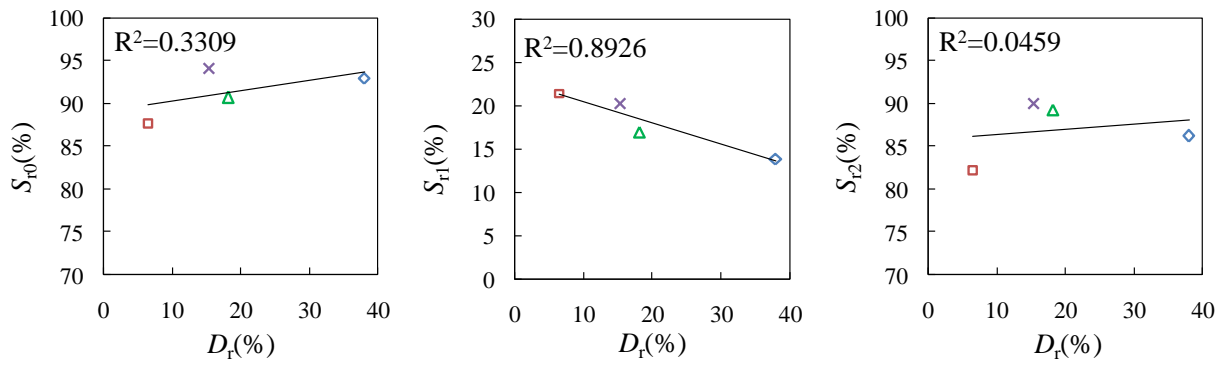


図5-10 相対密度-飽和度の関係

図5 物理特性値と飽和度の比較

一面せん断試験による不飽和チービス砂のせん断特性

琉球大学 ○岩知道 呉夫

琉球大学大学院 梶田 一希

琉球大学 原 久夫

1. はじめに

日本各地において、斜面崩壊や土石流のような土砂災害が多発している。斜面崩壊の発生は降雨により地下水位が上昇し、それに伴う砂地盤のせん断強度の低下に起因している。そのため不飽和土の飽和度上昇における強度低下は地盤の安定問題を考えるうえで重要となる¹⁾。不飽和土のせん断特性に関する研究はこれまでに数多く行われているが、その多くは粘土を対象としており、砂質土に関する報告は少ない。そこで本研究では不飽和砂質土のせん断特性を明らかにすることを目的とし、チービス砂を対象に飽和度、相対密度の異なる供試体を作成し、それぞれ定圧一面せん断試験を行った。

2. 試験方法

2-1 実験概要

チービス砂の相対密度を変化させ砂の緩い状態と密な状態において、それぞれ飽和度 S_r が 0, 60, 100% となるように供試体を作成し定圧一面せん断試験を行った。

2-2 試料および供試体作成方法

本研究では試料として沖縄県の海砂であるチービス砂を用いた。表 1 にチービス砂の物理特性を、図 1 に粒径加積曲線を示す。本実験では 24 時間炉乾燥させたチービス砂のうち 2000 μm ふるいを通過したものを使用する。供試体は自由落下法により作成した緩詰めと締固め法によって作成した密詰めを用意し、それぞれ初期相対密度 D_{r0} は 1.7, 125.6% となっている。

2-3 試験手順

垂直応力 σ_c を 107.8, 205.8, 352.8 kN/m^2 とし、供試体を圧縮後にビュレットで水量を調節し、せん断箱

表 1 チービス砂の物理特性

分類名	砂 (S)
粗粒分 (%)	27
中砂分 (%)	64
細粒分 (%)	7
シルト分 (%)	2
土粒子の密度 (g/cm^3)	2.776
最小密度 (g/cm^3)	1.056
最大密度 (g/cm^3)	1.284

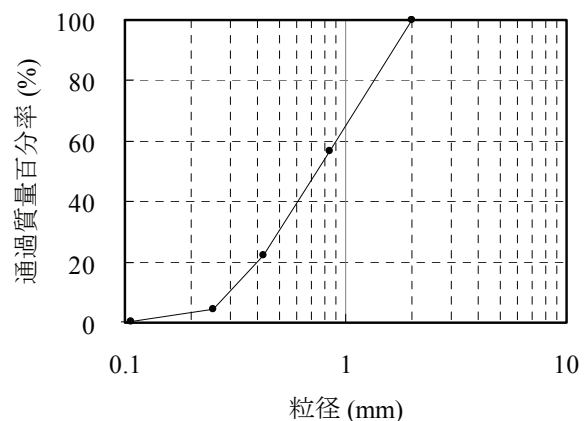


図 1 チービス砂の粒径加積曲線

下部より給水を行い所定の飽和度になったところで定圧一面せん断試験 (JGS 0561)²⁾を行った。また、せん断箱の漏水対策としてせん断箱摩擦面にグリスを塗布した。なお、せん断速度 0.2 mm/min とした。

3. 試験結果および考察

図 2, 3 は、 $D_{r0}=1.7, 125.6\%$ の場合の (a) せん断変位 δ - せん断応力 τ および (b) せん断変位 δ - 垂直変位 ΔH の関係を示したものである。せん断変位 - せん断応力関係において、相対密度によるピーク強度周辺の挙動に変化が見られた。残留強度については相対密度とは関係なく一定値に収束した。せん断変位 - 垂直変位関係においては、飽和度によるばらつきが見られ、密詰め状態場合では、微小な収縮を示

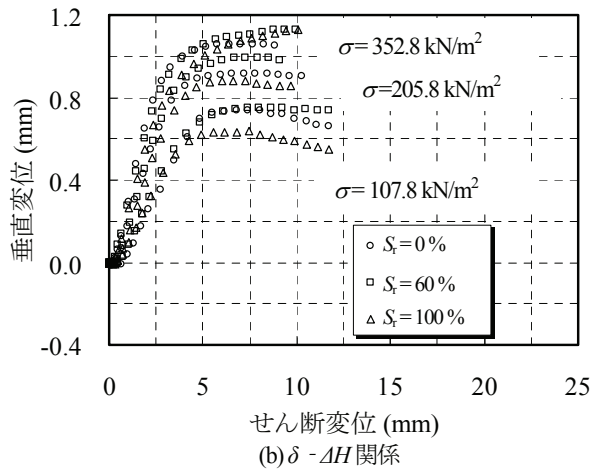
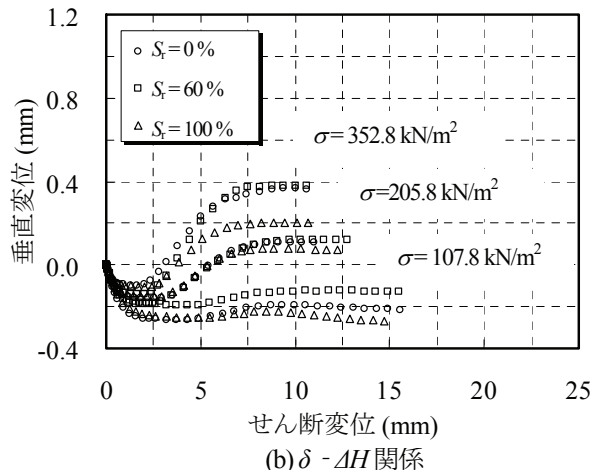
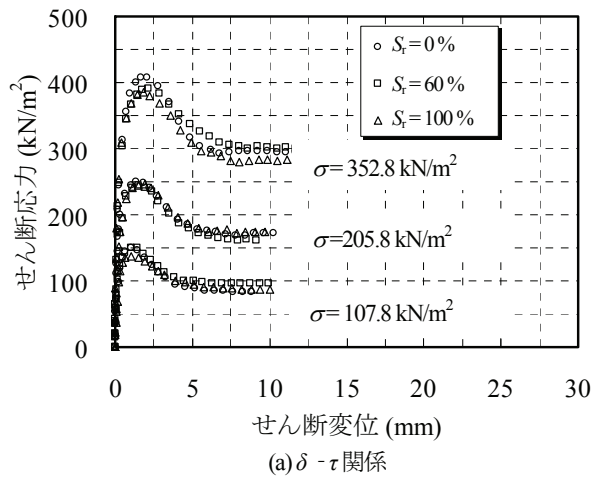
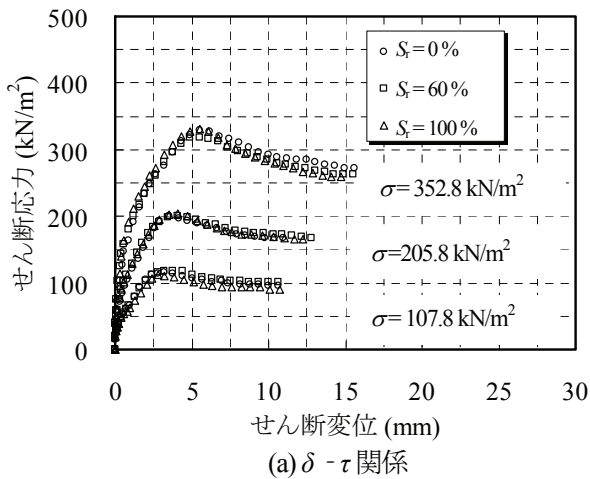


図2 緩詰め状態 ($D_{10}=1.7\%$) における試験結果

図3 密詰め状態 ($D_{10}=125.6\%$) における試験結果

した後膨張し、緩詰め状態と比べ比較的大きなひずみ量の残留状態となった。また垂直応力が高くなると膨張後再び収縮に転じる傾向が見られた。

図4は $D_{10}=1.7, 125.6\%$ の場合のピーク強度 τ_p におけるクーロンの破壊基準を、表2はピーク強度における飽和度および相対密度と強度定数である粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ についてまとめたものである。また図5、6に強度定数の飽和度及び相対密度による変化を図示した。飽和度の変化において粘着力および内部摩擦角ともに依存性を示し、粘着力が上に凸、内部摩擦角が下に凸の傾向を示した。ただし飽和土は乾燥土と同等の粘着力しか示さなかった。相対密度の変化においては粘着力および内部摩擦角ともに増大する傾向を示した。

図7は残留強度におけるクーロンの破壊基準を、表3では残留強度 τ_r における飽和度及び相対密度と強度定数についてまとめ、図8、9で変化を図示した。飽和度の変化において粘着力は緩詰めの場合では上に凸の傾向を示し、密詰めの場合では増加の傾向を

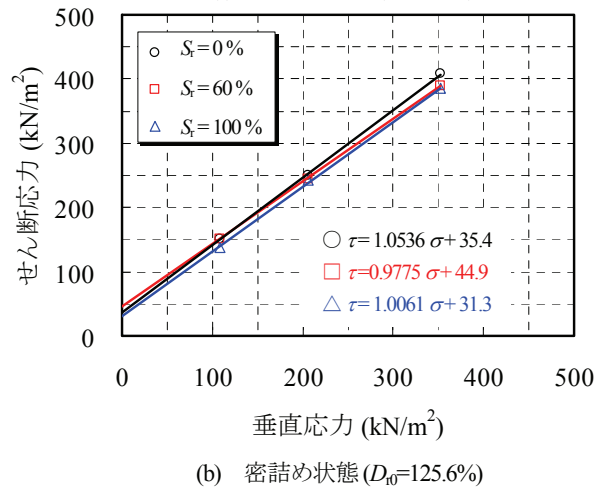
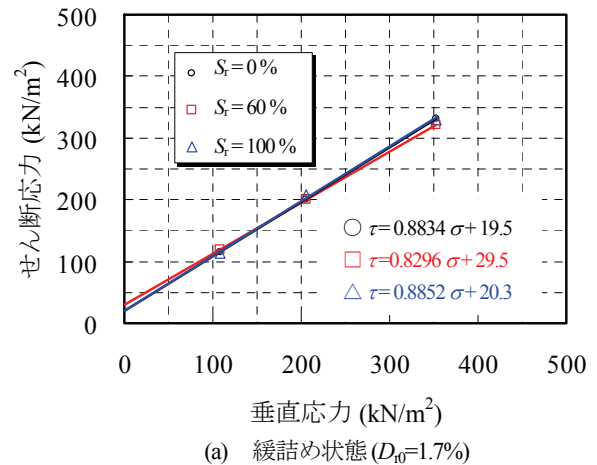
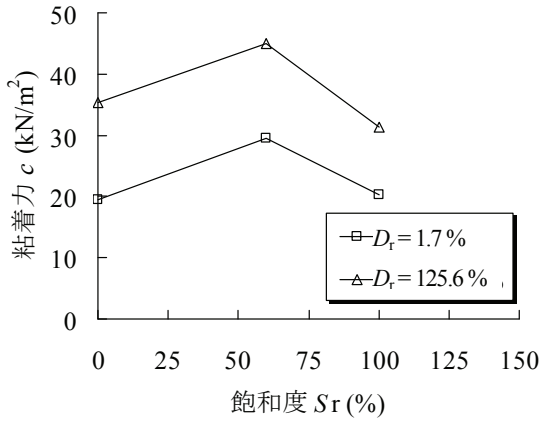


図4 ピーク強度における破壊基準線

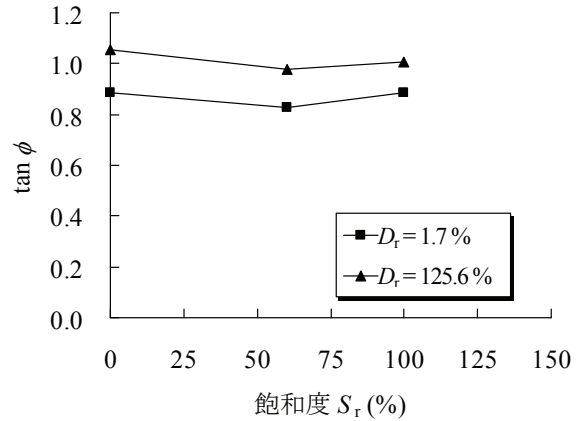
表2 ピーク強度における強度定数

S_r (%) \ D_r (%)	0	60	100
1.7	19.5	29.5	20.3
125.6	35.4	44.9	31.3

S_r (%) \ D_r (%)	0	60	100
1.7	41.5	39.7	41.5
125.6	46.5	44.4	45.2

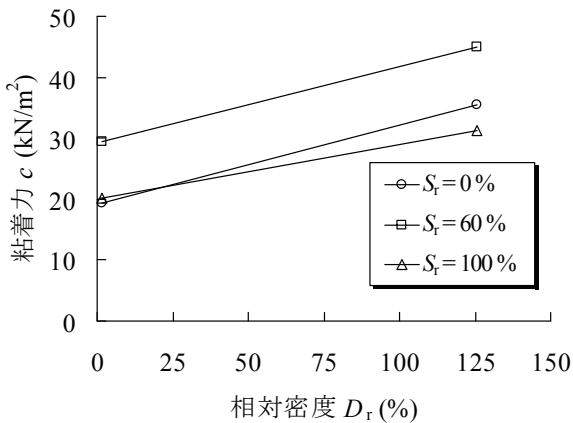


(a) 飽和度による粘着力の変化

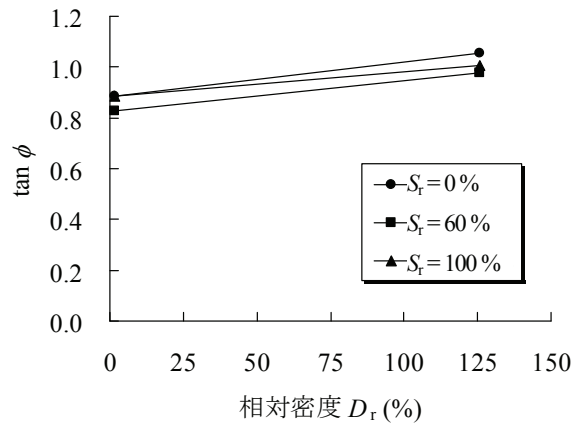


(b) 飽和度による $\tan \phi$ の変化

図5 ピーク挙動における飽和度による変化

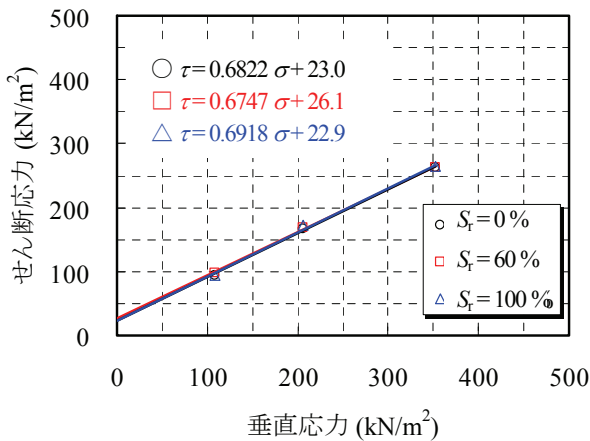


(a) 相対密度による粘着力の変化

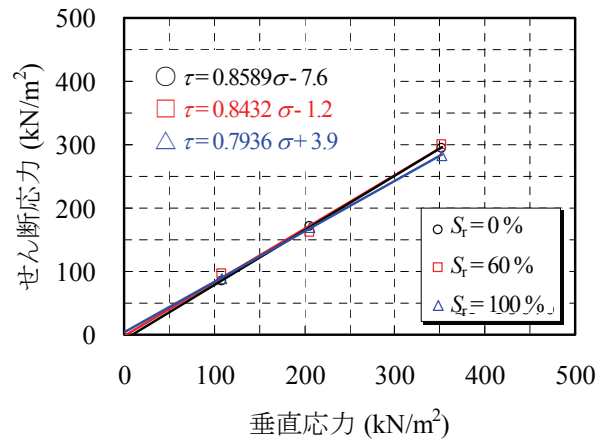


(b) 相対密度による $\tan \phi$ の変化

図6 ピーク挙動における相対密度による変化



(a) 緩詰め状態 ($D_{r0} = 1.7\%$)



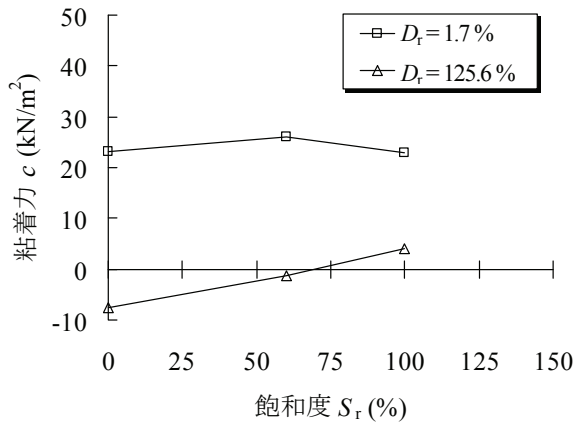
(b) 密詰め状態 ($D_{r0} = 125.6\%$)

図7 残留強度における破壊基準線

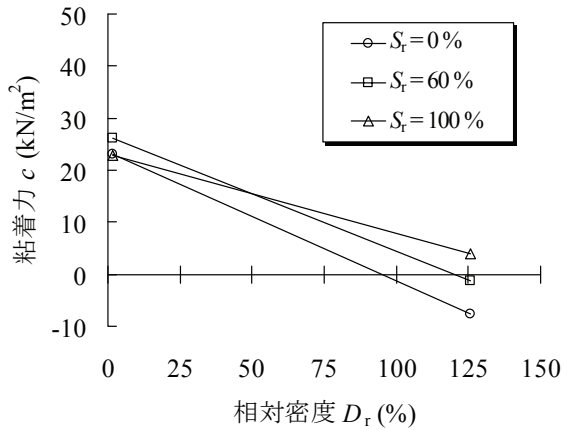
表3 残留強度における強度定数

S_r (%) \ D_r (%)	0	60	100
1.7	23.0	26.1	22.9
125.6	-7.6	-1.2	3.9

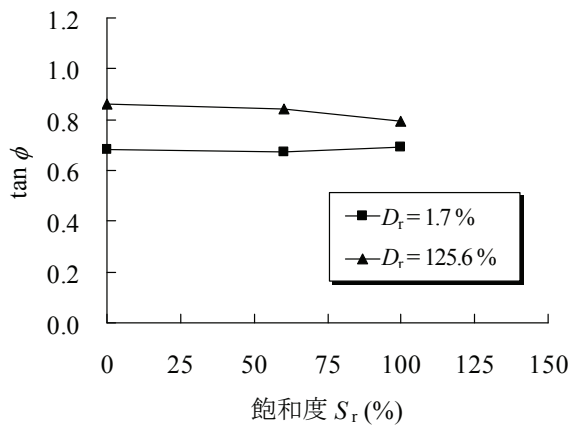
S_r (%) \ D_r (%)	0	60	100
1.7	34.3	34.0	34.7
125.6	40.7	40.1	38.4



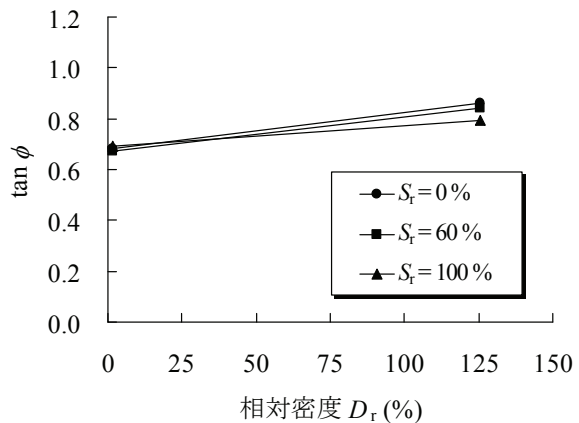
(a) 飽和度による粘着力の変化



(a) 相対密度による粘着力の変化



(b) 飽和度による $\tan \phi$ の変化



(b) 相対密度による $\tan \phi$ の変化

図8 残留強度における飽和度による変化

図9 ピーク挙動における相対密度による変化

示した。内部摩擦角はほとんど依存性を示さなかった。相対密度の変化においては粘着力が減少を、内部摩擦角が増大の傾向を示した。

ここで、表4に本研究の比較として猪名川まさ土における飽和度および相対密度によるピーク強度の変化をまとめ、図10, 11に図示する³⁾。飽和度の変化において粘着力が上に凸の傾向を示しているものの、内部摩擦角が相対密度により異なる傾向を示した。相対密度の変化においては粘着力が増大する傾向を示したものの、内部摩擦角が飽和度により異なる傾向を示した。

4. まとめ

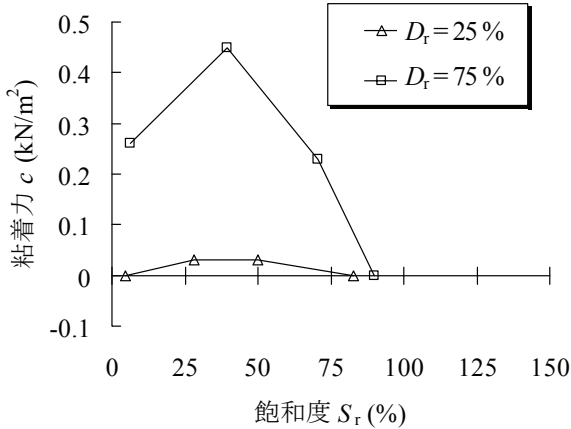
本研究では飽和度および相対密度がチービシ砂のせん断特性に及ぼす影響を調べた。得られた結果を以下に示す。

- (1) 飽和度による変化について、ピーク強度では粘着力が上に凸に変化する傾向を示し、内部摩擦角では下に凸に変化する傾向を示した。残留強度では粘着力が緩詰め状態で上に凸の変化を示したが、密詰め状態では飽和度と比例関係を示した。内部摩擦角ではほとんど影響は見られなかった。

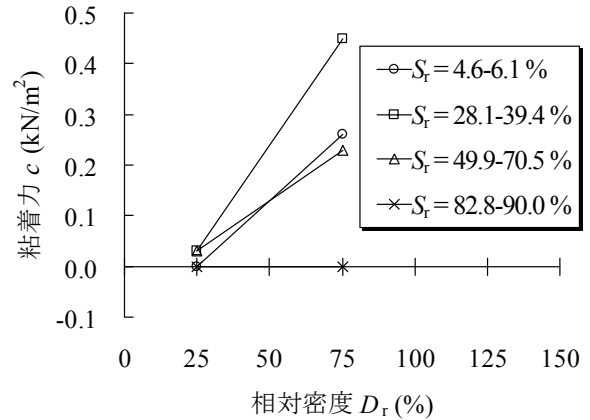
表4 猪名川まさ土のピーク強度における強度定数³⁾

S_r (%) \ D_r (%)	4.6-6.1	28.1-39.4	49.9-70.5	82.8-90.0
25	0.00	0.03	0.03	0.00
75	0.26	0.45	0.23	0.00

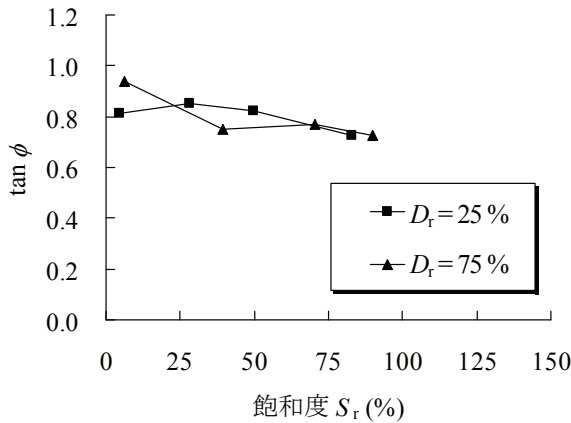
S_r (%) \ D_r (%)	4.6-6.1	28.1-39.4	49.9-70.5	82.8-90.0
25	39.1	40.5	39.5	35.9
75	43.2	36.8	37.5	35.9



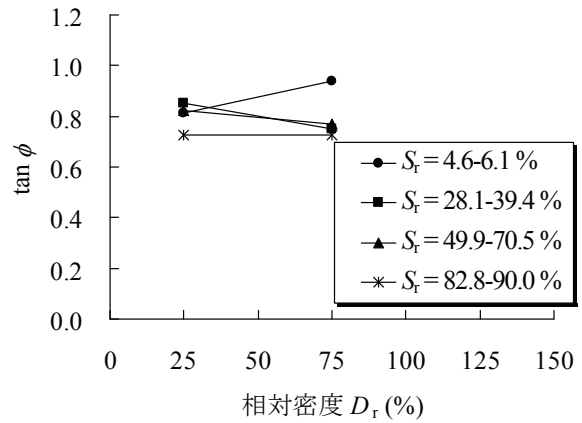
(a) 飽和度による粘着力の変化



(a) 相対密度による粘着力の変化



(b) 飽和度による $\tan \phi$ の変化



(b) 相対密度による $\tan \phi$ の変化

図10 猪名川まさ土のピーク強度における飽和度による変化³⁾

図11 猪名川まさ土のピーク強度における相対密度による変化³⁾

- 2) 相対密度による変化について、密な状態になるとピーク強度では粘着力、内部摩擦角ともに増大した。残留強度では粘着力が減少し、内部摩擦角が増大した。
- 3) チービシ砂とまさ土のピーク強度における強度定数の実験結果を比較すると、飽和度および相対密度の変化における粘着力の傾向は一致しているが、内部摩擦角の異なる傾向を示した。

参考文献

- (1) 笹原克夫, 酒井直樹, 栗原淳一: 初期間隙比を変えた不飽和砂質土の破壊時及び限界状態付近のせん断強度と間隙比, 土木学会論文集 C Vol.64, pp.197-208, 2008.
- (2) (社)地盤工学会: 土質試験基本と手引き - 第二回改訂版 -, pp.121-134.
- (3) 藤澤大悟, 大島昭彦, 高田直俊, 住武人: まさ土の定圧一面せん断試験における含水比の影響, 土木学会第53回年次学術講演会, III-A34, pp.66-67, 1998.

異なるろ過対象土壌による濁水がろ過特性におよぼす影響について

琉球大学大学院 学生会員 ○松本 駿輝
 琉球大学 学生会員 上里 健太
 琉球大学 学生会員 佐野 佑太
 琉球大学 正会員 原 久夫

1. はじめに

沖縄県本島の北部地域には「国頭まあじ」、いわゆる赤土が広く分布している。昨今、この赤土の海洋への流出が深刻な環境問題となっているが、1995年に施行された赤土等流出防止条例¹⁾によって赤土流出量は減少している。その条例の中の主要な対策工法に、施工性・経済性に優れたろ過型沈砂池¹⁾があるが、この対策法にも砂ろ過層の目詰まりによる機能低下という問題点があり、その問題の原因を探るべく様々な研究³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾がなされてきた。その際行われた実験では、沖縄県うるま市石川にて採取した赤土（本研究では石川土と呼ぶ）を用いてきたが、今年度、同県国頭郡恩納村仲泊にて新たな赤土（仲泊土と呼ぶ）を採取した。そこで明らかとなったのが、この二ヶ所で採取した赤土それぞれで物性値に違いがみられることであり、そのことからこれまで行われてきた実験・研究³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾においてもそれぞれの赤土で結果に違いがあらわれるのではないかと考えた。そこで本研究では、土壌の違いがろ過特性に与える影響について明らかにすることを目的とし、そのために、石川土、仲泊土の二種類の赤土、および上記条例¹⁾の対象に含まれる泥岩を加えた三

種類の土を用いて比較実験を行う。また、表1にそれぞれの土壌の物理特性値を示す。

2. 実験方法

2.1 実験概要

室内ろ過実験装置を用いて定水位透水試験を行い、それぞれの場合での濁水透過時間 t (min)と累積透過流量 Q (cm³)、透水係数 k (cm/s)、流入濁度 SS_{in} (ppm)、流出濁度 SS_{out} (ppm)との関係を求め比較する。ろ過層にはろ過型沈砂池で一般的に使用されているチービシ砂を使用し、濁水は石川土、仲泊土の二種類の赤土と泥岩を75 μ mのふるいで裏ごしして作成する。表2にチービシ砂の物理特性値を示す。

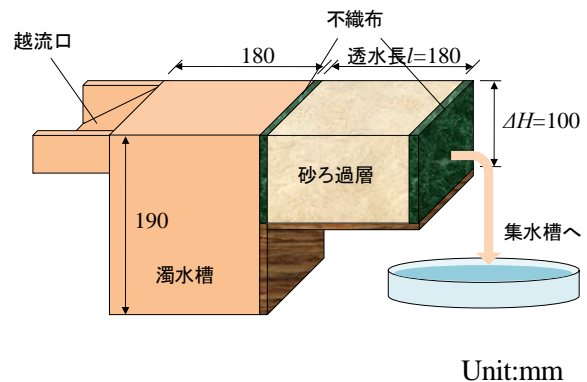


図2 実験装置概略図

表1 石川土、仲泊土、泥岩の物性値

実験土壌	石川土	仲泊土	泥岩
分類名	シルト(MH)	シルト(ML)	粘土(CH)
液性限界 w_L (%)	56.0	44.0	56.8
塑性限界 w_p (%)	34.2	30.5	24.4
塑性指数 I_p (%)	21.8	13.5	32.4
礫分(%)	0	0	0
砂分(%)	35	41.7	9.3
シルト分(%)	62	33	79
粘土(%)	3	25.3	11.7
土粒子の密度 ρ_d (g/cm ³)	2.78	2.69	2.76

表2 チービシ砂の物性値

分類名	砂(S)
粗粒分(%)	27
中砂分(%)	64
細砂分(%)	7
シルト分(%)	2
土粒子の密度 ρ_d (g/cm ³)	2.67
最小密度(g/cm ³)	1.056
最大密度(g/cm ³)	1.284
透水係数 k (cm/s)	1.85×10^{-2}

2.2 実験装置

図2は実験装置概略図である。砂ろ過層部には両側に不織布を配し、所定の寸法で作成した漏斗を使用し自由落下で密度 ρ_d (g/cm^3) が 1.07 ± 0.054 (g/cm^3) になるようにチービシ砂を詰め、作成した。また、濁水は流入濁度 SS_{in} (ppm) が約 1500 (ppm) になるように調節して使用する。

2.3 実験方法

濁水槽に濁水を流し、砂ろ過層を通った濁水を集水槽に溜め、透過流量 ΔQ (cm^3) と流入濁度 SS_{in} (ppm) と流出濁度 SS_{out} (ppm) を測定・記録し、濁水透過時間 t (min) と累積透過流量 Q (cm^3)、透水係数 k (cm/s)、流入濁度 SS_{in} (ppm)、流出濁度 SS_{out} (ppm) との関係を求める。実験終了の条件としては、 $t > 10800$ (min) もしくは砂ろ過層の透水係数 $k < 2.0 \times 10^{-3}$ (cm/s) となるまでとする。また、実験開始から半日 (720min) 経過しても変化が無い場合も終了とする。

2.4 透水係数 k の算出方法

本研究では、砂ろ過層中の濁水流が式(1)のダルシーの法則に従う⁷⁾ものと仮定し、式(2)にて $t=t_i$ における透水係数を算出するものとする。

$$v = ki \quad (1)$$

$$k = \frac{\Delta Q}{Ai\Delta t} \quad (2)$$

ここで、断面積: A (cm^2)、動水勾配: i である。また ΔQ は式(3)に表すように、時刻 t_i から t_{i+1} ($i=1,2,\dots,i\dots n$) までに発生した透過流量である。

$$\Delta Q = Q_{t_{n+1}} - Q_{t_n} \quad (3)$$

3. 実験結果

ここでは、三種類の土壌 (石川土, 仲泊土, 泥岩) でそれぞれ行った実験結果を比較することで、土壌の違いがろ過特性に与える影響について検討する。その際、前に述べた濁水透過時間 t (min) と累積透過流量 Q (cm^3)、透水係数 k (cm/s)、流入濁度 SS_{in} (ppm)、流出濁度 SS_{out} (ppm) の関係をグラフに表わし、それぞれの挙動について考察するものとする。図3-1, 図3-2, 図3-3(1)から(3)に土壌ごとの t と Q の関係, t と k の関係, t と SS_{in} の関係, t と SS_{out} の関係を示す。

また、表3に土壌ごとの砂ろ過層における乾燥密度 ρ_d (g/cm^3) と相対密度 D_r (%) を示す。

結果、累積透過流量に関しては、二種類の赤土では、石川土よりも仲泊土の方がより多くの透過流量を流出していることがわかる。さらに、泥岩は $t=720\text{min}$ の部分で終了しているが、その後は仲泊土よりも多くの透過流量を流出することが予想される。透水係数に関しては、石川

表3 砂ろ過層部の乾燥密度と相対密度

実験土壌	砂ろ過層部の乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	砂ろ過層部の相対密度 D_r (%)
石川土	1.077	11.0
仲泊土	1.097	20.9
泥岩	1.113	28.8

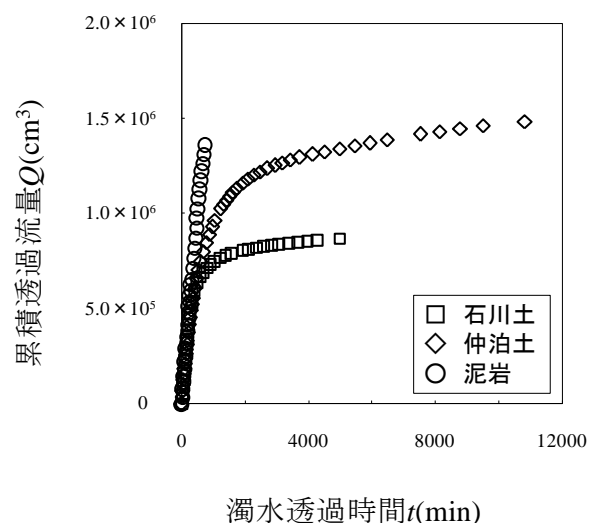


図3-1 濁水透過時間と累積透過流量の関係

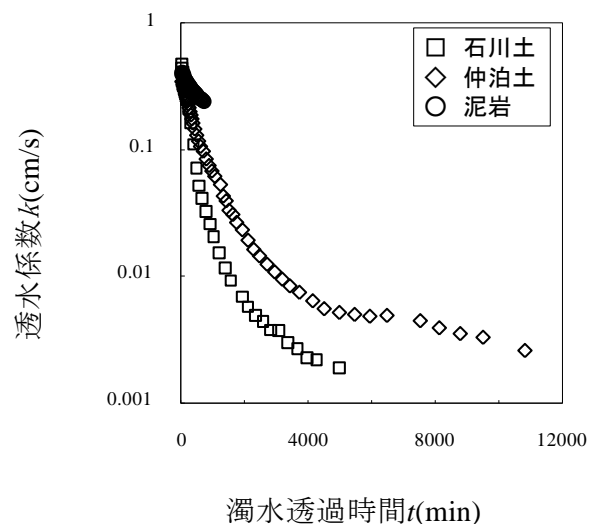


図3-2 濁水透過時間と透水係数の関係

土が最も減少速度が速く、次いで仲泊土、泥岩は予想ではあるが、最も時間がかかると考えられる。濁度に関しては、赤土では流出濁度 SS_{out} が徐々に減少しているのに対し、泥岩ではほぼ一定の値となっており、ろ過が進んでいない様子がグラフからわかる。

4. まとめ

今回、室内ろか実験装置を用いて、石川土、仲泊土の二種類の赤土および泥岩の三種類の土壌を用いて、それぞれで定水位透水試験を行い、濁水透過時間と累積透過流量の関係、濁水透過時間と透水係数の関係、また濁水透過時間と流入濁度および流出濁度の関係についてまとめた。そして、その結果を比較することで土壌の違いが砂ろ過層のろ過特性に与える影響について考察した。

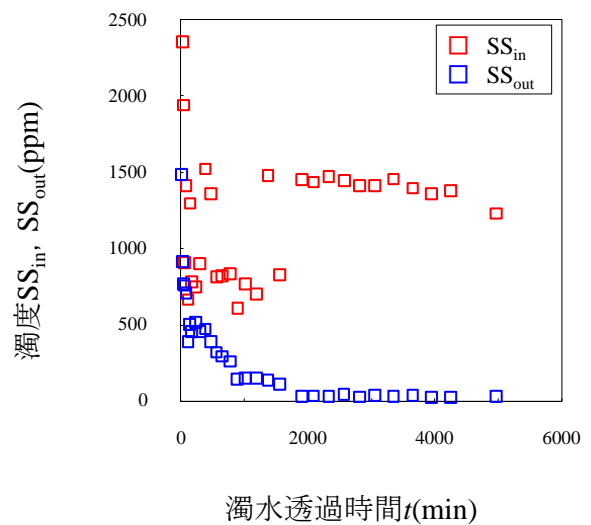
実験結果から、赤土については、異なる場所で採取した二種類のもので結果に違いがみられるため、チービシ砂を用いた砂ろ過層においては、ろ過特性に影響を与えていると考える。また、泥岩に関しては、実験開始 720 分のみの比較となるが、濁水の流出量や、透水係数の減少速度、さらに濁度の変化から、赤土よりろ過しにくい土壌であるということが考えられる。これらのことから、ろ過の仕方、つまりろ過層の目詰まりの仕方にそれぞれ違いがあるのではという考えがあるが、まだそのメカニズムに関しては明確ではない。

今後は、砂ろ過層の相対密度と濁水処理量との関係性について細かく調べていくなど、異なる土壌による濁水がろ過特性に与える影響の要因について、究明に努めていきたい。また、より多くの赤土や、他の土壌で検討することで、明確な結果が得られると考える。

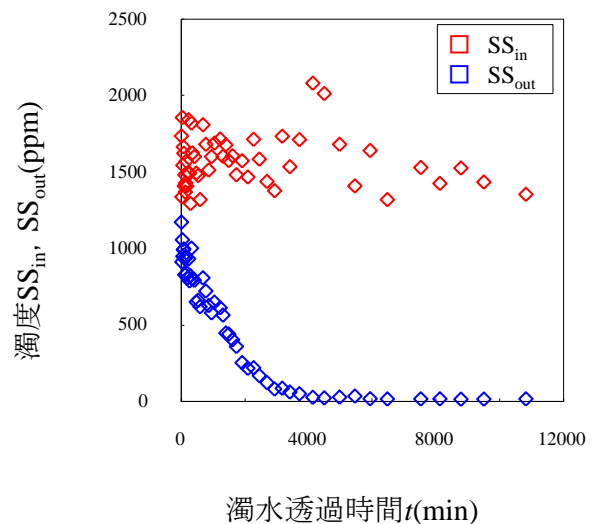
参考文献

- 1) 沖縄県総合事務局開発建設部 赤土等流出防止対策検討会：赤土等流出防止対策、2001
- 2) 沖縄県環境保全部：赤土流出防止対策の手引き、1991

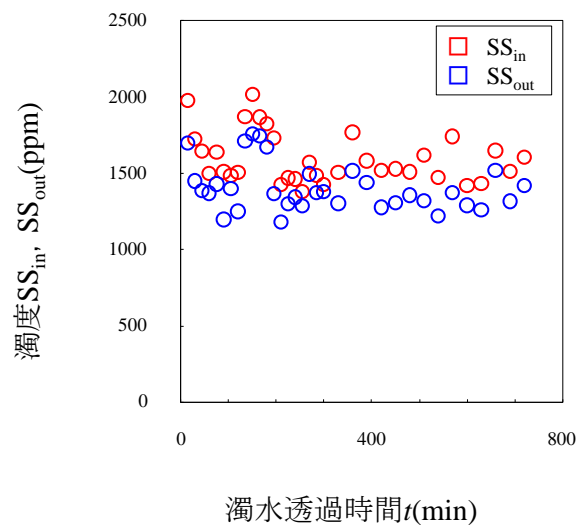
3) 野瀬晴生, 原久夫：砂ろ過層を想定した赤



(1) 石川土



(2) 仲泊土



(3) 泥岩

図 3-3 濁水透過時間と濁水の関係

土の目詰まりに関する実験・研究，第 19
回沖縄県地盤工学研究発表会，2006

- 4) 江戸孝昭，原久夫，松原仁：ろ過型沈砂池
における赤土濁水流の有限要素解析，応用
力学論文集 Vol.13，pp.211-220，2010
- 5) 松本駿輝，江戸孝昭，原久夫：赤土濁水処
理における砂ろ過層の解析手法に対する
実験的検証，平成 23 年度土木学会西部支
部研究発表会，pp475-476，2012
- 6) 小林康介，江戸孝昭，原久夫：赤土濁水を
用いた定水位透水試験結果について，第 24
回沖縄県地盤工学研究発表会，2011
- 7) 山口柏樹：土質力学（講義と演習），技術
堂出版，1969

ろ過型沈砂池における濁水槽の水位変化が砂ろ過層の透水性に与える影響について

琉球大学 学生会員 ○佐野 佑太
 琉球大学 学生会員 上里 健太
 琉球大学大学院 学生会員 松本 駿輝
 琉球大学 正会員 原 久夫

1. はじめに

沖縄県北部地方には一般に国頭まあじと呼ばれる赤褐色の変成岩風化残積土が広く分布しているが、近年この赤土等の海域への流出が大きな環境問題となっている。分布地域が傾斜地であること、侵食を受けやすい性質を持つことに加え、開発事業等による拉致面積の拡大がより一層の被害をもたらしたが、1995年に赤土等流出防止条例が施工されたことで、様々な対策工法が実行¹⁾²⁾³⁾され、結果、赤土等の流出量は減少している。対策法の中の濁水処理工に、施工性・経済性に優れたろ過型沈砂池があるが、この対策工法にも、長期の使用においてはろ過層に目詰まりを起し、ろ過機能が低下する⁴⁾⁵⁾という問題点がある。とくにその処理能力の限界点が明確でないことがあげられ、改善を目的とした実験・研究⁶⁾がなされた。ろ過層の透水性が低下した状態で濁水が流入されると、沈砂池の水位が上昇しオーバーフローしてしまう恐れがあるが、上記研究では、それを考慮した沈砂池容量の設計法の提案が行われている。

しかし、近年の気候変動に伴う大雨の頻度増加や、またゲリラ豪雨等による負荷が、透水性の変化により大きな影響を与えるのではと考える。例えば、ろ過型沈砂池における濁水槽の激しい水位変化によりろ過層内部の隙間に乱れが生じる等の懸念があげられる。そこで本研究では、既往の研究には含まれない、ろ過型沈砂池における濁水槽において濁水の水位変化が砂ろ過層の透水性に及ぼす影響についての考察を目的として、実験を行うものとする。

2. 実験方法

2.1 実験概要

室内ろ過実験装置を用いて、ある時刻におい

て、濁水槽の水位を変化させる定水位透水試験

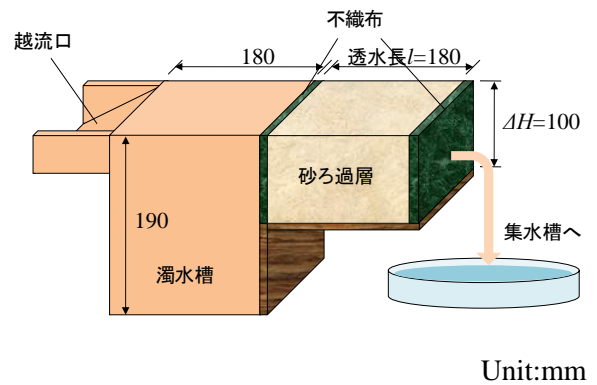


図 2-1 実験装置概略図

表 1 仲泊土の物性値

分類名	シルト(ML)
液性限界 w_L (%)	44.0
塑性限界 w_P (%)	30.5
塑性指数 I_P (%)	13.5
礫分(%)	0
砂分(%)	41.7
シルト分(%)	33
粘土(%)	25.3
土粒子の密度 ρ_d (g/cm ³)	2.69

表 2 チービシ砂の物性値

分類名	砂(S)
粗粒分(%)	27
中砂分(%)	64
細粒分(%)	7
シルト分(%)	2
土粒子の密度 ρ_d (g/cm ³)	2.67
最小密度(g/cm ³)	1.056
最大密度(g/cm ³)	1.284
透水係数 k (cm/s)	1.85×10^{-2}

を行い、濁水透過時間 t (min) と累積透過流量 Q (cm³), 透水係数 k (cm/s), 流入濁度 SS_{in} (ppm) と流出濁度 SS_{out} (ppm) の関係を求め、同装置を用いて行われた定水位透水試験結果と比較する。実験装置の砂ろ過層にはろ過型沈砂池で一般的に使用されているチービシ砂を用い、濁水は、赤土の一般分布地域である沖縄県国頭郡恩納村仲泊で採取した赤土（本研究では仲泊土と呼ぶ）を用いて、75 μm のふるいで裏ごしして作成する。表 1, 表 2 に仲泊土とチービシ砂の物性値を示す。

2.2 実験装置

図 2-1 に実験装置概略図を示す。砂ろ過層部には両側に不織布を配し、所定の寸法で作成した漏斗を使用し自由落下で密度 ρ_d (g/cm³) が 1.07 ± 0.054 (g/cm³) になるように砂ろ過層を作成した。また、赤土濁水は流入濁度 SS_{in} が約 1500 (ppm) になるように調節して使用する。

2.3 実験方法

濁水槽に濁水を流し、砂ろ過層を通った濁水を集水槽に集め、透過流量 ΔQ (cm³), 濁水槽の流入濁度 SS_{in} (ppm) と流出濁度 SS_{out} (ppm) を測定・記録し、濁水透過時間 t (min) と累積透過流量 Q (cm³), 透水係数 k (cm/s), 流入濁度 SS_{in} (ppm) と流出濁度 SS_{out} (ppm) の関係を求める。その際、 $t=300, 1155, 4215, 9510$ (min) で濁水の流入を中止し、強制的に濁水槽の水位を変化させる。濁水の流入を中止し、再び流入を開始するまでの時間 t_s (min) は、水位が濁水槽最上部から砂ろ過層底部の高さまで下降した時間の 3 倍

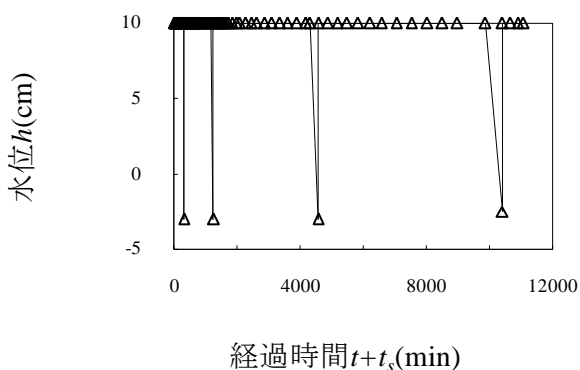


図 2-2 経過時間と水位の関係

とする。濁水の流入を中止し、再び流入を開始するまでのそれぞれの時間 t_s (min) は、 $t_{300}=15, t_{1155}=75, t_{4215}=270, t_{9510}=540$ (min) である。また、流入開始時には、水位が濁水槽最上部まで上昇している状態であるものとする。なお、本実験では、 t_s (min) は濁水透過時間 t (min) には含まない。図 2-2 に経過時間 $t+t_s$ (min) と濁水槽の水位 h (cm) の関係を示す。また、実験終了の条件としては、 $t > 10080$ (min) もしくは砂ろ過層の透水係数 $k < 2.0 \times 10^{-3}$ (cm/s) となるまでとする。

2.4 透水係数 k の算出方法

本研究では、砂ろ過層中の濁水流が式(1)のダルシーの法則に従う⁷⁾ものと仮定し、式(2)にて $t=t_i$ における透水係数を算出するものとする。

$$v = ki \quad (1)$$

$$k = \frac{\Delta Q}{Ai \Delta t} \quad (2)$$

ここで、断面積： A (cm²), 動水勾配： i である。また ΔQ は式(3)に表すように、時刻 t_i から t_{i+1} までに発生した透過流量である。

$$\Delta Q = Q_{t_{i+1}} - Q_{t_i} \quad (3)$$

3. 実験結果

仲泊土にて室内ろ過実験装置を用いて行った定水位透水試験、そして室内ろ過実験装置の濁水槽の水位を変化させて行った定水位透水試験の結果を比較することで、濁水槽の水位変化がろ過層の透水性に与える影響についてまとめる。その際、前に述べた濁水透過時間 t (min) と累積透過流量 Q (cm³), 透水係数 k (cm/s), 濁水層の流入濁度 SS_{in} (ppm), 流出濁度 SS_{out} (ppm) の関係のグラフを表し、それぞれの挙動について調べた。図 3-1, 図 3-2, 図 3-3(1), (2) にそれぞれ、 t と Q の関係, t と k の関係, t と SS_{in} , SS_{out} の関係を示す。

結果、図 3-1, 図 3-2, 図 3-3(2) より、濁水の流入を中止し再び流入を開始してすぐの $t=315, 1215, 4515, 9750$ (min) で、累積透過流量 Q (cm³), 透水係数 k (cm/s), ろ過後のろ過水の濁

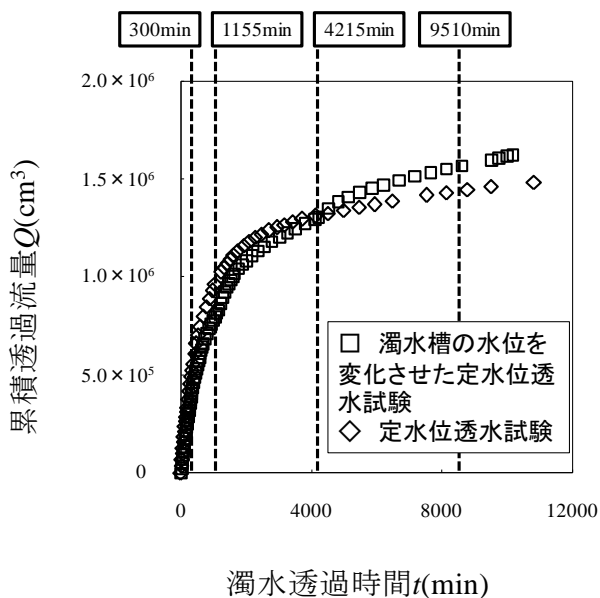


図 3-1 濁水透過時間と累積透過流量の関係

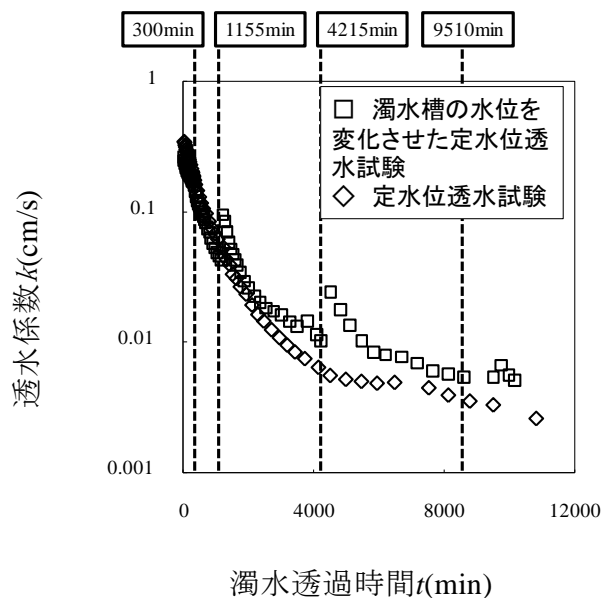
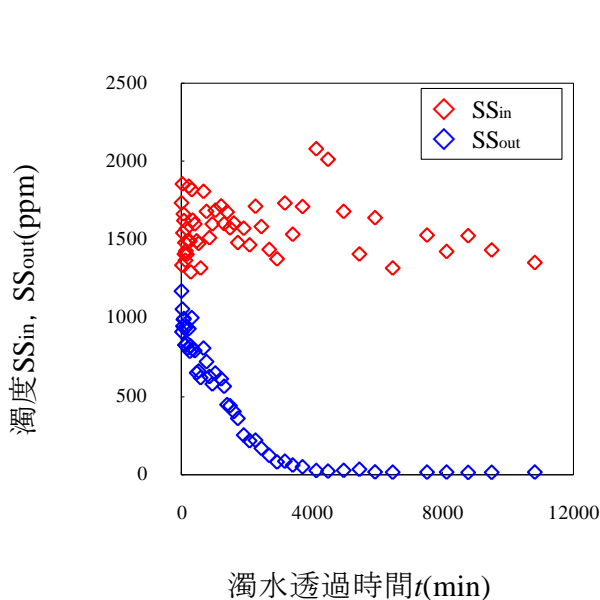
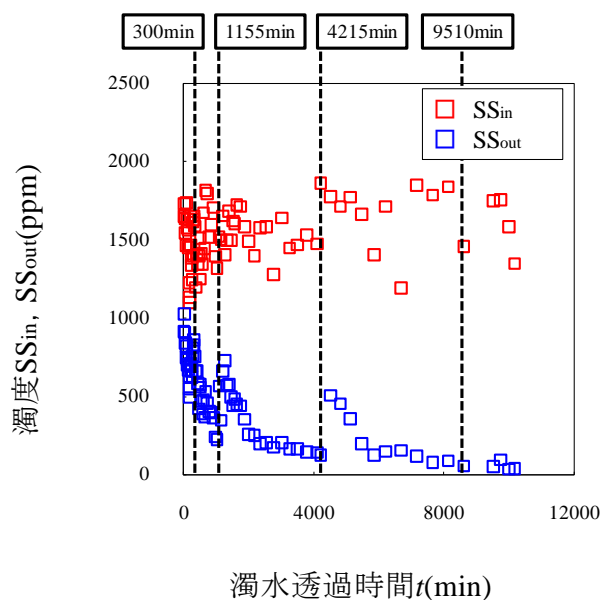


図 3-2 濁水透過時間と透水係数の関係



(1) 定水位透水試験



(2) 濁水槽の水位を変化させた定水位透水試験

図 3-3 濁水透過時間と濁度の関係

度 SS_{out} (ppm)の値が上昇しているのが分かる。このことより、濁水槽の水位を変化させることが砂ろ過層内の透水性に影響を与えていると考える。これは、濁水の流入を中止し再び流入を開始した直後、濁水槽の濁水が一気にろ過層に流れ込むため、ろ過層内に溜まっていた赤土が押し出され新たな水道を作っているのではないかと考える。しかし $t=9750$ (min)では、累積透過流量 Q (cm^3), 透水係数 k (cm/s), ろ過後のろ過水の濁度 SS_{out} (ppm)の値があまり上昇していない。これは砂ろ過層内での目詰まりが大

きく進行していて、濁水槽の水位変化によるろ過層内の間隙の乱れが小さくなっているからではないかと考える。

4. まとめ

本研究では、近年頻度増加が顕著にみられるゲリラ豪雨等による、ろ過型沈砂池における濁水槽の水位変化が砂ろ過層部に及ぼす影響について考察するために、仲泊土を用いて、室内ろ過実験装置による定水位透水試験を行い、さらにその結果を、室内ろ過実験装置の濁水槽の

水位を変化させる定水位透水試験の実験結果と比較することで検証するものとした。実験結果としては、濁水透過時間と累積透過流量、透水係数、濁度との関係をグラフにまとめた。

結果、強制的に室内ろ過実験装置の濁水槽の濁水の流入を中止し再び流入を開始してすぐの $t=315,1215,4515,9750$ (min) に、濁水透過時間と累積透過流量、透水係数、濁度との関係において変化が見られたことから、水位が上昇、または下降することが砂ろ過層に影響を与えていることが確認できた。

今後は、上記現象の原因の要因について明らかにするために実験・研究を続けていき、最終的に、実験結果を生かしたろ過型沈砂池の設計方法について言及できるよう努めていきたい。

参考文献

- 1) 沖縄県土木建築部：赤土流出防止対策技術指針，沖縄県土木建設部館，1997
- 2) 沖縄県総合事務局開発建設部 赤土等流出防止対策検討会：赤土等流出防止対策，2001
- 3) 沖縄県環境保全部：赤土等流出防止対策の手引き，1991
- 4) 野瀬晴生，原久夫：砂ろ過層を想定した赤土目詰まりに関する実験・研究，第19回沖縄県地盤工学研究発表会，2006
- 5) 小林康介，江戸孝昭，原久夫：赤土濁水を用いた定水位透水試験結果について，第24回沖縄県地盤工学研究発表会，2011
- 6) 原久夫：赤土流出防止を目的としたろ過型沈砂池に関する研究，土木学会論文集 No.771，pp71-79，2004
- 7) 山口柏樹：土質力学（講義と演習），技術堂出版，1969