

Kansai Geo-Symposium 2025

—地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム—

論 文 集

Proceedings of the *Kansai Geo-Symposium 2025*

令和 7 年 11 月

主催	公益社団法人 地盤工学会 関西支部
	地下水地盤環境に関する研究協議会
協賛	公益社団法人 土木学会 関西支部
	公益社団法人 日本材料学会 関西支部
	公益社団法人 日本地すべり学会 関西支部
	一般社団法人 日本建築学会 近畿支部
	公益社団法人 日本地下水学会
	一般社団法人 日本応用地質学会 関西支部
	公益社団法人 日本水環境学会 関西支部
	公益社団法人 土木学会 岩盤力学委員会
	現場計測コンサルタント協会

まえがき

「*Kansai Geo-Symposium*」は、(公社)地盤工学会関西支部と地下水地盤環境に関する研究協議会が共催する地下水地盤環境・防災・計測技術に関する研究発表会であり、今年で 13 回目の開催となります。

(公社)地盤工学会関西支部と地下水地盤環境に関する研究協議会では、それぞれ「地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム(1999 年～)」と「地下水地盤環境に関するシンポジウム(1994 年～)」を同時期に開催してきましたが、2013 年より両シンポジウムを統合して、本シンポジウムを開催しています。

近年では、地震や豪雨などに起因した深刻な地盤災害が頻発しております。昨年 1 月 1 日の令和 6 年能登半島地震では、石川県輪島市および志賀町において震度 7 を観測し、北陸地方を中心として広範囲にわたり土砂災害や液状化現象が発生しました。また、同年 9 月 20 から 22 日には石川県能登地方を中心として記録的な大雨が観測され、地震による土砂災害箇所が大雨によって拡大するといった複合的な災害が発生したことも記憶に新しいところです。このように、地震や豪雨に起因した地盤災害が甚大化している昨今、本シンポジウムのサブ・タイトルにもなっている「防災」および「計測技術」に関する研究・開発は、地盤工学分野と他分野とが協同しながら、技術者・研究者が英知を結集し、率先して取り組むべき喫緊の課題であると言えます。一方、地下水の利用や地下水に関する課題等は、一般的に地域性が極めて高いとされ、地域ごとに各機関が連携して、健全な水循環の保全のための取り組みを推進することが求められています。地下水の有効利用の在り方を考えるとき、分野の枠組みを超えた地盤工学に関する様々な知見は欠かすことができません。

「*Kansai Geo-Symposium 2025*」では、地盤工学とその関連分野である地下水地盤環境・防災・計測技術などの多岐にわたる分野の最新の技術・研究に関して 42 件の発表が行われます。本シンポジウムは、2020 年度から 2023 年度までは新型コロナウイルスの感染拡大の影響を受け、開催形式や構成などを変更して実施してきましたが、今年度は昨年度に引き続き、懇親会を含む従来通りの対面形式で開催いたします。また、今年度は参加者の技術交流をより一層深めるために、昨年度までの技術紹介、技術展示、ポスターセッションのコアタイム、コーヒープレイクを統合した「技術交流セッション」を実施いたします。本シンポジウムを契機として、主に関西地方で活躍する多分野の技術者・研究者の交流が更に活発となり、今後の地盤工学・地下水地盤環境に関する技術と研究の発展に寄与できることを期待します。

なお、本シンポジウムの開催にあたっては、多くの官学諸団体に協賛を頂いております。ここに記して、関係各位に厚く感謝申し上げます。

令和 7 年 11 月 5 日

公益社団法人 地盤工学会関西支部

支部長 田中 利光

地下水地盤環境に関する研究協議会

座長 大島 昭彦



広告掲載団体

★レフィクシア株式会社

★計測テクノ株式会社

・株式会社地域地盤環境研究所

・ハイテック株式会社

★株式会社共和電業

・株式会社東京測器研究所

・総合計測株式会社

・坂田電機株式会社

・現場計測コンサルタント協会

★技術展示 出展団体（予定）



LRTK

スマホが高精度な万能測量機に変身

【誰でも簡単点群取得】
標定点なしで座標取得・
出来型管理要領に準拠

スマホとLRTKで
位置情報をcm精度に!

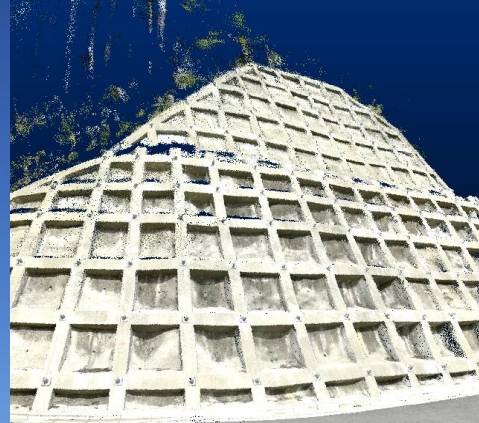


ARで“見える化”施工

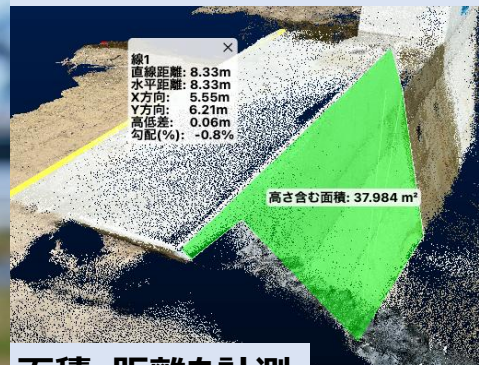
3Dモデルを現場で
AR投影・確認

施工前に図面をズレなしAR投影

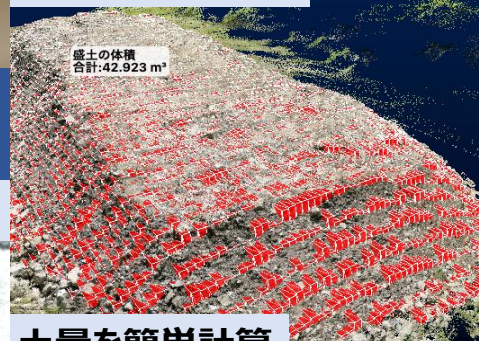
埋設管を施工完了後でも投影



法枠のエッジも綺麗に取得



面積・距離を計測



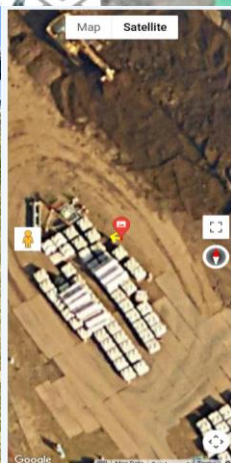
土量を簡単計算



メッシュモデルも同時生成可能

座標誘導

杭打ちや境界の座標も
簡単に誘導
位置情報と方位付き写真
を撮影して時系列表示も
可能
現地調査やインフラ維持
管理で大活躍



Lefixea Inc.
レフィクシア株式会社

TEL 03-6456-4323

<https://www.lrtk.lefixea.com/>
詳細情報、機能の説明はこちら

🔍 LRTK

Measurement Innovation

データ データ
良い結果は良い素材から。良い素材は良いシステムから。

会社概要

About us

当社は「良いデータ(計測値)ではなく、正しいデータ(計測値)を提供する」という理念のもと「現場計測」のシステムエンジニアリングをサービスする会社です。

計測の計画、計測機器の設置、計測業務、整理及び解析業務、計測機器の保守管理、計測機器の販売・リース、現場での長期に至る計測業務から鉄道や高速道路、ビルなどの重要な構造物の計測等、あらゆる分野の計測業務を行っております。

since1969



計測テクノ株式会社
KEISOKU TECHNO CO.LTD

〒550-0015 大阪市西区南堀江1丁目2番6号

TEL:06-6534-6015

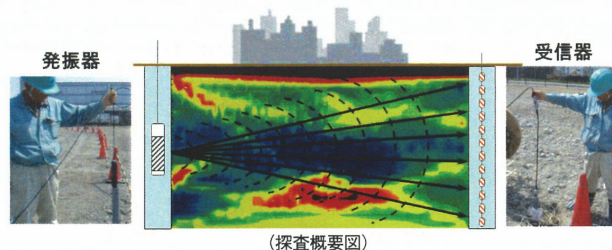
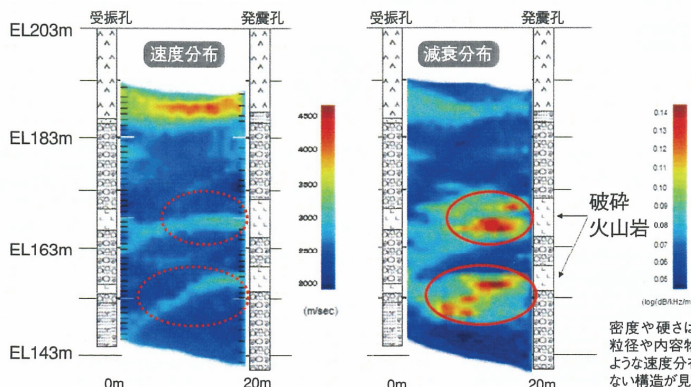
サービス一覧

軌道変状計測	近接施工計測	土留壁変状計測	ケーソン沈設計測	NATMトンネル計測
シールドトンネル計測	アンダーピーニング計測	地すべり観測	環境計測	実験計測
システム・ソフト開発			その他計測	

GRI は、地盤を友とする
調査・解析・計測等を集約した技術集団です。

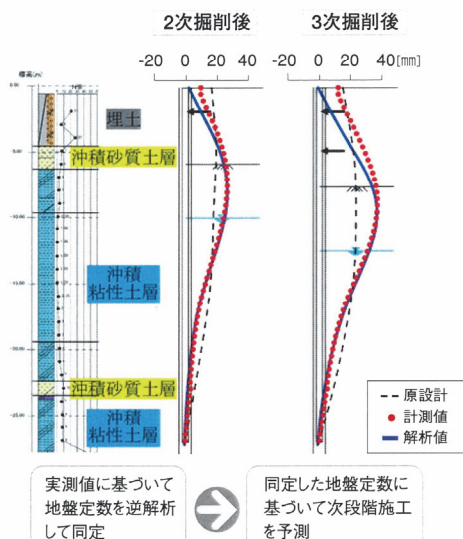
GRI
地盤研究所

音響トモグラフィ探査 (JFEシビルと技術提携)

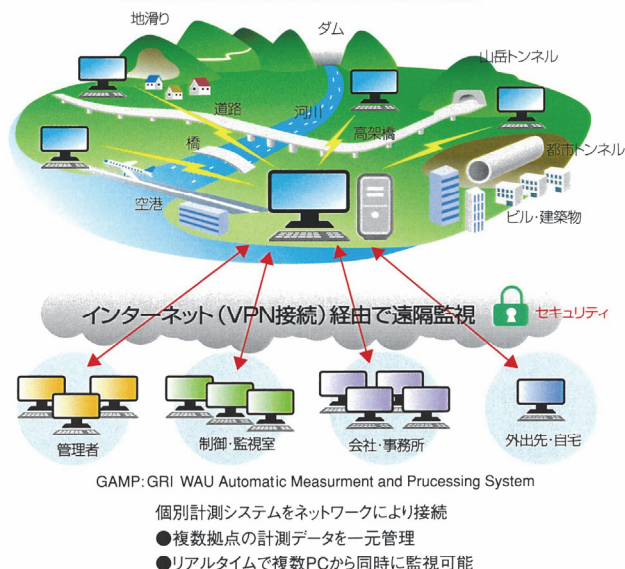


音響トモグラフィ探査では、速度分布と減衰率分布によって地盤を評価。高分解能による精度の高い評価だけでなく、地盤の固さ、粒径の違いや空洞・亀裂の存在等、それぞれの異なる側面から得られる情報をもとに、より詳細な地盤評価を実施。

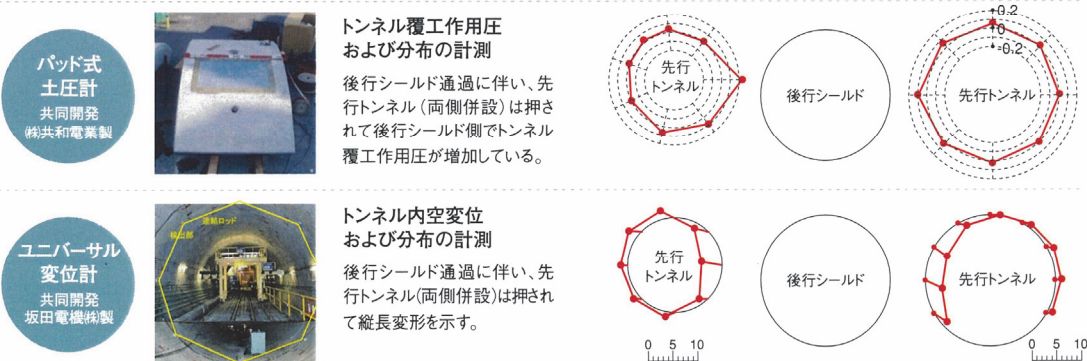
計測事例 1 土留め壁の水平変位



計測管理システム (GAMP)

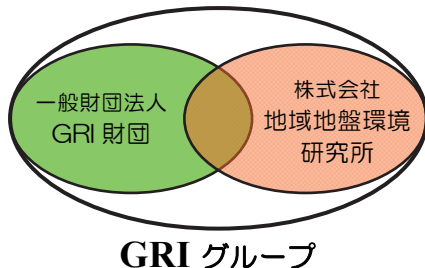


計測事例 2 計測機器の開発 (両側併設トンネル施工による既設トンネルの断面変形と覆工作用圧)



株式会社 地域 地盤 環境 研究所
(Geo-Research Institute)

本 社 〒540-0008 大阪府中央区大手前 2 丁目 1 番 2 号
国民會館大阪城ビル 4F
TEL 06-6943-9705 FAX 06-6943-9709
東京事務所 〒113-0034 東京都文京区湯島 1-8-4 山川ビル 2F
名古屋事務所 〒464-0856 名古屋市中区千種 吹上 1-1-8 SOPHIA IZUMI 706号





ハイテック株式会社は地盤調査のhome doctorとして『地域社会に貢献します』



Human beings together with
Nature Land, water & Planet Consulting

ハイテック株式会社

〒532-0003 大阪市淀川区宮原2丁目13-12 URL : <https://www.hitec-homedoctor.co.jp/>
TEL : 06-6396-7571 FAX : 06-6396-7572 MAIL : info@hitec-homedoctor.co.jp

社会インフラの監視・維持管理を容易に

長距離無線ユニット SRLS-100シリーズ

- LoRa方式採用で、より遠くに安定した無線通信（一定条件下で通信距離20kmの実績あり）
- 受信機1台につき、2チャンネル対応の送信機を最大10台、計20チャンネルの構築が可能
- 「ひずみゲージ式変換器・測温機能付き変換器」「電圧」に対応した2種の送信機を用意
- 中継器を挟むことで長距離または遮蔽物をかわした測定を実現
- 専用リチウム電池で約1年の連続測定（測定間隔 1時間の場合）が可能
- トンネル・河川・傾斜地など現場での水位・傾斜・変位・アンカー荷重測定に最適（トンネル 延長423m 幅6.5m の両端で通信の実績あり）
- 遠隔監視、警報メール、データロガー等との併用も可能（オプション）



送信機（ひずみ・電圧）



中継機

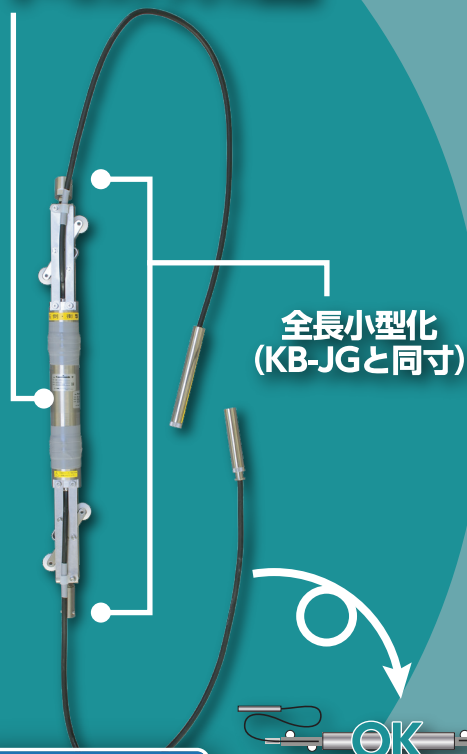


受信機

構成例



耐食性に優れた
オールステンレス鋼製



全長小型化
(KB-JGと同等)

地盤や構造物の深度毎の 水平変位を自動計測する傾斜計



TML-NET対応

ネットワーク対応型多段式傾斜計

IM-10UA/BA

- 1本のケーブルで多数のセンサをカスケード接続
- 細径の新ガイド管 (IM-GP: $\phi 50.5$) を採用
- 高分解能、従来品 (NKB-10) と比較
(容量 10° : 分解能 $0.005^\circ \rightarrow 0.001^\circ$)
- 温度センサを内蔵し、深度毎の温度測定が可能 (オプション)
- 従来のガイド管 ($\phi 56$) への対応も可能 (オプション)
- 旧モデルNKBとの混在が可能

より扱いやすく！

高分解能

省配線

施工性

の向上

運輸時の制約を解消
(横置き運搬可能)

国土交通省
新技術情報提供システム

NETIS

登録番号 KK-250046-A

What's TML-NET

ネットワーク型計測システムTML-NETは2線式のネットワークラインにて計測の制御およびデータ転送を可能にし、電源供給も行います。デジタル伝送で耐ノイズ性が高くケーブル延長の感度低下が無く、絶縁低下の影響を受けないので、長期間安定した計測が可能です。

様々な現場計測に対応するデータロガー



TML-NET対応

PORTABLE DATA LOGGER

TS-360

- 外部接続最大1000点まで
- LANインターフェース・
TML-NETインターフェース標準搭載
- スイッチボックス接続
- バッテリ駆動対応



橋梁



法面・山間部



舗装



トンネル

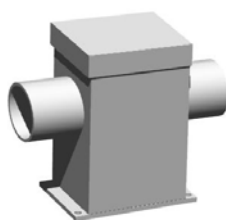


株式会社東京測器研究所

大阪営業所
〒550-0011 大阪府大阪市西区阿波座1-13-13
西本町中央ビル7F
TEL(06)6533-6111 FAX (06)6533-6112
e-mail : osaka@tml.jp

近接覚効果器センサによる 温度補正無用の計測器

開水路式鉛直変位計



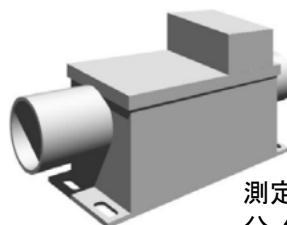
測定範囲：16mm
分解能：0.1mm

全方位傾斜計

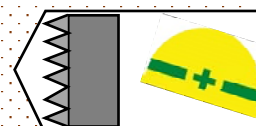
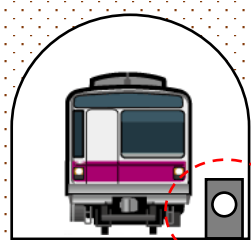


測定範囲：±1°
分解能：2秒

開水路式鉛直水平変位計



測定範囲：16mm
分解能：0.1mm



総合計測株式会社

本 社

〒564-0036大阪府吹田市寿町2-26-5
TEL (06) 6381-1221 FAX (06) 6381-5021

名古屋事業所

〒453-0014愛知県名古屋市中村区則武1-9-9-45
TEL (052) 459-3057 FAX (052) 459-3058

東京事業所

〒144-0052東京都大田区蒲田5-50-10
TEL (03) 5711-7181 FAX (03) 5711-0871



IoT傾斜計【～クラウド型傾斜計～】

概要

本器は、道路や鉄道の橋りょう等の傾斜を監視する装置です。
差動トランス型傾斜計を採用し、二方向の傾斜を高精度で安定して計測できます。

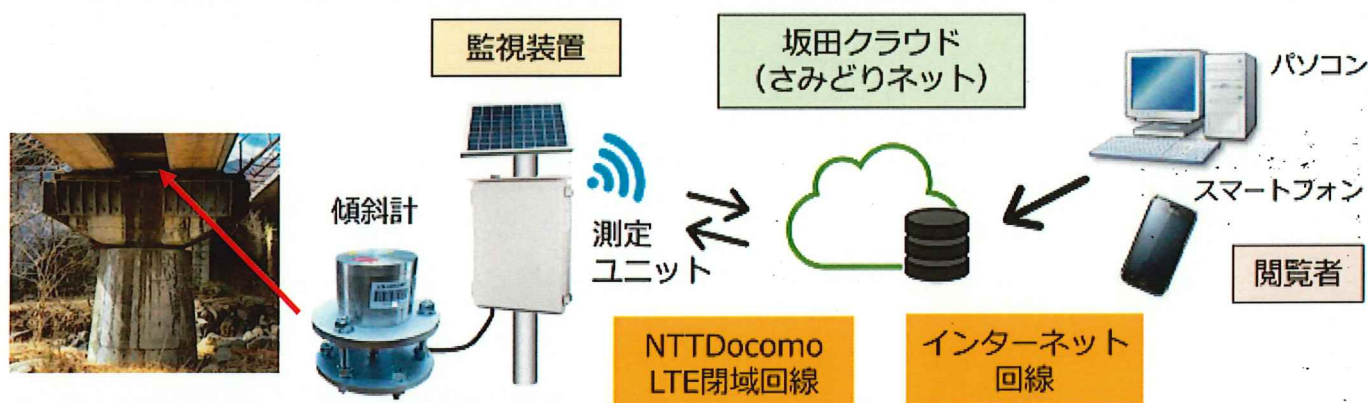
観測データは、NTTdocomoのLTE回線を使用したセキュリティの高い閉域網を経由してクラウドサーバ(さみどりネット)に集約され、インターネットを介して遠隔で閲覧・管理することが可能です。



○特長

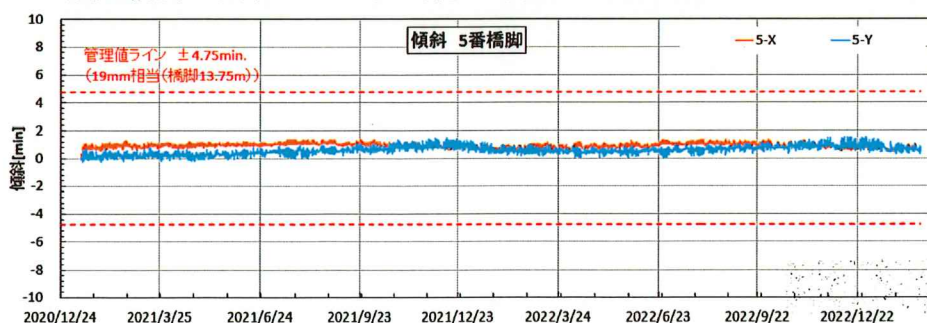
- ・ 差動トランス方式傾斜計は、温度、ノイズ、絶縁低下に強く、**耐環境性の強い**センサです。
- ・ 傾斜計のサイズは、約Φ85×H83.5mmと小型で、設置が容易です。
- ・ 緊急(管理値超過)時、測定頻度(通常 1 時間)が自動で高頻度(10分間隔)に変更されます。

システム構成



データ

鉄道橋脚 計測データ例 (約 2 年分) 実証試験データ2020年12月～2022年12月末迄



管理値超過で
メール通報を実施

お問合せ



坂田電機株式会社
営業部

住所 〒202-0022 東京都西東京市柳沢2-17-20

TEL 042-464-3711

FAX 042-464-3773

Mail eigyou@sakatadenki.co.jp

WEB www.sakatadenki.co.jp



協会案内



現場計測コンサルタント協会

協会の概要

■ 目的

本協会は、建設技術分野における現場計測工法の進歩改善を目指し、計測技術の向上と計測工法の技術開発を行い、もって社会に貢献するとともに、業界の社会的地位を向上させ、併せて会員相互の研鑽を計ることを目的としています。

■ 協会会員

(株)共和電業
計測テクノ(株)
坂田電機(株)
総合計測(株)
(株)計測技術システム
(株)リンク
エース・テック(株)

(株)地域地盤環境研究所
(株)東京測器研究所
(株)東横エルメス
ハイテック(株)
(株)オリオン計測

<http://www.genba-keisoku.net>

■ 事務局

株式会社 共和電業 TEL: 06-6315-0976 FAX: 06-6315-1949

目 次

注：査読有の原稿は【論文】査読無の原稿は【報告】としております。

頁

基調講演

- 月面基地建設への挑戦～地盤工学が切り拓く宇宙開発～…………… 1
小林 泰三（立命館大学理工学部 教授）

セッション1 テーマ：地下水浸透・地域性

- 1-1 【報告】ボーリングデータベースを用いた芥川、安威川下流域の
表層地質の地形・地質発達史的検討…………… 7
○水谷光太郎（（一財）G R I 財団）
伊藤 浩子（（一財）G R I 財団）
北田奈緒子（（一財）G R I 財団）
肥後 陽介（京都大学）
- 1-2 【報告】ボーリングデータベースの可視化とクラスター解析の
組み合わせによる地域特性の検討…………… 11
○井上 直人（（一財）G R I 財団）
- 1-3 【論文】機械学習を用いた地下ダムの貯水量予測モデルにおける
気象・水質因子の影響評価…………… 15
○井上 峻（神戸大学大学院）
鈴木麻里子（神戸大学大学院）
井上 一哉（神戸大学大学院）
- 1-4 【論文】降雨波形および土壌特性と浸透率の関係に関する研究…………… 21
○齋藤 雅彦（神戸大学大学院）
- 1-5 【論文】扇状地水田に特有な土層構造における湛水の浸透特性…………… 27
神谷 浩二（岐阜大学）
Le Minh Thanh（岐阜大学）
○岡崎 友哉（岐阜大学）
小島 悠揮（岐阜大学）

セッション2 テーマ：防災・減災対策①

- 2-1 【論文】令和6年能登半島地震後の高岡城石垣の変状分析…………… 32

	○原 幸平 (関西大学)	
	小山 倫史 (関西大学)	
	田上 和彦 (高岡市教育委員会)	
	佐伯 貴之 (高岡市教育委員会)	
2-2	【論文】能登半島地震時にみられた液状化被害について (福井県北部～石川県西部) …	36
	○北田奈緒子 ((一財) G R I 財団)	
	水谷光太郎 ((一財) G R I 財団)	
	塚本 峻一 ((株) アジア航測)	
	鷲見 浩司 (八千代エンジニアリング(株))	
2-3	【論文】既設道路盛土における浸透水排除工による水位低下効果の解析的検討 ……	42
	○富永 健介 (大阪大学大学院)	
	糸賀 悠 (大阪大学大学院)	
	中村 大樹 (西日本高速道路(株))	
	濱本佳那子 (NEXCO 西日本コンサルタンツ(株))	
	緒方 奨 (大阪大学大学院)	
	乾 徹 (大阪大学大学院)	
2-4	【論文】遠心模型実験による降雨時の斜面崩壊に関する実験的研究 ……	47
	○岡田 広久 (大阪公立大学大学院)	
	中川 太介 (大阪公立大学大学院)	
	田村 耕平 (大阪公立大学大学院)	
2-5	【報告】iRIC を用いた令和 4 年 8 月南越前町大雨の再現に関する研究 ……	53
	○寺前 海斗 (福井工業高等専門学校)	
	辻子 裕二 (福井工業高等専門学校)	
2-6	【報告】ロックボルト・ロープネット斜面安定工法による 急傾斜地への適用性に関する研究 ……	59
	○楠見 晴重 (関西大学)	
	寺岡 克己 ((株) ダイカ)	
	安井ゆりか (中電技術コンサルタント(株))	

セッション3 テーマ：防災・減災対策②，解析・予測推定手法

3-1	【論文】PLATEAU を活用したデジタルツインの自動作成 ……	63
	○高崎 汐織 ((株) アサノ大成基礎エンジニアリング)	
	牛島 崇 ((株) アサノ大成基礎エンジニアリング)	
	大石 哲 (神戸大学)	

橋 伸也 (神戸大学)
竹山 智英 (神戸大学大学院)

3-2 【論文】拘束圧依存性を導入した内部浸食モデルの提案…………… 68

○武田 宙征 (神戸大学)
田村 彩奈 (神戸大学)
高山 裕介 (神戸大学)

3-3 【報告】Physics-Informed Neural Networks による

サロゲートモデルを用いた不飽和浸透解析に関する研究 …… 73

○福永 竜世 (立命館大学)
伊藤 真一 (立命館大学)
酒匂 一成 (鹿児島大学学術研究院)

3-4 【論文】u-p 定式化に基づく二相系陰的 MPM の液状化解析への適用性…………… 77

○生頼 直樹 (京都大学大学院・中電技術コンサルタント(株))
橋本 涼太 (京都大学大学院)
肥後 陽介 (京都大学経営管理研究部)

3-5 【論文】桜島大正噴火級の噴火後の降下火砕物堆積量の分布傾向に関する一考察…………… 83

○五反田尚大 (鹿児島大学大学院)
酒匂 一成 (鹿児島大学学術研究院)
田上 聖人 (鹿児島大学学術研究院)
伊藤 真一 (立命館大学)

3-6 【報告】データ同化過程における圧密パラメータの確率分布の変化…………… 89

○小田 和広 (大阪産業大学)
今村 留衣 (大阪産業大学)

セッション4 テーマ：地下水地盤環境・地下水利用

4-1 【報告】モニタリングデータからみた大阪平野と

その周辺地域における地下水の水質汚濁状況…………… 95

○伊藤 浩子 ((一財) G R I 財団)
長濱 智子 (大阪府環境農林水産部)
川内 嘉起 (国土交通省近畿地方整備局)
水谷光太郎 ((一財) G R I 財団)
勝見 武 (京都大学)

4-2 【報告】Evaluation of fluorine diffusion parameters in

	compacted clay layer in landfill	101
	○Wen Jiaming (Kyoto University)	
	Kato Tomohiro (Kyoto University)	
	Takai Atsushi (Kyoto University)	
	Katsumi Takeshi (Kyoto University)	
4-3	【論文】金属イオンを含む盛土浸出水が下部吸着層の透水性に与える影響	107
	○余 栄光 (京都大学大学院)	
	緒方 里帆 (京都大学大学院)	
	加藤 智大 (京都大学大学院)	
	高井 敦史 (京都大学大学院)	
	勝見 武 (京都大学大学院)	
4-4	【論文】地下水採取規制区域における洪積粘土の圧密特性	113
	○前田 直也 (中央開発(株))	
	王寺 秀介 (中央開発(株))	
	原 弘典 (中央開発(株))	
	大谷 直人 (大阪市環境局)	

セッション5 テーマ：室内・現場試験，現場計測技術

5-1	【論文】圧縮指数と自然含水比との相関性の再考と宅地の圧密沈下予測方法の提案 ...	118
	大島 昭彦 (大阪公立大学)	
	○田村 匠大 (南海電気鉄道(株))	
5-2	【論文】夢洲2区(万博用地)の浚渫粘土層の PBD 打設時の油圧に基づく先端貫入抵抗の平面分布	124
	大島 昭彦 (大阪公立大学)	
	○辻 光平 (大阪市高速電気軌道(株))	
	白神新一郎 (錦城護謨(株))	
	榊原 司 (錦城護謨(株))	
	大月 一真 (五洋建設(株))	
5-3	【報告】高分解能で高速サンプリング可能な新型牽引式電気探査装置の開発	130
	○小西 千里 (応用地質(株))	
	木佐貫 寛 (応用地質(株))	
	佐藤喜一郎 (応用地質(株))	
	Oliver Kuras (British Geological Survey)	
	Philip Meldrum (British Geological Survey)	
	Mihai O. Cimpoiasu (British Geological Survey)	

5-4 【論文】コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの

鉛直継目の地震時挙動に関する実験的研究…… 135

- 藤本 哲生（大阪工業大学）
- 大越 靖広（熊谷組）
- 佐藤 英明（熊谷組）
- 尾崎 亮斗（熊谷組）
- 黒田 修一（エイト日本技術開発）
- 野谷 正明（エイト日本技術開発）
- 平松 大周（エイト日本技術開発）

5-5 【報告】破砕が進行した火山砕屑物の強度変形特性に及ぼす影響…… 140

- 出町慎一郎（京都大学大学院）
- 西村 南美（京都大学大学院）
- 加藤 智大（京都大学大学院）
- 高井 敦史（京都大学大学院）
- 勝見 武（京都大学大学院）

5-6 【論文】増し杭工法における鉄骨造ガイドによる新旧基礎の

水平力学挙動に関する遠心模型実験…… 146

- 松村 大輝（摂南大学大学院）
- 田中 雅大（五洋建設(株)）
- 寺本俊太郎（摂南大学）

**セッション6 テーマ：「データ連携による（スマート）斜面防災 DX：豪雨災害に対する
防災の対応力の強化と被害軽減に関する調査研究委員会」特別セッション**

6-1 【論文】土砂災害に対する避難計画提案のための

マルチエージェントシミュレーションに関する研究…… 150

- 光同寺太朗（神戸市立工業高等専門学校）
- 野並 賢（神戸市立工業高等専門学校）
- 松本 一真（元 神戸市立工業高等専門学校）
- 鳥居 宣之（神戸市立工業高等専門学校）

6-2 【報告】データ同化によって同定された雨水浸透モデルによる

擬似飽和体積含水率に関する数値シミュレーション… 156

- 小田 和広（大阪産業大学）

6-3 【報告】長期観測している花崗岩斜面地における土壌水分特性…… 160

- 高橋 良輔（大日本ダイヤモンドコンサルタント(株)）

岡崎 敬祐 (大日本ダイヤコンサルタント(株))

鏡原 聖史 (大日本ダイヤコンサルタント(株))

6-4 【報告】 AI を活用した斜面災害予測モデルの構築と監視技術の開発 164

中空 智輝 (京都大学)

○安原 英明 (京都大学)

6-5 【報告】 ある流域における斜面災害リスク評価のためのモニタリング事例 169

○笠原 拓造 (国際航業(株))

藤本 将光 (立命館大学)

鏡原 聖史 (大日本ダイヤコンサルタント(株))

大西 剛史 ((株)シアテック)

金村 和生 (中央復建コンサルタンツ(株))

鳥居 宣之 (神戸市立工業高等専門学校)

6-6 【論文】 京丹波町における土砂災害の早期警戒・避難啓発のための

防災番組による情報発信の分析 175

○黒田さくら (関西大学大学院)

小山 倫史 (関西大学大学院)

近藤 誠司 (関西大学大学院)

西村 公貴 (京丹波町)

6-7 【報告】 浅い基礎構造を対象としたトポロジー最適化の計算および実験例 181

山本 瞭太 (元関西大学)

松岡 勇樹 (京都大学大学院)

○竹田 光希 (関西大学)

Tanawat Tangjarusritatorn (Chulalongkorn University)

宮崎 祐輔 (関西大学)

ポスターセッション

P-1 【論文】 液状化地盤における複数隣接建物の不同沈下挙動に関する数値解析的検討 ... 187

○國澤 瑞樹 (関西大学大学院)

丸岡 俊哉 (関西大学・現：大阪府南部流域下水道事務所)

飛田 哲男 (関西大学)

P-2 【論文】 2 自由度系でモデル化した盛土の円弧すべり過程の振動エネルギー伝達特性・ 193

○山下 典彦 (大阪産業大学)

宮脇幸治郎 (大阪府立工業高等専門学校)

- P-3 【報告】設置条件の違いが網状鉄筋挿入工の水平耐荷性能に与える影響に関する一考察 199
○原田 紹臣 (立命館大学)
佐藤 登 (ヒロセ補強土(株))
小西 成治 (ヒロセ補強土(株))
藤本 将光 (立命館大学)
- P-4 【報告】Quality control report of bentonite mixed soil using 3σ method
for 10 waste final disposal sites, approximately 240,000 m² ... 205
○Toru Inui (Osaka University)
Katsumi Mizuno (Osaka Bentonite CBA)
Yoshinori Iwasaki (GRI)
Jun Harada (GIA Study Group for SECURE)
Kazuto Endo (Nies)
Masashi Kamon (RIEG)
- P-5 【報告】携帯型ミニディスクインフィルトロメータの計測データを用いた
水分特性曲線に関するパラメータの事後分布推定 ... 211
○藤本 雄大 (立命館大学)
上西 那智 (立命館大学)
伊藤 真一 (立命館大学)
- P-6 【報告】地形情報と深層学習を用いた土砂移動分布抽出の試み
～令和6年能登半島地震の事例～ ... 215
○小倉畑 亘 (八千代エンジニアリング(株))
- P-7 【報告】埋め立て開始19年間(2002年～2022年)、旭川市廃棄物最終処分場内
遮水構造の安定性把握を目的した36台の計測装置による検証結果 ... 221
○水野 克己 (大阪ベントナイト事業(協組))
乾 徹 (大阪大学)
原田 純 ((一社)ジオシンセティック変形抑制工法研究会)
大嶺 聖 (長崎大学)
遠藤 和人 (国立環境研究所)
勝見 武 (京都大学)
嘉門 雅史 ((一社)環境地盤工学研究所)
- P-8 【報告】層状粘土鉱物37点試料を用いた、アンドレアゼンピペット法による
3粒径区分とコンシステンシー特性との関係性評価 ... 227
○地下まゆみ (大阪大谷大学)
水野 克己 (大阪ベントナイト事業(協組))

乾 徹 (大阪大学)
大嶺 聖 (長崎大学)
原田 純 ((一社) ジオシンセティックス変形抑制工法研究会)
遠藤 和人 (国立環境研究所)
岩崎 好規 ((一財)GRI 財団)
嘉門 雅史 ((一社)環境地盤工学研究所)

基調講演

月面基地建設への挑戦 ～地盤工学が切り拓く宇宙開発～

立命館大学理工学部 教授
(立命館大学 宇宙地球探査研究センター)
小林 泰三

月面基地建設への挑戦 ～地盤工学が切り拓く宇宙開発～

小林泰三¹¹ 立命館大学 理工学部（立命館大学 宇宙地球探査研究センター）

1. はじめに

近年、米国 NASA のアルテミス計画¹⁾をはじめ、日本、欧州、中国、インドなど多くの国で、月を目指す動きが活発化している。これまでの月探査は、月の起源と進化を探る科学探査を主な目的としてきたが、近年はそれに加え、月を人類の新たなフロンティアと位置づけ、月を開発・利用しようとする議論が本格化している。漫画や SF で語られてきた月面基地建設が現実味を帯びてきており、地盤工学をはじめとする建設分野の貢献が期待されるようになった。

本稿ではまず、月面基地建設を実現するための課題を概観するとともに、地盤工学の果たす役割を整理する。続いて、筆者らが取り組んできた月レゴリスの力学特性や低重力下での地盤挙動に関する研究事例、さらに現在開発中の月面地盤調査システムを紹介し、将来の「月面地盤工学」の体系化に向けた展望を示す。

2. 月面環境と基地建設の課題

月の環境は、表-1 に示すように、地上とは様々な点で大きく異なり、月面基地建設の実現には多くの課題を克服する必要がある。重力は地球の 1/6 であり、構造物の重量が軽くなるため材料強度や部材の断面を小さくできる一方、自重を利用する建設機械の作業は安定性が損なわれる可能性がある。支持力や土圧、斜面安定性など、地盤挙動に及ぼす影響も大きいと考えられる。

また、月には大気が殆ど存在せず、高い真空状態にある。人間が滞在・居住するためには、気密・耐圧構造に加え、直接降り注ぐ微小天体や宇宙放射線・太陽風からの防護が必要となる。真空中では空気による放熱が起こらないため、発熱する機器には熱対策も必須である。さらに、水や潤滑油などは蒸発し、樹脂、ゴム、塗料、接着剤といった有機材料からは揮発性成分の放出が生じ、光学・電子機器の汚染や機能低下を招く可能性があるため、使用できる材料も制限される。

温度環境も地上とは大きく異なり、赤道付近では-170～120℃の大幅な温度変動があり、極域では-40～-60℃の低温が続く。加えて、昼と夜が約 14 日間ずつ続くため、夜間の電力確保や断熱・保温も大きな課題となる。さらに、規模は小さいが頻繁に地震（月震）が発生するため、構造物によっては耐震性が求められるケースも想定される。

そもそも、建設資材や建設機械を地球から輸送するには莫大なコストがかかるため、月面資源の利用（地産地消技術）や軽量化、自動・自律施工技術の開発が不可欠となり、月面基地建設のハードルを高めている。

表-1 月面環境と基地建設のための課題

項目	月面環境	基地建設のための課題
重力	地球の 1/6	構造物・建設機械の設計・運用、支持力・土圧・斜面安定性
高真空	$10^{-10} \sim 10^{-7}$ Pa	気密性・耐圧性の確保、与圧機構の実現、放熱対策、潤滑機構対策
隕石	微小天体の直撃	遮蔽・防護対策
放射線	宇宙放射線・太陽風	遮蔽・防護対策
温度	-170～12℃	耐熱・断熱対策
周期	自転・公転周期：27.3 日	安定した電力確保、越夜、裏面では通信手段の考慮
地震	頻度は高いが規模は小さい	構造物の設置場所や要求性能によっては耐震性の確保
地形・土質	海と高地で異なる地形・地質	建設場所における詳しい調査

3. 地盤工学の果たす役割

月の表面は、「レゴリス」と呼ばれる土質力学的に未解明な土が厚く堆積していることが知られている。加えて地質、地形にも多くの不確実性（地質・地盤リスク）が残されており、探査・基地建設は、“実際に行ってやってみないと分からない”という状況にある。この状況から脱却し、探査や基地建設のリスクを低減するためには、レゴリスに関する土質力学・地盤工学的な検討が不可欠となる。

地盤工学が果たす役割は、表-2 に示すように広範に及ぶ。基地建設の前段階である無人探査の段階においては、探査機の着陸、探査ローバの走行など、レゴリスとの接触を伴う活動が多く見込まれる。レゴリスと探査機の相互作用（テラ

Toward Lunar Base Construction: Geotechnical Engineering for Space Exploration and Development

Taizo Kobayashi¹ (¹Ritsumeikan University)

KEY WORDS: Lunar regolith, Lunar base construction, Low gravity, In-situ soil investigation,

表-2 月面開発における地盤工学の役割・貢献

探査フェーズ	レゴリス関連オペレーション	具体的な貢献内容（地盤工学的検討が必要となる技術項目）
探査機の 開発・運用	着陸機の着陸	着陸地点のリスク評価，着陸時の沈下量予測，着陸脚の設計など
	無人ローバ・有人圧ローバ による移動	走行性予測，走行シミュレーション， 走行システムや走行制御法の提案，走行経路計画など
科学探査	観測機器の設置， レゴリス採取	科学観測機器（天文台，熱流量計，地震計など）の設置・埋設方法 の提案，レゴリス採取技術の提案，作業の実現性評価など
インフラ構築	土木建設工事のための 設計・施工・運用	建設候補地の選定，構造物配置，道路のルート選定・計画， 月面土工の設計，建設機械・資源開発機械の設計・施工計画， 隕石・放射線からの遮蔽・防護対策工の提案など

メカニクスと呼ばれている）が予測できないと，運用はもちろん，探査機の設計ができない。科学探査では，観測機器の設置（貫入や埋設含む）やレゴリス採取といったニーズがあるが，それを実現する技術提案や実現性の評価にも土質力学の知見が欠かせない。さらに，基地建設の段階に進めば，建設候補地の選定，構造物の配置計画，道路ルートの検討といった概略設計から，土工構造物の詳細設計に至るまで，あらゆる設計・計画過程において地盤工学に基づく検討が必須となる。加えて，建設機械の自重反力が得られない環境での施工法や，水が用いられない状況でのレゴリスの締固め方法など，施工技術や建設機械に関わる課題解決にも地盤工学の知見が求められる。

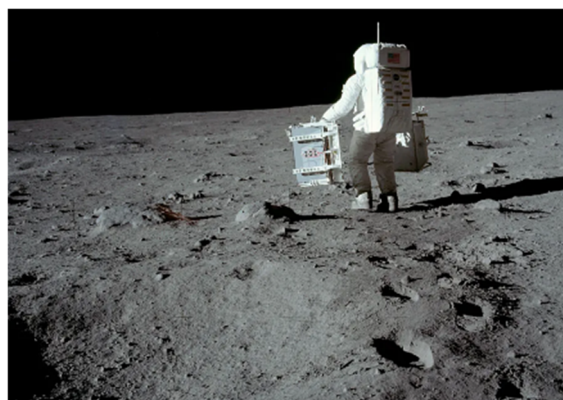
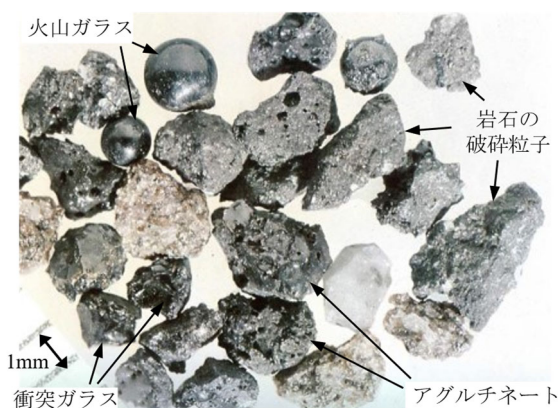
なお，JAXA が公開している日本の国際宇宙探査シナリオ（案）2021 年版²⁾においては，月面で取得すべきデータ（全 11 項目）のひとつとして「レゴリス土質特性」が挙げられている。また，近日公開予定の同シナリオ改訂版³⁾においても，地盤沈下／支持力，振動耐性，建設用地の層構造評価，地盤強度／傾斜／安定性評価，構造基礎設計などの地盤工学に関連する調査・検討の必要性が盛り込まれる予定である。

このように，宇宙探査分野において地盤工学への期待が高まりつつある一方で，レゴリスの土質特性は十分に解明されておらず，さらに，レゴリス挙動をいかにモデリングするのかといった理論体系や，どこまでの荷重や変形を許容するのかといった設計論も確立されていないのが現状である。中長期の月面探査・開発を着実に推進していくためには，宇宙ロボットや惑星地質学などの専門家とも連携しながら，月面に特化した「月面地盤工学」の体系化が急務となっている。

4. 月レゴリス

月面は，数十億年にわたる微小天体の衝突や，昼夜の温度差による熱疲労によって砕けた細かい砂（レゴリス）や岩石の層に覆われている（図-1⁴⁾）。月レゴリスの平均粒径は数十 μm と細かく，その堆積厚さは深いところでは 20～30m にも及ぶと言われている。アポロ計画で地球に持ち帰られた月サンプルの分析⁵⁾により，粒度や粒子形状，土粒子密度などの基本的な物理特性，鉱物の化学組成などが明らかにされている。月面は風や水による粒子の移動がないため摩耗が起こらず，土粒子は不定形でいびつな形状を呈している（図-2⁶⁾）。また，破碎された粒子の他，溶融してガラス化した粒子や，複数の粒子が溶融結合したアグルチネートと呼ばれる粒子も含まれている。なお，アポロ時代には，リターンサンプルの分析だけでなく，月面でコーン貫入試験などの原位置試験も行われたが，レゴリスの変形・強度特性は推定に留まっているのが現状である。

月・惑星探査の研究は，レゴリスの物理的・化学的特性を人工的に再現した模擬土（シミュラントと呼ばれている）を使って行われることが多い。ただし，上述した生成過程や土粒子形状までを忠実に再現することは難しく，特にシミュラントを用いて力学挙動に関する試験・実験を行う場合は，得られる結果の解釈には注意を要する。著者らは，シミュラントの妥当性を検証するとともに，レゴリスの強度特性を直接把握するために，アポロ計画で採取された実際の月レゴリス試料を用いて三軸圧縮試験を行った⁷⁾。

図-1 アポロ 11 号計画で撮影された月面の写真⁴⁾図-2 地球に持ち帰られた月レゴリスの拡大写真⁶⁾

試験には、アポロ 17 号（1972 年）によって採取された月レゴリス（図-3(a)）を用いた。アポロ 17 号は、月面の「晴れの海」南東端にある山地の谷間に着陸し（図-3(b)）、約 110.5kg の月サンプルを地球に持ち帰った。試験に使用した月レゴリスは、玄武岩を起源とする「海」の地域のサンプルであり、アグルチネートを多く含むことが特徴である。最大粒径は 1.0mm（ふるいによる）、平均粒径は 61 μ m と細かく、全体の約 20% が 20 μ m 以下の粒子で構成されている。土粒子密度は 3.20g/cm³、均等係数は 7.73、曲率係数は 0.90 である。なお、NASA からの試料提供（貸与）は、わずか 5g 弱である。

著者らは、わずか 5g という極めて少量のサンプルでも試験が行える超小型三軸圧縮試験機を開発した（図-4）。その特徴は以下の通りである。

- ・ 供試体は直径 5 mm、高さ 10mm の円柱供試体とし、1 供試体あたりの質量は 0.3~0.4g 程度とする。
- ・ 試験は乾燥・排気条件とし、ゴムスリーブ（厚さ 0.05mm）を被せた供試体内に負圧を与え、外側から作用する大気圧との差圧により拘束圧を与える（三軸セルを使わない）。
- ・ マイクロフォーカス X 線 CT スキャンおよび画像解析技術を活用して供試体の体積変化を計測するとともに、ミクロスケールの粒子挙動を観察する。

なお、本試験機は、豊浦砂や月シミュラントを用いて妥当性の検証を行い、標準的な三軸圧縮試験と同等の試験結果が得られることを確認している。

図-5 は、中詰め、中密、密詰めの 3 条件で実施した月レゴリスの軸差応力-軸ひずみおよび体積ひずみ-軸ひずみ関係である。図(c)の密詰め条件では、明確なピーク強度を示し、その後大きく軟化する挙動が確認できる。豊浦砂のような、地球上の“角が取れた砂”では見られない特徴と言える。本試験で得られた強度定数（粘着力、内部摩擦角）と密度の関係を図-6 に示す。月レゴリスの内部摩擦角は、中詰めでも 40° 以上、密詰めになると 50° 近い大きな値を呈した。密詰め状態では、いびつな粒子形状による噛み合わせ（インターロッキング）が発生し、せん断には大きなダイレイタンシーを伴う変形エネルギーが必要となるため、高い強度定数が発現すると考えられる。月レゴリスは表層で密度が急変し、深さ数十 cm 以深は密詰め状態にあると言われている。大きな内部摩擦角は、支持地盤とし



(a) NASA から貸与された試料

(b) 採取された場所

図-3 アポロ 17 号サンプル

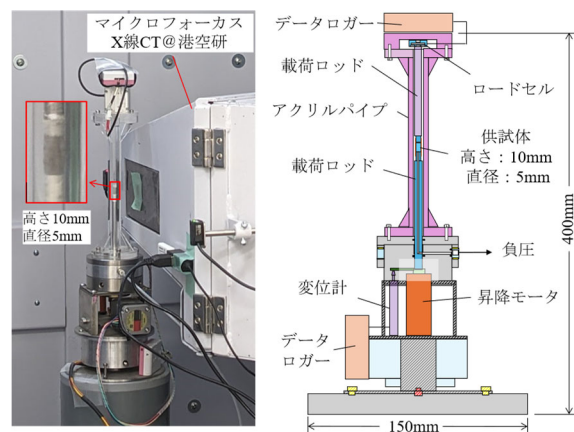


図-4 独自に開発した超小型三軸圧縮試験装置

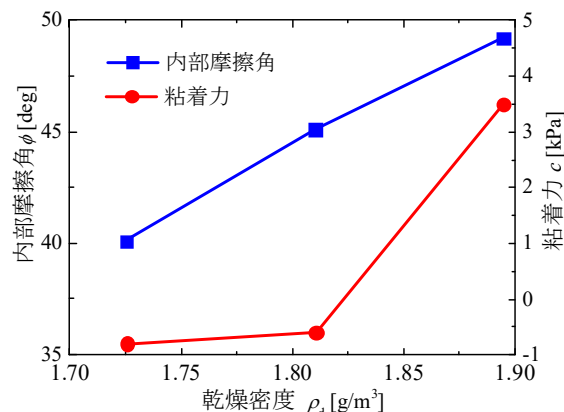


図-6 月レゴリスの強度定数

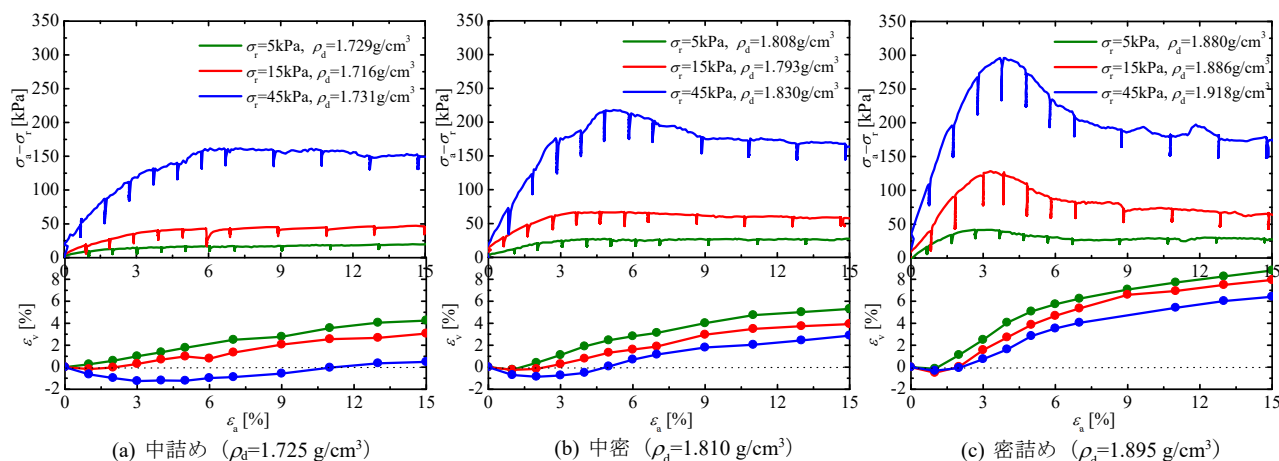


図-5 月レゴリスの軸差応力-軸ひずみ関係、体積ひずみ-軸ひずみ関係

ての安定性を高める一方、掘削や排土などの施工性を低下させる側面を併せ持つ。月面では、構造物や建設機械の自重低下の影響も考慮した設計・施工計画が求められるようになる。

5. 低重力下の地盤挙動

土質力学の理論式には土の自重項が含まれているものが多く、地盤の挙動に重力が大きな影響を及ぼすことは想像に難くない。例えば、Terzaghiの支持力公式は、次式に示す通り、極限支持力は重力加速度 g に対して線形関係にあり、月面の低重力場では支持力は小さくなることになる。

$$q_u = cN_c + \rho_t g D N_q + 1/2 \rho_t g B N_\gamma \quad (1)$$

ここに、 c ：粘着力、 ρ_t ：土のかさ密度、 g ：重力加速度、 D ：根入れ深さ、 B ：基礎幅、 N_c 、 N_q 、 N_γ ：支持力係数である。

果たして、月面でも理論通りの挙動を示すのだろうか。このことを確かめるために、著者らは、パラボリックフライト実験を利用して、低重力環境下で支持力模型実験⁸⁾を実施した。パラボリックフライトとは、航空機を放物線を描くように飛行させて低重力場をつくり出す手法である。機内では、微小重力（ほぼ $0g$ ）から $2g$ までの重力場（ $1g$ 以上は航空機の旋回による遠心場）が数十秒間にわたり実現される。

ここでは、表面の粗い剛体ブロック（幅 $20mm$ ）を地表面に貫入する実験（図-7(a)）を実施した。実験には、豊浦砂と月シミュラント（FJS-1）⁹⁾を用いた。本シミュラントは、地球上の玄武岩、チタン鉄鉱、橄欖（かんらん）石などの主原料を粉碎し、アポロ 14 号が地球に持ち帰ったサンプルの化学組成と粒度を模擬するように配合調整したものである。

実験で得られた荷重と沈下量の関係および重力と極限支持力の関係を図-7(b), (c)に示す。豊浦砂では理論通り、極限支持力と重力の間に線形関係を確認することができる。一方、月シミュラントでは、密詰め（相対密度 $D_r = 90\%$ ）の $2g$ のケースを除き、明瞭な重力依存性は見られなかった。土の変形挙動の観察からは、豊浦砂が全般せん断破壊を示すのに対して、月シミュラントでは局所せん断破壊が生じていることが分かった。局所せん断破壊時には、圧縮変形が卓越し、重力に抗して上方に押し上げられるような変形が起こらず、重力の影響が消失したと考えられる。以上の結果を踏まえ、本研究では、土の圧縮性を考慮し、重力依存性が反映される月面支持力算定法を提案した。

次に、同じくパラボリックフライト実験で実施した車輪の走行実験¹⁰⁾の結果を紹介する。この実験では、直径 $150mm$ 、幅 $80mm$ 、質量 $10kg$ の剛性車輪を月シミュラント上で自走させ、スリップ率や沈下量を計測した（図-8(a)）。スリップ率

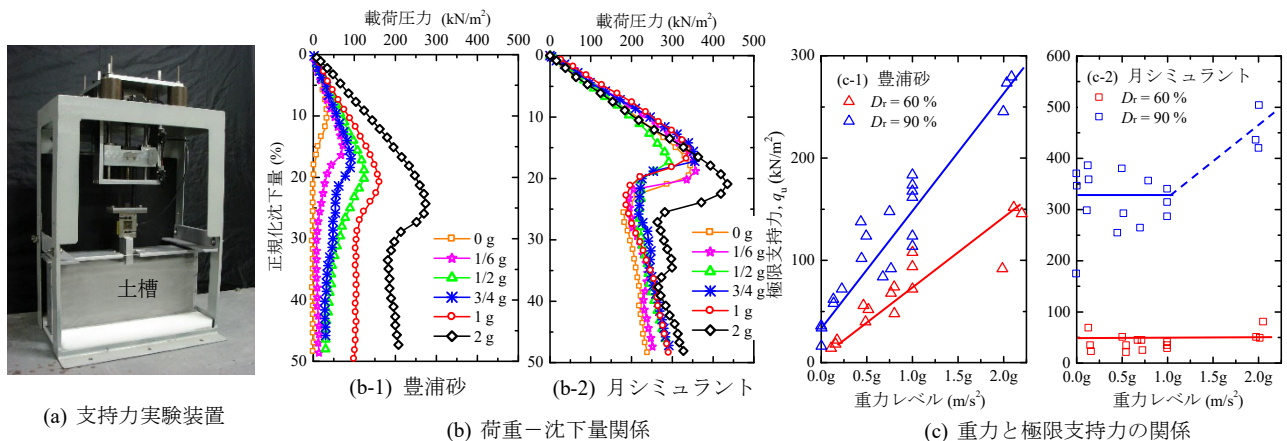


図-7 低重力場における支持力模型実験

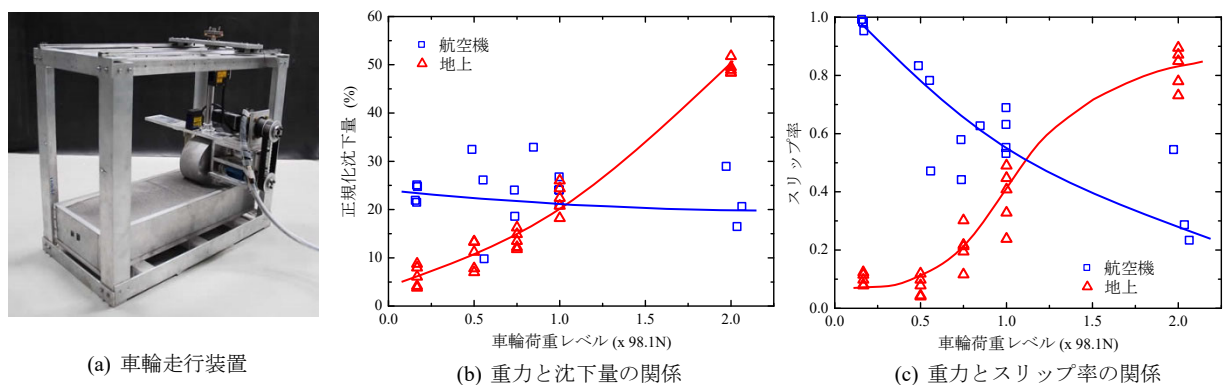


図-8 低重力場における車輪走行実験

とは、車輪の前進に対するすべりの程度を示す指標であり、0～1の値を取る（スリップ率0は車輪が一切すべらずに前進している状態、スリップ率1は車輪が完全に空転して前進していない状態を表す）。本実験では、パラボリックフライト実験に加え、地上（1g場）においてカウンターウェイトを用いて車輪荷重のみを変化させて走行する実験も実施した。パラボリックフライトでは車輪荷重と地盤内重力が変化するのに対して、地上実験では車輪荷重のみが変化する（地盤内は1gのまま保たれる）。

地上1g場で車輪荷重を1/6倍（16.4N）にして走行させると、スリップすることなく約60cmの走行区間を最後まで自走したが、航空機内の1/6g場では、同じ16.4Nの車輪荷重が作用しているにも関わらず、走行開始後すぐにスリップして前進しなくなった。図-8(b), (c)は、走行開始15秒後における車輪の沈下量とスリップ率を示したものである。地盤内の重力場が1gに固定される地上実験では、車輪の荷重レベルが大きくなると沈下量とスリップ率が増大する傾向にあるのに対して、地盤内重力が変化する航空機実験ではその逆の傾向にあることが分かる。本実験からは、月面の低重力環境は、車輪走行にとって不利に作用することが分かった。

このように、構造物や探査機の挙動が重力条件によって大きく影響を受けることは間違いなく、時と場合によって“敵”にも“味方”にもなる低重力環境をうまく利用することが月面探査・開発の成功の鍵になる。

6. 月面における測量・地盤調査技術の開発

何もない土地に社会インフラを構築する際、その第一歩となるのが測量と地盤調査である。この工程を欠いてインフラの設計や施工を進めることはできない。これは月面においても例外ではない。前述したように、月面の地形や地質、土質特性には未解明な点が多く残されている。こうした条件下では、測量・地盤調査は地球上以上に重要性を増し、探査機の運用や基地建設の成否を左右する鍵となる。著者らは、月面における測量・地盤調査技術の早期獲得に向けて、月面における地形測量と地盤調査を同時に行い、3次元地質地盤図を作成するための無人調査ロボットシステムの開発を進めている（図-9）。本システムには、以下の4つの調査ツールが搭載されている。

- (a) 測位・測量ツール：LiDARと単眼カメラ群を組み合わせた測位・測量システム（図-9(a)）。月面上に球形の基準標識を複数ランダムに設置し、LiDARにより標識の点群を取得・抽出し、基準点の測位を行う。同時に、多方向を向いたカメラで得られる画像群をSfM/MVS処理して地形の3次元点群を取得し、LiDARから得られる位置・スケール情報を統合することで、高密度かつ高精度な3次元地形データを生成する。
- (b) 弾性波探査ツール：起振機とジオフォン（8個）を水平アームに配した超小型アレイを用いて弾性波探査（主に表面波探査）を行う（図-9(b)）。水平アームの昇降によって起振機・ジオフォンの地表面接地／回収を行う。ローバを移動して多点で実施することで、地下1.5m程度までのS波速度構造（レゴリスのかさ密度）の空間分布図を取得する。
- (c) RI密度計：微弱なガンマ線を発する放射性同位体（RI：Radioisotope）を用いて地表面のレゴリスのかさ密度を計測する（図-9(c)）。線源と検出器を一体化した計測器を地表面に接地させ、線源部からガンマ線を放出して地中で散乱して戻ってくるガンマ線の減衰特性を計測する。
- (d) 載荷・せん断試験ツール：円形の載荷板を地表面に接地し、所定の速度で貫入・回転させたときの荷重とトルクを計測することにより、レゴリスの変形・強度特性を計測する（図-9(d)）。載荷板に鉛直力のみを作用させて沈下量を計測し、地盤反力係数や変形係数などの変形パラメータを取得する載荷試験と、載荷板を回転させてトルク（せん断力）を計測し、粘着力や内部摩擦角などの強度パラメータを取得するせん断試験をこの1台の試験機で実施する。

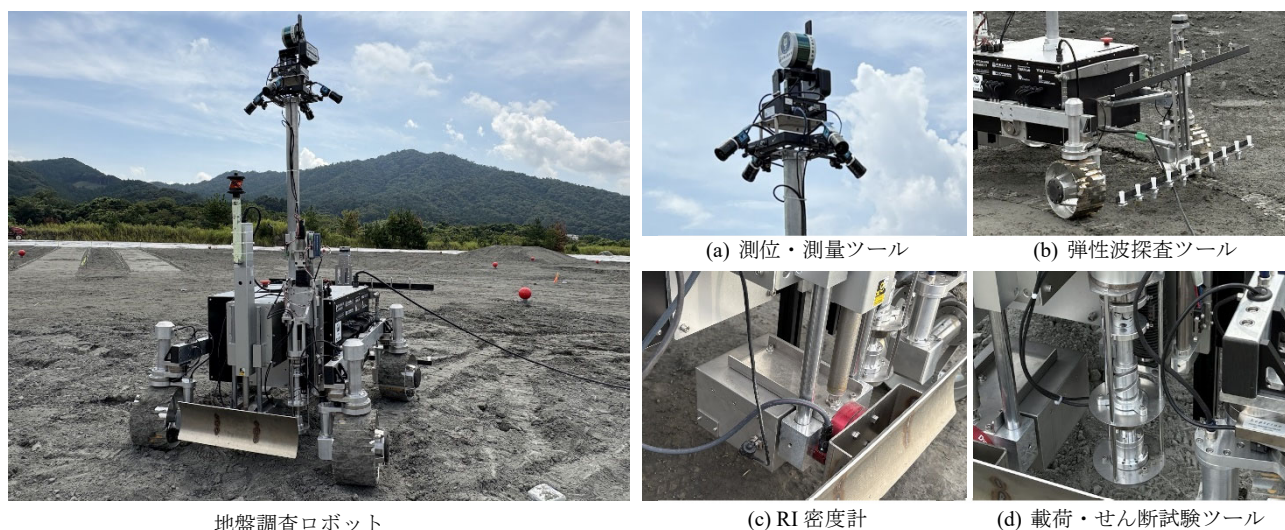


図-9 月面地盤調査ロボット（地上検証用モデル）

宇宙機の開発は、機能確認を目的としたブレッドボードモデル（BBM）、耐宇宙環境試験を行うエンジニアリングモデル（EM）、そして最終的に打ち上げるフライトモデル（FM）など、目的に応じた試験用モデルを複数製作し、それぞれの試験・検証を経て段階的に完成度を高めていくプロセスをとる。本システムは現在、図-9 に示した試作機（BBM）を用いて機能検証を実施している段階にあり、地上環境において所望のデータ取得できることが確認できている。月面実証の機会を見据え、引き続き開発を進めていきたいと考えている。

7. おわりに

本報冒頭に述べたように、宇宙は、「冒険」から「開拓」の時代へと歩みを進めている。現在改訂作業中の「日本の国際宇宙探査シナリオ（案）³⁾」には、2030 年代に 4 人、2040 年代には 40 人以上が滞在する月面拠点の建設を目標とすることが盛り込まれる予定である。この目標を達成するためには、国際協力と宇宙開発の民営化が鍵になる。

近年、民間企業の参入により、宇宙を舞台とする産業（宇宙ビジネス）は急成長を遂げており、その市場規模は今後益々拡大すると予測されている。月に関連する宇宙ビジネスの市場規模は、2040 年までに 1,700 億米ドル（約 27.3 兆円）に達するという試算も存在する。そこでは、探査や建設のみならず、輸送、資源利用、エネルギー、通信、金融・保険、メディア・エンタテインメント、観光などの幅広い領域において、民間参入の機会が拡大すると見込まれる。その中でも地盤工学は、月面開拓の第一歩を担う基盤技術として極めて重要な役割を果たす。

我が国の建設工学・地盤工学は、複雑な地質・地盤条件や多様な自然災害への対応を背景に高度に発展してきた。また、我が国が得意とするロボット・自動化技術を応用した建設施工の自動化技術も著しい進歩を遂げている。これらの強みを月面開発にも発揮すべく、国土交通省は、2021 年度より、月面基地建設と地上の建設事業の双方に貢献する技術の開発を推進する「宇宙建設革新プロジェクト¹⁾」を始動した。月面での測量・地盤調査、無人・自動化施工、建材製造、簡易施設建設等をテーマに、大手ゼネコンや建機メーカー、大学など全 12 グループ（延べ 32 機関）による技術開発が進められている。「月面地盤工学」、「月面建設工学」の創成・体系化に向けた産学官連携が一層活発化し、世界を牽引する技術の獲得へとつながっていくことを期待したい。

謝辞：本報で紹介した研究事例は、宇宙航空研究開発機構（JAXA）、科学研究費助成事業（科研費）、日本宇宙フォーラム「宇宙環境利用に関する公募地上研究テーマ」、国土交通省・文部科学省「「月面等での建設活動に資する無人建設革新技術開発推進プロジェクト」等の助成・委託を受けて実施したものである。研究に関与いただいたすべての関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) NASA: Artemis Program, 入手先<<https://www.nasa.gov/humans-in-space/artemis/>>（参照 2025.9.31）
- 2) 宇宙航空研究開発機構：日本の国際宇宙探査シナリオ（案）2021 公開版，2020，月
入手先<<https://www.exploration.jaxa.jp/assets/img/news/pdf/scenario/2021/Scenario2021.pdf>>（参照 2025.9.31）
- 3) 宇宙航空研究開発機構・国際宇宙探査研究センター：「日本の国際宇宙探査シナリオ（案）」改訂の実施状況，宇宙開発利用部会・国際宇宙ステーション・国際宇宙探査小委員会資料，2025 年 6 月，
入手先<https://www.mext.go.jp/content/20250612-mxt_kouhou02-000042954_008.pdf>（参照 2025.9.31）
- 4) NASA：Apollo 11 Image Library, AS11-40-5943,
入手先<<https://www.nasa.gov/wp-content/uploads/static/history/alsj/a11/AS11-40-5943HR.jpg>>（参照 2025.9.31）
- 5) Carrier, W. D. II, et. al.: Physical Properties of the Lunar Surface, The Lunar Sourcebook, Cambridge University Press, pp. 475-594, 1991.
- 6) NASA：Lunar Sample Compendium, 10085 Coarse-fines,
入手先<<https://www.lpi.usra.edu/lunar/samples/atlas/compendium/10085.pdf>>（参照 2025.9.31）
- 7) 小林泰三，他：月レゴリス（アポロ 17 号サンプル）の三軸圧縮試験，第 60 回地盤工学研究発表会，22-9-4-07，2025
- 8) T. Kobayashi, et. al, Bearing capacity of shallow foundations in low gravity environments, Soils and Foundations, 49(1), 115-134, 2009
- 9) 清水建設：月土壌シミュラント「FJS-1」，入手先<<https://www.shimz.co.jp/company/about/business/frontier/fjs.html>>（参照 2025.9.31）
- 10) T. Kobayashi, et. al, Mobility performance of a rigid wheel in low gravity environments, J. Terramechanics, 47(4), 261-274, 2010
- 11) 国土交通省：宇宙無人建設革新技術開発プロジェクト，
入手先<https://www.mlit.go.jp/report/press/kanbo08_hh_001203.html>（参照 2025.9.31）

セッション 1

地下水浸透・地域性

ボーリングデータベースを用いた芥川、安威川下流域の表層地質の地形・地質発達史的検討

○水谷光太郎¹・伊藤浩子¹・北田奈緒子¹・肥後陽介²¹ (一財) GRI 財団・² 京都大学

1. はじめに

大阪府高槻市、茨木市などの淀川右岸北摂地域を流下する芥川、安威川は共に北摂山地を源流とし、有馬高槻構造線断層帯を横断して大阪平野を南流し淀川と合流している(図-1)^{1),2)}。2018年6月18日に発生した大阪北部地震では、高槻市をはじめとして建物の被害分布が局所的に現れており、自然地盤特性や土地利用の観点から被害要因の検討・考察が進められている。本報告では表層地質に焦点をあて、ボーリングデータベースを用いて、両河川流域の表層地質の特徴を整理し明らかにするとともに、地形・地質発達史的検討を行った。

2. 検討方法

関西圏地盤情報ネットワーク(KG-NET)の関西圏地盤情報データベースを用いて、地質断面図、Ma13層の層厚分布図、GL-20mまでの円柱状図を作成した。各測線の位置図のベースマップは国土地理院Webサイト「地理院地図」²⁾を使用している。

3. 検討結果と考察

[測線 1]

北摂山地から平地に流れ出る芥川を横断する測線1の地質縦断面図を図-2に示す。

府道115号付近より芥川までは粘性土を含む砂礫層が主体である。芥川以東も、JR高槻駅までは砂礫層が中心で、芥川の河川営力によって運搬された粗粒堆積物が主体である。一方で、JR高槻駅から府道79号付近までの地表から標高0m付近にはN値5以下の粘性土層が優勢的に分布しており、標高4m付近には有機質土が含まれる。標高0m以深ではN値50以上の砂礫層が約10mの厚さで分布している。標高-10m以深では、N値10~40の粘性土とN値50以上の砂質土が互層状に分布する。北摂山地と低地との間には、北北東-南南西方向に有馬高槻断層帯(ATTL)が走り、JR高槻駅周辺にみられる断層活動の影響を受けた地溝帯では、粘性土が堆積しやすい環境であった可能性が考えられる。一方で芥川近傍では粗粒堆積物が卓越するため、同様の状況は層相からは判別できない。檜尾川周辺でも標高4m付近までN値10以下の粘性土層が優勢である。時折砂礫層が狭在するような層相を呈しており、河川の営力による粗粒堆積物の供給がJR高槻駅周辺よりも多かったと推察される。標高4m以深では砂層と砂礫層が卓越する。一方でJR高槻駅以西では礫層

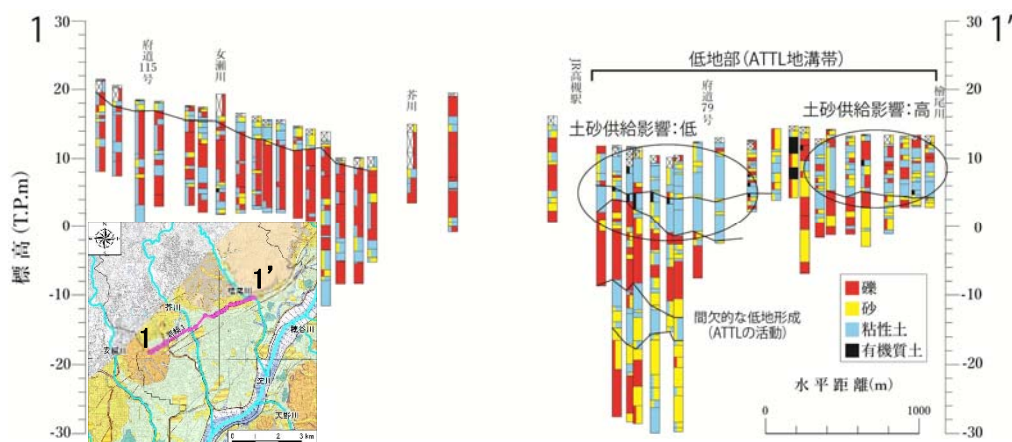


図-2 地質断面図(測線1)(位置図の基図は地理院地図「標準地図」「治水地形分類図」²⁾を引用)

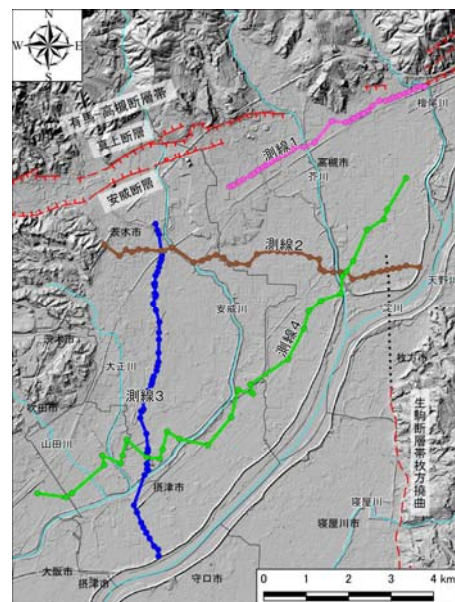


図-1 測線位置と活断層分布¹⁾

(基図は地理院地図「陰影起伏図」²⁾を引用)

が優勢的に分布し断層活動による影響は断面図からは認められない。ただし、治水地形分類図においては測線1のすぐ北側で沖積低地が東側から直線的に伸びており、該当部分の地質はJR高槻駅以東同様に粘性土層が厚く分布している可能性があり、今後の検討が必要である。

Geomorphological and geological development of surface geology in the lower reaches of the Akutagawa River and Aigawa River based on the borehole database

Kotaro Mizutani¹, Hiroko Ito¹, Naoko Kitada¹, Yosuke Higo² (¹Geo-Research-Institute, ²Kyoto University)

KEY WORDS: borehole database, Aigawa River, Akutagawa River, surface geology

[測線 2]

安威川と芥川下流部を横断する測線 2 (図-3) の地質断面図を図-4 に示す。

名神高速道路から阪急京都線までは礫層が優勢的に分布しており、安威川が運ぶ扇状地の地質を呈している。治水地形分類図においても扇状地と示されており、地形との整合性も認められる。阪急京都線以東においては粘性土層と砂層の互層が中心となっている。地表～標高 2m 付近においては粘性土層が優勢的に広く分布している。標高 2～2m においては層厚約 3～4m の砂層が側方に連続している。標高-2m 以深では芥川付近までのエリアでは厚さ 5～10mm の粘性土層が優勢的に分布し、以東では砂分を多く含む地質が側方に連続している。標高-10m 以深では礫層が優勢的に分布し、最終氷期ごろの層相とみられる。

最上部の粘性土層は淀川、芥川、安威川の後背湿地にあたり、粘性土層が優勢である。標高 0m 付近の砂層は安威川左岸から芥川左岸まで広く分布する。芥川、安威川の河川堆積物は、その河床勾配や山地との距離から礫がより多く含まれると想定されることから、この砂層は海退期の海浜砂および淀川のデルタ堆積物であると考えられる。標高-2m 以深の粘性土については、芥川左岸では砂分が多くなっているが、地表部の粘性土と同様に後背湿地の環境と推定される。一方で、芥川右岸では層厚 10m 以上の粘性土層が分布し、また三島江地区で掘削されたコア³⁾では海成粘土が認められており、海進の影響も考慮する必要がある。Ma13 の粘土層の分布範囲は後述する。



図-3 測線 2 位置図 (基図は地理院地図「標準地図」「治水地形分類図」²⁾を引用)

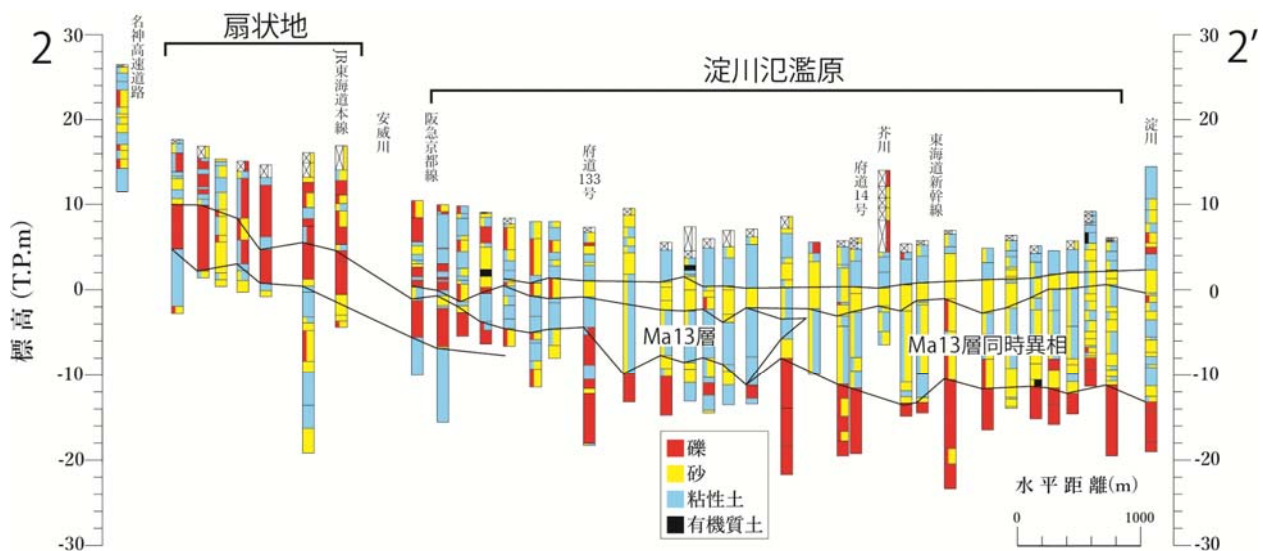


図-4 地質断面図 (測線 2) (位置図の基図は地理院地図「標準地図」「治水地形分類図」²⁾を引用)

[測線 3]

北摂山地からでた安威川北端部から淀川右岸までを結んだ南北方向の測線 3 (図-5) の地質断面図を図-6 に示す。国道 171 号から東海道貨物支線の間は、地表から標高 0～10m 付近まで礫層が優勢で、安威川の扇状地性の堆積物が広く分布している。東海道貨物支線より南では、地表から標高 0m 付近までは粘性土層が優勢で、東海道貨物支線を中心とした南北約 4km の区間では有機質土が分布する。標高 0～3m には海退期の海浜砂および淀川のデルタ堆積物が側方に連続し、測線 2 (図-4) と類似する。標高-3m 以深では最終海進期の海成粘土層 (Ma13 層) とみられる粘性土層が約 15m の厚さで分布し、大阪平野の地層分布と類似している。標高-20m 以深では砂層および礫層が優勢となっており、最終氷期の層相とみられる。南北方向にとった測線 3 では東海道貨物支線を境に地質分布が大きく変化する。治水地形分類図²⁾においても扇状地と沖積低地部に分かれており、地形条件と地質が対応した形になっている。Ma13 層は北に向かって基底面標高を徐々に上げており、最終氷期ごろの地形が現淀川付近を最深部とする大きな谷地形となっていたことを示している。



図-5 測線 3 位置図 (基図は地理院地図「標準地図」「治水地形分類図」²⁾を引用)

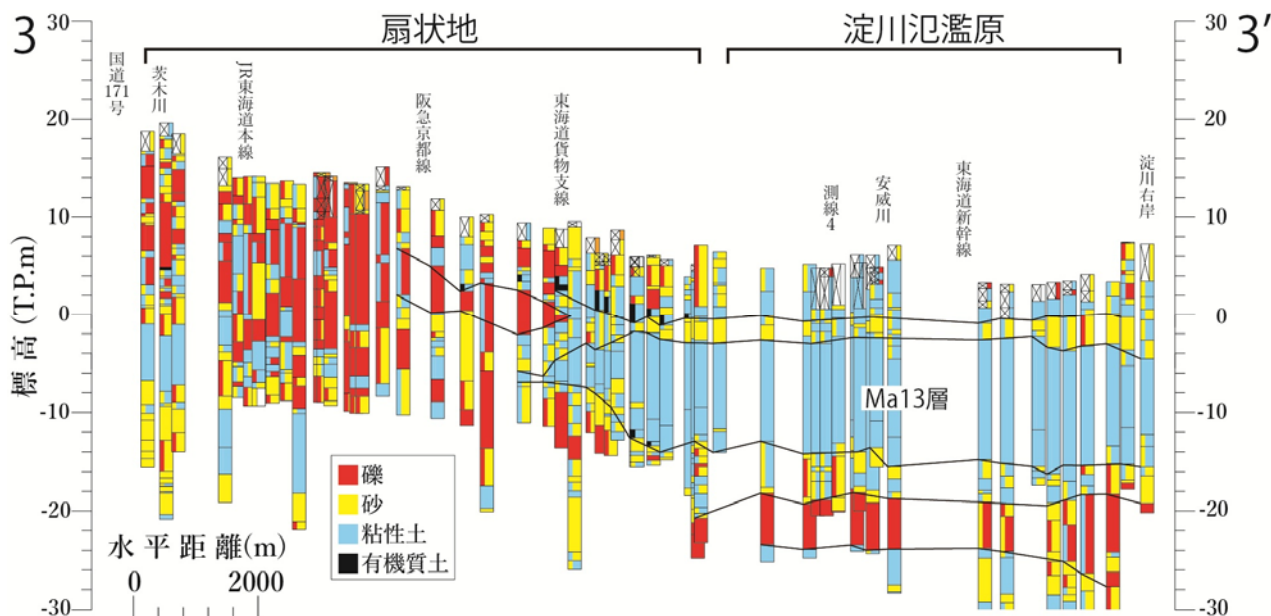


図-6 地質断面図（測線 3）

〔測線 4〕

淀川右岸に沿う測線 4（図-7）の地質断面図を図-8 に示す。表層部は粘性土層が優勢である。大阪中央環状線より下流（南西側）では標高 0～5m 付近において礫層が多く分布する。大正川の下流部に位置しているものの、大正川は堆積物の供給力が乏しいため、この礫層は淀川および安威川由来の堆積物と推定される。標高-5m 以深は砂層と粘土層が互層状になっており、側方への連続性は認められない。大阪中央環状線より上流（北東側）では、測線 2,3 と同様に標高 0m 付近に砂層が分布しており、特に安威川以北では 5m 以上の連続した砂層の分布が認められる。標高-2～14m 付近では粘性土層が約 10m の厚さで分布し、北に向かって徐々に厚さを減じていく。粘性土層の下には、最終氷期の砂層及び砂礫層が分布する。芥川以北では、表層から標高 0m 付近までは粘性土、標高-10m 付近までは砂層優勢、それより深部では砂礫層が優勢である。標高 0～10m 付近の砂層は下流側（南側）の厚い粘性土層（Ma13 層）の同時異相と推定され、その下位の礫層が最終氷期の堆積物であると考えられる。

大阪中央環状線付近のボーリングデータにおいて、標高-14m 付近の礫層を最終氷期の堆積物と考えると、礫層の下位に分布する粘性土層は Ma12 層の可能性はある。ただし、Ma12 層の上端は最終氷期における河川の削り込みを受けているため、分布範囲の推定が難しい。府道 19 号の付近の標高-25m 付近に約 2m の粘性土優勢土層が狭在しているが、Ma12 層を示すようなデータは得られていない。

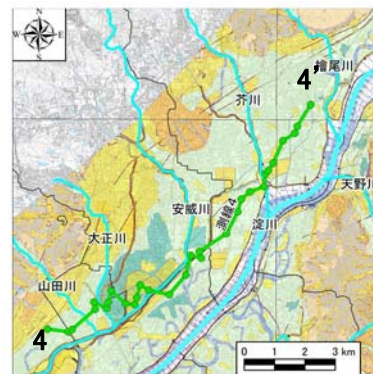


図-7 測線 4 位置図（基図は地理院地図「標準地図」「治水地形分類図」²⁾を引用）

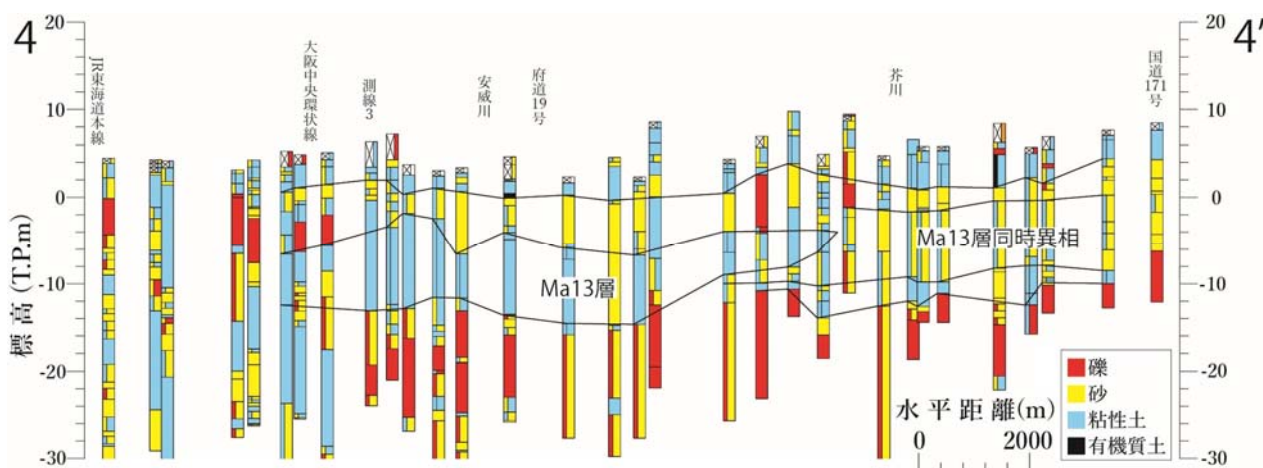


図-8 地質断面図（測線 4）

4. Ma13 層の層厚分布と GL-20m までの円柱状図

対象地域の Ma13 層の層厚分布図を図-9 に、GL-20m までの円柱状図を図-10 に示す。Ma13 層の同定は増田ほか(2019)³⁾で実施された三島江コアの検討結果を参考に、海成粘土層 (Ma13 層) に相当する内湾底堆積物の粘性土を側方に対比した。

[Ma13 層の層厚分布]

淀川上流に向かって層厚を減じるとともに、やや北寄りに分布が伸びている。北東方向へは芥川、枚方大橋付近が分布限界である (図-9: 黒破線)。Ma13 層の分布範囲が現淀川の川幅よりも広いことから、最終氷期の古淀川は非常に大きな谷を形成していたことが推定される。北側に分布が伸びているのは、Ma13 層の粘性土層に絞っているためであり、測線 2 (図-4) や測線 4 (図-8) において Ma13 層の側方に砂層優勢の同時異相が認められている。

[GL-20m までの円柱状図]

図-9 に示した Ma13 層の分布範囲を (黒破線) 図-10 に重ねて示すと、円柱状図で粘性土層主体となっている範囲と非常に整合的である。また、芥川、安威川は礫層主体、淀川は砂層主体の層相を呈している。測線 2 (図-4) や測線 4 (図-8) においても、図-9 および図-10 に示す黒破線と交差する地点で Ma13 層と砂層が隣接しており、前述の内容に矛盾しない。

北摂山地と低地部の境界部ではわずかに粘性土層が増加している部分が認められる (黒楕円)。これらは、測線 1 (図-2) に示した有馬高槻断層帯 (ATTL) の地溝に堆積したものと推定される。

5. おわりに

芥川、安威川流域の低地北部は、有馬高槻断層帯 (ATTL) の地殻変動と河川営力の影響を大きく受け、地形条件と整合的な堆積物がみられる。一方、低地中部から淀川付近では Ma13 層が分布し、大阪平野と類似した海水準変動の影響を受けた地層分布を示す。ただし、海域最拡大期の海岸線の位置が本地域にあたり、海成粘土と同時異相の海浜の砂層が分布するなど、狭い範囲で地層の特徴が細かく変化する特徴がある。

謝辞: 本報告は関西圏地盤研究会 (KG-R) 地域部会の活動として実施したものです。関係者の皆様にはこの場を借りて深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 岡田篤正・植村善博・東郷正美・中田高・渡辺満久: 1:25,000 都市圏活断層図「京都西南部第 2 版」, 国土地理院, 2008.
- 2) 国土地理院 Web サイト: 〈入手先〉「地理院地図」陰影起伏図, 標準地図, 治水地形分類図 (最終参照 2025.6.29) .
- 3) 増田富士雄・伊藤有加・坂本隆彦: ダイナミック地層学 大阪平野・神戸六甲山麓・京都盆地の沖積層の解析 第 7 章 沖積層基底にみられる海退期の段丘地形と最終氷期の河川, pp67-78, 2019.

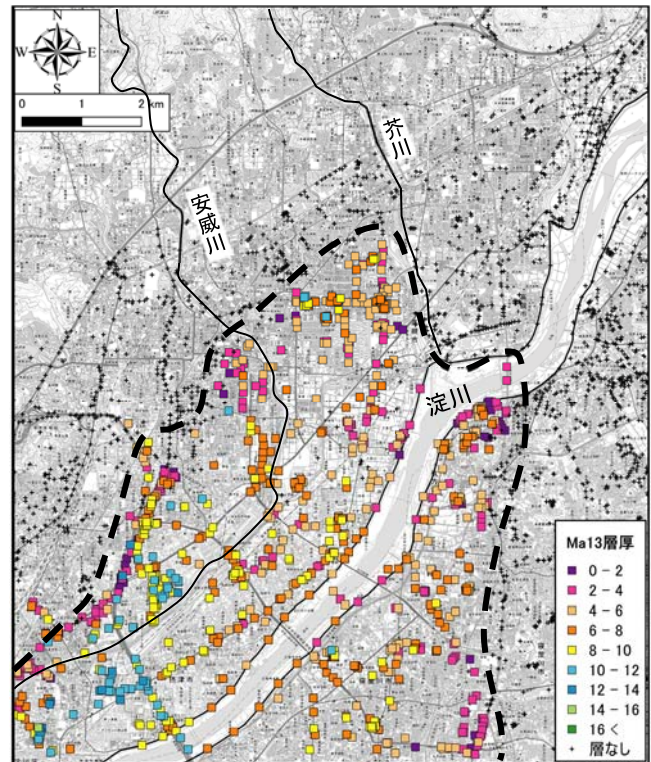


図-9 対象地域の Ma13 層の層厚分布

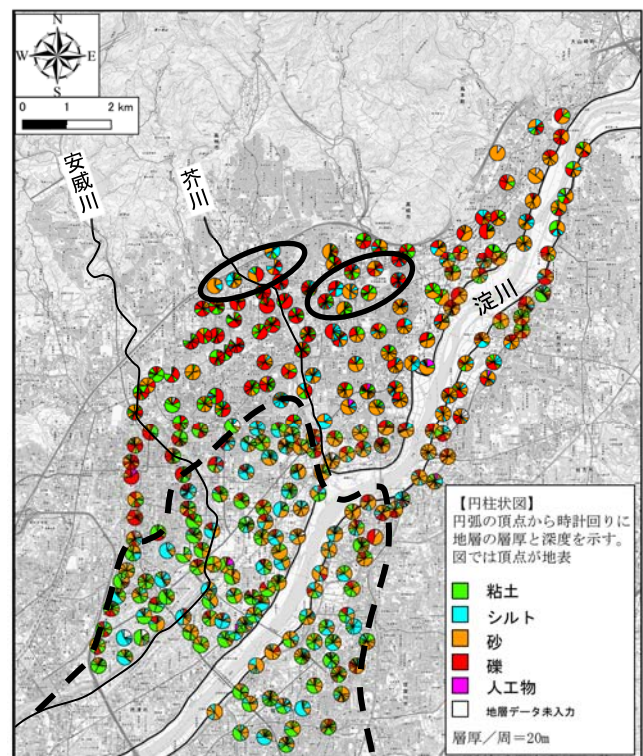


図-10 対象地域の GL-20m までの円柱状図

(作成範囲 北西側: 名神高速道路及び中央環状道路, 東側: 京阪電車)

○井上直人¹¹GRI 財団

1. はじめに

国土地盤情報検索サイト Kunijiban をはじめとして、多くのボーリングデータベース^{例えば 1)}が構築・公開され様々な場面で利活用されている。一般向けに公開はされていないが、関西圏地盤情報ネットワーク²⁾では毎年会員から提供を受けたボーリングのうち 700 から 1000 本程度追加されており、現在では四国と関西の両地域をあわせて 9 万本を超えている³⁾。データベースのデータが高密度であればあるほど、より信頼性の高い土質や N 値のモデルを構築することが可能と考えられる例えば⁴⁾。関西圏地盤情報ネットワークでは定期的に特定の地域のボーリングデータを用いて地域の土質特性を整理し書籍を出版してきた^{5)や 6)}など。地域の特性をまとめるにあたり、地形分類や表層地質、さらにはボーリングデータによる土質などを参考に検討を行なっている。しかしながら、関西圏地盤情報ネットワークのデータベースの地図機能には、ボーリングデータの選定に特化しており、他の地図情報を直接参照することが出来ない。そこで、ボーリングデータベースの利活用支援を目的として簡便な可視化情報を GIS 上で表示するといった検討を行ってきた例えば⁷⁾。本検討では可視化に用いたデータにクラスター分析を適用して、地域性の分類を試みた結果を発表する。

2. 可視化データに対するクラスター分析

図-1 に分析に用いたデータの処理を示す。ボーリングデータのオリジナルの土層情報（図-1 左側）から粘性土（粘土・シルト）、砂、礫（砂礫も含む）、これら以外をその他（例えば盛土など）に区分し（図-1 中央）、ある一定区間毎に各土層構成割合を棒グラフで示す（図-1 右側）⁸⁾。今回は関西圏地盤情報ネットワークのデータベースに収録されているデータから、大阪市内淀川河川流域付近において掘進長 20m 以上のデータを抽出し、上述の土層変化の可視化（検討深度 16m まで、区間は 2m とした）用のデータを用いた。図-2 に 2m 毎に浅部から深部に向かって各土層をグラフ化した分布図を示す。

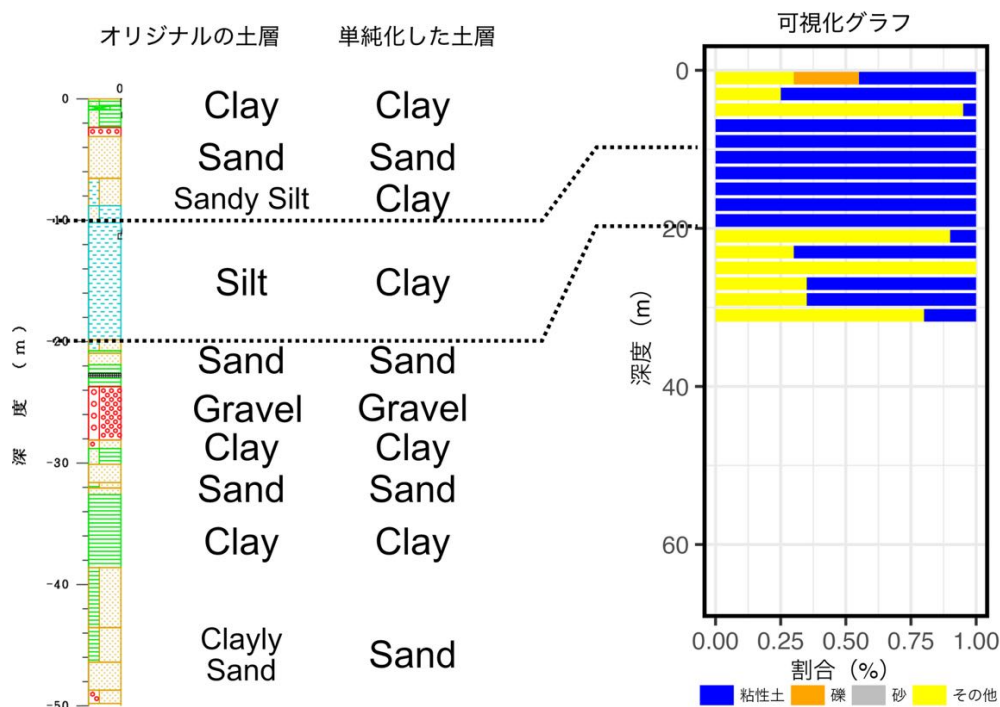


図-1 可視化例

図-2 をみると、西側は浅部（各グラフの上の方）は黄色、深部（各グラフの下の方）は青色で示されており、下位を粘土層が占めている様子が読み取れる。一方、中央部分から東側にかけては、大部分が黄色もしくはオレンジ色の帯グラフで占められており、砂や礫が表層を占めていることがわかる。このように、可視化したグラフから地域性が読み取れそうなので、機械学習による分類を試みた。分類に適用した分析手法は **k-means** 法で、データ群を **k** 個のクラスタに分類する手法である。教師なし機械学習の一種で、非階層型クラスター分析の代表的な手法である。分析において必要なパラメータはクラスター数のみである。図-2 で示したデータ（各分割深度ごとの粘土・砂・礫・その他の土層の割合）に対してクラスター数 2 および 3 の場合の結果を図 3 に示す。いずれも横軸の第一主成分により 2 もしくは 3 つのクラスターに分類されており、縦軸の第二主成分の寄与はほとんどないようにみえる。

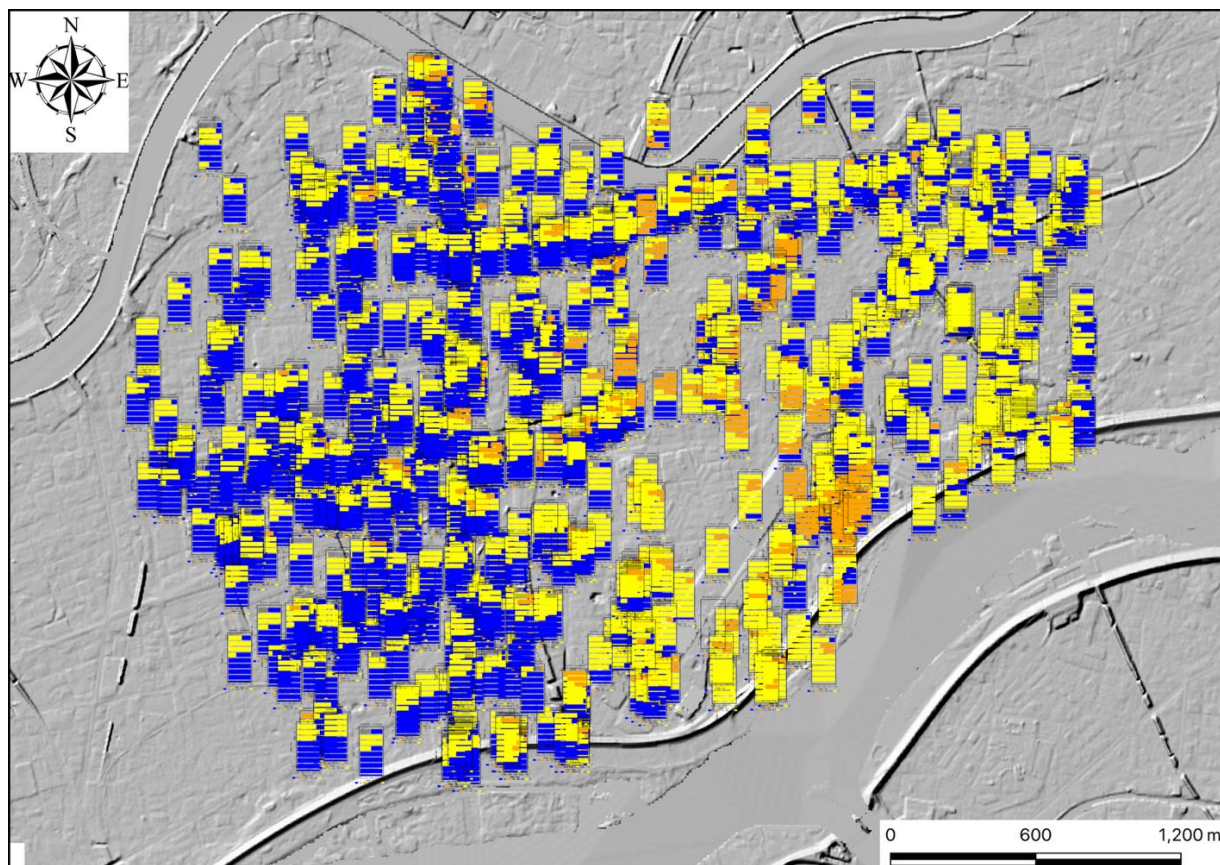
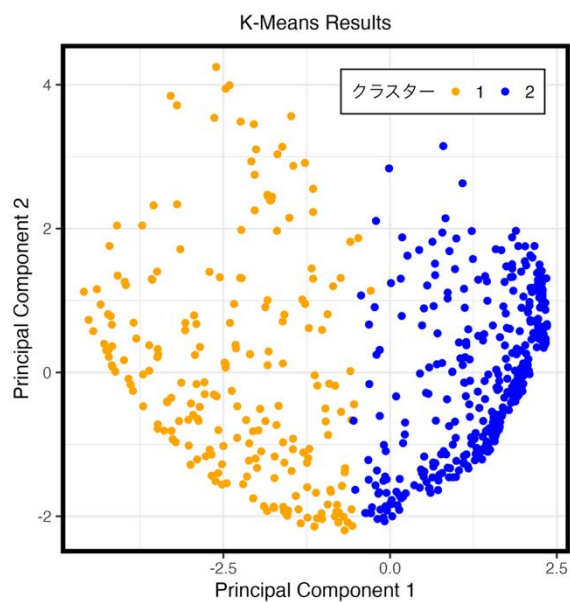


図-2 分析に用いたボーリングデータの可視化（2m 毎に浅部（上）から深部（下）に向かって各土層をグラフ化、橙色は礫層、黄色は砂層、青色は粘性土を示す）

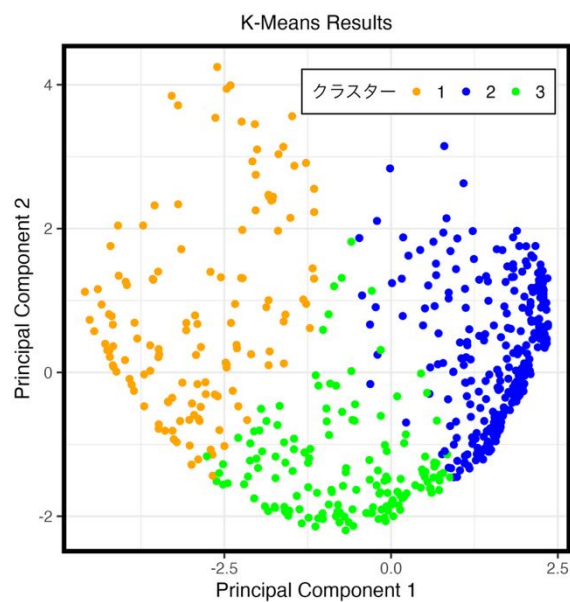
各ボーリング点における図-3 の分類結果を図-4 に示す。可視化した層相変化（図-2）との比較から、クラスター1 は優勢土質が砂礫、クラスター2 は粘性土に分類されていると思われる。クラスター数が少ない場合、ある程度各ボーリングのクラスター分布からも傾向が読み取れるが、データ数が多かったりクラスター数が多くなると、分布傾向を読み取るのが困難になると思われる。そこで各メッシュ内で最も多く含まれるクラスターも示した（図-4(b)・図-4(d)）。およそ図中中央部付近にある上町台地周辺の分類結果は、砂礫優勢のクラスター1 が広く分布しており、背景図の治水地形分類図の黄色で示される砂洲・砂丘の分布と整合的な結果となった。砂礫に相当するクラスター1 の分布は台地の東側にもある程度広がっている様子がみられる。クラスター数 3 の場合のクラスター3 の分布は、クラスター数 2 での分類でクラスター 1 になっていたものはより粘性土が多く含まれ、クラスター2 になっていたものはより砂礫が多く含まれ、両クラスターの間領域に相当すると考えられる。

3. おわりに

ボーリングデータの浅部土質情報を用いて **k-means** 法により地域性の分類を試みた。クラスター数 2 の場合は、砂礫優勢と粘性土優勢なボーリングに区分され、メッシュ化したクラスター分類結果も、ある程度治水地形分類図と整合的な傾向が得られた。また、今回は層相情報のみを用いたが、N 値も組み込んだ解析も有効であると思われる。今後はクラスター数を増やした解析や別地域での検討も行なっていきたい。

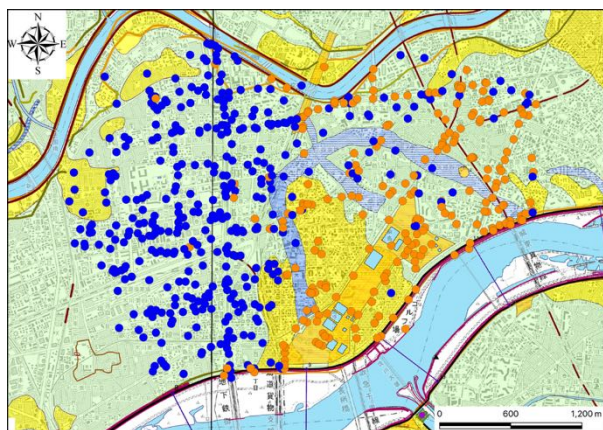


(a) クラスター数 2 の場合

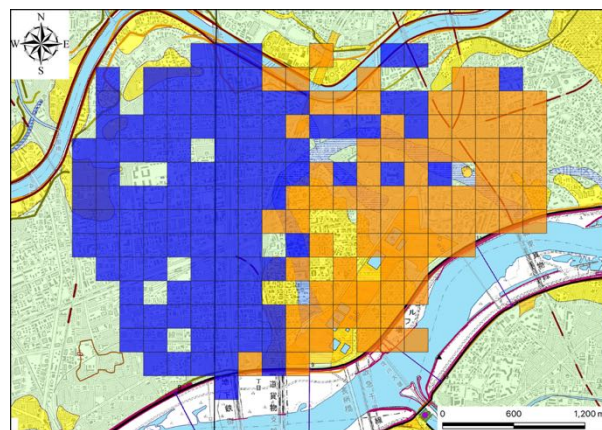


(b) クラスター数 3 の場合

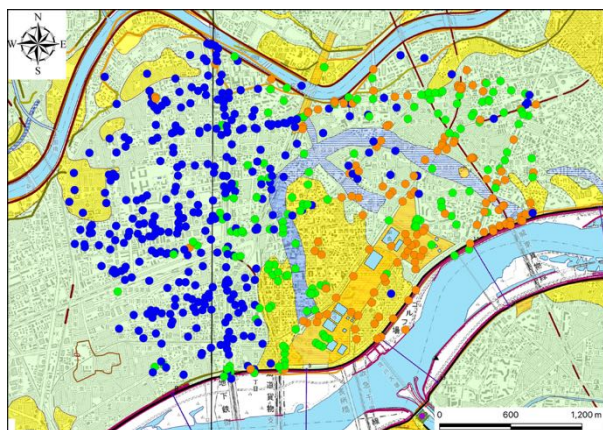
図-3 クラスター解析結果



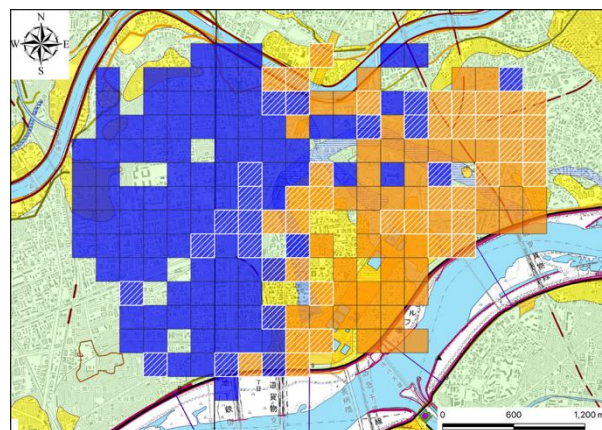
(a) ボーリング毎のクラスター分類結果（橙色：クラスター1, 青色：クラスター2）



(b) メッシュ毎のクラスター分類結果（橙色：クラスター1, 青色：クラスター2）



(c) ボーリング毎のクラスター分類結果（橙色：クラスター1, 青色：クラスター2, 緑色：クラスター3）



(d) メッシュ毎のクラスター分類結果（橙色：クラスター1, 青色：クラスター2, 白色斜線ハッチ：クラスター3）

図-4 大阪市内淀川河川流域付近における検討例。背景図は治水地形分類図更新版⁹⁾である。

参考文献

- 1) 国土交通省, ボーリング資料等の地盤情報, <<https://www.mlit.go.jp/toshi/content/001466271.pdf>> (参照 2025.3.27)
- 2) 関西圏地盤情報協議会・関西圏地盤 DB 運営機構: 関西圏地盤情報ネットワーク (KG-NET: Kansai Geo-informatics Network) <<https://www.kg-net2005.jp/index/index.html>> (参照 2025.1.27)
- 3) KG-NET, ボーリング位置図 <<https://www.kg-net2005.jp/index/db03.html>> (参照 2025.3.27)
- 4) 木木村克己・石原与四郎・花島裕樹・根本達也: 沖積層の三次元グリッドモデルとその作成手法 (概要)-東京低地北部から中川低地南部の例, 地質調査総合センター研究資料集, 539, pp.29, 2011
- 5) 関西地盤情報活用協議会地盤研究委員会: 新関西地盤—神戸および阪神間—, pp.270, 1998
- 6) 関西地盤情報活用協議会: 新関西地盤—大阪平野から大阪湾—, 新関西地盤—大阪平野から大阪湾—, pp.296, 2007
- 7) 井上直人・濱田晃之・北田奈緒子: 層相変化の可視化による地盤情報活用の試み (2), 第 59 回地盤工学研究発表会, DS-1-03, 2024
- 8) 井上直人・濱田晃之・北田奈緒子: 層相変化の可視化による地盤情報活用の試み, 第 58 回地盤工学研究発表会, DS-6-02, 2023
- 9) 国土地理院ウェブサイト, 治水地形分類図更新版 (2007~2021 年), <<https://cyberjapandata.gsi.go.jp/xyz/lcmfc2/{z}/{x}/{y}.png>> (参照 2025.3.27)

機械学習を用いた地下ダムの貯水量予測モデルにおける気象・水質因子の影響評価

○井上峻¹・鈴木麻里子¹・井上一哉¹¹神戸大学大学院農学研究科

1. 緒論

南西諸島は九州南部の大隅諸島から台湾にかけて連なる島嶼群の総称であり、東シナ海と太平洋の境界に位置している。本地域は高温多湿な亜熱帯性気候に属しており、年平均降水量は日本の平均を大きく上回るものの、降雨の季節的なばらつきは大きい。また、地表は多孔質で高透水性の琉球石灰岩に覆われており、地表水に乏しく、河川や湖は存在しない。そこで、南西諸島では農業用水の確保を目的とした地下ダム事業が展開されている¹⁾。

地下ダムは地下水流の存在する帯水層中に不透水性の地下止水壁を造り、地下水流を堰き止めることによって、地下水を貯留する水利施設である²⁾。南西諸島に位置する宮古島では、農業用水の水源として初めて建設された皆福実験用地下ダムの成功以来、砂川地下ダム、福里地下ダムが築造・供用されている。現在も2基の地下ダムが建設中であり、地下ダム事業が展開されるたびに地下水利用可能量は劇的に増加している³⁾。豊富な地下水を効率的に利用できるようになり、宮古島の農業は基幹作物であるサトウキビの収量増加のみならず、マンゴーをはじめとする熱帯果樹や野菜等の高収益作物への転換が進んでいる⁴⁾。

更なる農業用水の安定供給ならびに多様化する栽培品目を加味した営農計画の策定を実現するには、地下ダム貯水量の変動予測が望まれる。しかしながら、地下ダム貯水量の変動は降水量や蒸発散などの気象要素に加え、農業活動等の土地利用の影響が複雑に絡み合っており、多くの情報を包含できる手法が求められる。地下ダム建設現場において、地下水流を正確に予測する物理モデルは存在せず、物理モデルの構築には多くの水文・地質調査を必要とするため、コストと時間がかかる。また、地下ダムの供用過程では、ボーリングの跡地に設置される観測孔にて地下水位が定期的に観測されており、地下水位データは蓄積しているものの、その有効利用はなされていない。

本研究では、蓄積した地下水位データに着目し、機械学習を用いて6か月後の地下水位を予測し、貯水量へ変換する貯水量予測モデルを開発した。さらに、使用する特徴量ごとのモデル性能を比較することにより、貯水量予測に有効な気象・水質因子について検討した。

2. 貯水量予測モデルの構築

2.1 観測データ

本研究では、地下ダム建設現場にて観測されている地下水位データと水質データ、宮古島気象台にて観測されている気象データを使用した。地下水位は2006年4月から2023年3月まで約1か月ごと、水質は2008年1月から2023年1月まで約2か月ごとに観測されている。気象データは2006年4月から2023年3月までの月別値を気象庁ホームページから取得した。地下水位は2010年3月のデータのみに欠損しており、気象・水質データに欠損値はない。また、機械学習に用いるすべてのデータは線形補完により、各月の1日となるよう整理した。

地下水位データは砂川地下ダムにて水質計測している観測孔K1を地下水位予測、観測孔K0を地下水位から貯水量へ変換するために使用した。いずれの観測孔もオールストレーナー構造である。観測孔K1およびK0の位置を図-1、K0およびK1にて計測された地下水位の経時変化を図-2に示す。図-1および図-2より、K1はK0より上流側に位置しており、地下水位は全体的に高くなっているものの、いずれの水位変動も同様の傾向を示している。

本研究において、特徴量として使用する水質データはpH、EC、COD、TN、TP、 HCO_3^- 、 Cl^- 、 NO_3^- 、 SO_4^{2-} 、 Na^+ 、 K^+ 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} の計13種類である。水質項目の例として、 NO_3^- および K^+ の



図-1 観測孔 K0 および K1 の位置

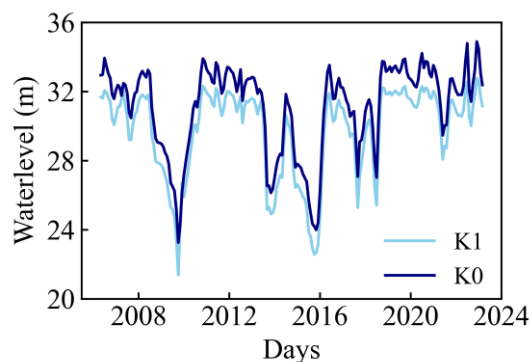


図-2 観測孔 K0, K1 の地下水位の経時変化

Assessment of meteorological and water quality factors on prediction model for reservoir capacity of subsurface dams using machine learning. Shun Inoue¹, Mariko Suzuki¹, Kazuya Inoue¹ (¹Kobe University, Graduate School of Agricultural Science)

KEY WORDS: subsurface dam, machine learning, reservoir capacity, water quality

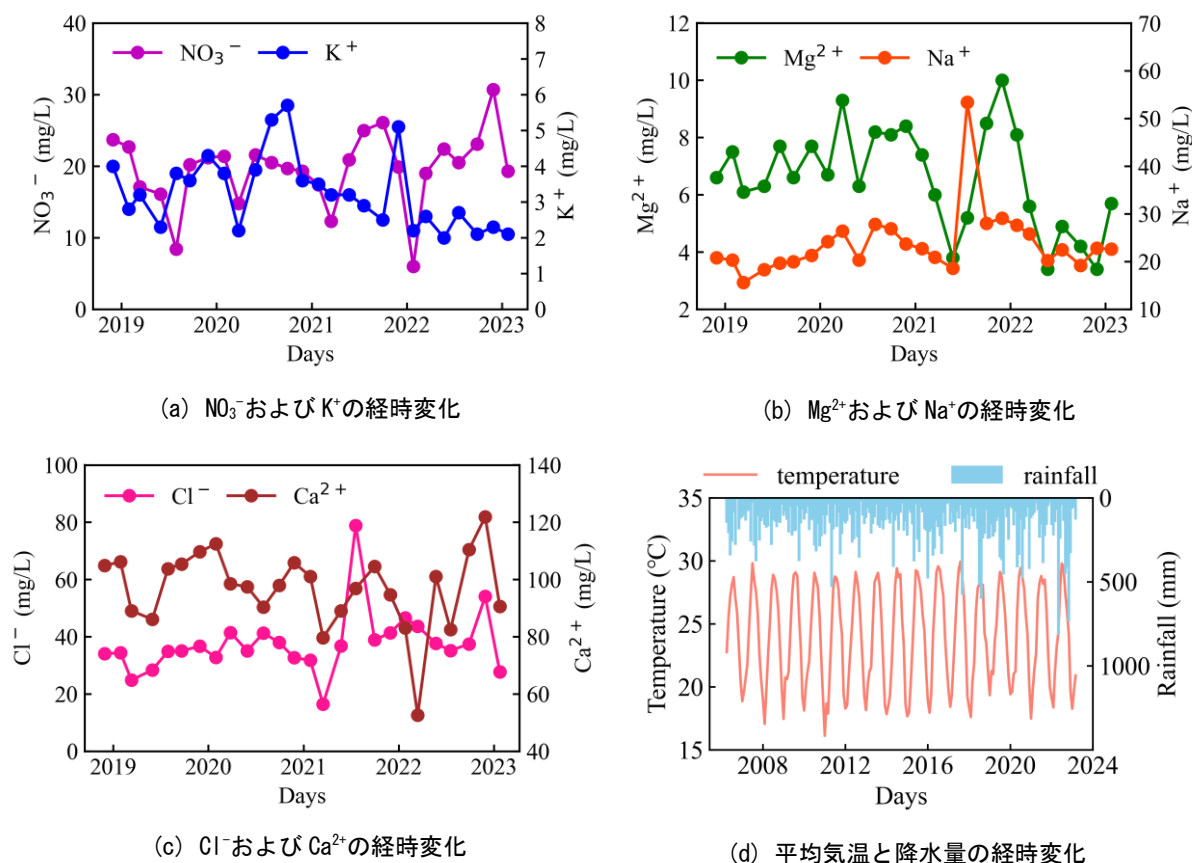


図-3 特徴量として使用する観測データの経時変化

経時変化を図-3(a), Mg^{2+} および Na^+ の経時変化を図-3(b), Cl^- および Ca^{2+} の経時変化を図-3(c)に示す。TN, TP, NO_3^- および K^+ は肥料の主成分, Na^+ , Mg^{2+} および Cl^- は海水に多く含まれるイオン, Ca^{2+} および HCO_3^- は琉球石灰岩由来の水質項目である。気象データは平均気温, 最高気温, 海面水温, 日照時間, 平均風速, 最大風速, 平均湿度および降水量の計8種類である。気象データの例として降水量と平均気温の経時変化を図-3(d)に示す。水収支の主要な要素である降水量に加え, 季節変動を反映する平均気温や最高気温, 蒸発散に関連する日照時間や平均風速も特徴量の1つとしてモデルを構築し, 貯水量の変動に与える影響を評価する。

本研究では, 貯水量予測に有効な特徴量のみの抽出ならびに現場における各項目の測定に際する労力削減を目的として, 可能な限り特徴量を削減する。そのため, 特徴量の数を最小数の2から1つずつ特徴量の数を増やし, 予測性能の向上が停滞したときの個数を特徴量の最大個数とした。また, 特徴量の組み合わせは全探索により, すべての組み合わせを網羅的に検証することで最も評価の高い組み合わせを決定した。具体的には, 特徴量の数を n 個とすると, まず, 水質・気象因子に予測時点の地下水位を含めた22種類の特徴量のうち, n 個の特徴量を選択する。そして, 選択した特徴量ごとにモデルを構築して評価する操作を全通りの $22C_n$ 回繰り返し, 最もモデル性能の高かった特徴量の組み合わせを決定した。これを特徴量の数が n 個における最良の特徴量の組み合わせとする。

2.2 Extremely Randomized Trees

Extremely Randomized Trees⁵⁾ (以下, ERT と称する) は, 個々に独立した決定木により予測値を求めるアンサンブル学習法の1つである。ERTの概略図を図-4に示す。ERTを構成する決定木は, 学習データの説明変数に対して各階層にて判定を積み重ねることにより, 最終的に予測した値を出力するモデルである⁶⁾。また, アンサンブル学習とは, 弱学習器を複数組み合わせることで汎化性能を高め, より性能の高い学習器の構築を目指す手法である。アンサンブル学習は複数のモデルを直列に扱うブースティングと並列に扱うバギングに大別される。ERTはバギングの一種であり, それぞれの決定木を平滑化することにより, 汎化性能の高いモデルを構築するという考え方に基づいている。ERTは決定木を生成する際に分岐をランダムに決定する, 全学習データを用いて決定木を学習する等の特徴を有する。よって, 他の機械学習モデルと比較してランダム性が高く, 一般的に過学習に対して堅牢であり, 計算コストは少ない。

本研究におけるERTのハイパーパラメータについて, 気象・水質因子の決定の際には, Pythonのscikit-learnライブラリにおけるデフォルト値を用いた。その後, 決定した気象・水質因子により予測する際には, 予測精度の向上と過学習

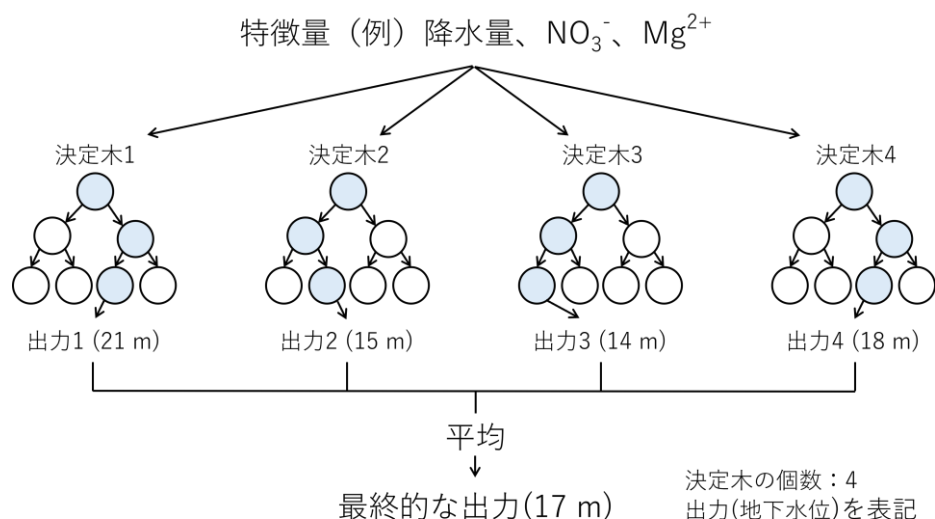


図-4 Extremely Randomized Trees の概略図

の防止を目的として、木の最大深さを5とした。

ERT はエネルギー分野にて太陽光発電量の予測⁷⁾、医学分野にて細胞診断支援システムの開発⁸⁾等の多様な分野で応用されている。本研究では、土木分野で地上ダムの浸透量予測⁹⁾等の類似した応用例もあることから、ERT を採用した。

2.3 モデルの評価

特微量の組み合わせごとに貯水量予測モデルの汎化性能を評価するため、ホールドアウト法を使用した。ホールドアウト法はデータセットを訓練データセット、検証データセットおよびテストデータセットに分割し、モデルを評価する。訓練データセットによりモデルを訓練し、検証データセットによりモデルの汎化性能を評価する。テストデータセットは新しいデータに対するモデルの汎化性能を評価するために用いる¹⁰⁾。

特微量を選定するにはモデル性能を比較する評価関数を設定する必要があるが、本研究では評価関数を決定係数とする。決定係数 R^2 は

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (1)$$

と表される。ここに、 n はテストデータの数、 y_i は目的変数、 $\hat{y}_i$ は回帰モデルによる推定値、 $\bar{y}$ は目的変数の平均値である¹¹⁾。決定係数は目的変数の変動のうち回帰モデルで説明できる割合であり、値が1.0に近いほどモデル性能は高い。

本研究では、2008年1月から2021年6月までの観測データを8:2の割合で分割し、それぞれ訓練データセットと検証データセットとした。時系列データである地下水位において、過去のデータを訓練データセット、未来のデータを検証データセットとする。特微量の組み合わせごとにモデルを構築し、決定係数を比較することにより、予測性能が最もよい特微量の組み合わせを決定する。開発した貯水量予測モデルにより、2022年1月から2022年12月までを予測し、新しいデータに対する性能を評価した。

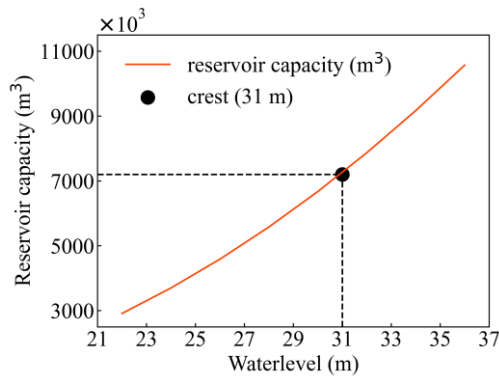
2.4 地下ダム貯水量へ変換

機械学習により予測した地下水位を地下ダム貯水量へ変換することで、貯水量の予測値とした。砂川地下ダム流域では観測孔K0にて計測した地下水位を貯水量へ変換している¹²⁾。K0の地下水位と貯水量の関係を図-5(a)に示す。地下水位から貯水量へ変換する換算式は

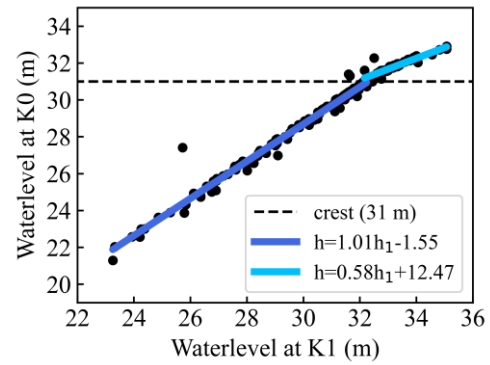
$$Q = 12.813 h^2 - 196.17 h + 1027 \quad (2)$$

と表される。ここに、 Q (千 m^3)は貯水量、 h (m)は観測孔K0における地下水位である。

本研究では、地下水位を予測するにあたり、水質項目を計測している観測孔K1を利用している。しかしながら、K1の地下水位を貯水量へ直接変換する手法は確立されていない。そこで、地下水位を貯水量へ変換することのできる観測孔K0とK1の地下水位の関係を導く。K0とK1にて観測された地下水位の関係を図-5(b)に示す。図-5(b)より、数点の異常値はみられるものの、K0とK1の地下水位の関係はK0の地下水位が天端標高(31 m)を境として異なる標高帯



(a) 観測孔K0の地下水位と貯水量の関係



(b) 観測孔 K1 から K0 への地下水位変換

図-5 地下水位から貯水量への変換

表-1 特徴量選択による水質・気象要素の影響評価

特徴量の数	決定係数	特徴量の組み合わせ								特徴量の候補 (22 種類) 地下水位, 降水量, 平均気温, 最高気温, 海面水温, 日照時間, 平均風速, 最大風速, 平均湿度, pH, EC, COD, TN, TP, HCO ₃ ⁻ , Cl ⁻ , NO ₃ ⁻ , SO ₄ ²⁻ , Na ⁺ , K ⁺ , Mg ²⁺ , Ca ²⁺
2	0.758	地下水位	降水量							
3	0.764	地下水位	降水量	Mg ²⁺						
4	0.773	地下水位	降水量	Mg ²⁺	Na ⁺					
5	0.785	地下水位	降水量	Mg ²⁺	Na ⁺	Ca ²⁺				
6	0.765	地下水位	降水量	Mg ²⁺	K ⁺	Ca ²⁺	Cl ⁻			

においてそれぞれ線形的な挙動を示している。したがって、天端標高よりも高い範囲と低い範囲に分けてそれぞれ単回帰し、K1 の地下水位から K0 の地下水位へ変換する換算式を導いた。換算式は

$$\begin{cases} h = 1.01h_1 - 1.55 & (h \geq h_0) \\ h = 0.58h_1 + 12.47 & (h < h_0) \end{cases} \quad (3)$$

と表される。ここに、 h_1 (m)はK1における地下水位、 h_0 は砂川地下ダム为天端標高であり、 $h_0 = 31$ mである。

K1にて予測した地下水位は、式(3)にてK0の地下水位へ変換し、変換した地下水位を式(2)にて貯水量へ換算する。

3. 結果と考察

3.1 特徴量選択による水質・気象因子の影響評価

特徴量を2つから順に1つずつ特徴量の数を増加させながら、それぞれ最も予測性能の良い特徴量の組み合わせを用いてモデル性能を比較した。また、それぞれの特徴量の個数にて最良のモデルを構築するにあたり、全探索により特徴量の組み合わせを網羅的に試行することで、モデル性能の最も高い特徴量の組み合わせを決定した。特徴量の数および最もモデル性能の良い特徴量の組み合わせ、検証データセットを評価した決定係数を表-1に示す。ここに、表-1の地下水位は予測時点の地下水位を示す。表-1より、特徴量の数は2つから5つまでモデル性能の指標となる決定係数は上昇し、6つで減少に転じていることがわかる。したがって、地下水位を予測するにあたり、特徴量の数は5つで十分であると考えられる。特徴量の数が6のときにモデル性能は低下していることから、特徴量の数を増やすと直線的にモデルの性能が向上するわけではなく、逆にノイズを与える可能性がある¹³⁾。本研究では、特徴量のすべての組み合わせを検証していることから、より性能の高いモデルを構築するためには、既存の特徴量の前処理を変更する、あるいは新たな特徴量を追加する必要性が示唆された。

地下水位の予測に水質・気象因子の与える影響について、特徴量が予測時点の地下水位と降水量の2つであっても決定係数の値は比較的高く、予測時点の地下水位および降水量は特徴量として主要な要素であることがわかる。地下水位および降水量は水収支の構成要素であり、予測対象日の地下水位と直接的に関連しているためである。モデル性能の向上する水質項目はMg²⁺、Na⁺およびCa²⁺であり、陽イオンに多い。よって、陽イオンの動向を明らかにすることは地下水位の予測精度向上に寄与する可能性が示された。Na⁺とCl⁻、Ca²⁺とHCO₃⁻はそれぞれ高い相関関係にあり¹⁴⁾、陽イオンと陰イオンは対応しているため、モデルは陽イオンのみで傾向を読み取ることができたと考えられる。水質項目について、Mg²⁺およびNa⁺は海水に多く含まれる成分、Ca²⁺は琉球石灰岩の主成分であり、それぞれ海洋および地盤の影響を反映する。水質項目のうち、Mg²⁺およびCa²⁺はNO₃⁻との正の相関がみられ、化学肥料を起源とした石灰岩の溶解現

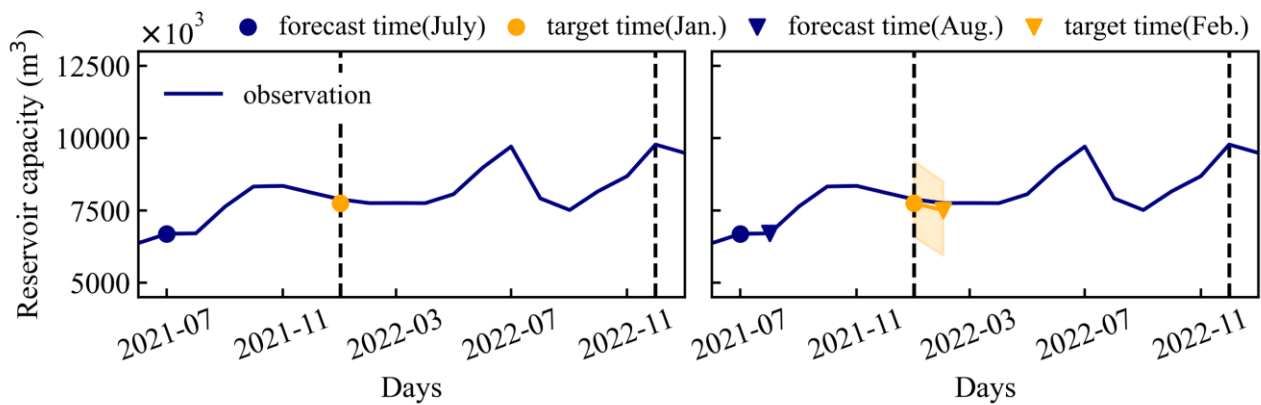


図-6 地下ダム貯水量の6か月後予測結果の表示手順

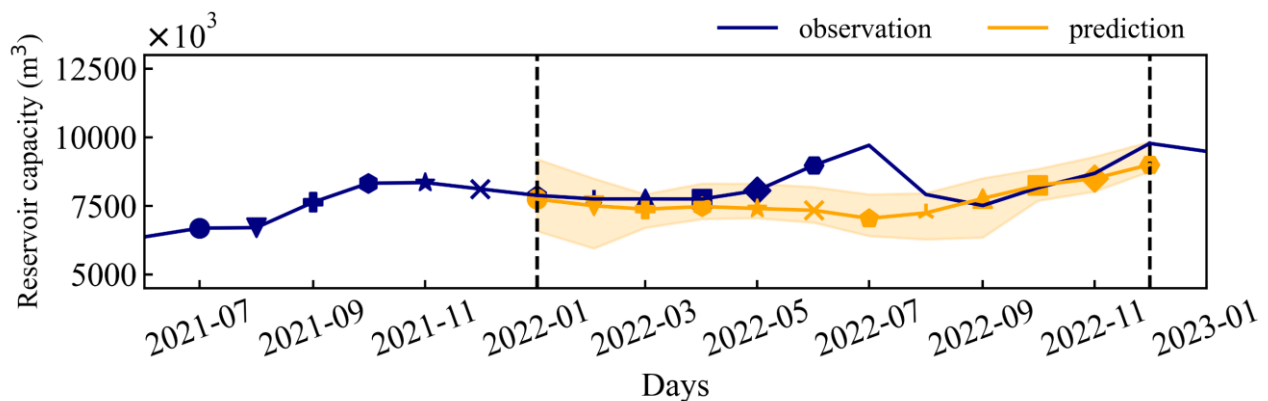


図-7 2022年1月から2022年12月の貯水量予測

象が要因であることが示されている¹⁴⁾。よって、 Mg^{2+} および Ca^{2+} は農業活動に影響を受ける水質項目であり、砂川地下ダム流域の農業活動に伴う地下水位変動に関する情報を内包していると考えられる。

3.2 貯水量予測モデルの性能評価

宮古島において基幹作物であるサトウキビの栽培期間は12~18か月と長く、生育初期、生育旺盛期、登熟期および収穫期の4つの生育期に区分できる。特にサトウキビの栽培体系の1つである夏植えでは、緩慢な初期生育と広い畦間により、生育初期の期間は約6か月に及ぶ¹⁵⁾。また、その後の生育旺盛期において干ばつに見舞われるとサトウキビの成成は強く制限されるため¹⁶⁾、農業用水の利用可能量を事前に把握することは重要である。

本研究では、ホールダアウト法により決定した特徴量を用いて2008年1月から2021年6月までのデータを学習し、2022年1月から2022年12月まで6か月後の地下ダム貯水量を予測した。貯水量予測モデルの学習には予測期間内の降水量ならびに水質項目を利用しており、予測においては未知のパラメータである。よって、直近の傾向を踏まえた特徴量の生成と予測の幅を設定するため、過去5年間に観測された降水量および各水質項目の計測値を特徴量に用いた。予測値は5回の繰り返し計算における平均値とし、予測の幅は最大値と最小値により表現している。6か月後の地下ダム貯水量を予測し、グラフに表示する手順を図-6に示す。図-6におけるプロットの形状は予測時点と予測対象日の貯水量で対となっている。図-6のように、予測時点となる月から6か月後の貯水量を予測する操作を繰り返し、2021年7月から2022年6月までの1年間を予測時点、2022年1月から2022年12月までを予測対象日としてそれぞれ6か月先の貯水量を予測した。予測した6か月後の貯水量を図-7に示す。図-7には、予測した貯水量とともに貯水量の観測値も併記している。図-7より、6月と7月に発生した貯水量の急激な増加を予測できていないものの、その他の予測期間では変動傾向を再現できていることがわかる。予測の幅に観測値が含まれる確率を捕捉率とすると、捕捉率は0.83であり、6か月後の貯水量を良好に予測できている。

2022年6月および7月に発生した貯水量の急激な増加を予測できていない要因として、予測期間内の2022年5月に月別値で平年値の3倍以上の降水量が記録されたことが考えられる。本研究では、予測期間内の観測値の代わりに過去の観測値を特徴量として予測しているため、特徴量として用いるデータの中で発生していない現象を捕捉することは難しい。また、予測値として過去5年の平均値を採用しているため、予測値の変動は緩やかな傾向にある。したがって、

貯水量の前例の少ない急激な増加並びに減少を予測するには、機械学習の手法の一つである異常検知の導入等の対策が必要であることがわかる。

4. まとめ

本研究では、機械学習を用いて地下ダムの貯水量を予測することにより、気象・水質因子の影響を評価した。また、予測性能の向上に寄与する特徴量を用いた貯水量予測モデルを開発した。得られた結果より、以下のことが示された。

1. 地下水位を予測するための主要な因子は水収支に関連のある予測時点の地下水位ならびに降水量であった。
2. 水質項目は陽イオンを中心にモデル性能の向上に寄与し、特に海水侵入および農業活動の影響を反映する Mg^{2+} は大きく貢献した。
3. 開発した貯水量予測モデルは、貯水量の急激な増減を表現することはできていないものの、6 か月先までの貯水量を良好に予測することができた。

また、今後の課題について以下に記す。

1. 特徴量として水収支に関連のある項目が有用であることが明らかとなったため、蒸発散量や揚水量といった項目を新たに導入する。
2. 機械学習の一分野である教師なし学習の異常検知手法を用いて、地下水位の急激な増減を予測することに特化した新たな貯水量予測モデルの開発を目指す。

謝辞：本研究を進めるにあたり、農林水産省農村振興局整備部設計課ならびに沖縄総合事務局宮古農業水利事業所の皆様には、ダムサイトの調査や観測データの提供など、様々なご協力をいただきました。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 吉本周平・土原健雄・白旗克志・中里裕臣・石田聡：降雨強度の変化が地下ダム水資源に与える影響の評価 -洞窟性パイプフローを考慮した水収支モデルによる検討-, Journal of Rainwater Catchment Systems, Vol.28, No.2, pp.41-48, 2023
- 2) 古川博恭・黒田登美雄：The Underground Dam, 海鳥社, pp.15-25, 2011
- 3) 富田友幸：地下ダム開発の現状と今後展開 ~沖縄・奄美地域の農業用地下ダムを中心として~, 地下水技術, Vol.51, No.1, pp.29-39, 2009
- 4) 井上一哉・高田大輝・鈴木麻里子：塩水分布を用いた塩水阻止型地下ダムの止水壁健全性評価, 土木学会論文集 B1, Vol.76, No.2, pp.307-312, 2020
- 5) Geurts, P.・Ernst, D.・Wehenkel, L. : Extremely randomized trees, Springer Science+Business Media, LLC, 2006
- 6) 横山侑政・瀧川一学：全部分グラフ指示子に基づく決定木勾配ブースティング, 人工知能学会全国大会論文集, 31, 1K1-3, 2017
- 7) 古澤 陽・西嶋瑛世・海野真穂・堀田裕弘：AutoML を用いた太陽光発電量予測の精度検証の検討, エネルギー・資源学会論文誌, Vol.44, No.3, pp.152-159, 2023
- 8) 森本雅和・土橋康成・初田真幸：診断根拠を提示する尿路上皮細胞診断支援システムの開発, 日本知能情報フレンジイ学会誌, Vol.36, No.2, pp.601-609, 2024
- 9) Inoue, K. and Suzuki, M. : Prediction of dam leakage using machine learning, Proceeding of the 7th Asian-Pacific Symposium on Structural Reliability and Its Applications, pp.341-346, 2020
- 10) 菊地輝行・崎田晃基・秦野輝儀・古川慶・西山哲・大西有三：深層学習による崩壊・非崩壊地の自動判読手法の開発, 日本地すべり学会誌, Vol.56, No.5, pp.255-263, 2019
- 11) 竿本英貴・宮本崇：機械学習による橋梁の損傷推定を想定した教師データセットの生成, 土木学会論文集 A1, Vol.78, No.4, pp.10-21, 2022
- 12) 宮古土地改良区：宮古島の農業用水, pp.2-8, 2015
- 13) 上杉徳照：機械学習の概要と材料工学への応用例, 軽金属学会, Vol.73, No.3, pp.104-111, 2024
- 14) 野村渉平・入江満美・牛久保明邦・中西康博：宮古島の湧水口における大気中 CO_2 濃度と地下水水質との関係, 日本土壌肥科学雑誌, Vol.82, No.4, pp.275-282, 2011
- 15) 寺内方克：サトウキビ生産の現状とサトウキビ収量向上のための課題, 日本作物学会紀事, Vol.71, No.3, pp.297-307, 2002
- 16) 渡邊健太・寶川拓生・福澤康典・上野正実・川満芳信：南大東島における水収支と株だしサトウキビの生育および収量との関係, 日本作物学会紀事, Vol.90, No.3, pp.324-333, 2021

降雨波形および土壌特性と浸透率に関する研究

○齋藤雅彦¹¹神戸大学大学院 工学研究科

1. はじめに

近年において、地球規模の気候変動に起因すると考えられる豪雨が多発し、これに伴う土砂災害・洪水災害が毎年のように頻発している。豪雨に伴う災害を未然に防止し、適切な対策を講じるためには、豪雨時の降雨イベントに対する浸透率（あるいは流出率）を適切に評価することが重要である。国土交通省¹⁾は、「流出雨水量の最大値を算定する際に用いる土地利用形態ごとの流出係数を定める告知」において、土地利用の形態区分とそれに応じた流出係数を定めているが、流出率・浸透率は地盤の透水性・保水性のような土壌特性の他、降雨波形の性質（総降雨量・短期集中型・長期継続型など）にも依存する²⁾。一方、これらの関係について個別事例に対しては飽和不飽和浸透流解析等により定量的に評価することは比較的容易であるものの³⁾、浸透挙動は包括的に整理されているとは言い難い。

本研究では、このような土地利用区分による一律の浸透率と、個別事例における詳細な解析結果に基づく浸透率の中間的な精度の推定値を得ることを目的に、総降雨量や最大降雨強度の異なる相似形のモデル降雨波形を多数用いることによって、これらの関係を数値解析により定量的に評価することを試みる。

2. 解析手法と解析条件

2.1 飽和・不飽和浸透流解析の基礎式

1次元飽和・不飽和浸透流の基礎式⁴⁾は以下のように表される。

$$(C + \beta S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[k(\theta) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right] \quad (1)$$

ここに、 C は比水分容量 ($=\phi dS_w/d\psi$, ϕ は空隙率, S_w は飽和度), S_s は比貯留率, $k(\theta)$ は体積含水率表示の土壌水分量 θ によって変化する不飽和透水係数, ψ は圧力水頭（または毛管ポテンシャル）である。また、 β は、飽和領域 ($S_w=1$) で $\beta=1$, 不飽和領域 ($S_w \neq 1$) で $\beta=0$ である。また、不飽和透水係数 $k(\theta)$ は、比透水係数 k_r および飽和透水係数 k_s により以下のように表すことができる。

$$k(\theta) = k_r \cdot k_s \quad (2)$$

2.2 不飽和浸透特性

解析に必要な物性値である比透水係数 k_r は飽和度の関数、飽和度 S_w は毛管圧 $\psi_c = -\psi$ の関数と考えられる。これらの関係（水分特性曲線）を数学的にモデル化する試みがなされ、多くのモデルが提案されているが、ここでは式(3)の van Genuchten の式⁵⁾を用いる。

$$S_e = \frac{S_w - S_r}{1 - S_r} = \left\{ 1 + (\alpha \psi_c)^n \right\}^{-m} \quad (3)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 S_r は残留飽和度、 α, n, m は形状パラメータであり、 $m = 1 - 1/n$, α は圧力水頭の逆数の次元を持つ。

また、比透水係数と有効飽和度の関係は、

$$k_r = S_e^\varepsilon \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right\}^2 \quad (4)$$

と表される⁶⁾。ここに、 ε は空隙の連続性に関わるパラメータであるが、一般に、 $\varepsilon = 1/2$ が用いられる。

水分特性曲線のヒステリシスについては、Scott *et al.*⁷⁾の方法を用いて考慮する。このとき、主脱水曲線と主吸水曲線が必要となるが、式(3)における n を一定として、 α で主吸水曲線と主排水曲線を区別する方法を用い⁸⁾、それぞれ α_w と α_d とする。また、主脱水曲線の $\alpha (= \alpha_d)$ 、および残留飽和度 S_r については、飽和透水係数 k_s に依存するものと仮定し、以下のように与える⁹⁾。

$$\alpha_d^{-1} = -0.3735 \log_{10}(100k_s) - 0.1622 \quad (5)$$

Study on the relationship between rainfall waveforms, soil properties, and infiltration rate

Masahiko Saito¹ (¹Kobe University)

KEY WORDS: Rainfall infiltration, Rainfall waveforms, Infiltration rate, Numerical analysis

$$S_r = -0.15 \log_{10}(100k_s) - 0.2 \quad (6)$$

ここに、 α_d の単位は m^{-1} 、 k_s の単位は m/s であり、 $\alpha_d^{-1} \geq 0.01$ (m) とする。主吸水曲線の α ($=\alpha_w$) は、Luckner *et al.*¹⁰⁾ を参考に $\alpha_w = 2\alpha_d$ とする。また、 S_r は無次元であり、 $S_r \geq 0.0$ とする。

2.3 解析条件と解析ケース

解析領域を図-1 に示す。解析領域は地下水面から地表面までの 4.0 m であり、 $z=4.0$ m を地表面とする。境界条件は、 $z=0$ m は地下水面とみなして $\psi=0$ m (=大気圧) とする。地表面は降雨浸透境界であり、降雨強度を $r(t)$ 、浸透強度を $q(t)$ とすると、不飽和状態、すなわち $\psi < 0$ m のとき $q(t) = r(t)$ 、地表面が飽和に達したとき、 $\psi=0$ m (大気圧) かつ $q(t) \leq r(t)$ となる。また、解析メッシュの要素サイズ Δz は 0.1 m、時間差分の差分間隔 Δt は 60 秒である。

降雨波形は、モデル降雨として一定波形および山型波形の 2 種類とし、1 つの降雨イベントとして総降雨量 Q (mm) に対して最大降雨強度 r_m (mm/hr) と降雨継続時間 T_r を相似形に変化させて $r(t)$ とする。一例として、図-2 および図-3 は、それぞれ $Q = 86.4$ mm に対する一定と山型の降雨波形を表す。ここで、山型降雨波形は、以下の式で与える。

$$r(t) = \frac{r_m}{2} \left\{ 1 - \cos \left(\frac{2\pi}{T_r} t \right) \right\} \quad (7)$$

ここで、 Q 、 r_m 、 T_r の関係は、一定降雨の場合 $T_r = Q/r_m$ 、山型降雨については、 $T_r = 2Q/r_m$ である。たとえば図-2、図-3 のうち、 $Q = 86.4$ mm、 $r_m = 7.2$ mm/hr の場合、一定降雨では $T_r = 12$ hr、山型降雨では 24 hr となる。

初期条件は、まず仮の初期条件として $z < 2.0$ m で $\psi = -z$ m、 $z \geq 2.0$ m で $\psi = 2.0$ m を与え、 $r(t) = 2.0$ mm/hr の一定降雨を 3 日間 (72 hr、計 144 mm) とする。これは日本の年間降水量の平均値 (約 1700 mm) の約 1/12、すなわち 1 か月分の平均に相当する。その後、12 日間の無降雨期間を経たものを初期条件とする。この無降雨期間により地盤内の初期水分量が変化し、これに応じて浸透率も異なると考えられるが、ここでは一つの基準として 12 日 (降雨開始から 15 日) を設定した。

解析ケースは、表-1 に示すように Case-1 は一定波形、Case-2 は山型波形のモデル降雨とし、それぞれについて飽和透水係数 k_s 、VG パラメータの n (式(3))、および空隙率 ϕ を変化させて計 10 ケースとする。ここで、 k_s については最終浸透能に相当し、過小な場合は弱い雨でも浸透率はほぼ 0%、過大な場合は強い雨でも 100% となる。これを考慮して、降雨強度によって浸透率が大きく異なることが予想される k_s の範囲として $k_s = 1.0 \times 10^{-6} \sim 4.0 \times 10^{-6}$ m/s とする。 n については、文献値^{11), 12)} では概ね 1.1~2.7 の範囲にあり、平均的な値として 1.5 および 2.0 を用いて比較する。

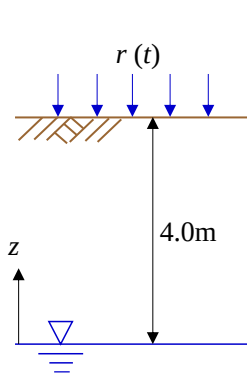


図-1 解析領域の概要

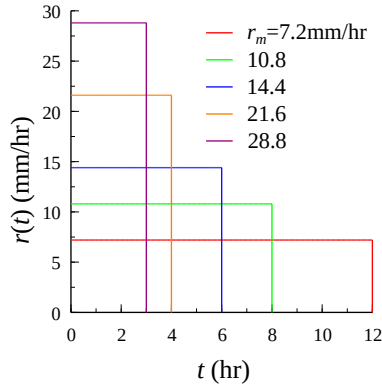


図-2 一定降雨波形の一例

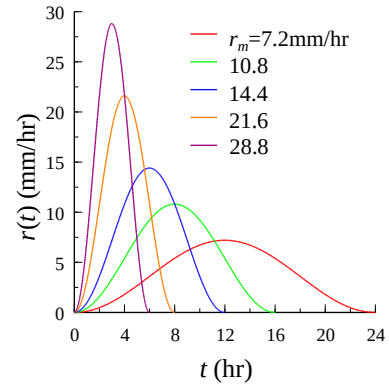


図-3 山型降雨波形の一例

表-1 解析ケース

	波形	k_s (m/s)	VG- n	ϕ		波形	k_s (m/s)	VG- n	ϕ
Case-1a	一定	1.0×10^{-6}	2	0.4	Case-2a	山型	1.0×10^{-6}	2	0.4
Case-1b		2.0×10^{-6}			Case-2b		2.0×10^{-6}		
Case-1c		4.0×10^{-6}			Case-2c		4.0×10^{-6}		
Case-1d		1.0×10^{-6}	1.5	0.3	Case-2d		1.0×10^{-6}	1.5	0.3
Case-1e			2		Case-2e			2	

表-2 降雨条件

k_s (m/s)	Q (mm)	r_m (mm/h)
1.0×10^{-6}	86.4 ~432.0	7.2~28.8
2.0×10^{-6}		14.4~57.6
4.0×10^{-6}		21.6~115.2

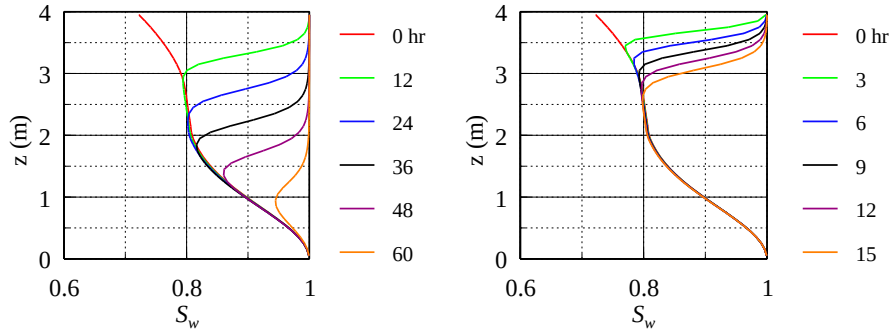
また降雨条件については、総降雨量 Q (mm) は、すべてのケースで 86.4, 172.8, 259.2, 345.6, 432.0 mm の 5 種類とする。最大降雨強度 r_m (mm/hr) については、飽和透水係数と浸透率の関係を考慮する。たとえば、 $r_m < k_s$ の場合は地下水面が非常に高い場合を除いて理論上浸透率は 100% となる。このため r_m の最小値は k_s の 1.5~2 倍となるように設定し、 $k_s = 1.0 \times 10^{-6}$ m/s = 3.6 mm/hr の場合は 7.2, 10.8, 14.4, 21.6, 28.8 mm/hr の 5 種類、 $k_s = 2.0 \times 10^{-6}$ では 2 倍の 14.4, 21.6, 28.8, 43.2, 57.6 mm/hr の 5 種類、 $k_s = 4.0 \times 10^{-6}$ については、21.6, 28.8, 43.2, 57.6, 115.2 mm/hr の 5 種類とする。すなわち、表-1 の各ケースについて計 25 種類の降雨波形に対する浸透率 R を計算する。ここで、浸透率 R は次式で定義する。

$$R = \frac{\int_0^{T_r} q(t) dt}{\int_0^{T_r} r(t) dt} = \frac{\int_0^{T_r} q(t) dt}{Q} \quad (8)$$

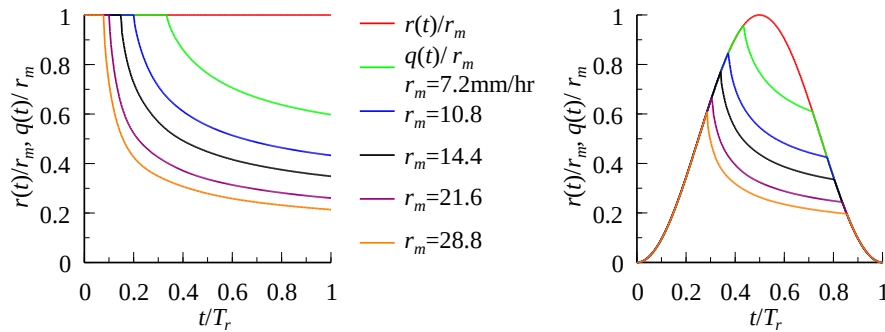
3. 解析結果と考察

3.1 飽和度分布および浸透強度の時間変化

図-4 に飽和度分布の時間変化の一例を示す。これは、Case-1a の $Q = 432$ mm について、 $r_m = 7.2$ mm/hr と 28.8 mm/hr の飽和度分布を比較したものであるが、 $r_m = 7.2$ mm/hr では降雨終了時には地下水面付近まで飽和度の上昇が見られるのに対し、28.8 mm/hr の場合は地表面から約 1.5m までしか到達していない。このことから、総降雨量が同じであっても短時間で強い雨が降る場合は浸透量が小さくなるのがわかる。また、図-5 は Case-1a および Case-2a の $Q = 86.4$ mm について、降雨強度 $r(t)$ と浸透強度 $q(t)$ の時間変化を示している。ここで、横軸は t/T_r 、縦軸は $r(t)/r_m$ 、 $q(t)/r_m$ で無次元表示されているので、 $r(t)$ については r_m 、 T_r に関わらず同じ波形となる。一方、 $q(t)$ については r_m が大きくなるほど小さくなっており、とくに浸透強度が低下し始める相対的な時間が早くなっている。これは地表面が飽和状態に達するまでの時間（ポンディングタイム）であり、降雨強度に強く依存するためである。



(a) $r_m = 7.2$ mm/hr (b) $r_m = 28.8$ mm/hr
図-4 飽和度分布の時間変化の一例 (Case-1a, $Q = 432$ mm)



(a) Case-1a (b) Case-2a
図-5 降雨強度 $r(t)$ と浸透強度 $q(t)$ の時間変化の一例 ($Q = 86.4$ mm)

3.2 総降雨量、最大降雨強度、飽和透水係数と浸透率の関係

図-6 は Case-1a~1c および Case-2a~2c の全降雨波形に対する r_m/k_s と浸透率 R の関係を、波形別・飽和透水係数別に整理したものである。これより、すべてのケースで総降雨量 Q に対応する両者の関係は両対数軸上で線形関係となるのがわかる。すなわち、ある Q に対して r_m/k_s と R の関係は次式で表現することができる。

$$R = a \left(\frac{r_m}{k_s} \right)^b \quad (\text{ただし、} R \text{ の上限値は } 1) \quad (9)$$

ここに、 a 、 b は Q に依存すると考えられる無次元フィッティングパラメータである。

また、モデル波形ごとに r_m/k_s と R の関係を比較すると、一定 (Case-1) より山型 (Case-2) の方が全体的に浸透率は大きくなっている。これは、一定波形の場合、すべての降雨期間中で $r(t) > k_s$ となっているのに対し、山型では降雨開始直後と降雨終了直前に必ず $r(t) < k_s$ の期間を含むこと、および山型の平均降雨強度は一定の $1/2$ であり、浸透しやすいためであると考えられる。また、Case-1a~Case-1c および Case-2a~Case-2c はそれぞれのケースで k_s が異なっているが、 r_m/k_s と R の関係はほぼ同様となっており、 k_s にはほとんど依存していないことがわかる。このことから、それぞれのモデル波形に対して、式(9)の a 、 b は Q のみに依存していると考えられる。図-7 は、図-6 のすべての回帰直線のパラメータ a 、 b と総降雨量 Q との関係、およびその近似曲線を示している。ここで、近似曲線はパラメータ a については指数関数、パラメータ b については、片対数表示にて直線で示すことから対数関数を用いて、以下の式で近似した。

$$a = c_1 \exp(c_2 Q) + c_3, \quad b = d_1 \log_e Q + d_2 \quad (10)$$

ここに、 $c_1 \sim c_3$ 、 d_1 、 d_2 はフィッティングパラメータであり、表-3 に同定結果を示す。

以上の結果から、相似性の成り立つモデル降雨に対しては、式(10)のフィッティングパラメータを予め同定することにより、総降雨量、最大降雨強度、飽和透水係数から浸透率を簡易に推定することが可能であると考えられる。また、モデル波形に近似可能な降雨波形であれば、実際の降雨波形に対する浸透率の近似値が得られると考えられる。

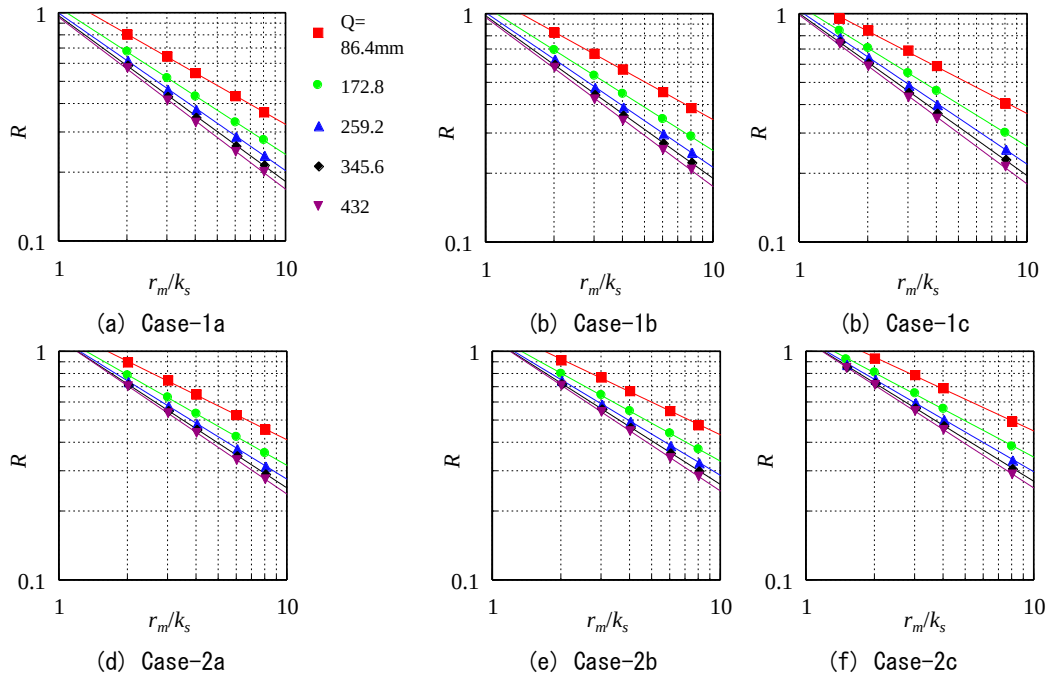
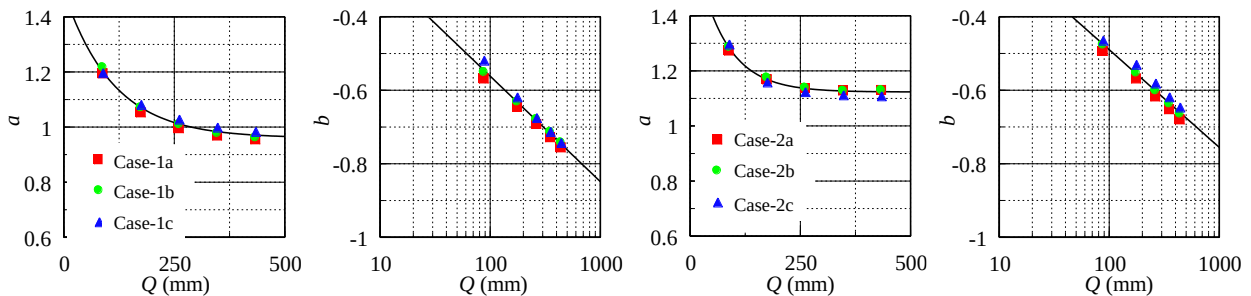


図-6 全降雨波形に対する浸透率及び回帰直線



(a) パラメータ a (Case-1) (b) パラメータ b (Case-1) (c) パラメータ a (Case-2) (d) パラメータ b (Case-2)

図-7 総降雨量 Q と回帰直線パラメータ a 、 b の関係およびその近似曲線

表-3 式(11)のパラメータ同定結果

	c_1	c_2	c_3	d_1	d_2
Case-1a~1c (一定)	0.532	-8.96×10^{-3}	0.960	-0.125	1.23×10^{-2}
Case-2a~2c (山型)	0.582	-1.46×10^{-2}	1.12	-0.115	4.18×10^{-2}

3.3 水分特性曲線および空隙率と浸透率の関係

図-8 に $k_s = 1.0 \times 10^{-6}$ m/s の場合に用いた水分特性曲線(主脱水曲線)について、式(3)における $n = 2.0$ (Case-1a, Case-2a) と $n = 1.5$ (Case-1d, Case-2d) を比較したものを示す。これより、 $n = 1.5$ では $\psi_c > 0.7$ m で $n = 2.0$ より飽和度が大きく、保水性が高いことがわかる。図-9 は Case-1d, Case-2d の全降雨波形に対する r_m/k_s と浸透率 R の関係を示す。これらを水分特性曲線以外の解析条件が等しい Case-1a (図-6(a)) および Case-2a (図-6(d)) と比較すると、浸透率は全体的に $n = 1.5$ の方が低下していることがわかる。また、図-10 は水分特性曲線の違いによって生じる初期条件 ($t = 0$ hr)における ψ と S_w を比較したものである。まず、図-10(a) は $t = 0$ hr における ψ の分布であるが、水分特性曲線に関わらず -2 m ~ 0 m の範囲に分布している。一方、図-10(b) は S_w の分布であるが、図-8 に示した水分特性曲線の違いが明確に反映されており、 $n = 1.5$ において保水性の大きさのため全体的に初期飽和度が大きいことがわかる。このため、同じ降雨波形を与えた場合はポンディングタイムが早くなることが考えられ、浸透率の低下をもたらしたものと考えられる。

図-11 は、Case-1a および Case-2a に対して空隙率 ϕ のみを変化させた Case-1e, Case-2e の全降雨波形に対する r_m/k_s と浸透率 R の関係を示す。これらを Case-1a (図-6(a)) および Case-2a (図-6(d)) と比較すると、Case-1e, Case-2e の方が幾分浸透率は低下していることがわかる。一方、図-12 は Case-1e, Case-2e について、それぞれ Case-1a と Case-2a に対する浸透率の比 ($R_{\phi=0.3}/R_{\phi=0.4}$) を示したものであるが、すべてのケースにおいて 0.9 倍以上であり、とくに Q が大きくなるほど両者の差は縮小する傾向が見られる。このことから、浸透率に対する空隙率の影響は比較的軽微であると考えられる。

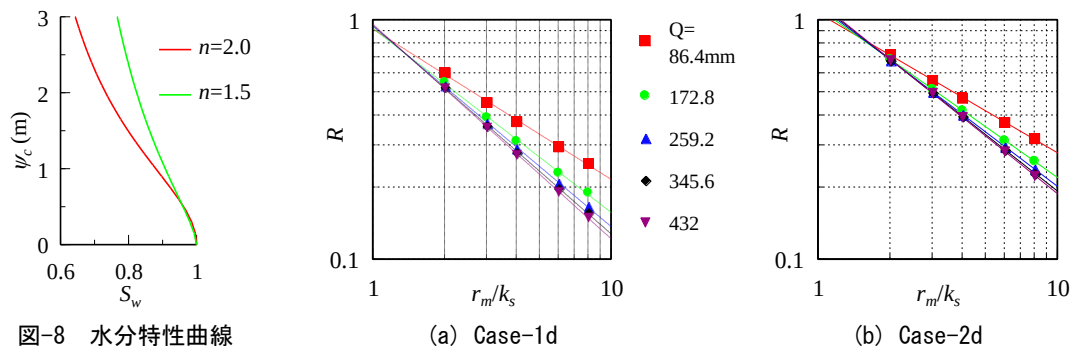


図-8 水分特性曲線

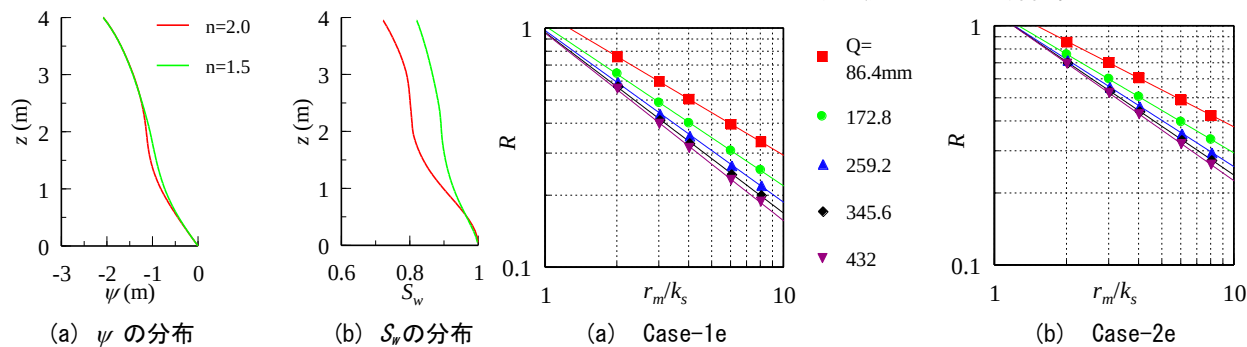


図-9 全降雨波形に対する浸透率及び回帰直線

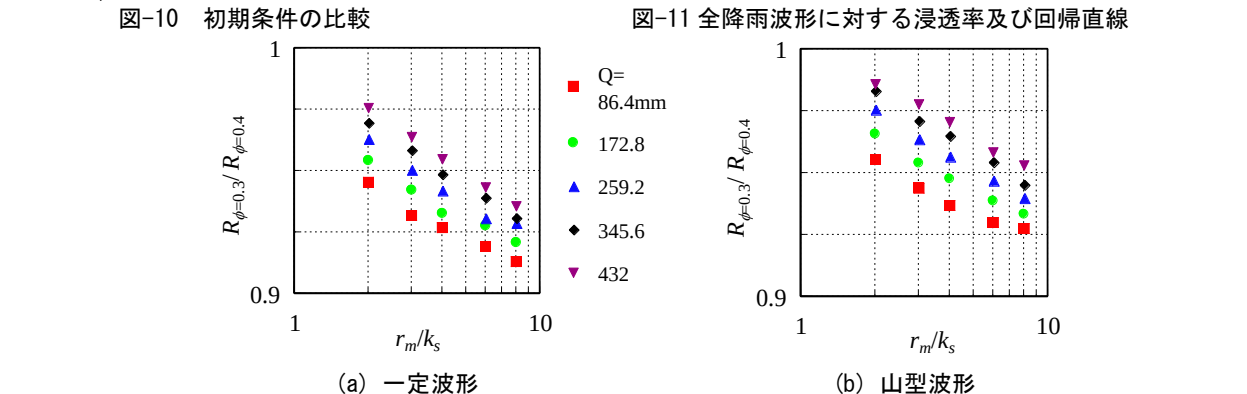


図-10 初期条件の比較

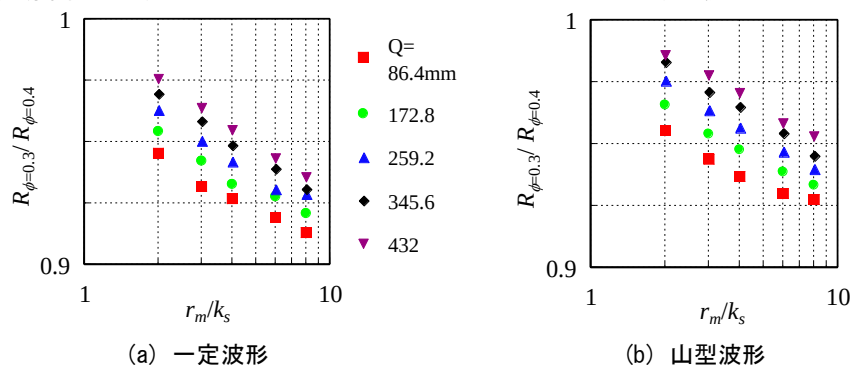


図-11 全降雨波形に対する浸透率及び回帰直線

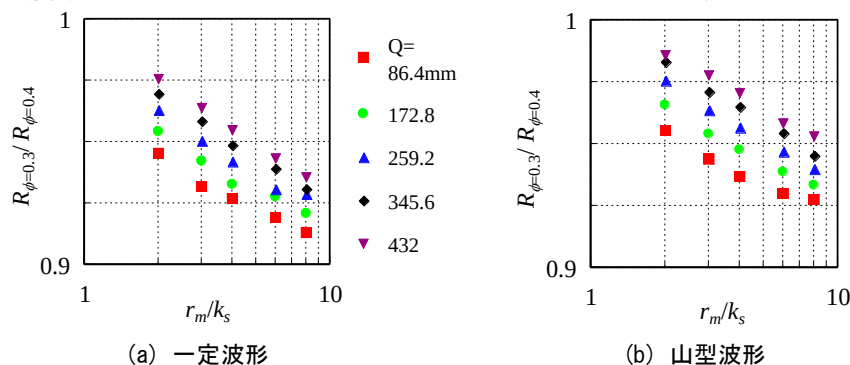


図-12 浸透率の比 ($R_{\phi=0.3}/R_{\phi=0.4}$)

4. おわりに

本研究では、総降雨量や最大降雨強度の異なる相似形のモデル降雨波形を多数用いることによって、これらの関係を数値解析により定量的に評価することを試みた。得られた結果を以下にまとめる。

- ・最大降雨強度、飽和透水係数と浸透率の関係について、相似形のモデル降雨による解析結果から、これらの関係は 2 つのフィッティングパラメータで構成される累乗関数で表現することが可能であることを示した。
- ・累乗関数の 2 つのフィッティングパラメータは、総降雨量に依存し、これらは指数関数および対数関数で表現可能であることを示した。
- ・保水性（水分特性曲線）の違いが浸透率に与える影響は比較的大きく、とくに初期飽和度に大きな違いをもたらすことによると考えられるが、空隙率の違いが浸透率に与える影響は軽微であると考えられる。

なお、本研究では浸透の阻害要因となる間隙空気の影響や、浸透率の上昇要因となる表面流の再浸透などは考慮していない。このため、ここで得られた浸透率は概算値と位置付けることが適切であると考ええる。

参考文献

- 1) 国土交通省 HP：入手先＜https://www.mlit.go.jp/river/pamphlet_jirei/kasen/gaiyou/panf/tokutei/pdf/kokuji.pdf＞（参照 2025.6.9）
- 2) 宮崎毅：環境地水学，東京大学出版会，p.22-25，2000
- 3) 菱谷智幸・田原康博：地下水流動シミュレーションツールにおける降雨などの地表面からの浸透に関する取扱いについて，地下水学会誌，63 巻，第 2 号，pp. 57-66，2021
- 4) 赤井浩一・大西有三・西垣誠：有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析，土木学会論文集，第 264 号，pp.87-96，1977
- 5) van Genuchten, M. T. : A closed-form equation for pre-dicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol.44, pp.892-898, 1980
- 6) Maulem, Y. :A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, Vol.12, pp.513-522, 1976
- 7) Scott, P. S., Farquhar, G. J. and Kouwen, N. :Hysteretic Effects on Net Infiltration, In *Advances in Infiltration*, *Am. Soc. Agric. Eng.*, St. Joseph, MI, pp.163-170, 1983
- 8) 中川啓・齋藤雅彦：不飽和一不均一場における水分動態解析，土木学会論文集 B，Vol.64 No.1，pp.30-40，2008
- 9) 齋藤雅彦：飽和・不飽和浸透流解析による不均一地盤内のフィンガリング現象に関する研究，水工学論文集，第 50 巻，pp.217-222，2006
- 10) Luckner, L., van Genuchtn, M.Th. and Nielsen, D.R.: A Consistent Set of Parametric Models for the Subsurface, *Water Resour. Res.*, Vol.25, pp.2187-2193, 1989
- 11) 社団法人地盤工学会：不飽和地盤の挙動と評価，p.37，2004
- 12) Carsel, R. E. and Parrish, R. S. : Developing Joint Probability Distribution of Soil Water Retention Characteristics, *Water Resour. Res.*, Vol.24, pp.755-769, 1988

扇状地水田に特有な土層構造における湛水の浸透特性

神谷浩二¹・Le Minh Thanh¹・岡崎友哉¹・小島悠揮¹¹岐阜大学

1. はじめに

濃尾平野では、伊勢湾沿岸部を中心に発生した広域地盤沈下に対処するため、愛知県や三重県一部を対象に、1960年頃に工業用水法による揚水規制が開始され、1970年代半ばには条例による揚水規制が強化された。それに伴い、地下水位が継続的に回復して地盤沈下は沈静化している。その一方で、揚水規制地域外も含めて、生活用水、工業用水や農業用水などの多くを地下水に依存している。また、冷暖房空調の熱源としての地下水利用や災害時協力井戸の整備など、地下水を有効利用するニーズは高い状況にある。濃尾平野の水資源の一つである地下水の持続利用にあたっては、地下水盆における水収支の管理が必要であり、特に扇状地における河川や灌漑水田などによる地下水涵養機能を把握してその維持・向上を図ることが重要である。

本研究は、濃尾平野の水田の地下水涵養機能の保全策に資するため、土地利用や気象状況等による地下水涵養量の表現・予測手法を求めるものである。筆者らは、濃尾平野の揖斐川扇状地の水田を対象に、水田土壌の透水性と保水性^{2,3)}、灌漑期の水田の湛水深とその周辺の地下水位の変動特性の実態を調べ、一次元非定常浸透流解析に基づいて地下水涵養量の推定を検討した³⁾。しかしながら、砂礫等の粗粒土層の上部に水田土壌の細粒土層が存在するという扇状地特有の土層構造における水田底部の地下水涵養メカニズムの特性を明らかにする必要がある。扇状地水田の地下水涵養量には、土層構造とその粒度や保水性等の土質特性、灌漑時の湛水深や地下水位の水理境界条件、水稻の根圏発達や中干し期の亀裂などの水田表層の土構造のそれぞれが主に影響すると考えられる。また、その特有の土層構造では、細粒土層と粗粒土層の透水性と保水性の相違に起因して下部の粗粒土層内で選択的流れが生じる場合があることが指摘され^{4,5)}、それによって地下水涵養量に影響することも予想される。本論文は、粗粒土と細粒土の二層から成る模型地盤について、その地表面の湛水によって鉛直浸透させたときの間隙水圧分布などの浸透挙動を調べて、二層の土質の相違が浸透速度(地下水涵養量に相当)に及ぼす影響に主眼を置いて基礎的に考察したものである。

2. 二層から成る模型地盤に対する浸透実験

2.1 浸透実験の装置と方法

図-1に示すように、浸透実験装置は、土試料を充填するための試料容器(直径 $\phi 0.06$ m (断面積 $A = 2.8 \times 10^{-3}$ m²)で長さ0.6 mの亚克力製の円筒)、試料層上面に一定の湛水深 H (m)を保ちながら給水するためのマリ奥特タンク、マリ奥特タンクからの試料層への給水量 m_w (g)を測定するための電子天秤、試料層の下部に一定の水位 h (m)を維持するための排水タンク、試料層の間隙水圧 u_w (kPa)と体積含水率 θ を測定するための間隙水圧計(テンシオメータ)と水分計(TDR法(Time Domain Reflectometry Method))によって構成される。なお、間隙水圧計と水分計はそれぞれ、試料層上面からの深さ z (m)が0.025 m, 0.075 m, 0.175 m, 0.375 mの位置の計4箇所を設置した。また、試料容器の側面には、試料層上面からの深さ $z = 0.075$ mの位置に、2.2で後述するように試料層を不飽和化させるために用いる通気孔(内径 $\phi 0.004$ mの孔であり試料容器内側に透気防水シートを設置)を設けた。

図-1のように砂質土(粗粒土)の飽和試料層(長さ0.45 m)を作製した後、その上面に粘性土(細粒土)の飽和試料層(長さ0.05 m)を作製した。なお、砂質土の試料層では、試料容器に湛水した状態で炉乾燥試料を水中落下させながら試料容器側面を打撃して締め固めた。更に、砂質土の試料層の上部に湛水深(0.03 m程度)を設けた状態で、高含水比の状態の粘性土をゆっくりと落下させてから堆積層を形成させ、その後に粘性土の上方の湛水が清浄な状態になるまで1日程度放置する手順によって試料層

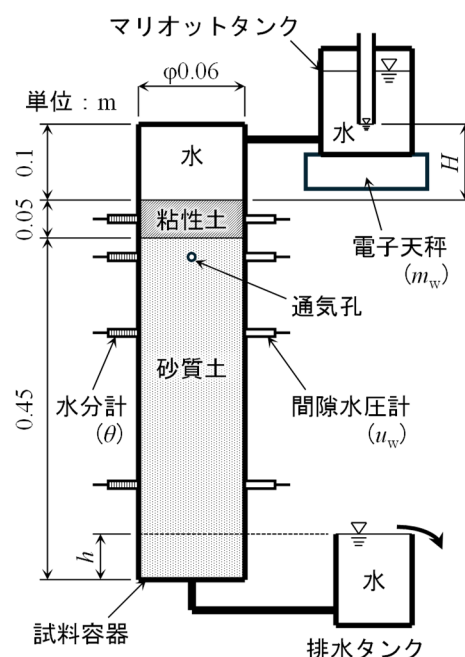


図-1 浸透実験装置の概要

Ponded infiltration measurements in a layered alluvial fan paddy field soil
Kohji Kamiya¹, Le Minh Thanh¹, Yuya Okazaki¹, Yuki Kojima¹ (¹Gifu University)
KEY WORDS: Groundwater recharge, Paddy field, Alluvial fan, Water retention

を作製した。そして、後述するように飽和試料層あるいは不飽和試料層(主に砂質土を不飽和化)に対して、マリOTTタンクにより一定の湛水深 H を与え、また、試料層内に一定の水位 h を与えて鉛直下向きに透水させた。透水時には、給水量 m_w 、間隙水圧 u 、体積含水率 θ のそれぞれの経時変化を測定した。なお、浸透実験の用水には水道水を用いた。そして、ある時間間隔 Δt (s)での給水量の変化 Δm_w (g)の値を用いて、浸透流量 Q (m³/s)を $Q = \Delta m_w / \rho_w / \Delta t / 10^6$ によって算出した。ここで、 ρ_w (g/cm³)は浸透実験時の水温における水密度である。

2.2 土試料と実験ケース

土試料には、図-2に粒度を示すように、上部の粘性土に水田土壌 A と水田土壌 B、下部の砂質土に珪砂 6 号と珪砂 7 号をそれぞれ用いた。浸透実験の試料層は、上部に水田土壌 A で下部に珪砂 6 号を用いた場合(ケース I とする)、上部に水田土壌 B で下部に珪砂 7 号を用いた場合(ケース II)の 2 つのものを用意した。表-1 には、粘性土と砂質土の試料層の乾燥密度 ρ_d (g/cm³)、飽和透水係数 k_s (m/s)の値をそれぞれ示した。水田土壌 A と水田土壌 B は、濃尾平野の揖斐川扇状地の水田より採取³⁾した土試料である。また、揖斐川扇状地の砂礫地盤の飽和透水係数は $10^{-4} \sim 10^{-3}$ m/s のオーダーにあるとみられたため²⁾、その透水係数を想定した珪砂 6 号と珪砂 7 号を用いた。

次に、図-3 は、圧力水頭 $|h_p|$ (m)と体積含水率 θ の関係による排水過程での水分特性曲線を示したものである。但し、水田土壌 A は $\rho_d = 1.474$ g/cm³ のときの水分特性曲線であり、水田土壌 B は $\rho_d = 1.194$ g/cm³ のときのものである。水分特性曲線の測定は、水田土壌 A と水田土壌 B では蒸発法を用い、珪砂 6 号と珪砂 7 号では加圧法を用いた。また、図-3 には、各土試料の測定値に対して次の van Genuchten⁶⁾による式(1)をフィッティングさせたときの関係を実線によって重ね合わせて示した。

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left[1 + (\alpha |h_p|)^{n^*}\right]^{1-1/n^*}} \quad (1)$$

ここで、 α (1/m)と n^* は未知パラメータ、 θ_r は残留体積含水率、 θ_s は飽和体積含水率である。図-3の実線に対応するパラメータ α 、 n^* 、 θ_r 、 θ_s の値を表-2に示した。

浸透実験は、ケース I とケース II のそれぞれについて、次の状態①、状態②、状態③の順で実施した。

状態①: 粘性土と砂質土の飽和試料層(図-1の試料層側面の通気孔は閉塞)について、 $h = 0.086$ m (ケース I)あるいは $h = 0.082$ m (ケース II)の位置に排水タンクの越流水面を設定して試料層内に水位面を与え、試料層上面に $H = 0.1$ m (ケース I とケース II の両方)の湛水深を与えて透水させ、浸透流量 Q がほぼ一定になるまで透水を継続させたものである。

状態②: 上記の状態①の後に、試料層の側面の通気孔を

開放させることによって主に砂質土の試料層を不飽和化させながら透水させ、 Q がほぼ一定になるまで透水を継続させたものである。試料層内の水位 h と湛水深 H は、状態①の場合と同じである。

状態③: 上記の状態②の後に、排水タンクを撤去して試料層内に水位面がない状態にして底面から重力排水させながら透

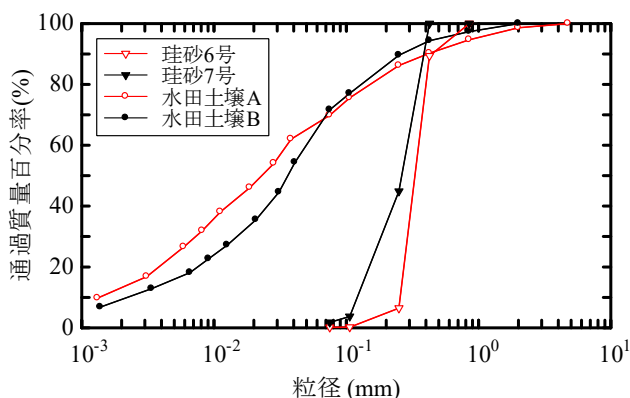


図-2 土試料の粒度

表-1 試料層の乾燥密度 ρ_d と飽和透水係数 k_s

ケース	試料	ρ_d (g/cm ³)	k_s (m/s)
I	粘性土(上部)	水田土壌 A	1.415
	砂質土(下部)	珪砂 6 号	1.286
II	粘性土(上部)	水田土壌 B	1.294
	砂質土(下部)	珪砂 7 号	1.348

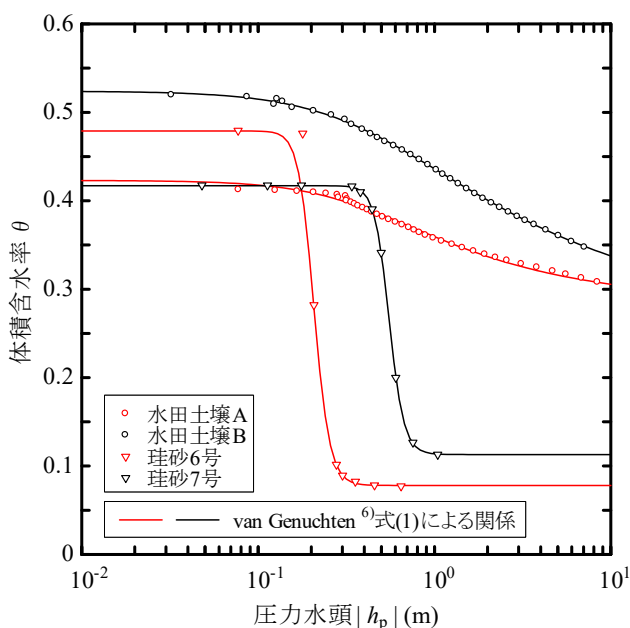


図-3 土試料の水分特性曲線

表-2 van Genuchten 式⁶⁾のパラメータ

ケース	試料	α (1/m)	n^*	θ_s	θ_r
I	水田土壌 A	2.50	1.59	0.423	0.285
	珪砂 6 号	4.89	10.2	0.479	0.078
II	水田土壌 B	2.34	1.39	0.524	0.261
	珪砂 7 号	1.83	10.8	0.417	0.113

水させ、 Q がほぼ一定になるまで透水を継続させたものである。湛水深 H は、状態①や状態②の場合と同じである。なお、透水時間は、状態①の場合では 1 日程度、状態②や状態③の場合では数日であった。

3. 二層の透水性・保水性による浸透速度

3.1 浸透速度

図-4 は、ケース I とケース II のそれぞれの状態①、状態②、状態③のときの浸透速度 v (mm/day) の値を示したものである。ここで、 v は各ケース・状態において浸透流量 Q がほぼ一定になった(定常浸透に至った)ときの値を用いて $v = Q/A \times 10^3 / 86400$ によって算出した(浸透速度の単位: mm/day は水田等の地下水涵養量の表現で用いられることが多いものとした⁷⁾)。

図-4 によれば、ケース I では、状態①のときの浸透速度 $v = 22.8$ mm/day であり、これに対して、状態②での v は約 5 割の大きさに減少し、状態③では約 4 割の大きさである。ケース II では、状態①での $v = 10.7$ mm/day に対して、状態②では約 9 割、状態③では約 8 割の大きさに減少した。上部の粘性土の試料層の体積含水率 θ (後述の図-5 (b) と図-6 (b) を参照)は状態①、状態②、状態③の違いによって殆ど変化が生じずにその粘性土試料層はほぼ飽和状態が維持される傾向にある。即ち、上述の状態①に対する状態②と状態③での浸透速度の減少は、主に下部の砂質土試料層の含水量の減少によるものとみられる。一方、下部の砂質土試料層を不飽和化したときの状態②と状態③を比較すると、ケース I では状態③の浸透速度は状態②のものの約 7 割、ケース II では約 9 割の大きさである。ところで、表-1 に基づき飽和透水係数を比較すると、ケース I では上部の粘性土は下部の砂質土の約 $1/10^5$ の大きさでありケース II では約 $1/10^4$ である。また、図-3 の水分特性曲線において $(\theta_s + \theta_r)/2$ (表-2 参照)のときの圧力水頭を求めて比較すると、ケース I では上部の粘性土の圧力水頭は下部の砂質土のものの約 6 倍の大きさでありケース II では約 4 倍である。即ち、状態②と状態③の浸透速度の相違は、上部粘性土と下部砂質土の間での透水性と保水性の差が大きいほど顕著に現れるようである。

次に、飽和の状態①について、ケース I のときの浸透速度に比べるとケース II のときのものはおよそ半分の大きさにある。それに対比して、状態②、状態③のそれぞれでの浸透速度にはケース I とケース II の違いによる差が小さくなる傾向が認められる。なお、表-1 に示した飽和透水係数 k の値を用いて粘性土と砂質土の二層全体の試料層の鉛直方向の等価透水係数を求め、浸透実験での状態①のときの二層全体に与えた動水勾配の値を用いて浸透速度を試算すると、ケース I では $v = 55.1$ mm/day、ケース II では $v = 16.1$ mm/day であり、浸透実験での v の 2 倍ほどの大きさになる結果であった。

3.2 圧力水頭と体積含水率の分布

図-5 と図-6 はケース I とケース II について、状態①、状態②、状態③のそれぞれで定常浸透に至ったときの (a) 試料層の深さ方向での圧力水頭 h_p (m) と (b) 深さ方向での体積含水率 θ の分布を示したものである。ここで、圧力水頭は、測定した間隙水圧 u_w の値を用いて $h_p = u_w / \gamma_w$ (γ_w (kN/m³) は水の単位体積重量) によって求めたものである。なお、図-5 と図-6 には後述の浸透流解析による再現値(実線)を重ね合わせて示した。各ケースの状態①と状態②を比較すると、試料層の飽和状態と不飽和状態の違いのために主に砂質土の試料層の範囲の体積含水率分布に差があるが、圧力水頭はほぼ同じ分布を示す傾向にある。そして、状態③では、砂質土の体積含水率の減少に伴って特に深さ $z = 0.175$ m や $z = 0.375$ m の位置での圧力水頭が大きく減少したような分布に変化する傾向にある(但し、ケース II の状態③では、図-6 (b) の $z = 0.175$ m と $z = 0.375$ m の体積含水率の値は、図-3 の水分特性曲線の関係に従って図-6 (a) の圧力水頭の値から求めたときの体積含水率の値より大きくなり、この点については課題が残る)。

次に、図-5 (a) と図-5 (b) に基づき、 $z = 0.025$ m と $z = 0.075$ m の間で粘性土と砂質土の境界付近における動水勾配 i を調べると、ケース I では、状態①、状態②、状態③の順で、 $i = 7.3, 6.3, 5.9$ の大きさにあり、ケース II では、同じ順で、 $i = 6.5, 6.5, 6.9$ であった。粘性土と砂質土の境界付近における動水勾配の相違は、図-4 で上述した浸透速度が各ケースの状態によって相違する傾向に類似する。ところで、各ケースの状態③では、粘性土の体積含水率が大きめにある一方で、粘性土との境界付近における砂質土の体積含水率は図-3 の水分特性曲線の残留体積含水率をおおよそ維持しながら透水する特徴が認められる。

4. 不飽和浸透流解析による再現計算

鉛直一次元下向き流れの非定常不飽和浸透流解析(解析ソフトには HYDRUS-1D を使用)に基づき、透水性と保水性が大きく異なるという粘性土と砂質土から成る二層の浸透挙動の特徴を解釈しつつ、浸透実験の各ケースにおいて主に下部の砂質土を不飽和化したときの状態②と状態③の浸透速度などの再現性を試みた。

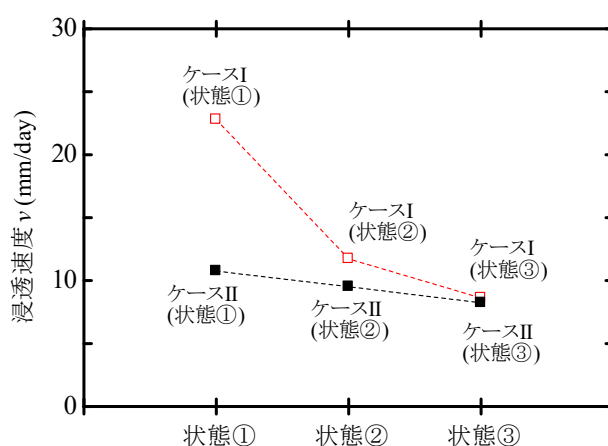


図-4 浸透速度

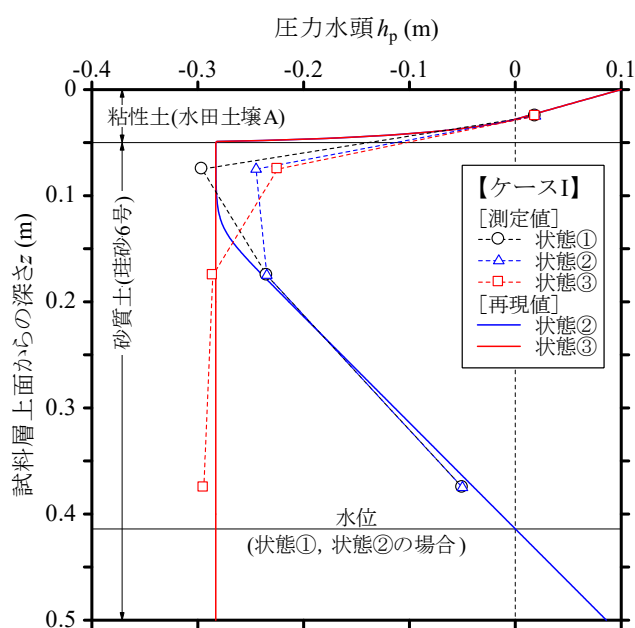


図-5(a) 圧力水頭の分布 (ケース I)

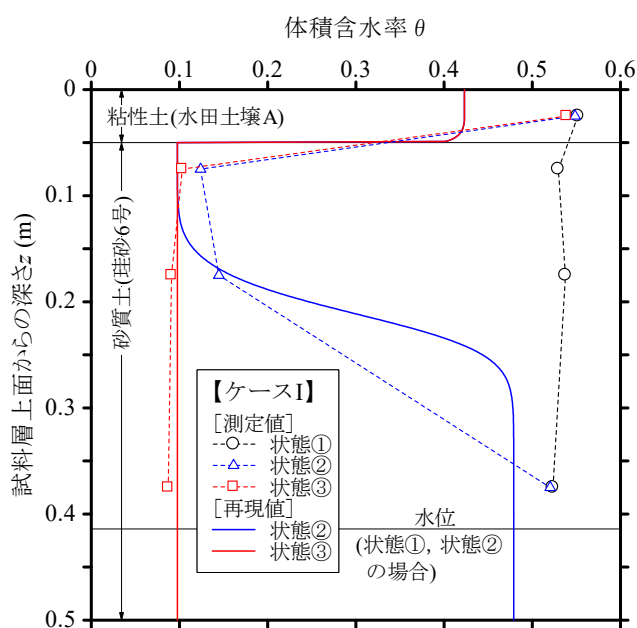


図-5(b) 体積含水率の分布 (ケース I)

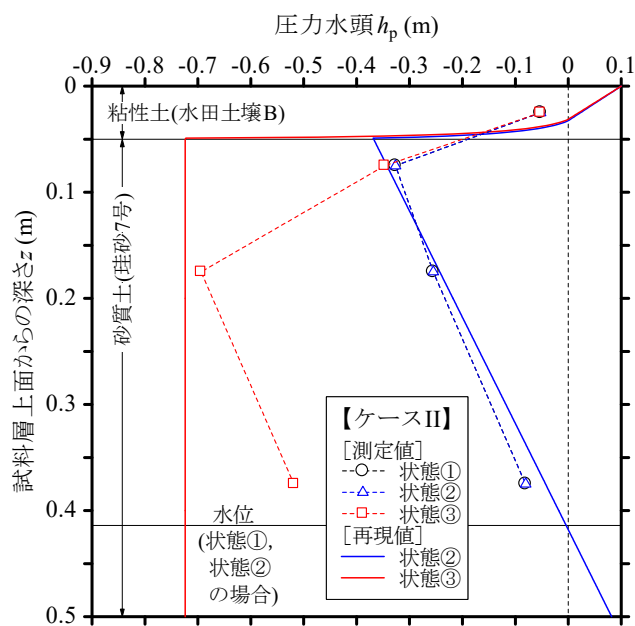


図-6(a) 圧力水頭の分布 (ケース II)

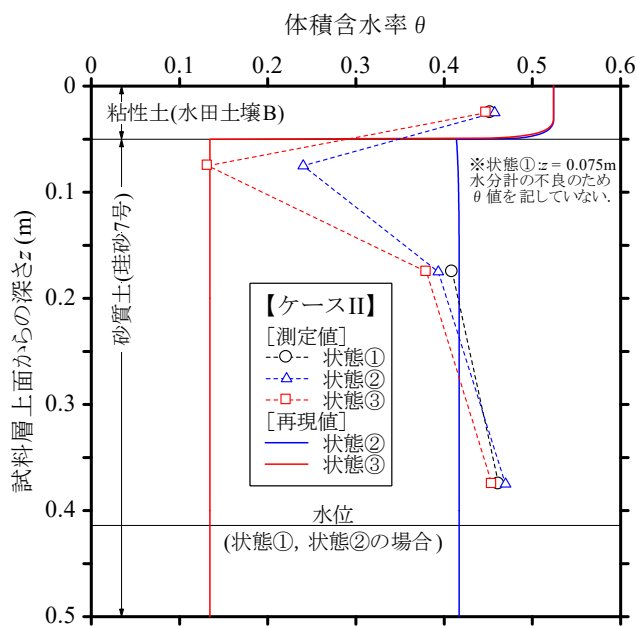


図-6(b) 体積含水率の分布 (ケース II)

4.1 地盤モデル

地盤モデルは、図-1を参照して、試料層上面から深さ 0.05 m までの範囲に粘性土(水田土壌 A あるいは水田土壌 B)、深さ 0.05 m から 0.5 m の範囲に砂質土(珪砂 6 号あるいは珪砂 7 号)をそれぞれ設定した。そして、解析メッシュは、地盤モデルの上面から底面までの 0.5 m 長さの範囲を 500 等分割して 0.001 m 間隔とした。解析に必要な地盤パラメータの飽和透水係数には表-1 に示した k_s の値を用い、水分特性曲線には図-3 に示した van Genuchten 式(1)による関係(表-2 の 4 パラメータ(α , n^* , θ_r , θ_s))を用いて描いたものを用いた。

4.2 初期条件と水理境界条件

初期条件は、ケース I とケース II の状態②では図-5(a) と図-6(a) のそれぞれの状態①の浸透実験での圧力水頭分布を設定し、状態③では状態②の浸透実験での圧力水頭分布を設定した。次に、水理境界条件について、地盤モデルの上面には、各ケースと各状態のいずれにおいても浸透実験での湛水深 $H=0.1$ m に対応する圧力水頭を与えた。地盤モデルの底面には、各ケースの状態②では浸透実験での水位 h (ケース I : $h=0.086$ m, ケース II : $h=0.082$ m)に相当する圧力水頭を与え、状態③では重力排水のみの条件を与えた。計算時間 t (min)は、浸透実験の時間に合わせて、ケース I の状態①では

$t = 7200$ min, 状態②では $t = 8640$ min, ケース II の状態①では $t = 2700$ min, 状態②では $t = 5520$ min とした。

4.3 圧力水頭分布と体積含水率の再現性

上述の図-5 と図-6 には, 浸透流解析において計算時間終了時に得られた圧力水頭と体積含水率のそれぞれの深さ方向での分布を実線(青色(状態②)と赤色(状態③))によって重ね合わせて示した。なお, ケース I の状態②と状態③では浸透速度が一定になるまでの時間が約 60 min, ケース II では約 200 min であったため, 図中の実線による関係は十分に定常浸透に至ったときのものである。図-5 と図-6 によれば, ケース II の体積含水率分布の再現性に課題はあるが, 特にケース I とケース II の圧力水頭分布は浸透流解析によって比較的良好な関係で表現される。

4.4 浸透速度の再現性

表-2 は, 各ケースの状態②と状態③について, 浸透実験で得られた浸透速度 v (図-4 で示した値)と浸透流解析による浸透速度 v^* (mm/day)の値を比較して示したものである。ケース I では解析の v^* は実験の v の 2~3 倍程度の大きさにあり, ケース II では v^* は v の 7 割程度であるが, 浸透流解析によって浸透速度は概ね再現される。しかしながら, 浸透実験の浸透速度は状態②よりも状態③で減少する傾向にあったが, 浸透流解析の浸透速度は状態②と状態③で同じであり浸透実験のその傾向を十分に再現できない結果にある。参考文献 5)などで整理して示されたように浸透速度が下部の砂質土の不飽和透水係数より小さいときに選択的流れ(フィンガー状に生じる流れ)が生じる可能性がある。状態②と状態③について, 図-5(a)と図-5(b)の $z = 0.075$ m での圧力水頭の値を用いて, Mualem-van Genuchten 式⁶⁾に基づき表-2 の 4 パラメータ(α , n^* , θ_r , θ_s)を用いたときの不飽和透水係数を推定すると, 浸透速度は砂質土の不飽和透水係数よりも小さくなる関係にあった。即ち, 粘性土と砂質土の境界付近における浸透現象の不安定化に起因して, 浸透流解析によって実験の浸透速度の減少が再現できない理由の一つではないかと考えられ, 今後の検討が必要である。

表-3 浸透実験と浸透流解析による浸透速度

ケース	v (mm/day) (浸透実験)		v^* (mm/day) (浸透流解析)	
	状態②	状態③	状態②	状態③
I	11.7	8.6	24.5	24.5
II	9.5	8.2	6.2	6.3

5. おわりに

本論文では, 透水性が高く保水性が低い粗粒土の上部に透水性が低く保水性が高い細粒土が存在する扇状地特有の土層構造において, その土層構造を模擬した粘性土と砂質土による地盤の室内浸透実験に基づき浸透速度などの挙動を基礎的に考察した。得られた主な事項を整理すると次のようである。

- (1) 上部の粘性土と下部の砂質土の両者が飽和状態のときの浸透速度に比べると, 下部の砂質土を不飽和化したときの浸透速度は減少することが確認された。砂質土の含水量が減少するほど浸透速度はより減少する傾向にあり, これは, 粘性土と砂質土の間の透水性と保水性の相違が大きいのほど顕著であった。
- (2) 下部の砂質土では, 含水量が著しく減少した場合においても, 水分特性曲線の残留体積含水率の含水状態を維持しながら透水する特徴が認められた。
- (3) 下部の砂質土が不飽和状態にある場合について, 不飽和浸透流解析によって圧力水頭分布や浸透速度などの浸透現象を概ね再現できた。しかしながら, 特に粘性土との境界付近における砂質土での選択的流れなどの特異的な現象が考えられ, それによる浸透速度への影響を検討する必要がある。

今後, 湛水深の変動や中干し期を想定した粘性土の乾燥などの諸条件による室内浸透実験を行い, 二層から成る地盤の浸透メカニズムについて更に検討する予定である。

参考文献

- 1) 東海三県地盤沈下調査会：令和 5 年における濃尾平野の地盤沈下の状況, 2024
- 2) 神谷浩二・高見一輝・伊藤廉真・小島悠揮：濃尾平野扇状地における水田の透水特性と地下水涵養量, Kansai Geo-Symposium 2022 論文集, pp.41-46, 2022
- 3) 神谷浩二・LE MINH THANH・伊藤廉真・小島悠揮：水田の灌漑期の湛水管理が地下水涵養量に及ぼす影響, Kansai Geo-Symposium 2024 論文集, pp.88-92, 2024
- 4) 長 裕幸：フィンガリング流の 3 次元的な形態について—2 成層湛水条件下で発生するフィンガリングに関する研究 (I)—, 農業土木学会論文集, No.179, pp.563-572, 1995
- 5) 安中武幸：成層浸潤におけるフィンガー流の形成と水理特性に関する研究, 農業工学研究所報告, No.37, pp.1-49, 1998
- 6) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, Vol. 44, pp. 892-898, 1980
- 7) 大谷健人・藤原洋一・高瀬恵次・長野峻介・一恩英二：高濃度濁水による扇状地地下水位の変動の特性と水田浸透量変化, Journal of Rainwater Catchment Systems, Vol.28, No.2, pp.57-64, 2023

セッション 2

防災・減災対策①

令和 6 年能登半島地震後の高岡城石垣の変状分析

○原幸平¹・小山倫史¹・田上和彦²・佐伯貴之²¹関西大学社会安全研究科・²高岡市教育委員会

1. はじめに

2024 年 1 月 1 日 16 時 10 分、石川県能登半島地方を震央として震源の深さ 16km において気象庁マグニチュード(Mj)7.6 の地震が発生し、石川県輪島市、羽咋郡志賀町で震度 7 を観測した。本震時において震央に近い ISK006 富来では最大加速度 2828.2gal を記録し¹⁾、石川県能登半島地方を中心に建物や社会インフラに甚大な被害が発生した。また、富山県高岡市においても震度 5 強の揺れが生じ、建物の半壊や一部破損、上下水道や道路といったインフラの被害、液状化といった被害が発生した。高岡城に最も近く、東北東に 6.5km の地点にある TYM005 新湊では、最大加速度 212.9gal を記録し²⁾、石垣の崩落・変形、天端に亀裂が生じるなどの被害が発生した。本論文では、石垣の変形が生じた高岡城本丸土橋石垣を対象として、地震後に三次元レーザー計測を異なる時期に複数回実施し、取得した三次元点群データ同士を比較することで、地震後の余震や降雨・積雪による新たな変状発生の有無や地震により顕在化した変状の更なる進行の程度について定量的に把握することを試みた。

2. 令和 6 年能登半島地震における高岡城石垣の被害

2.1 高岡城石垣の被災状況

「令和 6 年能登半島地震」において、高岡市は震度 5 強の揺れに見舞われ、史跡高岡城の文化財石垣が被災した。高岡市教育委員会によると、石垣の崩落が 6 カ所で発生し、変形が生じた石垣は 7 面、天端に亀裂が発生した箇所は 6 箇所に及んでいる³⁾。本研究で対象とする石垣は本丸土橋の外堀面（北西面）と内堀面（南東面）であり、令和 6 年能登半島地震によって石垣に変形が生じ、土橋の天端に亀裂が発生した。図-1 に高岡城本丸土橋の石垣の被災状況を示す。土橋の天端には石垣と平行に複数の亀裂が入っており、特に、石垣天端の外堀側と内堀側中央部において、それぞれに円弧上の大きな亀裂が入っている。また、外堀面、内堀面それぞれ中央部から中央上部にかけて石垣の孕み出しが見られる。

2.2 高岡城石垣が受けた地震加速度

高岡城における令和 6 年能登半島地震による東西方向に対する南北方向の地震加速度と東西・南北方向に対する鉛直方向の地震加速度を、図-2 に示す。なお、これらの図は、国立研究開発法人防災科学技術研究所により整備・運用されている強震観測網（K-NET）⁴⁾をもとに作成し、使用した値は強震観測網（K-NET）の観測点のうち高岡城に最も近い観測点（TYM005）における令和 6 年能登半島地震の本震の加速度である（ただし、観測点 TYM005 新湊は高岡城から西南西方向に約 6.5km 離れていることに留意する）。

新湊の観測点（TYM005）では、最大加速度は 212gal、各方向の最大加速度は北向きで 161gal、南向きで 174gal であり、東向きの 177gal と西向きの 199gal よりも小さく、東西方向により大きな加速度で揺れたことがわかる。また、図-2a よ

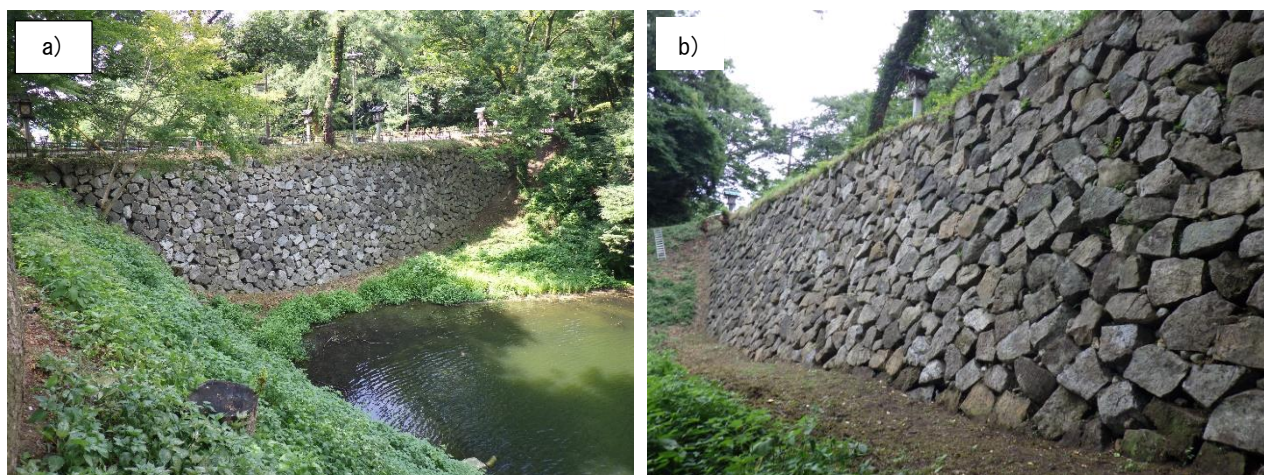


図-1 高岡城本丸土橋石垣の被災状況、a) 内堀石垣（南東面）、b) 外堀石垣（北西面）

Damage analysis of the stone walls of Takaoka castle after the 2024 Noto Peninsula Earthquake

Kohei Hara¹, Tomofumi Koyama¹, Kazuhiko Tagami², Takayuki Sacki² (¹Kansai University, ²Takaoka City Board of Education)**KEY WORDS:** laser measurement, differential analysis, Cultural property stone wall, Takaoka Castle, R6 Noto Peninsula Earthquake

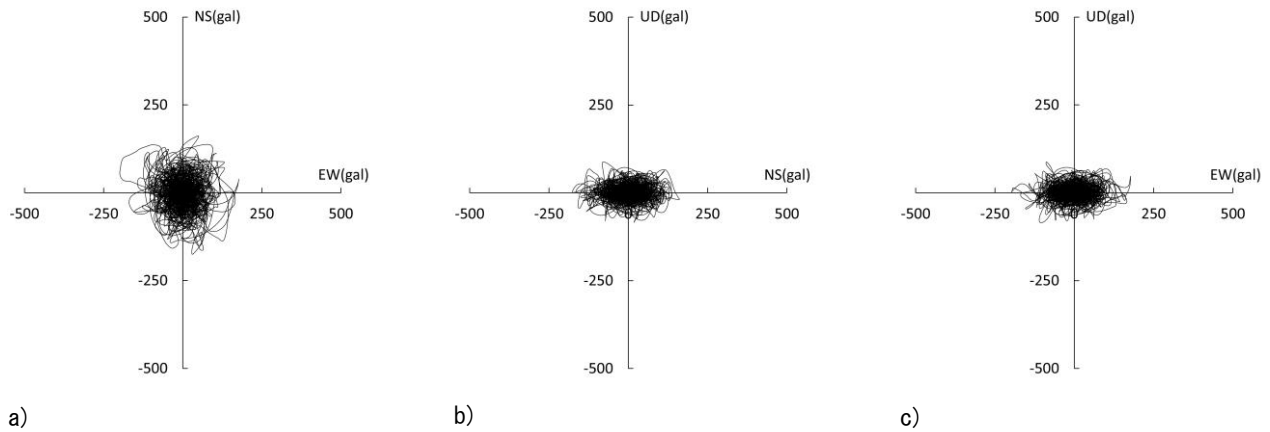


図-2 高岡城に最も近い観測点（TYM005）が受けた令和6年能登半島地震による地震加速度，a)東西－南北方向，b)水平（南北）－鉛直方向，c)水平－（東西）－鉛直方向

り、北西方向および南東方向において、最大加速度が大きくなっていることが分かる。本研究で対象としている高岡城本丸土橋石垣は北西方向および南東方向に垂直な石垣であるため、地震による変形の被害が顕著に表れたと考えられる。さらに、鉛直方向の最大加速度は上向きで 84gal、下向きで 88gal であり、複数の箇所で石垣の崩落が発生した金沢城（石川県金沢市）や七尾城（石川県七尾市）と比較して小さい値であった。なお、金沢城から最も近い観測点（ISK010）における鉛直方向の最大加速度は上向きで 95gal、下向きで 101gal であり、七尾城から最も近い観測点（ISK007）における鉛直方向の最大加速度は上向きで 283gal、下向きで 275gal であった¹⁾。また、水平方向の加速度（南北－東西方向）については、金沢城から最も近い観測点（ISK010）における最大加速度が北向きに 215gal、南向きに 175gal、東向きに 159gal、西向きに 163gal であり、高岡城と金沢城においては方向による大小の差が出る結果となった。鉛直方向に作用する加速度（特に、鉛直上向きの加速度）は石垣を構成する石材間の摩擦力を大きく低減させる。そこに大きな水平方向の加速度が作用することにより、石垣が崩壊する。高岡城における石垣の崩落被害が金沢城や七尾城と比較して少ないのは、鉛直方向に作用した加速度が比較的小さかったことによると考えられる。

3. 三次元レーザー計測による高岡城本丸土橋石垣の地震後における変状分析

3.1 三次元レーザー計測による三次元点群データの取得

三次元レーザースキャナは、方位と仰角を高速に変化させながら対象物までの距離をレーザー距離計により計測する機器で、計測器を原点として 360 度全方向の対象物の三次元座標を数値化できる。また、複数位置から計測して三次元点群データを重ね合わせ処理することで、調査対象の地盤構造物の三次元形状を取得することができる。なお、本研究で用いたレーザースキャナは FARO 製の Focus Premium である。

3.2 三次元点群データを用いた差分解析

高岡城本丸土橋石垣において、令和6年能登半島地震後の2024年8月、12月および2025年3月に三次元レーザー計測を実施し、三次元点群データを取得した。本研究では、地震後の異なる時期に取得した三次元点群データをそれぞれ重ね合わせ、差分解析を実施することで、新たな変状の有無や地震により顕在化した変状の進行の程度について定量的に分析を行った。差分解析を実施するにあたり、異なる時期に取得した三次元点群データを重ね合わせる必要があるが、重ね合わせには ICP（Iterative Closest Point）アルゴリズムを用いた。ICP アルゴリズムとは、比較する点群（メッシュ）データの特徴点を、それに最も近い基準とする点群（メッシュ）データの点を対応づけ、その対応づけに基づいて座標の変換と、さらなる対応付けを、交互に繰り返すことにより、位置合わせを行うアルゴリズムである。基本は点群データの最も近い点同士の距離を計算するが、レーザーは全く同じ位置に照射されるわけではなく、照射の角度によっては取得した点群の密度に違いがあり、最も近い点同士の距離が真の距離とは限らないため、基準となる点群データを TIN（Triangulated irregular network）と呼ばれる三角形でメッシュ化し、点群データの個々の点と三角形の面の距離を計算する。次式に ICP アルゴリズムの計算式を示す。

$$\min_{\mathbf{R}, \mathbf{t}} \sum_{i=1}^N \| \mathbf{B}_i - (\mathbf{R} \mathbf{A}_i + \mathbf{t}) \|^2 \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{R}$ は回転行列、 $\mathbf{t}$ は並進ベクトル、 N は点の数、 $\mathbf{A}$ 、 $\mathbf{B}$ は i 番目の点の座標を表しており、対応点間の距離が最小となるような変換値 $\mathbf{R}$ 、 $\mathbf{t}$ を求め、変換する。その後再度、点群 $\mathbf{A}$ の各点は、点群 $\mathbf{B}$ の最も近い点に対応づけられ、対応点間の距離が最小となるまで対応付けと変換を繰り返して重ね合わせを行う。

3.3 高岡城本丸土橋石垣における地震後の変状分析

図-3 に高岡城本丸土橋石垣全体の三次元レーザー点群を示す。図-4 に地震後の 2024 年 8 月と 2024 年 12 月における差分解析結果を示す。本図において、赤色のレンジは差分値が 5cm 以上であることを示す。本図より、内堀石垣（南東面）および外堀石垣（北西面）のいずれの石垣部分においても全体が青色一色となっていることがわかる。図中の青色部分については、変状が 1cm 未満であり、変状はほとんど見られないと考えられる。なお、図中の石垣部分にみられる赤色部分については、植生の影響によるものである。

国立研究開発法人防災科学技術研究所により整備・運用されている強震観測網（K-NET）¹⁾によると、計測を実施した 8 月 6 日から 12 月 5 日にかけて高岡城に最も近い観測点（TYM005）において計測震度相当値 2 以上を記録した強震動は、11 月 26 日 22 時 47 分に発生した計測震度 3.4 の石川県西方沖を震源とする地震のみである。同強震観測網（K-NET）によると、観測点（TYM005）における最大加速度は 58gal、各方向の最大加速度は北向きで 44gal、南向きで 41gal、東向きで 47gal、西向きで 49gal、鉛直上向きで 12gal、鉛直下向きで 32gal であり、変状の進行について、同程度の地震による影響は非常に小さいと考えられる。また、気象庁の予報用語で「強い雨」と表現される 1 時間雨量 20mm 以上が記録されたのは、気象庁による過去の気象データ検索²⁾によると、伏木（富山県高岡市）において 9 月 15 日（1 日降水量 57.0mm、1 時間降水量 41.0mm）のみであり、変状の進行について、同程度の降雨による影響についても非常に小さいと考えられる。

次に、図-5 に地震後の 2024 年 12 月と 2025 年 3 月における差分解析結果を示す。本図において、赤色のレンジは差分値が 5cm 以上あることを示す。本図より、内堀石垣（南東面）及び外堀石垣（北西面）のいずれの石垣部分においても全体が青色一色となっていることが分かる。図中緑色の部分はレーザー点群を取得する際に、石垣の凹凸によって生じたレーザーの当たらなかった隙間の部分が差分として出ているものである。また、内堀石垣（南東面）左部分の赤色および緑色となっている箇所については、植生により発生した差分による影響である。

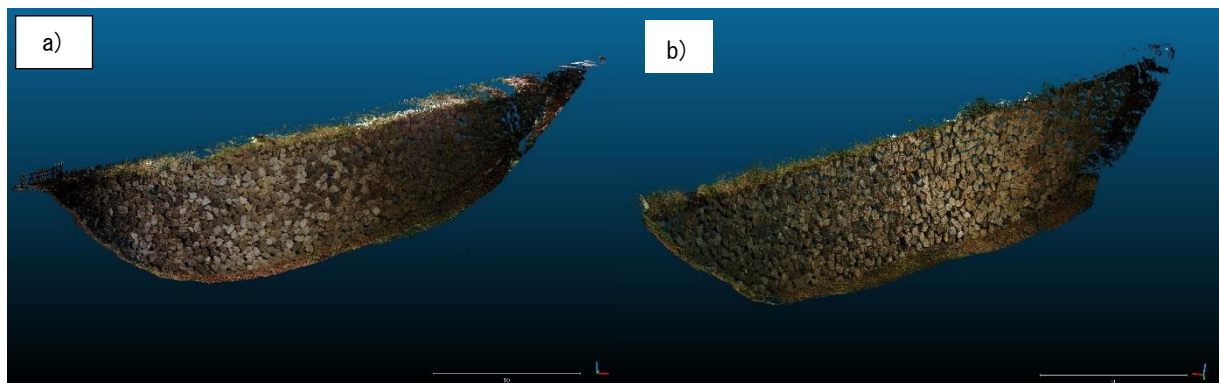


図-3 高岡城本丸土橋石垣における三次元レーザー点群（2024 年 8 月）
a) 内堀石垣（南東面） b) 外堀石垣（北西面）

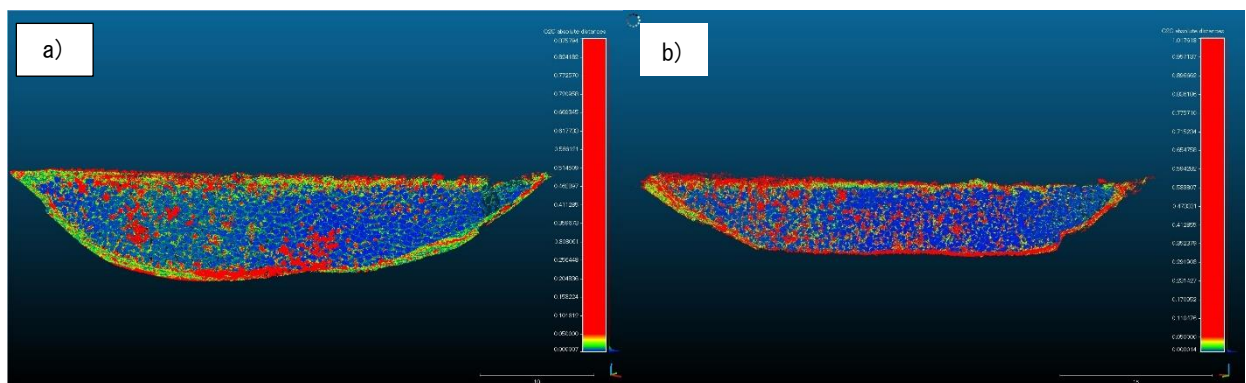


図-4 高岡城本丸土橋石垣における三次元レーザー点群の差分解析結果（2024 年 8 月～2024 年 12 月）
a) 内堀石垣（南東面） b) 外堀石垣（北西面）

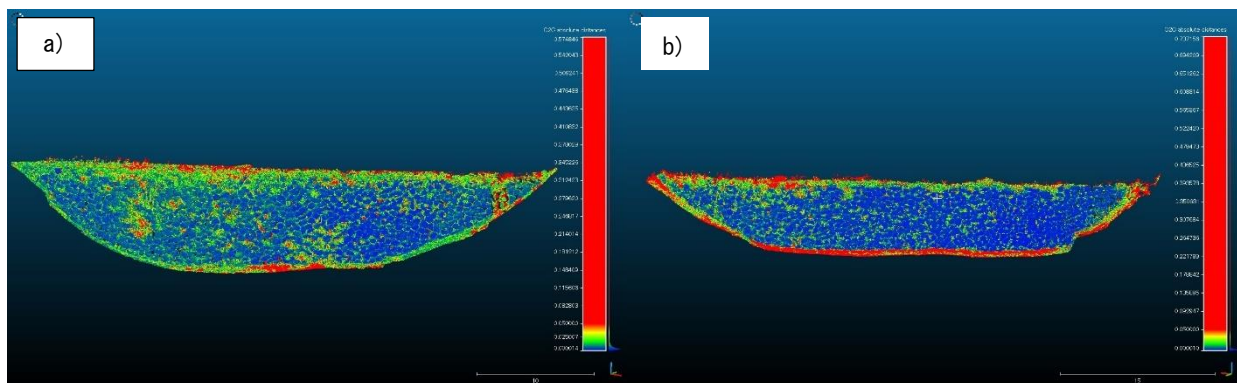


図-5 高岡城本丸土橋石垣における三次元レーザ一点群の差分解析結果（2024 年 12 月～2025 年 3 月）
a) 内堀石垣（南東面） b) 外堀石垣（北西面）

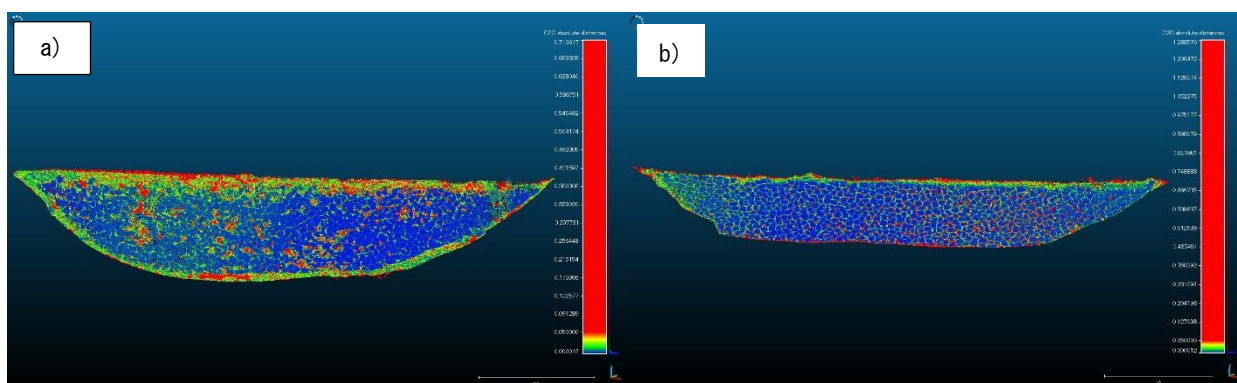


図-6 高岡城本丸土橋石垣における三次元レーザ一点群の差分解析結果（2024 年 8 月～2025 年 3 月）
a) 内堀石垣（南東面） b) 外堀石垣（北西面）

国立研究開発法人防災科学技術研究所により整備・運用されている強震観測網（K-NET）¹⁾によると、計測を実施した 12 月 5 日から 3 月 10 日にかけては計測震度相当値 2 以上を記録した強震動はなく、気象庁の予報用語で「強い雨」と表現される 1 時間雨量 20mm 以上が記録された降雨もなかった。一方、月ごとの合計降雪量は 2025 年 2 月に 179cm が記録されたが、差分解析の結果から石垣の変状に対する影響は非常に小さいことがわかった。図-6 に地震後の 2024 年 8 月と 2025 年 3 月における差分解析の結果を示す。本図において、赤色のレンジは差分値が 5cm 以上あることを示す。本図より、内堀石垣（南東面）及び外堀石垣（北西面）のいずれの石垣部分においても全体が青一色となっていることが分かる。なお、内堀石垣（南東面）の図中緑色の部分と赤色の部分は植生の影響によるものである。短期間における変状の進行がないことについては図-4 および図-5 から明らかになったが、本図により、長期的に差分解析を行っても大きな差分は見られなかったため、地震後の変状の進行はなかったと考えられる。

4. おわりに

本研究では、高岡城本丸土橋石垣を対象として、地震後に 3 回（2024 年 8 月、12 月、2025 年 3 月）実施した三次元レーザ計測により取得した三次元点群データを比較することで、「令和 6 年能登半島地震」によって発生した変状の進行の程度を定量的に分析した。その結果、「令和 6 年能登半島地震」後の余震や降雨、積雪によって変状が進行していないことが分かった。今後も継続的に大きな余震や降雨、積雪の後にレーザ計測を実施することに加え、引き続き定期的に三次元点群データを取得し、差分解析を実施することで、変状の進行の有無を確認することができ、保全修復に向けた対策を検討するための重要な資料・判断材料となると考えられる。

参考文献

- 1) 防災科学技術研究所，強震観測網（K-NET），<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>（2025 年 6 月 15 日確認）
- 2) 高岡市教育委員会：【高岡市 高岡城跡】令和 6 年能登半島地震による被害状況（現地調査配布資料），2024.
- 3) 気象庁，過去の気象データ検索，<https://www.data.jma.go.jp/stats/etrn/index.php>（2025 年 6 月 15 日確認）

能登半島地震時にみられた液状化被害について（福井県北部～石川県西部）

○北田奈緒子¹・水谷光太郎¹・塚本峻一²・鷺見浩司³¹（一財）GRI 財団・²（株）アジア航測・³八千代エンジニアリング

1. はじめに

令和6年能登半島地震（2024年1月1日発生）では、石川県能登地方の広い範囲で震度6弱以上の揺れが観測された。一方で、福井県北部においても、震源から少し離れるものの震度5弱ないし5強が観測された。これら地震動により、日本海沿いの潟湖周辺では、石川県から福井県北部にかけて多数の液状化被害が発生した（代表的な例として、内灘地区における河北潟沿いの砂丘～沖積平地で発生した液状化被害）。一般的に震度5強程度の地震の場合、加速度は200gal程度を記録し、地下水位が高く砂地盤の地域があれば液状化が発生する可能性が高い。特に、日本海の沿岸地域には、多数の砂丘・砂堆や潟湖（ラグーン）が発達していることから、内灘地区と同様の砂丘・砂堆や潟湖が発達する地域を中心に調査を実施し要因などについて考察を行った。現地調査については、一般社団法人日本応用地質学会関西支部において同地震の災害調査の一環で実施したものである。

2. 令和6年能登半島地震における福井県北部から石川県西部の特徴

福井県北部から石川県西部地域においては、地震発生時の震度は最大で5強であり（図-1）、震源からは150km近く離れても大きな揺れを観測している。震度5強の地震であれば、加速度は200gal程度を記録することから、液状化被害が発生している可能性が高い。さらに、図-1で比較的震度が大きかった地域には、北潟湖や柴山潟と呼ばれる潟湖（ラグーン）が発達していることから、砂質でかつ地下水位の高い地域に該当する。よって、これらの地域を中心に現地調査を行った。地理院地図を用いて、上記の地域の標高分布図を作成した（図-2、図-3）。いずれの地域も元は2倍以上の面積を持つ潟湖であったが、その後に干拓されている。いずれも非常に標高が低い地域（特に標高1mまで）であれば、地下水面が高い。また、海岸に近い場合、砂丘の裏側などの砂層が卓越する場所であれば液状化などの被害が発生しやすいと考えられる。実際に、発災直後に実施された地盤工学会関西支部にお

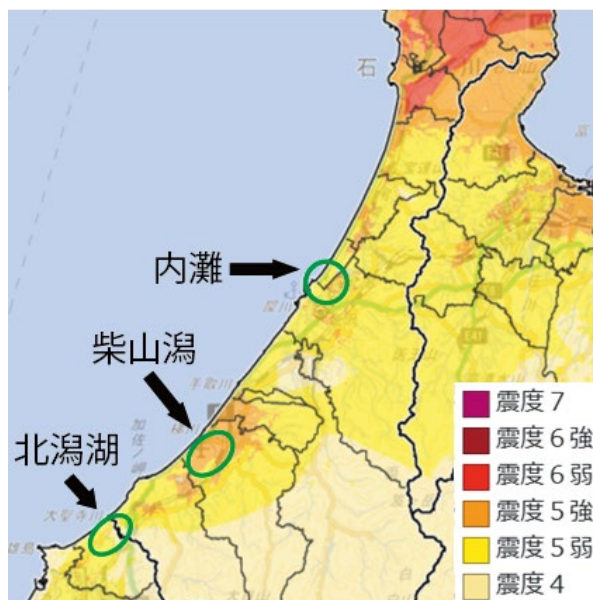


図-1 福井および石川南部に分布する潟湖
（能登半島地震の際の震度分布図を示す）¹⁾

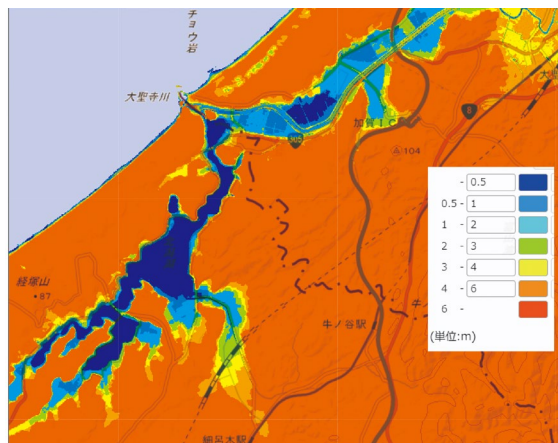


図-2 北潟湖周辺の標高分布図²⁾

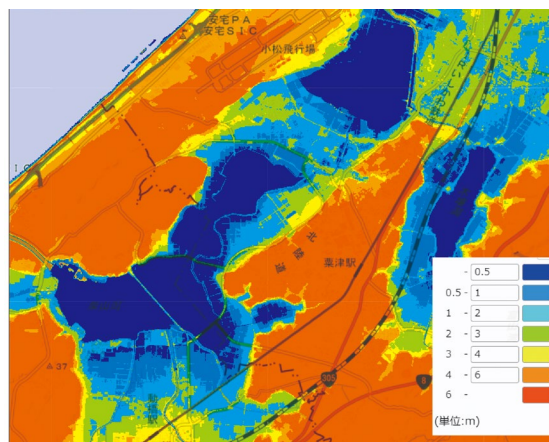


図-3 柴山潟周辺の標高分布図²⁾

Liquefaction damage observed during the Noto Peninsula earthquake (Northern Fukui Prefecture to Western Ishikawa Prefecture) : Naoko Kitada¹, Kotaro Mizutani¹, Ryoichi Tsukamoto², Koji Washimi³, (¹Geo-Research Institute, ²Asia Air Survey Co.,Ltd, ³Yachiyo Engineering Co.,Ltd,)

ける調査⁴⁾においても液状化や側方流動の被害が報告されている。

本調査は同年10月29日に実施した(図-4)。地震発災から月日が経ってはいるが、被災箇所については復旧のための工事が行われつつあるところが多かったため、被災箇所の特定と状況の把握は容易であった。また、当時の液状化発生地点でかつ日本海沿いの潟湖周辺に焦点を当てて現地調査を行うことで、問題箇所の特定や噴砂や周辺露頭からサンプリングを行うことが可能であり、採取試料を用いた粒度分析によりその特性を確認した。

2.1 北潟湖西岸付近

北潟湖は福井県北部に位置する汽水湖であり、加越台地(洪積世)が侵食されて形成される。湖の出口では大聖寺川河口部と合流し日本海に接続する(図-4)。

北潟湖の西側には、日本海に至るまで概ね標高50m以下の台地が分布し、中位段丘堆積物の砂層を被覆して、北潟砂層と称される中粒砂を主とする古砂丘堆積物(風成堆積物)が広く分布している²⁾。地理院地図によると、湖水面の標高は約0m、調査対象の湖岸は標高1m前後であり、湖岸に沿って谷底低地及び湖の埋め立ての開拓³⁾(干拓)による平地が分布しており、住宅地および農地利用されている主な調査地点を図-5に示す。図中に示す3箇所(地点2、地点4、地点5)では、噴砂や露頭からサンプリングを行った。特に地点2では、北潟湖湖岸部の畑地において噴砂跡が分布し、噴砂を採取した。地点4は砂丘の一部が掘削されて露頭となっており、砂丘堆積物を観察、採取することができた。地点5は海岸部の砂浜であり、砂丘構成物との比較のために試料採取を行った。

北潟湖西側に位置する国道305号線沿いの側溝付近には、複数の5cm程度の段差やアスファルト下の空洞化が認められ、液状化により沈下したと示唆される(写真-1、写真-2)。詳細な調査結果を以下に示す。

(1) 地点1(昭和橋)

昭和橋は、発災時に東側・西側ともに橋梁と橋台の間に約10cmの段差が生じ通行止めとされた(写真-3)。発災直後では、道路面は北潟湖水面から2m以上の標高差があり、付近の道路面に噴砂は認められなかったことから、液状化により橋台部分が沈下したと推察された⁴⁾。また、昭和橋付近の護岸には沈下による段差が生じていた(写真-4)。

本調査時では、昭和橋の復旧は完了していたが(写真-5)、護岸の段差や路面の開口亀裂等はそのままの状態であった(写真-6)。

(2) 地点2(噴砂箇所)

北潟湖西岸沿いの管理用通路では、堤内地側が沈下し傾斜している(写真-7)。湖側への排水路が逆勾配となり、湖水面以下まで沈下した道路側溝に滞留した水が見られる(写真-8)。潟湖周辺部では慢性的な沈下が生じている可能性はあるが、湖側への排水路が逆勾配



図-4 調査位置全体図

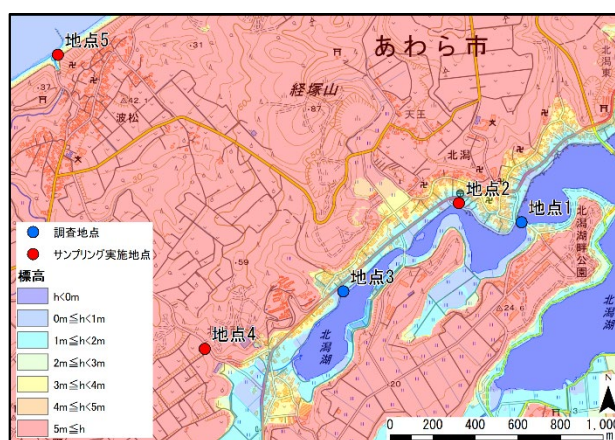


図-5 北潟湖における調査地点と採取地点



写真-1 国道305号線沿いの側溝の段差



写真-2 アスファルト下の空洞化

になって排水不良になっているのは、今回の地震により堤内地側が急激に沈下した事象と判断した。

また、らっきょう畑には、液状化に伴う噴砂が認められ、粒度分析や鏡下観察にサンプリングを実施した（写真-9）。今後の復旧としては、堤内地の嵩上げを行い、道路排水路が逆勾配となる状況の改善が必要な状況である。

(3) 地点3（護岸傾倒箇所）

調査時には北潟湖西岸沿いの管理用通路の復旧工事が順次行われていたが、地点2と同様に護岸の北潟湖側への傾倒と管理用通路の沈下により、護岸と管理用通路の間に段差や開口亀裂が認められた（写真-10）。また、発災時に液状化により付近の宅地の擁壁が傾倒しており⁴⁾（写真-11）、地点2より被害が大きい地点である。

(4) 地点4・地点5：北潟砂層の露頭、浜松海岸

地点4は、北潟湖より西側に高さ約7mの北潟砂層の露頭が認められた（写真-12）。また、地点5は、北潟湖より北西側に位置する浜松海岸で砂浜である。これを採取した（写真-13）。



写真-3 発災直後の昭和橋⁴⁾



写真-7 堤内地側の沈下に伴って発生した道路の傾き



写真-4 発災直後の昭和橋付近の護岸の段差⁴⁾



写真-8 堤内地側の沈下に伴う排水不良



写真-5 道復旧後の昭和橋



写真-9 堤内地側の沈下に伴う液状化と噴砂跡



写真-6 道路面の沈下に伴い発生した開口



写真-10 護岸と管理用通路の間の開口亀裂



写真-11 液状化による付近の宅地擁壁の傾倒⁴⁾



写真-12 北潟砂層の露頭

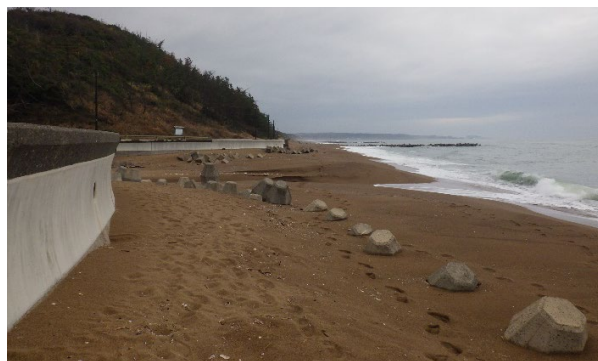


写真-13 浜松海岸の遠景

2.2 柴山湖西岸付近

柴山湖は石川県南部に位置し、新堀川を通じて日本海に接続する。締切堤の背後は広い干拓地となっている。

柴山湖の西側には、日本海に至るまで概ね標高 25m 以下の海岸砂丘が分布し、中粒～粗粒の砂からなる砂丘砂が海岸にそって分布している⁵⁾。新堀川はこの砂丘を開削して設けられた開削路である。地理院地図によると、湖水面の標高は約 0m、締切堤は約 3m であるのに対して、干拓地は-2m 程度で湖水面より低いという特徴がある(図-6)。干拓地は水田利用されている。

水田内は低地であり、地下水位は高いと予想されるが、稲作で水を溜めるために粘土層が表層にあることから、大きな変状は認められなかったが、柴山湖締切堤防での変状は顕著で、護岸裏の空洞や堤防内の開口亀裂(幅: 50cm, 深さ: 1m 超)が認められた(写真-14, 写真-15)。護岸の変状は、柴山湖側に傾倒と共に沈下するため、一部円弧すべり



図-6 柴山湖における調査地点と採取地点



写真-14 護岸裏の空洞化



写真-15 堤防内の開口亀裂



写真-16 排水路の変状

のような変状をなし、一部には開口亀裂や変状が認められた（写真-16）。また、堤防沿いの道路付近では、電柱の傾倒（写真-17）の他に道路のアスファルトや縁石と堤体の境界部で噴砂跡が認められたため、噴砂のサンプリングを実施した（写真-18）。道路は、液状化の影響によりうねっていた。堤防の東側は、変状が大きく復旧工事が行われていた（写真-19）。

3. 被害地の特徴についての検討

側方流動や噴砂などの被害が確認された地域で採取した土壌の砂（北潟湖の調査地点2、柴山潟の堤防沿いの道路付近）を用いて、粒度分析を実施した。また、比較のために、北潟湖の海側の浜松海岸の砂浜で採取した砂（北潟湖の調査地点4）と海岸と北潟湖の間に発達する砂丘においても砂（北潟湖の調査地点5）を採取した。それぞれの砂の粒度分析を実施した結果を図-7に示す。

松波海岸の海浜砂は、粗砂が主体であるのに対して、北潟湖近くの砂丘の露頭で採取された試料は、細砂～



写真-17 電柱の柴山潟への傾倒



写真-18 道路縁石部に認められる噴砂



写真-19 堤防東側の復旧工事

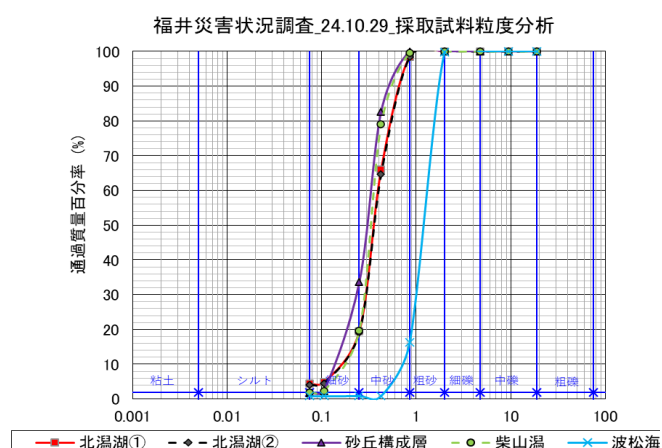


図-7 本調査で採取した噴砂と海岸砂の粒度加積曲線

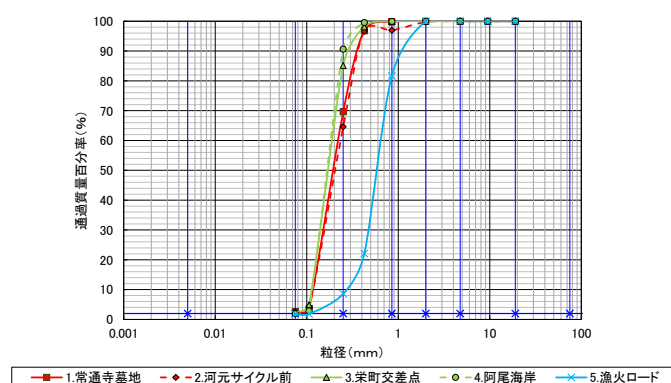


図-8 富山県氷見海岸付近の噴砂と海岸砂の粒度加積曲線 ⁶⁾

4. 考察

日本海側の海岸部では、砂洲や砂堆の発達が顕著にみられ、これに伴う内陸側での潟湖（ラグーン）の発達も多い。一定方向からの海流の流れと冬の季節風などが影響していると考えられるが、これに伴って形成される砂洲、砂堆は均質な粒度の砂層からなる。さらに、砂丘が発達すれば、季節風によって風に運ばれて堆積する風成層が砂丘背後に分布

中砂からなる。また、液状化跡付近で採取した砂も北潟湖層と同等の粒度を示した。また、東の柴山潟も同様の性質を示す。いずれの砂も非常に粒径がそろっていること、粒径が細かいことから、液状化が起りやすいリスクを持っていると考えられる。図-8に富山県氷見海岸付近において、能登半島地震の際に液状化が発生した地域（砂堆）で採取した試料の粒度加積曲線を示す。こちらも併せて海岸砂も採取したが、液状化発生地域の砂は粒径が揃っている事と細粒であることが特徴であり、本調査地域で採取した液状化発生地域の砂と類似する。

する。風成層はさらに細かな砂層であり、もし、地下水位が高い場合は液状化リスクが高いと考えられる。また、潟湖周辺では、標高が低く地下水位が高くなる傾向があるため、砂質土であれば特に留意が必要な地域となり、液状化リスクは高い。

今後は、類似する地域の抽出や試料採取を行って、地域性の特徴をまとめ、災害リスク低減について検討することが必要であると考ええる。

5. おわりに

令和6年能登半島地震（2024年1月1日発生）では、能登半島を中心に甚大な被害が発生したが、被害は福井県東部の震度5が観測された地域では、一部液状化被害が発生したようである。液状化発生地域の特徴は以下の通り。

1. 海岸より少し内陸に発達する潟湖周辺および海岸に形成された砂洲、砂堆部。
2. 砂は細砂～中砂で、非常に粒径が揃った砂である。
3. 潟湖周辺は地表面標高が低く、地下水位が高いため、地震動が大きくなれば、液状化リスクが高くなる。

謝辞：この調査を行うにあたり、「災害協定関西地区連絡会調査団（地盤工学会；2024年5月31日）：2024年能登半島地震による福井県の被害」を参考にさせていただきました。災害協定における情報の共有は大変有効に利用させていただきました。ここに記して御礼申し上げます。ありがとうございました。

参考文献

- 1) 気象庁（2024）：令和6年1月1日16時10分頃の石川県能登地方の地震について、
<https://www.jma.go.jp/jma/press/2401/01a/kaisetsu202401011810.pdf>,（2024年11月17日閲覧）。
- 2) 福井県（1983）土地分類基本調査，三国。
- 3) 北潟湖自然再生協議会（2019）北潟湖自然再生全体構想－北潟湖の恵みを再発見し，未来に遺そう。
- 4) 災害協定関西地区連絡会調査団（地盤工学会；2024年5月31日）：2024年能登半島地震による福井県の被害
- 5) 石川県（1986）土地分類基本調査，小松。
- 6) 北田奈緒子・三村衛・宮下尚久・神代太（2025）：氷見市および周辺地域の地形地質的特徴について，地盤工学会第60回全国大会予稿集，DS-1107-08。

既設道路盛土における浸透水排除工による水位低下効果の解析的検討

○富永健介¹・糸賀悠¹・中村大樹²・濱本佳那子³・緒方奨¹・乾 徹¹¹大阪大学大学院工学研究科・²西日本高速道路・³NEXCO 西日本コンサルタンツ

1. 研究の背景と目的

近年、気候変動に起因する集中豪雨に伴う斜面表層崩壊が各地で多発している。道路盛土においても降雨に伴う表面や背面地盤からの浸透水による水位上昇によって、盛土の構造安定性が低下することにより土砂災害が発生している。その対策には浸透水排除工が有効であり、代表例である水抜きボーリング工を盛土の法尻付近に設置することによる地下水排除、盛土内水位の低下が進められている（図-1）。水抜きボーリング工は盛土内の潜在的すべり面を貫通するように斜面部から水平方向に掘削し、10 m 程度の余堀の後に下向きに 5°~10°程度傾けてボーリング工を挿入する。また、水抜きボーリング工は土粒子の侵入を防ぐために 5 mm 程度のストレーナ加工が施されており、長さは最大 50 m 程度、施工間隔は 5 m~10 m 程度で行うことが一般的である¹⁾。水抜きボーリング工による排水は自然排水によるものであるため、その地下水位低下（排水）効果は盛土の土層構成や浸透特性に依存すると考えられる。一方で、水抜きボーリング工の配置等の仕様は経験則に基づいて決定する場合が多いため、既設盛土における地下水低

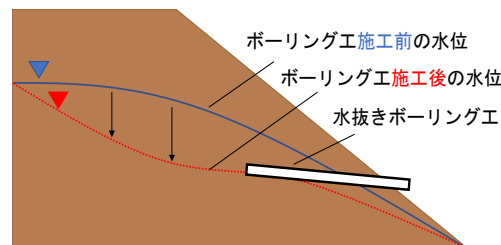


図-1 水抜きボーリング工による地下水位低下の概念図

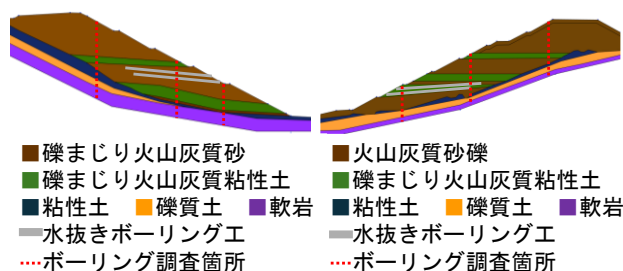


図-2 検討対象とした盛土の土層構成(左：断面1，右：断面2)

下効果には土層構成や土質によって差異があるのが現状である。図-2 に、実際に水抜きボーリング工が設置された盛土の地層構成の断面図を示す。各断面は 3 箇所のボーリングデータによって地層構成を推察されている。これらの盛土は九州地方の高速自動車道沿いにある 2 つの道路盛土で、両者は近隣に位置しており、土層構成は両盛土共に砂層と粘性層の互層状であり、さらに降雨強度も同程度である。しかし、断面 1 では水抜きボーリング工を設置後の地下水位低下効果が高い一方、断面 2 では低いのが現状である。したがって、水抜きボーリング工による浸透水排除工を合理的に設計するために、その適用範囲を明らかにし、盛土の土層構成を考慮した適切な配置方法を確立することが重要である。

著者らはこれまでに水抜きボーリング工が設置された盛土の土質調査や浸透流解析、模型実験により、水抜きボーリング工が設置された現場の水位低下効果の再現解析や盛土の排水性に影響を与える要因の考察、数値解析における水抜きボーリング工のモデル化方法について検討を実施してきた²⁾。その結果、水抜きボーリング工が設置された地層の上部に保水性の高い地層が存在することにより水がうまく排水されないことが示唆された。また、多くの先行研究^{3),4)}では、盛土内地下水位の変化予測を数値解析にて実施する際、水抜きボーリング工を透水性の極めて高い層とみなしてモデル化をする等価要素法を採用しているが、Liu ら⁵⁾の検討を参考に、著者らは水抜きボーリング工周辺の水圧変化や排水挙動をより適切に再現しうるボーリング工のモデル化手法を模型実験との比較を行い、提案している⁶⁾。

本稿では、先行研究で提案したボーリング工のモデル化手法⁶⁾を既設盛土を対象とした浸透流解析へ適用した上で、水抜きボーリング工の設置の有無による盛土内水位の低下効果を解析的に評価、比較した結果を報告する。

2. 解析方法

2.1 支配方程式

盛土内の地下水流れ、水位変化は式(1)に示す Richards 方程式を支配方程式とする 3 次元飽和・不飽和浸透流有限要素解析により計算した。

$$(C + S_e S_s) \frac{\partial h_p}{\partial t} = - \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) + \frac{q}{\rho_w} \quad (1)$$

Numerical analysis on drainage performance by groundwater drainage works in existing road embankments

Kensuke Tominaga¹, Yu Itoga¹, Daiki Nakamura², Kanako Hamamoto³, Sho Ogata¹, Toru Inui¹(¹The University of Osaka, ²West Nippon Expressway Co., Ltd., ³NEXCO-West Consultants Co., Ltd.)**KEY WORDS:** Embankment, Drainage boring, Seepage analysis, Slope stability, Rainfall

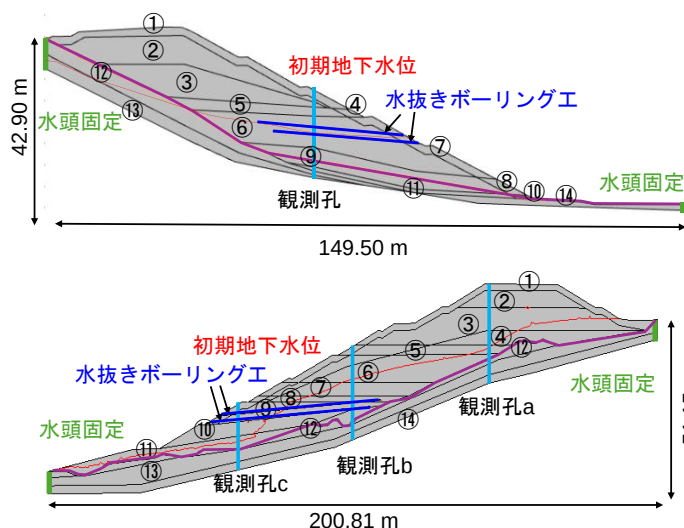


図-3 解析対象断面と初期・境界条件（上：断面1，下：断面2）

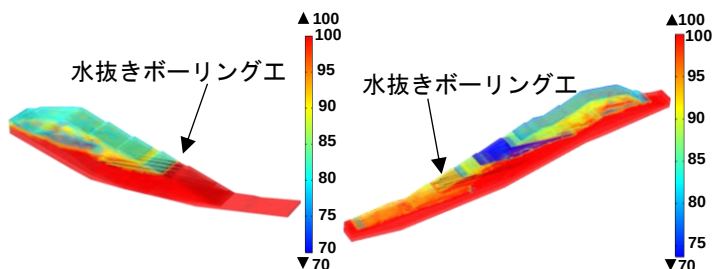


図-4 解析対象断面における初期飽和度分布（左：断面1，右：断面2）

ここで、 C は比水分容量、 S_e は有効飽和度、 S_s は比貯留係数、 h_p は圧力水頭 (m)、 v_i は各軸方向の流速 (m/s)、 ρ_w は水の密度 (kg/m^3)、 q は単位体積あたりの湧出水量 ($\text{kg/m}^3/\text{s}$) である。

境界条件は、図-3 の緑線で示す盛土モデルの両端の位置で固定水頭を与え、下面及び側面は不透水境界としている。実際の現場では水抜きボーリング工を 4 本×2 段設置しているが、解析では対称性を考慮して 2 本×2 段設置している。また、盛土 1 には、長さ 35 m のボーリング工、盛土 2 には長さが 54 m のボーリング工をそれぞれ 5 m 間隔で設置していることから 10.3 m の奥行きを与えている。さらに水抜きボーリング工は断面 1 では左から 48~87 m、盛土最上部から 24 m 付近、断面 2 では左から 35~95 m、盛土最上部から 40 m 付近に設置されている。盛土内の初期水位は各断面の図-2 に示した観測井において、解析対象期間の平均的な水位に基づいて設定した。各断面における水理特性は、水抜きボーリング工を設置した盛土モデルに、図-3 に紫線で示した基盤層と盛土層の境界から青線で示した観測孔における降雨がない場合の平均的な水位を再現できるように実施した予備解析に基づいて、表-1、表-2 のように設定している。断面 1 では観測孔において G.L.-9.23 m が平均的な水位である一方、解析結果は G.L.-9.27 m と十分近い値となっている。また、断面 2 においては観測孔 a、b、c においてそれぞれ G.L.-19.58 m、G.L.-9.10 m、G.L.-12.33 m が平均的な水位（孔内水位）である。一方、解析結果は G.L.-19.5 m、G.L.-9.29 m、G.L.-11.42 m と近い値となっていることを確認し、盛土内の初期水位は、図-3 の赤線のように設定した。また、予備解析終了時の解析領域の初期飽和度分布を図-4 に示す。断面 1 では 70%~100%、断面 2 では 47.2%~100% の値を示す。断面 2 では、いくつかの層で礫・砂質土相当の不飽和浸透特性を与えていることから、他の層と比べて飽和度が低くなっている。

予備解析終了後、図-5 に示すように、断面 1 では 14 日間、断面 2 では 9 日間の 1 時間毎の降雨を与えた。ある時期に観測された実測降雨を与えたが、地層表面の飽和透水係数より大きい降雨は地層内部に浸透しないと考えられるため、地層表面の浸透量の最大値を各地層の飽和浸透量の値としている。盛土を構成する各層の水分特性曲線には式 (2) に示す van Genuchten モデル⁷⁾を用いた。

表-1 断面 1 の各地層の解析パラメータ

地層 No.	飽和透水係数 (m/s)	不飽和浸透特性
①	3.0×10^{-6}	図-6: 砂質土相当
②	4.0×10^{-6}	図-6: 砂質土相当
③	4.5×10^{-6}	図-6: 砂質土相当
④	8.0×10^{-7}	図-6: 粘性土相当
⑤	8.5×10^{-7}	図-6: 粘性土相当
⑥	1.5×10^{-6}	図-6: 砂質土相当
⑦	1.0×10^{-6}	図-6: 砂質土相当
⑧	1.0×10^{-7}	図-6: 粘性土相当
⑨	7.0×10^{-8}	図-6: 粘性土相当
⑩	6.5×10^{-7}	図-6: 砂質土相当
⑪	6.0×10^{-7}	図-6: 砂質土相当
⑫	5.0×10^{-7}	図-6: 粘性土相当
⑬	9.0×10^{-9}	図-6: 粘性土相当
⑭	1.0×10^{-8}	図-6: 粘性土相当

表-2 断面 2 の各地層の解析パラメータ

地層 No.	飽和透水係数 (m/s)	不飽和浸透特性
①~③	1.0×10^{-7}	図-6: 砂質土相当
④	5.0×10^{-7}	図-6: 砂質土相当
⑤	1.0×10^{-7}	図-6: 粘性土相当
⑥	3.0×10^{-7}	図-6: 礫・砂質土相当
⑦	1.0×10^{-7}	図-6: 粘性土相当
⑧	1.0×10^{-7}	図-6: 礫・砂質土相当
⑨	3.0×10^{-8}	図-6: 粘性土相当
⑩	5.0×10^{-9}	図-6: 礫・砂質土相当
⑪	6.0×10^{-10}	図-6: 礫・砂質土相当
⑫~⑭	1.0×10^{-10}	図-6: 粘性土相当

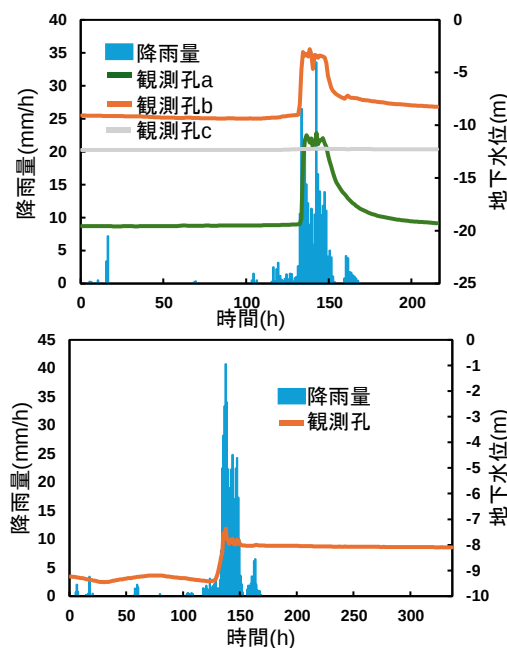


図-5 入力降雨および地下水位の実測値
（上：断面1，下：断面2）

$$S_e = \left\{ 1 + (\alpha h_p)^n \right\}^{-m} = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (2)$$

ここで、 α は圧力水頭の逆数の次元を持つスケーリングパラメータ (1/m), n , m は無次元パラメータ ($m=1-1/n$), θ は体積含水率, θ_s は飽和体積含水率, θ_r は残留体積含水率である。各層の水分特性曲線は文献⁹⁾を参考に、土質に応じて礫・砂質土層, 砂質土層, 粘性土層相当の 3 通りに設定した。具体的には、式(2)中の各パラメータ, 水分特性曲線, 比透水係数と飽和度の関係を表-3, 図-6 に示す通り設定した。

2.2 水抜きボーリング工のモデル化

水抜きボーリング工には直径 5 mm 程度の円孔によるストレーナ加工を千鳥配置に施した保孔管がよく使われているが、保孔管の形状や円孔の配置をそのまま有限要素解析に反映することは、メッシュ生成や計算負荷の観点から現実的ではない。そこで本研究では、Liu らによる検討⁹⁾を参考に、保孔管の断面を図-7 に示すように正方形とし、水抜きボーリング工の各辺に浸透境界（それ以外は不透水境界）を設置し、保孔管の周囲を透水性の低い 2 層の抵抗層（各 1 cm 厚さ）で囲むことで水抜きボーリング工のストレーナ加工をモデル化している（以下、RL+AIS モデル）。著者らによる研究⁹⁾では、模型実験において飽和模型地盤内に設置した水抜きボーリング工による排水挙動と周辺地盤の水圧分布の経時変化を計測するとともに、排水量と周辺地盤の水圧の時間変化の再現解析を行い、水抜きボーリング工保孔管のストレーナ加工を厳密に再現したモデル（以下、理想モデル）を用いて、適切に再現できることを確認している。さらには、小規模な地盤モデルを用いた数値解析を実施し、実際の盛土を対象とした比較的大規模な解析に適用可能な理想モデルの代替となる水抜きボーリング工のモデル化方法の検討を行っている。その際、上述した RL+AIS モデルは理想モデルの圧力水頭と排水量の時間変化および圧力水頭のコンターと整合する結果が得られたことから、図-7 に示す RL+AIS モデルを本研究でも採用している。具体的には、モデルのサイズは縦横 12 cm 幅の正方形断面とし、水抜きボーリング工内部を空洞として要素を設定していない。また、正方形の各辺に図-7 中に青線で示した箇所を幅 4.2 cm の浸透面（浸透境界）を設けている。さらに、浸透面から水が過剰に排水されるのを制限するために図-7 中の外側の抵抗層（黄線）と内側の抵抗層（赤線）の飽和透水係数をそれぞれ周辺地盤の 1/190 倍, 1/10 倍としている。

3. 解析結果とその考察

3.1 RL+AIS モデルの適用性

1. で述べたように、水抜きボーリング工のモデル化の代表的な方法として、排水パイプを周りの土質と比べて透水性の極めて高い土要素とみなす等価要素法がある。図-8 に水抜きボーリング工をそれぞれ RL+AIS モデル及び等価要素法を用いて断面 1 に図-5 で示した降雨を与えた際の水位変動の解析結果を示す。水位は地表面と水位面の距離 (G.L.) で示している。なお、等価要素法においては、水抜きボーリング孔に相当する要素に周囲の土要素の 100 倍の透水係数を与えている。図-8 より、等価要素法は降雨時に水位が最大で約 6.9 m 上昇し、降雨が弱まるにつれて水位が約 13.7 m 急激に低下していることがわかる。一方、RL+AIS モデルは水位の急上昇及び急低下が抑えられ、比較的観測結果に近い水位が再現できている。

表-3 不飽和浸透特性値

項目	礫・砂質土	砂質土	粘性土
α (1/m)	3.6	2.7	1.0
n	1.56	1.23	1.23
θ_s	0.43	0.43	0.43
θ_r	0.078	0.089	0.089

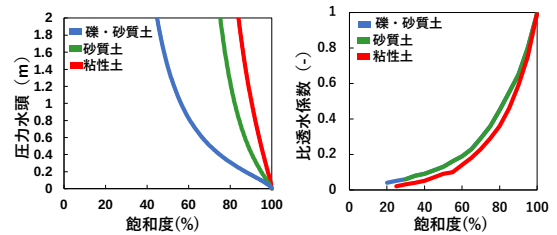


図-6 各地層の水分特性曲線と比透水係数

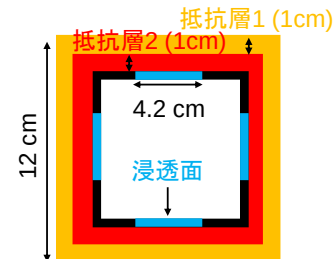


図-7 RL+AIS モデル⁶⁾

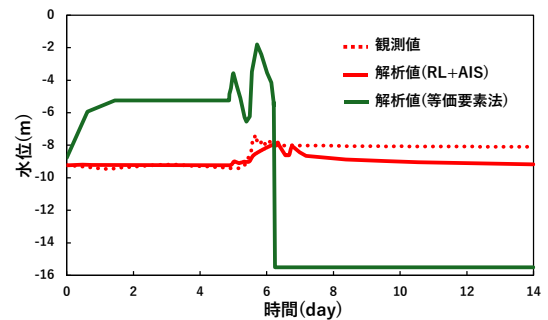


図-8 水抜きボーリング工モデル化方法による地下水位経時変化の比較

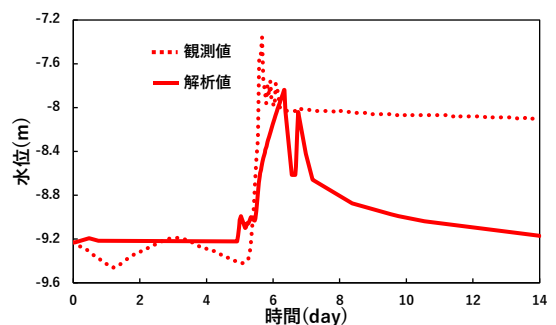


図-9 断面 1 における地下水位の時系列変化

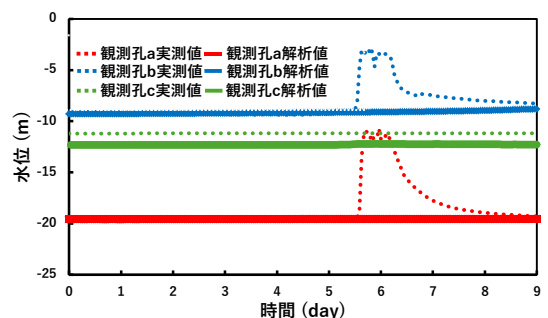


図-10 断面 2 における地下水位の時系列変化

3.2 降雨時の盛土内水位の変動

降雨による断面1及び断面2の観測孔における地下水位の時系列変化の解析結果を図-9および図-10に示す。

図-9より、断面1においては降雨時の盛土内水位の変化が観測結果と対応していることが確認できる。降雨直後の最も水位が上昇した時点における上昇幅については、解析結果では1.39mであり、観測結果では1.87mと、その差は0.48mと大きな差は生じていない。一方で、実現場では、降雨に対する水位上昇が急激であるのに対して、解析では水位の上昇が現場と比べて緩やかである。また、降雨入力がない期間における水位の低下が実現場と比べて大きい課題が依然として残っている。盛土を構成する各層の水分保持特性について十分なデータがないことも影響していることが主な原因と考えられるが、斜面の安定性を危険側に評価する可能性があることからさらなる検討が必要である。

図-10より、断面2においては水位変動がほとんど生じていない観測孔cの解析値は実測値とよく合致している。一方、観測孔aと観測孔bの実測値は降雨に応じて水位が変動しているものの、解析結果は9日間で観測孔aが0.04m、観測孔bが0.48mの水位上昇にとどまっており実測値との乖離が大きい。断面1及び断面2において解析値と観測値の乖離が発生している原因として実際の現場では盛土の後背地部分から地下水流が流入していることが考えられる。図-11にその概念図を示す。図-11に示すように、地下水流がある場合、地下水流がない場合と比べて降雨による水位の上昇量を大きくし、降雨後の水位の急速な低下を抑えることができると考えられる。実際に、乖離が生じている断面1の観測孔と断面2の観測孔aと観測孔bは地下水流の影響を受ける可能性のある比較的盛土の上部に位置している。本研究では、解析モデルの側面を水頭固定境界としているが、水の流入境界を考慮する必要もあることが示唆される。また、今回設定した各地層の土質パラメータはボーリング調査の結果を基に設定している。そのため、ボーリング調査で確認できていない大きな物性の違いが各地層で生じていることから実測値と解析値で乖離が生じている可能性も考えられる。

3.3 降雨時の圧力水頭の変動

図-3中に紫線で示した基盤層と盛土層の境界線における圧力水頭の解析結果を図-12及び、図-13に示す。また、参考として各断面に水抜きボーリング工が設置されていないと仮定したときの圧力水頭の解析結果を同図中に示す。なお、法尻を基準に座標を設定している。図-12より、圧力水頭の値について、36mから116m付近にかけて差が出ている。水抜きボーリング工が設置されているのは、座標軸において図-12中に赤線で示した48mから87mまでであり、水抜きボーリング工により圧力水頭の上昇が最大で12m程度抑えられている。一方、断面1の両端部分では水抜きボーリング工の有無に関わらず、圧力水頭の変化は同様の傾向を示している。ゆえに、これが現在の解析結果を基に考えられる水抜きボーリング工による排水効果が表れる範囲だと考えられる。

図-13より断面2に関しては座標軸において77m付近のボーリング工が設置されている箇所を比べると圧力水頭の上昇がボーリング工の設置により最大で2.5m程度抑制されていることが確認できる。ただ、その他の部分に関しては、水抜きボーリング工の有無に関わらず、圧力水頭の変化は同様の傾向を示している。ボーリング工が設置されているのは図-13中に赤線で示した35mから95mまでであり解析結果を基に考えられる水抜きボーリング工による排水効果が表れる範囲が限定的であることが確認できる。この理由としては、図-2に示されるように断面2においてはボーリング孔が透水性の低い粘性土層の直下に設置されているため、排水効果が十分に発揮されなかったことが挙げられる。

4. おわりに

実際の既設の複数の盛土を対象に、著者らが提案する水抜きボーリング孔のモデル化手法を適用した上で、水抜きボーリング工の設置の有無による斜面への影響を評価・比較を試みた。結果として、水抜きボーリング工の代表的なモデル化

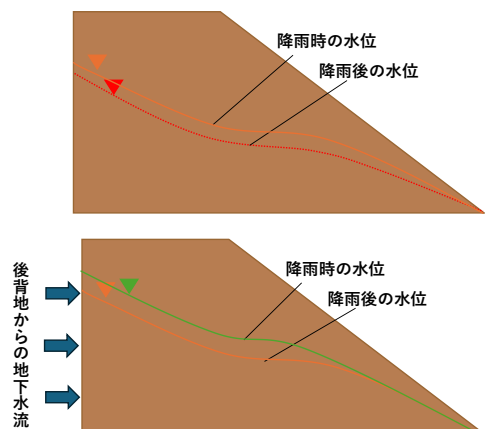


図-11 後背地からの地下水流の概念図
(上：地下水流なし、下：地下水流あり)

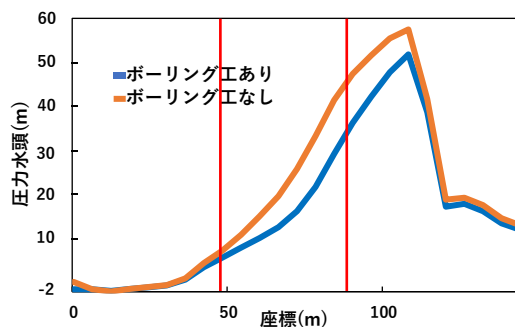


図-12 基盤層と盛土層境界の圧力水頭の変化
(断面1)

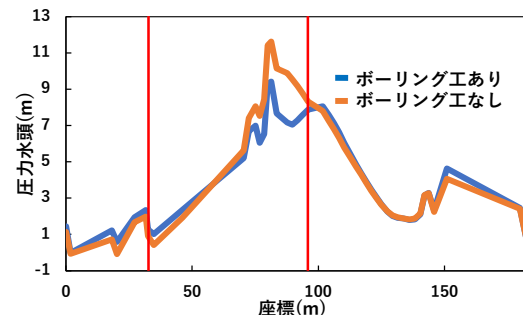


図-13 基盤層と盛土層境界の圧力水頭の変化
(断面2)

方法である等価要素法よりも RL+AIS モデルは現場の状況をよく表しうることが示唆された。降雨時の水位変動解析については、一部の観測孔での降雨による水位変動の応答性を再現することができたものの、降雨時の水位変動を完全に再現しているとは言い難い状況である。また、排水効果の高い現場である断面 1 は圧力水頭の低下量及び、その低下範囲が広いことが示唆された。一方、排水効果の低い現場である断面 2 では圧力水頭の低下効果は確認できるものの、その範囲が限定的であることが示唆された。これは、ボーリング孔が透水性の低い粘性土層の直下に設置されているため、排水効果が十分に発揮されなかったことが挙げられる。

今後は、土質パラメータの見直しや盛土後背地部分からの地下水流の影響を考慮すると共に、飽和・不飽和浸透流解析により算出された体積含水率及び圧力水頭を基に斜面の安全性を評価し、盛土の土質や層構成に応じた合理的な水抜きボーリング孔の配置方法を検討する予定である。

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所他：地すべり地における地下水排除ボーリング工の排水性能調査 共同研究報告書, 2013
- 2) 富永健介・乾徹・緒方奨・久田裕史・櫻谷慶治：既設盛土における浸透水排除工による排水効果の解析的検討, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No. 24-12-3-04, 2024
- 3) 西田憲司・山上拓男・蔣景彩：三次元有限要素浸透流解析に基づく排水ボーリング効果の定量的評価法, 地すべり, Vol.37, No.3, pp.1-9, 2000
- 4) 立石卓彦・大村仁・高砂直幸：数値解析を活用した淡水レンズにおける集水井構造の検討, 農業農村工学会論文集, Vol.84, No.2, pp.I_131-I_141, 2016
- 5) Yi Liu・Chang Ao・Wenzhi Zeng・Amit Kumar Srivastava・Thomas Gaiser・Jingwei Wu・Jiesheng Huang：Simulating water and salt transport in subsurface pipe drainage systems with HYDRUS-2D, Journal of Hydrology, Vol.592, No.125823, 2021
- 6) 糸賀悠・乾徹・緒方奨・中村大樹・濱本佳那子：道路盛土を対象とした水抜きボーリング工のモデル化手法の提案, 第 60 回地盤工学研究発表会発表講演集, No. 24-5-3-03, 2025
- 7) M.Th.van Genuchten：A closed-form equation for prediction the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892-898, 1980
- 8) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）, p.192, 2024

遠心模型実験による降雨時の斜面崩壊に関する実験的研究

○岡田 広久¹・中川 太介¹・田村 耕平¹¹大阪公立大学大学院

1. はじめに

1.1 背景

近年、気候変動の影響により局地的な降雨が増加しており、土砂災害の発生件数も増加傾向にある。また、山地に囲まれた我が国では土砂災害警戒区域（急傾斜地の崩壊）が約 46 万箇所、うち土砂災害特別警戒区域が約 44 万箇所指定されており¹⁾、危険箇所はハザードマップなどで住民へ周知されているが、降雨による斜面崩壊がいつ起きるかは明確でない。また、降雨前の斜面は通常、不飽和状態となっているため、崩壊に至るまでのメカニズムは複雑で未解明な部分が多い。斜面崩壊の予兆や予測手法に関する研究は様々行われている。石澤ら²⁾は大型土槽を使った実験において、崩壊直前で地下水の上昇に伴い、斜面変位が急激に増加したと述べている。Ochiai et al.³⁾は、実地盤の降雨実験において、斜面の変形とサクシヨンの変化に関連があることを指摘した。壇上ら⁴⁾は、大型土槽地盤を用いた研究を行い、降雨中の負の間隙水圧であるサクシヨンの経時変化が一定となった後に斜面変位があったと述べている。斜面崩壊のような自重が支配的な現象を実験する場合、実物大での実験が望ましい。しかしながら、模型作製に時間と労力などを要するため容易ではない。一方で、遠心模型実験では $1/n$ 倍に縮小した小型模型地盤に n 倍の遠心力を加えて実地盤と同じ自重応力状態を再現できるため、模型地盤の作製や実験条件の変更などは容易である。玉手ら⁵⁾は雨滴を細かくした微霧噴霧ノズルを用いた遠心実験を行い、降雨強度と飽和透水係数の比で崩壊リスク評価できるとした。友岡ら⁶⁾も微霧噴霧ノズルによる降雨装置を開発し、斜面崩壊防止対策として排水パイプの有効性を確認した。しかしながら、降雨による斜面崩壊の遠心模型実験の研究事例は少ない。

本稿では遠心模型実験を行い、斜面崩壊の前兆を捉えることを目的に降雨による斜面崩壊までの間隙水圧や土中のサクシヨンの経時変化に着目し、斜面角度を変えた実験を行った。また、降雨強度が小さい場合においても地盤の間隙水圧やサクシヨンの経時変化を計測した。

1.2 遠心場における降雨強度の相似則

遠心模型実験で ng 場の遠心力が作用しているときの降雨強度の相似則を以下に示す。降雨強度は単位時間当たりの降雨量で表される。降雨量は長さの単位であることから、実物大における降雨量を R_p (mm)、模型における降雨量を R_m (mm) とすると幾何学的関係から以下の式で表される。

$$R_m = 1/n R_p$$

次に、地盤間隙中に流れる水の透水問題に関してダルシーの法則が成り立てば、 ng 遠心場における間隙水の移動時間に関する相似則は次式となる⁷⁾。

$$t_m = 1/n^2 t_p$$

ここに、 t_p (sec)は実物大における間隙水の移動時間、 t_m (sec)は模型における間隙水の移動時間である。

降雨強度について、実物大における降雨強度を r_p (mm/hr)、模型における降雨強度を r_m (mm/hr) とすると、

$$r_m = \frac{R_m}{t_m} = \frac{1/n R_p}{1/n^2 t_p} = n r_p$$

よって、 $1/n$ 倍の縮小模型を用いて ng 遠心場における降雨実験を行う場合で、かつ降雨に用いる液体が水の場合には、実物大の n 倍の降雨強度の雨を降らせる必要がある。遠心加速度 $40g$ で行う場合には、40 倍の降雨強度が必要となる。

2. 実験方法

2.1 降雨装置

本実験では半径 2.67m のビーム型遠心載荷装置を用いた。図-1 に降雨装置の概要を示す。降雨再現実験に使用したノズルは、微霧発生ノズル（いけうち製 BIMV4504）

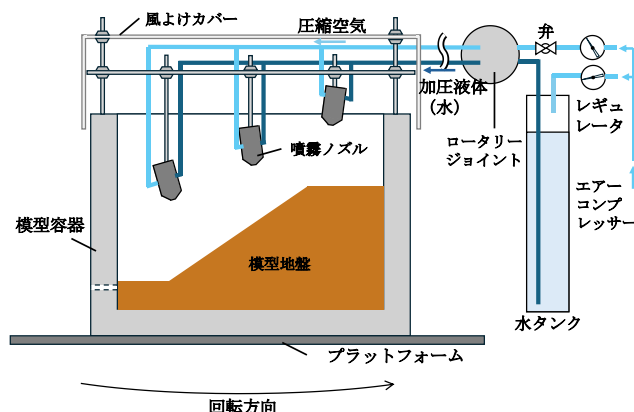


図-1 降雨装置の概要

を用いた。このノズルは加圧状態の液体（水）と圧縮空気を同時にノズルへ送り込むことによって、ノズル内部でそれらが混合され $20\mu\text{m}\sim 60\mu\text{m}$ の細かな雨滴を噴霧することができる。なお、ノズル内部の特殊な機構により、圧縮空気の入力圧が 0.2MPa 以下では噴霧されない。

ノズルへ加圧液体を送り込むため、遠心载荷装置の外に設置した水タンクにエアークンプレッサーで加圧した空気を充填し、加圧液体として遠心回転軸にあるロータリージョイントを介して遠心载荷装置内の模型容器へ送り込んだ。圧縮空気も同様にロータリージョイントを介して模型容器へ送った。降雨開始と終了の操作は圧縮空気の系統にある弁の開閉により操作した。本実験では微霧発生ノズルを3つ取付け、それぞれを並列に配管した。なお、これらのノズルは斜面から 15cm の高さでそれぞれ設置した。また、遠心回転中で模型内への風の侵入を防ぐため、模型容器の上部に風除けカバーを取り付けた。

2.2 降雨分布の把握

遠心場では模型が回転することにより、模型内で落下する物体にはコリオリの力で落下軌道が曲がる。そのため、ノズルの噴射角度を変えることで模型斜面に対して均等となる降雨分布とすることを試みた。遠心場での降雨分布を確認するために、内径 12mm の塩ビパイプを図-2 に示すように模型地盤と同じ斜面形状となるような高さで切りそろえたものを幅 16 列、奥行き 6 本で容器内に敷き詰めた。その後、 $40g$ の遠心場で 30 秒間降雨させパイプ内に溜まった水量を計測した。一例として、斜面角度 $\theta=50^\circ$ における降雨分布を図-3 に示す。図中横軸の 1~6 が斜面下部からの平坦部、13~16 が斜面上部からの平坦部、7~12 が斜面に相当する部分である（横軸番号は図-2 の番号と対応）。なお、斜面下部の平坦部ではパイプの高さが低く、水没したため水量を $0g$ として表示している。

数回試行を行ったが、すべてのパイプに溜まった水量を均等にすることはできなかったため、斜面部分に溜まった水量から降雨分布を評価した。評価方法は変動係数（=標準偏差/平均）で評価を行い、変動係数が 1 を上回った場合は分布のばらつきが大きいと判断し、ノズル角度を再調整した。本実験で得られた変動係数は $\theta=40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ のそれぞれで、 $0.88, 0.41, 0.71$ となった。また、30 秒間で模型容器内に溜った水量から降雨強度を求めた。

2.3 模型の作製方法と実験条件

模型地盤に用いた試料は珪砂 7 号と青粘土を乾燥質量比で $10:1$ に混合したものを用いた（細粒分含有率 $F_c=4.0\%$ ）。この試料に対して含水比 $w=10.0\%$ となるように乾燥状態から水分を加えて調整した後、相対密度 $D_r=40.0\%$ で模型内にて締め固めた（湿潤密度 $\gamma=1.44\text{g/cm}^3$ ）。模型地盤は一度、所定の高さまで均等に締め固めた後、一部を切り出して斜面を作製した。それぞれの斜面角度において、斜面の位置が模型のおおよそ中心となるように作製した。

本実験では、遠心加速度 $40g$ で斜面角度 $\theta=40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ に変えた実験を行った。いずれも斜面高さを模型高さ $H=125\text{mm}$ （実物換算で 5m ）に設定した。すべての実験ケースにおいて、遠心加速度が $40g$ に達した後、模型時間で 5 分間放置した後に 30 秒間隔（実時間で 13.3 時間）で降雨を行った。また、それぞれの角度に対して降雨強度が実物換算で 20mm/h と 7mm/h で実験を行った（模型上ではそれぞれ 800mm/h 、 280mm/h ）。また、それぞれの降雨期間における累計雨量は実物換算で 266mm 、 93.1mm となる（模型上でそれぞれ 6.6mm 、 2.3mm ）。

図-4 に模型地盤の断面図を示す。実験に用いる模型容器は、内空幅 300mm 、奥行き 112mm で直径 8mm の排水孔がある。崩壊した土砂で排水孔が詰まり水没することを防ぐため、不織布で覆ったプラスチック製の隔壁を模型壁面から 10mm の位置で設置し、



図-2 斜面角度 $\theta=50^\circ$ のパイプ敷設状況

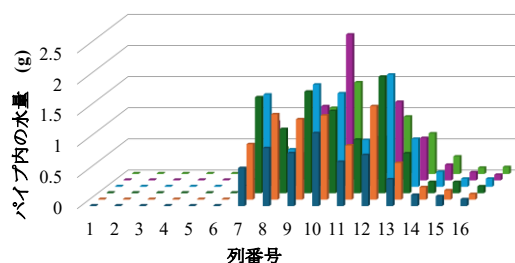


図-3 斜面角度 $\theta=50^\circ$ の降雨分布

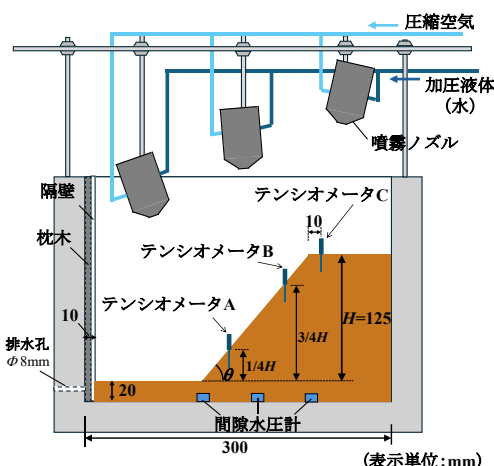


図-4 模型地盤の断面図

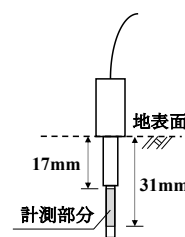


図-5 テンシオメーターの概要

固定のため一部にアルミニウム製の枕木を 10mm の空間内に挿入した。なお、降雨を速やかに排水孔へ流れるように、隔壁の下部には小さな穴をいくつか開けている。降雨開始から崩壊に至るまでの変化を見るため、斜面高さ H の $1/4$ と $3/4$ にあたる箇所にそれぞれテンシオメーター A, B を、法肩から 10mm のところにテンシオメーター C を取り付けた。このテンシオメーター（センシズ製 MHD-001）は図-5 に示すように地表面から深さ 17~31mm の部分（40g 場の実物換算で 0.68m~1.24m）にあるフィルターを通じて土中のサクションを計測できる。なお、テンシオメーターの重量の影響で崩壊することを防ぐため、テンシオメーターのケーブルを模型容器の上部で固定した。容器底面には小型間隙水圧計（東京測器研究所製 KPG-PA）を斜面の法尻、法肩、それらの中間にあたる位置で取り付けた。遠心载荷中は模型の外側に取り付けた固定カメラ（Ditect 製 HAS-U2）を模型のガラス面へ向けて 0.15 秒間隔で録画撮影した。

3. 実験結果

3.1 降雨強度 20mm/h における崩壊実験

斜面崩壊直後の画像を図-6(1)~(3)にそれぞれ示す。なお、文中に示す秒数や長さは模型上の値である。また、ここでの崩壊はカメラで崩壊が目視できた時点とする。図中の赤線は崩壊前の斜面形体を表す。図(1)ではカメラ映像により降雨開始から 30 秒後（実時間で 13.3 時間）で斜面法尻から高さ約 60mm の斜面中腹から崩壊した（図中の白矢印から崩壊）。ただし、ガラス壁面の奥で崩壊したため崩壊深さは確認できなかった。図(2)では降雨開始から 23.5 秒後（実時間 10.4 時間）で瞬時に法肩から 9mm 離れた平坦部の地点から崩壊した。その後も降雨を中断する 30 秒後まで崩壊土砂がゆっくりと下方へ移動した。画像解析ソフト（Dipp-Motion V）で計測すると、斜面地表面に対して垂直方向にとった崩壊深さは最大で 18mm（実物換算で 0.72m）であった。図(3)では崩壊が 2 回発生しており、画像は 2 回目の崩壊時のものである。1 回目は 1 回目の降雨開始 6.5 秒後（実時間 2.9 時間）と 2 回目の降雨開始から 20.5 秒後（実時間 9.1 時間）で瞬時に崩壊した。ただし、カメラ映像から 1 回目の崩壊は降雨が斜面を削ったことによる斜面浸食であると考えられる。2 回目の崩壊が発生したときの斜面地表面に対して垂直方向にとった崩壊深さは最大で 18mm（実物換算で 0.72m）であり法肩から 16mm 離れた平坦部の地点から崩壊した。

次に、降雨強度 20mm/h におけるガラス面から読み取ることができた湿潤面の降下ようすを図-7 に示す。図中の斜面画像は降水前のもので、図中の数字は降雨開始からの模型時間の秒数である。なお、図(3)においては、降雨開始から 16 秒以降は湿潤線を明瞭に読み取ることが出来なかった。いずれの斜面でも雨水の浸透過程で斜面崩壊が発生していることが分かる。湿潤線が模型容器の底部まで降下した後は地下水の形成がカメラ映像で確認出来た。

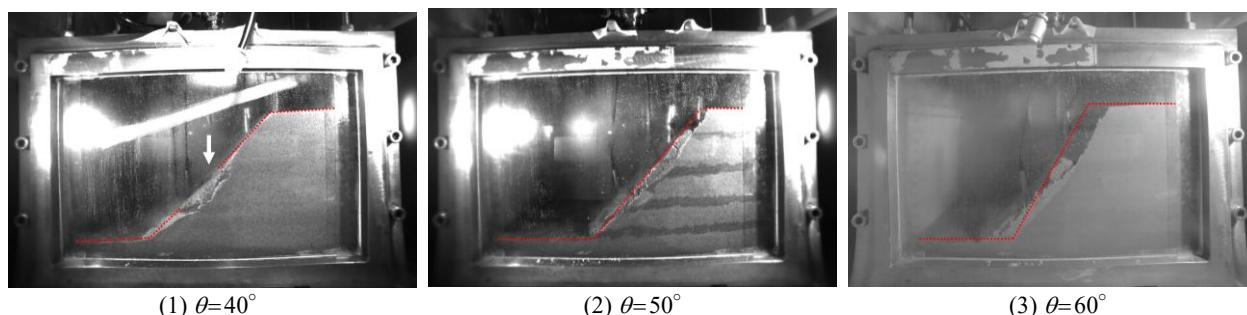


図-6 各斜面角度 θ における崩壊形態

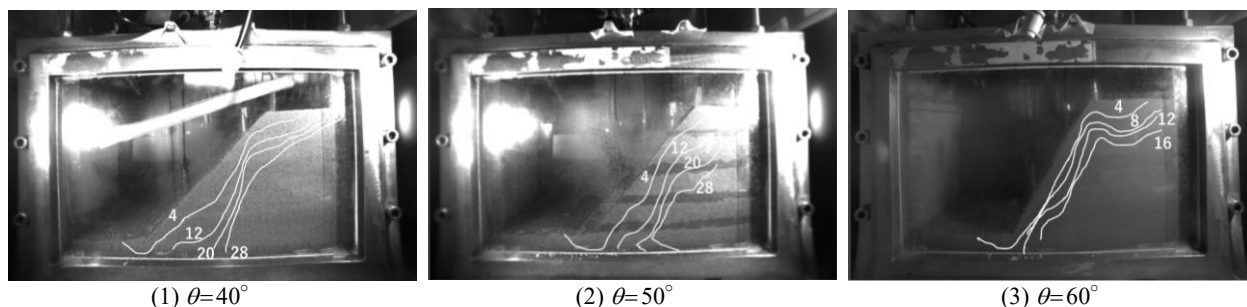


図-7 各斜面角度 θ における降雨による浸透過程

図-8(1)~(3)にそれぞれ $\theta=40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ でのテンシオメーター 3 カ所で計測されたサクションの経時変化を示す。なお、経過時間 $t=0\text{sec}$ は 1 回目の降雨開始時点を示す。また、図中の灰背景色は降雨期間を表し、設置位置は先の図-4 のとおりである。ただし、テンシオメーターの出力値はメーカー提供による校正値を使用していることから、絶対値ではなく時間変化のみに着目して考察を行う。図(1)では斜面上に設置している A は降雨開始とともに急上昇した後、15 秒後からほぼ一定となり、その後 25 秒後にやや上昇して崩壊が発生した。この一定となる状態は、雨水の浸透過程で間隙中の

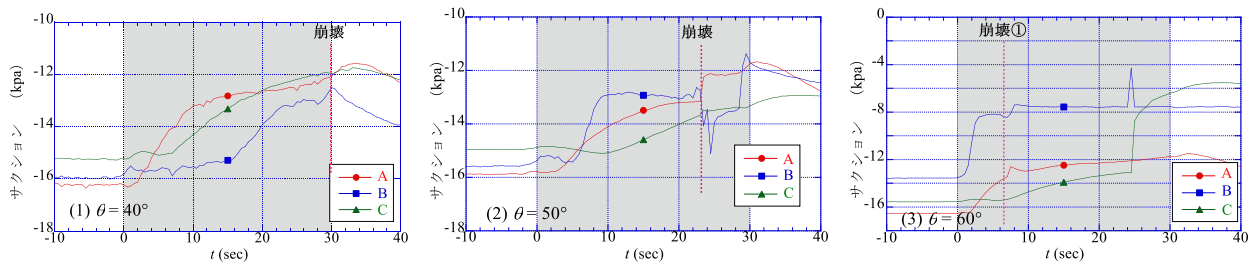


図-8 各斜面角度 θ におけるテンシオメーターの経時変化

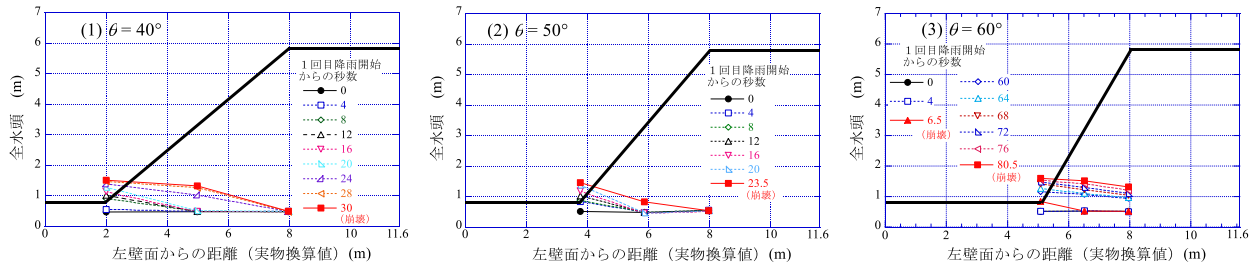


図-9 各斜面角度 θ における間隙水圧から得られた全水頭による等時線

空気が封入される疑似飽和状態⁸⁾であると考えられる。また、Bでは降雨開始とともにやや上昇し、15秒後から急上昇した後に一定となり、再び28秒後から上昇に転じて崩壊が発生した。一方、法肩に設置しているCでは降雨開始から崩壊するまで上昇を続けている。崩壊前にA、Bの値ともに一定となっていることから、斜面の表面全体で疑似飽和状態となったと考えられる。図(2)でもAでは降雨開始の3秒後から上昇し、20秒後から一定となった後に崩壊が発生した。一方、Bでは5秒後から急上昇し、9秒後から一定となった後、22秒後からやや上昇して崩壊した。 $\theta=40^\circ$ と同様、崩壊前にAとBともに一定となっている。一方、Cでは $\theta=40^\circ$ と同様に崩壊に至るまで上昇を続けている。Cの設置位置付近から崩壊が発生しているが(図-6(2)参照)、崩壊前に一定となる傾向や特徴ある変化は見られなかった。図(3)においてBでは5秒後に一定となった後、再上昇すること無く崩壊した。一方、Aでは上昇中に崩壊が起きている。この時の崩壊は先に述べたとおり、降雨が斜面を削ったことによる斜面浸食による崩壊と考えられることから、AとBとがともに一定とならずに崩壊したと考えられる。なお、8秒以降は崩壊により、A、Bのテンシオメーター周囲の土砂も崩壊したため、正しく計測できていない。Cの24秒後の急上昇はテンシオメーターが転倒したことによる。

図-9(1)~(3)にそれぞれ $\theta=40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ の間隙水圧計から得られた圧力値と間隙水圧計の計測高さを足合わせた全水頭で表した崩壊に至るまでの等時線を示す。図の黒線は実物換算した斜面の形状を表している。降雨開始とともに、斜面の法尻部における間隙水圧が他の計測地点と比べて早くに上昇していることが分かる。この法尻部の先行上昇は、図-7に示した降雨開始からの湿潤線の降下が法尻の位置で早くに達し、地下水が形成されているためである。また、法尻部では、斜面の形状を超えた位置水頭が表示されている部分があるが、地下水が噴出す現象はカメラ映像から確認出来なかった。崩壊時における法尻部での全水頭の値は、 $\theta=40^\circ$ で1.52m、 $\theta=50^\circ$ で1.45m、 $\theta=60^\circ$ で0.82m(1回目)、1.6m(2回目)となり、いずれの角度でも1.5m付近(斜面高さの約1/8に相当)で崩壊が発生した。平岡ら⁹⁾が行った斜面の背面から地下水の供給を与えた遠心模型実験では、崩壊発生時における斜面高さ1/3における地下水位は斜面角度が大きいほど下がるという報告もあることから、斜面角度が大きくなると、法尻部における崩壊時の全水頭は下がることが考えられる(斜面浸食による崩壊である 60° の結果を除く)。ただし、この法尻部の全水頭と崩壊の関係については、地盤の密度や降雨強度を変える複層地盤での実験を行うなど、今後も検討が必要である。

3.2 降雨強度 7mm/h における崩壊実験

降雨強度 7mm/h において $\theta=40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ の実験を行った。ただし、実験において遠心装置内部のロータリージョイントの不具合により、降雨期間中に一定の降雨強度で降っていない可能性がある。また、いずれの斜面角度でも崩壊は発生しなかった。

図-10(1)~(3)に $\theta=40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ におけるテンシオメーター3カ所で計測されたサクションの経時変化を示す。3.1と同様1回目の降雨開始時点をも $t=0$ secとしている。また、図の背景灰色は降雨期間を表し、設置位置は図-4のとおりである。図(1)のBにおいて、各降雨期間において降雨当初に急激な凸型曲線になっているのは、先の不具合により一時的に強い雨が降ったためと考えられる。同様にBでは降雨3、4、5回目での降雨開始時点で急激な凸型になっているのも同様の理由と考えられる。斜面上にあるBの経時変化を見ると、かなり上下しており一定の傾向は見られなかった。図(2)でも、各降雨期間において降雨開始後に凸型になっているのは先の理由と同じと考えられる。凸型分布を示した後の各降雨期間の後半では、AとBにおいてサクションの経時変化が一定となることは見られるが、その後の再上昇は見られなかった。図(3)でもいずれの降雨開始直後での凸型分布は不安定な降雨状況であったためと考えられる。凸型分布を

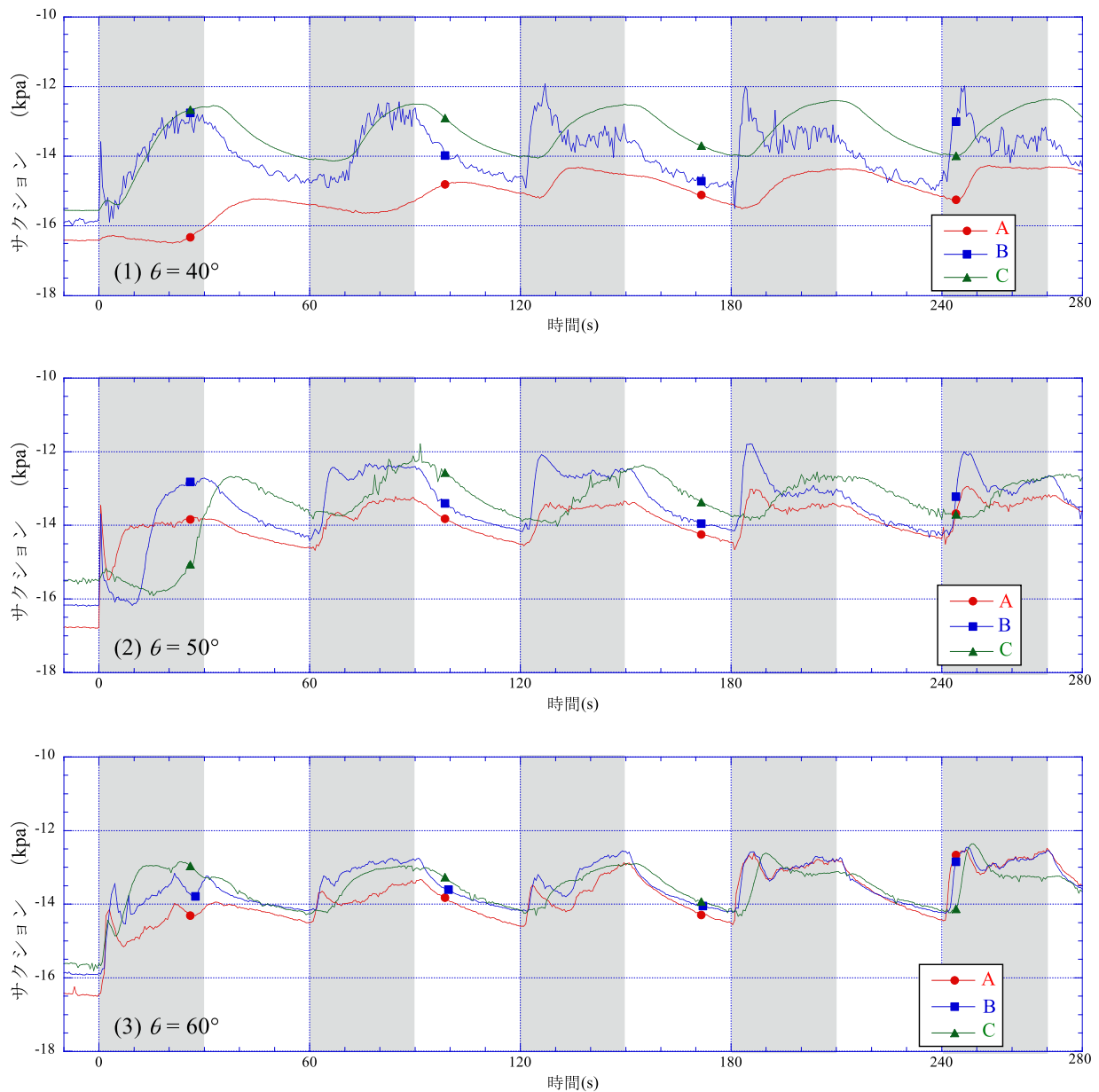


図-10 各斜面角度 θ におけるテンシオメーターの経時変化

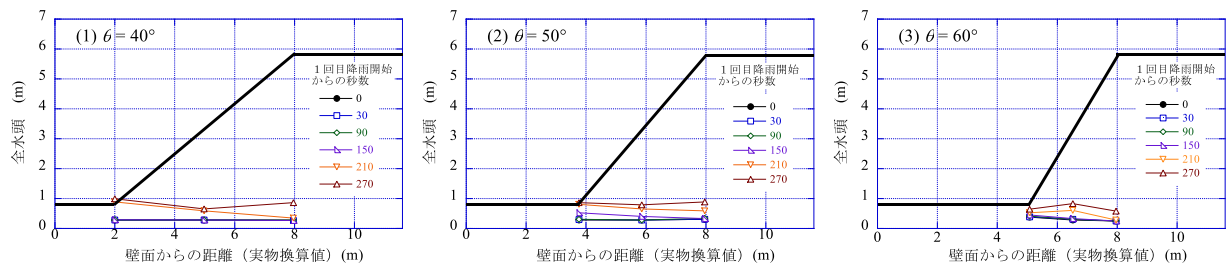


図-11 各斜面角度 θ における間隙水圧から得られた全水頭による等時線

示した後は A と B では上昇傾向を示しており、一定となる傾向は見られなかった。

図-11(1)~(3)にそれぞれ $\theta=40^\circ$, 50° , 60° の間隙水圧計から得られた圧力値と間隙水圧計の計測高さを足合わせた全水頭で表した等時線を示す。降雨開始時点を 0 秒として、各降雨期間の終了時点の分布を示している。降雨量が少ないため、3.1 と比べて 1, 2 回目の降雨が終了してもあまり上昇していない。また、いずれの斜面角度でも、法尻部の位置での位置水頭は図-9 で示した崩壊時よりも上昇していないことが分かる。

5. まとめ

本稿では、遠心加速度 $40g$ の遠心模型実験により実物換算高さ $5m$ で斜面角度 $\theta=40^\circ$, 50° , 60° の降雨実験を行い、崩壊

までの間隙水圧とテンシオメーターによる負圧の経時変化を計測した。以下に得られた知見をまとめる。

- (1) 降雨強度 20mm/h では斜面角度 $\theta=40^{\circ}$, 50° , 60° にて斜面崩壊が見られた。最も急な斜面角度 $\theta=60^{\circ}$ では斜面浸食と思われる崩壊が発生した。
- (2) テンシオメーターで計測した負圧の値は降雨開始とともに変化した。降雨強度 20mm/h の斜面角度 $\theta=40^{\circ}$, 50° では斜面上の斜面の法肩と法尻の間に設置したテンシオメーターの値は一定になった後やや上昇し崩壊が発生した。一方、法肩での計測値は一定とならずに崩壊が発生した。特に法肩付近で崩壊したケースもあったが、特徴有る変化は見られなかった。
- (3) のり面法尻位置で計測した間隙水圧を全水頭に換算した値は、いずれの斜面角度でも斜面高さの約 1/8 付近で崩壊した。この値は、斜面角度が急になるほど値が低くなることが考えられる。ただし、今後も地盤の密度や降雨強度を変える複層地盤での実験を行うなど検討が必要である。
- (4) 降雨強度 7mm/h では、テンシオメーターは前後しており、一定となる場合もあるが再上昇は見られなかった。一方、間隙水圧では降雨が少ないため上昇は見られなかった。

本稿の目的である斜面崩壊の予兆を捉えるという視点からすると、テンシオメーターの設置位置は崩壊前にテンシオメーターの値が一定となる傾向がみられた斜面の法肩と法尻の間に設置した方が良いと考えられる。ただし、サクシヨンの経時変化が一定となる疑似飽和状態に達した後、いつ再上昇し崩壊の危険度が高まるのかという検証が必要である。また、テンシオメーターでの計測だけではいつ再上昇するか不明確なため、間隙水圧の計測も必要と考えられるが、自然斜面では本実験のような均一地盤ではないため、今後も模型地盤の密度や降雨強度を変えた実験や複層地盤や不透水層を設置した実験など、より現実的な条件下における予兆の把握手法を検証していきたい。

最後に、本研究は JSPS 科研費 JP23K19150 及び関西エネルギー・リサイクル科学研究振興財団の研究助成を受けたものであり、ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省 HP：全国における土砂災害警戒区域などの指定状況，入手先<<https://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sabo/content/001888478.pdf>>（参照 2025.6.29）.
- 2) 石澤友浩・酒井直樹・福垣輝旗：模型実験による斜面変位速度の経時変化と崩壊予測手法に関する検討，日本地すべり学会誌，Vol.50，No.6，pp.267-278，2013.
- 3) Ochiai, H., Okada, Y., Furuya, G., Okura, Y., Matsui, T., Sammori, T., Terajima, T. and Sassa, K.: A fluidized landslide on a natural slope by artificial rainfall, Landslides, Vol.1, No.3, pp.211-219, 2004.
- 4) 壇上徹・酒匂一成・深川良一・酒井直樹・岩佐直人・Nghiem Minh Quang：降雨量，不飽和浸透挙動，変位量の観測結果に基づく降雨時表層すべり型崩壊過程の検証，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68，No.3，pp.508-525，2012.
- 5) 玉手聡・伊藤直幸・遠藤明：地盤の透水性と降雨強度の関係に着目した斜面の表層崩壊に関する実験的考察，労働安全衛生総合研究所特別研究報告，JNIOH-SRR-No.35，pp.33-58，2007.
- 6) 友岡亮太郎・伊藤和也・田中剛・末政直晃・野中隆博・田中卓也・笹原克夫：遠心場降雨発生システムを用いた斜面崩壊挙動の把握とその対策工に関する遠心模型実験，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.78, No.1, pp.14-31, 2022.
- 7) 高田直俊・日下部修：遠心模型実験 2.原理，土と基礎，Vol.35，No.12，pp.89-94，1987.
- 8) 西村拓・西村友良・北村良介：不飽和土・不飽和地盤 2.不飽和土の保水特性，地盤工学会誌，Vol.56，No.4，pp.53-63，2008.
- 9) 平岡伸隆・吉岡直孝・伊藤和也：掘削工事での地下水位変動による斜面崩壊とその対策，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.77，No.2，pp.140-158，2021.

iRIC を用いた令和 4 年 8 月南越前町大雨被害の再現に関する研究

○寺前海斗¹・辻子裕二²¹ 福井工業高等専門学校専攻科・² 福井工業高等専門学校

1. 研究の目的

令和 4 年 8 月、福井県の南越前町で発生した大雨（以下、令和 4 年 8 月南越前町大雨とする）により、鹿蒜川が氾濫した。図-1 は鹿蒜川およびその周辺の位置関係を示す。図-2 は発災当時の鹿蒜川の本川である日野川の状況である。この氾濫により、鹿蒜川流域では床上浸水 106 戸、床下浸水 33 戸の被害が発生し、住民の生活に大きな影響を与えた。また、JR 北陸本線（現ハピラインふくい）は武生駅から敦賀駅間で 7 日間運休した。国道 476 号では 125 時間の通行止めが発生した。これらの交通インフラへの被害は福井県内における南北地域の寸断を引き起こした。過去に当該地域では昭和 36 年、40 年、50 年にも台風や大雨によって家屋浸水の被害が発生している。平成 10 年には 2 度にわたり、大雨による田畑の浸水が発生した。しかし、その後、大雨による家屋への被害は未発生であった。つまり、今回の家屋への浸水は約 24 年ぶりの事象となった。

また、近年では地域住民の高齢化が進行しており、個別避難計画を含めた避難時の支援が重要な課題となっている。特に、大雨時における適切な避難路の確保や、避難の迅速化についての検討が求められている。そのためには、大雨による被災状況を詳細に明らかにし、今後同様の事象が発生した場合に備える必要がある。

国土交通省³は、令和 4 年 8 月南越前町大雨に関して痕跡水位の調査を実施した。その結果、数か所の浸水深と浸水域が明らかとなった。しかし、当時の広域かつ面的な浸水深は不明である。

先行研究として、大中ら²は令和元年台風第 19 号によって茨城県那珂川で発生した河川氾濫について iRIC（河川をはじめ水や土砂など水工学に係る数値シミュレーションのプラットフォーム）を用いて再現した。その結果、痕跡水位と解析で得られた浸水深はおおよそ一致し、最大浸水深の分布を把握することができた。そこで本研究は、iRIC を用いた令和 4 年 8 月南越前町大雨による鹿蒜川の氾濫時の状況の再現を目的とする。解析結果の検証は国土交通省による痕跡水位データより行う。また、本研究は時系列の浸水深分布に着目する。時系列の浸水深分布図や時系列の浸水深データが提供されることで、今後の大雨による被害予測に用いられるものと期待される。

2. 研究の方法

2.1 当時の降水量から時刻流量の算出

図-3 は令和 4 年 8 月 5 日午前 9 時ごろの雨雲レーダー（実況）画像³である。同図において福井県南越前町付近に活発な雨雲が集中していることがわかる。図-4 は今庄観測所で観測された降水量データ⁴と本研究で算出した流量を示す。同日の

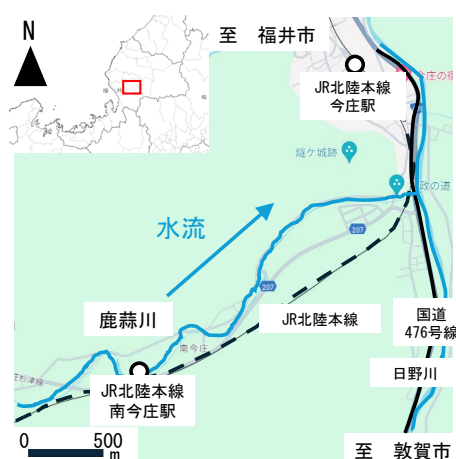


図-1 鹿蒜川およびその周辺



図-2 発災当時の日野川の状況

Research on reproducing the heavy rain damage in Minami-Echizen Town in August 2022 using iRIC

Shito Teramae¹, Yuji Tsujiko², (¹National Institute of Technology, Fukui College, Advanced Engineering Course, ²National Institute of Technology, Fukui College)

KEY WORDS: iRIC, hydrograph, flood mark, flood depth

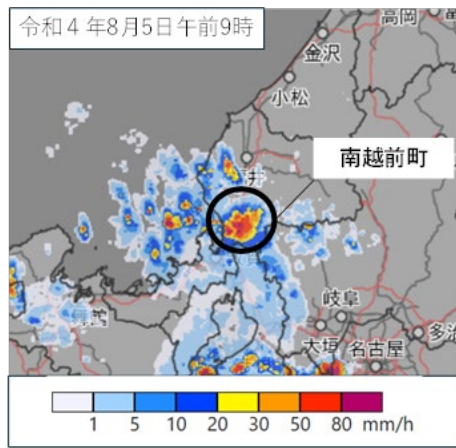


図-3 令和4年8月5日午前9時ごろの
雨雲レーダー（実況）画像

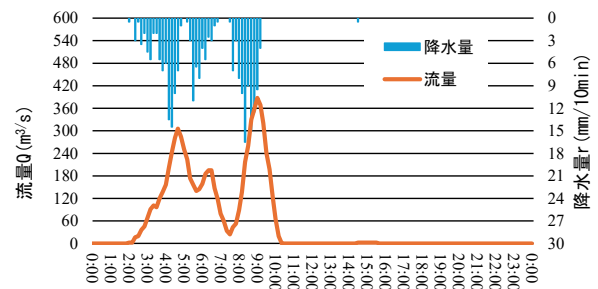


図-4 令和4年8月5日の降水量と流量の関係

表-1 時刻流量の算出パラメータ

流出計算法	合成合理式
基準点	下流端
洪水到達時間	68分
平均流出係数 $f(-)$	0.7
降水量 $r(\text{mm}/10\text{min})$	図-4を参照
流域面積 $A(\text{km}^2)$	28.9 km^2
流量 $Q(\text{mm}^3/\text{s})$	図-4を参照

日最大1時間降水量は午前8時から午前9時までの71mm/hである。表-1は本研究の流量の算出方法に用いた計算方法および各パラメータである。本研究では合成合理式を用いて流量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$ を算出する。鹿蒜川は中小河川である。したがって、合理式を適用することができる。合成合理式の適用可能河川は合理式が適用可能な河川である。合成合理式は、合理式のピーク流量を重ねて結合したものである。下記に流量算出の流れを示す。

式(1)に、最初に算出する到達時間内降雨強度 $R(\text{mm}/\text{h})$ の算出式を示す。

$$R = r \times 60 / Tc \quad (1)$$

ここに、 r は降水量($\text{mm}/10\text{min}$)、 Tc は洪水到達時間(分)である。式(2)は時系列の流量の算出に用いる式である。

$$Q = \frac{1}{3.6} \times f \times R \times A \quad (2)$$

ここに、 f は平均流出係数(—)、 A は流域面積(km^2)である。洪水到達時間は68分である。平均流出係数は0.7である。鹿蒜川の流域面積は28.9 km^2 である。これらの各数値は参考文献1)を参考にしている。

2.2 iRICを用いた再現シミュレーション

表-2は本研究で用いたiRICに入力する各パラメータである。本研究で使用するソルバーはNays2Dfloodである。また、使用する地形データは国土地理院標高タイル基盤地図情報数値標高モデルDEM5Aである。マニングの粗度係数は0.035を用いた。差分方法はCIP法を適用する。1メッシュあたりの大きさは、約10m×約10mとして、設定するメッシュ数は、合計で11000個である。

図-5は本研究で設定したiRICの解析領域である。鹿蒜川流域は28.9 km^2 と広大である。そこで、本研究では下流域に位置する鹿蒜ニュータウン周辺を解析領域とする。この解析領域の大きさは東西方向1.2km、南北方向1.0kmである。流入入口は、解析領域の西端に設定した。上述のように国土交通省による痕跡水位の調査により、鹿蒜ニュータウン周辺の浸水深

が明らかになっている。そこで本研究では、図-5中に示されるように鹿蒜ニュータウン周辺の一地点を浸水深の予測点として定め、シミュレーション結果を評価することとした。

表-2 本研究におけるiRICの解析条件

ソルバー	Nays2DFlood
降水量	福井地方気象台 今庄観測所
地形データ	国土地理院標高タイル基盤地図情報数値標高モデルDEM5A
マンニングの粗度係数	0.035
差分方法	CIP法
解析領域	鹿蒜川流域の下流域（鹿蒜ニュータウン）
メッシュ数	南北方向100×東西方向110 計11000メッシュ（約10m×約10m）



図-5 本研究における解析領域

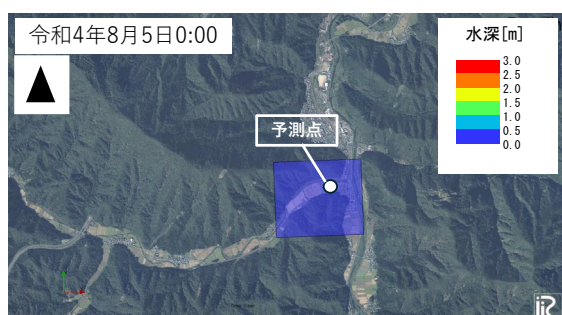


図-6 シミュレーション結果-1（8月5日0時ごろ）



図-7 シミュレーション結果-2（8月5日1時ごろ）

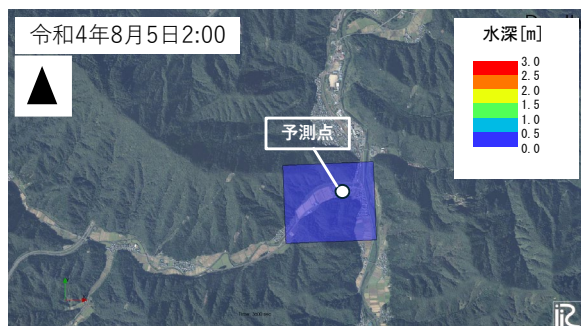


図-8 シミュレーション結果-3（8月5日2時ごろ）



図-9 シミュレーション結果-4（8月5日3時ごろ）



図-10 シミュレーション結果-5（8月5日4時ごろ）

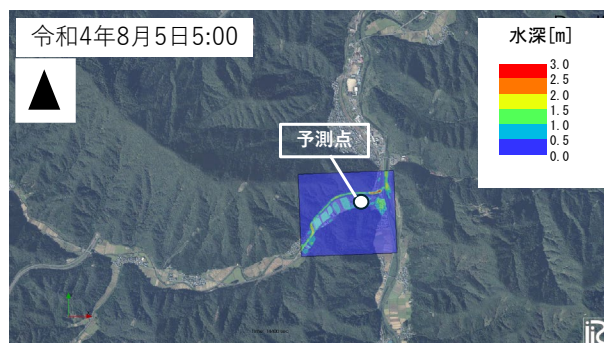


図-11 シミュレーション結果-6（8月5日5時ごろ）

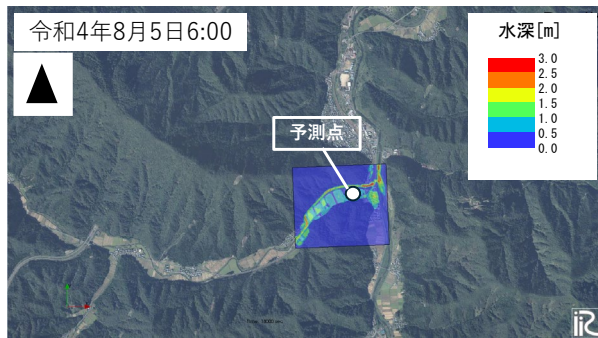


図-12 シミュレーション結果-7(8月5日6時ごろ)

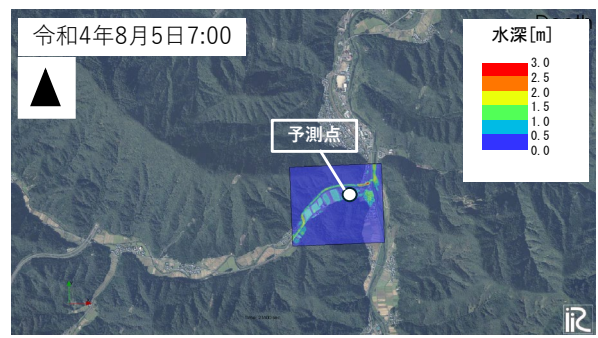


図-13 シミュレーション結果-8(8月5日7時ごろ)

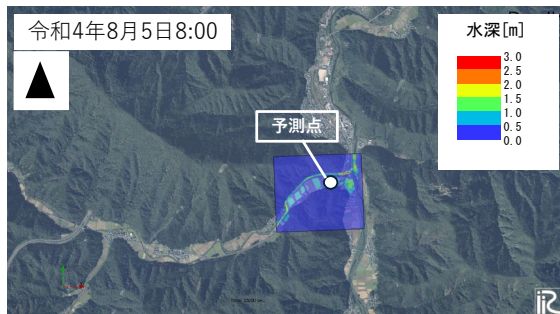


図-14 シミュレーション結果-9(8月5日8時ごろ)

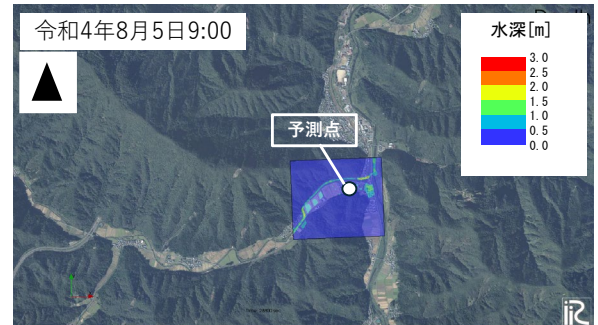


図-15 シミュレーション結果-10(8月5日9時ごろ)

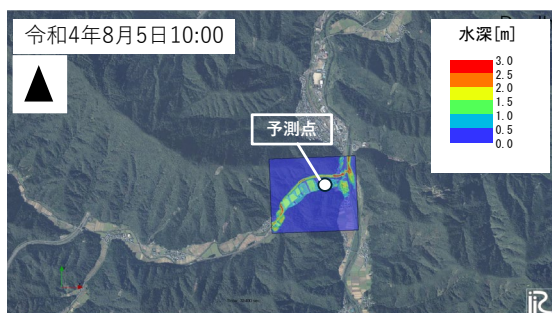


図-16 シミュレーション結果-11(8月5日10時ごろ)

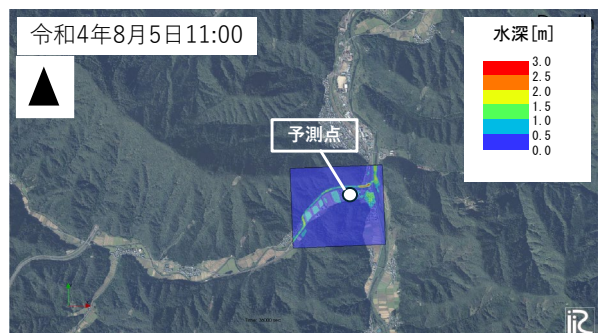


図-17 シミュレーション結果-12(8月5日11時ごろ)

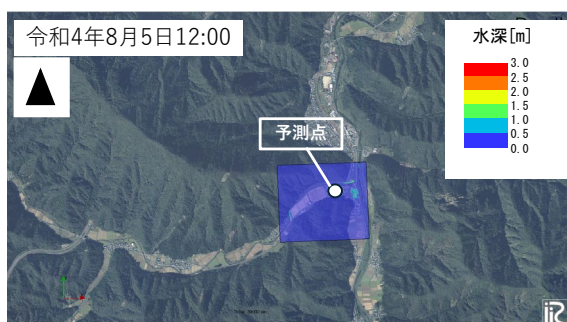


図-18 シミュレーション結果-13(8月5日12時ごろ)

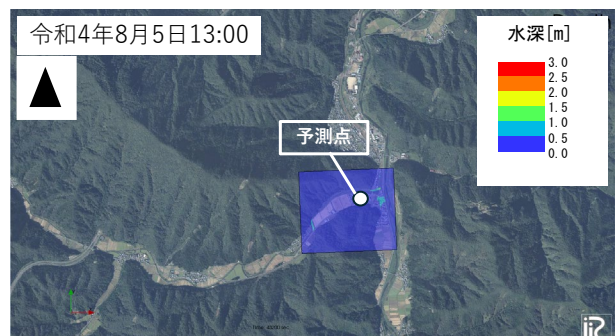


図-19 シミュレーション結果-14(8月5日13時ごろ)

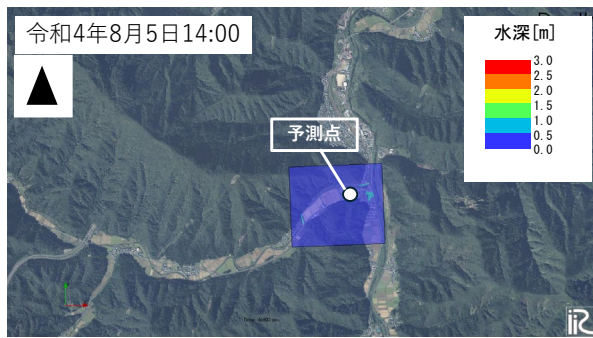


図-20 シミュレーション結果-15(8月5日14時ごろ)

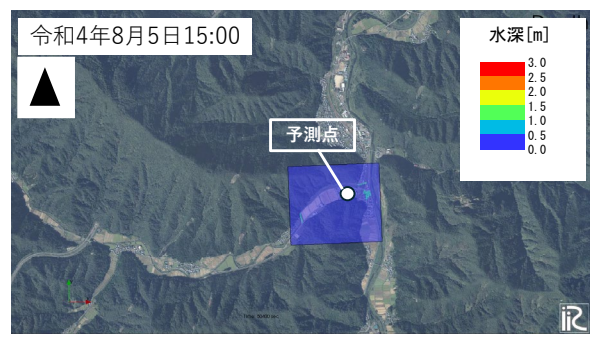


図-21 シミュレーション結果-16(8月5日15時ごろ)

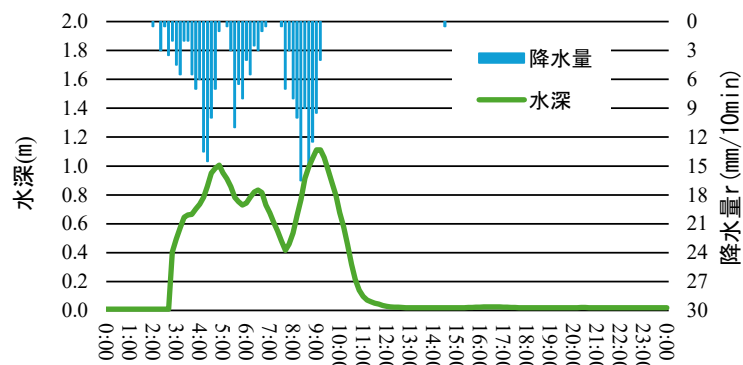


図-22 降水量と予測点における水深（シミュレーション結果）の推移

3. シミュレーション結果

図-6 から図-21 は、iRIC を用いたシミュレーションによる水深分布図である。これらの図では、原位置航空写真上にシミュレーション結果を凡例に従ってオーバーレイしている。

図-6 は 2022 年 8 月 5 日 0 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.01m である。図-7 は 8 月 5 日 1 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.01m である。同様に、図-8 は 8 月 5 日 2 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.01m である。図-9 は 8 月 5 日 3 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.50m である。つまり、このときに鹿蒜ニュータウンへ氾濫水は流入していたことがわかる。図-10 は 8 月 5 日 4 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.74m である。図-11 は 8 月 5 日 5 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.95m である。図-12 は 8 月 5 日 6 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.74m である。図-13 は 8 月 5 日 7 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.68m である。図-14 は 8 月 5 日 8 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 0.54m である。図-15 は 8 月 5 日 9 時ごろのシミュレーション結果である。このとき、予測点の水深（シミュレーション結果）は 1.11m である。

なお、予測点の最大水深は 8 月 5 日 9 時ごろの 1.11m であった。これは、国土交通省の調査による予測点の痕跡水位 1m とおおむね一致する。また、これらの水深（シミュレーション結果）は筆者らが行った現地調査とおおむね一致する。

図-16 から図-21 は 8 月 5 日 10 時ごろから 8 月 5 日 15 時ごろのシミュレーション結果である。なお、筆者らのヒアリング調査の結果、8 月 5 日 15 時ごろまでには予測点付近で水が引いたとの住民の証言を得ている。

図-22 は降水量と予測点における水深（シミュレーション結果）の関係を示す。降水量のピークを午前 8 時から 9 時ごろに迎えたのち、水深のピークを迎えていることがわかる。本研究では、床上浸水の基準である水深 0.5m 以上の時間を浸水継続時間と定義する。この場合、本シミュレーションによる浸水継続時間は最大で 3 時 10 分ごろから 7 時間 20 分ごろの 4 時間 10 分間である。

4. おわりに

令和 4 年 8 月南越前町大雨は当該流域では 24 年ぶりの家屋浸水をもたらした大雨であり、福井県内の交通インフラに大きな影響を与えた。国土交通省により痕跡水位が明らかとなっているが、当時の浸水深の分布や時系列の浸水深の変化は不明である。そこで本研究は、令和 4 年に発生した福井県南越前町の鹿蒜川での氾濫の状況を再現することを目的とし、当時の降水量データから流量を算出し、流体数値シミュレーションソフト iRIC を用いて氾濫時の浸水深を予測した。また、予測点における水深の経時変化を明らかにした。

本研究におけるシミュレーションで得られた知見を以下に整理する。

- (1) 鹿蒜川の氾濫水は鹿蒜ニュータウンへ 8 月 5 日 3 時ごろに流入していたことがわかった。
- (2) 氾濫発生当時の鹿蒜ニュータウンの最大水深は、痕跡水位にほぼ等しい 1.11m となることがわかった。
- (3) 予測点における当時の浸水継続時間は最大で約 4 時間となることがわかった。

以上のように、iRIC を用いることで流量や流向などについても検証することができた。今後はこれらについても実際の現象と比較することでさらに詳細な再現が期待できる。

謝辞：本論の作成に際し、気象庁ホームページの「過去の気象データ検索」および「過去の主な災害時の情報発表状況」より、降水量に関するデータや雨雲レーダーの実況画像を利用した。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 国土交通省近畿地方整備局：第 14 回九頭竜川流域懇談会 (R4.12.12) 資料—①日野川ブロック河川整備計画の変更について
- 2) 大中臨・赤松良久・平田真二・佐山敬洋：令和元年台風第 19 号による那珂川地域の流出氾濫再現シミュレーション，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.76, No.1, pp.304-314, 2020
- 3) 気象庁 HP：<<https://www.data.jma.go.jp/review/page.html#target=20220803¤t=2022080500&range=2022080215-2022080515>>（参照 2025.6.23）
- 4) 気象庁 HP：<<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>>（参照 2025.6.23）

ロックボルト・ロープネット斜面安定工法による急傾斜地への適用性に関する研究

○楠見 晴重¹・寺岡 克己²・安井 ゆりか³

¹ 関西大学環境都市工学部・² (株) ダイカ・³ 中電技術コンサルタント (株)

1. はじめに

2020年2月、神奈川県逗子市において、マンション敷地内の斜面が突然崩れ、その下の市道を通行していた女子高校生1名が土砂に巻き込まれて亡くなった。斜面崩壊の原因は大雨や地震ではなく、地盤の「風化」とされている。さらに、民有地で行政が直接管理できず、斜面の調査がずさんであったため、土砂災害特別警戒区域（レッドゾーン）に指定されていなかったことが問題とされている。この事故によって、急傾斜地での斜面对策が重視されるようになった¹⁾。

一方、現在は法枠工法やモルタル吹付工法等の斜面安定工法が主流であり、これらの工法は景観・環境面への考慮がされていないことから快適な住環境をめざす都市部や市街地では、それらに適合した急傾斜地対策としての斜面安定工法が必要とされている。これらを解決するために、景観・環境に配慮した、ロックボルト・ロープネット斜面安定工法（以下「本工法」と称する）の急傾斜地への適用性について検討した。

2. ロックボルト・ロープネット斜面安定工法および急傾斜地とは

ロックボルト・ロープネット斜面安定工法は 図-1 に示すように、ロックボルト、支圧板、ロープネットの3つの部材を組み合わせて斜面の安定化を図る工法である。また本工法の特徴として、工期の短縮、コストの削減を図ることができること、さらに樹木をほとんど伐採しないため、CO₂の排出量が少ないことが挙げられる。

急傾斜地とは、傾斜角度30度以上の土地のことである。また土砂災害特別警戒区域とは、傾斜角度30度以上かつ斜面高5m以上の土地で、特に危険と判断された区域のことである。土砂災害特別警戒区域に指定されると、特定の開発行為に対する許可制や建築物の構造規制、建築物の移転勧告が図られる²⁾。しかし法面对策によって表層崩壊を抑える構造になった場合、土砂災害特別警戒区域は解除される。

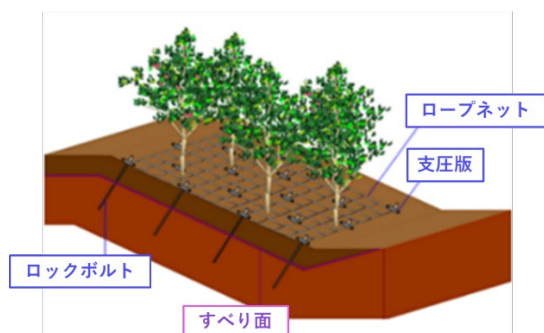


図-1 ロックボルト・ロープネット斜面安定工法

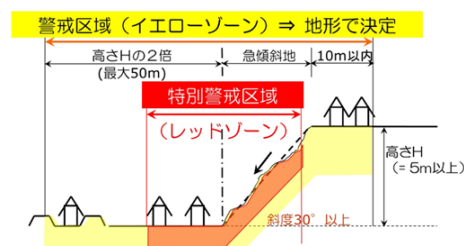


図-2 急傾斜地の定義

3. 研究内容および方法



図-3 研究対象とした斜面（施工直後）

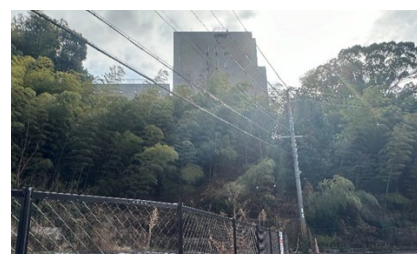


図-4 研究対象とした斜面（施工から3年後）

急傾斜地は斜面が不安定であることから、様々な規制が法律によって定められているにも関わらず、安全かつ環境・

Application of Rock Bolt and Rope Net Slope Stability Method to Steep Slopes

Kusumi Haruige¹, Katsumi Teraoka², Yurika Yasui³ (¹Kansai University,²Co., Ltd. DAIKA,³Chuden Engineering Consultants Co.,Ltd.)

KEY WORDS: Steep Slope, Red Zone, Rock Bolt, Rope Net, Slope Stability

景観に配慮した斜面安定工法の適用性は十分に検討されていない。そこで、本工法が急傾斜地に適用された事例を様々な観点から分析した。さらに本工法と他の2工法を選択し、急傾斜地に対して安全性、景観、環境、経済性の項目を対象として、評点方式を用いて比較検討を行い、本工法の適用性について論じた。本工法、法枠工法（枠内は植生工）、モルタル吹付工法を各項目で点数付け（5段階評価）し、この点数に重みを乗じ、総合点を算出することによって比較した。また、本研究における急傾斜地の対象は、図-3、図-4に示している関西大学千里山キャンパス第3学舎西側の平均傾斜35°の切土斜面である。この斜面は2021年2月に本工法によって施工され、後に斜面下部の敷地の土砂災害特別警戒区域が解除された。斜面を構成する地層は、主として大阪層群砂礫層と粘土層の互層構造となっている。

4. 施工件数に基づいた分析結果

本工法の急傾斜地における施工事例は神奈川県が最も多く、近年増加傾向にあることが図-5および図-6より確認できる。これは、逗子斜面崩落事故後、急傾斜地への斜面对策が遂行されていると考えられる。

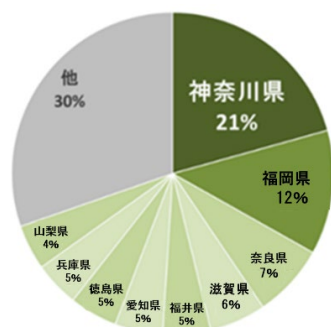


図-5 施工件数の都道府県別割合

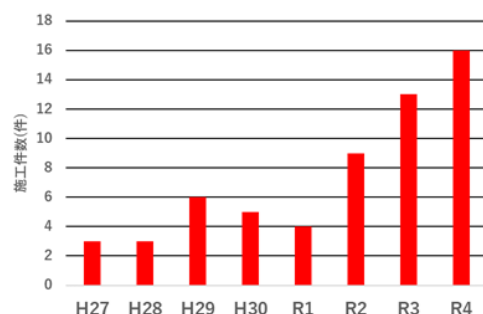


図-6 神奈川県の年度別施工件数

5. 各項目における点数付け

安全性における評価は、安全率の向上比を定義した。安全率の向上比とは、補強後の安全率を補強前の安全率で除した値である。補強後の安全率は、各工法ののり面工低減係数の値を用いることで算出できる。のり面工低減係数³⁾は、一般的に本工法は0.4~0.7、法枠工法は0.7~1.0、モルタル吹付工法は0.2~0.6とされている。のり面工低減係数の値は地質条件によって決まるが、本研究の対象箇所が本工法の設計計算において0.4を用いていたため、安全側の値に統一した。よって、本工法の法面工低減係数を0.4、法枠工法を0.7、モルタル吹付工法を0.2として補強後の安全率を算出した。その結果、安全率の向上比は本工法が1.210、法枠工法が1.267、モルタル吹付工法が1.181であったため、表-1に従って5段階の点数付けを行うと、本工法が3点、法枠工法が5点、モルタル吹付工法が1点となった。なお、表-1に示した4つの指標の評価に関して、客観性を維持するために、区切りの良い数値範囲を定めて評価点とした。

景観における評価を定量的に評価するために、緑視率を用いた。緑視率とは、景色の中に見える緑の量のことで、すなわち画像全体に占める緑の面積のことである。緑視率はHSV色空間を用いて算出した。HSV色空間とは、H（色相）、S（彩度）、V（明度）という数値の組み合わせで色を表現する方法であり、鮮やかさや明るさなどの直感的にわかりやすい方法で表現できる。各工法によって施工された場合の風景と、その写真にHSV色空間を用いて緑視率を算出した結果を図-7に示す。画像の緑の部分が黄色で表現されている。また、HSV色空間のH、S、Vの値の範囲は、 $20 \leq H \leq 100$ 、 $20 \leq S \leq 150$ 、 $0 \leq V \leq 255$ となっている。本工法の緑視率は69.88%、法枠工法は39.37%、モルタル吹付工法は0.00%であり、表-1に従って5段階の点数付けを行うと、本工法が5点、法枠工法が3点、モルタル吹付工法が1点となった。なお、表-1は安全率の向上比、緑視率、材料費、CO₂排出量をそれぞれ可能な限り客観性を重視して定めたものである。

表-1 各項目における点数付け

安全率の向上比(F)の範囲	点数	緑視率(R)の範囲	点数
$1.230 \leq F$	5	$50\% \leq R$	5
$1.220 \leq F < 1.230$	4	$40\% \leq R < 50\%$	4
$1.210 \leq F < 1.220$	3	$30\% \leq R < 40\%$	3
$1.200 \leq F < 1.210$	2	$20\% \leq R < 30\%$	2
$F < 1.200$	1	$R < 20\%$	1
材料費(M)の範囲	点数	CO ₂ 排出量(E)の範囲	点数
$2,000,000 \text{円} \leq M$	1	$120 \text{t} \leq E$	1
$1,500,000 \text{円} \leq M < 2,000,000 \text{円}$	2	$90 \text{t} \leq E < 120 \text{t}$	2
$1,000,000 \text{円} \leq M < 1,500,000 \text{円}$	3	$60 \text{t} \leq E < 90 \text{t}$	3
$500,000 \text{円} \leq M < 1,000,000 \text{円}$	4	$30 \text{t} \leq E < 60 \text{t}$	4
$M < 500,000 \text{円}$	5	$E < 30 \text{t}$	5

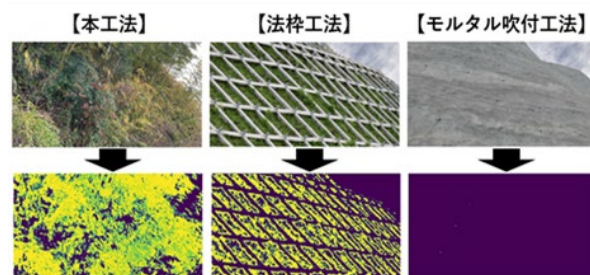


図-7 緑視率の算出結果

環境における評価は、CO₂の排出量を用いた。CO₂排出量とは、材料生産時の排出量と施工時の排出量を足し、施工後50年間の樹木や草地の吸収量を引いた値である。

材料生産時のCO₂排出量は以下の式で算出できる。

$$\text{材料生産時のCO}_2\text{排出量} = \frac{\text{CO}_2\text{排出原単位}}{\frac{1,000,000}{\text{単価}}} \quad (1)$$

また、施工時のCO₂排出量は、施工時に使用する機械のCO₂排出量と伐採した森林のCO₂蓄積量を足したものである。それぞれ、以下の式で算出できる。

$$\text{機械のCO}_2\text{排出量} = \text{燃料消費量} \times \text{排出係数} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \text{CO}_2\text{蓄積量} &= \text{幹材積} \times \text{拡大係数} \times \\ &(\text{1} + \text{地下部の比率}) \times \text{容積密度} \times \text{炭素含有量} \times \frac{44}{12} \end{aligned} \quad (3)$$

さらに、施工後の樹木や草地のCO₂吸収量は、以下の式で算出できる。

$$\begin{aligned} \text{CO}_2\text{吸収量} &= \text{幹材積増加量} \times \text{拡大係数} \times \\ &(\text{1} + \text{地下部に対する比率}) \times \text{容積密度} \times \text{炭素含有率} \end{aligned} \quad (4)$$

上記の式を用いて1000㎡あたりのCO₂排出量を算出した結果を表-2示す。本工法はセメントをほとんど使用しない工法であり、施工時に使用する機械も少ないため、材料生産時および施工時のCO₂排出量が他工法と比較して少ない。また、施工時に樹木を伐採しないため、施工後のCO₂吸収量が他工法より多い。表-2より、本工法のCO₂排出量は22.48t、法枠工法は149.18t、モルタル吹付工法は106.99tであったため、表-1に従って5段階の点数付けを行うと、本工法が5点、法枠工法が1点、モルタル吹付工法が2点となった。

経済性における評価は、法枠工法やモルタル吹付工法の人件費や機械のレンタル料等が不明確であるため、材料にかかる費用を用いた。各工法の材料費を1000㎡あたりで算出すると、本工法が1,280,243円、法枠工法が1,607,106円、モルタル吹付工法が645,778円であったため、表-1に従って5段階の点数付けを行うと、本工法が3点、法枠工法が2点、モルタル吹付工法が4点となった。

表-2 CO₂排出量の算出結果

CO ₂ の種類	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
材料生産時の排出量(t)	17.70	59.00	42.22
施工時の排出量(t)	12.28	90.86	64.77
施工後50年間の吸収量(t)	-7.50	-0.68	0
計(t)	22.48	149.18	106.99

6. 総合評価

表-3 点数表（5段階評価）

評価項目	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	3	5	1
景観	5	3	1
環境	5	1	2
経済性	3	2	4

表-5 安全性を重視した重み付けによる総合点

評価項目	重み	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	3	9	15	3
景観	1	5	3	1
環境	1	5	1	2
経済性	1	3	2	4
総合点		22	21	10

表-4 標準の重み付けによる総合点

評価項目	重み	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	3	9	15	3
景観	1	5	3	1
環境	2	10	2	4
経済性	1	3	2	4
総合点		27	22	12

表-6 景観を重視した重み付けによる総合点

評価項目	重み	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	1	3	5	1
景観	3	15	9	3
環境	1	5	1	2
経済性	1	3	2	4
総合点		26	17	10

各工法の各項目における点数を表-3にまとめた。安全性を最重要項目とし、環境問題の深刻化を懸念し、重みを設定した。安全性の重みを3、景観を1、環境を2、経済性を1とし、総合点を算出した結果、表-4に示すように、本工法が27点、法枠工法が22点、モルタル吹付工法が12点であり、本工法が最も高い。

また、様々な重み付けを設定し、総合点を算出した。表-5に示すのは安全性を重視した重み付けであり、総合点は本工法が22点、法枠工法が21点、モルタル吹付工法が10点であった。法枠工法と僅差ではあるが、本工法の総合点が最も高い。

表-6 に示すのは景観を重視した重み付けであり、総合点は本工法が 26 点、法枠工法が 17 点、モルタル吹付工法が 10 点であった。本工法は他の 2 工法より総合点が高らかに高い。

表-7 に示すのは環境を重視した重み付けであり、総合点は本工法が 26 点、法枠工法が 13 点、モルタル吹付工法が 12 点であった。景観を重視した場合と同様に、本工法は他の 2 工法より総合点は、約 2 倍の値を示しており、景観・環境面に対しては高い優位性を有することが認められた。

表-8 に示すのは経済性を重視した重み付けであり、総合点は本工法が 22 点、法枠工法が 15 点、モルタル吹付工法が 16 点であった。景観や環境を重視した場合と同様に、本工法は他の 2 工法より総合点が高らかに高い。さらに、モルタル吹付工法が法枠工法の総合点より高いという結果になった。

さらに、より細かく点数付けを行うため、10 段階で評価した。表-9 に従って点数付けを行った場合の各工法の各項目における点数を表-10 に示す。5 段階評価の場合と同様に、安全性の重みを 3、景観を 1、環境を 2、経済性を 1 と設定し、総合点を算出した。表-11 に示すように、総合点は本工法が 43 点、法枠工法が 34 点、モルタル吹付工法が 18 点であったため、本工法が最も高いという結果になった。

このように、どの重み付けや点数付けにおいても、本工法の総合点が最も高いという結果が得られた。したがって、本工法は急傾斜地対策として、安全性、景観、環境、経済性に優れた工法と認められた。

表-7 環境を重視した重み付けによる総合点

評価項目	重み	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	1	3	5	1
景観	1	5	3	1
環境	3	15	13	6
経済性	1	3	2	4
総合点		26	13	12

表-8 経済性を重視した重み付けによる総合点

評価項目	重み	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	1	3	5	1
景観	1	5	3	1
環境	1	5	1	2
経済性	3	9	6	12
総合点		22	15	16

表-9 10 段階評価の点数付け

安全率の向上比(F)の範囲	点数	緑視率(R)の範囲	点数
1.270 ≦ F	10	90% ≦ R	10
1.260 ≦ F < 1.270	9	80% ≦ R < 90%	9
1.250 ≦ F < 1.260	8	70% ≦ R < 80%	8
1.240 ≦ F < 1.250	7	60% ≦ R < 70%	7
1.230 ≦ F < 1.240	6	50% ≦ R < 60%	6
1.220 ≦ F < 1.230	5	40% ≦ R < 50%	5
1.210 ≦ F < 1.220	4	30% ≦ R < 40%	4
1.200 ≦ F < 1.210	3	20% ≦ R < 30%	3
1.190 ≦ F < 1.200	2	10% ≦ R < 20%	2
F < 1.190	1	R < 10%	1
材料費(M)の範囲	点数	CO ₂ 排出量(E)の範囲	点数
1,500,000円 ≦ M	1	110t ≦ E	1
1,400,000円 ≦ M < 1,500,000円	2	100t ≦ E < 110t	2
1,300,000円 ≦ M < 1,400,000円	3	90t ≦ E < 100t	3
1,200,000円 ≦ M < 1,300,000円	4	80t ≦ E < 90t	4
900,000円 ≦ M < 1,000,000円	5	70t ≦ E < 80t	5
800,000円 ≦ M < 900,000円	6	60t ≦ E < 70t	6
700,000円 ≦ M < 800,000円	7	50t ≦ E < 60t	7
600,000円 ≦ M < 700,000円	8	40t ≦ E < 50t	8
500,000円 ≦ M < 600,000円	9	30t ≦ E < 40t	9
M < 500,000円	10	E < 30t	10

表-10 点数表 (10 段階評価)

評価項目	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	4	9	1
景観	7	4	1
環境	10	1	2
経済性	4	1	10

表-11 10 段階評価による総合点

評価項目	重み	本工法	法枠工法	モルタル吹付工法
安全性	3	12	27	3
景観	1	7	4	1
環境	2	20	2	4
経済性	1	4	1	10
総合点		43	34	18

7. おわりに

本研究では、本工法が急傾斜地に適用された事例を様々な観点から分析した。具体的には、本工法と他の 2 工法を選択して、急傾斜地に対して安全性、景観、環境、経済性の項目を対象とし、評点方式によって比較検討した。その結果、本工法は比較対象とした法枠工法、モルタル吹付工法と比べて、景観、環境、経済性に優れた工法であることが認められた。また、上述した項目に安全性を含めた総合的評価は、他の 2 工法に比べて本工法の優位性が示された。本工法は他の 2 工法に比べて、安全性、景観、環境、経済性を考慮した総合点が高いという結果、これらのことより、本工法は急傾斜地対策に適した工法であるということが認められた。

参考文献

- 1) 逗子マンション斜面崩壊事件、区分所有者が設計者などを提訴、日経クロステック、<https://xtech.nikkei.com/atcl/nxt/mag/na/18/00154/110400003/>, 2023.
- 2) 土砂災害防止法の概要、国土交通省、https://www.mlit.go.jp/river/sabo/dosyahu_review/01/110803_shiryo2.pdf, 2023.
- 3) NEXCO 東日本, NEXCO 中日本, NEXCO 西日本: 切土補強土工法設計・施工要領, pp.49-51, 2024.

セッション 3

防災・減災対策②，解析・予測推定手法

PLATEAU を活用したデジタルツインの自動作成

○高崎汐織¹・牛島崇¹・大石哲²・橘伸也²・竹山智英³

¹株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング・²神戸大学都市安全研究センター・³神戸大学大学院工学研究科

1. はじめに

従来は災害の発生時期や発生規模を予測するハザードシミュレーションが主流であったが、近年、デジタルツイン技術を用いてシミュレーションにより災害が発生した際の被害を定量化する被害予測¹⁾²⁾の重要性が増している。建物をモデル化する際は、1棟1棟の建物に関する詳細情報が必要であり、「PLATEAU（プラトール）」が主な情報源である。PLATEAUが整備された都市では、無償で建物のデータを入手・利用することができるが、PLATEAUのデータをシミュレーションの入力情報に変換するために1都市あたり数万棟のデータ変換を手作業で行うことは非常に非効率的であり現実的ではない。そこで、筆者らは、建物データの抽出とモデル化の自動作成技術を開発し、デジタルツインにおける建物の動的シミュレーションを実施した。本稿ではまず開発の概要を述べ、次に自動化のための重要技術である「DPP（Data Processing Platform）³⁾」について概説した。加えて、開発技術を用いた建物動的シミュレーションの計算事例について述べる。

2. 開発概要

本研究では、建物データの抽出とモデル化の自動作成技術の開発において国土交通省が推進する日本全国の都市デジタルツインプロジェクトである PLATEAU を活用し、静岡市葵区を対象としたデジタルツインの自動作成を試みた。葵区の地図を図-1に示す。静岡市葵区は、PLATEAU において約 10 万棟の建物データが整備されており、他の地域と比較して属性情報が詳細に記録されていることから、本開発の対象地域として選定した。葵区の PLATEAU3D 都市モデルを図-2に示す。

PLATEAU のデータは、市区町村単位で整備されており、建物の形状や位置情報に加え、属性情報（建築年、構造種別、用途など）が付与されている。図-3に PLATEAU の属性情報の事例として、東京都台東区のとある建物情報を示している。図より、建築物の階層、高さ、面積などの情報が組み込まれていることが分かる。ただし、建物の属性情報の詳細度は市区町村によって異なっており、詳細度が高くない場合、後述するようなモデル化に工夫が必要となる。

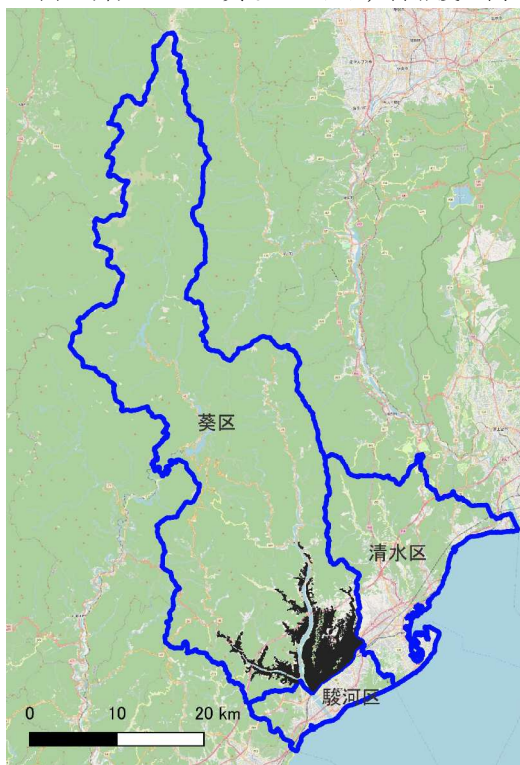


図-1 静岡市葵区（地図）



図-2 静岡市葵区（PLATEAU）



図-3 PLATEAU の例

Automated Creation of Digital Twins Using PLATEAU

Shiori Takasaki¹, Takashi Ushijima¹, Satoru Oishi², Shinya Tachibana², Tomohide Takeyama³

(¹Asano Taisei Kiso Engineering Co., Ltd., ²Kobe University, ³Kobe University)

KEY WORDS: City Model, Digital Twin, PLATEAU, Large-Scale Analysis, Disaster Prevention

3. DPP に関する概要

デジタルツインの自動作成には、異なる形式のデータを相互変換・統合できる柔軟な処理基盤「DPP (Data Processing Platform)」を使用した。DPP は、データ変換に特化した多様な機能をもつプログラム群である。DPP はインタープリタの機能を持ち、ユーザーは、データ変換・統合のために開発者が用意した各種関数をスクリプトから呼び出すことができる。ユーザーは、DPP を使用することで、入力データの形式を問わず、適切にデータの変換・統合を行うことでシミュレーションで用いる数値モデルを作成することができる。さらに、出力結果を任意の形式（シェープファイルや CSV ファイルなど）に変換することも可能であるため、出力結果の再加工や可視化が容易なところも DPP の利点である。

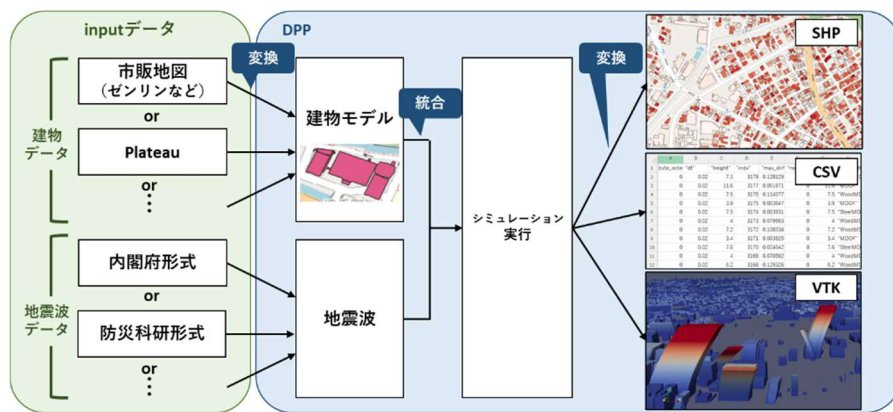


図-4 建物モデル構築と建物地震シミュレーションにおける DPP 活用イメージ

4. DPP による都市建物のデジタルツイン構築について

図-4 に、建物デジタルツイン構築とその後に続く地震シミュレーションにおける DPP の活用イメージを示す。本開発では、DPP の機能を用いて、CityGML (拡張子 .gml) の建物データを読み取り、その内容をもとにシミュレーション入力用のデータを自動生成する機能を構築した。

CityGML は、PLATEAU から提供される建物ファイルの標準的な形式であり、建物の三次元形状や位置情報に加え、構造種別、用途、建築年などの属性情報を XML ベースで記述できる都市モデル形式である。PLATEAU においては、市区町村単位で整備された建物データがこの CityGML 形式で提供されており、統一された構造により広域的な処理や自動解析を行う上での利便性が高い。CityGML ファイルの例を図-5 に示す。

最初に、DPP の機能を使用して CityGML ファイルから建物の情報を読み取る。読み取ったデータには、建物の形状情報や属性情報が含まれており、これをもとに「構造種別」や「階層」など、シミュレーションで必要とされるカテゴリごとに分類を行う。その後、各カテゴリに応じたタグを付与し、シミュレーションの入力ファイルを出力する。属性データが不足している場合は、次章で述べる建物応答解析時に補完される。

シミュレーションで必要になる建物情報は、「階層」、「構造種別」、「建築年代」、「高さ」、「平面座標」の 5 項目である。CityGML において、階層は <bldg:storeysAboveGround>、構造種別は <uro:buildingStructureType>、建築年代は <bldg:yearOfConstruction>、高さは <bldg:measuredHeight> (建物形状でも Z 座標として記述あり) に記載される。DPP では

```
<core:cityObjectMember>
  <bldg:Building gml:id="bldg_22bdd78-814c-4f47-8dd9-a13c1a749199">
    <bldg:yearOfConstruction>1970</bldg:yearOfConstruction>
    <bldg:measuredHeight uom="m">13.7</bldg:measuredHeight>
    <bldg:storeysAboveGround>2</bldg:storeysAboveGround>
    <bldg:storeysBelowGround>0</bldg:storeysBelowGround>
    <bldg:lodRoofEdge>
      <gml:MultiSurface srsDimension="3" srsName="http://www.opengis.net/def/crs/EPSSG/0/6697">
        <gml:surfaceMember>
          <gml:Polygon>
            <gml:exterior>
              <gml:LinearRing>
                <gml:posList>34.97191396527567 138.38083384987308 26.649999939004424 34.9719578055839 138.38086291783506
                26.649999939004424 34.97192623263081 138.38093316375512 26.649999939004424 34.971970253317814 138.38096234103017 26.649999939004424 34.9720072894813
                138.38094750268093 26.649999939004424 34.97206296934279 138.38082355852387 26.649999939004424 34.97195174491258 138.38074990533946 26.649999939004424
                34.97191396527567 138.38083384987308 26.649999939004424</gml:posList>
              </gml:LinearRing>
            </gml:exterior>
          </gml:Polygon>
        </gml:surfaceMember>
      </gml:MultiSurface>
    </bldg:lodRoofEdge>
    <uro:buildingDetailAttribute>
      <uro:BuildingDetailAttribute>
        <uro:totalFloorArea uom="m2">134.93</uro:totalFloorArea>
        <uro:buildingFootprintArea uom="m2">82.64</uro:buildingFootprintArea>
        <uro:buildingRoofEdgeArea uom="m2">129.4</uro:buildingRoofEdgeArea>
        <uro:buildingStructureType codeSpace="http://www.opengis.net/def/crs/EPSSG/0/6697">604</uro:buildingStructureType>
        <uro:buildingStructureOrgType codeSpace="http://www.opengis.net/def/crs/EPSSG/0/6697">4</uro:buildingStructureOrgType>
        <uro:urbanPlanType codeSpace="http://www.opengis.net/def/crs/EPSSG/0/6697">21</uro:urbanPlanType>
        <uro:orgUsage2 codeSpace="http://www.opengis.net/def/crs/EPSSG/0/6697">19</uro:orgUsage2>
        <uro:surveyYear>2021</uro:surveyYear>
      </uro:BuildingDetailAttribute>
    </uro:buildingDetailAttribute>
  </bldg:Building>
</core:cityObjectMember>
```

図-5 CityGML ファイルの例

これらのタグを目印に、必要な情報を抽出している。

なお、これらの処理はすべて自動で行われるように開発しており、ユーザーは CityGML ファイルを用意するだけで、地震時シミュレーション用の建物インプットファイルを作成することが可能となる。特にデータ補完や変換の工程が一貫して自動化されているため、ユーザーの作業負担は大幅に軽減される。

建物の形状や属性情報をもとにシミュレーション用のモデルを手動で作成する場合、CityGML ファイルから各属性のタグを探してカテゴリに応じて分類したり、不足する情報を補ったりする作業を 1 棟ずつ処理する必要がある。こうした作業は非常に時間と労力を要するうえ、見落としや転記ミスが生じるリスクが高い。本研究で開発した手法では、これらの工程をあらかじめ定めたルールや条件に基づいて DPP スクリプトで自動化している。実際のスクリプトの一部を図-6 に示す。

スクリプトの冒頭では、処理に必要な DPP ライブラリを記述し、そのライブラリをダウンロードしている。続いて、インプットファイルおよびアウトプットファイルの相対パスを指定する。アウトプット用のフォルダが存在しない場合には、自動的に作成される。さらに、市区町村コードおよび系番号を宣言する。市区町村コードは、市区町村ごとに割り当てられた 5 桁の番号で、たとえば静岡市葵区の場合は「22101」である。系番号は、平面直角座標系を複数のエリアに分割したものであり、静岡市は「8 系」に該当する。fnames = FindFnames(dpath, “.gml\$”) という記述によって、指定フォルダ内の CityGML ファイルを順次取得し、そのファイル名をもとにループ処理を実行する。dpath はインプットファイルの保存場所を、.gml\$ はそのディレクトリ内にある.gml 拡張子のファイルを指している。ループの中では、CityGML ファイルから必要な情報（階層や構造種別など）を読み取り、各項目を分類・整理する処理を一括で行う。最終的に、MakeIESInput という関数によって、シミュレーション用の建物入力ファイルを出力している。引数は、処理済みの建物データ、出力ディレクトリ、処理を行った地域メッシュ番号、系番号である。

このように、手作業では煩雑かつ属人的になりやすかったモデル化の工程を自動化することで、処理の標準化と高速化が実現できた。特に、数万棟規模の建物を対象とする場合においても、短時間で一貫性のあるモデルを安定して作成できる点は、本手法の大きな特徴であり、広域の建物解析において非常に有効な技術である。

静岡市葵区の建物データ（約 10 万棟）を対象とした場合において、自動モデル化に要する時間はおおよそ 2 時間程度である。モデル構築にかかる時間的コストは、手動の場合と比較して 1/1000 程度である。

5. 地震時の建物シミュレーション

第 4 章で自動生成された建物インプットファイルを用いて、地震時における建物の挙動シミュレーションを実施した。本シミュレーションでは、地震の揺れの増幅特性を評価する 1 次元地盤増幅解析（SAA：Soil Amplification Analysis）と、建物の動的応答を評価する建物応答解析（SRA：Structure Response Analysis）の 2 段階の解析を行った。

```
library("UserDirect");
library("ShapeFile");
library("CityGMLBuildingRegistry");

//*****
idir = "../Some-test/BuildingData/Plateau/";
odir = "../Some-test/BuildingData/";
odirl = odir + "shapaset/";
if( !System.isDir(odirl) ) System.createDir(odirl);

dpath = ( idir + "citygml-bldg/" );
kcode = 22101;
tcoord = "JGD2000::JPRC08";
//*****

println( "dir: " + dpath );
println( "target kcode: " + kcode );
fnames = FindFnames( dpath, ".gml$" );

for (fname in fnames)
{
    code = substr(fname, 0, 8);
    println( "mesh code: " + code );
    if( System.isFile(odirl+"shapaset_"+code+".shp") ){
        std::cout << "shapaset_" << code << ".shp file already exists" << std::endl;
        continue;
    }
    rdata = readXML(dpath + fname);
    //println("type(rdata): " + DataType(rdata) );
    cdata = CityGML(rdata);
    //println("type(cdata): " + DataType(cdata));
    data = CityGMLAttribute(cdata, fname, kcode, tcoord);
    //println("type(data): " + DataType(data));

    MakeIESInput(&data, odir, prefix = code, target_coord = tcoord, target_size = 5000);
    ....

    if ( System.isFile(odir+code+".attribute") )
    {
        OutputSHP(data, output_path= odirl + "tatemono_" + code + ".shp");
        OutputKML(data, output_path= odirl + "tatemono_" + code + ".kml");
        OutputVTK(data, output_path= odirl + "tatemono_" + code + ".vtk");
    }
}
```

図-6 建物モデル化の DPP スクリプト

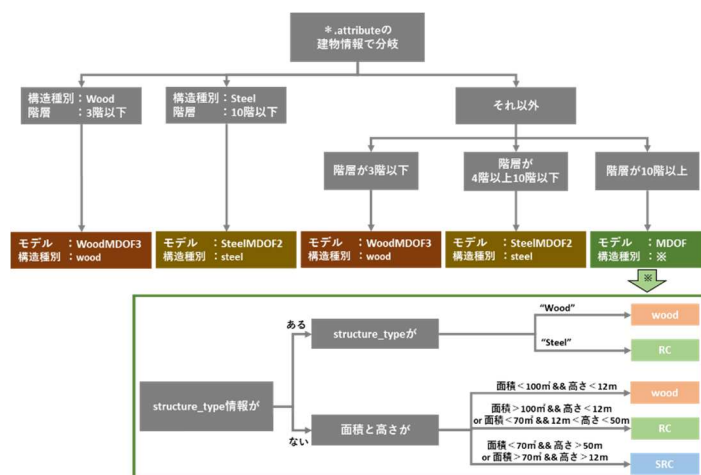


図-7 構造種別の推定

地盤モデルには、平均せん断波速度（AVS30：Average Shear-wave Velocity up to 30m）を用いた。具体的には、地表面から地下 30mまでは AVS30に基づく分布とし、地下 30～80mの区間については一律でせん断速度 $V_s=700\text{m/s}$ と設定した。地盤の応答解析には等価線形化解析を採用し、工学的基盤上面で与えた加速度入力波形に対して、各層の物性値（初期せん断剛性率、最大減衰定数、基準せん断ひずみ、単位体積重量）を考慮した周波数領域の解析を行い、地表での加速度波形を得た。このようにして得られた地表面の加速度波形を、建物モデルの地震応答解析の入力として用いている⁴⁾。以上のように、建物応答解析は、地盤増幅特性を評価した結果に基づいて実施されており、本研究における地震動の入力は地盤工学的知見を前提としている。

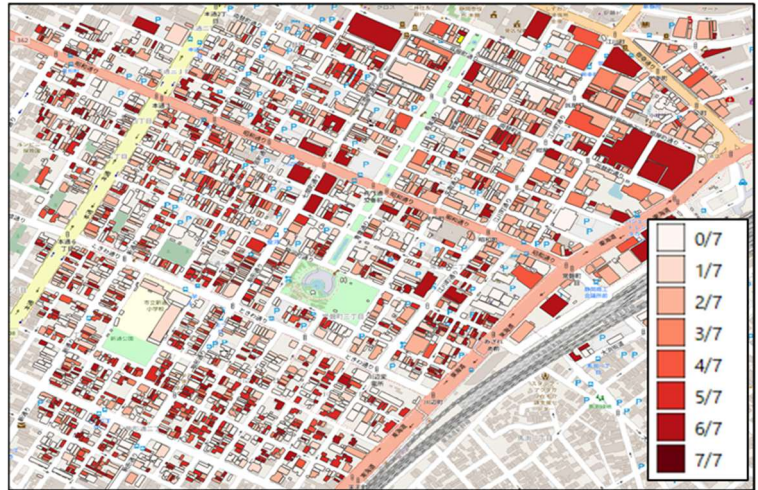


図-8 建物の倒壊確率ハザードマップ

第4章に記述したシミュレーションで必要になる建物情報のうち、一部の項目が欠損している場合には、以下のような補完を自動で行う。

- ・「階層」が不明な場合は、2階建てとする
- ・「構造種別」が不明な場合は、階層や高さ、延床面積を考慮して推定する（図-7 参照）
- ・「建築年代」が不明な場合は、2001年1月1日とする

建物情報の補完方法については仮定値を用いている段階であるため、解析結果や確率ハザードマップの妥当性については、実被害との比較による精度検証などを通じて確認する必要がある。

SRAには、建物を質点系で表現する単純化モデルを用いた。ここでは、各階の床（または天井）を質点として表現し、柱は1本線でモデル化する。このとき、質点の数は階層の数と対応して設定される。

倒壊判定は、各建物における最大層間変形角に基づいて行った。層間変形角の判定基準は、構造種別によって異なる。「大破」は「機能継続困難」とされている⁵⁾ことから、構造物としての機能を喪失している可能性が高く、また避難者が発生するおそれがあると考えられる。以上を踏まえ、本シミュレーションにおいては「倒壊」と判定するものとした。具体的には、以下の通りである。

- ・木造：1/20
- ・RC造およびSRC造：1/150
- ・S造：1/100

これらの基準を上回る層間変形角が確認された場合、その建物は「倒壊」と判定される。

以上の解析を、多数の地震波を用いて行い、建物の倒壊を確率表記した「確率ハザードマップ」を開発した。入力地震波は、内閣府および防災科学技術研究所が提供する南海トラフ地震の想定波形、2024年1月1日に発生した能登半島地震の観測波、ならびに研究開発用に加工した地震波形を使用した。各建物に対して「倒壊」と判定された数を、解析を実施した地震シナリオ数で除したものを倒壊確率とする。このとき、地震の発生確率は考慮していない。静岡市葵区の一部で、7シナリオの倒壊確率を図化したものを図-8に示す。色が濃い建物ほど倒壊する確率が高い。このマップは、広域の建物の危険度を視覚的にわかりやすく見ることができるため、建物の修繕や地震時の避難計画などに役立てられることを期待している。

6. 課題と今後の展望

PLATEAUの3D都市モデルは、市区町村単位で整備が進められているものの、現時点では全国すべての自治体において整備されているわけではなく、未整備の地域も多く存在する。また、整備されている自治体であっても、その情報の詳細には地域差があり、一律の精度や内容が保証されているわけではない。

こうした課題に対して、DPPを活用することで、地方自治体が保有する建築物の台帳情報などのデータから、CityGMLを自動作成する仕組みを構築することができるので、PLATEAUの整備・拡充が容易になり、その普及にもつながると考えられる。

また、PLATEAUを整備した自治体においても、「具体的なユースケースが見つからず活用が進んでいない」といった課題が指摘されている。こうした中で、本論文で示したような、建物倒壊リスクの可視化を目的とした地震シミュレーション

ョンの事例は、PLATEAU の活用例として提案できるものであり、防災分野を中心に今後の展開が期待される。

7. おわりに

本研究は、PLATEAU の都市モデルを活用し、地震時の建物シミュレーションに必要なインプットデータを自動生成する仕組みを構築した。市区町村単位で整備される PLATEAU データを DPP で処理することで、建物情報の抽出から欠損補完、モデル化までを一貫して自動化することが可能となり、広域かつ多数の建物を対象としたシミュレーションが現実的に実施できるようになった。また、簡易な質点モデルを用いた構造応答解析と倒壊判定を組み合わせることで、確率的な倒壊リスクを可視化したハザードマップの作成が可能となった。さらに、本手法は、建物モデルだけでなく地盤の一次元増幅解析を通じた地震動評価を基盤としており、地盤工学的知見を不可欠な要素として組み込んでいる。このように地盤特性を考慮することで、地域ごとの地震動の違いを反映した被害推定が可能となり、今後の防災・都市計画における実用性を一層高めることが期待される。今後は、この手法を様々な地域に適用することで、PLATEAU の活用事例を広げ、各自治体での防災・都市計画への利活用を促進していきたい。

謝辞：本研究は、「戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）」「スマート防災ネットワークの構築」JPJ012289 の補助を受けて行った。

参考文献

- 1) 牛島崇・佐藤毅・竹山智英・橘伸也・大石哲：幹線道路における地震発生時の道路被害評価に向けたデジタルツインの構築，第 64 回地盤工学シンポジウム，A-1，p.25，2024
- 2) 五十嵐拓実・堀孝成・阿曾克司・山野井一輝・大石哲：河川デジタルツインを活用した次世代風水害 HM（確率可視化）の開発，令和 6 年度建設コンサルタント業務研究発表会，2024
<https://files.jcca.or.jp/files/achievement/hokoku_etc/r06gyomukenkyu/2-8.pdf>（参照 2025.4.11）
- 3) 大谷英之：記述形式の自動変換に基づく異種データ連携における型定義の自動化に関する研究，地理情報システム学会第 28 回学術研究発表会（2019 年）講演論文集，p.F-5-4，2019
- 4) 藤田航平・市村強・堀宗朗・MADDEGEDARA Lakshman Lalith Wijerathne・田中聖三：都市の高分解能な地震被害想定的高速化のための基礎研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.4（地震工学論文集第 32 巻），I_703-I_713，2013
- 5) （一社）東京都建築士事務所協会 構造技術専門委員会：建築構造設計指針 2019 講習会，p.14，22，2019<<https://www.taaf.or.jp/information/docs/2019kaisetsu.pdf>>（参照 2023.10.24）

拘束圧依存性を導入した内部浸食モデルの提案

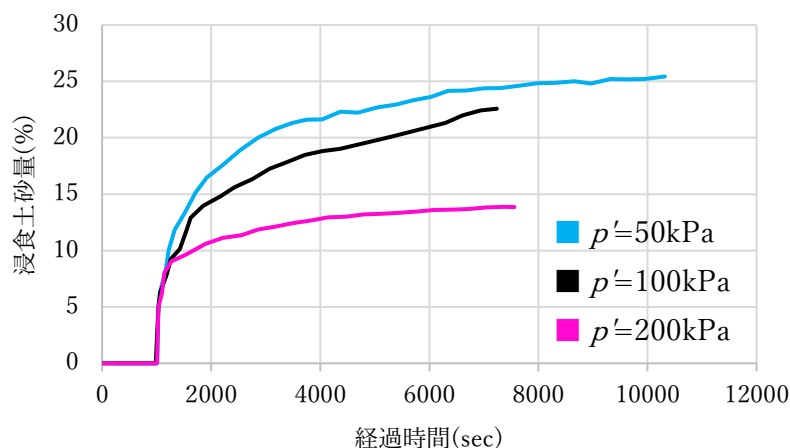
○武田宙征¹・田村彩奈¹・高山裕介²¹神戸大学工学研究科市民工学専攻・²神戸大学都市安全研究センター

1. はじめに

近年、我が国では豪雨による斜面の地すべりや河川堤防の決壊などの災害が問題になっており、これらの災害への対策が必要とされている。これらの災害の原因の一つとして、浸透流によって地盤や土構造物内の細粒分が外部へ流出する内部浸食と呼ばれる現象が挙げられている。例えば、平成 24 年の九州北部豪雨による矢部川の堤防決壊の原因の一つとして、細粒分の流出による堤防直下の空隙・空洞化が指摘されている¹⁾。浸透流による細粒分の流出は土粒子の骨格の構造を変化させ、土構造物の力学的性質を変化させている可能性が考えられる。したがって、土構造物の長期的な性能の変化を評価する際には、内部浸食の進行のモデル化が重要であると考えられる。

内部浸食は、流体からの作用力により細粒が流出する剥離過程、浸食された細粒が移動する輸送過程、移動した土粒子が堆積する再堆積過程に分けて考えられる。このうち剥離過程に着目すると、剥離の進行を表す式としてダルシー流速を用いた式が知られているものの²⁾、浸食の進行は応力状態の影響も受けることが報告されている。例えば、Ke・Takahashi (2014)³⁾はケイ砂 3 号とケイ砂 8 号を混合した土試料に対し、三軸試験装置を用いて、様々な拘束圧条件下で浸食試験を行っている。図-1 は、細粒分含有率 35% の供試体に対し、初期有効応力が 50kPa, 100kPa, 200kPa の条件に対する試験結果である。初期有効応力が大きいほど浸食土砂量の時間変化が小さい傾向が確認できる。ここで、浸食土砂量は細粒分含有率の減少量を意味する。

本研究では、先行研究⁴⁾⁵⁾の 2 相モデルを拡張し、既往の数値解析では考慮されていなかった⁶⁾土供試体に作用する拘束圧の影響を考慮可能な内部浸食モデルを新たに導入した。Ke・Takahashi (2014)³⁾の実験結果を参考に簡易的な数値実験を実施し、拘束圧の違う条件での浸食モデルの応答について検討した。

図-1 各応力状態における浸食土量の時間変化 (Ke・Takahashi, 2014)³⁾

2. 支配方程式

本研究では、地盤を固相、液相、流動化粒子相の 3 相混合体とみなし、固相は骨格粒子 ss と浸食性粒子 se 、液相は純流体 ff 、流動化粒子相は流動化粒子 fp から構成されるものとする。内部浸食は固相中の浸食性粒子 se の質量が流動化粒子相へと相転移する現象として表現する。混合体全体の体積 V のうち構成成分 a が占める体積 V_a の割合を n_a とし、濃度 c および細粒分含有率 f_c をそれぞれ以下のように定義する。

$$c = \frac{n_{fp}}{n_{ff} + n_{fp}} \quad (1)$$

$$f_c = \frac{n_{se}}{n_{ss} + n_{se}} \quad (2)$$

f_c と浸食による空隙比の変化率の de は次の関係をみたす。

$$de = -\frac{1+e}{1-f_c} df_c \quad (3)$$

Proposal of an internal erosion model with confining pressure dependence

HiroYuki Takeda¹, Ayana Tamura¹, Yusuke Takayama² (¹Department of Civil Engineering, Graduate School of Engineering, Kobe University, ²Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University)

KEY WORDS : Internal erosion, Internal erosion model, Numerical analysis, Confining pressure dependence

α 相の速度を $\mathbf{v}_\alpha$, α 相の密度を ρ_α , α 相にはたらく表面力をとすると $\mathbf{t}_\alpha$, 物体力を $\mathbf{b}$ とすると, 固相・液相・流動化粒子相の運動量保存の式はそれぞれ次のように書ける。

$$\left(\int_V \bar{\rho} \mathbf{v}_s d\mathbf{v} \right) = \int_S \mathbf{t}_s d\mathbf{a} + \int_V \bar{\rho}_s \mathbf{b} d\mathbf{v} + \int_V \hat{\mathbf{s}}_{ff-s} d\mathbf{v} + \int_V \hat{\mathbf{s}}_{fp-s} d\mathbf{v} \quad (4)$$

$$\left(\int_V \bar{\rho}_{ff} \mathbf{v}_{ff} d\mathbf{v} \right) = \int_S \mathbf{t}_{ff} d\mathbf{a} + \int_V \bar{\rho}_{ff} \mathbf{b} d\mathbf{v} + \int_V \hat{\mathbf{s}}_{fp-ff} d\mathbf{v} + \int_V \hat{\mathbf{s}}_{s-ff} d\mathbf{v} \quad (5)$$

$$\left(\int_V \bar{\rho}_{fp} \mathbf{v}_{fp} d\mathbf{v} \right) = \int_V \bar{\rho}_{fp} \mathbf{b} d\mathbf{v} + \int_V \hat{\mathbf{s}}_{s-fp} d\mathbf{v} + \int_V \hat{\mathbf{s}}_{ff-fp} d\mathbf{v} \quad (6)$$

ただし, 各相の相互作用力を $\hat{\mathbf{s}}_{i-j}$ ($i, j = s, fp, ff$; i から j に作用) とする。 $\hat{\mathbf{s}}_{i-j}$ は, 次の関係を満たす。

$$\hat{\mathbf{s}}_{i-j} = -\hat{\mathbf{s}}_{j-i} \quad (i, j = s, fp, ff) \quad (7)$$

ダルシーの法則をもとに, 粘性抵抗力の比例定数 $D = \frac{\phi^2 \rho_{ff} \mathbf{g}}{k}$ を用いて, 各相互作用力 $\hat{\mathbf{s}}_{i-j}$ を次のように表す。

$$\hat{\mathbf{s}}_{s-ff} = -(1-c)D(\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_s) \quad (8)$$

$$\hat{\mathbf{s}}_{ff-fp} = cD(\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_{fp}) \quad (9)$$

$$\hat{\mathbf{s}}_{fp-s} = A(\mathbf{v}_{fp} - \mathbf{v}_s) \quad (10)$$

ここで, A は比例定数である。

式 (8) ~ (10) を式 (4) ~ (6) に代入し, 局所形で示すと,

$$n_s \rho_s \dot{\mathbf{v}}_s + \rho_s \hat{n} \mathbf{v}_s = \text{div}(\boldsymbol{\sigma}_s^T) + n_s \rho_s \mathbf{b} + cD(\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_s) + A(\mathbf{v}_{fp} - \mathbf{v}_s) \quad (11)$$

$$n_{ff} \rho_{ff} \dot{\mathbf{v}}_{ff} = \text{div}(\boldsymbol{\sigma}_{ff}^T) + n_{ff} \rho_{ff} \mathbf{b} - cD(\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_{fp}) - (1-c)D(\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_{fp}) + p_w \text{div}(\phi) - (\rho_{fp} \hat{n} \mathbf{v}_{fp} - \rho_s \hat{n} \mathbf{v}_s) \quad (12)$$

$$n_{fp} \rho_{fp} \dot{\mathbf{v}}_{fp} - \rho_{fp} \hat{n} \mathbf{v}_{fp} = n_{fp} \rho_{fp} \mathbf{b} - A(\mathbf{v}_{fp} - \mathbf{v}_s) + cD(\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_{fp}) \quad (13)$$

ここで, $\hat{n}$ は単位体積あたりの質量変化を表す体積質量交換項であり, 次のように表される。

$$\hat{n} \equiv \frac{\partial n_i}{\partial t} + \text{div}(n_i \mathbf{v}_i) \quad (14)$$

まず, 混合体の式を導く。式 (11) ~ (13) を足し合わせ, $\dot{\mathbf{v}}_{ff} - \dot{\mathbf{v}}_s \ll \dot{\mathbf{v}}_s$ および $\dot{\mathbf{v}}_{fp} - \dot{\mathbf{v}}_s \ll \dot{\mathbf{v}}_s$ を仮定すると, 次の式が得られる。

$$\text{div} \boldsymbol{\sigma}^T + \rho \mathbf{b} = \rho \dot{\mathbf{v}}_s \quad (15)$$

今回は簡単のため固相の加速度を考慮しない。

$$\text{div} \boldsymbol{\sigma}^T + \rho \mathbf{b} = \mathbf{0} \quad (16)$$

以上, 混合体の式 (つりあい式) が得られた。

続いて, 液相の式を導く。式 (12) の $(\rho_{fp} \hat{n} \mathbf{v}_{fp} - \rho_s \hat{n} \mathbf{v}_s)$ 項を十分小さいとして無視し, $\dot{\mathbf{v}}_s = \mathbf{0}$ を代入すると液相の運動方程式は次のようになる。

$$\mathbf{0} = -\phi \text{div}(p_w) + n_{ff} \rho_{ff} \mathbf{b} - (1-c)D \left\{ (\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_s) + \frac{n_{fp}}{n_{ff}} (\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_{fp}) \right\} \quad (17)$$

簡単のため剥離した細粒は解析領域内から瞬時に消失する ($n_{fp} = 0$) と仮定すると, 式 (17) は次の式となる。

$$\mathbf{w} = -\frac{k}{\rho_{ff} \mathbf{g}} \{ \text{div}(p_w) - \rho_{ff} \mathbf{b} \} \quad (18)$$

ここで, $\mathbf{w}$ はダルシー流速である。ダルシー流速は以下の式で表される。

$$\mathbf{w} = n_{ff} (\mathbf{v}_{ff} - \mathbf{v}_s) \quad (19)$$

式 (19) を液相の式とする。

3. 内部浸食モデルの提案

3.1. モデルの概要

本研究で提案する内部浸食モデルは, 細粒分のなかでも土粒子の骨格構造への寄与の程度が異なるものが存在するとした上で, 寄与率の低いものから順に浸食されるものと考えた。本研究では, 細粒分が土粒子骨格構造に寄与する程度の割合として, 図-2 に示す細粒支持率 f_r を定義した。 f_r の値がゼロのとき, 細粒分は骨格構造をなす粒子の間に浮遊した状態で存在し, 骨格構造への寄与がない (全く応力を伝達していない) ことを意味する。 f_r は, 浸食が生じる可能性のある細粒分 (以下, 浸食性細粒分) の累積体積率 r の関数であり, 図-2 は浸食性細粒分のなかに f_r の値が小さいものから大きいものまで存在することを意味している。また, 図-2 に示す浸食性細粒分の累積体積率 r の最小値 $r_{\min}$ は, 1 から $r_{\min}$ までの浸食性細粒分が残存していることを表す。浸食の進行に伴い $r_{\min}$ の値は増加し, より細粒支持率の高い浸食性細粒分の浸食が生じるようになる。流体からある作用力を受けた場合に, その作用力条件下で浸食が進行しうる最大の r を r_{cr} とする。

つまり、 $r_{\min}=r_{cr}$ となるまで浸食が進行する。

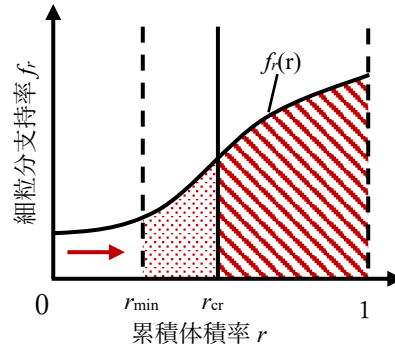


図-2 細粒支持率 f_r の定義

3.2. 内部浸食条件式

本研究では、内部浸食の駆動力は土粒子にはたらく流体力であるという考えの下、液相が固相に及ぼす相互作用力 $\mathbf{s}_{ff-s}$ を駆動力とみなす。領域内の駆動力・抵抗力が一樣とみなせる連続体の微小な体積 dV を考えると、式 (8) より、 dV 中の浸食性粒子にはたらく駆動力の大きさは次の式で表される。

$$(1-c)D|\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s|dV \quad (20)$$

また、駆動力に対して発生する抵抗力は細粒間の摩擦、細粒表面積、細粒の支持力に依存すると考え、抵抗力の大きさを平均有効応力 p' 、 dV 中の浸食性粒子の総表面積 S_{fine} を用いて以下のように仮定する。

$$\mu f_r p' S_{fine} \quad (21)$$

S_{fine} を、浸食性粒子 1 個あたりの平均体積 V_g 、平均表面積 S_g 、 dV 中の浸食性粒子の数 n_{se}/V_g を用いて

$$S_{fine} = \frac{n_{se} S_g}{V_g} dV \quad (22)$$

と表すと、 dV 中の浸食性粒子にはたらく抵抗力の大きさは次のように書ける。

$$\mu f_r p' \frac{n_{se} S_g}{V_g} dV \quad (23)$$

流体からの作用力 (式 (20)) と抵抗力 (式 (21)) のより、内部浸食条が生じる件式は次のように書ける。

$$\mu f_r p' \frac{n_{se} S_g}{V_g} \leq (1-c)D|\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s| \quad (24)$$

$r=r_{cr}$ のとき上式の等号が成立するので、次の等式がなりたつ。

$$f_r(r_{cr}) = (1-c) \frac{DV_g}{\mu p' n_{se} S_g} |\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s| \quad (25)$$

なお、内部浸食の時間依存性を表すパラメータ p_1 および p_2 を用いて、下記の関係を仮定する。

$$\dot{r}_{\min} = p_1 (r_{cr} - r_{\min})^{p_2} \quad (26)$$

4. 浸食モデルの検証

4.1 解析条件

図-3 に有限要素モデルおよび解析条件を示す。計算では 1 要素 9 節点の 1m 四方 2 次元領域の要素シミュレーションとした。モデル領域上面から注水し、下面から排出する。解析では、モデル下端の全水頭を 0m で固定し、上端の全水頭を上昇させることで浸透流を表現する。全水頭は Ke・Takahashi (2014)³⁾ を参考に図-4 に示す通り段階的に上昇させている。ここでは変形を考慮しないため全節点で変位を固定している。解析ケースとして、初期有効応力を 50kPa、100kPa、150kPa の場合で解析を行った。

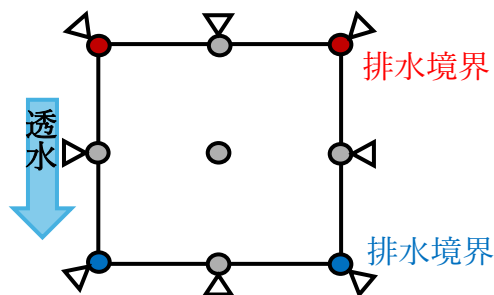


図-3 有限要素モデル及び解析条件

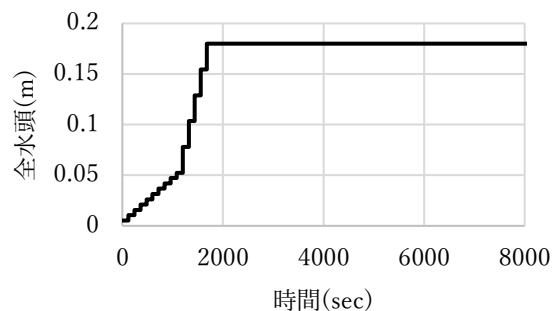


図-4 モデル上部の水頭条件

4.2 浸食性細粒分の設定

本研究では土粒子をすべて同一の直径の球体と仮定して解析を行った。Ke・Takahashi(2014)³⁾の実験試料の粒度分布をもとに体積平均を算出し平均粒径とした。細粒を実際に浸食される不安定なものと浸食されない安定な粒子に分類し、前者を浸食性細粒分と定義し、この値を細粒分含有率として計算に用いた。安定した細粒は骨格を支持する粒子とみなし、浸透流による浸食を受けないものとした。本研究では Ke・Takahashi(2014)³⁾の実験結果から浸食性細粒分含有率を 25%とした。

解析に用いた材料パラメータ及び初期条件を表-1 に示す。

表-1 材料パラメータ及び初期条件

初期間隙比 e_i	0.6
初期透水係数 k	$6.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$
平均粒径 D_g	0.159mm
抵抗係数 μ	1.0×10^{-5}
時間依存パラメータ p_1	0.01
時間依存パラメータ p_2	0.5
初期浸食性細粒分含有率 f_c	0.25

4.3 細粒支持率の検討

図-1 に示した Ke・Takahashi(2014)³⁾の実験結果から、浸食土砂量は拘束圧に依存すること、また、浸食が生じ始める限界動水勾配は拘束圧には依存しないことが示されている。ここでは、このような傾向を再現できると考えられる細粒支持率 f_r の関数およびその条件として、以下を考えた。

$$f_r(r) = \frac{C}{\bar{p}} + g(r) \quad (27)$$

$$f_r(0) = \frac{C}{\bar{p}} \quad (28)$$

$$g(0) = 0 \quad (29)$$

ここで、 $\bar{p}$ は、平均有効応力 p' を基準応力（ここでは 10kPa とした）で除して無次元化したものであり、 C は定数である。この条件を満たす式として下記の式を用いた。

$$f_r(r) = \frac{a}{\bar{p}} + br^2 \quad (30)$$

ここで、 a 、 b はフィッティングパラメータである。 a は浸食開始条件に寄与するパラメータであり、 b は拘束圧依存性に寄与するパラメータである。本研究では、 p' が 50kPa、100kPa、150kPa の条件に対して、 a および b の変化が、浸食土砂量の時間変化に与える影響を調べた。解析ケースとして、表-2 および表-3 に示す計 18 ケースの計算を行った。ここで、 b を固定し、 a を変化させた場合をパターン 1、 a を固定し、 b を変化させた場合をパターン 2 と呼称する。

表-2 パターン 1: $b=0.20$ に固定した場合の各ケースの名称

	$a=1.0$	$a=1.5$	$a=2.0$
$p'=50\text{kPa}$	50A	50B	50C
$p'=100\text{kPa}$	100A	100B	100C
$p'=150\text{kPa}$	150A	150B	150C

表-3 パターン 2: $a=1.5$ に固定した場合の各ケースの名称

	$b=0.18$	$b=0.20$	$b=0.22$
$p'=50\text{kPa}$	50D	50E	50F
$p'=100\text{kPa}$	100D	100E	100F
$p'=150\text{kPa}$	150D	150E	150F

4.4 解析結果

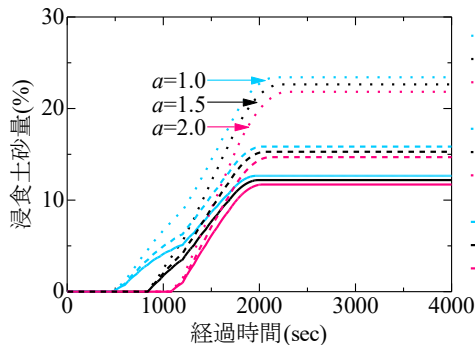


図-5 パターン 1 の各ケースの浸食土砂量の変化

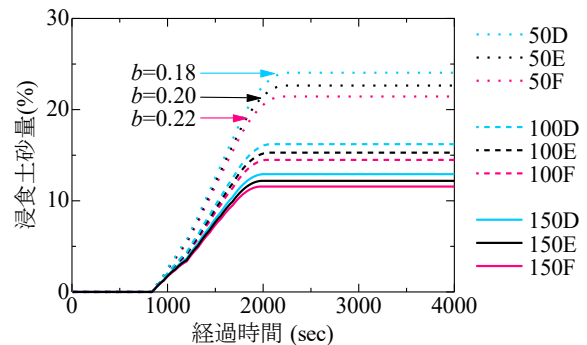


図-6 パターン 2 の各ケースの浸食土砂量の変化

図-5 にパターン 1 の各ケースの浸食土砂量の時間変化、図-6 にパターン 2 の各ケースの浸食土砂量の時間変化を示す。いずれのケースでも、Ke・Takahashi(2014)³⁾の実験結果のように拘束圧が大きいほど細粒分流出が少なくなり、浸食開始時間が拘束圧に依存しない傾向を再現できることが分かった。また、 a の値の変化が浸食土砂量の時間変化に与える影響として、 a の値が大きいほど浸食開始時間が遅くなり、細粒分流出が少なくなることが分かった。 a の値によって $f(r)$ 全体の値が変化するため、浸食開始条件と浸食土砂量の両方の変化に寄与したと考えられる。他方、 b の値の変化が浸食土砂量の時間変化に与える影響として、 b の値が大きいほど、細粒分流出が少なくなることが分かった。 b の値が $f(r)$ に与える影響は r^2 の大きさに比例し、特に $f(r(0))$ の値に影響しないため、最終的な浸食土砂量にのみ寄与したと考えられる。

5. 結論

本研究では、土の内部浸食に関する先行研究⁴⁾⁵⁾の2相モデルを拡張し、土供試体に作用する拘束圧の影響を考慮可能な浸食モデルを新たに導入した。Ke・Takahashi (2014)³⁾の実験結果を参考に簡易的な数値実験を実施し、拘束圧の違う条件での浸食モデルの応答について検討した。結果として、浸食土砂量が拘束圧に依存すること、および浸食が生じ始める限界動水勾配が拘束圧に依存しないことを定性的に表現できることが分かった。今後は、室内実験の再現解析等を通じて、細粒支持率のモデル化の妥当性の検証や、最適なパラメータの決定方法等の検討を行っていきたい。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013
- 2) Uzuoka, R., Ichiyama, T., Mori, T. and Kazama, M.: Hydro-mechanical analysis of internal erosion with mass exchange between solid and water, Sixth International Conference on Scour and Erosion, Paris, August, 2012
- 3) Ke, L. and Takahashi, A.: Experimental investigations on suffusion characteristics and its mechanical consequences on saturated cohesionless soil, *Soils and Foundations*, Vol.54, No.4, pp.713~730, 2014
- 4) 田村彩奈・竹山智英・橘伸也: 細粒分流出を考慮した土/水 2 相混合体の支配方程式, 第 67 回理論応用力学講演論文集 OS9-1-04, 横浜, 2024.9
- 5) 酒井郁弥・田村彩奈・高山裕介・橘伸也・竹山智英: Suffusion を考慮したダルシー流速に基づく浸食モデルの応答, Kansai Geo-Symposium 2024 論文集, pp.99-102, 2024.11
- 6) 前田健一・今瀬達也・伊藤嘉・齊藤啓: 内部侵食による土の不安定化を考慮した河川堤防の浸透破壊解析法の提案, 河川技術論文集, Vol.19, pp.39-44, 2013

Physics-Informed Neural Networks によるサロゲートモデルを用いた不飽和浸透解析に関する研究

○福永竜世¹・伊藤真一²・酒匂一成³¹立命館大学理工学研究科・²立命館大学理工学部・³鹿児島大学学術研究院理工学域工学系

1. はじめに

不飽和地盤の浸透挙動を評価する方法として有限要素法(Finite Element Method, 以下 FEM)による不飽和・飽和浸透流解析が広く用いられている。浸透流解析により土中水分量を把握するには、初期条件や境界条件、不飽和浸透特性パラメータを適切に設定する必要がある。しかし、土は様々な要因(地盤の不均一性、サンプリング時の乱れ、実験誤差、観測誤差など)による不確実性を有している^{1,2)}ため、初期条件や境界条件、不飽和浸透特性パラメータにも不確実性が伴うと考えられる。そのため、これらの不確実性を考慮した浸透流解析が求められるが、FEM などを用いる場合、高負荷な数値計算を何度も繰り返すためその計算コストが課題となる。そこで、本研究では、有限要素法に代わる数値解析手法として Physics-Informed Neural Networks (以下, PINNs)³⁾の活用を検討する。PINNs はニューラルネットワーク (以下, NN) モデルを構築する際の損失関数に初期条件、境界条件、支配方程式を導入することで、物理法則に基づく解を出力できる NN である。PINNs は物理法則に関する損失関数を最適化するため、従来の NN のように大量の教師データがなくともモデルを構築できることやモデル構築後の計算が高速であるという特徴がある。そのため、データの取得が限られている地盤工学分野においても PINNs は有用な手法となり得ると考えられる。実際に、地盤工学分野への PINNs の適用事例として、圧密問題^{4,5)}や不飽和浸透問題⁶⁻⁸⁾などでの活用が報告されている。その中でも、筆者らは、NN の計算の高速性を活用し、浸透流解析を高速で行うことで上述した計算コストの課題を解決できると考えている。

本研究では、PINNs により不飽和地盤の不確実性を考慮しながら高い計算効率でその浸透挙動を評価できる手法の確立を目的とする。具体的には、不飽和地盤の底面に自由水面がある状況を想定し、その底面から吸水する不飽和浸透現象を対象とする。この現象に対して、初期条件や不飽和浸透特性パラメータが変わった場合でも、瞬時に浸透流解析が可能な PINNs によるサロゲートモデルを構築する。そして、その構築した PINNs モデルによる解析結果を FEM による浸透流結果と比較することで、PINNs によるサロゲートモデルの妥当性を検証する。

2. FEM による不飽和浸透挙動の再現

本研究では、高さ 30 cm の不飽和地盤の底面に自由水面があることを想定し、初期条件や不飽和浸透特性パラメータが変わった場合でも瞬時にその不飽和浸透挙動を算出できる PINNs モデルを構築する。その際の正解値としては、FEM による不飽和・飽和浸透流解析の結果を用いる。なお、本研究で対象とする不飽和浸透現象では、間隙水の流れは鉛直方向の 1 次元な流れと仮定している。そのため、支配方程式には不飽和土中の連続式である Richards⁹⁾式を以下のように簡略化して適用した。

$$C \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\psi) \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right\} \quad (1)$$

ここで、 C は比水分容量であり、 $C = d\theta / d\psi$ で表される。 θ は体積含水率、 ψ は圧力水頭、 $k(\psi)$ は不飽和透水係数を意味している。水分特性曲線モデルとしては式(2)に示す van Genuchten モデル¹⁰⁾を、不飽和透水係数モデルには式(3)に示す Mualem モデル¹¹⁾を用いた。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + (-\alpha \psi)^n} \right\}^{1 - \frac{1}{n}} \quad (2)$$

$$k(\psi) = k_s S_e^{0.5} \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{\frac{n}{n-1}} \right)^{1 - \frac{1}{n}} \right\}^2 \quad (3)$$

ここで、 S_e は有効飽和度、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率、 α と n は水分特性曲線の形状を決定するパラメータ、 k_s は飽和透水係数を表している。図-1 は FEM に用いた一次元解析モデルを示している。高さごとの体積含水率の変化を詳細に算出するためにメッシュサイズは 0.01 cm とした。モデル底面には既知水頭境界を設定し、底面の圧力水頭を 0 とした。また、初期条件 $\theta_{i,c}$ と不飽和浸透特性パラメータ (θ_s , θ_r , α , n , k_s) は

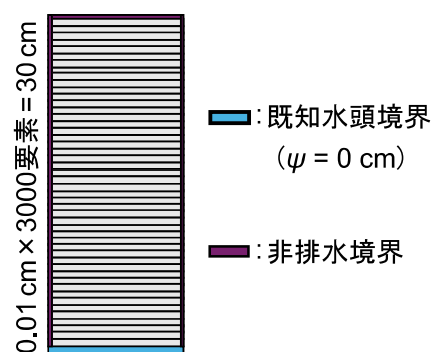


図-1 FEM に用いた一次元解析モデル

A Study on Unsaturated Seepage Analysis Using a Surrogate Model Constructed by Physics-Informed Neural Networks
Ryusei Fukunaga¹, Shinichi Ito¹, Kazunari Sako² (¹Ritsumeikan University, ²Kagoshima University)

KEY WORDS: Physics-Informed Neural Networks, Surrogate model, Unsaturated-saturated seepage analysis, Unsaturated soil hydraulic properties

表-1 に示す 3 種類の条件を用いた。図-2 はこれらの条件で FEM による不飽和・飽和浸透流解析を行った際の体積含水率の時空間分布を示している。どの解析条件に対してもモデル底面から体積含水率が上昇していく様子が確認できる。本研究では、PINNs によるサロゲートモデルにより図-2 の結果と類似した時空間分布を算出可能かを検証する。

3. PINNs によるサロゲートモデルの構築

3.1 サロゲートモデルの定式化

本章では、モデルを構築した後に初期条件や不飽和浸透特性パラメータを任意に変更しても、瞬時に不飽和・飽和浸透流解析が可能なサロゲートモデルを構築する。図-3 は本研究で用いるサロゲートモデル用の PINNs モデルの構造を示している。これまで多くの研究が行われているパラメータを固定値とする PINNs モデルでは、時間 t 、空間 z の情報を入力データとし、これらに対する圧力水頭 ψ を算出する。そして、モデル構築時の損失関数に初期条件、境界条件、支配方程式を導入することで、物理条件や支配方程式を満足する解を算出していた。しかし、これらは特定の物理条件、特定のパラメータのみを学習しているため、条件が変わるたびにモデルの再学習が必要となる。

本研究では、図-3 に示すように初期条件 $\theta_{i.c.}$ や不飽和浸透特性パラメータ $\mu_u(\theta_s, \theta_r, \alpha, n, k_s)$ も入力データに導入してモデルを構築する。そして、これらの入力データに対する出力 ψ が入力データの初期条件、不飽和浸透特性パラメータを満足するように損失関数を導入した。損失関数は二乗和誤差 (Sum of Squared Error, 以下 SSE) を用いて算出し、次示す 4 つの損失関数を導入した。

$$SSE = SSE_{i.c.} + SSE_{b.c.} + 10^1 \cdot SSE_{PDE} + SSE_{obs}. \quad (4)$$

ここで、 $SSE_{i.c.}$ は初期条件、 $SSE_{b.c.}$ は境界条件、 SSE_{PDE} は支配方程式に関する損失関数、 SSE_{obs} は教師データに関する損失関数を意味しており、それぞれ以下の式で表される。

$$SSE_{i.c.} = \sum_{i=1}^{N_I} \left| \theta(0, z_i^i; \theta_{i.c.}^i, \mu_u^i) - \theta_{i.c.}^i \right|^2 \quad (5)$$

$$SSE_{b.c.} = \sum_{i=1}^{N_B} \left| \theta(t_B^i, 0; \theta_{i.c.}^i, \mu_u^i) - \theta_s^i \right|^2 \quad (6)$$

$$SSE_{PDE} = \sum_{i=1}^{N_P} \left| C \frac{\partial \psi(t_P^i, z_P^i; \mu_u^i)}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\psi) \left(\frac{\partial \psi(t_P^i, z_P^i; \mu_u^i)}{\partial z} + 1 \right) \right\} \right|^2 \quad (7)$$

$$SSE_{obs.} = \sum_{i=1}^{N_O} \left| \theta(t_O^i, z_O^i; \theta_{i.c.}^i, \mu_u^i) - \theta_{FEM}^i \right|^2 \quad (8)$$

ここで、 N_I , N_B , N_P , N_O はそれぞれ初期条件、境界条件、支配方程式、教師データに関する評価点の個数、 μ_u は不飽和浸透特性に関するパラメータベクトル ($\mu_u = [\theta_s, \theta_r, \alpha, n, k_s]$) である。 $SSE_{i.c.}$ は $t=0$ における各高さの体積含水率 θ が入力データの初期体積含水率 $\theta_{i.c.}$ と一致することを要求している。 $SSE_{b.c.}$ はモデル底面が飽和 ($\psi = 0$ cm) していることを求めており、高さ 0 cm での体積含水率 θ が入力データの飽和体積含水率 θ_s と一致するように設定している。 SSE_{PDE} は Richards 式の残差が入力された様々な組み合わせの不飽和浸透特性で最小となることを要求しており、これは構築した NN モデルが支配方程式を満足することを意味している。また、本研究では、これら物理条件に加えて FEM による浸透流解析の結果を教師データとして用いた。その際の初期条件と不飽和浸透特性パラメータは表-2 に示す値を用い、 $\Delta t = 5.0$ 分、 $\Delta z = 1.0$ cm

表-1 正解値として用いた解析条件

	$\theta_{i.c.}$	θ_s	θ_r	α (1/cm)	n	k_s (m/s)
Test1	0.05	0.45	0.03	0.15	3.0	5.0×10^{-4}
Test2	0.1	0.5	0.05	0.05	2.0	5.0×10^{-5}
Test3	0.15	0.55	0.1	0.17	1.7	1.5×10^{-4}

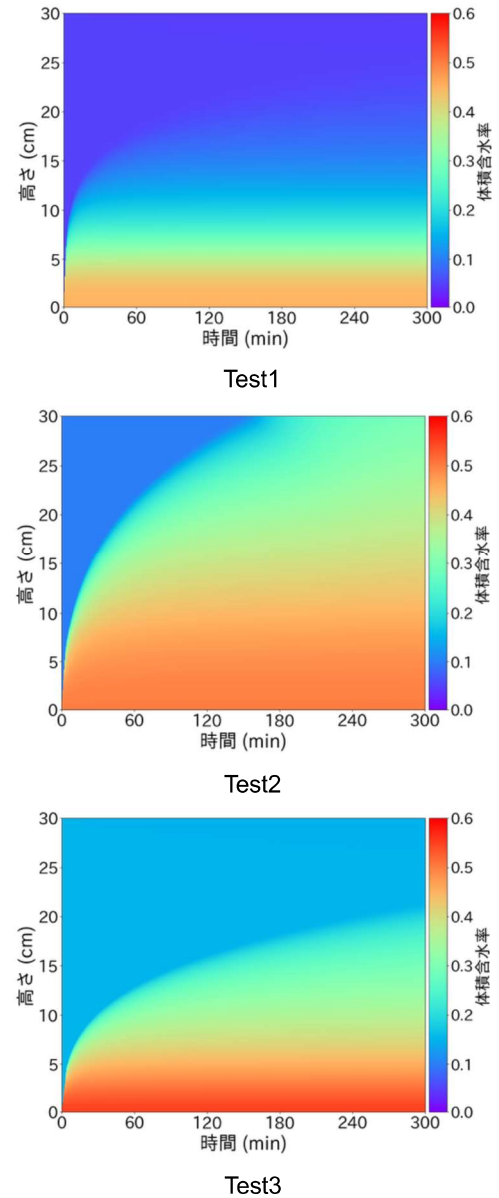


図-2 FEM による解析結果 (正解値)

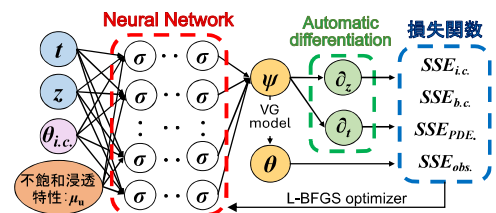


図-3 サロゲートモデル用の PINNs モデルの構造

間隔の体積含水率の結果を教師データとした。そのため、 SSE_{obs} は教師データ点における NN から出力した体積含水率 θ が FEM の結果 θ_{FEM} を満足することを要求している。これらの損失関数を全て足し合わせた式(4)を最小化することで、任意の初期条件 $\theta_{i.c.}$ や不飽和浸透特性パラメータに対して瞬時に不飽和地盤内の体積含水率 θ を算出できると考えられる。

3.2 解析条件

本研究では Python 上のオープンソースライブラリである PyTorch を用いて、Raissi et al.³⁾、宮本ら¹²⁾に倣いユニット数 20、7 層の中間層から構成される全結合ニューラルネットワークとし、活性化関数としては Tanh を用いて PINNs モデルを構築した。PINNs における微分の計算には PyTorch の提供する自動微分機能 Autograd¹³⁾を用いた。これにより、時間と空間の偏微分値を計算することで、支配方程式等の物理法則を損失関数に導入した。

表-3 は PINNs モデル構築時に用いた各入力データの学習範囲を示している。初期条件と不飽和浸透特性は、物理的に取り得る範囲で設定し、この学習範囲から各損失関数の評価点数に応じて一様乱数でサンプリングした。また、評価点の配置に関しては、初期条件は高さごとの体積含水率の変化を詳細に算出するために 0.01 cm 間隔で $N_t = 3001$ とし、境界条件の評価点は 0.5 分間隔で $N_B = 600$ とした。支配方程式の評価点 N_P は全ての時間 t と深度 z からラテン超方格サンプリングによって 20,000 点を選点した。モデルの最適化アルゴリズムとしては L-BFGS 法を用い、学習率は $\eta = 1.0$ 、学習回数は 200,000 回としてモデルを構築した。なお、本研究の計算環境は、OS : Ubuntu22.04 LTS, GPU : NVIDIA RTX 2000 Ada 16GB, メモリ : 64 GB である。本論文で記載する計算時間は、上記計算環境から得られるものである。

4. 解析結果

前章の条件で構築した PINNs モデルに対して 3 種類のテストデータを与え体積含水率の時空間分布を算出した。テストデータは、時間的には 0.5 分間隔、空間的には 0.01 cm 間隔の格子データに表-1 に示した初期条件と不飽和浸透特性パラメータを加えて作成した。図-4 は解析条件ごとの体積含水率の時空間分布を示している。PINNs による解析結果はどの解析条件に対しても FEM による解析結果(図-2)と類似した時空間分布を算出できている。つまり、構築した PINNs モデルを用いると任意の初期条件、不飽和浸透特性パラメータに対する解を算出可能であることが確認された。これらの結果が得られた理由としては、教師データとして用いた FEM による解析結果だけでなく、不飽和浸透挙動に関する物理法則(初期条件、境界条件、支配方程式)も満足する NN モデルを構築できたためであると考えられる。また、NN はモデル構築時の学習には時間を要するものの、構築後のモデルを用いた計算は高速で行えるという特徴がある。この特徴を活用することで、図-5 に示すような様々な不飽和浸透特性パラメータを用いたモンテカルロシミュレーションも可能である。図-5 は不飽和浸透特性を 10,000 通り変更して PINNs によるシミュレーションを行った場合の高さ 10 cm における体積含水率の経時変化を示している。構築後の PINNs モデルであれば、このような不確実性を考慮した浸透挙動も 10 秒程度で算出可能である。以上の結果から、PINNs によるサロゲートモデルは、不飽和地盤の不確実性を考慮した高速シミュレータとして活用できる可能性があると考えられる。

5. おわりに

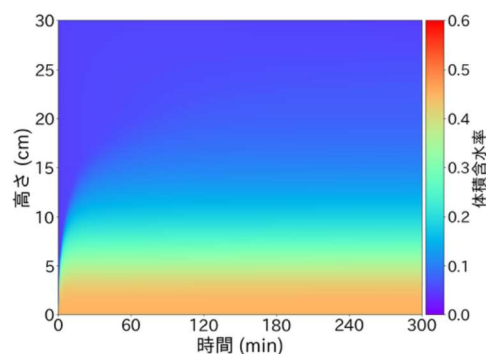
本研究では、不飽和地盤の不確実性を考慮しながら高い計算効率で、その浸透挙動を評価する方法として、PINNs によるサロゲートモデルの

表-2 PINNs モデル構築時に用いた教師データの解析条件

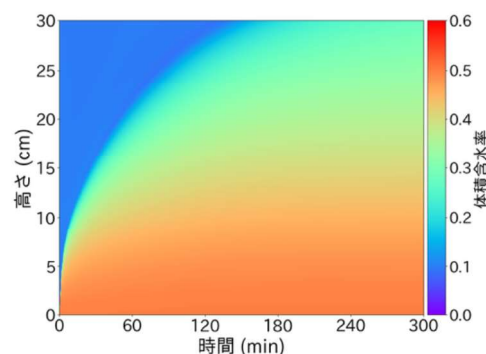
	$\theta_{i.c.}$	θ_s	θ_r	α (1/cm)	n	k_s (m/s)
Train1	0.02	0.4	0.0	0.2	3.5	1.0×10^{-3}
Train2	0.1	0.5	0.07	0.1	2.5	1.0×10^{-4}
Train3	0.2	0.6	0.15	0.01	1.5	1.0×10^{-5}

表-3 PINNs モデル構築時の各入力データの学習範囲

		Min	Max
時間	t (min)	0	300
空間	z (cm)	0	30
初期条件	$\theta_{i.c.}$	0.01	0.2
不飽和 浸透特性	θ_s	0.4	0.6
	θ_r	0.0	0.15
	α (1/cm)	0.01	0.2
	n	1.1	3.5
	k_s (m/s)	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-3}



Test1



Test2

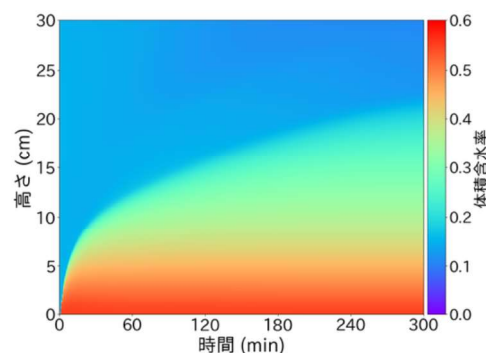


図-4 構築した PINNs モデルによる解析結果

適用を検討した。具体的には、初期条件や不飽和浸透特性パラメータを学習したサロゲートモデルを構築して、FEM による解析結果と比較することで妥当性を検証した。その結果、構築後の PINNs モデルは、初期条件や不飽和浸透特性パラメータを変更してもそれらを満たす解を算出することができた。また、10,000 通りの不飽和浸透特性パラメータに対するモンテカルロシミュレーション結果も瞬時に算出することができた。以上のことから、PINNs によるサロゲートモデルは、不飽和地盤の不確実性を考慮した浸透流解析手法として活用できると考えられる。

謝辞：本研究は、科学研究費補助金(基盤研究(C), 課題番号: 25K07927(代表: 伊藤真一)), JST 国家戦略分野の若手研究者及び博士後期課程学生の育成事業(博士後期課程学生支援)JPMJBS2428 の援助を受けて行われました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 松尾稔・上野誠：斜面崩壊防止のための信頼性設計に関する研究，土木学会論文報告集，Vol. 276, pp. 77-87, 1978.
- 2) 大竹雄・本城勇介：地盤構造物設計の不確実性寄与度分析と設計の観点からみた地盤工学の課題，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol. 72, No. 4, pp. 310-326, 2016.
- 3) Raissi, M.・Perdikaris, P.・Karniadakis, G.E.: Physics informed neural networks: A deep learning framework for solving forward and inverse problems involving nonlinear partial differential equations, *J. Comput. Phys.*, Vol. 378, pp.686-707, 2019.
- 4) Bekele, Y.W.: Physics-informed deep learning for one-dimensional consolidation, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 13, Issue 2pp. 420-430, 2021.
- 5) Lan, P.・Su, J.J.・Ma, X.Y.・Zhang, S.: Application of improved physics-informed neural networks for nonlinear consolidation problem with continuous drainage boundary conditions, *Acta Geotechnica*, Vol. 19, pp.495-508, 2023.
- 6) Ito, S.・Fukunaga, R.・Kazunari, S.: Inverse analysis for estimating geotechnical parameters using physics-informed neural networks, *Soils and Foundations*, Vol. 64, Issue 6, 2024.
- 7) 福永竜世・伊藤真一・酒匂一成：Physics-informed neural networks による不飽和浸透特性パラメータの逆解析，AI・データサイエンス論文集，Vol. 4, No. 3, pp. 100-108, 2023.
- 8) Bandai, T.・Ghezzehei, T. A.: Forward and inverse modeling of water flow in unsaturated soils with discontinuous hydraulic conductivities using physics-informed neural networks with domain decomposition, *Hydrology and Earth System Sciences*, Vol. 26, No. 16, pp. 4469-4495, 2022.
- 9) Richards, L. A.: Capillary conduction of liquids through porous mediums, *Physics*, Vol. 1, pp. 318-333, 1931.
- 10) van Genuchten, M.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 44, Issue 5, pp. 892-898, 1980.
- 11) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, Vol. 12, Issue 3, pp. 513-522, 1976.
- 12) 宮本崇，西尾真由子，全邦釘：Physics-informed neural networks による 1 次元連続体の動的解析，AI・データサイエンス論文集，Vol. 2, pp. 152-156, 2021.
- 13) Baydin, A. G., Pearlmutter, B.A., Radul, A. A. and Siskind, J. M.: Automatic differentiation in machine learning: a survey, *Journal of Machine Learning Research*, Vol. 18, pp. 1-43, 2018.

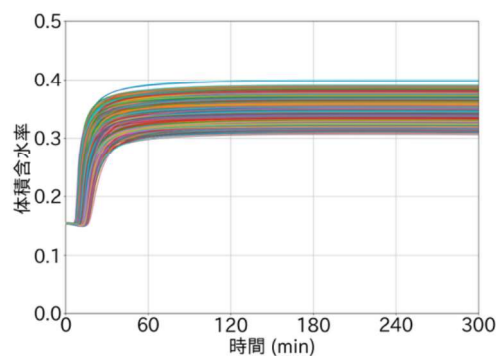


図-5 構築した PINNs モデルによるモンテカルロシミュレーション結果

u-p 定式化に基づく二相系陰的 MPM の液状化解析への適用性

○生頼直樹^{1,2}・橋本涼太³・肥後陽介⁴¹京都大学 大学院工学研究科 博士後期課程・²中電技術コンサルタント株式会社・³京都大学 大学院工学研究科 准教授・⁴京都大学 経営管理研究部・教育部 教授

1. はじめに

2011 年東日本大震災では、地震（特に液状化）および津波に対する防波堤の変形挙動の差異により、沿岸域の津波被害に差異が生じることが示された¹⁾。津波防災対策の検討においては、地震～津波に至る変形挙動を一連で評価することが望ましいが、実用的な解析手法は確立されていない。

液状化や津波による洗掘に起因した地盤の大変形を表現しうる解析手法として、粒子と格子を併用した連続体の数値解析手法の一種である Material Point Method²⁾ (MPM) がある。MPM は当初、固体的大変形解析手法として提案されたが、その後、地盤を含む多孔質体の浸透－変形連成場での液状化解析^{例え 3)}や河川堤防の越流侵食解析^{例え 4)}へと拡張されている。液状化解析では間隙水圧を精緻に評価することが重要であるが、MPM で一般に用いられる陽解法は間隙水圧の空間的な振動を生じやすいこと⁵⁾が知られている。この対策として、既往研究では例えば人工粘性と水圧のスムージング処理を導入し、間隙水圧の空間分布の安定化を図った例がある⁶⁾。一方で、人工粘性は動的問題でのエネルギー逸散による解の精度低下の可能性や、減衰パラメータの物理的背景の乏しさを含み、また、水圧のスムージングを施した後も空間的なノイズの完全な解消は難しく、実務への適用性において課題を残している。

以上の課題を克服するため、本研究では地震時液状化解析を対象とし、u-p 定式化に基づく二相系陰的安定化 MPM に繰返し載荷に対する飽和砂の液状化挙動を再現可能な構成則を組み合わせた手法（以降、開発手法と称す）を提案した。二相系陰的安定化 MPM では陰解法と土骨格変位および間隙水圧を連立して解く一体型解法を採用することで時間増分に依存した解の不安定性を回避できる。加えて、変位と圧力に同一の未知数の配置を使用した際に、低透水性条件で解の安定条件を満たさないことで生じる圧力振動を、FPL 法⁷⁾に基づく安定化項を付加し抑制することで、空間的にも滑らかな間隙水圧分布を得ることができる。ここに、液状化に対応した弾塑性構成則を導入することで、MPM に基づくより精緻な液状化解析を可能にする。

以降、本論文では、開発手法の概要を説明する。その後、一要素モデルにおける繰返しせん断試験を本手法で実施し、有限要素法 (Finite Element Method: FEM) で別途実施された解析結果と比較することで妥当性を検証する。最後に、既往研究にて実施された、盛土を含む液状化地盤の地震応答解析に開発手法を適用し、主に間隙水圧の空間分布の安定性の観点から適用性を検証する。

2. u-p 定式化に基づく固液二相系の陰的安定化 MPM

本章では、開発手法のベースとなる、u-p 定式化に基づく陰的安定化 MPM について説明する。

2.1 支配方程式 (u-p 定式化)

本研究で対象とする飽和地盤における土-水連成問題では、固相と液相は相互作用しつつもそれぞれ挙動することから、固相変位、液相変位、水圧を未知数とした支配方程式が用いられる。飽和地盤を間隙水で満たされた多孔質体とみなすと、系の支配方程式は全体系の運動方程式、液相の運動方程式および連続式の 3 式で表現される。ここで、固相に対する液相の相対加速度が無視できるほどに小さいと仮定すると、連続式および液相の運動方程式は 1 つの式に集約され、それに伴い未知数が 2 つに減る。固相変位および水圧のみを未知数とした定式化を u-p 定式化⁸⁾という。本研究で対象とする液状化問題では、固相および液相の相対加速度に関する仮定は妥当⁹⁾と考えられるため、u-p 定式化を採用した。採用した u-p 定式化における支配方程式は以下の 2 式で構成される。

$$\rho \ddot{\mathbf{u}}^s - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}' + \nabla \cdot p^w \mathbf{I} - \rho \mathbf{b} = \mathbf{0} \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \dot{\mathbf{u}}^s + \nabla \cdot \left\{ -\frac{k}{\gamma^w} (\nabla p^w - \rho^w \mathbf{b}) \right\} = 0 \quad (2)$$

ここに、式(1)は固液混合体の運動量保存則（飽和土全体）、式(2)は連続式を示し、上付き添え字 s は固相の変数、

Applicability of the u-p formulation based coupled two-phase implicit MPM on liquefaction analysis

Naoki Orai^{1,2}, Ryota Hashimoto³, Yosuke Higo⁴ (¹Doctor course student, Graduate School of Engineering, Kyoto University, ²Chuden Engineering Consultants, ³Associate Professor, Graduate School of Engineering, Kyoto University, ⁴Professor, Graduate School of Management, Kyoto University)

KEY WORDS: Material Point Method, u-p formulation, Liquefaction, Implicit method

w は液相の変数を表す。また ρ は混合体の密度、 σ' は有効応力テンソル、 p^w は間隙水圧、 I は2階の恒等テンソル、 b は物体力ベクトル、 k は透水係数（等方的と仮定）、 γ^w は液相の単位体積重量、 ρ^w は液相の密度であり、 u は変位ベクトル、変数の上のドットは物質時間微分を表す。なお、有効応力は引張を正、間隙水圧は圧縮を正とした。

2.2 空間離散化と時間離散化

MPM は、ラグランジュ的な粒子とオイラー的な背景計算格子を組み合わせたハイブリッド手法である。本手法では、連続体を有限数の物質点（粒子）で離散化し、各粒子が局所的な質量、速度、応力などの物理量を保持する。さらに、全粒子を覆う背景計算格子を設け、固相の変位や間隙水圧などの場の量を格子の補間関数を用いて近似する。

2.1 で示した支配方程式を MPM で解くためには、式(1)および(2)を弱形式化した後、計算格子上で空間的に離散化し、さらに式(1)の加速度項は Newmark の β 法を、式(2)の速度項は後退 Euler 法を用いる陰解法により時間的に離散化する。Newton-Raphson 法による反復解法の使用を前提とすると、離散化の結果、以下の連立方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{\beta\Delta t^2} [M^k] + [K_{uu}^{k+1(\alpha-1)}] & [K_{up}^{k+1(\alpha-1)}] \\ \frac{1}{\Delta t} [K_{pu}^{k+1(\alpha-1)}] & [K_{pp}^{k+1(\alpha-1)}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u^{k+1(\alpha)}\} \\ \{\Delta p^{k+1(\alpha)}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_u^{k+1(\alpha-1)}\} \\ \{F_p^{k+1(\alpha-1)}\} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここに、上付き添え字 k は時間ステップ、 α は Newton-Raphson 法の収束計算における反復回数、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[K_{uu}]$ は固相の構成則に関する剛性マトリクス、 $[K_{up}]$ および $[K_{pu}]$ は固相の変位と水圧の連成項に関する剛性マトリクス、 $[K_{pp}]$ は透水性に関する剛性マトリクス、 $\{F_u\}$ は混合体の運動量保存則の残差に関する等価節点力ベクトル、 $\{F_p\}$ は液相の連続式の残差に関する等価節点力ベクトル、 β は時間積分パラメータ、 Δt は時間増分を表す。

2.3 間隙水圧の安定化

式(3)において、透水性に関する項 $[K_{pp}]$ は低透水性条件の場合に非常に小さな値となる。このとき、計算格子上での変位と水圧の補間に同じ補間方法を用いると、解の安定条件である LBB 条件¹⁰⁾を満たさず空間的な圧力振動が生じるといふ課題がある。これを回避する策として、本研究では FPL 法⁷⁾を適用した。FPL 法では、連続式の弱形式に水圧速度の勾配からなる拡散項を式(3)に付加することで LBB 条件を満たし、圧力速度の急激な空間変化を抑制し安定化を図る。以下に安定化マトリクス $[K_{stab}]$ を適用した連立方程式と安定化の程度を決める項中に現れる安定化パラメータ τ を示す。

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{\beta\Delta t^2} [M^k] + [K_{uu}^{k+1(\alpha-1)}] & [K_{up}^{k+1(\alpha-1)}] \\ \frac{1}{\Delta t} [K_{pu}^{k+1(\alpha-1)}] & [K_{pp}^{k+1(\alpha-1)}] + \frac{1}{\Delta t} [K_{stab}^{k+1(\alpha-1)}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta u^{k+1(\alpha)}\} \\ \{\Delta p^{k+1(\alpha)}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_u^{k+1(\alpha-1)}\} \\ \{\tilde{F}_p^{k+1(\alpha-1)}\} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

$$[K_{stab}^{k+1(\alpha-1)}] = \int_{\Omega} [B_p]^T \tau [B_p] d\Omega \quad (5)$$

$$\tau = \alpha \left(\frac{1}{4} \frac{h^2}{E} + \frac{1}{6} h^2 c - \frac{\theta k \Delta t}{\gamma^w} \right) \quad (6)$$

ここに、 $\{\tilde{F}_p\}$ は安定化に関する項を考慮した液相の連続式の残差ベクトル、 $[B_p]$ は節点間隙水圧と計算格子上の任意点の圧力勾配を関連付けるマトリクス、 α は境界値問題に応じて $0 \leq \alpha \leq 1$ の範囲で変化する安定化の強さを調整する人工的なパラメータ、 h は要素長さ、 E はヤング率、 c は貯留係数、 θ は時間積分に関するパラメータである。なお、本研究では $c = 0$ 、連続式の時間積分法として後退 Euler 法を適用するため $\theta = 1$ とした。

2.4 実装方法

MPM では、局所的物理量を保持する粒子の状態を計算格子上で計算された変位場や水圧場を用いて更新・移流させつつ、計算ステップごとに計算格子の配置や状態をリセットすることで、大変形時にも格子の歪みに起因した計算の破綻を生じることなく解析できる。ただし、そのために毎ステップに粒子と計算格子の間での情報のやり取りが必要となる。以下に、 u - p 定式化に基づく二相系陰的安定化 MPM の具体的な計算手順の概要を記す。

第1段階として粒子から計算格子に物理量をマッピングする。上述の通り、MPM では毎ステップ計算格子の状態をリセットする一方で、時系列的な計算を行う上では前のステップが終了した時点での速度や加速度、圧力の分布が必要となる。そのため、粒子からその粒子が所属する計算格子の節点に対し、補間関数を用いて質量、慣性力、運動量、圧力をマッピングする。ここで既往研究にて、安定的な高精度解を得るためには補間関数およびマッピング法の最適組合せがあると示されている。そこで、本研究においても既往研究と同様、補間関数として変位場には二次 B-spline 基底関数¹¹⁾、水圧場には線形関数を用いた。またマッピング法として変位場には FLIP 法¹²⁾、水圧場には TPIC 法¹³⁾を用いた。

次に第2段階では、式(4)を解き、計算格子上での物理量の更新値を得る。粒子が所属する要素および節点のみを抽出

し、式(4)に基づいて連立方程式を組み立てる。連立方程式中の各マトリクスやベクトルを計算する際には計算格子の要素ごとの数値積分が必要になるが、粒子はその積分点として使用される。そして、連立方程式を解いて計算格子の節点変位増分と水圧増分を得る。さらに変位増分から、計算格子の節点加速度、速度を Newmark の β 法で計算する。

つづいて第3段階では粒子の状態を更新する。前述の補間関数を用いて計算格子の節点の変位、加速度、速度、水圧を補間し、粒子の値を更新する。また、粒子のひずみ増分を算定した後、弾塑性マトリクスあるいはリターンマッピング法により、ひずみから応力を算定する。Newton-Raphson 法による収束計算を実施する場合、式(4)全体の残差を算定し、収束判定を行う。残差が許容値より大きい場合は第2段階へ戻り、許容値より小さい場合は次の第4段階へ進む。

第4段階では計算格子の変数をリセットし、移動後の粒子が所属する要素の判定を行う。

以上の手順をある時間増分の下で所定のステップ数にわたり繰り返す。

2.5 砂の繰返し弾塑性構成則の導入

繰返し载荷に対する飽和砂の液状化挙動を再現可能な構成則として、本研究では Oka ら¹⁴⁾が提案した砂の繰返し弾塑性構成則を新たに二相系陰的安定化 MPM に導入した。この構成則は相対応力比を用いた主応力の回転の考慮、一般化された非関連流動則や過圧密境界曲面の導入によるダイレイタンスー挙動の精緻な表現、非線形移動硬化則による繰返し载荷挙動の記述、塑性ひずみの進行に伴うせん断剛性の劣化の考慮を特徴とし、せん断ひずみ 10%程度までの液状化挙動を再現可能である。FEM による液状化解析コード LIQCA¹⁵⁾にも搭載され、適用実績も豊富であることから採用した。

3. 開発手法の妥当性評価

3.1 1 要素モデルでの検証

開発手法の実装の検証のため、LIQCA で実施された既往の要素試験¹⁵⁾の再現解析を行った。妥当性は、LIQCA および開発手法で得られたせん断ひずみ-せん断応力関係および有効拘束圧-せん断応力関係を比較することで評価した。

解析モデル図を図-1 に示す。計算格子は一辺 1 m の正方形とし、物質点は計算格子の重心位置に 1 点を配置した。底面節点は固定境界とした。また解析に用いた物性値一覧表を表-1 に示す。解析は初期有効拘束圧 98 kN/m²を与えた後、振幅±15 kN/m²、振動数 1 Hz の sin 波を上面の 2 節点に対してせん断力として与えた。時間増分 $\Delta t = 0.001$ sec とした。

LIQCA による計算結果を図-2、開発手法による計算結果を図-3 に示す。開発手法での計算結果は LIQCA での計算結果と概ね一致した。よって、本手法にて適切に液状化挙動が表現できることを確認した。

3.2 2 次元盛土モデルでの検証

3.2.1 概要

開発手法により液状化解析中の間隙水圧の空間分布が改善されていることを確認するため、既往研究にて実施された盛土を含む液状化地盤における地震応答解析に適用した。比較対象とした解析は、間隙水圧の安定化対策を含まない三相

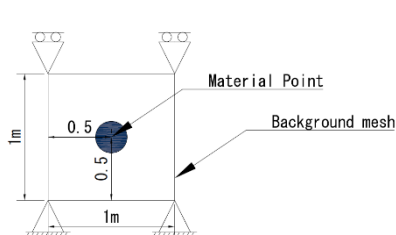
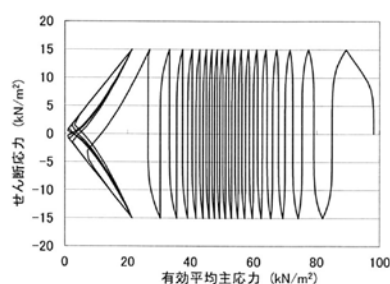


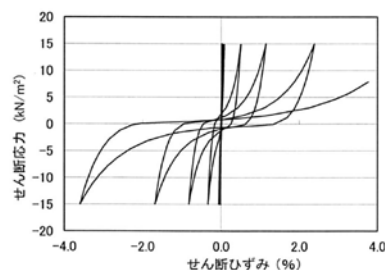
図-1 解析モデル図

表-1 物性値 (1 要素モデル)¹⁵⁾

パラメータ名	記号	値
初期間隙比	e_0	0.771
圧縮指数	λ	0.029
膨潤指数	κ	0.0029
無次元初期せん断係数	G_0/σ'_m	940
破壊応力比	M^*_f	0.99
変相応力比	M^*_m	0.707
硬化関数パラメータ(1)	B^*_0	4300
硬化関数パラメータ(2)	B^*_1	100
硬化関数パラメータ(3)	C_f	400
規準ひずみ (塑性剛性)	γ^p_f	0.0015
規準ひずみ (弾性剛性)	γ^e_f	0.003
ダイレイタンスー係数	D^*_0	8
ダイレイタンスーパラメータ	n	3
異方性消失パラメータ	C_d	2000

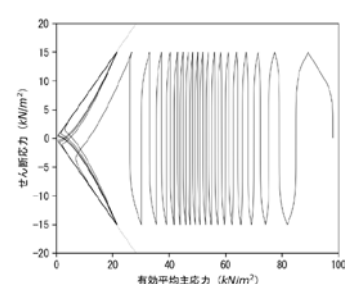


(a) 有効平均主応力-せん断応力

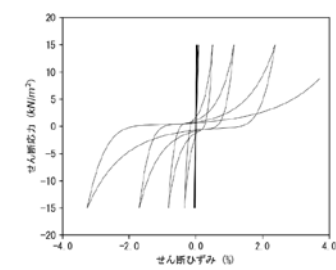


(b) せん断ひずみ-せん断応力

図-2 LIQCA による計算結果¹⁵⁾



(a) 有効平均主応力-せん断応力



(b) せん断ひずみ-せん断応力

図-3 開発手法による計算結果

系陽的 MPM による解析¹⁶⁾、および安定化のため人工的な粘性と間隙水圧のスムージングを導入した三相系陽的 MPM による解析⁶⁾の2つである。これらの事例で使用された解析モデル図を図-4に示す。

解析は初期自重解析および地震応答解析の2ステップに分けて実施した。以下各ステップでの計算を示す。

3.2.2 初期自重解析

各粒子に与える初期応力分布を得るため、初期自重解析を実施した。初期自重解析には任意の手法が適用可能であり、本研究ではデータ作成の便宜上 FEM を適用した。全ての要素は線形弾性体としてモデル化した。

密度について、基礎地盤部は水面下であることから、有効応力を算定するため水中密度 ρ' を与え、盛土は地下水面上であり、かつ飽和度は0であると仮定し、乾燥密度 ρ_d を与えた。設定した物性値を表-2に示す。

重力加速度は標準重力加速度 $g = 9.80665 \text{ m/sec}^2$ とし、疑似時刻 $t = 0 \text{ sec}$ から $t = 1 \text{ sec}$ まで時刻ピッチ $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$ として100ステップに分けて段階載荷した。このとき、慣性項は全体方程式を構築する際に考慮せず、準静的過程を模擬した。図-5に最終ステップでの鉛直有効応力分布図を示す。

3.2.3 地震応答解析

初期自重解析で得られた各物質点位置における初期有効応力を粒子に与えたのち、本手法にて地震応答解析を実施した。この際、初期自重解析で用いた有限要素メッシュの各要素を、その重心に位置し、同じ体積を有する粒子に変換した。

本研究で MPM による解析で使用したモデルを図-6に示す。基礎地盤および盛土の寸法は既往研究⁶⁾¹⁶⁾と同様である。計算格子は等方構造格子としメッシュ幅は 0.5 m とした。計算格子の各要素内には4つの粒子を等間隔に配置した。計算格子底面の節点は完全固定とし、側面節点は鉛直方向ローラーとした。地下水位は基礎地盤の上面に設定した。排水条件について、基礎地盤の側面および底面は非排水境界とし、基礎地盤上面および盛土上面は排水境界とした。

材料条件について、基礎地盤は地下水面以下であることから液状化挙動を再現するため構成則として Oka ら¹⁴⁾の砂の繰返し弾塑性構成則を適用し、盛土は地下水面以上であり液状化は生じないため、線形弾性体を適用した。それぞれの材料において設定した物性値一覧を表-2に示す。

時間積分法について、Newmark の β 法のパラメータ β および γ は一般に $\beta = 0.25$ 、 $\gamma = 0.5$ が適用されるが、LIQCA では $\beta = 0.3025$ 、 $\gamma = 0.6$ の適用が推奨されている¹⁵⁾。そこで本研究ではこの推奨値を使用した。非線形方程式の収束計算について、LIQCA では1ステップごとの収束計算は実施していないことを踏まえ、本研究においても収束計算は実施していない。

以上のモデルに対し、既往研究⁶⁾¹⁶⁾と同様に全粒子に対して自重を作用させた状態で地震動による水平加速度を物体力として与えた。時刻ピッチは $\Delta t = 0.001 \text{ sec}$ とした。図-7に入力加速度時刻歴を示す。

3.2.4 解析結果と既往研究との比較

図-8に水圧の安定化対策を含まない三相系陽的 MPM¹⁶⁾で得られた間隙水圧分布、図-9、10に水圧の安定化対策として人工粘性と水圧のスムージング処理を導入した三相系陽的 MPM⁶⁾で得られた間隙水圧および過剰間隙水圧比の分布、そ

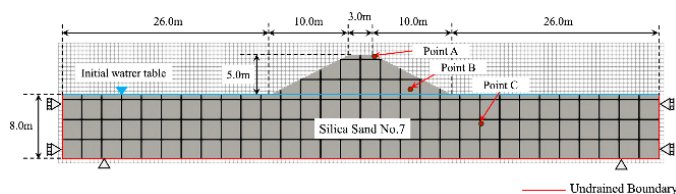


図-4 既往研究における解析モデル図⁶⁾

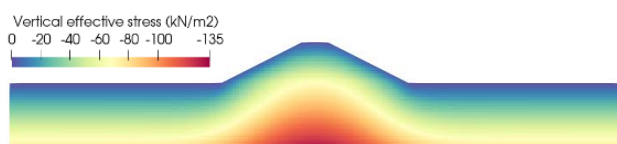


図-5 初期自重解析終了時の鉛直有効応力分布図

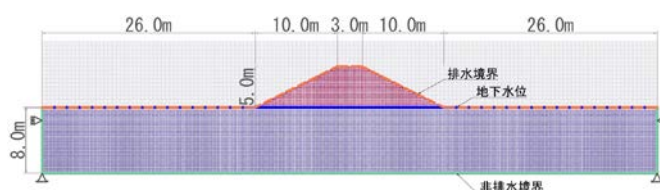


図-6 本研究における地震応答解析モデル図

表-2 物性値一覧 (2次元盛土モデル)

対象箇所	構成則	パラメータ名	記号	値
盛土	線形弾性体	ヤング係数 (kPa)	E	9.4E+04
		ポアソン比	ν	0.33
		透水係数 (m/sec)	k	1.3E-01
		乾燥密度 (初期自重および動的解析時, g/cm ³)	ρ_d	1.59
基礎地盤	LIQCA	初期間隙比	e_0	0.771
		圧縮指数	λ	0.029
		膨潤指数	κ	0.0029
		無次元初期せん断係数	G_0/σ'_m	940
		破壊応力比	M^*_t	0.99
		変相応力比	M^*_m	0.707
		硬化関数パラメータ(1)	B^*_0	4300
		硬化関数パラメータ(2)	B^*_1	100
		硬化関数パラメータ(3)	C^*_t	400
		規準ひずみ (塑性剛性)	γ^F_r	0.0015
		規準ひずみ (弾性剛性)	γ^E_r	0.003
		ダイレイタンス係数	D^*_0	8
		ダイレイタンスパラメータ	n	3
		異方性消失パラメータ	C_d	2000
		透水係数 (m/sec)	k	1.3E-01
		水中密度 (初期自重解析時, g/cm ³)	ρ'	0.99
		飽和密度 (動的解析時, g/cm ³)	ρ_{sat}	1.99

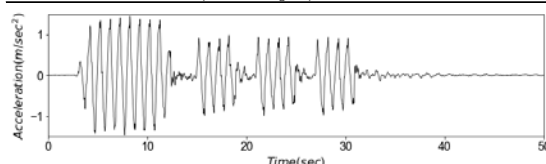


図-7 入力加速度時刻歴

して図-11, 12 に開発手法である二相系陰的 MPM で得られた間隙水圧および過剰間隙水圧比の分布を示す。

結果の比較に際し留意事項を以下に示す。既往研究 (図-8～図-10) では、不飽和地盤に対応した三相系定式化と繰返し载荷構成則が使用されている。そのため、盛土内の初期水圧がサクションにより負の値となっている。また、物体力による繰返し载荷や基礎地盤部の液状化に起因するサクションの変化により強度が低下し、 $t = 20 \text{ sec}$ 以降に盛土部にて大変形が生じている。一方、本研究では、飽和した液状化層中の水圧挙動に着目しており、盛土の変形は主題ではないことから、最も簡便な線形弾性体でモデル化を行っている。そのため、盛土は加振終了後でも大変形には至っていない。以上のように、それぞれ盛土材料の構成則が異なることから、盛土の変形量を比較できないことに留意する。構成則の違いの他、図-8 に示す解析では、盛土の両法尻から幅 2.0m のドレーンが 2.0m 間隔で 3 本ずつ設置されている点が図-9 および図-10 の解析と異なる。

以上の留意事項を踏まえ、結果を比較する箇所は条件が概ね同一である盛土直下部の基礎地盤とした。さらに比較する時刻は、盛土による基礎地盤部への载荷重分布が概ね同一である、大変形が生じる前の時刻として 0 sec から 20 sec までとした。

以下、結果を比較する。水圧安定化対策が実施されていない図-8 では、既往研究¹⁶⁾にて指摘されているように、 $t = 15 \text{ sec}$ および 20 sec において水圧分布が斑になり、スムーズな水圧分布が得られていない。これは、内山ら¹⁶⁾の方法で水圧の計算時に解く液相と気相の連続式に含まれる固相速度が、粒子の速度の更新方法 (FLIP 法) に起因しノイズを含むためであると推察される。

これに対して、人工粘性と水圧のスムージングを施した図-9 では間隙水圧分布の滑らかさが大きく改善されている。また、過剰間隙水圧比 (図-10) からは盛土の左右の基礎地盤で過剰間隙水圧比が 1 に達し、液状化に至っていることが確認できる。ただし、図-9 の間隙水圧分布には静水圧も含まれているため判別が難しかったが、ここでは地表面付近で鉛直方向に値の振動が見られ、過剰間隙水圧の振動が若干残っていることが読み取れる。

つづいて、開発手法で得られた間隙水圧分布 (図-11) を確認する。加振により特に基礎地盤の間隙水圧が上昇する様子が確認できる。間隙水圧は解析 $t = 15 \text{ sec}$ および 20 sec を含む全体を通じて滑らかな間隙水圧分布が得られ、安定して算定されている。なお、本研究では盛土は非液状化材料と設定した一方、多孔質体でかつ排水境界を盛土表面に設定した。そのため基礎地盤での水圧上昇に伴い、盛土内部へも水圧が伝播し水圧上昇が生じている。また、本研究で得られた水圧の妥当性を評価するため、人工粘性を導入した既往研究での結果 (図-9) と比較すると、いずれの時刻でも水圧の最大値は概ね一致し、かつ分布形状も概ね一致している。

最後に、開発手法で得られた過剰間隙水圧比の分布 (図-12) を見ると、盛土の左右の基礎地盤にて 1 に近づき、液状化を表現できている。さらに、 $t = 15 \text{ sec}$ や 20 sec においても図-10 で見られた値の振動は現れず、数値的に安定した挙動を示した。

以上、定性的な評価ではあるが、開発手法により水圧挙動を安定して計算しながら、液状化解析を実施できることが確認された。今後、模型実験等との比較を通じた定量的な性能検証を経ることで有効な解析技術となることが期待される。

なお、開発手法で採用している陰解法では式(5)に示した連立方程式を時間増分ごとに解く必要があり、計算時間が陽解法に比べ長くなる傾向にある。計算スキームごとの精度・安定性と時間的コストの関係を明らかにすることで、解析規模や対象に応じて適した選択肢を整理することも実用上重要であると考えられる。

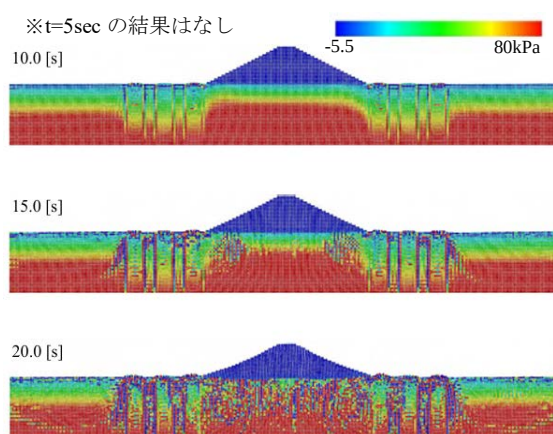


図-8 間隙水圧分布図¹⁶⁾

(既往研究, ドレーンあり, 人工粘性なし)

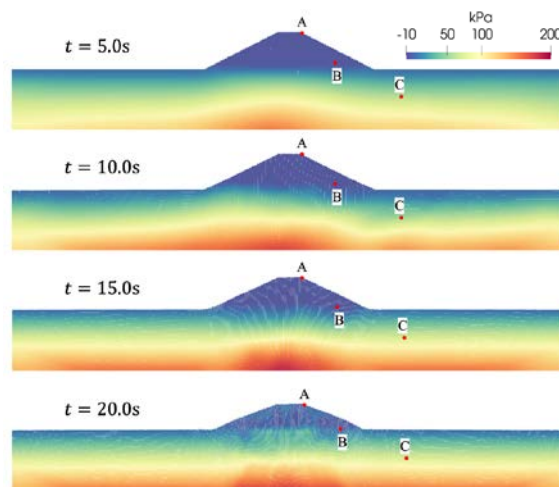


図-9 間隙水圧分布図⁶⁾

(既往研究, ドレーンなし, 人工粘性あり)

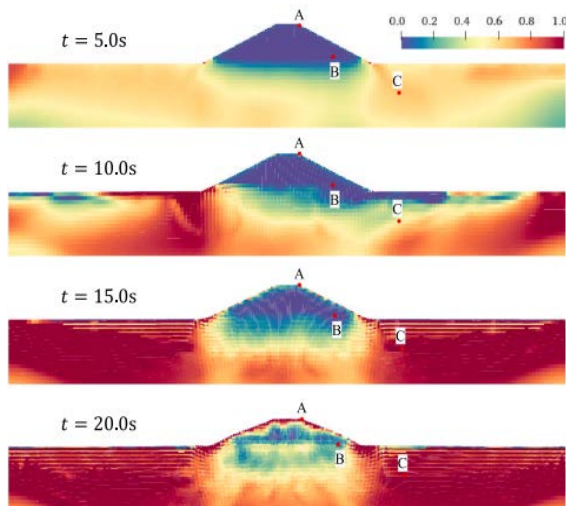


図-10 過剰間隙水圧比分布図⁶⁾

(既往研究, ドレーンなし, 人工粘性あり)

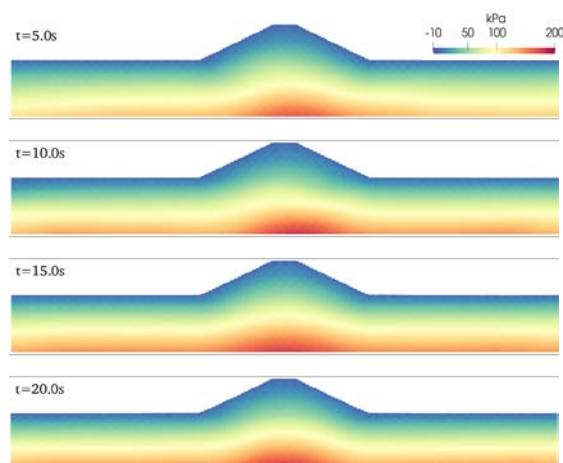


図-11 間隙水圧分布図

(本研究, ドレーンなし, 人工粘性なし)

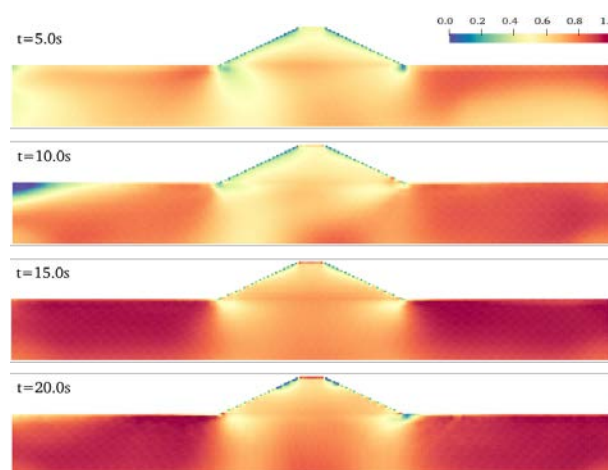


図-12 過剰間隙水圧比分布図

(本研究, ドレーンなし, 人工粘性なし)

5. おわりに

本研究では u - p 定式化に基づく二相系陰的 MPM に砂の繰返し载荷弾塑性構成則を導入し、同手法の液状化解析への適用性を評価した。計算例を通じて、開発手法は定性的に安定した過剰間隙水圧分布を得ながら液状化挙動を表現できることが確認された。今後、模型実験等との比較を通じてより定量的な妥当性検証を進める。

参考文献

- 1) 国土交通省 港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，2013
- 2) Sulsky, D., Chen, Z. and Schreyer, H. L.: A particle method for history-dependent materials, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 118, No. 1-2, pp. 179-196, 1994
- 3) 上園浩志・橋本涼太：飽和地盤の浸透破壊問題のための MPM-FDM 連成解析，*地盤工学ジャーナル*，Vol.19, No.1, pp. 57-68, 2024
- 4) Abe, K., Murotani, K. and Watanabe, K.: Development of MPM-MPS coupling method and numerical analysis of scouring of embankment caused by overflow, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser. A2, 76(2) I_205-I_216, 2021
- 5) Tran, Q. A. and Sołowski, W.: Temporal and null-space filter for the material point method, *International Journal of Numerical Methods Engrg.* 120, 328–360, 2019
- 6) Higo, Y., Takegawa, Y., Zhu, F. and Uchiyama, D.: A three-phase two-point MPM for large deformation analysis of unsaturated soils, *Computers and Geotechnics*, Vol. 177, 2025
- 7) Truty, A. and Zimmermann, T.: Stabilized mixed finite element formulations for materially nonlinear partially saturated two-phase media, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 195, No. 13, pp. 1517-1546, 2006
- 8) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T.: Dynamic behaviour of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, Vol. 8, No. 1, pp. 71–96, 1984
- 9) 野田利弘・豊田智大：Full-formulation の動的問題への適用と u - p formulation の適用限界の克服，土木学会第 73 回年次学術講演会，pp.739-740, 2018
- 10) Brezzi, F. and Bathe, K.-J., A discourse on the stability conditions for mixed finite element formulations, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, Vol. 82, No. 1–3, pp. 27–57, 1990
- 11) Steffen, M., Kirby, R. M., and Berzins, M.: Analysis and reduction of quadrature errors in the material point method (MPM). *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 76(6), 922-948, 2008
- 12) Brackbill, J. U. and Ruppel, H. M., FLIP: A method for adaptively zoned particle-in-cell calculations of fluid flows in two dimensions, *J. Comput. Phys.*, Vol. 65, No. 2, pp. 314–343, 1986
- 13) Nakamura, K., Matsumura, S., and Mizutani, T., Taylor particle-in-cell transfer and kernel correction for material point method, *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, Vol. 403, Article 115720, 2023
- 14) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, pp. 66-680, 1999
- 15) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所：LIQCA2D23・LIQCA3D23(2023 年公開版資料) 第 I 編 理論編，2023
- 16) 内山大智・竹川遊大・肥後陽介：不飽和土の大変形解析のための多相連成 2-Point MPM，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol. 77, No.2 (応用力学論文集 Vol.24)，I_285-I_296, 2021

桜島大正噴火級の噴火後の降下火砕物堆積量の分布傾向に関する一考察

○五反田尚大¹・酒匂一成²・田上聖人²・伊藤真一³¹ 鹿児島大学大学院理工学研究科・² 鹿児島大学学術研究院理工学域工学系・³ 立命館大学理工学部環境都市工学科

1. はじめに

鹿児島県にある桜島では、1914年に20世紀最大の噴火が発生した。大正噴火時には、地表面に堆積した軽石、火山灰などの降下火砕物が厚く堆積し、その後の地震や雨によって、交通途絶、土石流、家屋倒壊などの多大な被害が生じた。近年、桜島は、大正噴火と同規模の大噴火が発生する可能性が高まってきており^{1),2)}、これら大規模噴火時の複合災害の対策の推進は、鹿児島県内の喫緊の課題である。次なる桜島大規模噴火に備え、降下火砕物が社会インフラや家屋に与える影響、降下火砕物に起因する土砂災害、河川氾濫などの災害発生リスクおよび災害発生時の対応について検討しておく必要がある。そのためには、どの程度の量の降下火砕物が、どの地域にどの程度の確率で堆積するかを予め把握する必要があると考えられる。そこで、本研究では、2024年の風速場を考慮した桜島大規模噴火時の降下火砕物シミュレーションの結果から、同年に大正噴火級の噴火が生じた場合の鹿児島県内における火砕物の堆積傾向を分析し、地域ごとの降下火砕物による複合災害の発生リスクおよび複合災害対策の必要性について考察を行った。

2. 降下火砕物シミュレーションの概要

2.1 シミュレーションモデルについて

本論文では、中谷³⁾・浅野⁴⁾が構築した降下火砕物シミュレーションを用いた。式(1)は本シミュレーションモデルの基礎方程式であり、降下火砕物が噴煙柱から離脱し、風に流されながら移流、拡散、沈降する過程を表現している。この基礎方程式を差分法で解き、地表面における降下火砕物の堆積量を算出した。

$$\frac{\partial C_L}{\partial t} + W_x \frac{\partial C_L}{\partial x} + W_y \frac{\partial C_L}{\partial y} - w_{s,L} \frac{\partial C_L}{\partial z} = K_x \frac{\partial^2 C_L}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 C_L}{\partial y^2} + C_{L,source}^* \quad (1)$$

ここに、 C_L ：粒径階 L の火砕物濃度、 $w_{s,L}$ ：火砕物の降下速度 (m/s)、 W_x 、 W_y ：水平方向の風速 (m/s)、 K_x 、 K_y ：拡散係数 (m^2/s)、 $C_{L,source}^*$ ：噴煙柱から単位時間あたりに放出される火砕物濃度 (1/s)。

基礎方程式のソース項にあたる $C_{L,source}^*$ は、式(2)に示す噴煙柱内の降下火砕物の鉛直分布をモデル化した Suzuki 式⁵⁾と式(3)に示す噴出火砕物の粒度分布 $f(\phi)$ の積によって求めた。

$$S(z) = S_0 \left\{ \left(1 - \frac{z}{H} \right) \exp \left[A \left(\frac{z}{H} - 1 \right) \right] \right\}^\lambda \quad (2)$$

ここに、 H ：噴煙高度 (m)、 A 、 λ ：Suzuki 係数、 S_0 ：規格化係数。

A は噴煙柱内で降下火砕物の濃度が最大となる高さを示すパラメータであり、 λ は A により決定する降下火砕物の濃度が最大となる高さに、降下火砕物の全質量がどの程度集中しているかを示すパラメータである。T. Pfeiffer et al.⁶⁾ は $A=4$ 、 $1 \leq \lambda \leq 5$ としており、浅野⁴⁾ は $A=4$ 、 $\lambda=2$ を採用している。本論文では浅野らと同じ値を採用した。規格化係数 S_0 は噴出される火砕物の堆積によって求めたが、算出方法は後述する。

$$f(\Phi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_\phi} \exp \left[-\frac{(\Phi - \mu)^2}{2\sigma_\phi^2} \right] \quad (3)$$

ここに、 Φ ：粒径 (ϕ)、 μ ：平均値 (ϕ)、 σ_ϕ ：標準偏差 (ϕ)。

中谷らは Biass et al.⁷⁾ を参考にして、粒径 $d \times 10^{-2} \text{ m}$ を $\Phi = -\log_2(d \times 10^{-2})$ で換算したファースケールを用いており、粒径分布は、平均値 $\mu = -1$ ϕ 、標準偏差 $\sigma_\phi = 2$ ϕ の正規分布に従い、噴煙高度によらず一定であると仮定した。シミュレーションでは、表-1の通り11粒径階に分類し⁴⁾、各粒径階の火砕物の密度 $\rho_p \text{ kg/m}^3$ は、式(4)で与えた。

$$\rho_p = 700 : \Phi < -1, \quad \rho_p = 700 + (\Phi + 1) \times (1400/6) : -1 < \Phi < 5 \quad (4)$$

表-1 火山噴煙柱内構成粒子の粒径・密度（浅野ら⁴⁾を一部引用）

Φ	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4	-5
$d \text{ (mm)}$	0.0032	0.0625	0.125	0.25	0.50	1.0	2.0	4.0	8.0	16.0	32.0
$\rho_p \text{ (kg/m}^3\text{)}$	2100	1867	1633	1400	1167	933	700	700	700	700	700

A Consideration on Distribution Trends of Falling Pyroclastic Materials after an Eruption comparable to the Sakurajima Taisho Eruption

Naohiro Gotanda¹, Kazunari Sako¹, Masato Taue¹, Shinichi Ito² (¹Kagoshima University, ²Ritsumeikan University.)**KEY WORDS:** Large-scale volcanic eruption, Falling Pyroclastic Materials, Pumice, Volcanic ash, Complex disaster.

風速場による降下火砕物の輸送は、水平方向のみであると仮定し、後述する方法で W_x , W_y を与えた。鉛直方向の降下火砕物の運動は、降下火砕物の重力と空気抵抗が作用して沈降していると仮定した。沈降速度は、式(5)に示す経験式で求めた^{4), 6)}。

$$w_s = \sqrt{\frac{4d\rho_p g}{3C_D\rho_a}} \exp(0.024z) \quad (5)$$

ここに、 ρ_a : 大気密度 (kg/m^3), C_D : 抗力係数。

大気密度 ρ_a は式(7)に示す、高度による関数で与えた。抗力係数 C_D はレイノルズ数 Re の値によって異なり、式(7)より、 $Re < 1.0$ のとき $C_D = 24 / Re$, $1.0 < Re < 100$ のとき Wilson-Huang の遷移式^{6), 8)}, $100 < Re < 1000$ のとき $C_D = 1.0$ で与えた。

$$\begin{aligned} \rho_a &= \rho_0 [1 - 0.0226z]^{4.225} \\ \rho_a &= \rho_1 \exp[-0.157(z - 10.8)]^{4.225} \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 ρ_0 : $z = 0 \text{ km}$ における空気密度 (kg/m^3), ρ_1 : $z = 10.8 \text{ km}$ における空気密度 (kg/m^3)。

$$Re = \frac{\rho_a dw_s}{\eta_a} \quad (7)$$

ここに、 η_a : 空気粘性係数 ($\text{Pa} \cdot \text{s}$)。

空気粘性係数 η_a は、式(8)に示す、気温と高度 z の関数で与えた。

$$\eta_a = \eta_0 \frac{T_0 + 120}{T_0 - 6.5z + 120} \left[\frac{T_0 - 6.5z}{T_0} \right]^{3/2} \quad (8)$$

ここに、 η_0 : $z = 0 \text{ km}$ における空気粘性 (Pa), T_0 : $z = 0 \text{ km}$ における気温 (K)。

2.2 解析条件

解析条件は、中谷ら³⁾が 2020 年の 1 年間で行ったときの条件を参考に設定した。水平 (x , y) 方向の解析範囲は、鹿児島県本土全域を対象としている (図-1)。水平方向の格子間隔は、桜島から離れるにつれて大きくなるよう設定し、桜島周辺では 500 m, 領域境界周辺では 1330 m である。鉛直 (z) 方向の範囲は、標高 $z = 0 \text{ m}$ から標高 20000 m までを対象としている。鉛直方向の格子間隔は 500 m であるが、 $z = 0 \sim 1500 \text{ m}$ までは 1 つの格子としている。時間間隔は $\Delta t = 2 \text{ s}$ で、噴火開始後から 48 時間後までの降下火砕物の輸送をシミュレーションしており、噴火開始から 1 時間ごとの地表面における降下火砕物の堆積深を出力している。以上の条件で、今回使用したコンピュータでは約 10 時間程度で計算が終了できる。

噴火の規模は大正噴火と同程度を想定して、火砕物の総噴出量は 6 億 m^3 に設定した。噴火開始から 48 時間後までのモデル噴煙高度の推移は図-2 の通りである^{3), 9)}。各時刻の噴煙高度は、式(9)に示す関係式¹⁰⁾を用いて、噴煙高度を噴出される火砕物の質量 ΔM に変換し、これを降下火砕物の密度で除することで求まる体積の総和が $6.0 \times 10^8 \text{ m}^3$ になるように噴出される火砕物の体積を調節した。式(2)中の S_0 は、式(10)を用いて、各時刻の火砕物の噴出量から逆算して求めた。

$$H(\text{km}) = 320(\Delta M)^{0.25} (\text{kg} / \text{s}) \quad (9)$$

$$V_{\text{total}} = \int_0^H S(z) dz \int f(\phi) d\phi \Delta x \Delta y \Delta t \quad (10)$$

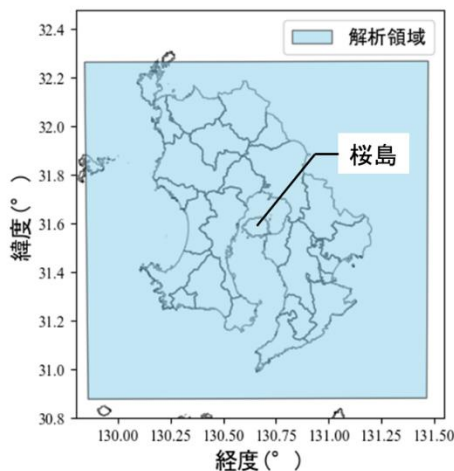


図-1 解析領域

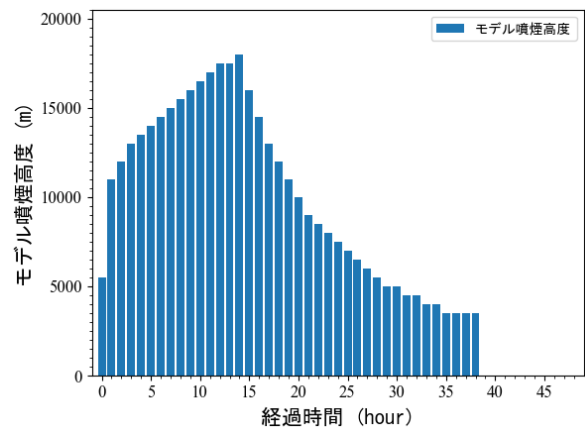


図-2 噴煙高度^{3), 9)}

風速場には、気象庁のウェブサイトで公開されている 2024 年各日の午前 9 時と午後 9 時の鹿児島地方気象台における風の観測データを使用した。本論文では、風の観測データのうち、ジオポテンシャル高度、風速(m/s)、風向(°)を使用した。風速および風向データの欠損がある場合は、欠損データの上下のデータの風速、風向の値を平均値によって補完し、観測データがジオポテンシャル高度 20000 m に満たない場合は、観測データの中で高度が最も高いデータの風向、風速の値を延長した³⁾。本論文では下部成層圏以下の標高を対象としているので、ジオポテンシャル高度と標高を同等に扱っており¹¹⁾、標高 0~20000 m で、標高 500 m ごとの風速、風向の平均値を x , y 方向に分解することで、式(1)中の W_x , W_y に与えた。本シミュレーションで対象とする範囲内では、鹿児島地方気象台以外に高層の風の観測データが得られないため、鹿児島地方気象台高層の風速 W_x , W_y を水平方向一様に与えた。

3. 降下火砕物シミュレーションの結果の分析

3.1. 最大堆積深マップの考察

2024 年の各日の風速場を用いて、1 年分の降下火砕物シミュレーションを実施した結果についてまとめる。図-3 は、1 年分のシミュレーション結果（噴火開始から 48 時間後）から、各格子点における最大の堆積深を抽出し、0.01 m 以上の格子点を描写した最大堆積深マップである。

図-3 より、北部、南部の一部を除き、鹿児島県本土のほとんど範囲で 0.01~0.03 m 以上の火砕物が堆積する可能性があることが見てとれる。値としては軽微に思われるが、この程度の火砕物堆積物であっても、車両の走行性能に影響することが既往研究¹²⁾で示されている。坂井・上条ら¹²⁾によれば、車両停止に必要な制動距離は、火砕物の堆積がない場合と比較して、0.01 m 程度堆積した場合は 1.5 倍程度、0.03 m 程度堆積した場合は 1.7~1.9 倍程度大きくなり、降雨などによって火砕物が湿潤状態となった場合はさらに大きくなる。また、車両が路面上の火砕物堆積物を巻き上げ、視界不良を起こすことも示唆されている。これらは、火山災害時の避難、物資の輸送などに影響すると考えられ、被災地の早期復旧、復興のためには、鹿児島県内の幅広い地域で、道路などの交通網に堆積した火砕物の除去手法に関する検討の必要性が考えられる。

斜面に堆積した火砕物は、斜面の浸透能を低下させて地表流を生じやすい状態にするため、降灰後土石流の可能性が高まる。大正噴火時には、0.3 m 以上火砕物が堆積した大隅半島の一部地域において、長期間にわたって降灰後土石流が頻発した¹³⁾。図-3 より、緯度 31.4~31.8°の地域において、降灰後土石流の発生する可能性が考えられるが、降灰後土石流が発生する条件（降雨、地形など）、影響範囲など詳細を明らかにし、砂防堰堤などのハード対策の要否を検討する必要があると考えられる。

大正噴火時の桜島島内では、降下火砕物により家屋や鳥居などが埋没された地域もあった¹⁴⁾が、この規模の著しい火砕物の堆積（堆積深 2 m 以上）は、桜島のすべての範囲で起こりうるが、図-3 からわかる。大規模噴火時の桜島の島内では、降下火砕物以外にも火山弾の降下などの危険性もあるため屋内避難の必要があるが、建物の一階部分が埋没してしまう可能性が考えられる。図-3 は噴火開始から 48 時間後の解析結果を示したものであるが、今後は、噴火開始からの経過時間と降下火砕物の堆積量の関係を考慮して、いつまでに建物から脱出しておく必要があるかなどを検討する必要があると考えられる。

2 m 以上の堆積深は桜島島内でのみ確認できる一方で、0.5~1.5 m 程度の堆積深は鹿児島湾に沿いの一部地域で起こりうるが、図-3 からわかる。この量の降下火砕物が堆積した後に降雨がある場合、火砕物堆積物の重量が増加するため、家屋や構造物の損傷または倒壊の危険性が高まると考えられる。また、屋根等から落下した火砕物で地上の火砕物堆積厚はさらに厚くなると考えられる。さらに、大正噴火後の約 8 時間後には、マグニチュード 6.1 の烈震が生じており、被害が拡大する可能性もある。

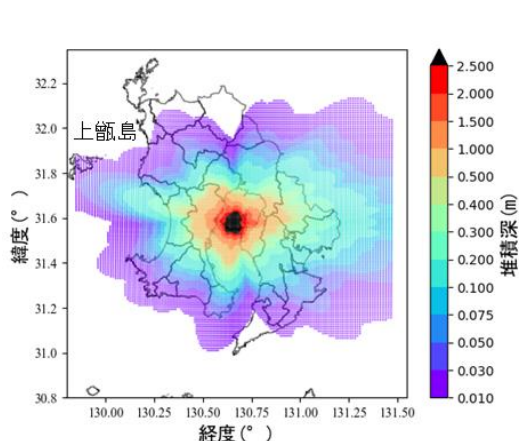


図-3 最大堆積深マップ

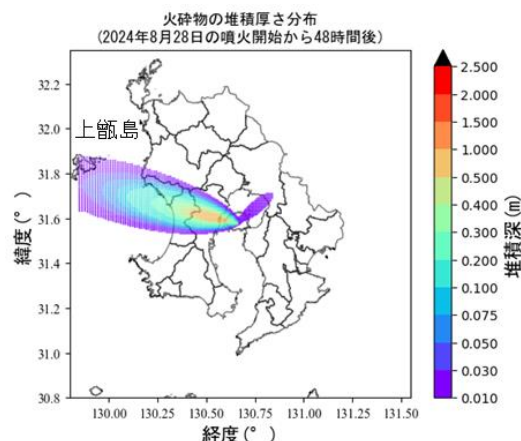


図-4 2024 年台風 10 号が通過した日の計算結果

3.2. 桜島からの距離、方角と火砕物の堆積頻度の関係

前節の最大堆積深マップは、各格子点における降下火砕物の最大リスクを示しているが、頻度については考慮されていない。例えば、図-3において、鹿児島県西部に位置する離島（上甕島）まで降下火砕物が到達する可能性が見てとれるが、これは台風が鹿児島県を通過した日の風速場によって計算された結果である（図-4）。このように、長期間の風速場を用いた解析を基にして作成された最大堆積深マップは、台風などの特異な風速場を用いた計算結果をも反映するため、各地域における降下火砕物の堆積頻度についての検討が必要であると考えられる。そこで、本研究では桜島からの方角、距離に応じて、降下火砕物が可能性の変化について考察を行った。

図-5に本解析で対象とした格子点を示す。桜島南岳火口を中心とした円の円周に最も近い八方位の格子点対象とした。円の半径は、5、10、15、20 kmの4パターンとした。本論文では、降灰後土石流の発生リスクを検討するべく、2024年のシミュレーション結果のうち、対象の格子点において、降下火砕物の堆積深が0.3 m以上となった日数を表すヒストグラムを作成した（図-6）。

図-6(a)は桜島南岳火口を中心とした半径5 kmの円の円周に最も近い格子点、すなわち、桜島沿岸におけるヒストグラムである。図-6(a)より、2024年の1年間では、東への堆積頻度は250日程度、南東への堆積頻度は100日程度であることが分かる。図-5より、半径5 kmでの東の格子点は、桜島と大隅半島が唯一陸続きになっている場所に位置していることが確認できる。この場所には、災害時の陸路による輸送の要である重要物流道路が通っており、大規模噴火時には、このルートを一刻も早く確保することが重要である。しかし、降下火砕物が0.3 m堆積した場合、降灰後土石流の可能性が高まるため、重要物流道路の啓開作業に危険が伴う可能性が考えられる。よって、桜島南東部および東部において、事前の降灰後土石流対策の必要性が高いことが示唆される。一方で、東側以外の方角の堆積頻度は、50日程度であった。北西、南西の格子点における頻度の内訳の大半は7～9月のデータであり、夏季に偏西風が弱まる影響が表れている。

図-6(b)～(d)は、それぞれ桜島南岳火口を中心とした半径10、15、20 kmの円の円周付近の格子点において降下火砕物の堆積深が0.3 m以上となった日数を表すヒストグラムである。図-6(b)より、桜島南岳火口から半径10 kmの円の円周付近の格子点においても、東の頻度が190日で最も高く、この方角での降灰後土石流の対策の重要性が高いと考えられる。また、図-6(a)と図-6(b)を比較すると、東以外の方角の格子点における頻度は、5割程度減少しており、北、西、北西の格子点における頻度は25日程度であった。この25日の内訳の大半は7～9月のシミュレーション結果であった。東の格子点における頻度と北、西、北西の格子点における頻度を比較すると、後者における頻度は低く、降灰後土石流対策の必要性が低いと思われるかもしれないが、7～9月は年間を通じて比較的降雨が強い時期であることを考慮すると、対策の可否は検討されるべきと考える。

図-6(c)、(d)においても、桜島から離れるにつれ、頻度が低くなっていく傾向が見られた。特に、半径20 kmの円周付近では、北、南東の格子点における頻度が0日となっており、北部、南東部および東部以外の方角の堆積日数は10日に満たない程度である。一方、東部の堆積日数はおよそ70日であり、図-6(a)における北東、東、南東以外の方角よりも頻度が高いことが分かる。図-6(c)、(d)の東部の対象となる格子点は、山間部にあり、民家も点在するため（図-7）、桜島から東へ20 km付近までは、降灰後土石流の対策が必要であると考えられる。なお、桜島から東部へ、25 km以上先では、降下火砕物の堆積頻度は30日に満たなかった。

4. おわりに

本研究では、2024年に桜島で大正噴火級の大规模噴火（火砕物の総噴出量6億 m³）が発生した場合を想定して、2024年の各日の鹿児島地方気象台におけるゾンデ観測の結果を用いて、中谷らの構築した降下火砕物シミュレーションを実施し、降下火砕物の堆積傾向の分析、複合災害の発生リスクおよびその対策の必要性について考察を行った。最大堆積深マップより、鹿児島県本土のほとんどの地域において、降下火砕物の交通への影響の検討が必要であることが分かった。また、降灰後土石流、家屋倒壊など、複合災害の発生リスクがある地域を考察し、今後詳細な検討が必要な範囲を抽出することができた。桜島からの距離、方角と火砕物の堆積頻度の関係の分析では、降灰後土石流対策の必要性について考察を行った。その結果、0.3 m以上の堆積は桜島の東側で生じる可能性が高く、桜島から20 km付近までは、降灰後土石流の対策の検討が必要であると考えられる。今後は、降下火砕物シミュレーションに用いるパラメータが解析結果に与える影響の検討、他の年の解析結果の蓄積、比較などを行い、降下火砕物の堆積傾向および複合災害のリスクをより正確に把握していきたいと考える。また、本論文では、降下火砕物の堆積量を基に複合災害の発生リスクを考察したが、今後は、火砕堆積物に占める軽石と火山灰の割合や災害要因（降雨や地形など）、GISデータ等の詳細な情報を考慮していきたい。

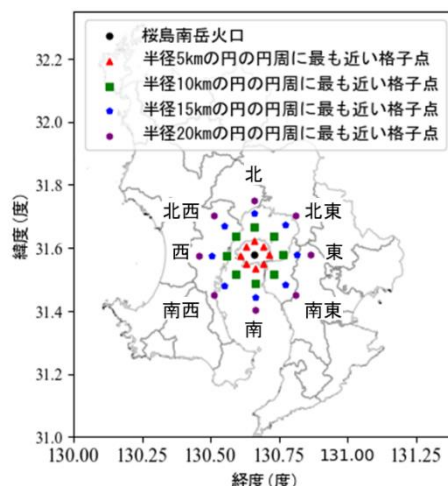
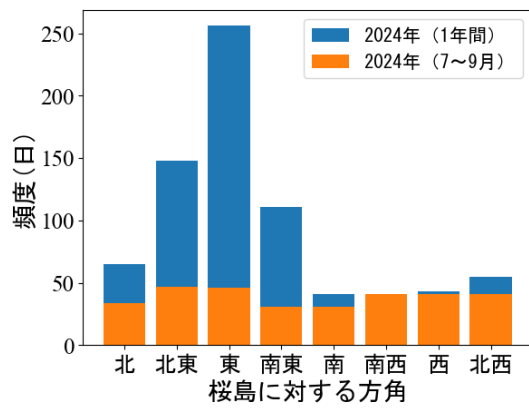
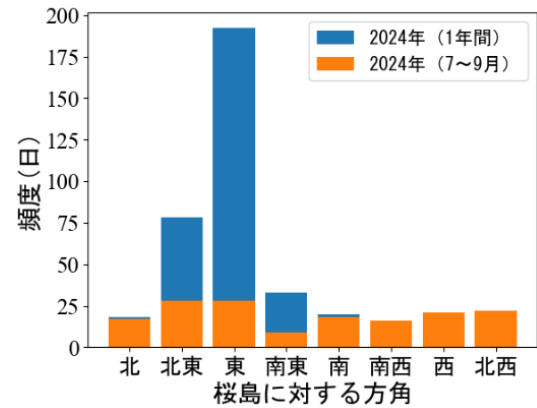


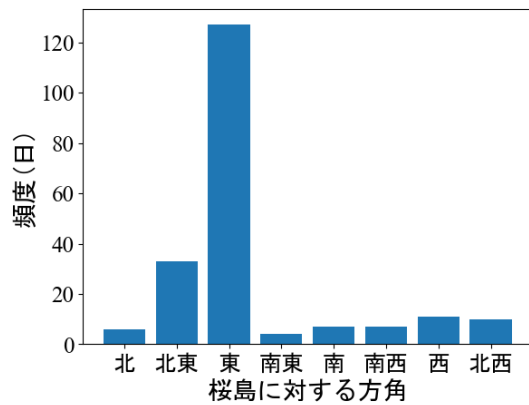
図-5 対象の格子点



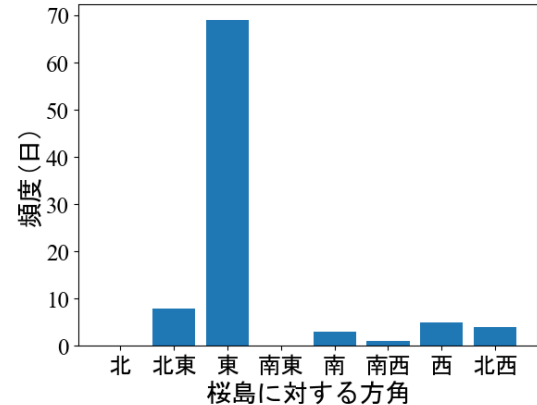
(a) 半径 5 km の円の円周付近



(b) 半径 10 km の円の円周付近



(c) 半径 15 km の円の円周付近



(d) 半径 20 km の円の円周付近

図-6 対象の格子点において堆積深 0.3 m 以上となる頻度を表すヒストグラム

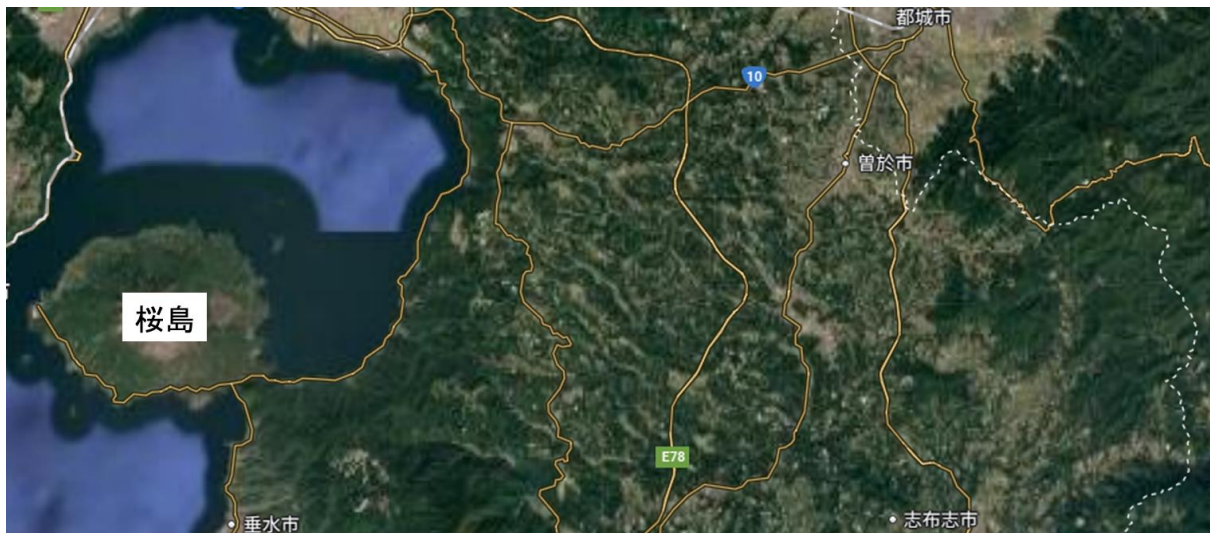


図-7 桜島の東側（大隅半島北部）(Google Maps に加筆)

謝辞：本研究に使用した降下火砕物シミュレーションのプログラムは、元鹿児島大学地域防災教育センターの特任研究員の中谷剛氏より提供いただきました。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) K. Yamamoto・T. Sonoda・T. Takayama・N. Ichikawa・T. Ohkura・S. Yoshikawa・H. Inoue・T. Matsushima・K. Uchida・M. Matsushima : Vertical Ground Deformation Associated with the Volcanic Activity of Sakurajima Volcano, Japan during 1996-2010 as Revealed by Repeated Precise Leveling Survey, Bull. Volcanol. Soc. Japan, Vol.58, No.1, pp.137-151, 2013
- 2) 井口正人・中道治久：桜島の大規模噴火を考える，自然災害科学 J. JSNDS, Vol.38, No.3, PP.279-345, 2019

- 3) 中谷剛・浅野敏之：1 年間にわたる風速場を考慮した桜島大規模噴火に対する降灰ハザードマップの作成，自然災害科学 J. JDNDS, Vol.40, No.S08, pp.175-189, 2021
- 4) 浅野敏之・長山昭夫・加古真一郎：火山噴火時の港湾 BCP 立案の基礎となる海域内降下火砕物の流動解析，土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.76, No.2, pp.I_1321-I_1326, 2020
- 5) T. Suzuki: A Theoretical Model for Dispersion of Tephra, Volcanism: Physics and Tectonics, edited by D. Shimozuru and I. Yokoyama, pp.95-113, 1983
- 6) T. Pfeiffer・A. Costa・G. Macedonio：A model for the numerical simulation of tephra fall deposits, Journal of Volcanology and Geothermal Resource 140, pp.273-294, 2005
- 7) S. Biass・A. Todde・R. Cioni・M. Pistolesi・N. Geshi・C. Bonadonna：Potential impacts of tephra fallout from a large-scale explosive eruption at Sakurajima volcano, Japan, Bull Volcanol, DOI 10.1007/s0045-017-1153-5, pp.73-79, 2017
- 8) L. Wilson・T.C. Huang：The influence of shape on the atmospheric settling velocity of volcanic ash particles, Earth and Planetary Science Letters, Vol.44, 311-324, 1979
- 9) 近藤一飛・多々納裕一・井口正人・田中博：火山灰輸送シミュレーションを用いた桜島における大規模火山噴火時の降灰リスク分析，平成 30 年度京都大学防災研究所研究発表講演会，A26, 2019
- 10) 山科健一郎：桜島火山 1914 年噴火の噴煙高度-目撃資料の検討，火山, Vol.44, No.2, pp.71-82, 1999
- 11) 気象庁 HP：入手先<https://www.data.jma.go.jp/stats/data/mdrr/man/data_u.html> (参照 2025.06.06)
- 12) 坂井佑介・上条孝徳・小林豊・田方智・木佐洋志：火山灰上の車両走行性能に関する現地実験，第 64 回平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，P2-093, pp.B-429-B-429, 2015
- 13) 田村圭司・山越隆雄・松岡暁・安養寺信夫：火山噴火後に土石流が発生した事例，土木技術資料 52-3, pp.34-39, 2010, 入手先<https://www.pwrc.or.jp/thesis_shouroku/thesis_pdf/1003-P034-039_tamura.pdf> (参照 2025.3.16)
- 14) 中央防災会議 災害教訓の継承に関する専門調査会：1914 年 桜島噴火 報告書，第 2 章，第 2 節，pp.40-62, 2011, 入手先<https://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1914_sakurajima_funka/pdf/05_chap02.pdf> (参照 2025.8.22)

データ同化過程における圧密パラメータの確率分布の変化

○小田和広¹・今村留衣²¹大阪産業大学 建築・環境デザイン学部²大阪産業大学 工学部

1. はじめに

地盤上に構造物を建設する際に最も悩ましいのは、建設に伴う地盤の変状を予測することである。地盤調査結果に基づく地盤挙動の予測モデルの決定に際しては、地盤調査結果のバラツキ、人為的なモデル化に関わる誤差などが存在する。したがって、唯一無二の予測モデルを決定することなどは不可能であろうと一般的に考えられてきた。

ところで、Lambe¹⁾は、地盤工学における予測を TYPE-A、-B と -C に区分した。TYPE-A 予測は工事が行われる前の地盤変状の事前予測、TYPE-B 予測は工事の途中でその後の工事による地盤変状の予測、TYPE-C 予測は工事の終了後の地盤の挙動の再現である。普通に考えれば、TYPE-A 予測の予測モデルは多数存在するが、TYPE-B 予測の過程で実測値との比較を通じ、再現性の低い予測モデルは淘汰されていく。この過程をデータ同化と見做すことは可能であろう。本研究ではこの考えを埋立人工島の建設に伴う完新世粘土層の圧密パラメータの決定方法に適用してみた。つまり、ニューラルネットワークを使って推定される多数の圧密パラメータの中から現地計測結果を適切に再現できるものの同定過程、特に、それぞれの圧密パラメータの“重み”とそれを使った確率分布について明らかにするとともに、同定された圧密パラメータとニューラルネットワークを使って推定されるそれとの関係について考察する。

2. データ同化における重みの定義

2.1 研究の流れ

本研究では、以下の手順にしたがって研究を進める。

- ① 解析対象の任意地点の圧密パラメータを推定できるモデルをニューラルネットワーク（以下、ANN）を用いて作成する。
- ② 推定モデルをつかって、沈下挙動の推定地点の圧密パラメータを推定する。その際、ANN の訓練データへの依存性を考慮し、999 ケースの推定を行う。土～水連成有限要素法を用い、応力-ひずみ関係には、教科書に掲載されているパイリニアの $e\text{-log}p'$ 関係を用いた。
- ③ 推定された 999 ケースの圧密パラメータを使った数値シミュレーションを実施する。数値シミュレーションは、教科書に掲載されている。
- ④ 999 ケースのシミュレーション結果に対し、データ同化アルゴリズムの中でも最も単純な Sequential Importance Sampling²⁾によってデータ同化を行う。
- ⑤ データ同化によって得られた各ケース毎の重みを確率として、圧密パラメータの確率分布について考察する。
- ⑥ 最後に、ANN によって推定された圧密パラメータの平均値の有用性について、沈下シミュレーションを通じて検証する。

ここで、誌面都合上、①～④については、文献^{3),4)}を参考にさせていただくとして、本論文では必要な内容だけを触れる。

2.2 データ同化における重み

本研究では、各時刻における計測値とシミュレーション結果との誤差を確率変数とする正規分布の確率密度関数を利用して近接度を重みとして表現する。

$$w_{i,j} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{e_{i,j}^2}{2\sigma^2}\right) \quad (1)$$

ここに、 $w_{i,j}$ は重み、 $e_{i,j}$ は i 番目の時刻歴における j 番目のシミュレーション結果に対する計測値との誤差、 σ は観測ノイズの標準偏差であり、本研究では 3.0cm を用いた。 $w_{i,j}$ を時刻歴に対して次式により幾何平均する。

$$W_j = \exp\left\{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(w_{i,j})\right\} \quad (2)$$

ここに、 W_j はデータ同化を行うすべての時刻における計測値に対する重み、 N はデータ同化を行う計測値の個数である。

重みの総和は 1.0 であるべきなので、 W_j を次式によって正規化する。

$$\tilde{w}_j = \frac{W_j}{\sum_{j=1}^m W_j} \quad (3)$$

ここに、 $\tilde{w}_j$ は j 番目のシミュレーション結果に対する正規化された重みであり、以下ではこれを単に“重み”と称す。 m はシミュレーションの総ケース数である。



図-1 ボーリング調査地点と沈下量を推定した地点

3. 研究対象

図-1 は解析に用いたボーリング調査地点（●）と圧密パラメータを推定した地点（KC-1, ●）を併せて示している。研究対象は大阪湾の神戸沖に建設された大規模埋立人工島である。滑走の維持管理のための沈下計測が埋立工事中から行われている KC-1 を研究対象とする。なお、KC-1 地点では地盤調査が行われていない。

図-2 は解析対象地点の地層構成を示している。図中、Ma13 は完新世の粘土層であり、Ma12~Ma9 はそれぞれ更新世の粘土層である。Ds1~Ds10 は更新統であり、主として、礫、砂で構成される。Ma13 は非常に軟弱であるため、護岸を安定させるために地盤改良を行う必要がある。改良工事の設計のため、図-1 に示すように多数の地盤調査が行われた。また、ターミナルビルや管制塔の建設のための地盤調査も行われた。図-2 から分かるように Ma-13 層と Ma-12 層の間の Ds-1~Ds-3 層はよく締め固まっており、支持層と見做された。したがって、ほとんどの地盤調査は Ma13 層のみ行われた。このため、本研究の対象は Ma13 のみとする。

表-1 は使用したデータセットの数を示している。データセットは既存の地盤調査における Ma13 の圧密試験結果のみを利用した。訓練データとして使用する地盤調査は 51 地点であり、529 個の圧密試験である。

図-3 は埋立履歴とデータ同化を行ったタイミングを示している。埋立ては 2000 年の 8 月から行われ、2004 年の 4 月に終了している。最大埋立て荷重は約 400kPa である。先に述べたように、既往の研究においてデータ同化の期間やノイズの影響について考察を行った。その結果と本研究の目的を鑑み、データ同化は埋立初期から最終的な埋立段階に入る直前の 2003/10/21 まで行うこととし、データ同化の影響が顕著になるようにノイズの標準偏差は 3cm とした。

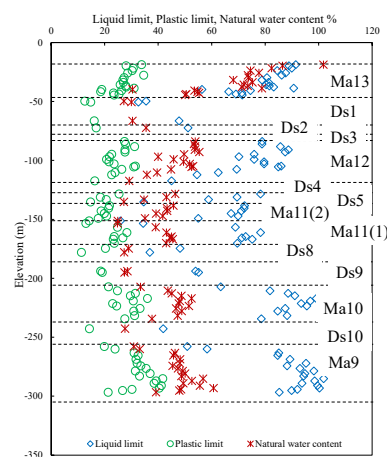


図-2 解析対象地点の地層構成

表-1 使用したデータセットの数

地盤調査数	51
段階荷重圧密試験の数	529
訓練に用いたデータ数	5566

4. ニューラルネットワークによる圧密パラメータの推定

図-4 は圧縮指数の推定結果を示している。図中の○は KC-1 近傍で行われた圧密試験結果である。圧密試験から得られた圧縮指数はバラツキが大きい、全体的な傾向として、海底面から深度 15m 程度まではほぼ 1.0 で深度方向に変化しない。その後、深度 25m 程度までは深くなるほど大きくなり、1.5 を超える場合もある。さらに、深くなると急激に減少し、深度 30m 程度では約 0.7 となる。ANN による推定結果は、95%信頼区間が試験結果の範囲にはほぼ入っていることから、適切に圧縮指数の分布を再現できていると考えられる。

図-5 は圧密降伏応力の推定結果を示している。図中の○は KC-1 近傍で行われた圧密試験結果である。圧密試験から得られる圧密降伏応力は深くなるほど単調に増加している。また、バラツキも深くなるほど増加している。なお、深

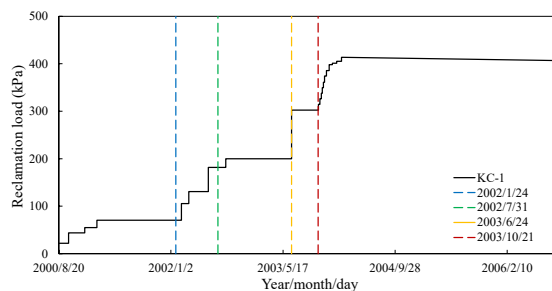


図-3 埋立履歴とデータ同化を行ったタイミング

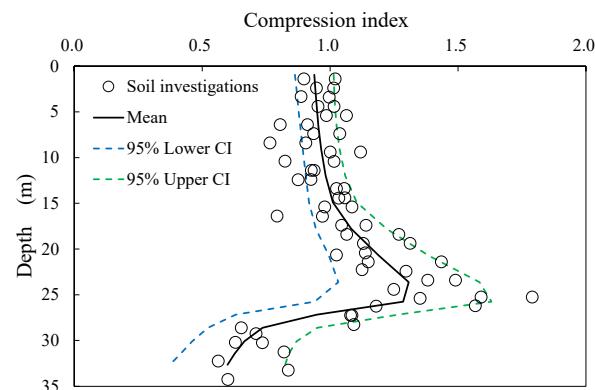


図-4 圧縮指数の推定値²⁾

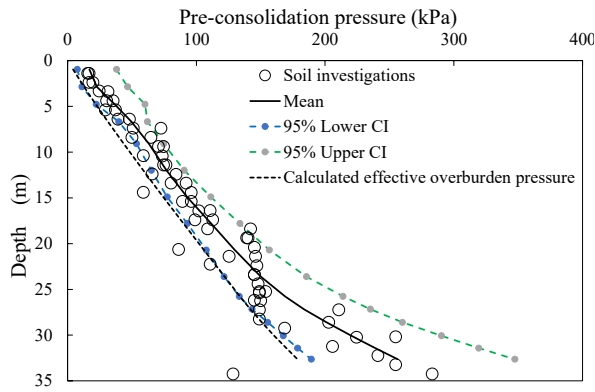


図-5 圧密降伏応力の推定値²⁾

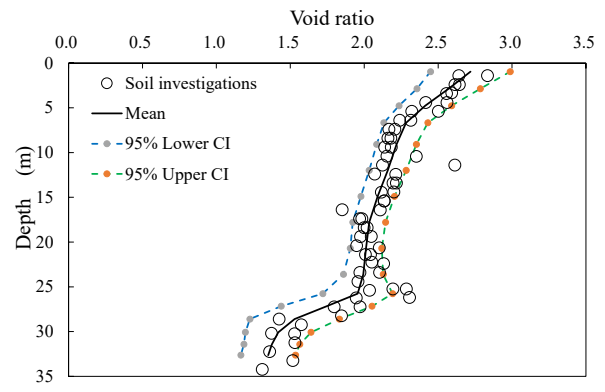


図-6 間隙比の推定値²⁾

度約 18m～27m で圧密降伏応力がほぼ一定になるが、これは段階載荷圧密試験における圧密降伏応力の決定に起因している。圧縮指数と同様に、圧密降伏応力も ANN による推定結果の 95%信頼区間は試験結果の範囲にはほぼ入っていることから、適切に分布を再現できていると考えられる。

図-6 は間隙比の推定結果を示している。図中の○は KC-1 近傍で行われた圧密試験結果である。地盤調査における間隙比は深くなるほど単調に減少している。海底面付近では 2.5 を超えるが、深度約 10m では約 2.1 まで減少する。その後、深度約 25m までは約 1.9 まで緩やかな減少となる。深度約 25m よりも深くなると再び急激に減少し、深度約 30m を超えると約 1.3 程度になる。間隙比も ANN による推定結果の 95%信頼区間は試験結果の範囲にはほぼ入っていることから、適切に分布を再現できていると考えられる。

図-7 は透水係数の推定結果を示している。ただし、推定した透水係数は圧密試験の各段階の最大値である。図中の○は KC-1 近傍で行われた圧密試験結果である。透水係数は深度が深くなるにつれて単調に減少している。ANN による推定値はやや小さめであるが試験結果の範囲の中には入っている。この点から、透水係数も適切に深度分布を再現できていると考えられる。

以上、ANN によって圧密パラメータの深度分布を適切に推定できる、但し、推定値は決定的な唯一として与えられず、各推定ケース毎に試験結果の範囲内でバラつくため、統計学的な処理が必要となる。

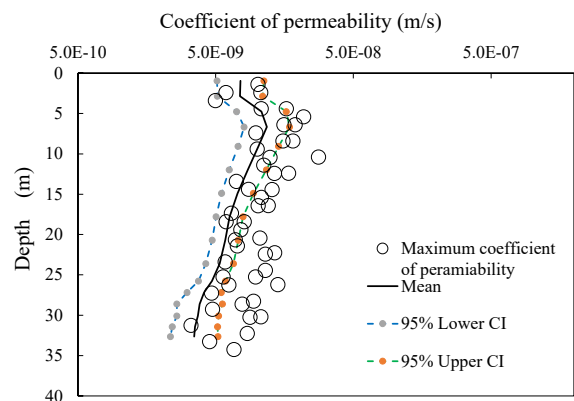


図-7 透水係数の推定値²⁾

5. データ同化に基づく圧密パラメータの確率分布

5.1 データ同化結果

4. で示した ANN による 999 ケースの圧密パラメータの推定結果それぞれについて有限要素法によるシミュレーションを行い、それら 999 ケースの結果に対してデータ同化を行う。図-8 はシミュレーションに用いた解析モデルを示している。サンドドレーンによる地盤改良が行われていることから、地盤中の間隙水は水平方向に移動し、サンドドレーン部分から排水される。この効果を再現するために軸対称としてモデル化し、サンドドレーンに相当する部分を排水条件とした。また、サンドドレーンは Ds-1 層 (図-2 参照) に到達していないので、不貫通部分は非排水条件とした。鉛直方向には 16 分割し、それぞれの要素の中心の座標位置に対応する圧密パラメータを推定モデルによって設定した。

図-9 は沈下量の経時変化におけるデータ同化による重み付き平均と現地計測結果の比較を示している。また、図中には、シミュレーションの最大値と最小値、95%信頼区間の上限値と下限値を併せて示している。最大値と最小値は当然であるが、95%信頼区間の上限値と下限値の間にも大きな差がある。この原因は、各推定ケース毎の圧密パラメータの違いに起因している。ただし、データ同化によって決定された重

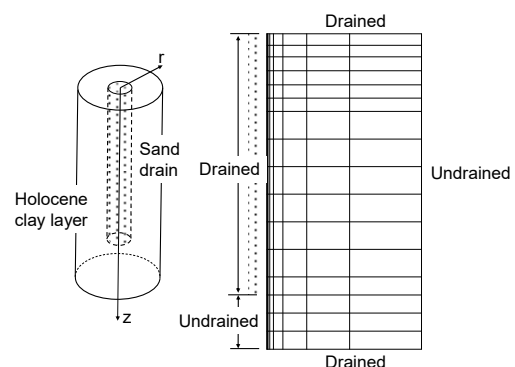


図-8 解析モデル

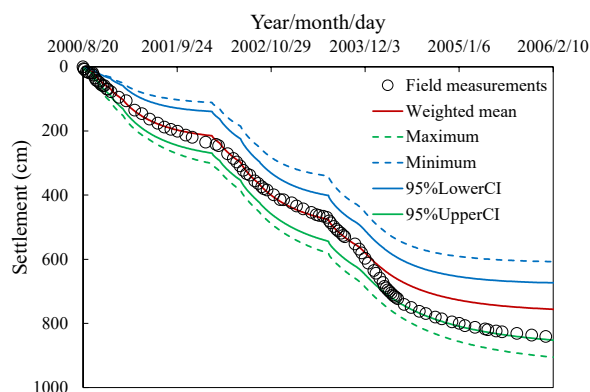


図-9 沈下量の経時変化におけるデータ同化による重み付き平均と現地計測結果の比較

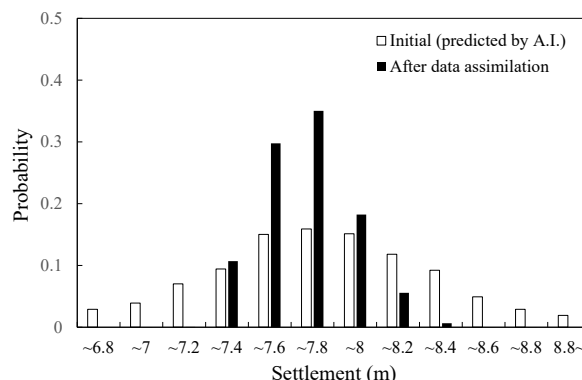


図-10 最終沈下量の確率分布とデータ同化後のその比較

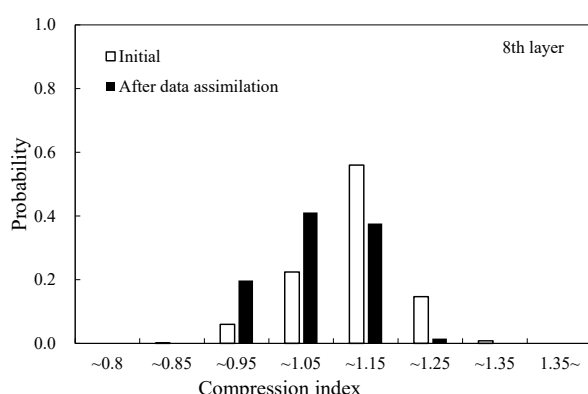


図-11 圧縮指数の確率分布

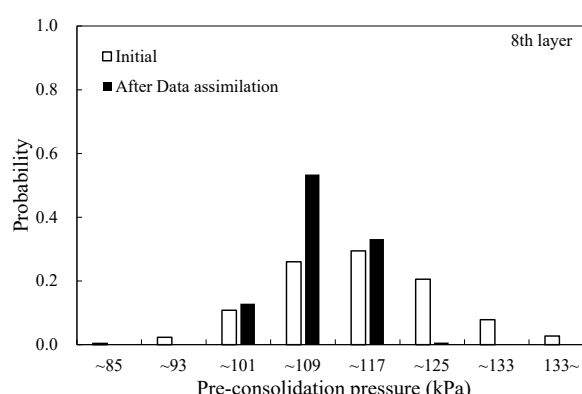


図-12 圧密降伏応力の確率分布

みを用いた重み付き平均は 2003/12 頃までは現地計測結果とほぼ一致している。これは、2003/10/21 までデータ同化を行っているためであり、また、このことはデータ同化が適切に行えていることを示している。なお、これ以降、重み付き平均と現地計測結果の差が顕著になるのは、研究対象である Ma13 の圧密特性以外に起因する原因であると考えられることから、Ma12 以深の洪積粘土層の沈下の影響を無視し得なくなったためであると考えられる（図-2 参照）⁹⁾。

図-10 はシミュレーションにおける最終沈下量の確率分布とデータ同化後のその比較を示している。最終沈下量はシミュレーションにおける沈下量の確率分布が緩やかな釣り鐘型であるのに対し、データ同化後は確率分布の裾野が狭まり、分布形状はシャープになっている。現地計測結果との差が小さいほど重み（確率）が大きく、逆に差が大きくなるほど重み（確率）がゼロに近づくような処理が適切に行えている。なお、シミュレーションにおける確率分布が釣り鐘型であるのは、推定した圧密パラメータの分布も釣り鐘型であることを示唆している。また、シミュレーションによる沈下量の平均が 7.75m であり、重み付き平均が 7.66m と大差はない。つまり、シミュレーション結果の確率分布とデータ同化後のその形状は何れも対称形でほぼ同じ中心軸を持ち、尖度のみが異なっている。

5.2 圧密パラメータの確率分布

図-11 は解析モデルの上から 8 層目における圧縮指数の確率分布を示している。ANN による予測の段階の分布形状とデータ同化後のそれは何れもほぼ対称な釣り鐘型であり、データ同化後の分布の方が若干尖度が小さくなっている。また、分布形状の中心軸に対応すると考えられる圧縮指数の値もデータ同化後の方が多少小さくなっている。

図-12 は解析モデルの上から 8 層目における圧密降伏応力の確率分布を示している。ANN による予測の段階から釣り鐘型の分布であったものがデータ同化によってより尖度が大きくなっている。ただし、両者の分布形状において分布がピークになるときの圧密降伏応力の値は、データ同化後も ANN による推定の段階からほとんど変化していない。

図-13 は解析モデルの上から 8 層目における間隙比の確率分布を示している。ANN による推定の段階の分布形状とデータ同化後のそれにはほとんど違いがない。

以上のことから、ANN による圧密パラメータの推定値は平均値を対称軸にする釣り鐘型の確率分布を与える。圧密パラメータのうち、データ同化によって確率分布の尖度が明瞭に大きくなるのは圧密降伏応力のみであり、それ以外の圧縮指数や間隙比の確率分布はほぼ変化しない。つまり、圧縮指数や間隙比については、誤差ではなく誤差率を用いるとかノイズの標準偏差をより小さくするなど、データ同化の方法を変えない限り、ANN による推定値の確率分布よりも尖度が

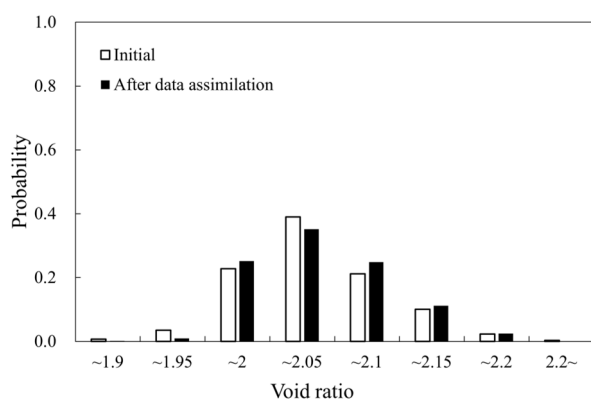


図-13 間隙比の確率分布

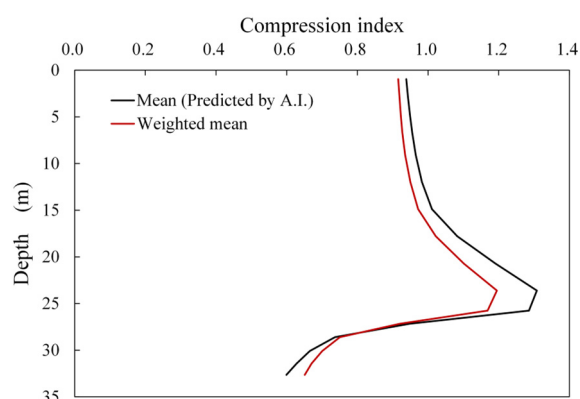


図-14 圧縮指数の平均値と重み付き平均の深度分布

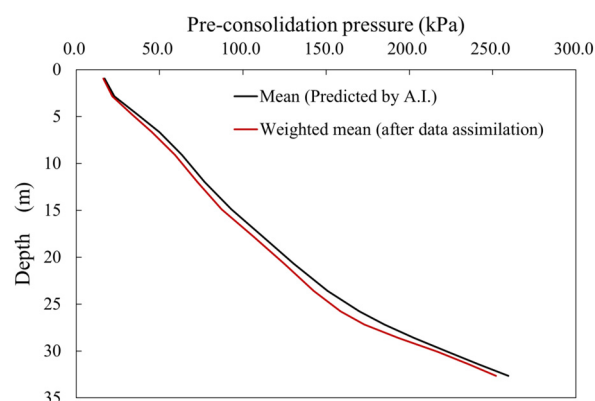


図-15 圧密降伏応力の平均値と重み付き平均の深度分布

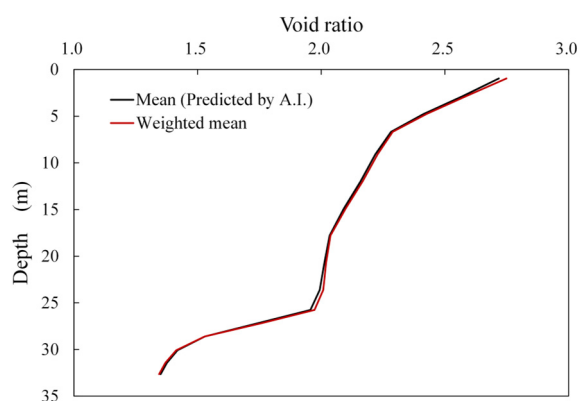


図-16 間隙比の平均値と重み付き平均の深度分布

大きくなることはないと考えられる。なお、ANN による推定値の平均値とデータ同化後の確率分布のピークにおける値はほぼ一致する。

5.3 圧密パラメータの深度分布

図-14 は ANN によって推定された圧縮指数の平均値の深度分布とデータ同化による重み付き平均の深度分布を示している。重み付き平均の方が深度約 25m 以前において多少小さい。

図-15 は ANN によって推定された圧密降伏応力の平均値の深度分布とデータ同化による重み付き平均の深度分布を示している。両者に違いはなく、一致している。

図-16 は ANN によって推定された間隙比の平均値の深度分布とデータ同化による重み付き平均の深度分布を示している。両者に違いはほぼない。

以上のように、圧密パラメータの重み付き平均は、ANN による推定値の算術平均とほぼ一致している。

6. 沈下予測のための圧密パラメータ

ANN による圧密パラメータの推定値の算術平均はデータ同化によって得られた重みを使った重み付き平均とほぼ一致することから、ANN による圧密パラメータの推定値の算術平均を用いれば、沈下挙動を再現できると考えられる。表-2 はそれを検証するための解析ケースを示している。ケース SPAEAI999 は人工知能によって推定した 999 通りの圧密パラメータの平均値を用いたシミュレーション、ケース ASPEAI999 は人工知能によって推定した圧密パラメータを用いた 999 通りのシミュレーション結果の平均、ケース WASPEAI999 はデータ同化による重みを用いた 999 通りのシミュレーション結果の重み付き平均である。このうち、WASPEAI999 は現場計測結果が得られないと求めることはできないが、SPAEAI999 と ASPEAI999 は人工知能によって推定した圧密パラメータのみを用いているので、現場計測が行われていない施工前に実行可能である。さらに、SPAEAI999 は一ケースのシミュレーションであるが、ASPEAI999 は 999 個のシミュレーションが必要であり、計算の負担が大きい。

図-17 は沈下量の経時変化における 3 ケースの解析結果と計測結果の比較を示している。何れのケースもほとんど違いがない。また、何れのケースも現地計測結果とほぼ一致している。つまり、人工知能によって推定した 999 ケースの圧密パラメータの平均値を用いたシミュレーション (SPAEAI999) は KC-1 地点における沈下挙動を予測出来ることを示して

表-2 解析ケース

ケース名	SPAELI999	ASPEAI999	WASPEAI999
解析の説明	推定した 999 通りの圧密パラメータの平均値を用いたシミュレーション	推定した圧密パラメータを用いた 999 通りのシミュレーション結果の平均	データ同化による重みを用いた 999 通りのシミュレーション結果の重み付き平均

いる。従来、圧密試験結果から圧密パラメータを決定し、それらを使って圧密沈下予測が行われてきた。予測結果と実際の沈下予測は一致しないというのが一般的な認識であり、予測と実際との違いをどの程度見積もり、工事における問題を回避することが技術者の腕の見せどころとされてきた。それは、図-4~7 で示した圧密試験結果から、圧密沈下挙動を再現する適切な圧密パラメータの深度分布、しかも唯一決定することが非常に困難であることは容易に想像できよう。であるからこそ、経験を積んだ技術者の価値があった。しかし、ニューラルネットワークを使えば、圧密沈下挙動を的確に予測する圧密パラメータを統計学的に精度良く推定することは可能である。すなわち、人工知能がベテラン技術者の代理となる時代が迫ってきているのであろう。

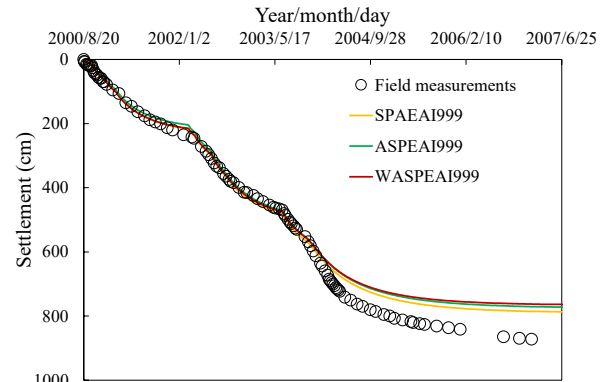


図-17 3 ケースの解析結果と計測結果の比較

7. まとめ

本研究では、ニューラルネットワークによって圧密パラメータの推定を行った。推定された圧密パラメータを使った圧密沈下のシミュレーション結果を現地計測を使ってデータ同化することによって、推定された圧密パラメータの確率がデータ同化によってどの様に変化するのかについて考察した。以下に本論文から得られた主な知見をまとめる。

1. ニューラルネットワークによって推定された圧密パラメータは、推定された時点で対称な釣り鐘型の確率分布を持つ。
2. データ同化を通じて、確率分布が大きく変化したのは、圧密降伏応力のみである。
3. ニューラルネットワークによって推定された圧密パラメータの平均値は、データ同化後の重み付き平均と大きな違いはない。
4. ニューラルネットワークによって推定された圧密パラメータの平均値によって、検討対象地点の圧密沈下挙動は予測出来る。

最後に、論文では、圧密パラメータの決定方法について言及したが、筆者はニューラルネットワークによって、一軸圧縮強度から現地盤の設計強度を決定する方法についても提案している⁶⁾。今後とも地盤工学における人工技術の展開に寄与していきたい。

参考文献

- 1) T. W. Lambe: Predictions in soil engineering, Geotechnique, 23, 2, pp.149-202, 1973.
- 2) 樋口知之：予測にいかす統計モデリングの基本， 25-120，講談社， 2011.
- 3) K. Oda, S. Yamamoto, M. Kondo and T. Inui: Availability of deep learning for estimation of consolidation properties of Holocene clays in Osaka Bay, Proceedings of the 7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 2024.
- 4) 小田和広，乾徹：埋立人工島の建設における沈下量管理に対するデータサイエンスの活用 の考察，第 64 回地盤工学シンポジウム論文集， 82-87，2024.
- 5) 長谷川憲孝，松井保，田中泰雄，高橋嘉樹，南部光広：神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動，土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, 780-792, 2006.
- 6) 小田和広：ニューラルネットワークによる沖積粘土層の地盤情報の推定とその活用，地盤工学会誌， 67, 6, 24-87, 2019.

セッション 4

地下水地盤環境・地下水利用

モニタリングデータからみた大阪平野とその周辺地域における 地下水の水質汚濁状況

○伊藤浩子¹・長濱智子²・川内嘉起³・水谷光太郎¹・勝見武⁴

¹（一財）GRI 財団・²大阪府環境農林水産部・³国土交通省近畿地方整備局・⁴京都大学

1. はじめに

大阪平野とその周辺地域では、産官学の連携組織である「地下水地盤環境に関する研究協議会」が地下水地盤環境に関する情報を一元管理し、必要な情報を随時提供して工事施工や調査研究に有効利用できるよう、これまで約 30 年にわたり活動を続けてきた。水循環基本法に基づいて地域ごとに水循環に対する具体的な施策が進められる中で、本協議会が中心となって長年継続してきた各機関の連携体制や地下水研究に対する取り組みは、今後ますます重要な位置を占めるようになると思われる。本報告では「地下水地盤環境に関する研究協議会」が継続的に収集・整理している地下水の水質データのうち、大阪府における地下水の水質汚濁の常時監視の結果について整理した。

なお本報告は、地下水地盤環境に関する研究協議会に設置されている「地下水質と地盤環境に関する研究委員会」の活動成果の一部について紹介するものである。

2. 地下水の水質汚濁状況の常時監視

都道府県及び同法政令で定める市は、水質汚濁防止法第 15 条第 1 項および第 2 項に基づき、公共用水域及び地下水の水質の汚濁の状況を常時監視している。同法第 16 条の測定計画等に基づいて実施された地下水の水質測定の結果は、都道府県が取りまとめて環境省に報告している。地下水の水質汚濁に係る環境基準項目（28 項目）及び基準値を表-1 に示す。地下水の調査は、その目的によって以下の①～③に分類されている¹⁾。

- ① 地域の全体的な地下水質の状況を把握するための概況調査
- ② 発見された汚染の範囲を確認するための汚染井戸周辺調査
- ③ 過去に汚染が確認された地域において継続的に監視するための継続監視調査

環境省が取り纏めた令和 5 年度の測定結果¹⁾によると、①の概況調査では、全国 2,785 本の井戸のうちいずれかの項目で環境基準超過がみられた井戸は 142 本で、環境基準超過率（何らかの項目で環境基準を超過した井戸数／全調査井戸数）は 5.1%、硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素の環境基準超過率が最も高く 2.2%であった。②の汚染井戸周辺調査では、全国 842 本の井戸のうちいずれかの項目で環境基準超過が見られた井戸は 106 本、基準値超過が最も多い項目は砒素で（43 本）、次いでふっ素（27 本）、硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素（21 本）であった。③の継続監視調査では、全国 3,875 本の井戸のうちいずれかの項目で環境基準超過がみられた井戸は 1,609 本、基準値超過が最も多い項目は硝酸性窒素等で（538 本）、次いで砒素（365 本）、テトラクロロエチレン（255 本）であった。環境基準超過率は、砒素が最も高く 61.1%（調査数 597 本、超過数 365 本）、次いでふっ素が 44.7%（調査数 403 本、超過数 180 本）、硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素が 39.1%（調査数 1,377 本、超過数 538 本）、六価クロムが 26.8%（調査数 127 本、超過数 34 本）、ほう素が 25.3%（調査数

表-1 地下水の水質汚濁に係る環境基準項目及び基準値¹⁾
(令和 5 年度末時点)

項 目	基 準 値
カドミウム	0.003 mg/L 以下
全シアン	検出されないこと
鉛	0.01 mg/L 以下
六価クロム	0.02 mg/L 以下
砒素	0.01 mg/L 以下
総水銀	0.0005 mg/L 以下
アルキル水銀	検出されないこと
PCB	検出されないこと
ジクロロメタン	0.02 mg/L 以下
四塩化炭素	0.002 mg/L 以下
クロロエチレン（別名塩化ビニル又は塩化ビニルモノマー）	0.002 mg/L 以下
1,2-ジクロロエタン	0.004 mg/L 以下
1,1-ジクロロエチレン	0.1 mg/L 以下
1,2-ジクロロエチレン	0.04 mg/L 以下
1,1,1-トリクロロエタン	1 mg/L 以下
1,1,2-トリクロロエタン	0.006 mg/L 以下
トリクロロエチレン	0.01 mg/L 以下
テトラクロロエチレン	0.01 mg/L 以下
1,3-ジクロロプロペン	0.002 mg/L 以下
チウラム	0.006 mg/L 以下
シマジン	0.003 mg/L 以下
チオベンカルブ	0.02 mg/L 以下
ベンゼン	0.01 mg/L 以下
セレン	0.01 mg/L 以下
硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素	10 mg/L 以下
ふっ素	0.8 mg/L 以下
ほう素	1 mg/L 以下
1,4-ジオキサン	0.05 mg/L 以下

Characteristics of groundwater quality composition in the Osaka Plain and surrounding areas based on monitoring data

Hiroko Ito¹, Tomoko Nagahama², Yoshiki Kawauchi³, Kotaro Mizutani¹, Takeshi Katsumi⁴ (¹Geo-Research Institute, ²Osaka Prefectural Government, ³Ministry of Land, Infrastructure and Transport, ⁴Kyoto University)

KEY WORDS: Groundwater quality composition, Monitoring data, Osaka Prefecture

162本、超過数41本)、総水銀が23.7%(調査数76本、超過数18本)と続く。一方、有機塩素化合物(VOC)では、最も大きいテトラクロロエチレンで17.7%(調査数1,441本、超過数255本)、トリクロロエチレンで10.7%(調査数1,516本、超過数162本)、クロロエチレンと1,2-ジクロロエチレンで6.6%(それぞれ調査数1,280本、超過数85本;調査数1,401本、超過数92本)であった。それ以外の項目では1%未満であり、調査井戸本数は多いが、環境基準超過の井戸の割合は低い傾向がみられる。

3 大阪府内における地下水の水質汚濁状況

3.1 基準値超過および検出状況の概要

令和5年度における大阪府での調査結果は「令和5年度大阪府域河川等水質調査結果報告書」(大阪府, 2025)²⁾として公表されている。概況調査の結果(図-1(a))では、測定された66本の井戸のうち環境基準を超過したのは1本(クロロエチレン: 0.0026mg/L)のみであった。環境基準値未満で検出された井戸本数は、硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素が51本、ほう素が47本、ふっ素が40本で突出して多く、その他の項目は0~2地点である。

継続監視調査の結果(図-1(b))では、測定された106本の井戸のうち環境基準値を超過した地点が延べ69本、基準値未満で検出された井戸は延べ90本である。その内訳は有機塩素化合物(VOC)が突出して多く、VOCに分類される11項目の基準値超過の合計は延べ49本、検出数は延べ69本であり、特にクロロエチレン、1,2-ジクロロエチレン、トリクロロエチレン、テトラクロロエチレンが多い。重金属等ではほう素が最も多く基準値超過5地点、検出4地点、次いで砒素が多く、基準値超過6地点、検出1地点である。硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素は基準値超過が6地点、検出が12地点である。

次に、令和5年度に調査が実施された井戸の市町村を以下の5つの地域に区分して、地域ごとの環境基準値超過および検出の傾向を示す。

- ・北摂：高槻市・茨木市・吹田市・池田市・豊中市
- ・東大阪：交野市・四條畷市・守口市・寝屋川市・大東市・八尾市・枚方市・門真市
- ・西大阪：大阪市
- ・泉北：堺市・羽曳野市・松原市・藤井寺市・柏原市
- ・泉南：貝塚市・岸和田市・熊取市・泉佐野市・泉大津市・大阪狭山市・富田林市・和泉市

各地域の継続監視調査の総地点数を図-2(a)に示す。東大阪が最も多く37地点で、北摂が25地点、泉南が23地点、泉北が13地点、西大阪が8地点である。

有機塩素化合物(VOC)の基準値超過および検出地点(VOC11項目の延べ地点数)を図-2(b)に示す。北摂が最も多く基準値超過の井戸は延べ28本、検出井戸が延べ26本、次いで東大阪が多く基準値超過の井戸が延べ8本、検出井戸が延べ22本、泉南では基準値超過の井戸が延べ4本、検出井戸が延べ11本、泉北では基準値超過の井戸が延べ5本、検出井戸が延べ9本、西大阪では基準値超過の井戸が延べ4本、検出井戸が1本である。都道府県等が調査している汚染源の特定等の調査を環境省がとりまとめた結果¹⁾によると、VOCの汚染原因は95%が「工場・事業場」(排水・背景・原料等)であり、表層付近からの人為汚染である。

硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素の基準値超過および検出地点は泉南で最も多く、基準値超過の井戸が4本、検出井戸が9本、泉北で基準超過の井戸が2本、検出井戸が1本、北摂と西大阪で検出井戸がそれぞれ1本であり、泉南地域での硝酸性窒素等の汚染が多いことがわかる(図-2(c))。硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素の汚染原因としては、「過剰な施肥」が95%、「生活排水の地下浸透」が41%、「家畜排せつ物の不適正処理」が40%である¹⁾。その他の汚染原因としては施設(貯油

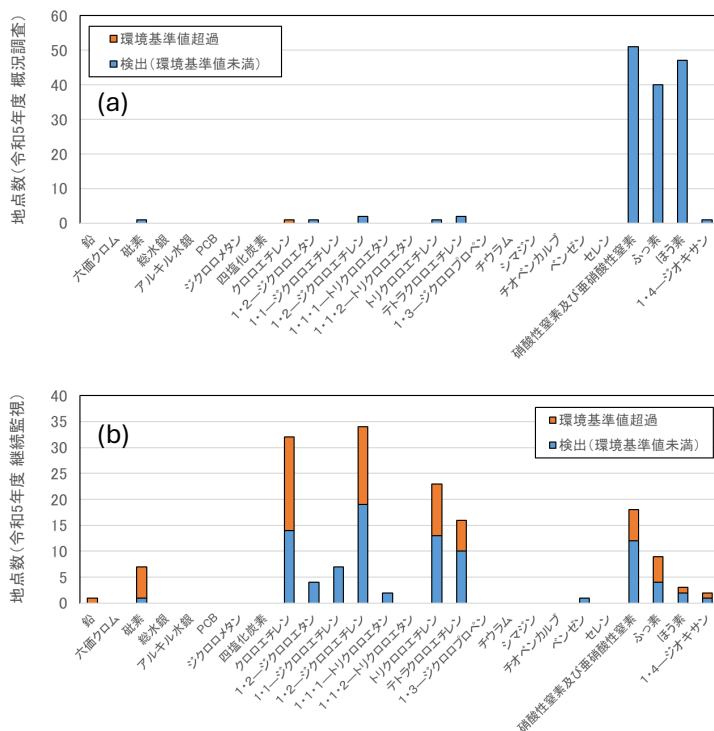


図-1 大阪府の概況調査(a)および継続監視調査(b)の基準超過および検出地点数(令和5年度)

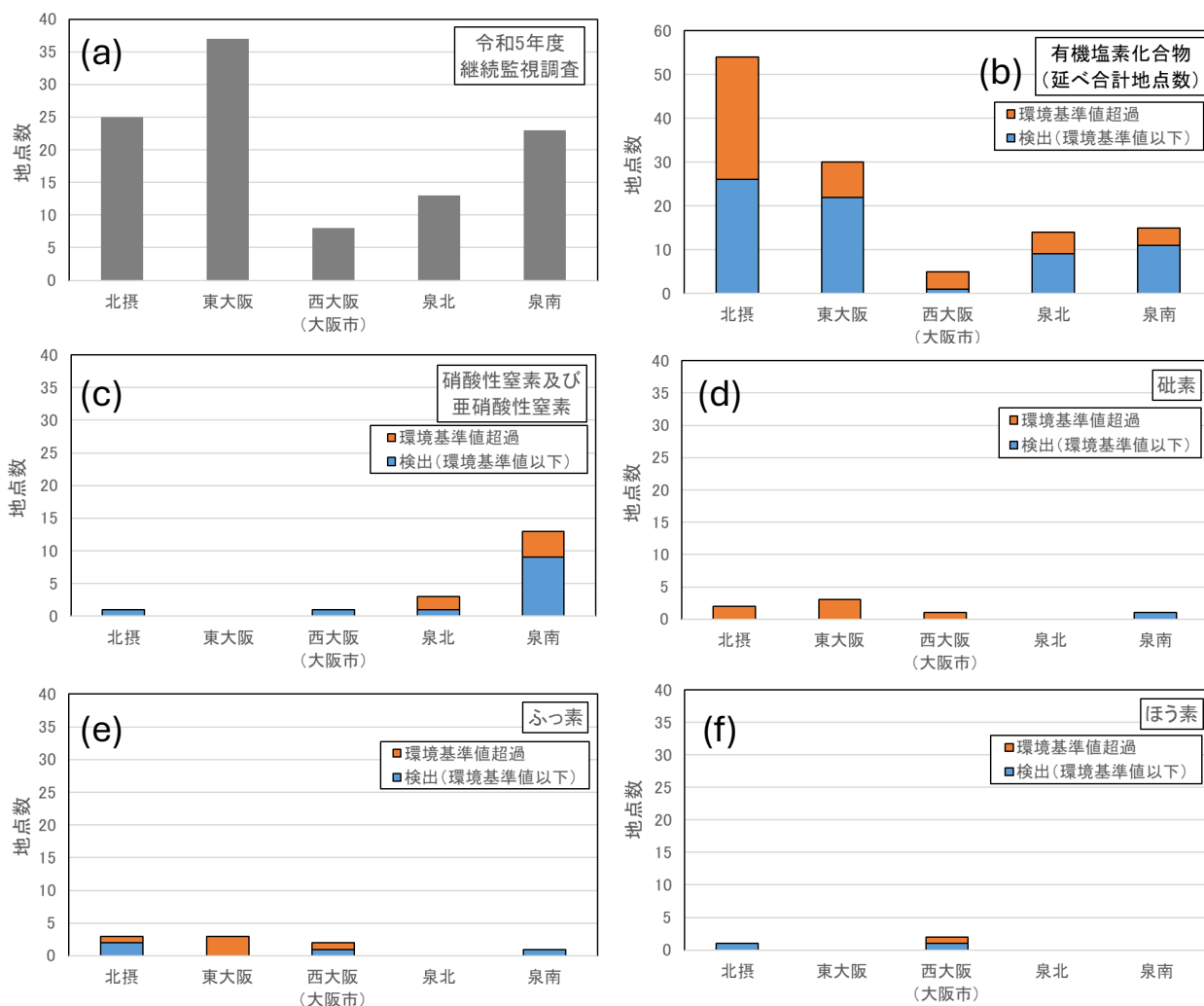


図-2 大阪府の継続監視調査による基準超過および検出地点数（地域ごと）（令和5年度）

タンク等）が挙げられているものの、汚染原因の多くが農業や家畜、人の生活排水などに起因する。

砒素については、基準値超過の井戸は北摂・東大阪・西大阪でそれぞれ2本、3本、1本、検出井戸は泉南で1本、基準値超過井戸での砒素濃度は0.014～0.081mg/L（基準値：0.01mg/L）である。ふっ素については、基準値超過の井戸は北摂・東大阪・西大阪でそれぞれ1本、3本、1本、検出井戸は北摂・西大阪・泉南でそれぞれ2本、1本、1本で、基準値超過井戸のふっ素濃度は門真市東田町で15mg/Lであるが、それ以外の地点は0.82～1.6mg/Lと基準値の2倍の範囲内である（基準値：0.08mg/L）。ほう素については、基準値超過の井戸は西大阪で1地点、検出井戸は北摂と西大阪でそれぞれ1本、基準値超過井戸は大阪市此花区島屋で2.4mg/Lである（基準値：0.1mg/L）。これらの重金属等の汚染事例では「自然的要因」が85%、「工場・事業場」が12%、「廃棄物」が2%であり、環境省のとりまとめによると多くの基準値超過が自然由来であるとされる¹⁾。大阪平野では、沖積層中に自然由来の基準不適合土（主に海成粘土層のMa13層）の存在が報告されており（伊藤・勝見，2020）³⁾、土壌汚染対策法に基づく自然由来特例区域（主に大阪市内）の土壌溶出量試験の結果は、砒素では概ね基準値の10倍、ふっ素では基準値の3倍、ほう素では基準値の3倍までの範囲内にあることが報告されている（伊藤・勝見，2020）³⁾。また北摂地域の山地に分布する丹波帯の泥岩などにも、砒素をはじめとする重金属等の含有量が高い傾向がある（Even et. al., 2017）⁴⁾。これらの地質学的なバックグラウンドをふまえると、大阪府の地下水に含まれる砒素・ふっ素・ほう素のうち、特に基準超過の程度が小さく周辺に汚染源となり得る施設がない場合は、自然由来である可能性が高いと考えられる。

3.2 有機塩素化合物（VOC）の濃度と井戸深度

次に、有機塩素化合物（VOC）について地域ごとに濃度と井戸深度の関係を整理した（図-3）。ここでは令和5年度の継続監視調査の結果をもとに、基準値超過および検出地点数が多いクロロエチレン，1,1-ジクロロエチレン，1,2-ジクロロエチレン，トリクロロエチレン，テトラクロロエチレンの5項目を対象とした。井戸深度の情報は大阪府（2025）²⁾に記

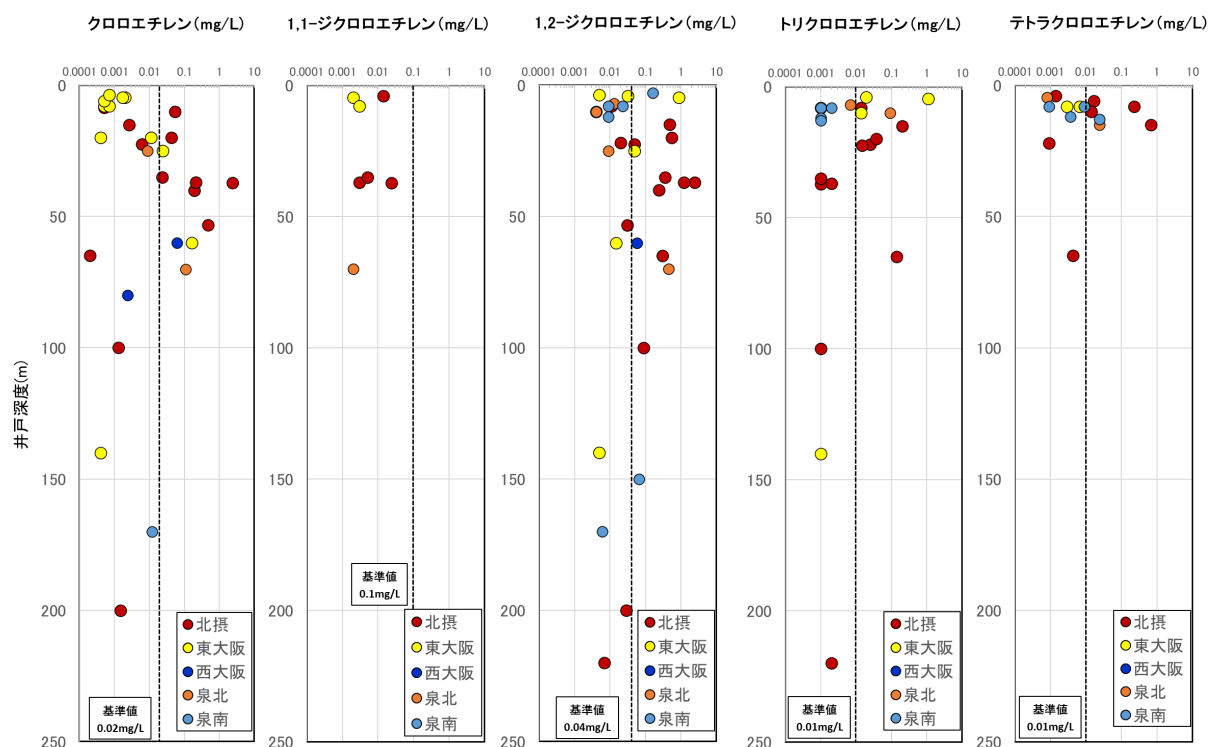


図-3 大阪府の継続監視調査による VOC の濃度と井戸深度（地域ごと）（令和 5 年度）

載されている数値を用いたが、ストレーナの設置深度ではないため厳密な採水深度は明らかでない。採水目的で構築された井戸の場合は、採水量を増やすために複数の帯水層にストレーナが設置されている（マルチスクリーン井戸）ことも多い。つまり、複数の帯水層からの地下水が混合した試料の分析値である可能性もあることに留意が必要である。

前述の通り、一般に VOC の汚染源は表層付近であると考えられるが、図-3 に示すように深井戸（一般には被圧地下水を取水する井戸で⁵⁾、大阪平野では深度 20～30m 程度）で検出されている地点も多く、特にクロロエチレン、1,2-ジクロロエチレン、トリクロロエチレンでは、深度 200m を超える井戸でも検出されている。テトラクロロエチレンは嫌気的条件下ではトリクロロエチレン、ジクロロエチレン、クロロエチレンへと分解するため、経時的に分解生成物が生成されるが、地中で分解される VOC の量はわずかで 10～20 年前の汚染でも高濃度のまま維持されている場合が多い⁶⁾。また、VOC は水より重く、粘性や表面張力が小さいため、不飽和層中で汚染源から下方やほぼ垂直に浸透する。さらに不飽和層から地下水面に到達すると土粒子の間隙から地下水面下へ浸透し、帯水層の間隙率が大きい場合は粒子状に土粒子の間隙を通してより深部へ移動する⁹⁾。このように、VOC の分解や移流拡散により、時間の経過とともに卓越する汚染物質が変化しながら、深層地下水まで汚染が拡散している可能性が示唆される。また、井戸構造に起因して深部に汚染が拡散する可能性もあると推察される。このように、表層付近の人為汚染が地下深部まで拡散する可能性があることに留意し、表層付近だけでなく深層地下水の健全性についても継続的に監視していく必要がある。また、大阪平野のように複数の帯水層が連続的に分布する地域では、帯水層ごとの水質を明確に把握するために、今後は単一の帯水層にストレーナを設置した観測井による継続的なモニタリングが必要である。

3.3 有機塩素化合物（VOC）の経時変化の一例

次に、VOC の基準値超過および検出地点が最も多かった北摂地域を一例として、特に基準値超過や検出件数が多いテトラクロロエチレン、トリクロロエチレン（ともに基準値：0.01mg/L）、1,2-ジクロロエチレン（基準値：0.04mg/L）、クロロエチレン（基準値：0.002mg/L）を対象に過去 10 年間の経年変化を整理した（図-4）。なお図中で破線の折れ線グラフ表示は 10 年間を通じてほぼ定量下限値未満であった項目で、定量下限値未満のデータについては便宜的に定量下限値を与えて図化している。

T-113 地点は井戸深度が 15m と浅く、テトラクロロエチレン、トリクロロエチレン、1,2-ジクロロエチレンの濃度が高くほぼ基準値を超過している。T-106-1 地点（井戸深度 22.5m）と T-106-2 地点（井戸深度 22m）、はともに 1,2-ジクロロエチレンとトリクロロエチレンの濃度が高いが、T-106-1 地点ではテトラクロロエチレンが検出されないのに対し、T-106-2 地点では基準値前後で変動している。また、各項目の濃度は測定時期により変動幅が比較的大きい。T-8-10 地点（井戸深度 35m）は 1,2-ジクロロエチレンが最も高く、10 年間で僅かに濃度低下している傾向がある。トリクロロエチレンは

2014年には0.059mg/Lであったが、2023年には0.001mg/Lまで濃度低下している。一方、クロロエチレンの濃度は増加傾向にあり、2018年は0.0036mg/L、2023年は0.023mg/Lである。また、テトラクロロエチレンは検出されていない。これらのことから、T-8-10地点ではトリクロロエチレンから分解生成物である1,2-ジクロロエチレンやクロロエチレンが生成している可能性が示唆される。T-8-2地点（井戸深度37.1m）では1,2-ジクロロエチレンとクロロエチレンの濃度が非常



図-4 北摂地域の継続監視地点におけるVOCの経年変化

赤色点線：テトラクロロエチレンおよびトリクロロエチレンの基準値（0.01mg/L），青色点線：1,2-ジクロロエチレンの基準値（0.04mg/L），灰色点線：クロロエチレンの基準値（0.002mg/L）

に高く、10年間の値はそれぞれ2.4～7.5mg/L および0.64～2.4mg/Lである。T-8-1地点（井戸深度53.3m）においても1,2-ジクロロエチレンとクロロエチレンが卓越し、それぞれ0.031～1.8mg/L および0.39～0.74mg/Lである。両地点とも、トリクロロエチレンとテトラクロロエチレンはほぼ検出されていないことから、元の汚染物質は1,2-ジクロロエチレンであり、分解生成物であるクロロエチレンが形成されている可能性がある。T-8-4地点（井戸深度40m）では2020年までは1,2-ジクロロエチレンとトリクロロエチレンの濃度が高いが、2021年に濃度が急減し、2022年にはクロロエチレンと1,2-ジクロロエチレンが増加、トリクロロエチレンは境基準値未満となった。T-8-5地点（井戸深度40m）においても2015年までは1,2-ジクロロエチレンとトリクロロエチレンの濃度が高いが、2016年にトリクロロエチレンの濃度が急減し、クロロエチレンが急増した。T-141-1およびT-141-2地点（ともに井戸深度100m）では1,2-ジクロロエチレンが検出されているものの、基準値未満もしくはわずかに超過する程度である。T-106-3,4地点（井戸深度200m）では1,2-ジクロロエチレンが検出されているが、基準値未満もしくはわずかに超過する程度である。クロロエチレンは0.0015～0.025mg/Lと変動が大きい、2020年以降は濃度低下の傾向が認められる。

以上の測定結果は、北摂地域で継続監視されている井戸での事例であるが、多くの井戸ではこの10年間で汚染が明らかに低減している傾向はみられない。元の汚染物質の濃度が低下しても、分解生成物による汚染が長期間継続することもある。一度VOCに汚染された地下水の水質が改善するまでには非常に長期間を要することが、本報告の事例からみても明らかである。

4. おわりに

本報告では大阪府における地下水の水質汚濁の状況について、令和5年度の測定結果を中心に整理した。土壌汚染対策法に基づく調査では自然由来重金属等に対する不適合土壌が散見されるが、地下水については、重金属等による継続的かつ高濃度の汚染件数は少ない傾向がみられた。一方、農地や家畜由来と想定される硝酸性窒素及び亜硝酸性窒素による地下水汚染は、泉南地域など郊外で顕著にみられる傾向がある。また、人為汚染であるVOCの濃度を井戸深度で整理すると、表層付近のみでなく、深層地下水までも汚染が拡散している可能性が示唆された。さらに北摂地域を一例として2014～2023年の10年間の経時変化を追跡すると、各汚染物質の濃度に増減はあるものの、元の汚染物質から形成された1,2-ジクロロエチレンやクロロエチレンなどの分解生成物の濃度が増加傾向にあるなど、全体的には明らかな水質改善の傾向は認められなかった。

水循環基本計画⁷⁾では、地下水の保全と利用を持続的に進めていくために「地下水に関する情報の収集、整理、分析、公表及び保存」の重要性が明記されており、「国、地方公共団体等は連携して、研究機関等の成果もいかしながら、地域の実情を踏まえ、これらの観測、調査、データの整備と保存及び分析を推進するよう努めるものとする」とされている。健全な地下水の保全や管理のために、今後も地下水の監視を続けることは当然のことながら重要であるが、単年度ごとの測定結果を機械的に公表するだけでなく、取得したデータを有効活用し、中長期的な汚染物質の濃度変化や拡散状況等を明示することも必要である。地下水地盤環境に関する研究協議会の活動が、今後もその一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 環境省：令和5年度公共用水域水質測定結果及び地下水質測定結果について
https://www.env.go.jp/press/press_04658.html（2025年6月23日閲覧）
- 2) 大阪府：令和5年度大阪府域河川等水質調査結果報告書
https://www.pref.osaka.lg.jp/documents/20003/r5_nenpo.pdf（2025年6月23日閲覧）
- 3) 伊藤浩子・勝見武：土壌汚染対策法に基づく調査結果からみた西大阪地域における自然由来重金属等の土壌溶出量の特徴，地盤工学ジャーナル，Vol.15，No.1，pp.119-130，2020.
- 4) Emilie Even, Harue Masuda, Takahiro Shibata, Aki Nojima, Yusuke Sakamoto, Yusuke Murasaki, Hitoshi Chiba : Geochemical distribution and fate of arsenic in water and sediments of rivers from the Hokusetsu area, Japan, Journal of Hydrology: Regional Studies, 9,34-47, 2017.
- 5) 全国さく井協会：さく井工事施工指針，14p., 2015.
- 6) 長瀬和雄・栗屋徹・村田正敏・山井忠世・前川統一郎・平山利晶：有機塩素系化合物による地下水汚染に対する調査と対策，地下水学会誌，37，4，pp.267-296, 1995.
- 7) 水循環基本計画：内閣官房 水循環政策本部事務局，2024.
https://www.cas.go.jp/jp/seisaku/mizu_junkan/about/basic_plan.html（2025年6月23日閲覧）

Evaluation of fluorine diffusion parameters in compacted clay layer in landfill

○Wen Jiaming¹ · Kato Tomohiro¹ · Takai Atsushi¹ · Katsumi Takeshi¹¹ Graduate School of Global Environmental Studies, Kyoto University

1. Introduction

Compacted clay liners generally served as bottom barriers in landfill facilities to reduce aqueous contaminant migration owing to their excellent barrier performance and affordability¹⁻²⁾. To effectively mitigate contaminant migration, bentonite has been used as a common additive in compacted clay liners to meet the recommended hydraulic conductivity requirement of lower than 1×10^{-9} m/s³⁾. Considering this point, although advection is considered dominant to transport aqueous contaminants in compacted clay liners, diffusion due to concentration gradient is not negligible in low-permeable materials especially when their Darcy velocity is lower than 1×10^{-11} m/s⁴⁻⁵⁾. Moreover, previous studies^{2,6)} verified that components of compacted clay liners such as bentonite content exhibits significant impacts on the diffusion behavior of aqueous contaminant. Thus, there is a need for investigating the influence of bentonite content on diffusion behavior to comprehensively evaluate the contaminant migration in compacted clay liners.

To date, most existing studies have a focus on the diffusion of metal ions such as potassium^{2,6)}, while few studies investigate the diffusion behavior of anions like fluorine in compacted clay liner. Fluoride is often found in leachate of landfills located in some Asian countries including India, China and Malaysia, which is deemed as an emerging pollutant with high activity and biological toxicity⁷⁻⁹⁾. Moreover, the fluorine concentration of such leachate in Asian landfills are excessively high as compared to 1.5 mg/L recommended by WHO guideline¹⁰⁾, imposing great challenges to public health and surrounding environment. Only one study has researched the fluorine diffusion parameters in a compacted clay liner. Kau et al.¹¹⁾ investigated the fluorine diffusion behavior in compacted kaolin and bentonite using a 100 mg/L F⁻ solution and found that the effective diffusion coefficients of compacted kaolin and bentonite are 3.5×10^{-10} – 7.0×10^{-10} and 4.8×10^{-11} – 1.4×10^{-10} m²/s, respectively. However, the fluorine diffusion in compacted clay has not yet been fully researched. In this study, hydraulic conductivity tests using flexible-wall permeameters were conducted on Kasaoka clay-bentonite mixtures with various bentonite contents. Subsequently, column diffusion tests were performed to obtain the effective diffusion coefficients. The practice implication and corresponding engineering suggestion were proposed based on the results and analysis of hydraulic conductivity and effective diffusion coefficient.

2. Material and Methodology

2.1 Material and specimen preparation

The commercially available Kasaoka clay and Kunigel V1, sodium bentonite, were used in this study to prepare the compacted clays, both of which were classified as lean clay (CL) as per ASTM 2487¹²⁾. **Figure 1** shows the particle size distribution of Kasaoka clay and Kunigel V1. Considering the affordability, 10% was usually applied as an upper limit of bentonite content in compacted clay liner in landfill¹³⁾. Thus, the compacted clays were prepared by mixing Kasaoka clay and Kunigel V1 with proportions of 0%, 2.5%, 5.0%, 7.5% and 10% by dry weight basis. The montmorillonite content of Kunigel V1 is 53%. **Table 1** presents the basic properties of Kasaoka clay and Kunigel V1.

The compacted clays specimens in this study were prepared as per the following three steps. First, the Kasaoka clay and Kunigel V1 were dried at 105°C for 24 hours, sieved through a 0.075 mm mesh, and then sufficiently mixed. Subsequently, well-blended powder was moistened by adding appropriate distilled water to reach optimum water content (w_{opt}), mixed thoroughly and stored in sealed plastic bag for equilibrium. After 24 hours, the dynamic compaction method was employed to achieve the compaction degree of 90%¹⁴⁾. The size of compacted clays specimen was set as 60 mm in diameter and 25 mm in height for hydraulic conductivity tests, and 100 mm in diameter and 15 mm in height for column diffusion tests. Noted that the water content (w), dry density (ρ_d), and porosity (n) of compacted clays specimen with designed bentonite content were based on standard proctor compaction tests, as shown in **Table 2**. All specimens were placed in sealed plastic bags for following tests.

Evaluation of fluorine diffusion parameters in compacted clay layer in landfill

Wen Jiaming¹, Kato Tomohiro¹, Takai Atsushi¹, Katsumi Takeshi¹ (¹GSGES, Kyoto University)

KEY WORDS: Compacted clays, Fluorine, Barrier performance, Diffusion coefficient

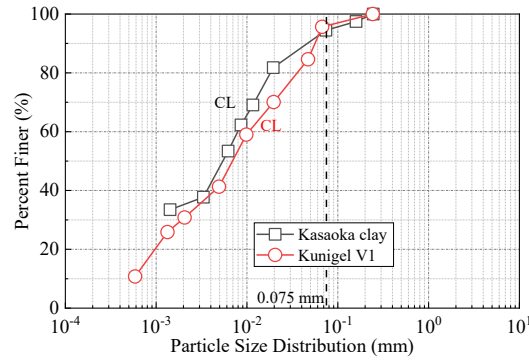


Fig. 1 Particle size distribution of Kasaoka clay and Kunigel V1 used in this study

Table 1 Properties of Kasaoka clay and Kunigel V1 used in the study

Property	Kasaoka clay	Kunigel V1
Specific gravity	2.69	2.80
Plastic limit (%)	20.9	53.1
Liquid limit (%)	53.1	432.4
Plasticity index	32.2	379.3
Montmorillonite content (%)	-	53.0

Table 2 The basic parameters of compacted clays in this study

Parameter	Specimen				
	KK-0	KK-1	KK-2	KK-3	KK-4
Bentonite content (%)	0	2.5	5.0	7.5	10
Water content, w (%)	19.1	19.2	19.4	19.5	20.2
Dry density, ρ_d (g/cm ³)	1.45	1.43	1.42	1.41	1.41
Porosity, n	0.46	0.47	0.47	0.48	0.48

2.2 Hydraulic conductivity tests

Hydraulic conductivity tests were conducted using flexible-wall permeameters with the falling headwater - constant tailwater method in accordance with ASTM D5084¹⁵⁾ to investigate the permeability of compacted clays as bottom barriers in landfills. The specimens were saturated using distilled water to test hydraulic conductivity. The basic parameters of compacted specimens were presented in **Table 2**. Based on the Benson et al.¹⁴⁾ and ASTM D5084¹⁵⁾, the hydraulic gradient and confining pressure were set as 30 and 28 kPa in this study, respectively. Each compacted specimen was permeated with distilled water until satisfying the termination criteria in accordance with ASTM D5084¹⁵⁾. The hydraulic conductivity k of compacted specimen at different pore volumes of out flow (PVF) was obtained following the Darcy's law written as **Eq. (1)**.

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \quad (1)$$

where k (m/s) represents the hydraulic conductivity; a (m²) is the cross-sectional area of the reservoir containing the influent liquid; L (m) and A (m²) corresponding to the thickness and cross-sectional area of the compacted specimen, respectively; h_1 is the initial head, while h_2 is the head after Δt .

2.3 Column diffusion tests

Figure 2 depicts the schematic diagram of column diffusion test apparatus used in this study. Procedures followed previous studies¹⁶⁻¹⁷⁾ as following. First, the seal grease for high vacuum was employed on inner wall of a cylindrical column with 100 mm inner-diameter and 15 mm height to prevent edge flow. The specimen was dynamically compacted in the cylindrical column to achieve the given density as shown in **Table 2**. Subsequently, the compacted specimen was tightly assembly between the top porous stone and bottom porous stone, submerged in distilled water, and placed in the vacuum chamber for 3 days. It is noted that filter papers were

placed between the porous stones and compacted specimen before assembling. After 3-day saturation, the top porous stone was replaced by a porous stone saturated with sodium fluoride solution. Finally, the column diffusion test apparatus was installed and the specimen was diffused with sodium fluoride solution, as shown in **Fig. 2**. The F^- concentration of all the sodium fluoride solution used in this study was 33 mg/L. The flow rate of the variable flow mini-pump was set at 0.0252 mL/min, as recommended by Shackelford ¹⁶.

The steady-state method ¹⁶⁻¹⁷ was employed to investigate the diffusion behavior of compacted clays specimen. To minimize the advection, the heads of sodium fluoride solution source and distilled water source were identical in this study. The testing time for column diffusion test was 18 days. During the column diffusion tests, the outflow of each solution was collected by the Polypropylene bottles, and the mass and F^- concentration of each solution was measured once at 24-hour interval. The F^- concentration was measured using a fluoride selective electrode (6561S-10C, Horiba) in this study. Based on the Fick's law, the effective diffusion coefficient (D^*) can be expressed as **Eq. (2) - Eq. (3)**.

$$Q_t = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{N_t} \Delta m_i = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{N_t} C_{0,i} \Delta V_i \quad (2)$$

$$D^* = \left(\frac{\Delta Q_t}{\Delta t} \right) \left(\frac{L}{nC_{0,i}} \right) \quad (3)$$

where D^* (m^2/s) is the effective diffusion coefficient compacted specimen; Q_t (mg/m^2) is the cumulative mass per unit cross-sectional area; A (m^2) is the cross-sectional area of the compacted specimen ($A = 7.85 \times 10^{-3} m^2$ for this study); $C_{0,i}$ (mg/L) is the F^- concentration, which is 33 mg/L here; Δm_i (mg) means the incremental mass of testing liquid in the outflow over Δt , while ΔV_i refers to the incremental volume of the outflow over Δt ; N_t is the number of incremental samples i corresponding to the total elapsed time; n represents the porosity of compacted specimen; L (mm) is the height of compacted specimen, which is 15 mm in this study; $\Delta Q_t / \Delta t$ ($mg/(m^2 \cdot d)$) denotes the slope which can be obtained by the best-fit linear regression of the steady-state data based on Q_t - t curve; T_L is time lag, corresponding to the intercept of the regression line on the t -axis across the steady-state data.

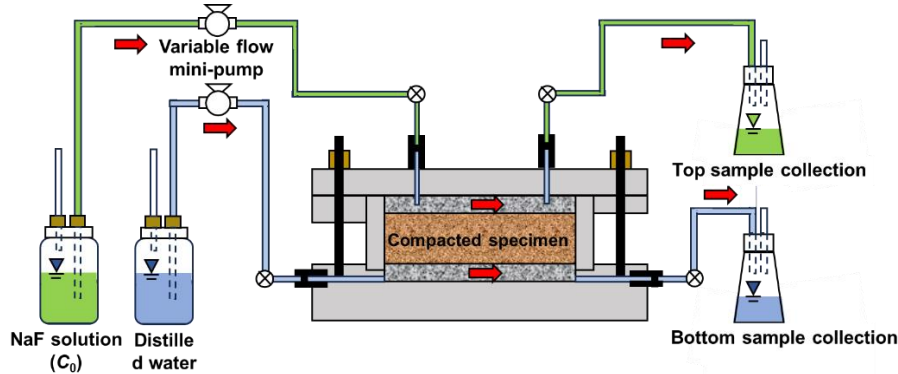


Fig. 2 Schematic diagram of column diffusion test apparatus used in this study

3. Results

3.1 Hydraulic conductivity

Figure 3 presents the variation of volumetric flow ratio and hydraulic conductivity with elapsed time. It can be seen from **Fig. 3** that the ratio of outflow to inflow rate was steady within 0.75 and 1.25. Meanwhile, there is no significant upward or downward trend of the plot of the hydraulic conductivity versus P/V during each permeation scenario. Both the ratio of outflow to inflow rate and hydraulic conductivity satisfied the two termination criteria detailed in ASTM D5084 ¹⁵, indicating that the equilibrium was reached in hydraulic conductivity tests.

Figure 4 shows the hydraulic conductivity value k of the compacted clays specimen with 0% to 10% bentonite content. The hydraulic conductivity of compacted clays specimen with 0% to 10% bentonite decreased from $3.75 \times 10^{-10} m/s$ to $7.16 \times 10^{-11} m/s$, manifesting that the adding of bentonite significantly reduced its permeability, which is attributed to the decreased preferential flow paths in compacted specimen due to swelling of bentonite particles. Moreover, the hydraulic conductivity of all specimens with 90% compaction degree in this study was less than $1.0 \times 10^{-9} m/s$, meeting the recommended k limit in ASTM D5084 ¹⁵. Results from hydraulic conductivity tests testified the feasibility of compacted clays in this study used as bottom barriers in landfills.

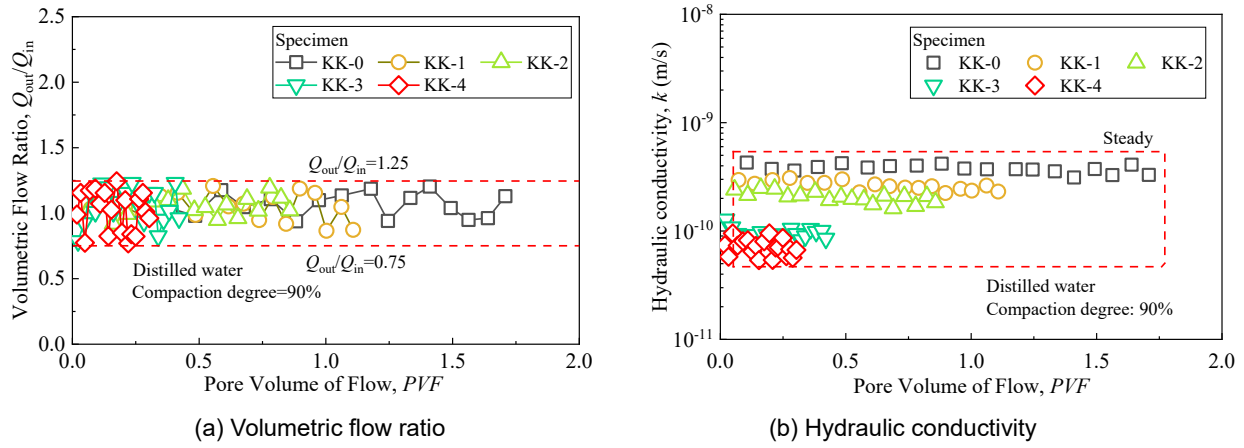


Fig. 3 Variation of volumetric flow ratio and hydraulic conductivity with elapsed time

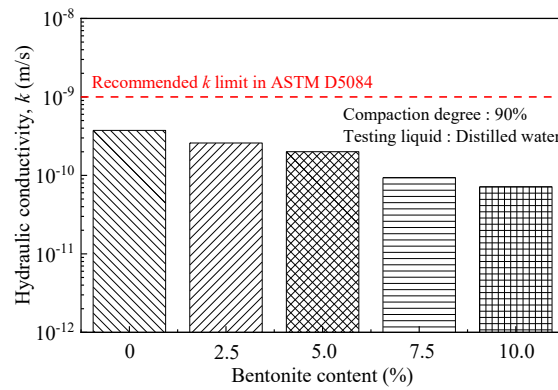


Fig. 4 The hydraulic conductivity of compacted clays with various bentonite content

3.2 Effective diffusion coefficient

The Q_t of the 33 mg/L F^- liquid diffused through the compacted clays specimen is shown in **Fig. 5**. The linear section of the datas corresponds to the steady-state diffusion phase in column diffusion tests. Based on the regression of the steady-state data for F^- , the slopes ($\Delta Q_t / \Delta t$) of the compacted clays with 0%, 2.5%, 5.0%, 7.5% and 10% bentonite were 13.6 mg/(m²*d), 9.7 mg/(m²*d), 7.8 mg/(m²*d), 6.9 mg/(m²*d) and 6.9 mg/(m²*d), while the time lag (T_L) were 3.80 d, 2.91 d, 2.81 d, 2.68 d and 1.81 d (see **Fig. 5**). The resulting effective diffusion coefficient D^* was calculated according to **Eq. (3)**. Depending on the sensitivity of results¹⁸⁾, D^* was parametrically determined using two significant digits to reduce the bias of the initial three points.

The D^* values corresponding to the $\Delta Q_t / \Delta t$ and T_L are detailed in **Fig. 6** and **Table 3**. Evidently, the increasing bentonite content of compacted clays contributed to the decreasing of the corresponding effective diffusion coefficients, reducing from 1.6×10^{-10} m²/s to 7.6×10^{-11} m²/s. The lower D^* value of the compacted clays with more bentonite is ascribed to: (1) higher bentonite content meant increased swelling of bentonite particles, yielding a more tortuous diffusion path in compacted specimen; and (2) the larger macropore of compacted specimen with more bentonite was conducive to the swelling of bentonite particles, further enhancing its impacts on diffusion behavior. Combining with results of experimental tests and affordability, using 7.5% bentonite as additive of compacted clay liner in landfill contains fluoride is deemed as the more high-efficient and cost-effective countermeasure.

Table 3 The obtained hydraulic conductivity k and effective diffusion coefficient D^* in this study

Material	Bentonite content (%)	Porosity, n	k (m/s)	D^* (m ² /s)
Compacted clays	0	0.46	3.75×10^{-10}	1.6×10^{-10}
	2.5	0.47	2.59×10^{-10}	1.1×10^{-10}
	5.0	0.47	2.01×10^{-10}	8.6×10^{-11}
	7.5	0.48	9.38×10^{-11}	7.7×10^{-11}
	10	0.48	7.16×10^{-11}	7.6×10^{-11}

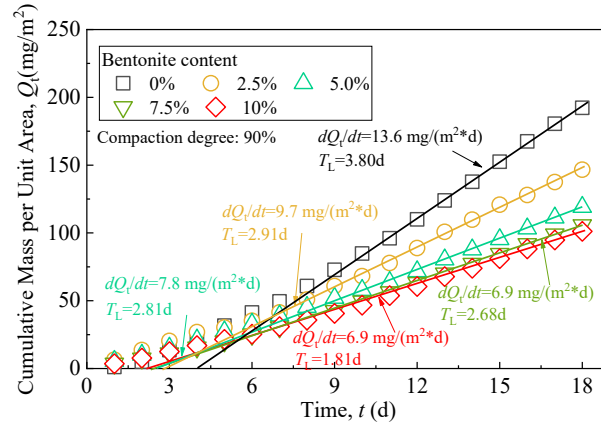


Fig. 5 The Q_t - t curve of compacted clays with 0% - 10% bentonite during column diffusion tests

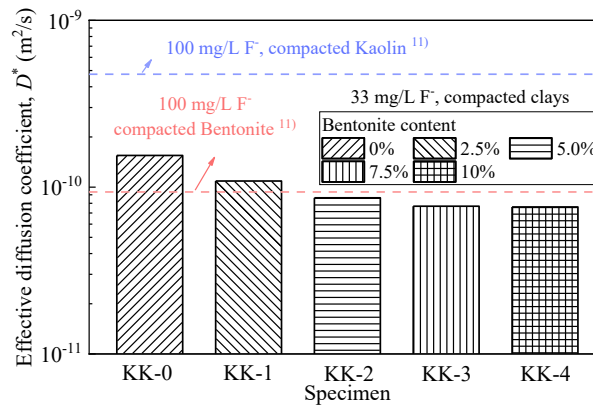


Fig. 6 The effective diffusion coefficient of compacted clays with various bentonite content

4. Conclusion

In this study, the hydraulic conductivity tests and column diffusion tests were performed on compacted clays to evaluate the permeability (k) and effective diffusion coefficient (D^*). The distilled water was used in hydraulic conductivity tests, while the compacted clays were subjected to NaF with F^- source concentration of 33 mg/L in column diffusion tests. Based on the results obtained from this study, the following conclusions can be drawn:

- 1) The adding of bentonite significantly reduced the permeability of compacted clays. The hydraulic conductivity of the compacted clays with 0% to 10% bentonite was less than 1.0×10^{-9} m/s, verifying the feasibility of applying it as bottom barrier layer in landfills.
- 2) The increasing bentonite content contributed to the decreased effective diffusion coefficients, reducing from 1.6×10^{-10} m²/s to 7.6×10^{-10} m²/s. The improvement mechanism behind the decreasing of effective diffusion coefficient is closely related to the more tortuous diffusion path caused by swelling of bentonite particle. Furthermore, the larger macropore of compacted specimen with higher bentonite content facilitated the swelling.
- 3) Based on the results of hydraulic conductivity tests, column diffusion tests and affordability, using 7.5% bentonite as additive of compacted clay liner in landfill contains fluoride is deemed as the more high-efficient and cost-effective countermeasure.

Reference

- 1) Boynton, S. S., & Daniel, D. E. (1985). Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(4), 465-478. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:4\(465\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:4(465))
- 2) Tang, Q., Katsumi, T., Inui, T., & Li, Z. Z. (2015). Membrane behavior of bentonite-amended compacted clay towards Zn (II) and Pb (II). *Membr. Water Treat*, 6(5), 393-409. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.04.019>
- 3) US EPA. (2003). Designing and installing liners. In: *Guide for Industrial Waste Management- Protecting Land, Ground Water*,

Surface Water, Air, pp. 7B1-7B44.

- 4) Booker, J. R., Brachman, R., Quigley, R. M., & Rowe, R. K. (2004). Barrier systems for waste disposal facilities. CRC Press.
- 5) Shackelford, C. D. (2014). The ISSMGE Kerry Rowe Lecture: The role of diffusion in environmental geotechnics. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(11), 1219-1242. <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0277>
- 6) Malusis, M., Dominijanni, A., Scalia, J., Guarena, N., Sample-Lord, K., Bohnhoff, G., Shackelford, C., & Manassero, M. (2021). Assessing the influence of chemico-osmosis on solute transport in bentonite membranes based on combined phenomenological and physical modeling. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 9(2), 37-44. <https://doi.org/10.3208/jgssp.v09.cpeg023>
- 7) Atta, M., Yaacob, W. Z. W., & Jaafar, O. B. (2015). The potential impact of leachate-contaminated groundwater of an ex-landfill site at Taman Beringin Kuala Lumpur, Malaysia. *Environmental Earth Sciences*, 73, 3913-3923. <https://doi.org/10.1007/s12665-014-3675-x>
- 8) Guo, Y., Li, P., He, X., & Wang, L. (2022). Groundwater quality in and around a landfill in northwest China: characteristic pollutant identification, health risk assessment, and controlling factor analysis. *Exposure and Health*, 14(4), 885-901. <https://doi.org/10.1007/s12403-022-00464-6>
- 9) Karak, T., Bhattacharyya, P., Das, T., Paul, R. K., & Bezbaruah, R. (2013). Non-segregated municipal solid waste in an open dumping ground: a potential contaminant in relation to environmental health. *International Journal of Environmental Science and Technology*, 10, 503-518. <https://doi.org/10.1007/s13762-013-0184-5>
- 10) Rizzu, M., Tanda, A., Cappai, C., Roggero, P. P., & Seddaiu, G. (2021). Impacts of soil and water fluoride contamination on the safety and productivity of food and feed crops: A systematic review. *Science of the Total Environment*, 787, 147650. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.147650>
- 11) Kau, P. M. H., Binning, P. J., Hitchcock, P. W., & Smith, D. W. (1999). Experimental analysis of fluoride diffusion and sorption in clays. *Journal of contaminant hydrology*, 36(1-2), 131-151. [https://doi.org/10.1016/S0169-7722\(98\)00140-5](https://doi.org/10.1016/S0169-7722(98)00140-5)
- 12) ASTM. 2018. Standard Test Method for Measuring the Exchange Complex and Cation Exchange Capacity of Inorganic Fine-Grained Soils. ASTM D7503. West Conshohocken, PA: ASTM.
- 13) Tamura, T., Fujita, H., Ochi, Y., Kato, T., Koketsu, T., Oshikata, T., Shimomura, M., Oshida, T., & Amano, K. (1998). Hydraulic conductivity of in-situ mixed soil contains bentonite used as permeability barrier. *Proceedings of the Annual Conference of the Japan Society of Waste Management Experts*, 9(2), 870-873.
- 14) Benson, C. H., Jo, H. Y., & Musso, T. (2015). Hydraulic conductivity of organoclay and organoclay-sand mixtures to fuels and organic liquids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(2), 04014094. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001194](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001194)
- 15) ASTM. 2024. Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. ASTM D5084. West Conshohocken, PA: ASTM
- 16) Shackelford, C. D. (1991). Laboratory diffusion testing for waste disposal—A review. *Journal of Contaminant Hydrology*, 7(3), 177-217. [https://doi.org/10.1016/0169-7722\(91\)90028-Y](https://doi.org/10.1016/0169-7722(91)90028-Y)
- 17) Malusis, M. A., Shackelford, C. D., & Olsen, H. W. (2001). A laboratory apparatus to measure chemico-osmotic efficiency coefficients for clay soils. *Geotechnical Testing Journal*, 24(3), 229-242. <https://doi.org/10.1520/GTJ11343J>
- 18) Takai, A., Katsumi, T., Inui, T., & Kamon, M. (2017, September). Solute transport in soil-bentonite cutoff walls considering chemical diffusion. In *Proc., 19th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 3203-3206.

金属イオンを含む盛土浸出水が下部吸着層の透水性に与える影響

○余栄光¹・緒方里帆¹・加藤智大¹・高井敦史¹・勝見武¹¹ 京都大学大学院・地球環境学

1. はじめに

建設工事に伴い大量に生じる土の有効利用が求められる一方、自然由来重金属等が含まれる場合があり、周辺環境に配慮した適切な土の管理が求められる。その際に、吸着材を混合した吸着性の高い土を図-1に示すような下部層として敷設する吸着層工法が有効である¹⁾。吸着層の主な役割は、盛土浸出水に含まれる自然由来重金属等の流出を防止することであり、対象物質を効果的に捕捉する吸着性能と、浸出水を層内に適度に滞留させる透水性能との両立が求められる²⁾。

既往研究は吸着層の自然由来重金属等に対する吸着性能に焦点が当てられたものが多く、盛土浸出水に含まれる他の金属イオンが吸着層の透水性に及ぼす影響はまだ明確にされていない。例えば、茨城県にある泥岩掘削土盛土の重金属溶出をモニタリングする現場から採取された盛土浸出水(写真-1)の成分分析結果によれば、 Fe^{3+} 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} 等々の金属イオンが高濃度で含まれていることが確認された(表-1)。なかでも、 Fe^{3+} は水酸化物を生成しやすく、コロイド³⁾や沈殿物になりやすい性質を持つことから、間隙を閉塞し吸着層の透水性に影響する可能性が考えられる。その結果、吸着層の透水性が低下し、浸出水の通過が阻害されるおそれがある。

本研究では、吸着層を模擬した供試体を用いて定水位透水試験を実施し、盛土浸出水が吸着層の透水性に与える影響を評価した。さらに、流出液の化学成分分析に加え、試験前後の供試体に対してX線CTおよびXRD分析を行い、供試体の密度分布および鉱物組成の変化を調査することで、透水性変化の要因を明らかにすることを試みた。

2. 試験方法と条件

2.1 土試料

本研究は、図-2に示す砂質土を母材に、Mg及びCaを主成分とする粉末状の吸着材と混合して吸着層を模擬した。吸着材の配合割合は、母材の乾燥質量に対して0%、1%、5%の3通りとし、それぞれ試験を行った。

2.2 定水位カラム透水試験

図-3に示す定水位透水試験を、内径5cm、高さ10cmの亚克力製カラムを用いて実施した。供試体の乾燥密度は 1.85 g/cm^3 (母材の締固め度95%)に設定し、カラム内を5層に分割して、2cmごとに試料を締め固めて成型した。成型後、供試体は真空水浸脱気して飽和处理を行い、動水勾配 $i=1$ になるようマリOTTサイフォンを用いて通水を開始した。

表-1 本研究に使用された通水液の化学成分

	pH	EC (mS/m)	主な金属イオン濃度 (mg/L)						
			Al^{3+}	Ca^{2+}	Fe^{3+}	Mg^{2+}	Mn^{2+}	Na^{+}	Zn^{2+}
盛土浸出水	3.03	549	39.6	464	96.4	611	109	147	10.1
FeCl_3 溶液	2.67	155	-	-	100	-	-	-	-

表-2 定水位透水試験条件 (動水勾配 $i=1$)

ケース	0-Dw	1-Dw	5-Dw	0-Fe	1-Fe	5-Fe	0-Geo	1-Geo	5-Geo
吸着材割合	0%	1%	5%	0%	1%	5%	0%	1%	5%
通水液	蒸留水			FeCl_3 溶液			盛土浸出水		

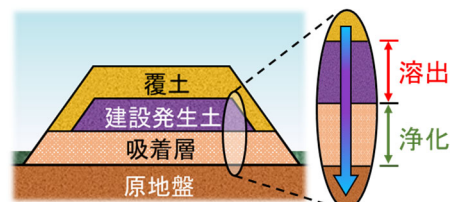


図-1 吸着層工法のイメージ



写真-1 盛土浸出水の採取（茨城県）

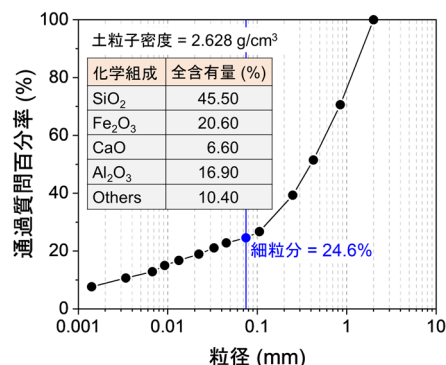


図-2 母材の粒径分布と化学組成

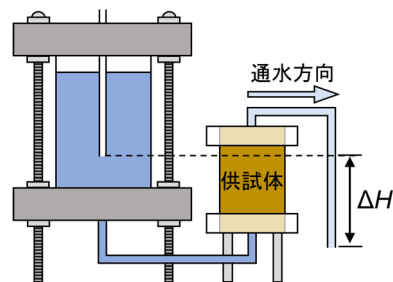


図-3 定水位透水試験装置

Effects of Ions in Leachate from Geogenic Contamination on Hydraulic Property of Underlying Attenuation Layer
Rongguang Yu¹, Riho Ogata¹, Tomohiro Kato¹, Atsushi Takai¹, Takeshi Katsumi¹ (¹GSGES, Kyoto University)

KEY WORDS: Geogenic contaminants, Attenuation layer method, Hydraulic conductivity, X-ray CT visualization

透水試験の条件を表-2に示す。通水液には、蒸留水、FeCl₃溶液、盛土浸出水の3種類を使用した。その化学成分は表-1に示した、FeCl₃溶液に含まれるFe濃度は、盛土浸出水中のFe濃度に合わせて100 mg/Lに調整した。通水開始後の採水頻度は、実験初期には1日1回とし、流速の低下に伴って最大で週1回程度まで採水間隔を延ばした。採水直後には流出液のpHおよび電気伝導度（EC）を測定し、その後、0.45 μm フィルターでろ過し、硝酸により酸性処理を行ったうえで、ICP 発光分光分析法（島津製作所, 9800 Series ICPE-9820）によりFe、Ca、Mg 元素の濃度を測定した。

2.3 X線CT撮影

本研究では、μフォーカスX線CTスキャナ装置（KYOTO-GEOμX CT）を使用し、カラム内の供試体の断面全体が写るグローバル撮影を実施した。撮影条件を写真-2 (a)に示す。装置で取得した画像データ $f(\mu)$ は以下の式によりCT値に変換され、密度の比較に用いた^{4,5)}。

$$\text{CT値} = a \cdot f(\mu) + b \quad (1)$$

係数の a や b は得られた画像の中で構成物質が明確に判別できる領域を用いて求めた。具体的には、写真-2 (b) に示す画像において空気のCT値を-1000 HU、アクリルのCT値を126 HU⁵⁾と設定することで、各断面ごとに対応する a と b を算出した。撮影の実施は表-3に示すとおり、吸着材配合割合が5%の供試体を対象とし、通水前に1ケース、通水後に3ケースで実施した。

2.4 XRD分析

XRD用の土試料は50℃で乾燥させた後、乳鉢と乳棒を用いて粉碎し、粒径を小さくした。さらに、0.5 mm以下の粒子をふるい分けによって採取し、分析に供した。表-3に示すとおり、通水前に2ケース、通水後に3ケースの土試料の分析を実施した。

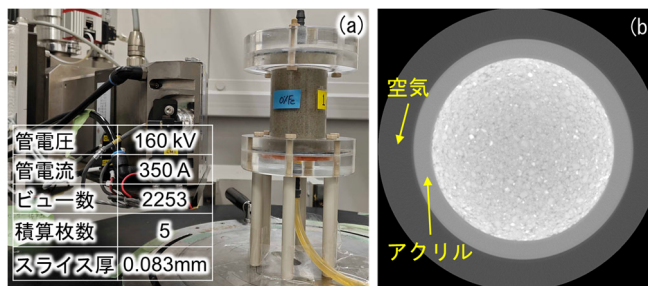


写真-2 (a) X線CTの撮影条件、(b) 画像校正

表-3 X線CTおよびXRD分析の実施状況

ケース	0-Dw	1-Dw	5-Dw	0-Fe	1-Fe	5-Fe	0-Geo	1-Geo	5-Geo
X線CT		◎				○			○
XRD	△	◎				○			○

△: 通水前のみ; ◎: 通水前後; ○: 通水後のみ

3. 透水性の変化

図-4に透水試験の結果を示す。縦軸は透水係数、横軸は通水量を間隙体積で除したPVF（Pore volumes of flow）で整理した。通水液の種類ごとに同色を用い、吸着材配合割合の違いはシンボルの形状で区別している。すべてのケースにおいて透水係数の低下が確認された。

図-4 (a)に示すように、蒸留水を通水した場合、吸着材の配合割合が0%のケースでは透水係数の低下が顕著に見られた。吸着材を1%および5%配合したケースでは透水係数の低下は比較的緩やかであったが、その配合割合による差は顕著ではなかった。図-4 (b)に、FeCl₃溶液と盛土浸出水を通水した場合の結果を示す。FeCl₃溶液を通水した場合、吸着材の配合割合にかかわらず透水係数の低下が顕著であり、20 PVFを超えた時点で透水係数が10⁻⁷ m/s以下となった。一方、盛土浸出水の通水による透水係数の低下は、Fe³⁺の濃度の近いFeCl₃溶液に比べて緩やかであった。さらに、吸着材の配合割合が増大すると透水係数の低下が顕著になる傾向が見られた。

このような供試体の透水係数の変化には、複数の要因が影響していると推測される。蒸留水およびFeCl₃溶液の通水は、いずれも透水性を低下させる効果を示したが、その程度は異なる。一方で、盛土浸出水に含まれるFe³⁺以外の成分は、Feによる透水性の低下を抑制する効果を有すると解釈できる。さらに、Feによる透水性低下の程度と吸着材の配合割合との間に明確な相関は見られなかったが（Feシリーズ）、吸着材の配合割合が大きくなるほど透水性低下への抑制効果は小さくなる（Geoシリーズ）傾向が示されており、その関連性があると示唆された。

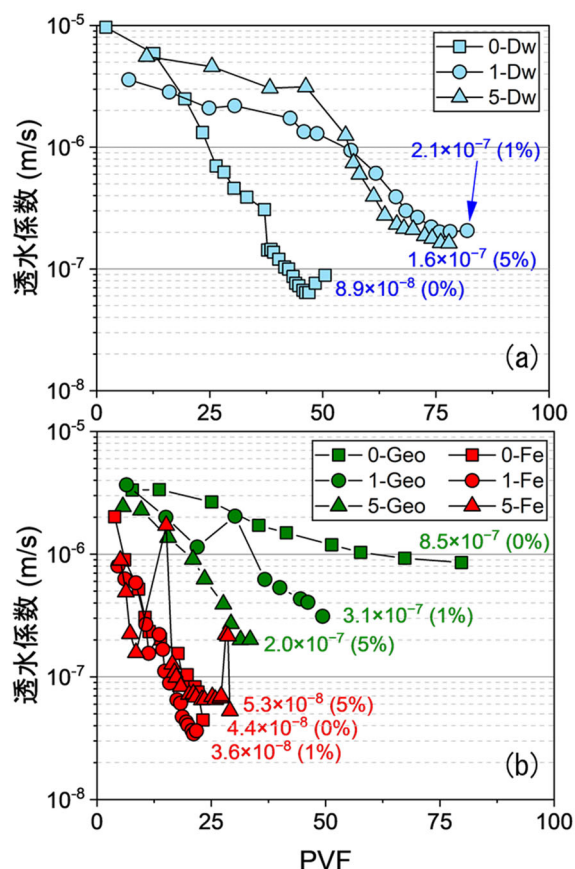


図-4 透水係数の変化

(a) 蒸留水通水、(b) FeCl₃溶液と盛土浸出水通水

4. 透水性変化の要因に関する考察

4.1 流出液の化学成分

図-5(a)に流出液のpHを示す。蒸留水を通水したケースでは、通水初期において吸着材の配合割合が高いほどpHが上昇する傾向が見られたが、通水につれてpHは8程度に収束した。FeCl₃溶液を通水したケースでは、通水直後のpHは約9を示したが、試験期間中では吸着材の配合割合によらず、pHは8程度まで推移した。盛土浸出水を通水したケースでは、吸着材配合割合が1%および5%の供試体では、流出液のpHは試験期間中を通じて概ね7以上を維持された。一方、配合割合が0%の供試体では、25 PVFの時点でpHが7を下回り、その後pHが5以下で安定した。これらの結果から、吸着材が土試料の酸緩衝能を強める効果があることが分かった。

流出液のFe濃度は図-5(a)に示したpH<5の流出液以外では、すべて検出下限値以下である。検出された場合でも、その濃度は盛土浸出水中のFe濃度と比較して著しく低い量にとどまった。この結果から、通水液中のFeの大部分は供試体内部に滞留していることが分かった。

図-5(b)に流出液のECを示す。ECは通水液により異なる範囲を示した。盛土浸出水では400~600 mS/m、FeCl₃溶液では60~80 mS/m、蒸留水では6~13 mS/mであった。ECのパラつきと吸着材配合割合との明確な関連性は見られなかった。

図-5(c)に流出液のCa濃度を示す。Ca濃度は通水液の種類によって異なり、図-5(b)に示したECと類似した安定する傾向が確認された。盛土浸出水を通水したケースでは、初期のCa濃度は盛土浸出水の約2倍となった。FeCl₃溶液を通水したケースでは、Ca濃度は100 mg/L程度で安定していた。蒸留水を通水したケースでは、Ca濃度にばらつきは見られたが、40 mg/Lを超えることはなかった。これらの結果から、盛土浸出水とFeCl₃溶液は供試体中のCaの溶出を促進する効果があると考えられる。

図-5(d)に流出液のMg濃度を示す。全体的に、1-Feを除くすべてのケースでMg濃度は通水に伴い安定する傾向が見られた。FeCl₃溶液や蒸留水を通水したケースでは、吸着材配合割合が高いほどMg濃度が減少する傾向が見られた。一方、盛土浸出水を通水したケースでは、吸着材配合割合の変化はMg濃度への影響は顕著ではなかった。これらの結果から、吸着材には供試体中のMgの溶出を抑制する効果を有する一方で、通水液中に含まれるMg²⁺の吸着には効果が乏しいことが示唆された。

3章で述べた透水性の変化と照らし合わせると、透水係数が低下し続けている一方で、CaおよびMgの流出は次第に安定しており、Feについては供試体中に継続的に滞留していることが明らかとなった。さらに、透水性低下の抑制効果については、吸着材の配合割合により生じた酸緩衝能の差がpHに影響を与え、その結果としてFeの滞留量や供試体中での存在形態に違いが生じている可能性も示唆された。これらの結果は、FeCl₃溶液および盛土浸出水の通水による透水係数の低下と、供試体中におけるFeの滞留との間には因果関係が存在する可能性を強く示した。ただし、滞留したFeは具体的にどのようなメカニズムで透水性を低下させたかについては、現時点では明確ではない。また、蒸留水通水による透水性低下の理由については、解明には至っていない。

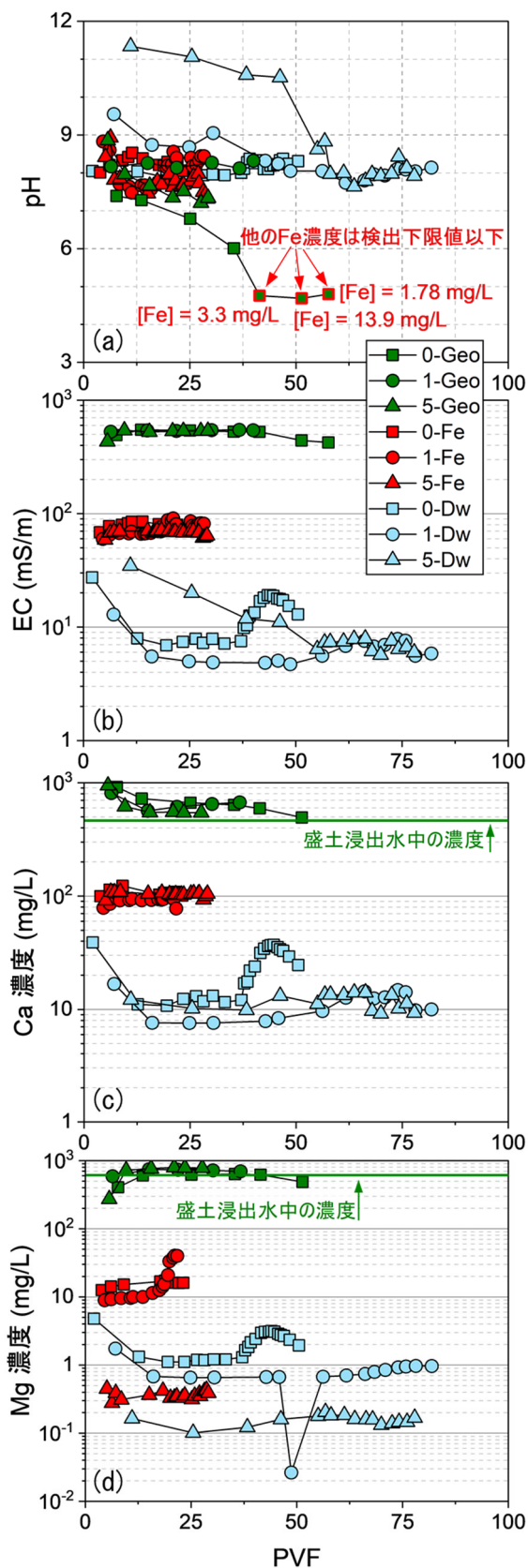


図-5 流出液の化学成分変化
(a)pH, (b)EC, (c)Ca 濃度, (d)Mg 濃度

4.2 供試体の密度変化

図-6 に X 線 CT の結果を示す。縦軸は式 (1) により算出された供試体断面の平均 CT 値、横軸はその断面の位置を表すスライス数で整理した。横軸の範囲は、図-3 に示すアクリルカラムの上下の円盤部を除いた約 6 cm の円筒部分に相当する。4 つの供試体において得られた断面平均 CT 値はおおむね 1025~1125 HU の範囲に分布している。写真-3 に、断面平均 CT 値に約 100 HU の差が見られた箇所の CT 画像を示す。また、表示範囲内の断面平均 CT 値のプロファイルには 3 つのピークが確認され、これらは供試体を 5 層に分けて締め付けたことによるものであり、「谷」の部分は各締め固め層の境界と考えられる。比較を容易にするために、4 つの供試体の結果を二枚の図に分けて提示する。

図-6 (a) に 5-Dw 通水前後の結果を示す。通水前と比較して、通水後の供試体においては下側の断面で平均 CT 値が減少し、中側および上側の断面では増加する傾向が確認された。この変化は、通水によって供試体下側の密度が低下し、中側および上側の密度が上昇したことを示している。こうした密度分布の変化は、通水に伴う物質の上方移動に起因するものである。実際、供試体の母材には細粒分が 24.6% 含まれており (図-2)、通水によりこれらの粒子が再配置された可能性が考えられる。それによって、供試体上側の間隙体積が減少し、水の流れが妨げられた可能性がある。以上の結果から、蒸留水の通水により生じた透水性の低下は、細粒分の移動による間隙の閉塞が一因であると推定される。

図-6 (b) には、5-Dw 通水前と 5-Fe、5-Geo 通水後の結果を示す。5-Fe 通水後では、図-6 (a) に示した 5-Dw 通水後と類似した傾向が見られ、下側の平均 CT 値が減少し、中側および上側で増加する変化が確認された。ただし、5-Fe 通水後の上側のピーク値は 5-Dw 通水後のピーク値よりもやや小さい。このことから、 FeCl_3 溶液の通水においても物質の上方移動が生じ、上側の間隙体積が減少したと考えられるが、その変化の程度は蒸留水通水と同じか、それ以下の可能性も示唆された。

一方、5-Geo 通水後では、他の通水後のプロファイルとは異なり、上、下側断面の平均 CT 値の差は顕著に現れず、明瞭な密度変化は確認されなかった。ただし、下側のピーク位置は他の供試体と比べ 1 cm 以上 (約 150 スライス) のずれが見られた。この位置ずれの原因は明確ではないものの、盛土浸出水の通水が供試体の密度分布に及ぼす影響は、 FeCl_3 溶液および蒸留水の場合とは異なることがうかがえる。

4.1 節においては、供試体中への Fe の滞留が透水係数低下の要因である可能性が推測された。これに対して、5-Dw 通水後と 5-Fe 通水後の密度分布が類似しているにもかかわらず、5-Fe の方がより大幅な透水係数の低下を示したことから、Fe の滞留は細粒分の移動より顕著な密度変化を伴わずに透水性に影響を及ぼしうることが示唆された。この場合、Fe は pH の上昇に伴い Fe の沈殿物として間隙を直接閉塞するのではなく、水酸化鉄 (III) コロイドとして間隙内に分散し、それらの粒子がもつ表面電荷に起因して形成される拡散二重層の斥力によって互いに分散安定化された状態で存在すると考えられる³⁾。こうした拡散二重層を有する水酸化鉄 (III) コロイドの分散状態が、供試体の有効間隙体積を縮減させ、透水係数を低下させた原因と推察される。

一方で、盛土浸出水中に含まれる Fe^{3+} 以外の多価金属イオンが拡散二重層に侵入すると、電気的中和が進行し、拡散二重層が圧縮される。これにより、コロイド粒子間の静電的反発力が低下し、ファンデルワールス力などの引力が優勢となってコロイド粒子の凝集が促進される (DLVO 理論に基づく)⁹⁾。このような凝集は、供試体の有効間隙体積の減少を押さへ、透水係数の急激な低下を抑制する効果として解釈できる。

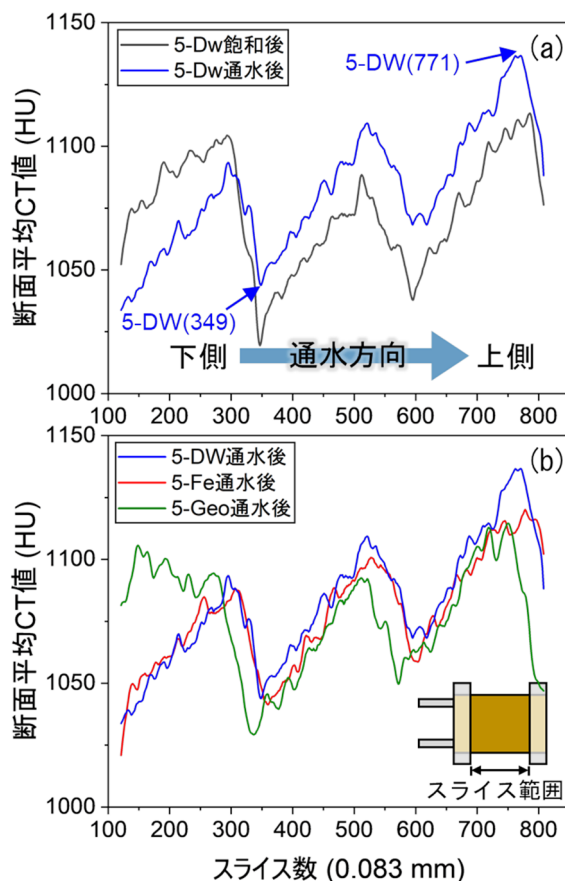


図-6 供試体の断面平均 CT 値分布 (吸着材 5%)

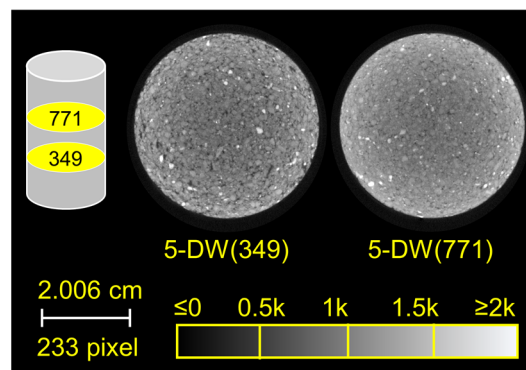


写真-3 平均 CT 値差 100 HU 程度の断面画像の比較

4.3 供試体鉱物組成変化

図-7 に供試体の XRD パターンを示す。未通水試料には石英、長石、黒雲母、粘土鉱物の特徴ピークが確認された。その中、黒雲母「 $K(Mg, Fe)_3(AlSi_3O_{10})(OH)_2$ 」は試料の Fe 全含有量が高い（図-2）原因と思われる。全ての XRD 試料において、Fe の水酸化物由来の特徴的なピークは明瞭には確認されなかった。これは、供試体の質量に対する Fe の流入量が極めて少量であった（100 PVF において約 0.8 g）ことが原因と考えられる。

配合割合 5%の未通水試料に対し、5-Dw、5-Fe、5-Geo 通水後の XRD パターンを比較した結果、5-Dw および 5-Fe では石英（Q）の主ピーク（ 26.6° ）の強度が著しく低下し、長石類（N, K）由来の特徴ピーク（ $27.9 \sim 28.5^\circ$ ）が最も強く現れた。一方、5-Geo 通水後では石英の主ピークが顕著に維持されていた。供試体は石英が主成分であり、粉碎・ふるい分けを経て均質化処理を施していることから、長石含有率の高い部分を偶然に測定した可能性は極めて低い。また、透水試験の条件下で石英が他の鉱物へ転移するような変化が生じるとは考えにくい。したがって、5-Dw と 5-Fe で観察されたピーク変化は、石英の主ピークの回折角で X 線散乱が抑制されたためであると推測される。先行研究では、石英粒子の表面が Fe や Al などの水酸化物被膜で覆われることにより、類似のピーク抑制が生じることが報告されている⁷⁾。このような被膜が形成されるためには、水酸化物が供試体中で高い分散安定性を有している必要がある⁸⁾。本研究において、水酸化鉄（III）コロイドが間隙内に分散していたとすれば、 50°C の乾燥処理（2.4 節）過程で水酸化鉄（III）コロイドが濃縮し、石英粒子表面に均質な被膜が形成された可能性がある。このような XRD ピークの変化は、試験中供試体中に Fe が水酸化鉄（III）コロイド状態で存在していたことの間接的な証拠と考えられる。この解釈は、4.2 節で考察された供試体中に滞留した Fe の状態とは整合的である。以上の考察に基づけば、ケース 5-Dw における透水係数の低下についても、供試体自身から溶出・分散したコロイドの影響を受けている可能性がある⁹⁾。さらに、5-Geo の結果の場合には、他の多価陽イオンの影響により水酸化鉄（III）コロイドが凝集することで被膜の形成が抑制され¹⁰⁾、石英の主ピークが明瞭に観察されたと考えられる。

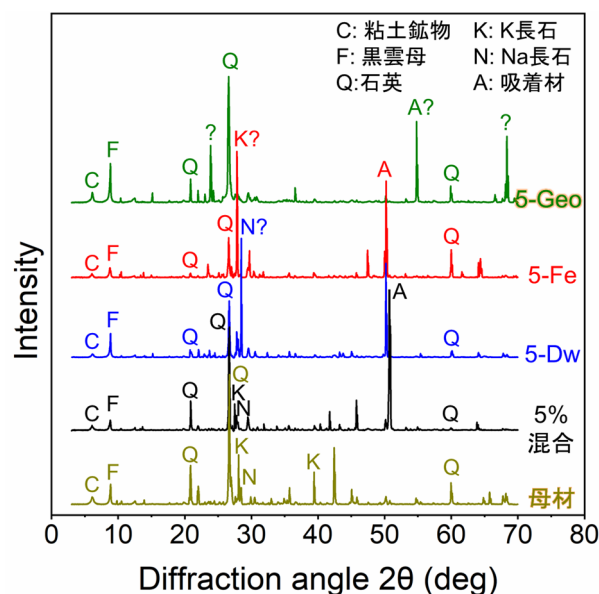


図-7 土試料の XRD パターン

吸着材由来のピーク A（ $46.5 \sim 46.8^\circ$ ）は、5-Dw および 5-Fe の試料において明瞭に確認されたが、5-Geo 試料では顕著に消失した。この変化は、盛土浸出水にのみ含まれる物質が吸着材と反応することにより、吸着材部分の成分に変化が生じた結果と解釈される。実際、ピーク A の消失とともに、複数の不特定なピークが確認された。この変化は、盛土浸出水による透水性の変化は吸着材の配合割合に強く依存していた（図-4(b)）との整合性も示している。このことから、盛土浸出水に含まれる Fe^{3+} による透水性低下を抑制する効果を有する成分が、吸着材との反応で減少されたことが推察される。さらに、吸着材の配合割合が大きいほど、その抑制成分が多く吸着材との反応で消費され、結果として抑制効果が弱まり、 Fe^{3+} の透水性低下への寄与が顕在化するというメカニズムが考えられる。

5. おわりに

本研究では、模擬吸着層を用いた透水試験および X 線 CT, XRD 分析により、盛土浸出水に含まれる成分が透水性に及ぼす影響を評価し、以下の知見を得た。

- 1) 盛土浸出水に含まれる Fe^{3+} は透水性を顕著に低下させる主要因であり、その影響は吸着材の配合割合に左右されなかった。他の多価金属イオンは Fe^{3+} による影響を抑制する傾向を示し、その効果は吸着材の配合割合に依存していた。
- 2) 供試体中に滞留した Fe は、拡散二重層を伴う水酸化鉄（III）コロイドとして分散し、有効間隙体積を縮減させることで透水係数を低下させた可能性が高い。さらに、他の金属イオンはこれらの拡散二重層を圧縮してコロイドの凝集を促進し、この透水性低下を緩和したと考えられる。
- 3) 蒸留水の通水によって細粒分の上方移動が生じ、間隙閉塞を通じて透水性が低下したと推定される。ただし、その影響は Fe による透水性低下に比べて小さい範囲に留まった。

謝辞：本研究の実施および盛土浸出水のご提供に際し、応用地質株式会社の佐藤敏雄様、山口尚宏様、門間聖子様に多大なるご協力を賜りました。また、X 線 CT 撮影に際しては、京都大学大学院工学研究科の栗木周様よりご支援をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル改訂委員会：建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（2023 年版）. 2023.
- 2) 南口和馬・緒方 奨・乾 徹・加藤智大・勝見 武：自然由来重金属含有掘削物を利用した盛土への降雨浸透を抑制する覆土構造の検討. 地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム論文集, pp. 190-195, 2021.
- 3) 西村拓・取手伸夫：土のコロイド現象の基礎と応用（その 12）. 農業土木学会誌, Vol. 67, No. 3, pp. 277-283, 1999.
- 4) 肥後陽介・高野大樹・椋木俊文：X線CTから見る土質力学2：X線CTの概要と研究動向. 地盤工学会誌, Vol. 65, No. 717, pp. 41-48, 2017.
- 5) Gulliksrud, K., Stokke, C., & Martinsen, A. C. T. “How to measure CT image quality: variations in CT-numbers, uniformity and low contrast resolution for a CT quality assurance phantom” *Physica Medica*, Vol. 30, No. 4, pp. 521-526, 2014.
- 6) Mitchell, J.K., & Soga, K. “Fundamentals of Soil Behavior”. 3rd Edition., Wiley, 2005.
- 7) Schindler, M., Durocher, J. L., Abdu, Y., & Hawthorne, F. C. “Hydrous silica coatings: Occurrence, speciation of metals, and environmental significance”. *Environmental science & technology*, Vol. 43, No. 23, pp. 8775-8780, 2009.
- 8) Rusch, B., Hanna, K., & Humbert, B. “Coating of quartz silica with iron oxides: Characterization and surface reactivity of iron coating phases”. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, Vol. 353, No. 2-3, pp. 172-180, 2010.
- 9) 木下晶晴・小松登志子・Per MOLDRUP・尾崎則篤・福島武彦：降雨時における土壌カラムからのコロイド粒子の流出挙動. 土木学会論文集, No. 678, pp. 111-122, 2001.
- 10) 小林 幹佳・足立 泰久：土のコロイド現象の基礎と応用（その 7）. 農業土木学会誌, Vol. 66, No. 9, pp. 53-58, 1999.

地下水採取規制区域における洪積粘土の圧密特性

○前田直也¹・王寺秀介¹・原弘典¹・大谷直人²¹中央開発株式会社・²大阪市環境局

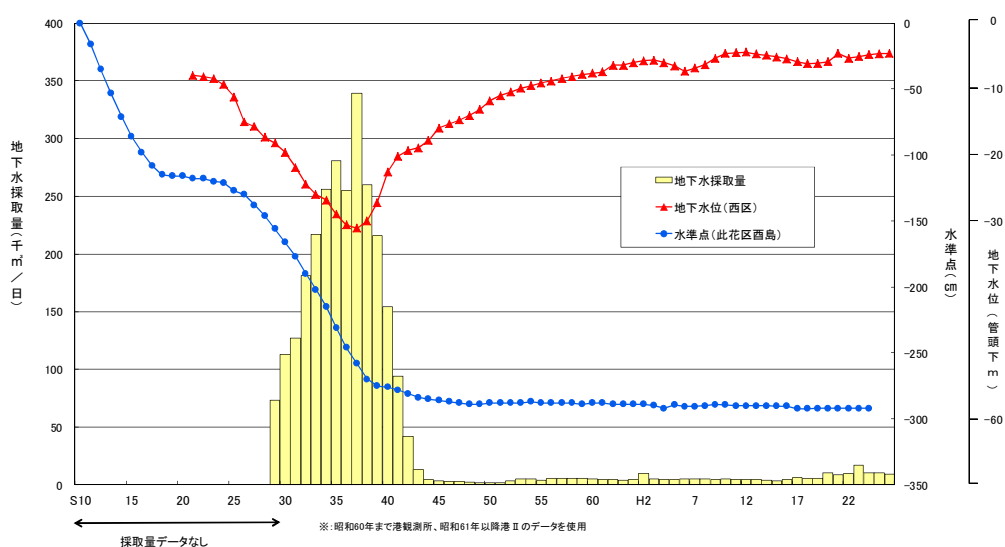
1. はじめに

高度経済成長期に、大阪市をはじめ大都市の平野部では、地下水の過剰な汲み上げにより、地下水位の低下と地盤沈下が発生した。大阪市では、工業のみならずビルの冷暖房等にも地下水が利用され、地盤沈下は湾岸部から内陸部まで広範囲に及んだが、昭和31年に年に施工された「工業用水法」および昭和37年に施行された「建築物用地下水の採取の規制に関する法律」（通称ビル揚水法）による地下水の採取規制により昭和40年代頃からは沈静化している。法による地下水の採取規制は現在もなお続いており、地域によっては、地下水位の上昇による建物の基礎の浮き上がりや液状化危険度の増加が問題として取り上げられるようになった。

大阪市では、ヒートアイランド現象の緩和や地球温暖化対策として、平成27年度から産学官連携の下、新たな地下水利用技術「帯水層蓄熱のための低コスト高性能熱源井とヒートポンプのシステム化に関する技術開発」（環境省CO2排出削減強化誘導型技術開発・実証事業）¹⁾に取り組み、同技術の速やかな社会実装及び普及の促進に寄与することを目的として、平成28年に「大阪市域における地盤環境に配慮した地下水の有効利用に関する検討会議」を設置し、地下水の適正な有効利用のあり方の検討を行ってきた。その成果として、平成31年2月には、第一次とりまとめ²⁾を公表し、令和元年8月27日は、「環境省関係国家戦略特別区域法第二十六条に規定する政令等規制事業に係る省令の特例に関する措置を定める命令の一部を改正する命令」が公布・施行された。しかし、地下水の有効利用促進のためには、さらなる検討が必要であることから、市域全域およびその他の規制区域における粘土層の圧密降伏応力 p_c と地下水位観測結果から求めた有効土被り圧 p_0 との関係より、 $p_c - p_0$ （以降、過圧密量とする）の広域的検討を行った。その結果、規制区域における多くの洪積粘土層等の過圧密量は、過去の過剰揚水に伴う地下水位低下量（回復量）による有効応力増加量 Δp と同等以上であることを確認し、地下水利用による応力変化が、これに対して十分に小さければ地盤沈下を生じさせることなく建物の空調用等に地下水を利用できる可能性を示した³⁾。

2. 過去の地下水利用と地盤沈下

高度成長期には地下水の過剰採取によって、都市部を中心に地下水位の低下、井戸枯れが起こり、大阪、東京等の大都市とその周辺で激しい地盤沈下が起こり、地域によっては一年間に20 cm以上の地盤沈下がみられた。大阪市域においても、昭和10年～38年までの累計沈下量は、最大260 cmに及んだ。戦前の地下水汲み上げが工業中心であったものが、経済の躍進とともに工業以外のもの、すなわち冷暖房その他に大量の地下水利用が行われるようになり、沈下は内陸部にも及んだ。地下水採取量は、ピークとなった昭和37年に339千 m^3 /日にも達したが、ビル揚水法の施工等により大きく

図-1 地下水採取量と地下水位・累積沈下量（大阪市）²⁾

Considerations on the consolidation state of diluvial clay deposits in groundwater sampling restricted area.

Naoya Maeda¹, Shusuke Oji¹, Hironori Hara¹, Naoto Otani² (¹ Chuokaihatu Corporation, ² Osaka City Environment Bureau)

KEY WORDS: Groundwater, Consolidation, Diluvial clay, Pumping, Well

減少し、地下水位は上昇に転じ、地盤高は横ばい傾向で推移しており、地盤沈下は40年以上ほぼ沈静化している（図-1 青丸の水準点の絶対値は、測定地点の累積沈下量を示している）。

3. 規制地域における洪積粘土の圧密特性

3.1 大阪市域（西大阪地域）

圧密降伏応力 p_c と過去の地下水位観測結果から、過圧密量の広域的検証を行った。図-2 に示すとおり、地下水採取規制の施行直前である1960年頃までは、広域的に地下水位が10～30m（有効応力増加量 Δp にして100 kN/m²～300 kN/m²）以上まで低下し、採取規制後に地下水位が回復した。このうち、周辺にボーリングデータがあり、かつスクリーン深度が概ね100m以浅の観測井（表-1）を用いて、地下水位変動量と洪積粘土層の過圧密比または過圧密量の関係について確認した。ここで、地下水位変動量は地盤沈下が沈静化して以降の地下水位回復量である。ボーリングデータは、関西圏地盤情報データベースを参照した。その結果は図-3～4 に示すとおりであり、実測によるこれらの地域の過圧密量は100 kN/m²以上あり、大半が地下水位低下量と同等以上であることが分かった。これは、過去の過剰な地下水採取による地下水位の広域的な低下や地盤沈下に加え、海進、海退の繰り返しによる堆積環境由来の圧密やセメンテーション等の年代効果によるものである。

3.2 大阪市域（うめきたおよび舞洲地区）

大阪市のうめきた地区では、洪積第2礫質土層（Dg2）を利用し、100m³/hの地下水を連続的に揚水・還水する帯水層蓄熱システムの実証試験を行った。その結果、帯水層蓄熱システムは、汲み上げた地下水から熱のみを採り出した後、全量を元の地層に還元するため地下水位の変動量は僅かであり、長期間の連続運転においても地盤沈下は生じなかった¹⁾。次に大阪市の臨海埋立地にある舞洲地区の舞洲障害スポーツセンターにおいても同様の実証試験を行った。埋立地は内陸に比べて、埋立荷重により粘土層の過圧密比が小さいなど、圧密沈下に対する地盤条件が厳しい地域と考えられるが、システム稼働による地盤沈下は認められなかった⁵⁾。うめきた地区および舞洲地区の各粘土層の圧密状態について図-5 に示す。大阪市のような、かつて地下水の過剰揚水により地盤沈下が発生した地域の洪積粘土層は、規制後の地下水位の回復によって過圧密状態にあり、圧密による変形は生じないことを示している。大阪市域の規制地域内の洪積粘土層は、一定の過圧密量を有し、弾性があるため、帯水層蓄熱システムによる地下水位の変動が地盤に与える応力変化は、これに比べて十分に小さいことから、地盤沈下を生じることなく、建物の空調用として地下水を利用できる可能性が示された。

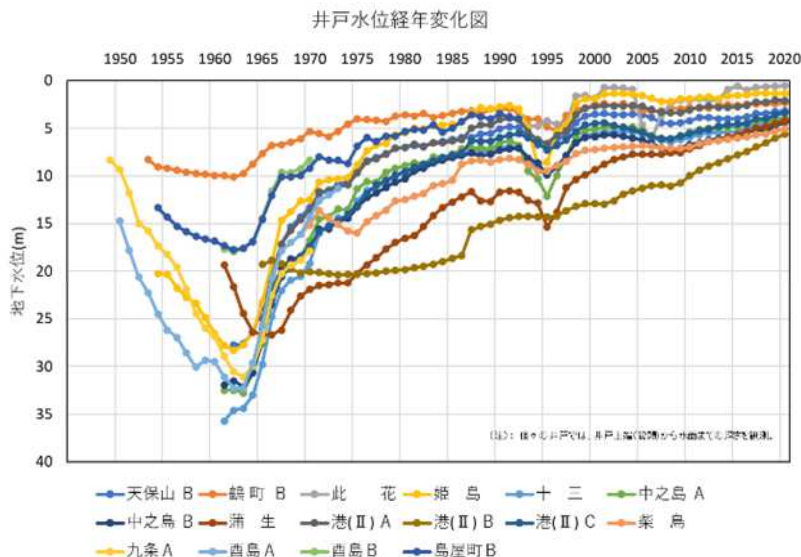


図-2 大阪市域の地下水位の推移²⁾

表-1 検討に利用した観測井の緒言⁴⁾

観測井	所在地	管頭高 (O.P.m)	スクリーン深度 (G.L.-m)	管の深さ (m)	推定帯水層
天保山B	大阪市港区築港四丁目	3.5106	96.0～100.5	104	大阪層群砂礫層
姫島	大阪市西淀川区姫島四丁目	1.4328	63.0～68.0	68	大阪層群砂礫層
十三	大阪市淀川区十三元今里一丁目	4.3085	96.6～100.0	100	大阪層群砂礫層

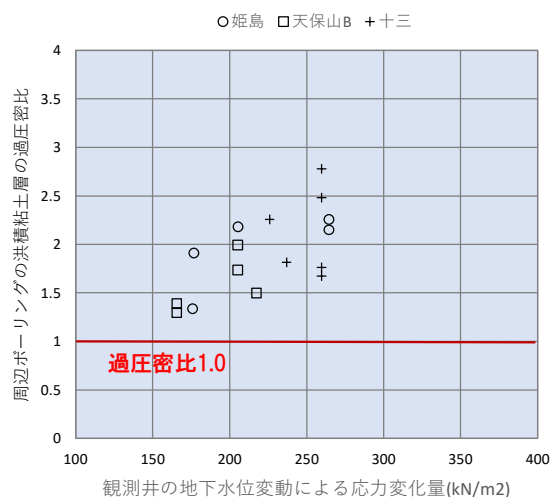


図-3 地下水位変動量と洪積粘土の過圧密比

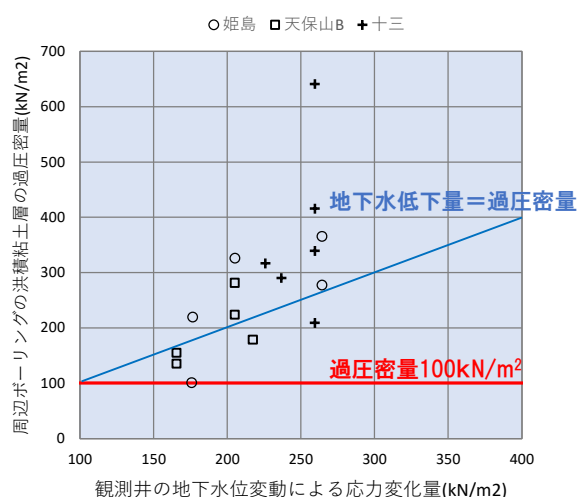
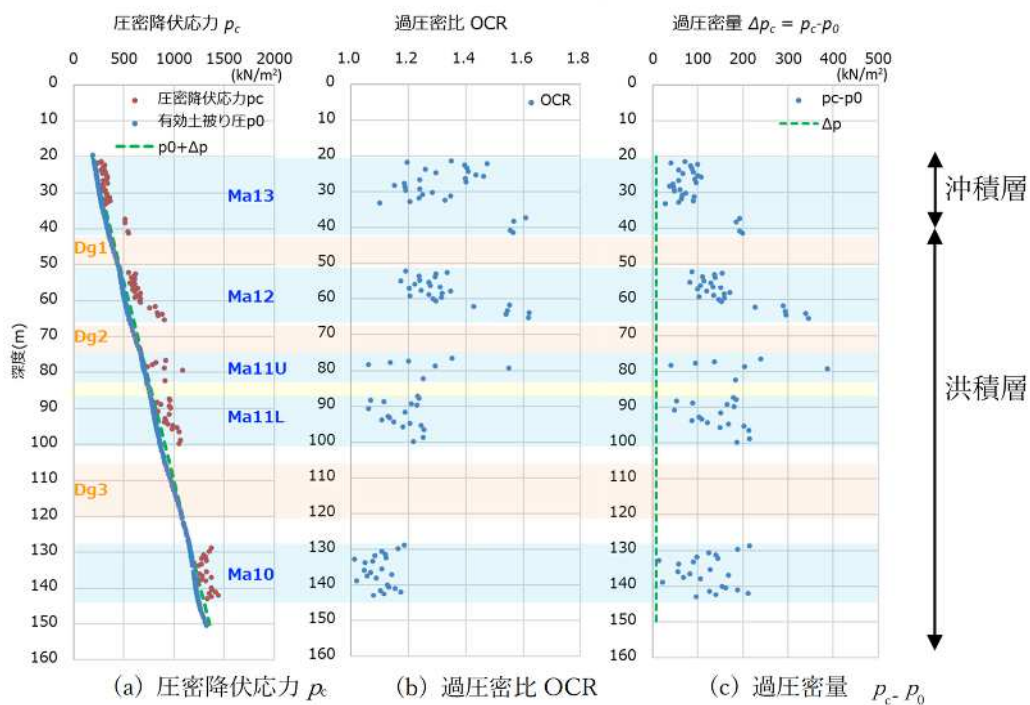


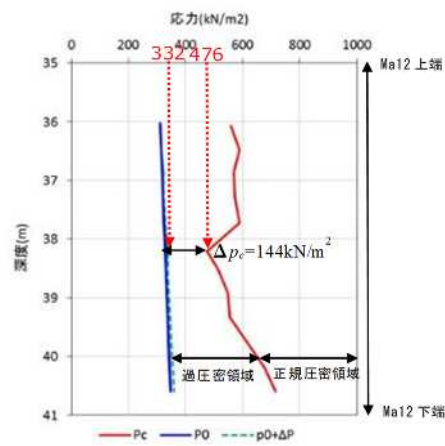
図-4 地下水位変動量と洪積粘土の過圧密度



(d) 各粘土層の圧密特性

	層厚 (m)	試料数	p_0 (kN/m ²)	p_c (kN/m ²)	$p_c - p_0$ (kN/m ²)
Ma12	14.3	28	462~558(504)	549~903(667)	83~345(168)
Ma11U	7.65	13	680~740(706)	736~1089(881)	41~387(184)
Ma11L	13.9	26	768~863(813)	834~1069(955)	48~215(145)
Ma10	16.2	32	1149~1256(1203)	1197~1442(1321)	14~215(121)

※括弧内は平均値。

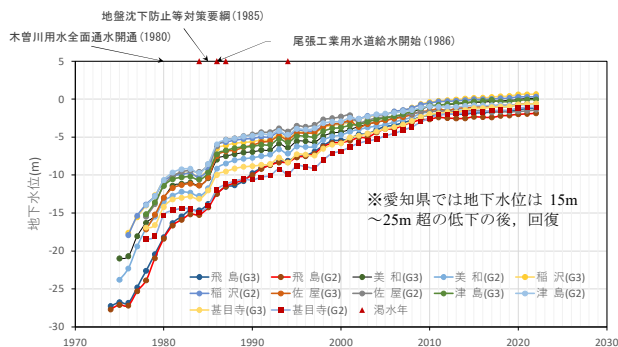


(e) うめきた2期区域 Ma12 の p_c と $p_c - p_0$ の関係

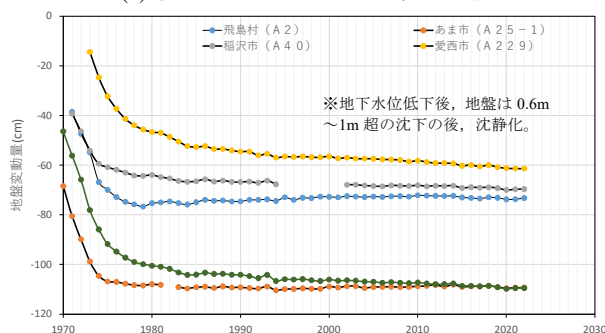
図-5 舞洲地区に各粘土層の圧密状況

3.3 その他の地域（愛知県・東京都）

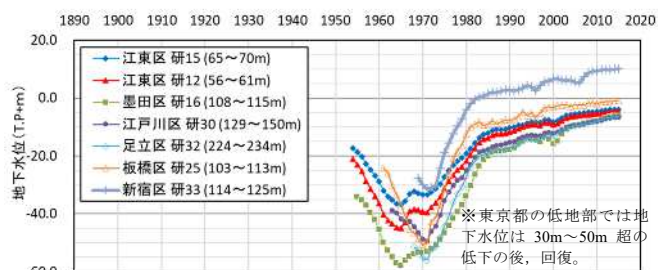
愛知県及び東京都において、大阪市域と同様に圧密降伏応力 p_c と地下水位観測結果から、過圧密量の広域的検証を行った。図-6 に過去の地盤沈下量と地下水位の推移を示す。これによると、いずれも地下水採取規制により地下水位が回復し、地盤沈下が沈静化している。地下水採取規制後の地下水位回復量から、地下水位の低下量は愛知県で 15 m～25 m（有効応力増加量 Δp にして 150 kN/m² ～ 250 kN/m²）以上、東京都では 30 m ～ 50 m（有効応力増加量 Δp にして 300 kN/m² ～ 500 kN/m²）以上となっている。



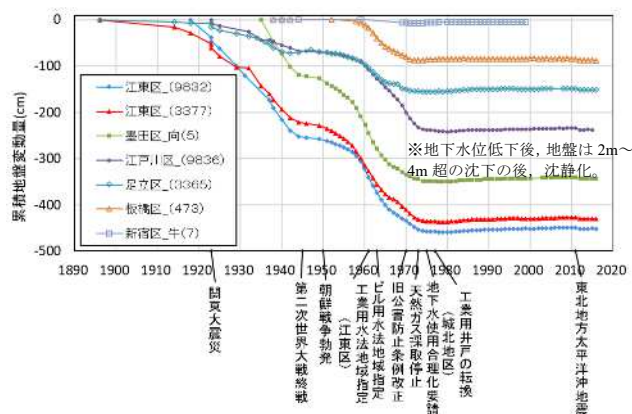
(a) 愛知県における地下水位の推移



(b) 愛知県における累積地盤沈下量の推移

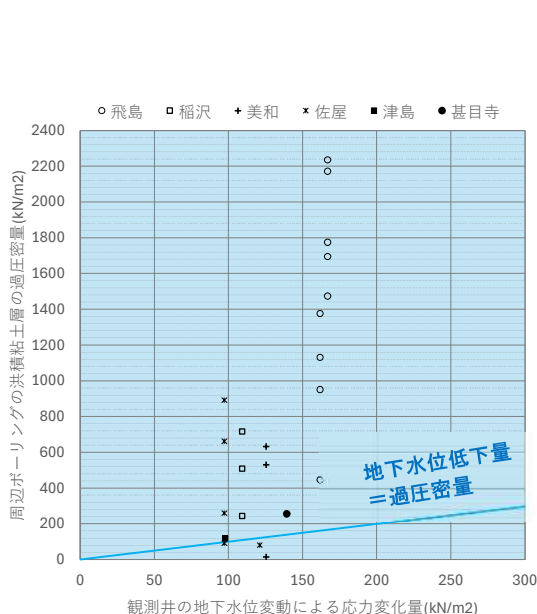


(c) 東京都における地下水位の推移

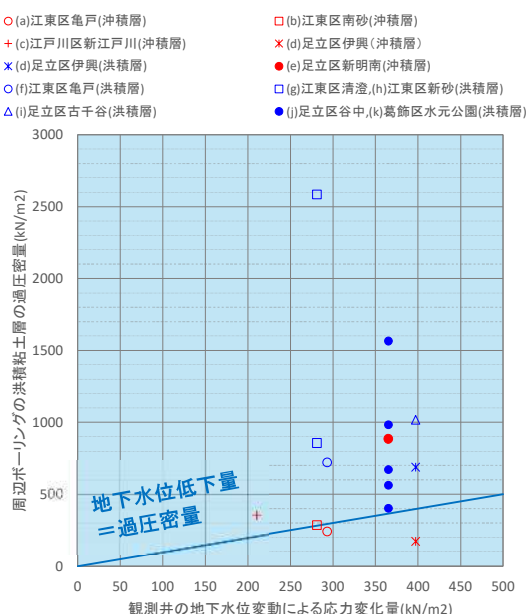


(d) 東京都における累積地盤沈下量の推移

図-6 愛知県及び東京都における過去の地下水位と地盤沈下量の推移⁶⁾



(a) 愛知県



(b) 東京都

図-7 愛知県及び東京都における地下水位変動量と粘土層の過圧密量の関係

図-7 に愛知県及び東京都における地下水位変動量と粘土層の過圧密量の関係を示す。いずれの地域も過圧密量は、大阪市域と同様に過去の過剰な地下水採取による地下水位の広域的な低下や地盤沈下に加えて、海進、海退の繰り返しによる堆積環境由来の圧密やセメンテーション等の年代効果等が広範囲に及んだことにより、大半が地下水位低下量（回復量）に相当する応力変化量を上回っている。

4. おわりに

大阪市域の洪積粘土層をはじめとした地下水採取規制区域における粘土層の過圧密量について検討を行った。その結果、多くの粘土層が過去の地下水位低下に相当する応力変化以上の過圧密量を有していることが明らかとなった。我が国の規制区域は、いずれも過去に過剰な地下水の採取により激甚な地盤沈下を経験した地域であり、地下水採取規制による地盤沈下の沈静化以降、長年が経過している。これらの地域では、地下水位の著しい低下及び回復を経験しているうえ、堆積環境由来の広域的圧密や年代効果によって、過去の地下水位低下量（回復量）相当以上の過圧密量となった粘土層が分布していると推定される。このため、うめきたや舞洲で行った帯水層蓄熱システムの実証事業の結果と同様に、地下水利用により地盤に与える応力変化 Δp が、粘土層の過圧密量に対して十分に小さければ、その影響は弾性変形の範囲内に収まり、地盤変動量も確認できない程度と考えられる。

謝辞：本論文は、大阪市域における地盤環境に配慮した地下水の有効利用に関する検討会議の検討結果に基づきまとめものである。検討会議の学識委員（大島委員、北田委員、杉田委員、大東委員、西垣委員）ならびにオブザーバーである大阪公立大学の中尾様、中曽様と環境省、データをご提供いただいた愛知県に心からの謝意を表します。

参考文献

- 1) 関西電力株式会社，三菱重工サーマルシステムズ株式会社，株式会社森川鑿泉工業所，公立大学法人大阪市立大学，大阪市：平成 30 年度 CO₂ 排出削減対策強化誘導型技術開発・実証事業（帯水層蓄熱のための低コスト高性能熱源井とヒートポンプのシステム化に関する技術開発）成果報告書，2018
- 2) 大阪市域における地盤環境に配慮した地下水の有効利用に関する検討会議：大阪市域における地盤環境に配慮した地下水の有効利用に関する検討報告書,2018
- 3) 大阪市：大阪市域における地盤環境に配慮した,地下水の有効利用に関する検討検討結果（第二次とりまとめ）,2024
- 4) 地下水地盤環境に関する研究協議会：令和 5 年度地下水情報に関する報告書,2024
- 5) 三菱重工サーマルシステムズ株式会社，株式会社森川鑿泉工業所，公立大学法人大阪 大阪市立大学，関西電力株式会社，大阪市：平成 30 年度 CO₂ 排出削減対策強化誘導型技術開発・実証事業（複数帯水層を活用した密集市街地における業務用ビル空調向け新型熱源井の技術開発）成果報告書，2018
- 6) 大阪市環境省 水・大気環境局：地盤沈下に関する集積データを用いたとりまとめ,2019

セッション 5

室内・現場試験，現場計測技術

圧縮指数と自然含水比との相関性の再考と宅地の圧密沈下予測方法の提案

大島昭彦¹・○田村匠大²

¹大阪公立大学都市科学・防災研究センター・²南海電気鉄道(株)

1. まえがき

本論文では圧縮指数 C_c と自然含水比 w_n の相関性、およびそれを利用した宅地の圧密沈下予測方法の提案を報告する。

まず、 C_c の相関性については、Skempton による式(1)の液性限界 w_L との相関式が提案されて以来、 C_c は w_L との相関性が高いと考えられていた。また、日本でも全国の沖積粘土の代表として式(2)が提案されている。

$$\text{鋭敏性が低い粘土の Skempton 式}^1): C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (1)$$

$$\text{日本の沖積粘土の代表式}^2): C_c = 0.015(w_L - 19) \quad (2)$$

しかし、全国の C_c - w_L 関係には地域差があり、式(1)を下限とし、式(2)よりも大きい場合もあるとされている³⁾⁴⁾。 C_c が土の物理性質 (w_L , 塑性指数 I_p , w_n , 間隙比 e など) との相関性を調べた研究は過去にも多くなされている²⁾⁵⁾⁷⁾。しかし、乱れの少ない(乱さない)粘土に対してはまだ明確な結論は得られていないと考えられる。筆者もこれまで正規圧密域で定義される C_c は土の状態によらない一次性質(土の固有な性質)である w_L に依存すると考えていた。確かに C_c - w_L 関係に相関性があるのは事実であるが、 C_c が w_L のみに依存するどうかは疑問がある(後述)。筆者は 2004 年から 2024 年まで日本各地で連続サンプリングした沖積粘土、他を用いて、深度方向に 0.5~1 m ピッチで物理試験と圧密試験を実施してきた。それらのデータを用いて C_c - w_L 関係と C_c - w_n 関係の相関性を調べると、 C_c - w_n 関係の相関性の方が高いことがわかった⁸⁾。そこで本論文では、その結果と C_c - w_n 関係の相関式を提案する。

一方、宅地で最も問題となるのは不同沈下である。これは軟弱粘土地盤の圧密沈下が原因となることが多い。周知のように、圧密沈下量の予測は、圧縮曲線 (e - $\log p$ または f - $\log p$ 曲線)、圧縮指数 C_c 、体積圧縮係数 m_v 、圧密降伏応力 p_c などの圧密定数を圧密試験によって求めて行うのが本来のやり方である。しかし、圧密試験を行うには、ボーリング・サンプリングによって乱れの少ない粘土試料を採取しなければならず、費用と工期の面から宅地での実施はまれである。不同沈下の検討が最も重要と言いながら、必要な圧密情報がないまま数 cm オーダーの高い精度の沈下量予測が要求されるという矛盾をかかえている。そこで筆者は、圧密試験を行わずに、サウンディング試験と簡易サンプラーによる試料採取による C_c - w_L 関係から圧密沈下量を予測する方法を提案した⁹⁾。しかし、この方法では C_c を求めるために w_L を測らねばならず、手間と費用がかかった。しかし、上記のように C_c - w_n 関係であれば、より簡単に測定可能で、それによる沈下予測が可能となる。そこで本論文では、文献 9)の方法を C_c - w_n 関係に基づくものに修正し、宅地で実施するスクリーウエイト貫入 (SWS) 試験または大型動的コーン貫入試験 (H-DCPT) のどちらかの結果から圧縮曲線を推定して圧密沈下予測を行う方法を提案し、その方法の実地盤での検証事例を報告する。

2. 沖積粘土の C_c - w_L 関係、 C_c - w_n 関係の相関性⁸⁾

2.1 大阪地域の沖積粘土

図-1, 2 にそれぞれ西大阪地域 15 地点、東大阪地域 17 地点の沖積粘土の C_c - w_L 関係と C_c - w_n 関係を示す。いずれも C_c - w_L 関係の方がばらつきはやや大きく、 C_c - w_n 関係の方が相関性は高いといえる。

図-1, 2 を比較すると、 C_c - w_L 関係はばらつきが大きいものの、その相関式は確かに日本の沖積粘土の代表である式(2)に近い。ただし、西大阪地域よりも東大阪地域の方が同じ w_L に対する C_c は

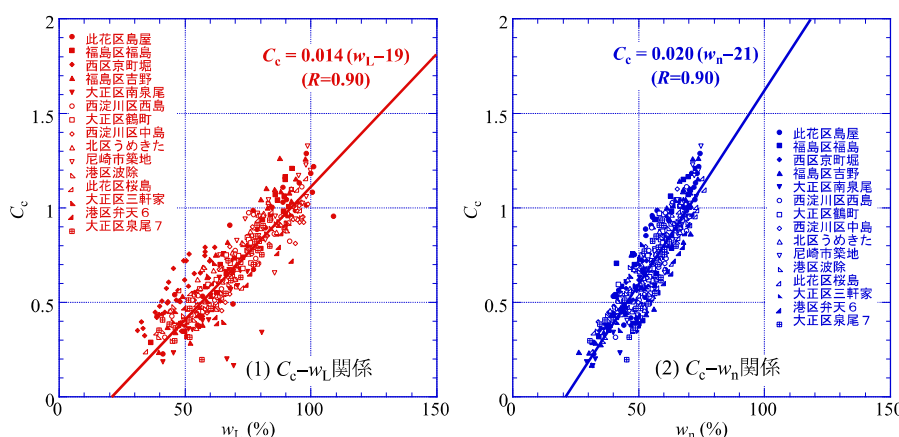


図-1 西大阪地域 15 地点の沖積粘土の C_c - w_L 関係、 C_c - w_n 関係

Reconsideration of correlation between compression index, liquid limit and natural water content and proposal of prediction method: of consolidation settlement of residential land using C_c - w_n correlation and sounding tests: Akihiko Oshima¹, Shodai Tamura² (¹Urban Resilience Research Center, Osaka Metropolitan University, ²Nankai Electric Railway)

KEY WORDS: Compression index, Liquid limit, Natural water content, Clay, Consolidation settlement, Residential land

大きい。これは東大阪地域の方が同じ w_L でも圧縮性が高いと従来から言われていた傾向を示している¹⁰⁾。一方、 C_c-w_n 関係のばらつきは小さく、西大阪地域と東大阪地域の違いが見られないのが特徴的である。これは東大阪地域の沖積粘土は鋭敏性が高く、相対的に w_n は高くなるため、先の C_c が大きかったことを打ち消したためと考えられる。

図-3 に図-1, 2 を合体した大阪地域 32 地点の沖積粘土の C_c-w_L 関係と C_c-w_n 関係を示す。やはり C_c-w_n 関係の方が相関性は高い。両関係から、平均的に式(3), (4)の相関式が成立する。なお、ばらつきが大きいものの、式(3)は式(2)と一致した。

$$C_c = 0.015(w_L - 19) \quad (3)$$

$$C_c = 0.020(w_n - 22) \quad (4)$$

2.2 大阪地域以外の沖積粘土

図-4 に大阪地域以外の全国 18 地点の沖積粘土の C_c-w_L 関係と C_c-w_n 関係を示す。やはり C_c-w_L 関係のばらつきは大きく、 C_c-w_n 関係は相関性が高く、図-3 の大阪地域よりも C_c はやや小さく、相関性に地域性が見られる。両関係から、平均的に式(5), (6)の相関式が成立する。

$$C_c = 0.014(w_L - 14) \quad (5)$$

$$C_c = 0.015(w_n - 19) \quad (6)$$

ここで、浦安市、越谷市、白石町の 9 地点 (塗りプロット) は液性指数 $I_L \geq 1.2$ を示す超鋭敏粘土であったが、それらの相関式は、

$$C_c = 0.016(w_n - 18) \quad (7)$$

となり (図は省略)、式(6)とそれほど変わらなかった。

図-5 に別途入手した西日本地域 10 地点の沖積粘土の C_c-w_n 関係を示す。図-4(2)の大阪地域の沖積粘土とほぼ同じ相関式となった。

ただし、大阪地域以外の沖積粘土とするにはデータ数がまだまだ不十分で、かつ相関性に地域性があることも想定されるので、今後さらにデータを収集して相関性を調べる必要があると考えている。

なお、文献 11) では大阪湾岸埋立地の浚渫粘土と沖積粘土、高有機質土、大阪地域の洪積粘土 Ma12 に対しても同様な整理を行ったが、いずれの粘土もやはり C_c-w_L 関係よりも C_c-w_n 関係は相関性が高かった。また、構造発達が小さい湾岸の浚渫・沖積粘土の C_c は小さいこと、高有機質土では C_c 、 w_n の幅が非常に大きいこと、構造発達が大きい洪積粘土の C_c は大きいことがわかった。各粘土の詳細との相関式は文献 11) を参照されたい。

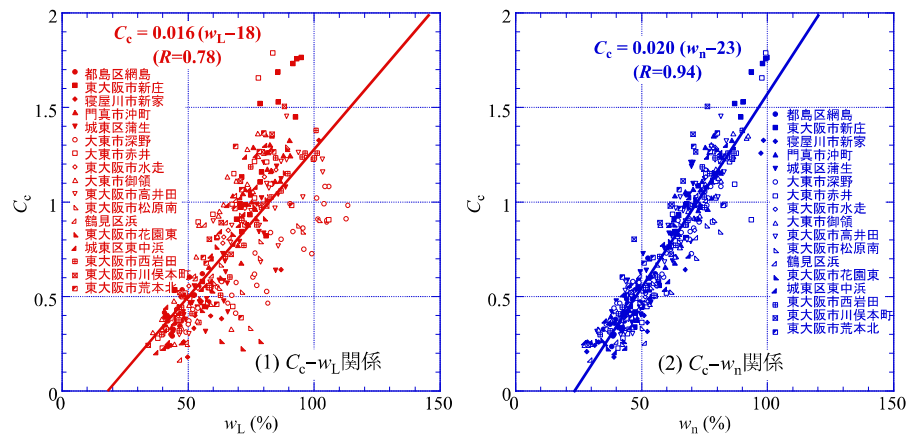


図-2 東大阪地域 17 地点の沖積粘土の C_c-w_L 関係、 C_c-w_n 関係

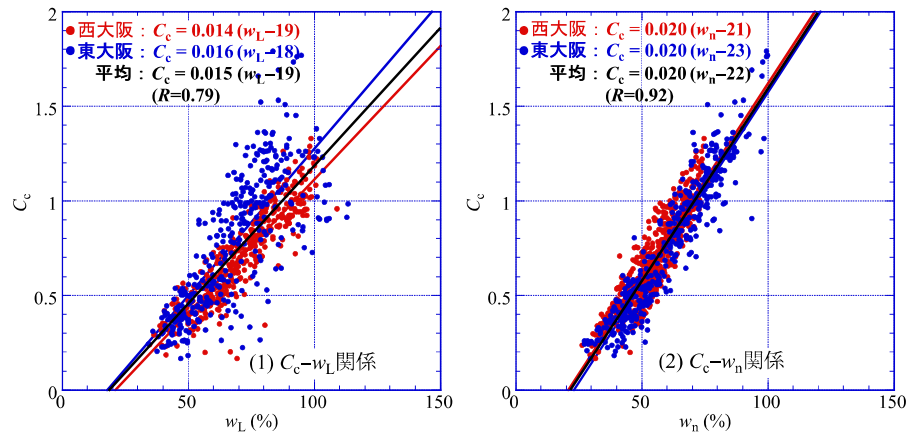


図-3 大阪地域 32 地点の沖積粘土の C_c-w_L 関係、 C_c-w_n 関係

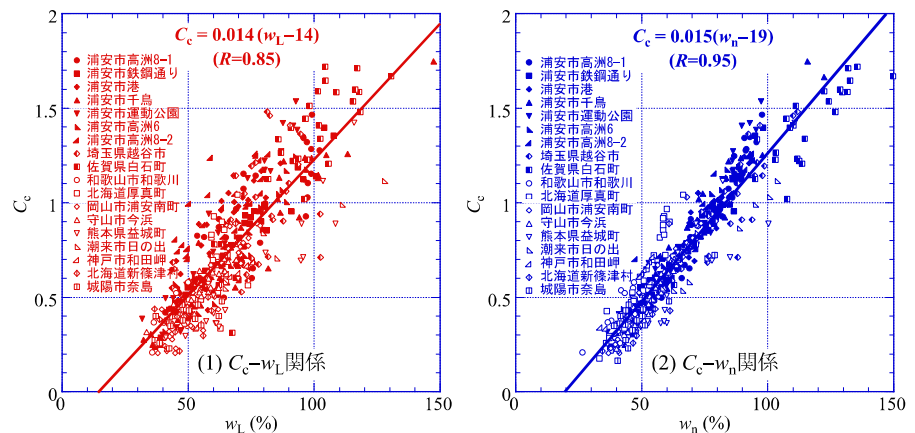


図-4 大阪地域以外の 18 地点の沖積粘土の C_c-w_L 関係、 C_c-w_n 関係

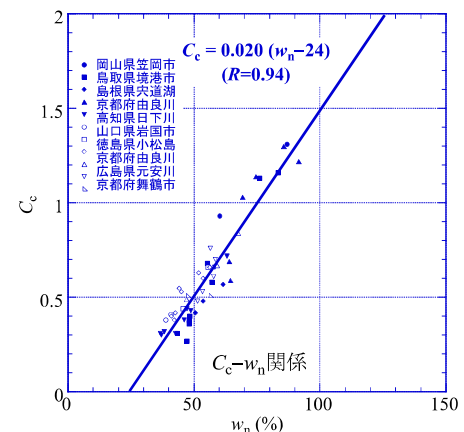


図-5 西日本地域 10 地点の沖積粘土の C_c-w_n 関係

2.3 C_c - w_L 関係、 C_c - w_n 関係の相関性の考察

三笠¹²⁾によれば、土の力学的性質は次式で決定される (F は関数の意味)。

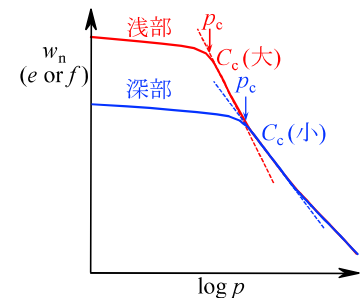
$$\text{土の力学的性質} = F(\text{土の種類；土の状態}) = F(\text{土の種類；密度，含水比，骨格構造}) \quad (8)$$

ここで、飽和粘土の圧縮指数 C_c は、密度は含水比と従属関係にあるので、次式で表される。

$$\text{圧縮指数 } C_c = F(\text{土の種類；含水比，骨格構造}) \quad (9)$$

粘土の種類を表す代表として、液性限界 w_L が挙げられるが、式(9)から C_c は w_L だけでは決まらないことになる。一方、自然含水比 w_n は土の種類（粘土の塑性、有機物量など）に依存する。また、骨格構造は鋭敏比 S_r に代表され、鋭敏性の高い粘土ほど骨格構造が発達し、 C_c は大きく、かつ相対的に w_n は高いと考えられる。すなわち、 w_n は土の種類（粘土の塑性、 w_L ）と土の状態（骨格構造、 S_r ）の両方の影響を受けたものであるため、 C_c は w_L よりも w_n との相関性が高くなると考えられる。

これを前提に考察すると以下となる。今、仮に均質な沖積粘土層（ w_L が深度方向に一定、圧縮曲線が同一）があったとする。もし C_c が w_L のみで決まるなら、深度方向に C_c は一定となるはずであるが、そうはならない。なぜなら図-6に示すように、沖積粘土は深度方向の有効土被り圧に応じて圧密が進んでおり、その圧縮曲線は骨格構造の発達によって一般に下に凸な曲線を示すので、浅部から深部に行くほど C_c は小さくなる。一方、 w_n は粘土の塑性や骨格構造の影響を受け、かつ圧密によって深部ほど小さくなるので、 C_c - w_n 関係の相関性が高くなると考えられる。



圧縮曲線は下に凸な曲線となるため、浅部から深部に行くほど C_c は小さくなり、 w_n も深部ほど小さくなる。

図-6 圧縮曲線と C_c の深度方向の変化

3. 宅地の圧密沈下量の予測方法¹³⁾

次に、文献9)の方法を2.の C_c - w_n 関係に基づくものに修正し、宅地でのスクリーウエイト貫入（SWS）試験または大型動的コーン貫入試験（H-DCPT）のどちらかの結果から圧縮曲線を推定して圧密沈下予測を行う方法を提案する。

3.1 推定圧縮曲線の求め方

圧密試験を行わずに圧縮曲線を推定するには、宅地において少なくとも以下の地盤調査を行うことが必要と考える。

- ① 深度 10m 程度まで SWS 試験または H-DCPT を実施して地盤強度を測定し、圧密沈下が想定される粘性土の深度（層厚 H ）を特定する。
- ② 通電式水位計または文献14)の方法によって試験孔の地下水位を測定する。
- ③ 文献15)に示す SWS 用または H-DCPT 用の簡易サンプラーによって、深度 10m 程度まで 1m ピッチで土試料を採取する。
- ④ 採取試料の 1m ピッチの自然含水比 w_n を測定する（粘性土の判定も行う）。

①～④の調査結果から、以下の手順で粘性土の 1m ピッチの圧縮曲線（図-7 参照）を推定し、それを基に圧密沈下量を算定する。

- 1) ②～④から、1m ピッチの湿潤密度 ρ_t （無機質地盤で地下水位以下であれば、 $\rho_s=2.67 \text{ g/cm}^3$ 、 $S_r=100\%$ と仮定すれば w_n から推定可能）を求め、単位体積重量 γ_t に換算して粘性土の 1m ピッチの有効土被り圧 p_0 を求める。

- 2) ④から、粘性土の 1m ピッチの体積比 f_0 （または間隙比 e_0 ）を算定し、初期値 (f_0, p_0) 点を決める。

- 3) ①で SWS 試験を実施した場合には 0.25 m ピッチの W_{sw} 、 N_{sw} 値から式(10)、(11)で、H-DCPT を実施した場合には 0.2 m ピッチの N_d 値から式(12)、(13)で、粘性土の非排水せん断強さ s_u 値を求める（これらの相関式は文献16)、17)で提案しているので、参照されたい。なお、鋭敏粘土は液性指数 $IL \geq 1$ を示すものである）。さらに、式(14)から圧密降伏応力 p_c を推定する（強度増加率 $s_u/p=1/3$ を仮定¹⁸⁾）。

$$\text{SWS : 一般粘性土}^{16)} : s_u = 39 W_{sw} + 0.44 N_{sw} \quad (10) \quad \text{鋭敏粘土}^{16)} : s_u = 45 W_{sw} + 0.49 N_{sw} \quad (11)$$

$$\text{H-DCPT : 一般粘性土}^{17)} : s_u = 3.3 N_d + 28.2 \quad (12) \quad \text{鋭敏粘土}^{17)} : s_u = 4.9 N_d + 22.4 \quad (13)$$

$$p_c = 3 s_u \quad (14)$$

- 4) 正規圧密域の C_c を④の w_n と2.で示した式(4)または式(6)で求める（地域ごとの相関式があれば、それを用いる）。

- 5) 過圧密域での膨張指数 C_s を式(8)で求める（ p_c 付近の C_s はやや大きくなる。式(8)の成立は文献19)を参照されたい）。

$$C_s = C_c/4 \quad (15)$$

- 6) (f_0, p_0) 点から C_s の勾配で過圧密域の直線を引き、 p_c との交点から C_c の勾配に変えて正規圧密域の直線を引き、バイリニアの直線として圧縮曲線を描くことができる（図-7 参照）。

- 7) 沈下量 ΔS は、初期値 (f_0, p_0) から増加応力に応じて C_s または C_c 線上における最終値 (f_t, p_t) の間でひずみ $\varepsilon = (f_t - f_0)/f_0$ を算定し、それに粘性土の各分割層厚 ΔH （≒1m）を乗じて求め（図-7 参照）、それらを合計して全沈下量 S を求める。

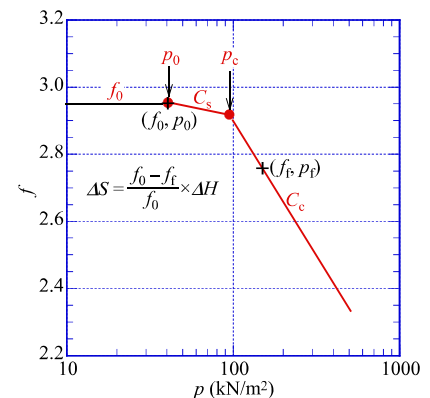


図-7 推定圧縮曲線と沈下量の求め方

3.2 圧密沈下予測の検証事例

東大阪市川俣本町，東大阪市荒本北での地盤調査一斉試験^{20),21)}において，SWS 試験，H-DCPT 結果と w_n の測定値を用いて，3.1 で示した推定圧縮曲線による圧密沈下量予測の検証事例を示す。なお，川俣本町は一般粘土，荒本北は鋭敏粘土であった。

まず，図-8 に東大阪市川俣本町の深度 11m までの柱状図，SWS と H-DCPT の簡易サンプラーで採取した試料の w_n ， w_n から求めた p_0 ，SWS，H-DCPT の式(10)，(12)と(14)で推定した p_c ， w_n から推定した C_c の深度分布を示す。図(1)の w_n は若干の違いがあるが，ほぼシンウォール試料と一致している。図(2)の p_0 ， p_c も若干の違いはあるが，ほぼボーリング，圧密試験と一致している。図(3)の C_c は深度で大きい，小さいはあるが，比較的整合している。なお，粘性土③では SWS の簡易サンプラーによる試料採取ができなかったため，シンウォール試料の w_n を代用している。

この結果を基に，SWS，H-DCPT による粘性土②，③の推定圧縮曲線と圧密試験の圧縮曲線の比較を図-9 に示す。深度によって若干異なる場合もあるが，両試験による推定圧縮曲線は圧密試験の圧縮曲線と比較的よく整合している。

図-10 に盛土 $H(m)$ を想定した増加荷重 $\Delta p (= \gamma_t \times H = 20 \times H)$ に対する粘性土①～③ (1.6～11.0m) の合計沈下量の比較を示す。図-10(1)は SWS，H-DCPT とともに従来の C_c-w_L 関係の相関式(2)，(3)を用いた場合と宅地でこれまで経験的に用いていた以下の m_v 式²²⁾を用いた場合の沈下量を示した。

$$m_v = 1/(80c) \sim 1/(52c) \quad (16)$$

ここに， c は通常用いられている SWS 試験による次式 (稲田式) で求めている。

$$c = q_u/2 = (45 W_{sw} + 0.75 N_{sw})/2 \quad (17)$$

H-DCPT では $c = s_u$ とし式(12)で求めた。

図-10(1)から， C_c-w_L 関係の相関式を用いた沈下量は圧密試験による値に比べて過小となった。また， m_v 式では当然ながらかなり幅があるが，SWS では $1/(80c)$ が，H-DCPT では $1/(52c)$ が圧密試験に近くなったが，これが常に成り立つかは不明である。

一方，図-10(2)は C_c-w_n 関係の相関式(4)を用いた場合の沈下量を示した。SWS，H-DCPT とともに圧密試験による値と比較的よく一致している。この結果から，本研究で提案した方法の信頼性が伺える。

次に，図-11 に東大阪市荒本北の 11 m ま

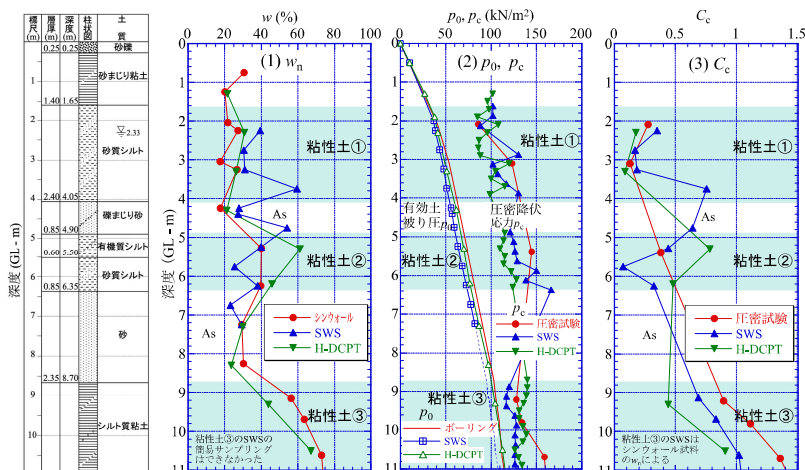


図-8 東大阪市川俣本町での w_n の測定結果と p_0 ， p_c ， C_c の推定結果

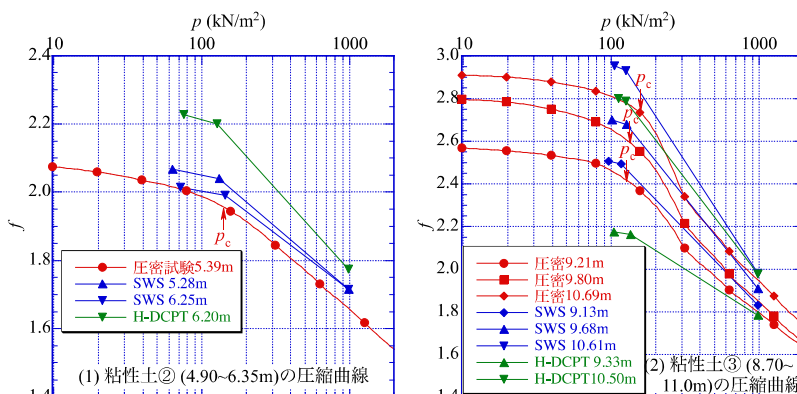


図-9 東大阪市川俣本町での圧縮曲線の比較

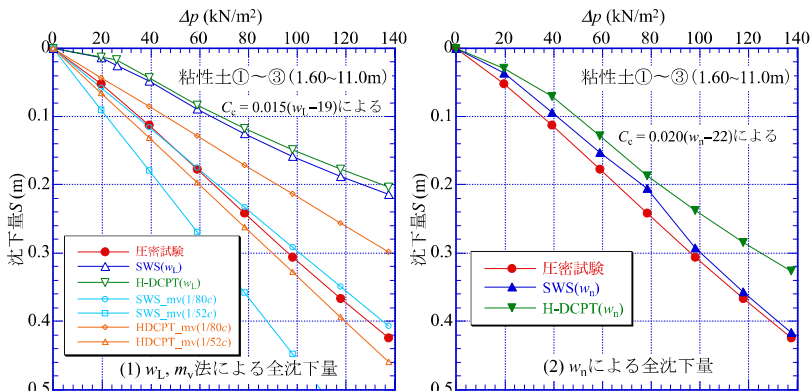


図-10 東大阪市川俣本町での沈下量の比較

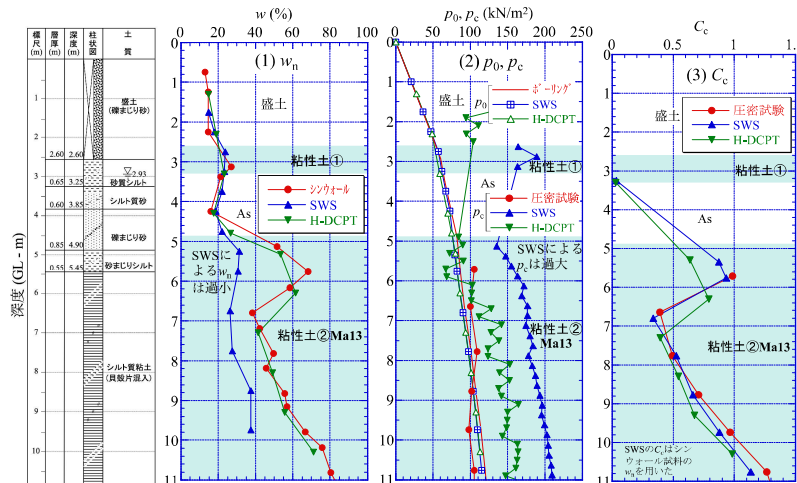


図-11 東大阪市荒本北での w_n の測定結果と p_0 ， p_c ， C_c の推定結果

での柱状図, w_n , p_0 , p_c , C_c の深度分布を示す。荒本北の沖積粘土は鋭敏粘土であったので, s_u の推定は式(11), (13)を用いた。図-11(1)の w_n では SWS の簡易サンプラーによる値はかなり小さく, 異常値と判断した(上部の砂質土がサンプラーに混入したと推定)。一方, H-DCPT の簡易サンプラーによる w_n はシンウォール試料とほぼ一致した。図-11(2)の p_0 は両試験ともにほぼボーリングと一致しているが, SWS の推定 p_c はかなり過大となっている。これはこの現場では N_{sw} が過大だった²³⁾ためであるが, 原因は不明である。一方, H-DCPT の推定 p_c は圧密試験の値に近い。図-11(3)の C_c は圧密試験の値とよく一致している。ただし, SWS の w_n が異常値だったので, シンウォール試料の w_n を代用した結果である。

図-12 に圧縮曲線の比較を SWS, H-DCPT 別に 1m ピッチで示す。図-12(1)の SWS では, 先に述べたように w_n が異常値だったので, シンウォール試料の w_n を代用して圧縮曲線を求めているが, やはり全体的に p_c は過大となっている。図-12(2)の H-DCPT では w_n を測定した深度が必ずしも圧密試験の実施深度と一致していないので, 圧密試験と少し異なる場合もある(特に 6.30m)が, 比較的良好に圧密試験の圧縮曲線と整合している。

図-13(1)に増加荷重 Δp に対する粘性土② (4.9~11.0m) の合計沈下量の比較を示す(粘性土①では圧密試験ができなかったため, 省いた)。図-10(1)から, C_c - w_L 関係の相関式を用いた沈下量は SWS ではかなり過小(これは先の p_c がかなり過大となったためである), H-DCPT では圧密試験による値に整合している。また, m_v 式では $1/(80e) \sim 1/(52e)$ では過小となった(偶然にも SWS と H-DCPT でほぼ同じ値となった)。やはり m_v 法の適用は不十分といえる。一方, 図-13(2)は C_c - w_n 関係の相関式(4)を用いた場合の沈下量を示した。やはり SWS では p_c が過大であった影響で沈下量が過小となっている。H-DCPT の沈下量もやや過小であるが, 圧密試験による値に近いといえる。以上の結果から, 本研究で提案した手法の信頼性が伺える。

なお, 文献 24)では過去の地盤調査地点(大阪市, 佐賀県白石町)での圧密沈下予測の検証事例を示した。両地点とも SWS, H-DCPT による推定圧縮曲線は圧密試験とよく整合し, 算定した沈下量も圧密試験と比較的良好に一致した。詳細は文献 24)を参照されたい。

4. まとめ

本論文では, 沖積粘土を対象に圧縮指数 C_c と液性限界 w_L , 自然含水比 w_n の相関性を調べた結果とその相関式, および宅地の圧密沈下予測を行う方法を提案し, 実地盤での検証事例を示した。それらの結果から以下の結論が得られた。

- 1) 大阪地域の 32 地点の沖積粘土の C_c - w_L 関係と C_c - w_n 関係から, C_c - w_L 関係のばらつきはやや大きく, C_c - w_n 関係の方が相関性は高いといえる。また, C_c - w_n 関係では西大阪地域と東大阪地域の違いが見られず, 共通の相関式(式(4))を提案できた。
- 2) 大阪地域以外の沖積粘土でも, やはり C_c - w_L 関係よりも C_c - w_n 関係の方が相関性は高く, 大阪地域よりも C_c はやや小さく, 相関性に地域性が見られた。ただし, データ数が不十分であるので, 今後さらにデータを収集して相関性を調べる必要があると考えられた。
- 3) 上記の C_c - w_L 関係よりも C_c - w_n 関係の方が相関性は高くなる理由は三笠による式(9)で説明できた。すなわち, C_c は w_L だけでは決まらないこと, w_n は土の種類(粘土の塑性)および土の状態(骨格構造)の両方の影響を受けたものであるため, C_c との相関性が高いと考えられた。
- 4) 宅地で実施したスクリュウエイト貫入(SWS)試験または大型動的コーン貫入試験(H-DCPT)から推定した非排水せん断強さ s_u 値, 簡易サンプラーで採取した試料の w_n の測定および C_c - w_n の相関式から圧縮曲線を推定して圧

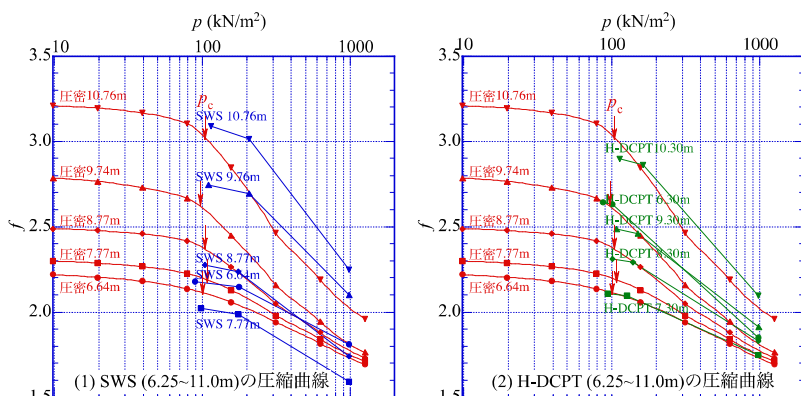


図-12 東大阪市荒本北での圧縮曲線の比較

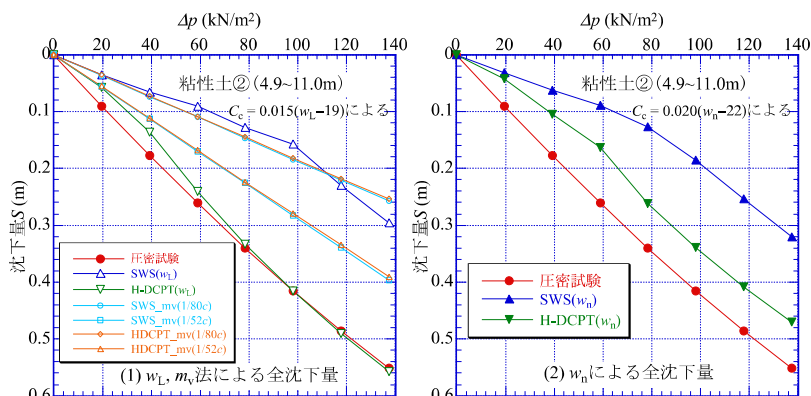


図-13 東大阪市荒本北での沈下量の比較

密沈下予測を行う方法を提案できた。

- 5) 提案した方法を東大阪市の2地点の地盤で検証したところ、 w_n 、有効土被り圧 p_0 、圧密降伏応力 p_c 、 C_c は通常のボーリング・サンプリング・圧密試験による結果とほぼ整合した。また、推定した圧縮曲線およびそれに基づく圧密沈下量も圧密試験による結果とほぼ整合したため、提案方法の信頼性が確認できた。

今回提案した圧密沈下予測方法は採取試料の w_n の測定で行えるので、以前提案していた w_L の測定に基づく方法に比べて、より容易に宅地の圧密沈下予測が可能となる。なお、ここでは宅地に限定して述べたが、提案した方法は一般的な地盤の圧密沈下予測にも使える可能性があると考えている。

ただし、東大阪市荒本北の事例のように、試料採取する簡易サンプラーの機構およびサウンディング試験による p_c の推定精度についてはさらなる工夫・検討が必要であり、今後の課題と考えている。

参考文献

- 1) Skempton, A. W. : The consolidation of clays by gravitational compaction, Q. J. geological Society, Vol.125, No.719, pp.373-411, 1970.
- 2) 小川富美子・松本一明：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性，港湾技術研究所報告，第17巻，第3号，pp.3-89，1978.
- 3) 田中洋行・榊原基生：港湾地域における土の一次性質の統計解析，港湾技研資料，No.719，36p，1991.
- 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第1回改訂版]，pp.519-521，2020.
- 5) 甲本達也・朴鐘華：攪乱粘土の圧縮指数式について，農業土木学会論文集，No.193，pp.81-85，1998.
- 6) 八尾真太郎・西田一彦―平田茂良：軟弱な沖積粘土の変形特性と物理・力学的性質間の関係，日本建築学会構造系論文報告集，第437号，pp.83-90，1992.
- 7) 山内義明・三好千春：圧縮指数を推定する土質定数と問題点について，全地連「技術フォーラム2010」，No.42，2010.
- 8) 大島昭彦・田村匠大：沖積粘土の圧縮指数 C_c と液性限界 w_L ，自然含水比 w_n との相関性の再考，第60回地盤工学研究発表会，No.22-4-1-01，2025.
- 9) 大島昭彦：宅地地盤評価に関わる技術的問題（SWS試験による宅地地盤の評価技術），地盤工学会誌，Vol.68，No.2，pp.6-9，2020.
- 10) KG-NET・関西圏地盤研究会：新関西地盤2007―大阪平野から大阪湾―，pp.85-96，2007.
- 11) 大島昭彦・田村匠大：各種粘土の圧縮指数 C_c と液性限界 w_L ，自然含水比 w_n との相関性，第80回土木学会年次学術講演会(投稿中)，2025.
- 12) 三笠正人：土の力学における構造の概念の意義について，第17回土木学会年次学術講演会，pp.35-38，1962.
- 13) 田村匠大・大島昭彦：宅地のサウンディング試験による圧密沈下予測手法の修正とその検証事例，第60回地盤工学研究発表会，No.11AM2-De-02，2025.
- 14) SWS 地下水位測定技術協会：入手先<<http://asgl.or.jp>>（参照2025.6.20）
- 15) 渋谷朋樹・矢野さおり・平田茂良・深井公・小川正宏・大島昭彦：うめきた2期地区での地盤調査結果(その4：簡易サンプラーの適用性)，第52回地盤工学研究発表会，No.0060，2017.
- 16) 深井公・大島昭彦・安田賢吾・中野将吾・萩原侑大・松谷裕治：スクリーウエイト貫入試験結果と N 値， s_u 値との新相関式の提案，地盤工学ジャーナル，Vol.16，No.4，pp.319-331，2021.
- 17) 田村匠大・大島昭彦・中野将吾・塩崎一樹・高橋秀一・平田茂良：大型動的コーン貫入試験の新たな補正打撃回数 N_{dr} 値と N 値， s_u 値の対応関係，Kansai Geo-Symposium 2023 論文集，pp.161-166，2023.
- 18) 春日井麻里・大島昭彦・山口智也：大阪・神戸地域の浅層地盤モデルを用いた地下水位低下による地盤沈下量と液状化対策効果の予測，地盤工学ジャーナル，Vol.17，No.4，pp.537-550，2022.
- 19) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 [第1回改訂版]，p.638，2020.
- 20) 大島昭彦・塩崎一樹・林口美木・田村匠大・辻光平・安岡政光：東大阪市川俣本町での地盤調査一斉試験（その1：調査概要とボーリング結果），第59回地盤工学研究発表会，No.25-4-3-01，2024.
- 21) 中井健博・大島昭彦・田村匠大・辻光平・江原竜二・松井利公：東大阪市荒本北での地盤調査一斉試験（その1：調査概要とボーリング結果），第60回地盤工学研究発表会，No.22-2-4-01，2025.
- 22) 小規模建築物基礎設計指針，日本建築学会，pp.50-51，2008.
- 23) 武野航大・深井公・坂本新・萩原侑大・大島昭彦・田村匠大・高橋秀一・平田茂良・相沢彰彦・小川正宏・二川和貴：東大阪市荒本北での地盤調査一斉試験（その3：サウンディング試験の比較），第60回地盤工学研究発表会，No.22-2-4-03，2025.
- 24) 田村匠大・大島昭彦：宅地のサウンディング試験による圧密沈下予測手法の検証事例(第2報)，第80回土木学会年次学術講演会，No.11AM2-De-04，2025.

夢洲2区（万博用地）の浚渫粘土層のPBD打設時の油圧に基づく先端貫入抵抗の平面分布

大島昭彦¹・○辻光平²・白神新一郎³・榊原司³・大月一真⁴¹大阪公立大学都市科学・防災研究センター・²大阪市高速電気軌道(株)・³錦城護謨(株)・⁴五洋建設(株)

1. はじめに

大都市の臨海域の海底には軟弱な沖積粘土層が堆積しており、航路・泊地の整備、水深維持、環境改善などのため、また、岸壁、防波堤などの港湾施設建設のため、大量の浚渫土が発生している。この浚渫土は一般に海上に建設された人工島で埋立処分されている。

図-1に示す大阪市此花区の夢洲（2022年3月の状態）は1977年から埋立開始された面積390haの人工島で、1～4区に区分けされ、1区は一般廃棄物の処分場、2・3区は浚渫土と建設残土の処分場、4区は良質土埋立によるコンテナ基地となっている¹⁾。2区で2025年4月から大阪・関西万博が開催されている（正確には1区、3区の一部を含む）。ただし、2・3区に投入された浚渫土は高含水比状態（約1000%）でポンプ圧送され、排砂管から吹き出されるので、近傍に粗粒分が、外側に細粒分が堆積するため、場所によって粘土の物性が異なる不均質な状態になることが多い。また、超軟弱で層厚が大きいので、長期間にわたって大きな圧密沈下が生じる。夢洲2区の万博用地となる土地造成地（図-1の赤破線内）では浚渫粘土層の圧密促進のために鉛直排水工として2020年10月から2021年4月までに約175,000本のプラスチックボードドレーン（PBD）が打設された。さらに、夢洲2区南東部（図-1の黄破線内）でも追加工事として、同様に圧密促進のために鉛直排水工として2022年9月から12月にかけて約70,000本のPBDが打設された。

この浚渫粘土層内のPBD打設では、PBDを収めたケーシング圧入時の油圧 P_M と圧入深さを計測しており、この仕様は電気式コーン貫入試験（CPT）と類似しており、一種のサウンディングと見なすことができる。既にPBDの P_M とCPTの先端貫入抵抗 q_t とを関係付けて、PBDの先端貫入抵抗を推定する技術が開発されている²⁾。これを応用すれば、浚渫粘土層の強度分布からその不均質性（粘土～砂の識別）を把握できると考えられる。筆者らは、この技術を用いてこれまでに夢洲2区万博用地のPBD先端貫入抵抗の面的な分布およびそれに基づく沈下量予測を報告してきた^{3),4)}。

一方、文献2)における周面摩擦力の推定方法には無理があるとして、文献5)では周面摩擦抵抗 f_s と粘土層の非排水せん断強さ s_u との関係から新たな周面摩擦力の算定方法を提案し、文献6)であるPBD打設現場にてケーシングの押込み・引抜き試験、CPTおよび粘性土のサンプリング・一固定体積せん断試験を行い、文献5)の方法に基づいた押込み・引抜き油圧の適切な補正方法を検討した結果を示した。しかし、肝心の夢洲2区万博用地では引抜き油圧を測定しておらず、直接的にはPBD先端貫入抵抗を求めることができなかった。

そこで本論文では、2022年に夢洲2区南東部で行ったPBDの押込み・引抜き試験、CPT、および浚渫粘土のサンプリング試料による一固定体積せん断試験を行い、その結果を基に夢洲2区万博用地の浚渫粘土層の約175,000本のPBDの先端貫入抵抗 q_{tPBD} を求めたので、その深度方向の平面分布を示す。

2. 夢洲2区万博用地でのPBDの打設状況

夢洲2区万博用地では、計12台の打設機によって約175,000本のPBDが打設された（ピッチ1.4mの三角形配置）。図-2にその打設深度の分布を示す³⁾。図には後述する8ヶ所のCPT実施位置も示す。分布図で、赤に近いほど打設深度が浅く、青に近いほど深いことを示している。この結果から浚渫粘土層の層厚は全体に南側が深く、西側、北側が浅いことがわかる。西側と北側が浅いのは内護岸（鋼矢板）に沿う盛土の影響と考えられる。また、西側の右斜め下方や所々で局所的に浅い箇所が見られるのは排砂管があった跡と推定され、材料分離による砂質土の堆積により、PBD打設が高止まりしたと考えられる。図-2からも夢洲2区万博用地の深度方向の地盤性状をある程度把握することができる。

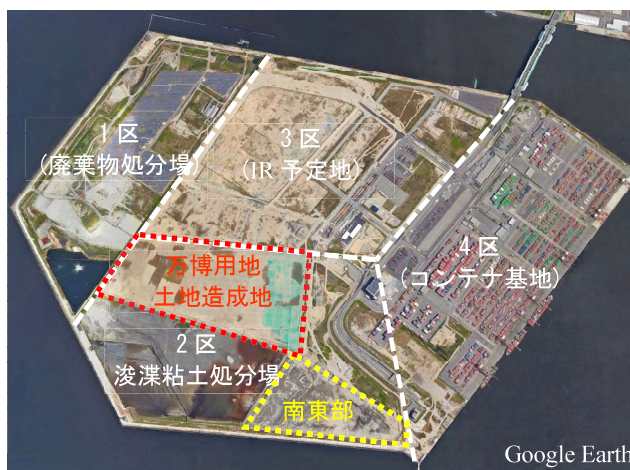


図-1 2022年3月の夢洲の状態と区割り

Planar distribution of tip penetration resistance of casing when placing plastic board drains into dredged clay layer in Yumeshima 2nd district (expo site): Akihiko Oshima¹, Kohei Tsuji², Shiraga Shinichiro³, Sakakibara Tsukasa³ and Otsuki Kazuma⁴ (¹Urban Resilience Research Center, Osaka Metropolitan University, ²Osaka Metro, ³Kinjo Rubber, ⁴Penta-Ocean Construction)

KEY WORDS: Dredged clay, Plastic board drain, Electric cone penetration test, Tip penetration resistance, Field measurement

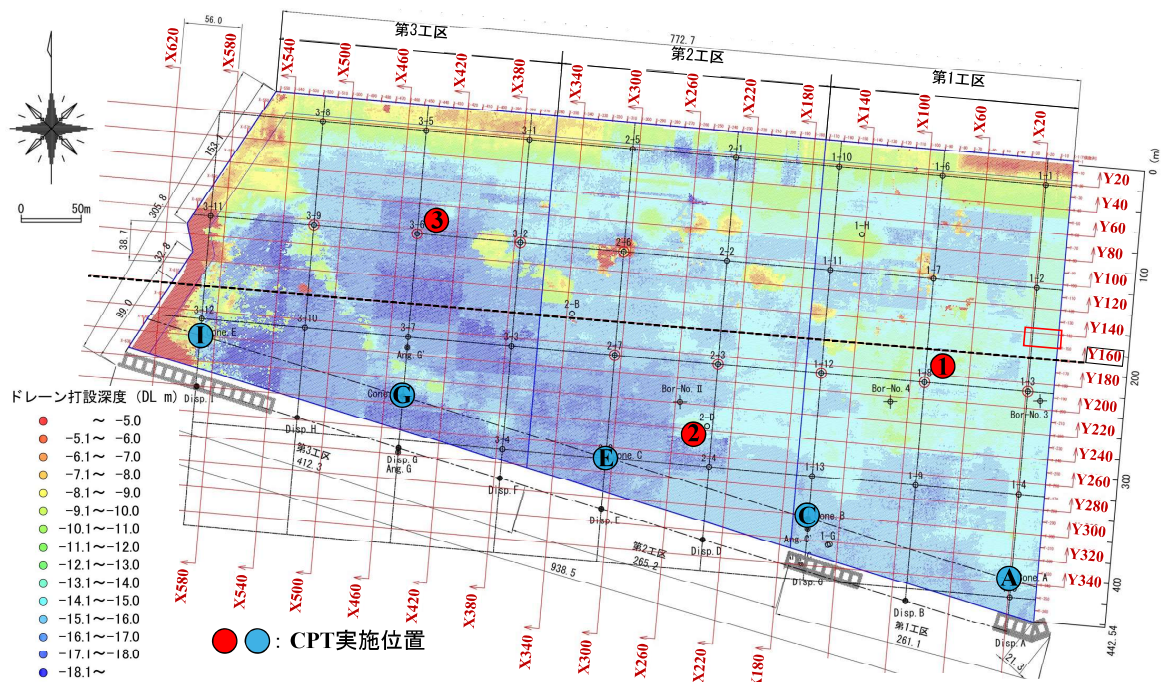


図-2 夢洲2区万博用地でのPBD打設深度とCPT実施位置³⁾

3. PBDの先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の算定方法

3.1 PBD打設時の力の釣り合いと従来の $q_{t,PBD}$ の算定方法

図-3に示すPBD打設時のケーシング貫入時の力の釣り合いから、ケーシング貫入力 F_K はケーシング先端抵抗力 F_C とケーシング周面摩擦力 F_S の和として式(1)で表すことができる²⁾。

$$F_K = F_C + F_S \quad (1)$$

PBD打設機によるケーシングの貫入は、図-4に示すように油圧 P_M が作用することによって駆動油圧モータが回転し、ギアを通してフリクションローラに力が伝達され、ケーシングを圧入する。ケーシング貫入力 F_K は油圧モータの押込み力 F_M とケーシングの自重 W の和となる。 F_M は P_M に比例するので、校正係数 μ を用いれば、 F_K は式(2)で表される。

$$F_K = \mu P_M + W \quad (2)$$

PBD打設時のケーシング貫入がCPTと等価であると仮定すると、先端抵抗力 F_C は、CPTの補正先端貫入抵抗 q_t (間隙水圧の影響を補正) に対してPBDの貫入速度や断面形状の違いを補正係数 α で考慮し、ケーシングの断面積を A_K とすると、式(3)で表される。

$$F_C = \alpha \cdot A_K \cdot q_t \quad (3)$$

周面摩擦力 F_S は地表面からケーシング先端までの局部周面摩擦力の累積値と見なすことができる。これが先と同様に、CPTの局部周面摩擦抵抗 f_s と相関があると仮定すると、材質の違い、動摩擦の影響、地盤の練返しの影響などを補正係数 β で考慮し、ケーシング周長を D_K 、ケーシング深度を z とすると、式(4)で表される。

$$F_S = \beta \cdot D_K \int_0^z f_s \, dz \quad (4)$$

文献2)では f_s と q_t に相関性があるとし、周面摩擦係数 $FR = f_s/q_t = 0.05$ と仮定して、式(4)中の f_s は式(5)で表されるとした。

$$f_s = 0.05 \cdot q_t \quad (5)$$

よって、式(4)に式(5)を代入すると、式(6)で F_S を求めることができる。

$$F_S = 0.05 \cdot \beta \cdot D_K \int_0^z q_t \, dz \quad (6)$$

しかし、夢洲2区を含む過去に行ったCPTによる FR は0.05よりも小さく、かつ深度方向に一定でなかった⁷⁾。よって、式(5)で f_s を求めることは無理があった(そもそも f_s/q_t が一定であれば、CPTで f_s を測定する必要がないことになる)。

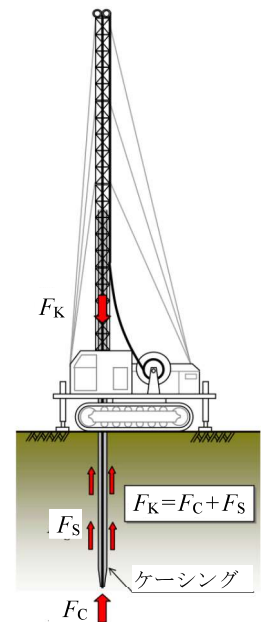


図-3 ケーシングの力の釣り合い²⁾

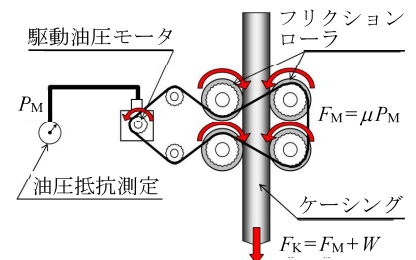


図-4 ケーシングの貫入機構²⁾

3.2 新たな f_s の算定方法と $q_{t,PBD}$ の算定方法

そこで、新たに f_s は粘土層の非排水せん断強さ s_u と依存すると考え、 f_s/s_u の比を用いて f_s を算定することとした⁵⁾。CPTでの s_u は、 σ_v を全応力、 N_{kt} をコーン係数とすると、式(7)で表される。

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (7)$$

よって、式(8)で F_s を求めることができる。なお、 F_s の算定を変えたので、補正係数を β' としている。

$$F_s = \beta' \cdot D_K \int_0^z (f_s/s_u) \times \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} dz \quad (8)$$

式(1)に式(2)、(3)、(8)を代入すると、式(9)となる。

$$\mu P_M + W = \alpha A_K q_t + \beta' D_K \int_0^z (f_s/s_u) \times \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} dz \quad (9)$$

これにより、式(9)中の q_t をPBDの先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ とすれば、式(10)と式(11)によって求めることができる。

$$\sum q_{t,PBD}(i) = \sum q_{t,PBD}(i-1) + q_{t,PBD}(i) \quad (10)$$

$$q_{t,PBD}(i) = \frac{\mu P_M + W - \beta' D_K (f_s/s_u) \Delta z / N_{kt} (\sum q_{t,PBD}(i) - \sigma_v(i))}{\alpha A_K + \beta' D_K (f_s/s_u) / N_{kt} \Delta z} \quad (11)$$

ここに、 Δz : 分割層厚(=0.1m)、 i : 表層から Δz ごとに分割した順番号である。式(10)で式(11)を順に加算することによって層厚が足し込まれて、深度方向の $q_{t,PBD}$ を求めることができる。

ここで、夢洲2区万博用地の①、②、③地点(図-2参照)でサンプリングした浚渫粘土を用いて一面定体積せん断試験で得られた s_u による f_s/s_u 値を図-5に、代表例として②地点で適合した N_{kt} 値を図-6に示す。これらより、3地点の平均値から夢洲2区万博用地では $f_s/s_u=0.21$ 、 $N_{kt}=8$ と設定した。

なお、筆者らがこれまで地盤調査を行った地点における粘土層の種別(一般粘土(液性指数 $I_L < 1$)、鋭敏粘土($I_L \geq 1$)、高有機質土(泥炭)ごとの f_s/s_u 値(f_s はCPT、 s_u は一面定体積せん断試験による)は、一般粘土は0.24、鋭敏粘土は0.10、高有機質土は1.32となった⁷⁾。夢洲2区万博用地の浚渫粘土は一般粘土の範疇に入っているが、粘土層の種類によって f_s/s_u 値は変化するといえる。正確な f_s/s_u 値を求めるためには、やはり粘土層の s_u を求める必要があるといえる。

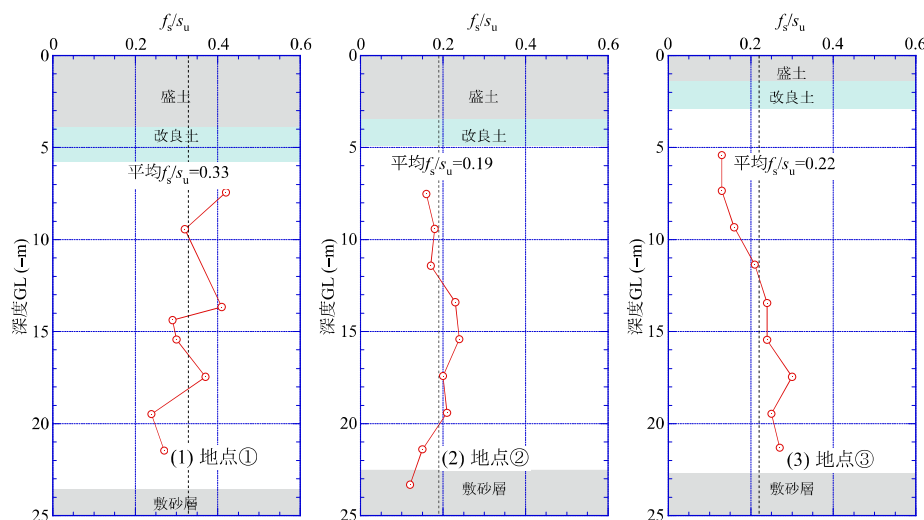


図-5 夢洲2区(万博用地)の f_s/s_u 値の深度分布

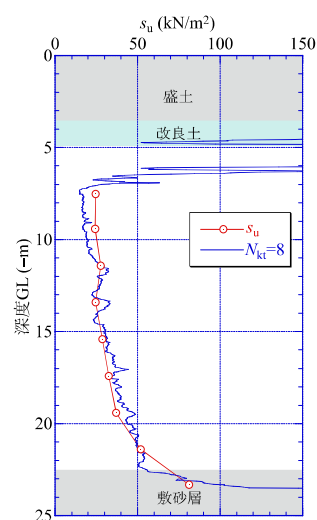


図-6 地点②の N_{kt}

3.3 校正係数 μ とケーシング諸量

表-1に夢洲2区万博用地で使ったPBD大型打設機12台の式(2)における校正係数 μ をまとめた。文献2)では大型打設機の全てで $\mu=0.0050$ を与えていたが、打設機によって若干異なることがわかる。 μ は打設力検定試験(ケーシング押込み時の油圧 P_M に対して敷鉄板上に設置したロードセルで貫入力 F_K を測定する試験)によって求められる。万博用地で用いられた打設機12台のうち検定試験は7台で実施することができたが、残りの5台は同型機種での μ の平均値とした。

また、PBD打設機のケーシング諸量は、重量 $W=0.0180$ MN、断面積 $A=0.0170$ m²、周長 $D_k=0.497$ mであった。

表-1 PBD打設機の校正係数 μ

現場呼称	校正係数 μ	現場呼称	校正係数 μ
1号機	0.0048	6号機	0.0059*
2号機	0.0052*	7号機	0.0067
3号機	0.0052*	9号機	0.0050
8号機	0.0063	10号機	0.0062
4号機	0.0056	11号機	0.0056
5号機	0.0059*	12号機	0.0059*

1~3, 8号機: 機種1, その他: 機種2

*: 同型機種での μ の平均値を設定

3.4 補正係数 α , β の求め方

補正係数 α , β はケーシングの押込み試験（通常の打設）と引抜き試験の力の釣り合いから求めることができる²⁾。図-7に示すように押込み試験では、ケーシング貫入力 F_K は先端抵抗力 F_C と周面摩擦力 F_S との和となる。

$$F_{K|押} = \mu \cdot P_{M|押} + W = F_C + F_S \quad (12)$$

一方、引抜き試験における $F_{K|引}$ は F_C が働かず、 F_S のみが働くので、 F_S を直接求めることができる。

$$F_{K|引} = \mu \cdot P_{M|引} - W = F_S \quad (13)$$

よって、式(12)の $F_{K|押}$ と式(13)の $F_{K|引}$ の差をとれば、 F_C を求めることができる。

$$F_{K|押} - F_{K|引} = F_C \quad (14)$$

式(3)と式(14)、式(8)と式(13)の関係から、 α , β はそれぞれ式(15)、式(16)で求めることができる。

$$\alpha = \frac{\mu(P_{M|押} - P_{M|引}) + 2W}{A_K q_t} \quad (15)$$

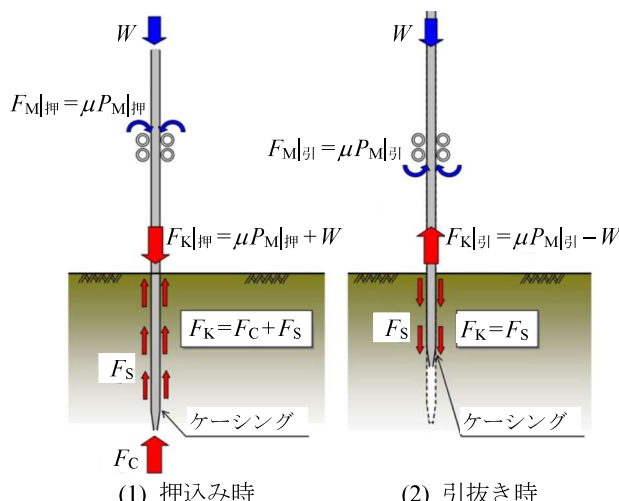


図-7 ケーシング押込み・引抜き時の力の釣り合い²⁾

$$\beta = \frac{\mu P_{M|引} - W}{D_K \int_0^z (f_s/s_u) \times (q_t - \sigma_v) / N_{kt} dz} \quad (16)$$

3.5 夢洲2区南東部における補正係数 α , β

本来の対象地である夢洲2区万博用地では引抜き油圧を測定しなかったため、直接 α , β を求めることができなかった。そこで、その後に行われた夢洲2区南東部において押込み・引抜き油圧を測定して、 α , β を求めることにした。その4測点(x66y55, x181y33, x150y103, x178y119)を図-8に示す。しかし、夢洲2区南東部では、表-2に示すようにPBD打設日（最初の押込み）とCPT実施日に日数差があった。この日数差（14～47日）の間に浚渫粘土層の圧密が進行して強度増加するため、その後に再度押込み試験と引抜き試験を行い、PBD打設日と再試験日の日数差（69～108日）間の押込み油圧の増加量からCPT実施日における押込み・引抜き油圧を推定することにした。

ただし、単純な日数の比例配分ではCPTの結果とうまく整合しなかった。そこで、圧密による強度増加に対応する応力の圧密度はひずみの圧密度と同様に時間 t の平方根 $\sqrt{t}$ に比例して進行する（圧密度50%以下では $\sqrt{t}$ に比例）と仮定し、PBD打設日と押込み再試験日までの油圧増加量をCPT実施日の日数差 $\sqrt{t}$ の割合に当てはめて、CPT実施日における押込み油圧・引抜き油圧を推定した⁷⁾。この補正によって、 $\alpha=1.48$, $\beta=0.431$ が得られた。文献2)では一律に $\alpha=1.0$, $\beta=0.05$ （ β の定義が異なるが）と設定していたが、夢洲2区では異なる値となった。また、同様な試験を行った別の現場では $\alpha=1.46$, $\beta=0.077$ ⁵⁾, $\alpha=1.40$, $\beta=0.027$ ⁶⁾であった。 α は大差ないが、 β は場所によって大きく異なり、地盤強度が大きいほど小さくなる傾向にあった。

夢洲2区南東部の測点に $\alpha=1.48$, $\beta=0.431$ を適用して求めたPBDの $q_{t,PBD}$ とCPTの q_t との比較例を図-9に示す。両者は比較的良好に整合しており、 $\sqrt{t}$ 法を用いた油圧補正は適切であったと考えられる。

4. 夢洲2区万博用地の $q_{t,PBD}$ の分布性状

4.1 PBDの $q_{t,PBD}$ とCPTの q_t の比較

夢洲2区万博用地でもCPT実施とPBD打設は同時ではなく、現場の都合によってCPT実施はPBD打設の約2～8ヶ

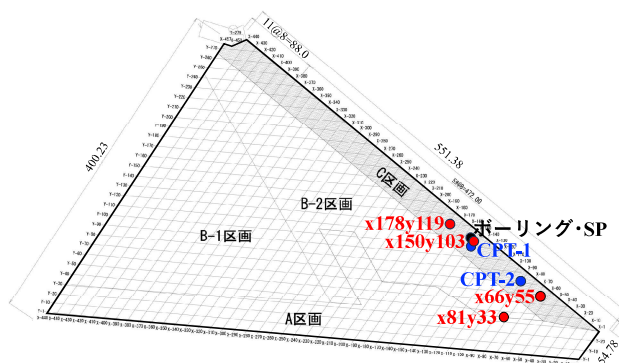


図-8 夢洲2区南東部の測点

表-2 夢洲2区南東部の各試験日と日数差

南東部 測点	PBD打設日 (押込み)	CPT 実施日	日数 差	押込み・引抜き 再試験日	日数 差
x66y55	2022/9/27	2022/10/25	28日	2022/12/19	83日
x81y33	2022/10/11	2022/10/25	14日	2022/12/19	69日
x150y103	2022/9/26	2022/10/26	30日	2022/12/16	81日
x178y119	2022/9/9	2022/10/26	47日	2022/12/26	108日

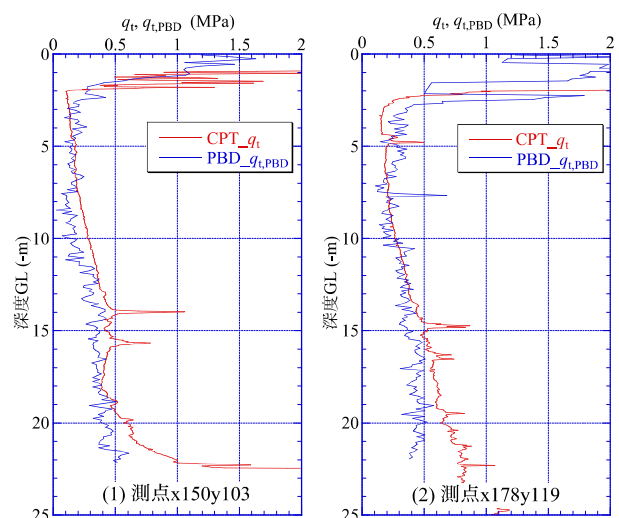


図-9 夢洲2区南東部のPBDの $q_{t,PBD}$ とCPTの q_t の比較

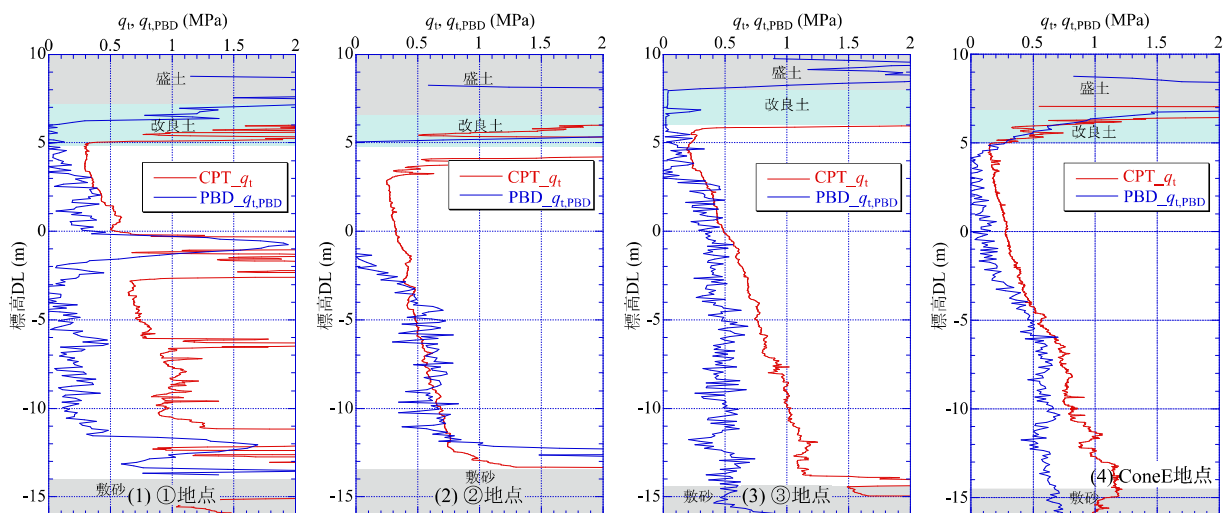


図-10 夢洲2区万博用地のPBDの $q_{t,PBD}$ とCPTの q_t の比較

月後となった。したがって、この間の浚渫粘土層の圧密進行の影響を受けており、CPTによって得られた q_t は $q_{t,PBD}$ よりも大きくなることが予想される。先の夢洲2区南東部で得た $\alpha=1.48$ 、 $\beta'=0.431$ を用いて万博用地の①、②、③地点およびコーンE地点（図-2参照）で求めたPBDの $q_{t,PBD}$ とCPTの q_t との比較を図-10に示す（コーンA、C、G、I地点の結果は文献7参照）。 $q_{t,PBD}$ は q_t よりもやや小さいが、これはCPTがPBD打設から数ヶ月後の圧密進行中に実施したためであり、むしろ、この結果から本稿で提案した式(8)によって周面摩擦力が正しく評価できたと考えられる。

4.2 PBD先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の平面分布の性状

図-11に夢洲2区万博用地における約175,000本のPBDの先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ のGL-1、-2、-5、-10、-15、-20mごとの平面分布を示す。図(1)のGL-1mでは表層混合処理による強度増加で全体に赤色（ $q_{t,PBD} \geq 2 \text{ MPa}$ ）となっており、図(2)のGL-2mでは赤色から青色（ $q_{t,PBD} \leq 0.2 \text{ MPa}$ ）が変わりつつある。図(3)のGL-5mでは全体に青色となっており、軟弱な浚渫粘土層であることがわかるが、図(4)のGL-10mでは東側にスポット的に赤色となり、粗粒土混入による不均質性が現れていると考えられる。図(5)のGL-15m以深では徐々に青色から水色に変わっており、粘土層の圧密による強度増加が現れていると考えられる。また、所々に緑、黄、赤となっているのは、排砂管近傍に粗粒土が堆積したためと考えられる。

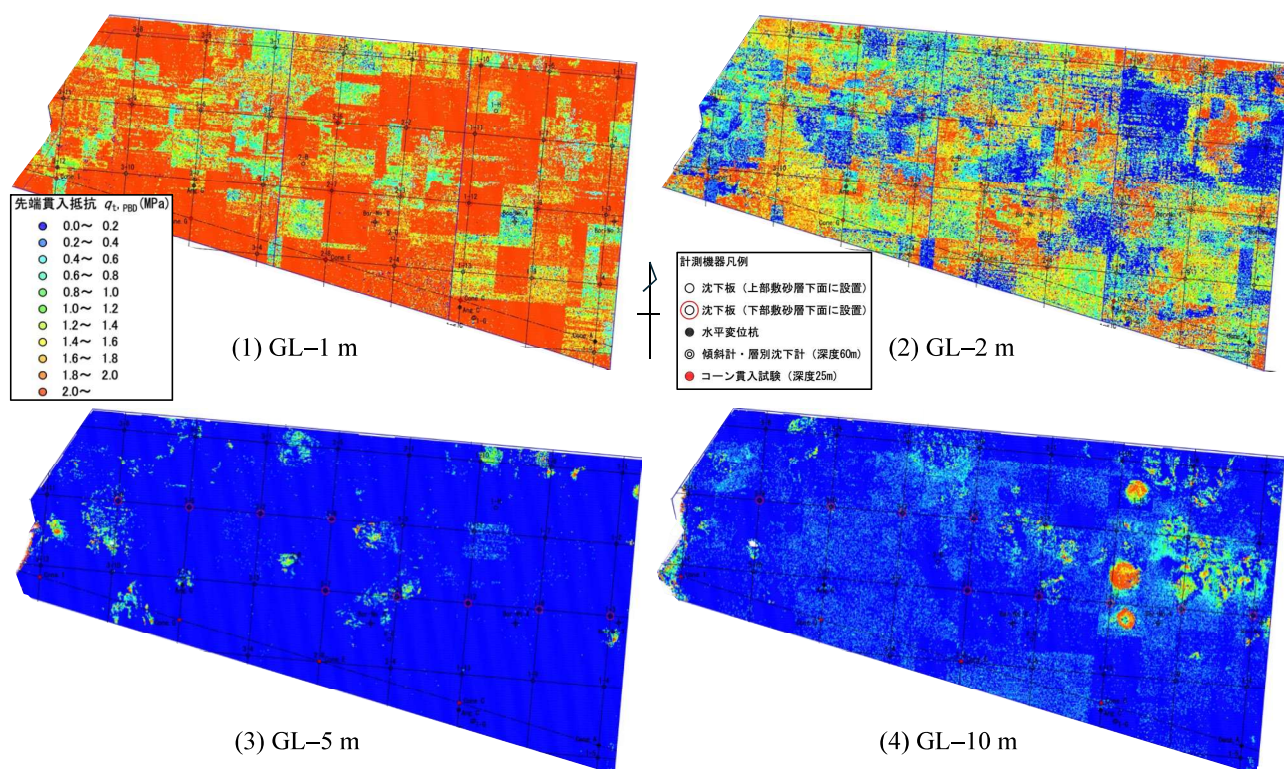


図-11 夢洲2区万博用地のPBD打設時の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の平面分布（つづく）

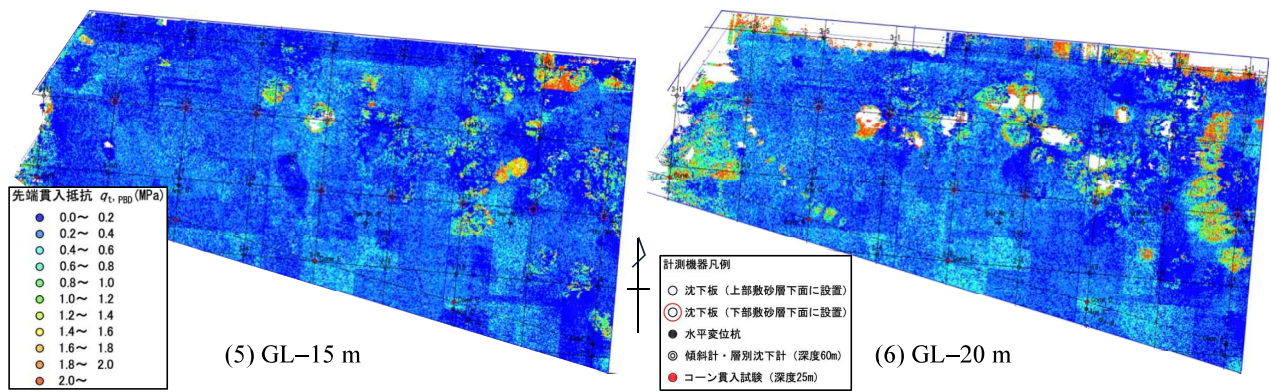


図-11 夢洲2区万博用地のPBD打設時の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の平面分布（つづき）

特に、図(6)の GL-20 m で南東方向に連続的に緑、黄、赤となっている箇所は排砂管の跡と考えられ、これらは先の図-2とも対応している。なお、白はPBDをこの深度で浅で打ち止めたところを示している。

5. まとめ

本論文では、PBD打設時の油圧に基づいて夢洲2区万博用地の浚渫粘土層の先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ を求める方法を検討した。それらの結果から以下の結論が得られた。

- 文献2)での周面摩擦係数 $FR(=f_s/q_t)$ に代わって、非排水せん断強さ s_u と周面摩擦抵抗 f_s の比 f_s/s_u 値を用いて周面摩擦力 F_s を算定する式を新たに提案した。ただし、 f_s/s_u 値は粘土層の種類（一般粘土、鋭敏粘土、高有機質土）によって変わるので、正確な f_s/s_u 値を求めるためには、やはり粘土層の s_u を求める必要があるといえた。
- 夢洲2区南東部での押込み・引抜き油圧の測定から、補正係数 $\alpha=1.48$ 、 $\beta'=0.431$ が得られた。ただし、別の現場での同様な試験から、 α は大差ないが、 β' は場所によって大きく異なり、地盤強度が大きいほど小さくなる傾向にあった。よって、今後この手法を適用するには現地でのケーシング引抜き油圧も測定して β' を求める必要があると考えられた。
- 夢洲2区万博用地で求めたPBDの $q_{t,PBD}$ はCPTの q_t よりも小さくなったが、これはCPTがPBD打設から数ヶ月後の圧密進行中に実施したためと考えられた。
- 夢洲2区万博用地における約175,000本のPBDの先端貫入抵抗 $q_{t,PBD}$ の平面分布から、深度方向の強度分布の違いを示すことができた。その違いは、浚渫時の排砂管の影響による不均質性を表していると考えられた。

今回の手法によって、深度方向のより詳細な $q_{t,PBD}$ の分布（実際には深度0.1 mピッチで得ている）を表すことが可能となった。この結果から、PBD打設時に浚渫土層の強度分布および不均質性（粘土～砂の識別）の地盤性状を把握できると考えられる。

謝辞：本研究は地盤工学会関西支部「夢洲の地盤性状と沈下性状に関する研究委員会」での活動の一環として行ったことを付記し、関係各位に謝意を表する。また、本研究に対して研究助成を受けたレントオール奨学財団に謝意を表する。

参考文献

- 大島昭彦・小林靖仁：夢洲の埋立てと建設プロジェクト，地盤工学会誌，Vol.73，No.4，pp.1-5，2025。
- 平田昌史・白神新一郎・清水英樹・福田淳・川鍋修・野村忠明：プラスチックボードドレーン打設機の油圧抵抗を利用した地質推定方法の開発，土木学会論文集C，Vol.67，No.3，pp.358-371，2011。
- 林口美木・大島昭彦・萩原侑大・大月一真・白神新一郎：夢洲2区（万博用地）の浚渫粘土層のPBD打設時の先端貫入抵抗の面的な分布，Kansai Geo-Symposium 2022，pp.115-120，2022。
- 萩原侑大・林口美木・大島昭彦・大月一真・白神新一郎：夢洲2区（万博用地）の浚渫粘土層のPBD打設時の先端貫入抵抗に基づく沈下量予測，日本材料学会，第15回地盤改良シンポジウム論文集，pp.217-224，2022。
- 林口美木・大島昭彦・辻光平・白神新一郎・大月一真：PBD打設時の油圧に基づく夢洲2区（万博用地）の浚渫粘土層の先端貫入抵抗の分布，第16回地盤改良シンポジウム，pp.388-395，2024。
- 辻光平・大島昭彦・白神新一郎・榊原司：PBD打設時の油圧に基づく粘土層の先端貫入抵抗の算定方法の検討，第60回地盤工学研究発表会，No.22-3-3-04，2025。
- 大島昭彦・林口美木・辻光平・白神新一郎・榊原司・大月一真：夢洲2区（万博用地）の浚渫土層のPBD打設時の油圧に基づく先端貫入抵抗による地盤性状，基礎工，Vol.53，No.7，pp.26-31，2025。

高分解能で高速サンプリング可能な新型牽引式電気探査装置の開発

○小西 千里¹・木佐貫 寛¹・佐藤 喜一郎¹・Oliver Kuras²・Philip Meldrum²・Mihai O. Cimpoiasu²

¹応用地質株式会社・²British Geological Survey

1. はじめに

キャパシタ電極を用いた牽引式電気探査は、通常の電気探査のように電極棒を打設する必要がなく移動しながらの計測が可能であるため、河川堤防や道路のような長大な構造物を効率よく探査することができる。また、調査範囲の比抵抗構造を3次元的に把握したい場合には、複数測線を迅速に探査することで簡易な3次元探査としても利用可能である。キャパシタ電極を用いた牽引式電気探査の開発は1990年代から行われており¹⁾、カーペット上に電極を設置したマルチチャンネルの計測器の開発も行われていた²⁾。その後、図-1に示すケーブル型のキャパシタ電極を用いたシステム（オームマップパー、Geometrics Inc.）が開発され、堤防調査への適用実験³⁾⁴⁾を経て実用化された。ケーブル型のキャパシタ電極であるオームマップパーは、長い電極を用いるために解像度が悪くなるという欠点はあるものの、地面の凹凸の影響を受けにくく安定したデータが得られる点、道路路肩や堤防小段・法尻など狭い場所での計測が可能という点、送信器と計測器とが無線で通信できる点、といった長所があり、現在まで、牽引式電気探査としてはオームマップパーが主に利用されてきた。

オームマップパー模式図

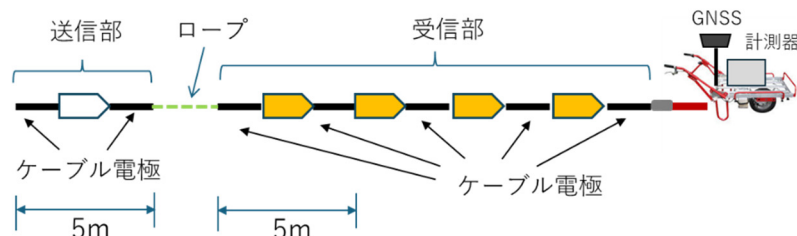


図-1 オームマップパーの測定配置模式図（左）と受信部の写真（右）

近年、河川堤防の基盤漏水調査として被覆土層とその下部の透水層の分布を詳細に把握したい、といった浅部土質構造をより詳細に把握したいというニーズが増えてきた中で、ケーブル型のキャパシタ電極を用いた牽引式電気探査では、ケーブル長の制限から送信部と受信部を近くに配置できず、そのために深度2m以浅の感度が低下するという問題があった。そこで、高分解能な牽引式電気探査システムの実用化を目指し、2017年頃より小型のキャパシタ電極の開発に取り組み、ケーブル型のキャパシタ電極の約8分の1の長さ30cmの円筒型のキャパシタ電極（シリンダー電極）を開発し、浅部の比抵抗構造を詳細に把握できることを示した⁵⁾。さらに、円筒型のキャパシタ電極で発生する送受信器間の空気中の電磁カップリングを低減するため、地面と電極との設置面積を大きくした平板型のキャパシタ電極を開発し、実務に利用してきた⁶⁾⁷⁾⁸⁾。しかし、これらは電極部を改良しただけで基本的な計測システムはオームマップパーのものを利用しており、データ取得間隔（サンプリング周波数）を変更することができなかった。また、多チャンネルシステムとして平板型の電極を多く連結すると長い板のような形状になり、地表の凹凸の影響を受けやすくなるという欠点もあり、平板型の電極の場合は2チャンネルのシステムで利用せざるを得なかった。

本報告は、上記の課題を解決し現行機であるオームマップパーよりも高分解能で高速サンプリングが可能な新型牽引式電気探査システムを開発したので、その内容について報告するものである。

2. 新型牽引式電気探査の概要

新たに開発したシステムは、CRI（Capacitive Resistivity Imaging, BGS）⁹⁾¹⁰⁾をベースとしたものである。従来のCRIは進行方向と直交する方向に電流電極対・電位電極対を配置した相向型の電極配置であったが、今回開発した装置は河川堤防の法尻のような狭い範囲で計測することを考え、オームマップパーと同じく進行方向に電流電極対・電位電極対を配置したダイポール・ダイポール型の電極配置としている。使用する電極は、浅部探査システム用の平板型電極と深部探査システム用のケーブル型電極のどちらも利用可能である。新型牽引式電気探査の測定配置模式図を図-2に示す。

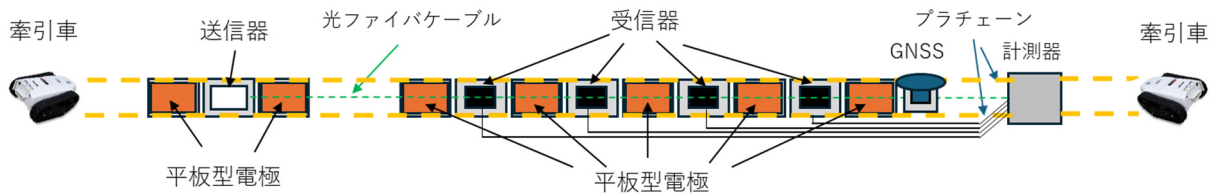
Development of new towed resistivity survey system enabling high spatial resolution and high speed sampling.

Chisato Konishi¹, Hiroshi Kisanuki¹, Kichiro Sato¹, Oliver Kuras², Philip Meldrum², Mihai O. Cimpoiasu² (¹OYO, ²BGS)

KEY WORDS: Geophysical survey, Electrical survey, resistivity, towed array

受信器は1～5台を接続可能で、位置情報はVRS方式のRTK-GNSSによって得ている。計測器（コントローラ）はPCとLANで接続し、PCで計測制御・データ保存を行う。

浅部探査システム（平板型電極）



深部探査システム（ケーブル型電極）

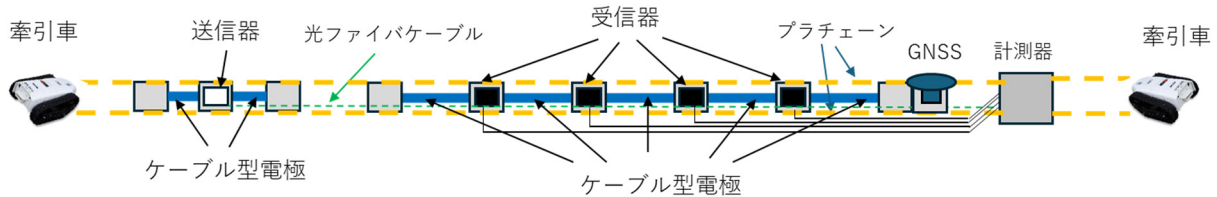


図-2 新型牽引式電気探査の測定配置模式図（上）と浅部探査システムの写真（下）

3. 新型牽引式電気探査の特徴

開発したシステムの主な特長を以下に説明する。

3.1 高速サンプリング

送信器からは周波数 15kHz の正弦波が出力される。オームマッパーの送信周波数も 16.5kHz であり同等ではあるが、オームマッパーは送信器と計測器との無線接続の都合で送信電流を高頻度で取得できず、サンプリング周波数は 1Hz（1秒に1個のデータ）となっていた。一方、開発したシステムでは、送信器と計測器（コントローラ）を光ファイバケーブルで有線接続することで、送信電流値を高頻度で計測することができ、15波形分を1サイクルとし、100データをスタックすることで1つの値として出力すれば、サンプリング周波数は 10Hz（1秒間に10個のデータ）にすることができる。なお、1サイクル当たりの波形の数やスタック数は変更可能で、サンプリング周波数は測定者が任意に設定することも可能である。

3.2 高分解能

平板型電極の場合、隣り合う2つの電極の中心間距離は 1m である。3次元有限要素法を用いた数値実験により、平板電極を用いた電気探査の感度分布は、平板型電極の中心に点電極をおいた場合の電気探査の感度分布と同等であることが示されている¹¹⁾。したがって、開発した平板型電極を用いた牽引式電気探査は、電極棒を 1m 間隔に設置した電気探査結果と同等の分解能をもつといえる。

3.3 電位振幅と位相の計測

オームマップでは受信した電位振幅のみを計測しているが、この場合、電極が地表面から離れるほど電位振幅が大きくなり、正しい地盤の比抵抗が得られないという問題がある。一方、振幅と位相、つまり実数部と虚数部を計測し、実数部のみから比抵抗を算出すれば、電極が地表面から離れる影響を考えなくてよいという利点があるため、開発したシステムでは、実数部を用いて比抵抗を算出している。

3.4 地表の凹凸の影響をうけにくい構造

ケーブル型のキャパシタ電極は地表の凹凸の影響を受けにくいですが、平板型のキャパシタ電極の場合、多数の電極を連結すると、結果的に長い板状のものを牽引することになり、地表に凹凸があると電極が地表から離れる部分が生じ計測値が安定しないという問題があった。一方、開発したシステムでは、電極や送受信器を載せるソリが個別に分かれており、それぞれが地表の凹凸にあわせて別々に動くことで、多数の平板型電極を連結した場合でも安定した計測が可能となった。

3.5 計測器のどちら側からも牽引可能

これまでのオームマップの計測では、計測器側を常に先頭にし、決まった方向にしか計測できなかったため、往復測定を行う場合には測線端部で装置の向きを変える必要があった。その際、長い一連の装置を狭い場所で回転させるために、計測時とは異なる力が装置に加わる事で破損するトラブルの原因となっていた。そこで、図-2 に示した通り、牽引車を移動させるだけで、どちら側からも計測することができるようにした。これにより、装置の破損トラブルを大幅に回避できるようになった。

開発したシステムのその他の仕様詳細については、別途報告^{12), 13)}を参照されたい。

4. 新型牽引式電気探査の性能評価

開発したシステムのうち、今回は平板型電極を用いた浅部探査システムの性能評価試験結果について報告する。性能評価試験は、茨城県つくば市応用地質(株)の敷地内で実施した。測線長は 50m で、牽引式電気探査はネットワーク型 RTK-GNSS を用いて位置を把握した。

4.1 再現性

この試験では、4 チャンネルの計測を複数回行いデータを取得した。同じ測線上を往復で計測し、観測値の再現性をチェックした結果を図-3 に示す。横軸を距離、縦軸を抵抗値 (V/I) として表示している。図中の N は隔離係数と呼ばれる指標で、電流電極対と電位電極対の間の距離と電極間隔の比である。隔離係数が大きいほど、電流電極と電位電極が離れており、深部に感度があることを意味する。図-3 より、同じ隔離係数の抵抗値はほぼ同一の値を示しており、非常に再現性の良い結果が得られていることがわかる。

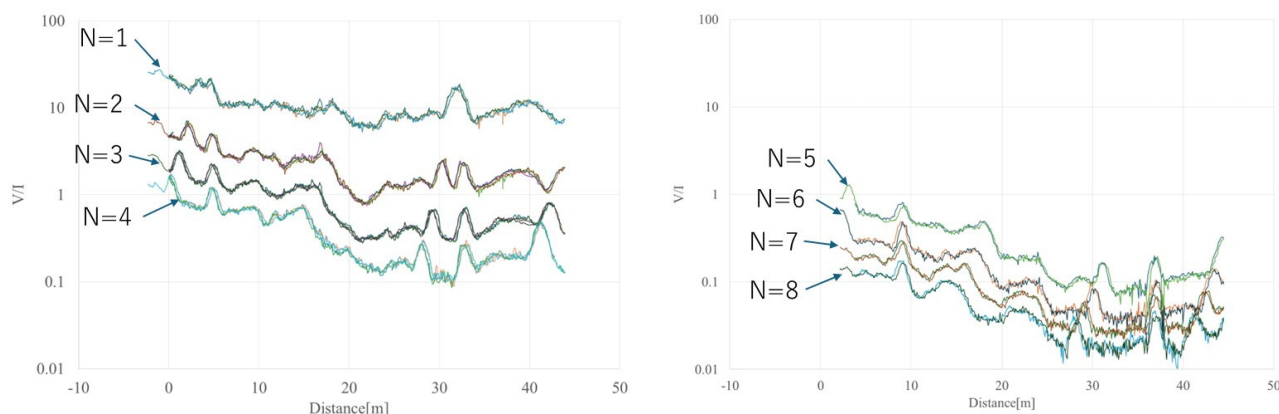


図-3 往復データの再現性(左 : N=1~4, 右 : N=5~8)

4.2 通常電気探査結果との比較

この試験では、2 チャンネルの計測を複数回行いデータを取得した。比較のための電気探査 (ERT) は、47.5m の測線を電極間隔 50cm、96 チャンネルの装置 (Syscal Pro., IRIS Instruments) で計測した。図-4 に平板型電極の牽引式電気探査と電気探査で得られた計測値の比較結果を示す。同図左は受信器 1、同図右は受信器 2 で取得した計測値である。牽引式電気探査で得られた計測値は電気探査で得られた計測値よりも若干小さい値を示しているが、両者は非常に高い相関がある。受信器によって相関式が異なるが、これは測定システムの増幅率が受信器ごとに異なるためである。そこで、受信器ごとに相関式を用いて、牽引式電気探査で得られた計測値を電気探査の計測値に換算した。電気探査の計測値、つまり点電極で得られた計測値に換算できれば、通常用いられている電気探査の逆解析プログラムを利用することができる。

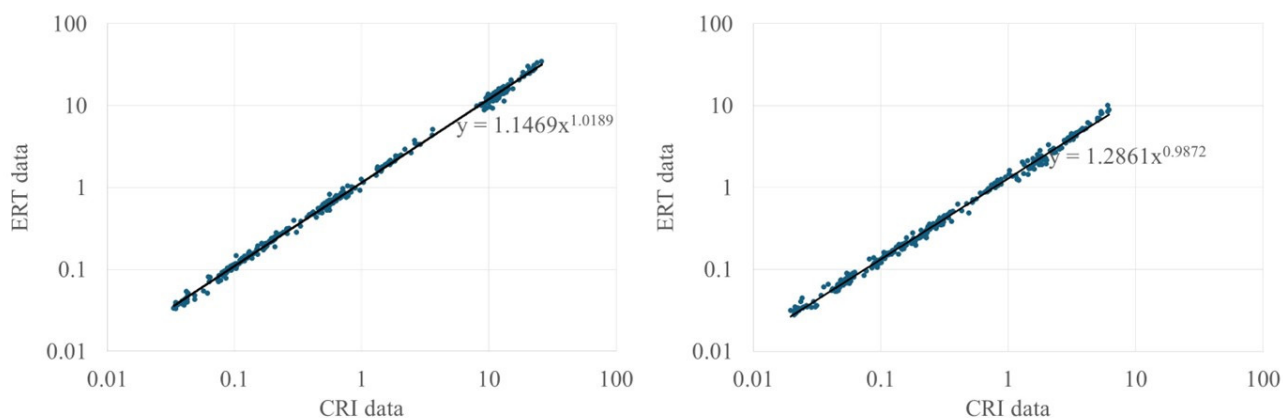


図-4 牽引式電気探査(CRI)で得られた計測値と電気探査(ERT)で得られた計測値の比較
(左：1チャンネル目、右：2チャンネル目)

図-4に示した相関式を用い、隔離係数 $N=1\sim 8$ の牽引式電気探査のデータを点電極の電気探査のデータに変換したのが図-5である。距離方向に高密度で高品質なデータが得られていることがわかる。このデータを50cmの等間隔にリサンプリングした後、通常の電気探査の逆解析プログラムにより二次元比抵抗構造を推定し、電気探査で得られた比抵抗構造と比較したのが図-6である。距離程20m付近で高比抵抗と低比抵抗の境界が明瞭に見えること、距離程5m, 34m, 46m付近の浅部に高比抵抗を示す部分が存在することなど、両者は非常に整合した比抵抗構造となっている。距離程20m付近の高比抵抗と低比抵抗の境界は過去の埋め戻し土の境界位置に相当し、浅部にあるいくつかの高比抵抗部分は排水用の埋設管に相当することがわかっている。したがって、牽引式電気探査によって、地盤構造を反映した比抵抗構造を精度よく推定できているといえる。また、牽引式電気探査の電極間隔は1m相当であるものの、電極間隔50cmの電気探査結果と遜色ない高分解能な比抵抗構造を得ることができたといえる。

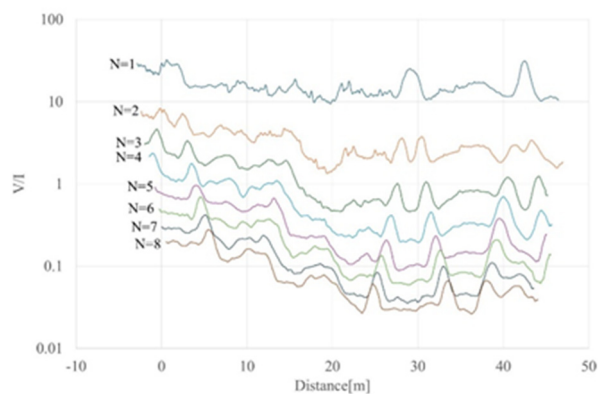


図-5 新型牽引式電気探査で得られた隔離係数 $N=1\sim 8$ のデータ

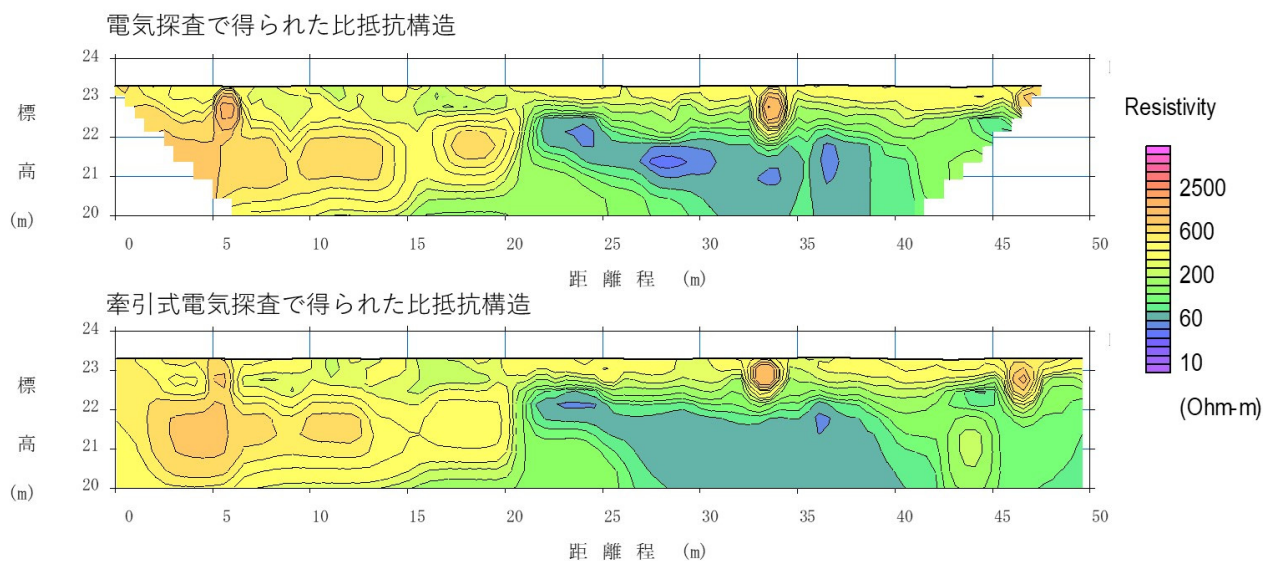


図-6 電気探査(上)と牽引式電気探査(下)で得られた比抵抗構造の比較

5. おわりに

既存の牽引式電気探査装置であるオームマップパーは、商用化された唯一の牽引式電気探査装置であり、電極の小型化などの改良を加えながら 20 年以上の間、主に河川堤防での計測に利用してきた。今回開発した装置の主な利用目的は、オームマップパーと同様、浅部土質構造を効率よく把握することであるが、オームマップパーの課題を克服し、現状よりも高分解能で高速サンプリングが可能な装置となっている。高速サンプリングが可能となったことで現状よりも牽引速度を上げて計測することもできるが、安定したデータを取得するためにはある程度のデータの平均化が必要であることから、牽引速度は現状から変更せず、高密度にデータ取得を行うことで、より信頼性の高い計測を行うことを第一に考えている。新たに開発したソリを用いることで、地表の凹凸に起因したデータ品質の低下も少なくなり、より品質の高いデータ取得が可能となった。平板型電極を用いた浅部探査システムを用いることで、深度 3~4m までの比抵抗構造を高分解能で把握でき、50cm の電極間隔の通常の電気探査と遜色ない結果を迅速に得ることが可能となった。これにより、堤防法尻での基盤漏水に対する高リスク区間の抽出が可能になる。より深部の比抵抗構造の把握については、ケーブル型電極を用いた深部探査システムを併用することで可能になる。ケーブル型電極についても検証実験を行っており、その結果については別の機会に紹介したいと考えている。

参考文献

- 1) 長谷川信介・島裕雅：キャパシタ電極を用いた浅部比抵抗マッピング法実用化のための基礎研究，物理探査学会第 92 回学術講演会論文集，pp. 414-417, 1995
- 2) 宮崎育三・伊関伸一・小林剛：キャパシタ電極を用いた電気探査例，物理探査学会第 97 回学術講演会論文集，pp. 270-273, 1997
- 3) 山下善弘・Douglas Groom・稲崎富士・谷米 晃・鈴木 徹・林 宏一：キャパシタ電極を利用した電気探査装置 OhmMapper による浅部比抵抗探査，物理探査学会第 110 回学術講演会論文集，pp. 111-114, 2004
- 4) 小西千里・林宏一・山下善弘：電極棒を用いない牽引式電気探査手法「オームマップパー」の適用実験と今後の展開，応用地質技術年報，25，pp. 47-60, 2005
- 5) Konishi, C., Yamashita, Y., Takahashi, K., Kurata, D. and Shinsei, A. : Delineation of Dead-End Structure of Thin Sand Layer by ERT and Cylinder Electrode CCR Survey, 25th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics, pp. 1-5, 2019
- 6) 小西千里・山下善弘・倉田大輔・新清 晃：シリンダー電極牽引式電気探査による浅部地盤調査，地盤工学会誌，68 (4)，pp. 20-23, 2020
- 7) 佐藤喜一郎・新清晃・小西千里・花岡俊久，物理探査技術を活用した基盤漏水に関する河川堤防の健全度評価，第 9 回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp. 31-34, 2021
- 8) 新清 晃・小西千里・佐藤喜一郎・阿部知之：河川堤防における浅部の水理構造に着目した牽引式電気探査，地下水学会誌，67 巻第 2 号，pp. 183-190, 2025
- 9) Kuras, O., Beamish, D., Meldrum, P., I., and Ogilvy, R., D. : Fundamentals of the capacitive resistivity technique, Geophysics, 71, G135-G152, 2006
- 10) Kuras, O., P. I. Meldrum, D. Beamish, R. D. Ogilvy, and D. Lala : Capacitive resistivity imaging with towed arrays, Journal of Environmental and Engineering Geophysics, 12(3), pp. 267-279, 2007
- 11) 木佐貫 寛・小西千里：線電極を用いた電気探査のシミュレーション，物理探査学会第 143 回学術講演会論文集，pp. 83-86, 2020
- 12) 木佐貫 寛・小西千里・佐藤喜一郎・國居裕介・松田慎思・Meldrum, P., I. and Kuras, O. : 牽引式電気探査装置の開発 (その 1) : 開発の概要，物理探査学会第 152 回学術講演会論文集，pp. 1-4, 2025
- 13) 木佐貫 寛・小西千里・佐藤喜一郎・國居裕介・松田慎思・Meldrum, P., I., Kuras, O., Cimpoiasu, M., I. and White, A. : 牽引式電気探査の開発(その 2) : 平板電極を用いた浅部探査システムの開発，物理探査学会第 152 回学術講演会論文集，pp. 5-8, 2025

コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム鉛直継目の地震時挙動に関する実験的研究

○藤本哲生¹・大越靖広²・佐藤英明²・尾崎亮斗²・黒田修一³・野谷正明³・平松大周³¹大阪工業大学・²熊谷組・³エイト日本技術開発

1. はじめに

1.1 研究の背景

コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム(以後、CFRD と略記する)は、主にロック材で構成された堤体の上流面に鉄筋コンクリート製のフェイススラブを配置して遮水を行うフィルダムの一つの型式である。我が国では、1950 年代の施工機械が未発達の時期に数基の CFRD が建設されたが、当時の施工方法に起因するロック材の締固め不足の影響により、ダム完成後にフェイススラブに亀裂や継目の開口といった損傷が発生し、漏水量が増加する問題が確認されたことから同型式は国内では普及しなかった¹⁾。しかし、その後の施工技術の発達に伴い、2000 年代に徳山ダムの上流仮締切堤(水資源機構、2003 年完成)、苦田鞍部ダム(中国地方整備局、2004 年完成)が建設され、現在、南摩ダム(水資源機構)が建設中である。

ここで、CFRD は河川管理施設等構造令における特殊な構造のダム²⁾に該当することから、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査の方法が規定されていない³⁾。また、国際大ダム会議(ICOLD)における CFRD の耐震設計では、フェイススラブは地震に対して健全であるという前提のもと、経験則やニューマーク法から堤体の沈下量を算出する方法が採られている⁴⁾。しかし、2008 年 5 月の四川省汶川地震では Zipingpu ダム(中国、堤高 156 m)においてフェイススラブの水平施工継目における最大 17 cm のずれや鉄筋の折れ曲がり、写真-1 に示すようなフェイススラブの鉛直継目端部における圧壊などが確認されている^{5),6)}。したがって、地震大国である我が国において CFRD を本格的に導入するためには、その地震時挙動を明らかにしたうえで耐震性能照査手法を確立する必要がある。

CFRD の地震時挙動に関する既往の研究については、縮小模型による振動実験⁷⁾や数値解析による地震時挙動の予測⁸⁾、さらに、実地震時の挙動の再現解析⁹⁾が多くみられるものの、フェイススラブの継目を対象とした実験的研究の事例は少ない。柏柳ら¹⁰⁾は周辺継目を対象として要素模型を用いた強制変位実験により遮水性能を確認しているが、前述した Zipingpu ダムで損傷した鉛直継目を対象とした実験は実施されていない。また、藤本ら¹¹⁾は鉛直継目を対象として縮小模型を用いた静的載荷試験により鉛直継目の破壊挙動を確認しているが、地震による繰り返し荷重を作用させた実験は実施されていない。したがって、繰り返し荷重が作用した場合の鉛直継目の破壊挙動については現時点で明らかになっていない。

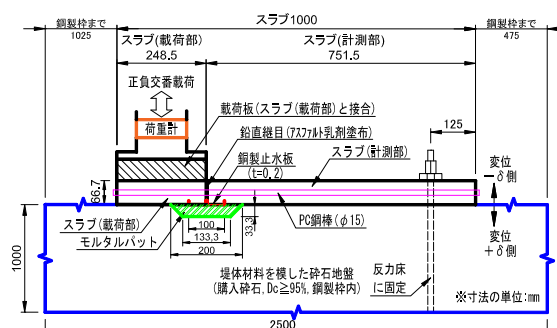
1.2 研究の目的

本研究では、CFRD のフェイススラブの鉛直継目を対象として地震による繰り返し荷重が作用した場合の破壊挙動を実験的に明らかにすることを目的とし、フェイススラブの鉛直継目周辺の縮小模型を作製したうえで交番載荷試験を実施した結果について述べる。なお、鉛直継目には自重や水圧などによって圧縮応力が作用すると考えられることから、本研究では鉛直継目に作用する圧縮応力の有無が破壊挙動に及ぼす影響について検討した。

2. 縮小模型を用いた交番載荷試験

2.1 試験概要

図-1 および写真-2 に、試験の概要図および状況写真を示す。本研究で作製した縮小模型は、鉛直継目周辺を模したスラブ供試体とその下位の堤体材料を模した碎石地盤で構成され、碎石地盤は鋼製枠内に構築している。なお、本研究で設定したスラブ供試体のスケール(2/9 スケール)と鋼製枠内の碎石地盤の厚さ(1000mm)

写真-1 フェイススラブの鉛直継目端部の圧壊事例 (Zipingpu ダム)⁶⁾図-1 交番載荷試験の概要図
(鉛直継目に圧縮応力を作用させた場合)

Experimental Study on Seismic Behavior of Vertical Joints of Concrete Face Rockfill Dam

Tetsuo Fujimoto¹, Yasuhiro Ohkoshi², Hideaki Satoh², Akito Ozaki², Syuichi Kuroda³, Masaaki Notani³, Hironori Hiramatsu³ (¹Osaka Institute of Technology, ²Kumagai Gumi Co., Ltd., ³Eight-Japan Engineering Consultants, Inc.)**KEY WORDS:** Concrete face rockfill dam, Seismic design, Concrete face, Vertical joint, Cyclic loading test

については、スラブ供試体の寸法と鋼製枠内の砕石地盤の厚さを変化させた場合の静的載荷試験および二次元 FEM による再現解析の結果から、鋼製枠の側面および底面（試験場の反力床）の影響を受けないことを確認している¹²⁾。

2.2 試験条件

(1) スラブ供試体

表-1 に、本研究で作製したスラブ供試体の諸元を示す。本研究では、実ダムのフェイススラブおよび鉛直継目の仕様¹³⁾を参考とし、2/9 スケールのスラブ供試体を作製した。その形状は幅 1000 mm、厚さ 66.7 mm、奥行 466.7 mm であり、載荷部と計測部、その間の鉛直継目で構成されている。また、図-2 に示すように、載荷部と計測部を跨ぐように銅製止水板（厚さ 0.2 mm）を配置し、鉛直継目として計測部の端部にアスファルト乳剤を塗布したうえで載荷部を打設した供試体 No.1 および No.2 の計 2 供試体を作製した。なお、スラブ供試体のコンクリートの圧縮強度は $\sigma_c=21$ N/mm²、鉄筋は D5 (SD295) を使用して主鉄筋間隔を 53.3 mm、軸方向鉄筋間隔を 75 mm とし、コンクリート打設後の養生方法は現場封緘養生とした。ここで、本研究では鉛直継目の破壊挙動に及ぼす圧縮応力の影響を確認することを目的とし、供試体 No.1 については圧縮応力を作用させず、供試体 No.2 については圧縮応力を作用させた。その際の圧縮応力は、80 m 級の CFRD を対象として二次元 FEM モデルによりレベル 2 地震動が作用した際の挙動を予測¹⁴⁾した際に得られたスラブ上流斜面方向の平均軸力（約 3 MN）をスラブの断面積で除し、ポアソン比 $\nu=0.2$ を乗じて鉛直継目方向に分力した値（約 2 N/mm²）を参考として試験上の安全を考慮して低減した値を作用させた。具体的には、スラブ供試体長辺方向の両側面に設置した 2 本の PC 鋼棒（ $\phi 15$ mm）に 300 μ のひずみを導入することにより、圧縮応力として約 0.7 N/mm² を作用させた。

(2) 砕石地盤

堤体材料を模した砕石地盤は、前述したスラブ供試体を支持するために、幅 2500 mm、高さ 1500 mm、奥行 1200 mm の鋼製枠内に締固め後の高さ（厚さ）が 1000 mm となるように作製した。砕石地盤の材料には購入砕石を用いており、その土質特性は土粒子の密度 $\rho_s=2.66$ g/cm³、含水比 $w=0.1$ %、最大粒径 $D_{max}=37.5$ mm、細粒分含有率 $F_c=4.0$ %、A-b 法による締固め試験時の最適含水比 $w_{opt}=7.7$ %、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=2.16$ g/cm³ であり、地盤材料の工学的分類は砂質礫（GS）である。砕石地盤は鋼製枠内に薄層で撒き出しおよび敷き均し後、プレートコンパクターやタンパーを用いて締固めを行い、締固め度 $D_c=95\%$ 以上（ $D_c=97, 99\%$ ）であることを確認している。また、スラブ供試体と砕石地盤との間には両者の密着性（なじみ）を高めるために乾燥した珪砂を薄く敷いた。なお、スラブ供試体の鉛直継目の下部にあたる砕石地盤は、切欠いたうえで台形状のモルタルパットを配置した。その際、CFRD の設計・施工においてモルタルパットと堤体材料との間には付着力を期待していないことから、砕石地盤の切欠きの表面とモルタルパットの間には接着剤は塗布していない。

(3) 載荷方法

本研究では、前述したスラブ供試体および砕石地盤で構成される縮小模型に対し、反力床に固定したフレームと連結した油圧シリンダーを用いて載荷部の全体を鉛直下向き（変位+ δ 側）および上向き（変位- δ 側）に正負交番載荷を行うことにより、主に堤軸方向の地震動の位相差により発生する鉛直継目を境としたスラブ間に生じる圧力差を模擬した。なお、載荷部には M16 インサートを 4 本埋設し、上部の載荷板とボルト接合している。また、本研究の交番載荷試験は載荷点変位を基準とした変位制御とし、1 回あたりの変位量 $\pm 1 \delta$ を ± 1 mm として以下の手順で実施した。① 鉛直下向き（+ δ 側）への変位を与えて+1 δ とする。② 変位の向きを反転して鉛直上向きとし、変位をゼロとする。③ 鉛直上向き（- δ 側）への変位を与えて-1 δ とする。④ 変位の向きを反転して鉛直下向きとし、変位をゼロとする。なお、上記の①から④の手順については、同一の変位量（ $\pm 1\delta$ ）に対して 3 回の繰り返しを行ったうえで変位量を増加させた。

(4) 計測項目

表-2 に、本研究の交番載荷試験時の計測項目の一覧を示す。本研究では、載荷部全体を油圧シリンダーにより正負交

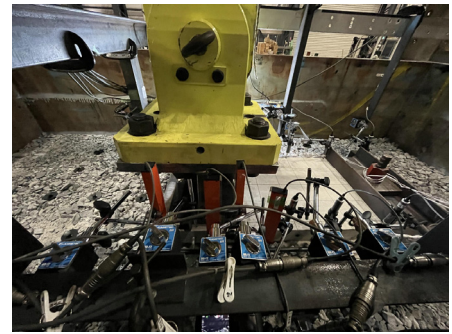


写真-2 交番載荷試験状況
（鉛直継目に圧縮応力を作用させた場合）

表-1 スラブ供試体の諸元

供試体 No.	主鉄筋仕様	軸方向鉄筋仕様	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	鉛直継目	
				継目材	圧縮応力 (N/mm ²)
No.1	D5 (SD295), 53.3mm間隔	D5 (SD295), 75mm間隔	21	アスファルト乳剤	0
No.2					0.7

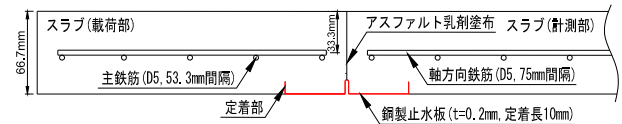


図-2 鉛直継目詳細図

表-2 計測項目

計測項目	計測機器	計測箇所数	計測位置
鉛直荷重	荷重計 (容量: 1MN)	1箇所	スラブ（載荷部）中央
鉛直変位	高感度変位計 (容量: 25mm および50mm)	スラブ（載荷部）: 2箇所×2断面	スラブ（載荷部）: 鉛直継目中央から スラブ（載荷部）側へ 2mm, 247mm
		スラブ（計測部）: 5箇所×2断面	スラブ（計測部）: 鉛直継目中央から スラブ（計測部）側へ 2mm, 150mm, 300mm, 500mm, 700mm

番載荷した際の鉛直荷重(鉛直下向き(圧縮)を正值, 鉛直上向き(引張)を負値とする), 載荷部および計測部の鉛直変位を計測した。このうち, 載荷部の鉛直変位は鉛直継目から載荷部側に 2 mm, 247 mm の 2 箇所, 計測部の鉛直変位は鉛直継目から計測部側に 2 mm, 150 mm, 300 mm, 500 mm, 700 mm の 5 箇所を 2 断面において計測した。なお, その他にスラブおよび鉄筋のひずみについても計測したが, 本文では省略することとする。

2.3 試験結果および考察

(1) 載荷部の鉛直荷重と載荷点変位の関係

図-3 に, 供試体 No.1 および No.2 の載荷部における鉛直荷重 P と載荷点変位 δ の関係を示す。なお, 載荷点変位 δ は載荷部における 4 箇所の鉛直変位を平均化した値である。

まず, 鉛直継目に圧縮応力を作用させていない供試体 No.1 については, δ が正值(+ δ 側)の領域ではスラブ供試体が砕石地盤を圧縮するため δ の増加とともに P が増加するが, δ が負値(- δ 側)の領域ではスラブ供試体の変位に対して抵抗する物体が無いことから, - δ が増加しても載荷部自身を引き上げる程度の小さな P (引張側)しか発生していないことがわかる。ここで, +10 δ 付近において P が一旦低下しているが, これは変位計の盛り替えを行ったことに起因するものである。また, +20 δ 付近において P の減少および δ の増加がみられるが, これは後述するように載荷部下位の砕石地盤が支持力破壊を生じたためであると推察される。

次に, 鉛直継目に圧縮応力を作用させた供試体 No.2 については, + δ 側の領域では初期段階においてスラブ供試体と砕石地盤とのなじみの影響により供試体 No.1 と比べて P が小さくなっているが, +12 δ よりも大きな領域では供試体 No.1 よりも同一の δ における P が大きくなっていることがわかる。また, - δ 側の領域では供試体 No.1 と同様に載荷部自身を引き上げる程度の小さな P (引張側)しか発生していないが, 供試体 No.1 と比較してやや大きな値であることがわかる。これは, 後述するように鉛直継目に圧縮応力を作用させたことにより載荷部と計測部が共上がりしている影響によるものであると推察される。ここで, 供試体 No.2 については供試体 No.1 が支持力破壊を生じた+20 δ よりも大きな $\pm 22\delta$ まで正負交番載荷を実施したが, P と δ の関係性に大きな変化がみられなかったことから, 試験装置の許容最大鉛直荷重($P=372$ kN)となる 38 δ まで単調載荷を行った。その結果, 供試体 No.2 では供試体 No.1 でみられたような砕石地盤の支持力破壊はみられなかった。

(2) スラブ供試体の鉛直変位分布図

図-4(a)~(d)に, 供試体 No.1 および No.2 のスラブ(載荷部および計測部)の鉛直変位分布図を示す。同図は載荷点変位 δ が鉛直上向き(- δ 側)の場合と鉛直下向き(+ δ 側)の場合に分けて作図している点に注意が必要である。なお, スラブの鉛直変位 δ_s は 2 断面の計測結果を平均化した値であり, 載荷点変位 δ と同様に鉛直下向きを正值としている。

まず, 鉛直継目に圧縮応力を作用させていない供試体 No.1 については, 図-4(a)および(b)に示すように載荷点変位 δ の正負によらず+ δ あるいは- δ の増加とともに載荷部の+ δ_s および- δ_s はそれぞれ増加しているが, 計測部の δ_s はほとんど変化していないことがわかる。これは, 供試体 No.1 は鉛直継目に圧縮応力を作用させていないことから載荷部にわずかな変位を与えただけでアスファルト乳剤を塗布した鉛直継目の付着(縁)が容易に切れ, 載荷部が独立

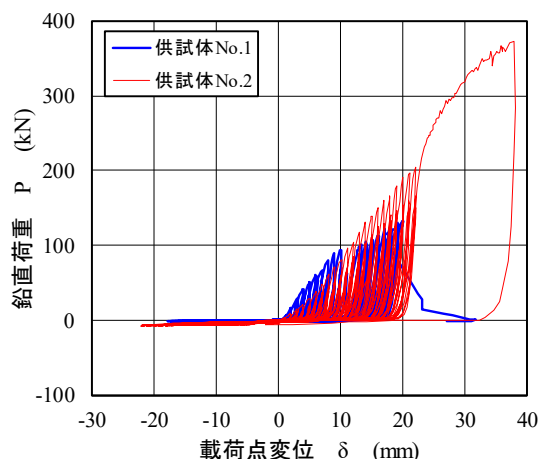
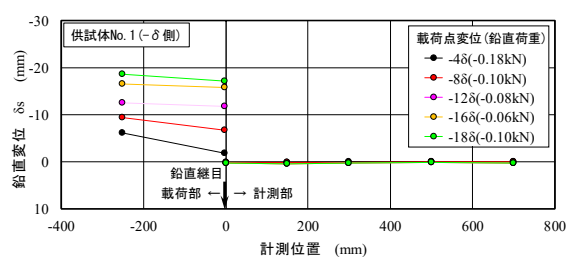
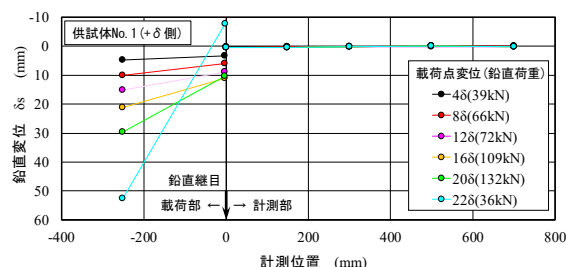


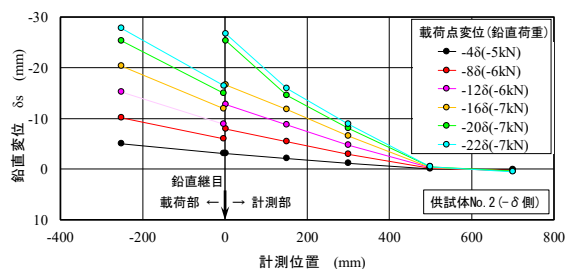
図-3 載荷部の鉛直荷重 P と載荷点変位 δ の関係(P - δ 図, 供試体 No. 1 および No. 2)



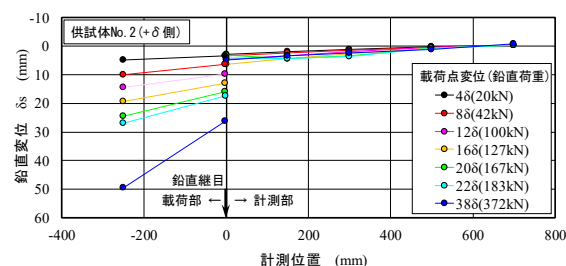
(a) 供試体 No. 1 (- δ 側)



(b) 供試体 No. 1 (+ δ 側)



(c) 供試体 No. 2 (- δ 側)



(d) 供試体 No. 2 (+ δ 側)

図-4 スラブ供試体の鉛直変位分布図
(供試体 No. 1 および No. 2)

して変位していることを意味している。また、図-4(b)に示すように+20 δ において最大鉛直荷重である $P=132 \text{ kN}$ を示した後、+22 δ で載荷部端部(計測位置: -247 mm)の δ_s が極端に大きくなっているが、これは図-5に示すように試験後の碎石地盤表面のうち載荷部端部に不明瞭ではあるもののすべり面が確認されたことから、支持力破壊(全般せん断破壊)が発生した影響であると推察される。この点を検証するために、碎石地盤の全般せん断破壊時の極限支持力 q_u をテルツァーギの支持力公式をもとに算出した。なお、算出時に使用した碎石地盤の単位体積重量は測定値である $\gamma=21.1 \text{ kN/m}^3$ 、強度定数は締固め度が95%以上の砂質礫であることから想定値として $c'=0 \text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi'=45^\circ$ 、載荷部の形状は長方形(幅 $B=248.5 \text{ mm}$ 、奥行き $L=466.7 \text{ mm}$ 、根入れゼロ)、形状係数は $\alpha=1.16$ および $\beta=0.447$ 、支持力係数は碎石地盤の ϕ' から推定してそれぞれ $N_c=0$ 、 $N_\gamma=32$ 、 $N_q=173$ とした。その結果、供試体 No.1 の碎石地盤の q_u は 749.3 kN/m^2 であり、前述した供試体 No.1 の最大鉛直荷重 $P=132 \text{ kN}$ を載荷部の面積で除した最大鉛直圧 $\sigma_{max}=1138 \text{ kN/m}^2$ よりも小さいことから支持力破壊が発生した可能性が示唆される。なお、 σ_{max} が q_u の約1.5倍となっているが、これは q_u の算出時には根入れをゼロとしているが実際は+20 δ 程度の根入れ(載荷部の碎石地盤へのめり込み)があること、載荷部の鉛直継目側の下位に剛性の高いモルタルパットが配置されていることから、その分だけ荷重の分担面積が増加することなどが影響していると考えられる。

次に、鉛直継目に圧縮応力を作用させた供試体 No.2 については、図-4(c)および(d)に示すように載荷点変位 δ の正負によらず+ δ あるいは- δ の増加とともに載荷部の+ δ_s および- δ_s はそれぞれ増加しているが、前述した No.1 と異なり計測部のうち鉛直継目から2 mm、150 mm、300 mmの位置の δ_s も増加していることがわかる。ここで、計測部のうち鉛直継目から500 mm および700 mmの位置の δ_s がほとんど変化していないが、これは前述したように供試体 No.2 はPC鋼棒へのひずみの導入により鉛直継目に圧縮応力を作用させているため、試験の安全を考慮して鉛直継目から626.5 mmの位置で計測部のスラブを反力床に固定した影響によるものと考えられる。供試体 No.2 でみられた計測部の鉛直変位の増加傾向は、図-4(c)に示す- δ 側の鉛直変位分布図で顕著にみられ、載荷部と計測部が共上がりしているようすがうかがえる。これは、鉛直継目に圧縮応力を作用させたことにより、載荷部と計測部の間の摩擦力が増加することで縁が切れず載荷部に作用する鉛直荷重 P を計測部でも分担している、すなわち、 P の分担面積が増加していることを意味している。その結果、鉛直継目に圧縮応力を作用させた供試体 No.2 の方が圧縮応力を作用させない No.1 と比較して同じ δ における P が大きくなる(例えば、+20 δ における P : No.1 の場合 $P=132 \text{ kN}$ 、No.2 の場合 $P=167 \text{ kN}$)ことがわかった。

最後に、供試体 No.1 および No.2 ともに鉛直継目に配置した銅製止水板については、それぞれの試験終了まで定着部の逸脱は生じなかったものの、No.1 の銅製止水板には図-6に示すように繰り返し載荷に伴う疲労破壊の影響によると思われる小孔(ピンホール)が確認された。この点については、縮小模型に用いた銅製止水板の厚さが0.2 mmであり非常に薄いことから模型の製作時の誤差の影響の可能性がある。したがって、今後実施予定の鉛直継目にゴム系の目地材を設置した場合の交番載荷試験において発生原因を検討する必要がある。

3. おわりに

本研究では、CFRDのフェイススラブの鉛直継目を対象として地震による繰り返し荷重が作用した場合の破壊挙動を実験的に明らかにすることを目的とし、フェイススラブの鉛直継目周辺の縮小模型を作製したうえで交番載荷試験を実施した結果について述べた。その際、鉛直継目に作用する圧縮応力の有無が破壊挙動に及ぼす影響について検討した。本研究により得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 鉛直継目に圧縮応力を作用させない場合、載荷部にわずかな変位を与えただけでアスファルト乳剤を塗布した鉛直継目の付着(縁)が容易に切れ、載荷部が独立して変位する。その結果、本研究の試験条件のもとでは最終的に碎石地盤に支持力破壊が発生する。
- 2) 鉛直継目に圧縮応力を作用させた場合、載荷部と計測部の間の摩擦力が増加することによって載荷部と計測部の縁が切れず、載荷部に作用する鉛直荷重を計測部でも分担する、すなわち、鉛直荷重の分担面積が増加する。その結果、鉛直継目に圧縮応力を作用させた場合は圧縮応力を作用させない場合と比較して同じ載荷点変位における鉛直荷重が大きくなる。
- 3) 鉛直継目の圧縮応力の有無によらず鉛直継目の銅製止水板は試験終了まで定着部の逸脱は生じない。ただし、鉛直継

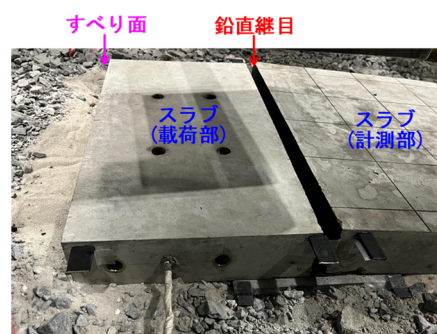


図-5 碎石地盤表面にみられるすべり面
(供試体 No. 1 の試験後)



図-6 試験後の銅製止水板の状況
(供試体 No. 1 の試験後)

目に圧縮応力を作用させない場合、銅製止水板に繰り返し荷重に伴う疲労破壊の影響によると思われる小孔が確認されたため、今後実施予定の後続試験においてその発生原因を検討する必要がある。

今後は、鉛直継目にゴム系の目地材を設置した場合の交番荷重試験を実施し、継目の種類の影響について検討する予定である。

謝辞：本研究は、大阪工業大学、熊谷組およびエイト日本技術開発による共同研究の一環として実施したものである。交番荷重試験の実施にあたり熊谷組技術本部技術研究所の皆様、エイト日本技術開発の藤田亮一氏にご助力を頂いた。ここに記して深く謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) ダム技術センター: 多目的ダムの建設-平成 17 年版第 1 巻計画・行政編, pp.10-22, 2005
- 2) 日本河川協会: 改定解説・河川管理施設等構造令, pp.40-41, 2000
- 3) 国土交通省河川局: 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説, 2005
- 4) International Commission on Large Dams (ICOLD): CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS CONCEPTS FOR DESIGN AND CONSTRUCTION, pp.2-3-2-11, 2004
- 5) 大町達夫: ダムの耐震性能にかかわる最近の話題, Vol.19, No.2, ダム工学, pp.94-103, 2009
- 6) Bin Xu・Yang Zhou・Jingmao Liu・Xiang Yu, A three-dimensional elasto-plastic dynamic response procedure for concrete-faced rockfill dams, International Journal of Distributed Sensor Networks, Vol.14, No.8, pp.1-11, 2018
- 7) 川崎秀明・稲垣謙司・平山大輔: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの動的変形特性, 大ダム, No.190, pp. 98-102, 2005
- 8) 播田一雄・米崎文雄・佐藤信光・染矢武彦・小野紘一: コンクリートスラブの応力と変形について, 大ダム, No.175, pp. 87-95, 2001
- 9) Degao Zou・Bin Xu・Xianjing Kong・Yang Zh: Numerical Simulation on Slabs Dislocation of Zipingpu Concrete Face Dam During Wenchuan Earthquake Based on a Generalized Plasticity Model, Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, pp.11409-11419, 2012
- 10) 柏柳正之・小泉信太郎・石村豊・垣上宏: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの継目挙動に関する基礎的検討, 大ダム, No.176, pp.4-10, 2001
- 11) 藤本哲生・大越靖広・佐藤英明・黒田修一・野谷正明・平松大周: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの鉛直継目の破壊挙動に関する研究, Kansai Geo-Symposium 2023-地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム-論文集, pp.81-86, 2023
- 12) 平松大周・藤本哲生・大越靖広・佐藤英明・黒田修一・野谷正明: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの耐震性評価に関する基礎的研究(その 7)-鉛直継目の交番荷重試験に向けた試験条件の検討-, 第 79 回土木学会年次学術講演会講演概要集, p.III-193, 2024
- 13) 熊谷・大成・青木特定建設工事共同企業体: 徳山ダム工事誌, pp.32-44, 2008
- 14) 藤本哲生・白川拓哉・西澤和也・藤田亮一・野谷正明・平松大周・大越靖広・佐藤英明・野田亜久里・服部翼・尾崎亮斗・佐々木裕一・中川弘明・野島太生: コンクリート表面遮水壁型ロックフィルダムの耐震性評価に関する基礎的研究(その 3), 第 74 回土木学会年次学術講演会講演概要集, p.I-327, 2019

破砕が進行した火山砕屑物の強度変形特性に及ぼす影響

出町慎一郎¹・○西村南美¹・加藤智大²・高井敦史²・勝見 武²

¹ 京都大学大学院工学研究科・² 京都大学大学院地球環境学学

1. はじめに

火山噴火により発生する火山砕屑物は広範囲に堆積し、土石流災害等の要因となるだけでなく、処理・処分されないことで、経済活動や健康生活、都市インフラなど広範囲にわたる二次的被害を引き起こす。また、日本は国土も限られており、処分用地の確保も困難である。そのため、火山砕屑物を資源循環や災害復興の観点から地盤材料として有効利用することが望ましい。しかし、既往研究の多くは長期間の堆積・風化を受けた火山灰質土に関するものであり、噴火後に成層や風化を経ていない比較的新しい火山砕屑物の地盤材料特性は十分に検討されていない。本研究では、火山砕屑物の地盤材料特性を明らかにすることを目的とし、単粒子破砕試験、締め固め試験、圧密排水三軸圧縮試験を行い、その粒子破砕性と強度変形特性を評価した。また、火山砕屑物の有効利用にあたり、事前破砕処理が行われる可能性がある¹⁾ため、破砕処理が強度変形特性に及ぼす影響も評価した。

2. 試験方法

2.1 使用材料

本研究では、2023年3月8日に桜島南岳山頂から南東に約3.5kmの有村地区の河口付近で火山砕屑物を採取した。試料は、度重なる土石流により流されて堆積していたその上層部を採取した(写真-1)。採取した試料はそれぞれ空気乾燥させた後、混合と攪拌により均質化し、約20kgずつ土のう袋に保存した。図-1に試料採取場所を示す。

表-1に火山砕屑物の基礎物性を示す。土粒子密度は2.728 g/cm³であり、粒度分布より土質区分は礫質砂[SG]である。化学組成については、SiO₂、Fe₂O₃、Al₂O₃、CaOの順に多く含まれており、一般的に火山から噴出する物質の化学組成に類似していた。また、各試験は試料の最大粒径を4.75 mm以下とした。

2.2 単粒子破砕試験

単粒子破砕試験とは粒子が破砕する際の荷重を評価し、破砕時に土粒子に作用する圧力を求める試験である。この試験では三軸圧縮試験を行うにあたって、試験中に粒子破砕が発生しない程度の拘束圧を定めることを目的とし、火山砕屑物の土粒子が破砕する圧力を求めた。

火山砕屑物を0.850-2 mm、2-3.35 mm、3.35-4 mm、4-4.75 mmの4段階の粒径に選別し、粒径毎に10個の単一粒子に対して、一軸圧縮試験機と同等の機構を用いて載荷速度0.1 mm/minで圧縮した。そして粒子が完全に破壊するまでの荷重及び変位を記録し続けた。変位の測定は分解能が1.0×10⁻³ mmであり、荷重は分解能が1.0×10⁻⁴ kN、最大2.0 kNまで計測可能なロードセルにより計測を行った。また、破砕強度 σ_f (MPa = N/mm²)を式(1)で定義した。

$$\sigma_f = \frac{F_f}{d_0^2} \quad (1)$$

ここで、 F_f は破砕時の荷重(N)、 d_0 は初期粒径(mm)である。 d_0 はその粒子が属する粒径範囲の最大値(例えば、4 mm-4.75 mmの場合は4.75 mm)とした。最初に荷重が減少する点での σ_f を第一破砕強度、荷重が最大指示値を示す点での σ_f を最大破砕強度と定義した。



写真-1 試料採取の様子



図-1 試料採取場所(図の●印)

桜島・観光《規制 ライブカメラ》2)の図を加筆修正

表-1 火山砕屑物の基礎物性

項目		有村 火山砕屑物
土粒子密度 (g/cm ³)		2.728
粒度	>0.075 mm (%)	63
分布	>0.075 mm (%)	2.0
	D ₅₀ (mm)	1.13
化学組成 (%)	SiO ₂	47.87
	Fe ₂ O ₃	18.72
	Al ₂ O ₃	14.24

Effect of Particle Crushing Strength and Deformation Properties

Shinichiro Demachi¹, Minami Nishimura¹, Tomohiro Kato², Atsushi Takai², Takeshi Katsumi² (¹JGraduate School of Engineering, Kyoto University, ²GSGES, Kyoto University)

KEY WORDS: Volcaniclastic debris, Particle crushing, Strength and deformation properties, Triaxial compression test

図-2 に第一破碎強度と最大破碎強度の模式図を示す。

2.3 試料の破碎

本研究では採取した火山砕屑物の破碎を突固めによる土の締固め試験（JIS A 1210）を参考に行った。具体的には、ランマー質量 4.5 kg、落下高さ 45 cm、突固め総数 1、突固め回数 75 回とし、モールド（内径 150 mm、容積 883 cm³）内に約 1.63 kg の試料を詰めた状態で突固め操作を行った。以上のような一連のエネルギー付加操作を 1 回とし、破碎の際はそれを 8 回実施した。破碎処理を施していない試料を「破碎無し」、破碎処理を施した試料を「破碎有り」と定義する。それぞれの粒度分布を図-3 に示す。破碎処理により試料の粒径が小さくなっていることが分かる。

2.4 締固め試験

火山砕屑物の締固め特性及び破碎性の詳細評価と三軸圧縮試験で用いる供試体の目標密度の設定を目的とし、突固めによる土の締固め試験（JIS A 1210）を A-b 法（乾燥・非繰返し法）で実施した。実験には破碎無し試料及び破碎有り試料の 2 種類を用いた。

2.5 圧密排水三軸圧縮試験

事前破碎処理の有無による力学挙動の変化を評価するために、破碎無し試料と破碎有り試料の 2 種類を用いて三軸圧縮試験を行った。

2.5.1 供試体の作製方法

本研究では破碎処理の有無が異なる 2 種類の試料を用いた供試体で結果の比較を行うことや現場での施工時に締固め度管理を行うことを想定し、供試体の乾燥密度管理は締固め度を統一することで行った。

本試験では負圧によってモールド内部に密着させたメンブレンの中に試料を充填する負圧法を用いて供試体を作製した。供試体は直径 5 cm、高さ 10 cm のモールドを用い、所定の値まで試料の含水比を調整後、5 層に分けて充填し、各層で静的締固めを行った。各供試体の初期条件を表-2 に示す。供試体の締固め度は 97% とした。また、初期乾燥密度及び含水比について、破碎無し試料は 1.71~1.72 g/cm³、12% であり、破碎有り試料は 1.78~1.79 g/cm³、11% であった。

2.5.2 通水・飽和過程

供試体を作製後、通水及び供試体の飽和を行った。飽和過程は供試体の飽和度を限りなく 100% に近づけるために必要な過程である。本研究では供試体内の飽和度を B 値を用いて評価した。B 値とは Skempton によって提案された間隙水圧係数であり、供試体が完全に飽和していれば、B 値は 1.0 を示す³⁾。しかし、完全な飽和供試体を得ることは難しいため、一般的には 0.95 以上の値が得られれば十分に飽和しているとみなすことができる⁴⁾。

一般的に、供試体の飽和度は脱気水を通水させてから背圧を充分に加えることで上昇させる。しかし、火山砕屑物は空隙構造が複雑で多孔質であることから、一般的な方法では飽和度が上がりにくいと考えられた。そのため本研究では二酸化炭素置換法を導入し、飽和過程で B 値が 0.9 以上を確保できたことを確認してから圧密過程へ移行した。表-2 に各供試体の B 値を示す。

2.5.3 圧密・軸圧縮過程

圧密過程では 3.1.2 の単粒子破碎試験の結果を考慮し、拘束圧 30, 60, 120 kPa で等方圧密を行った。軸圧縮過程はひずみ制御方式を採用し、軸ひずみ速度は 0.05 %/min とした。また、せん断は軸ひずみが 15 % に到達するまで行い、破壊ひずみは応力-ひずみ曲線における軸差応力が最大となった時点での軸ひずみとした。

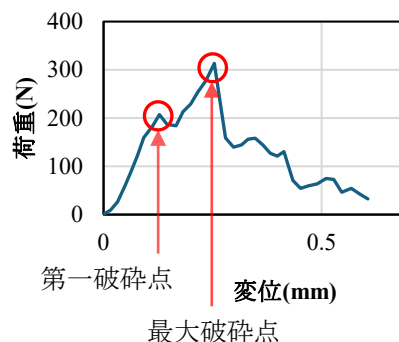


図-2 第一破碎強度と最大破碎強度の模式図

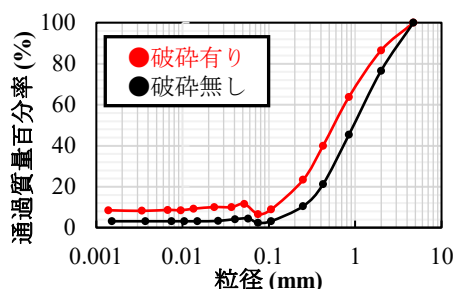


図-3 破碎なし試料及び破碎あり試料の粒径加積曲線

表-2 各供試体の初期条件

試料の種類	拘束圧 (kPa)	体積 (cm ³)	初期含水比 (%)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)	B 値
破碎無し	30	195.2	12.0	1.71	97.1	0.95
	60	195.2	12.0	1.71	97.1	0.95
	120	194.8	12.0	1.72	97.3	0.95
破碎有り	30	192.8	11.0	1.78	97.3	0.90
	60	193.7	11.0	1.79	97.8	0.95
	120	194.1	11.0	1.78	97.6	0.96

2.5.4 モールの破壊包絡線

一般に強度定数は複数のモール円を基に破壊包絡線を描き、その勾配を内部摩擦角、切片を粘着力とすることで求められる。しかし、火山砕屑物のような破砕性を有し、砂質に近い材料では低拘束圧でも破壊包絡線が上に凸となることが考えられた。また、本試料は砂質土に類似しており、粘着力は 0 kPa と考えられる。そのため、本研究では強度定数の導出には「3 種の拘束圧の応力円から直線近似で破壊包絡線を求め、内部摩擦角 ϕ_d と見かけの粘着力 c_d を求める。」「各拘束圧の応力円に対し、原点を通る破壊包絡線を引くことで粘着力を 0 kPa と仮定した内部摩擦角 ϕ_d を求める。この時、各拘束圧において ϕ_d が導出される」という 2 つの手法を採用した。

3. 試験結果と考察

3.1 単粒子破砕試験

3.1.1 単粒子破砕強度

図-4 (a), (b) に第一破砕強度、最大破砕強度を示す。いずれの粒径でも破砕強度にばらつきが見られた。これには大きく二つの理由が考えられる。一つ目は火山砕屑物が多様な元素 (Si, Fe, Al, Ca 等) で構成されていることである。硬い物質と柔らかい物質が混在していることから、各土粒子で組成が異なり、破砕強度がばらつくことが考えられる。二つ目は火山砕屑物が様々な粒子形状を呈していることである。粒子表面の凹凸が大きい場合、微細な突起部分が先に破砕するため、第一破砕荷重は低下すると考えられる。また、それぞれの粒径における第一破砕強度の平均は粒径 0.85-2, 2-3.35, 3.35-4, 4-4.75 mm の順に 9.03, 8.49, 8.42, 7.10 MPa であり、最大破砕強度の平均は 13.5, 12.3, 12.6, 10.2 MPa であったことから、粒度が小さくなるほど、第一破砕強度と最大破砕強度はともに上昇する傾向を示した。これは、粒径が小さくなるほど異種鉱物間の境界が取れて単一鉱物化し、強くて均質な内部構造を持つようになる自然砂と同様の傾向である⁵⁾。表-3 に粒径 0.85-2 mm の各土砂における第一破砕荷重時の単粒子破砕強度を示す。有村火山砕屑物の第一破砕強度平均値は約 9 MPa であり、破砕性を持つシラスと同程度であった。そのため、降下軽石のような多孔質で非常に破砕しやすい材料ほどではないが、有村河岸砕屑物は比較的破砕しやすい材料だと考えられる。

3.1.2 三軸圧縮試験での拘束圧の決定

三軸圧縮試験では圧密・せん断時に粒子破砕の影響を受けないよう、材料の破砕強度を参考にして拘束圧を設定する必要がある。本研究で用いた火山砕屑物の第一破砕時における破砕強度の最低値は粒径 0.85-2, 2-3.35, 3.35-4, 4-4.75 mm の順に 2300, 4800, 2400, 640 kPa であった。そのため、三軸圧縮試験時の拘束圧は最低値 640 kPa より低い値として 30, 60, 120 kPa の 3 種類に決定した。

3.2 締固め試験

3.2.1 締固め曲線

図-5 に A-b 法で得られた破砕無し試料及び破砕有り試料の締固め曲線を示す。締固め曲線は破砕の有無に関わらず類似した形を示した。また、乾燥密度は破砕有り試料の方が破砕無し試料よりも全体的に高くなった。これは破砕有り試料の方が破砕無し試料より細粒分が多く含まれており、粒径幅が広がったことで、細粒分が土粒子の空隙に充填されやすくなったためだと考えられる⁸⁾。

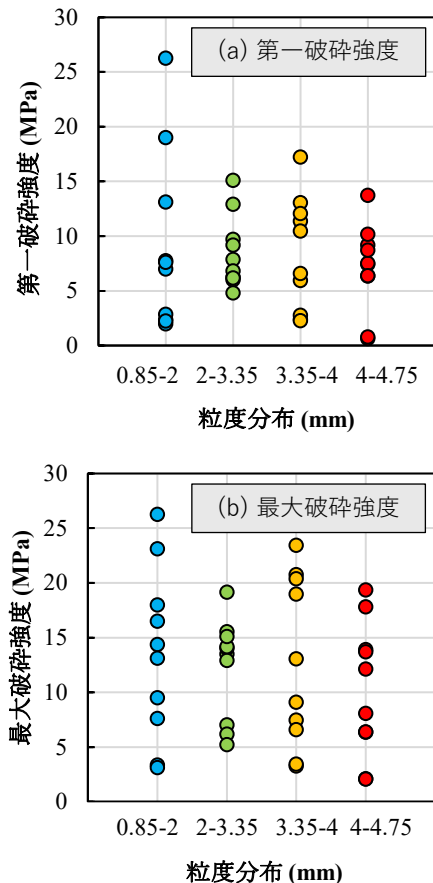


図-4 単粒子破砕試験結果

表-3 粒径 0.85-2 mm での第一破砕荷重時の単粒子破砕強度 (参考文献 6) 7) を基に作成)

試料	単粒子破砕強度
有村火山砕屑物	2-26 MPa (平均約 9 MPa)
真砂土	20-30 MPa
豊浦砂	約 100 MPa
しらす	5-20 MPa
降下軽石	0.6 MPa

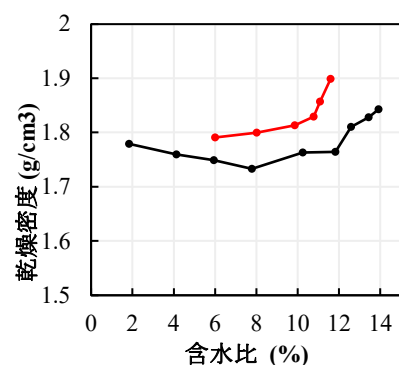


図-5 有村火山砕屑物の締固め曲線

また、締固め曲線は湿潤状態であっても一般土のような明確な凸状の曲線とはならず、砂質土の締固め特性に類似性が見られた。一方で、砂質土は最大乾燥密度が得られるが、有村火山碎屑物は最大乾燥密度を取らず、乾燥密度が上昇し続ける点が異なった。このとき、火山碎屑物は破碎の有無に関わらず、突固め面近くに水が染み出し、モールド下から排水している状況であった（写真2, 3）。これは有村火山碎屑物の保水性が極めて低く、試料が飽和状態に達する前に水分が排水されてしまうことが原因で、一般的な砂質土のように最大乾燥密度を最適含水比を得ることができなかったと考えられる。



写真-2 モールド下からの排水の様子



写真-3 突固め面近くの水の染み出しの様子

3.2.2 三軸圧縮試験の供試体の締固め度・乾燥密度の決定

本試験では有村火山碎屑物の最大感密度及び最適含水比が得られなかった。そのため三軸圧縮試験での供試体の目標密度は、突固め面近くに水が染み出しかつモールド下からの排水が見られた初期含水比の直前の含水比、すなわち破碎無し試料では 12%，破碎有り試料では 11%とした。その時の乾燥密度は破碎無し試料が 1.76 g/cm³。破碎有り試料が 1.83 g/cm³であり、締固め度はともに 97%とした。

3.3 圧密排水三軸圧縮試験

3.3.1 破碎無し試料と破碎有り試料の試験結果

図-6 に破碎無し試料及び破碎有り試料の軸差応力-軸ひずみ関係を、図-7 に体積ひずみ-軸ひずみ関係を示す。両試料において、いずれの拘束圧でもひずみ硬化から最大軸差応力を取り、ひずみ軟化に至る密な砂に類似した挙動を示した。また顕著な拘束圧依存性を示した。

破碎無し試料及び破碎有り試料のモールの応力円をそれぞれ図-8(a)(b)に示す。三つの応力円から破壊包絡線を描くと、破碎無し試料の内部摩擦角は 40.7°，粘着力は 10.9 kPa となり、破碎有り試料の内部摩擦角は 43.5°，粘着力は 11.2 kPa となった。また、各拘束圧でモール円に対し原点を通る破壊包絡線を引き、粘着力を 0 kPa と仮定した際の内部摩擦角は破碎無し試料の場合、拘束圧 30, 60, 120 kPa の順に 44.4°，45.0°，41.2°であり、破碎有り試料の場合、46.4°，47.4°，43.5°であった。拘束圧ごとの内部摩擦角について、破碎の有無に関わらず拘束圧 30 kPa と 60 kPa の値に大きな差はないが、120 kPa では約 3° と、明らかに低下していることが分かる。

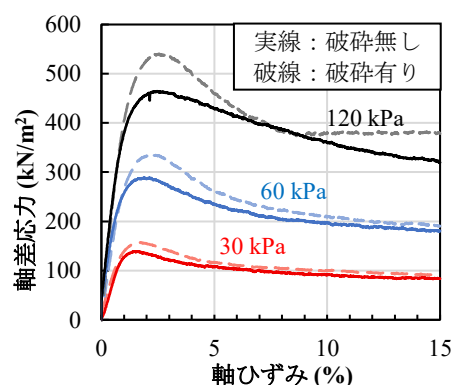


図-6 軸差応力-軸ひずみ関係

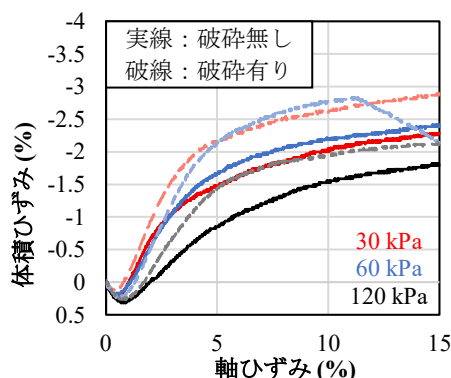
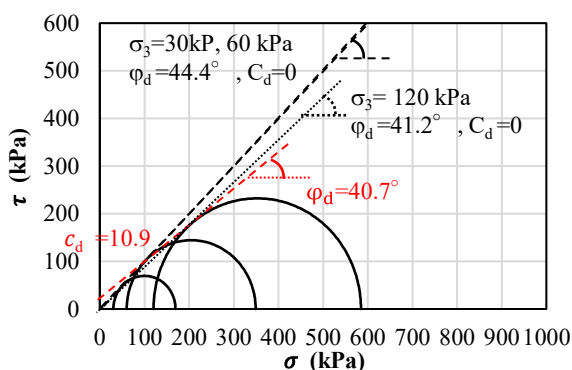
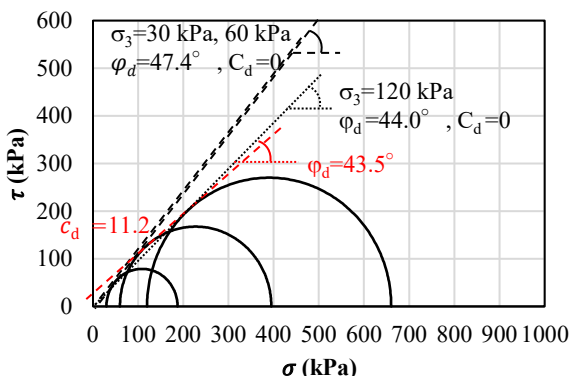


図-7 体積ひずみ-軸ひずみ関係



(a)破碎無し試料



(b)破碎有り試料

図-8 モールの応力円

この原因として拘束圧 120 kPa の条件で粒子破砕が生じたことが考えられ、これは破砕性材料であるしらすや新燃岳火山砕屑物と同様であった⁹⁾。単粒子破砕試験により粒径 4.75 mm 以下の粒子が破砕するには最低 640 kPa の圧力が必要であるが、三軸圧縮試験では供試体の最大主応力は約 570 kPa であり、640 kPa に達していなかったことが分かる。しかし、両試験では応力作用の仕方が異なり、単粒子破砕試験では独立した粒子に上下方向の荷重が直接作用するが、三軸圧縮試験では周囲の粒子と相互作用により応力が伝達される。この差が両実験の破砕強度の差につながっていると考えられる。実際、豊浦砂でも単粒子破砕強度は約 100 MPa と報告されている⁹⁾¹⁰⁾が、三軸圧縮試験では最大主応力約 15 MPa で粒子破砕が生じた例¹¹⁾がある。

3.3.2 破砕無し試料と破砕有り試料の比較

いずれの拘束圧でも両試料の軸ひずみ初期の剛性率は同程度であり、せん断変形に対する抵抗は破砕処理の有無に関わらず等しいことが示唆された。また、最大軸差応力や破壊に至るまでの軸ひずみの大きさは全ての拘束圧で破砕有り試料の方が大きかった。これは破砕により均等係数が向上し、乾燥密度が増加したことでせん断変形時の粒子移動が制限され、せん断強さが向上したことが原因だと考えられる。しかし、破砕有り試料は破壊後のひずみ軟化傾向が強く、軸ひずみ 15 %での残留応力は破砕無し試料と同程度の値に収束した。そのため、破砕処理の有無に依らず、長期的な強度は変わらないことが示唆された。

3.3.3 地盤材料としての適用可能性

表-4 に各土質の強度定数を示す。有村火山砕屑物の内部摩擦角 ϕ_d は一般の砂質土や他の火山砕屑物と同等以上の値を有した。また、道路盛土の良配合の砂質土の設計用値 $\phi=35^\circ$ ¹³⁾も上回ることから、基礎地盤の地盤材料としては高い強度が期待できると考えられる。

4 おわりに

本研究では、火山砕屑物の地盤材料特性を明らかにすることを目的とし、単粒子破砕試験、締固め試験、圧密排水三軸圧縮試験を行い、その粒子破砕性と強度変形特性を評価した。その結果、火山砕屑物の単粒子破砕強度は平均 9 MPa であり、一般的に破砕しやすいしらすと同程度の破砕強度を持つことや自然砂と同様に粒径が小さいほど破砕強度は強くなることが分かった。また、締固め曲線はおおむね砂質土に類似するが、保水性が極めて低いため A-b 法で最大乾燥密度や最適含水比を特定できない。強度定数については内部摩擦角 ϕ_d が 40-45° 付近を示し、一般的の砂質土や火山砕屑物と同等以上の値であるため、基礎地盤の地盤材料として高い強度が期待できる。ただし、拘束圧の増大によりせん断時に粒子破砕が生じることで、強度が低下する可能性がある。そのため、拘束圧が 120 kPa 以上作用するような高さのある盛土に適用する場合には、せん断時の粒子破砕を抑制するために適切な処置を施すことが好ましいと考えられる。

謝辞：

本研究を進めるにあたり、実験から考察にかけて和田卓也氏（建設技術研究所）に多大なるご協力をいただきました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 出町慎一郎・吉川友孝・高井敦史・加藤智大・勝見武：火山砕屑物の締固めによる粒子破砕と地盤材料特性に関する研究，第15回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，Vol. 15，pp. 329-334，2023
- 2) あそログ 桜島観光《規制ライブカメラ》．<<http://asolog.mt-biker.net/volcano-camera/sakurajima/>>，(参照 2025-06-24)
- 3) 杉山友理・河井克之・田中博之・飯塚敦：土/水/空気三相連成モデルによる間隙圧係数 B 値の解釈，土木学会論文寸 A2（応用力学），Vol. 70，No. 2，pp. 145-153，2014
- 4) Kelk, G. Triaxial Testing : A Beginner's Guide for Geotechnical Testing Engineers, 2022
- 5) 福本武明・原健夫：粒状土の粒子強度分布に関する研究，土木学会論文集，Vol. 596，No. 3-43，pp. 91-99，1998
- 6) 中田幸男・兵動正幸・加登文学・村田秀一：破砕性材料の力学特性，土と基礎，Vol. 48，No. 10，pp. 31-34，2000
- 7) 笠間清伸・山縣史朗・田中大貴・古川全太郎・安福規之：南阿曽村高野台地区に分布する火山灰質地盤の地震時安定性評価，地盤工学ジャーナル，Vol. 13，No. 3，pp. 171-181，2018
- 8) 公益社団法人 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説[第一回改訂版]—二分冊の 1—，2010
- 9) 荒牧憲隆・山本健太郎・平瑞樹・林泰弘・根上武仁：新燃岳・火山灰質土の地盤材料特性および有効利用に関する検

表-4 各土質の強度定数
(参考文献 9)12)を基に作成)

試料	強度定数
有村火山砕屑物 (破砕無し)	$\phi_d=40.7^\circ$, $c_d=10.9$ kPa
有村火山砕屑物 (破砕有り)	$\phi_d=43.5^\circ$, $c_d=11.2$ kPa
豊浦標準砂	$\phi_d=42.9^\circ$, $c_d=0$ kPa
しらす	$\phi_d=37.4^\circ$, $c_d=43.3$ kPa
新燃岳火山砕屑物	$\phi_d=45.1^\circ$, $c_d=9.1$ kPa

討, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 3, pp. 309–322, 2014

- 10) 加登文学・中田幸男・兵動正幸・村田秀一: 地盤材料の単粒子破砕特性, 土木学会論文集, Vol. 673, No. 3–54, pp. 189–194, 2001
- 11) 三浦哲彦・山内豊聡: 砂のせん断特性に及ぼす粒子破砕の影響, 土木学会論文報告集, Vol. 260, pp. 109–117, 1977
- 12) 吉村優治・小川正二: 砂の等方圧密およびせん断特性に及ぼす粒子形状の影響, 土木学会論文集, Vol. 487, No. 3–26, pp. 187–196, 1994
- 13) 日本道路協会: 道路土工-盛土工指針(平成22年度版), 2010

増し杭工法における鉄骨造ガイドによる新旧基礎の水平力学挙動に関する遠心模型実験

○松村大輝¹・田中雅大²・寺本俊太郎³

¹ 摂南大学大学院・² 五洋建設株式会社・³ 摂南大学

1. 研究背景

本研究が対象とする増し杭工法は、構造物を支持する既設の杭基礎の支持力向上や耐震補強を目的とし、既設基礎の周囲に新設基礎を構築、一体化する基礎補強工法である。既設基礎を利用することで、新設基礎の規模縮小、建設費用の低減が可能である。しかし、RC構造における一体化の施工にあたっては、鉄筋の処理に由来する工程が多く、それに多大な労力、時間、費用を要することが問題となっている。

そこで本研究では、鋼製外殻および鉄骨による無鉄筋の鋼コンクリート構造として、図-1 に示す新たな増し杭工法（以下、新工法）の開発を目指す。既設基礎のフーチングを鋼製外殻で覆うことで施工時の占有領域の縮小を可能とし、鉄骨造ガイドを増しフーチングに埋め込むことで、フーチング同士を接合施工せずに一体化できる構造形式である。

先行研究¹⁾²⁾³⁾において、一連の静的模型実験および数値解析を実施し、新工法の水平力学挙動の解明を目指した。それにより、新旧基礎間の接合条件が基礎の水平力学挙動に及ぼす影響が確認されたが、橋脚基部一増しフーチング間の接合条件も同時に確認する必要があると分かった。そこで、本研究では橋脚一増しフーチング間および新旧基礎間の接合条件が水平剛性に及ぼす影響の解明を目的とし、遠心模型実験を実施した。また、橋脚基部一増しフーチング間の接合条件において、鉄骨造ガイドの有用性についても検討した。

2. 実験概要

本稿の実験概要図を図-2に示す。4本既設杭+6本増し杭に対して、50G場遠心模型実験を行った。

杭は杭固定台の穴（杭と同じ径）に差し込み、ネジ固定した。模型地盤は乾燥豊浦砂を空中落下法により $D_r = 85 \pm 5\%$ で作製した。地盤高さは、フーチング下端より低く設定した。それは、最上段と2段目のひずみゲージより杭頭せん断力を算出する際、地盤反力を受けない実験条件とするためである。模型寸法は実設計を参考にして、各部の重量比が橋脚：上部工：フーチングが 1:1:1 を基に、L2 設計水平地震動 $k_h = 0.4$ を総重量に乗じて 3,125 kN と 載荷装置を用い、自由継手を介して橋脚上部を載荷速度 0.5 mm/msec か所につき、載荷方向軸上の対角に 1 枚ずつ貼付した。レーザー 2 か所の変位を計測した。

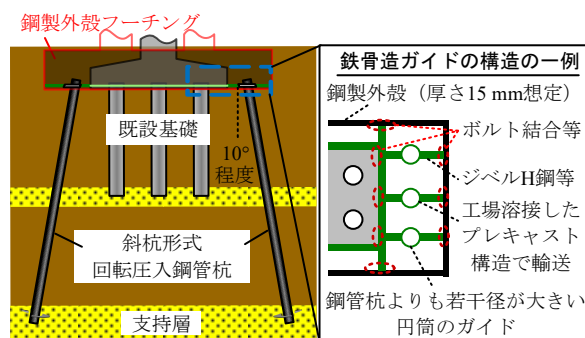


図-1 提案する新たな増し杭工法

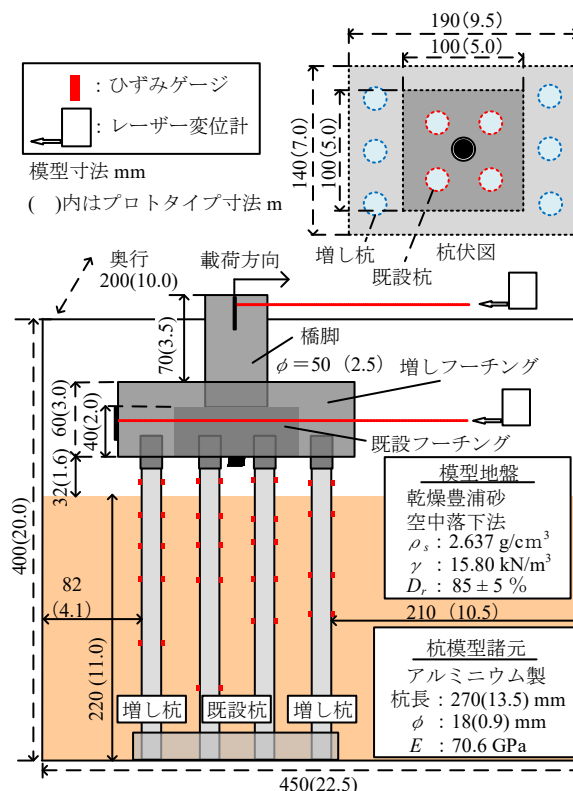


図-2 実験概要

Centrifuge Model Tests on Horizontal Mechanical Behavior of New and Old Foundations with Steel Guides in an Incremental Pile Method
Taiki Matsumura¹, Masahiro Tanaka², Shuntaro Teramoto³(¹Graduate School of Setsunan University, ²Penta-Ocean, ³Setsunan University)
KEY WORDS: Pile group effect, Centrifuge model test, Horizontal lording, Additional pile method, Pile group

検討ケースを図-3、表-1に示す。全てのケースにおいて、橋脚基部と増しフーチング間の側方接触面に0.5 mmの隙間を設けた。Case1は従来工法を想定しており、新旧基礎を連続体として作製し、橋脚基部を橋脚固定治具でネジ固定することで、接合条件とした。Case2は、Case1の状態から増しと既存フーチングの接面の水平方向4面に1 mmの隙間を設け、新旧基礎間を非接合としたケースであり、Case1との比較によって新旧基礎間の接合の有無による影響を確認する。Case3は、橋脚基部を固定せず、鋼製外殻および鉄骨造ガイドを用いたケースであり、新工法において橋脚基部の固定部材が破損した場合を想定している。鉄骨造ガイドがない状態では杭頭がフーチングと接着剤のみで固定されており、ある場合は杭頭が、そのガイドにより囲まれており、杭頭固定度が增加する機構となる。新旧基礎間において、連続体であるCase1と比較し、鉄骨造ガイドおよび鋼製外殻による水平剛性向上効果を確認する。Case4は、鉄骨造ガイドを除いたケースであり、Case3との比較により鉄骨造ガイドの有無、Case2との比較により橋脚基部接合の有無が与える影響を確認する。

3. 実験結果：以下の実験結果は、実験模型の結果を実物大に変換した値（プロトタイプ）を用いて表記する。

3.1 荷重変位関係（増しフーチング位置）

図-4に増しフーチング位置での荷重変位関係を示す。なお、橋脚固定治具の個体差によって2,500 kN～3,125 kNでの降伏時の変形のばらつきが大きいことから、降伏前の2,500 kNにおける変位で評価し、比較する。2,500 kN時の変位量において、Case2の変位量はCase1の1.5倍で、これは新旧基礎間を非接合により、新旧基礎の一体化度合いが低下したためと考えられる。

Case2,4の変位量について、全体的に同程度であることから、橋脚—増しフーチング間の接合条件が増しフーチング位置での変位に及ぼす影響は小さいと考えられる。

2,500 kN時の変位量において、Case3はCase4の0.5倍であった。このことより、鉄骨造ガイドにより、増し杭の杭頭固定度が増加し、変位が大きく抑制されたと考えられる。

2,500 kN時の変位量において、Case1の変位量はCase3の1.3倍であった。Case1,3は橋脚—増しフーチング間の接合条件の有無、新旧基礎の接合条件の有無、鉄骨造ガイドの有無による3点で条件が異なる。しかし、橋脚—増しフーチング間の接合条件について、Case2,4より、橋脚—増しフーチング間の接合条件の有無による影響は小さいと考えられるため、Case1,3の橋脚—増しフーチング間の接合条件は同一のものと考えられる。これを踏まえると、Case1,3の結果は、鉄骨造ガイドでの杭頭固定度の増加による水平剛性増加が新旧基礎間の非接合による水平剛性低下よりも、基礎に大きな影響を与えたからだと考えられる。よって、Case3では新工法において橋脚基部の固定部材が破損した場合を想定しているが、それでもなお従来工法のCase1に比べて、基礎の水平剛性が大きくなったことから増しフーチング位置において、鉄骨造ガイドの有用性が確認された。

3.2 荷重変位関係（橋脚部）

図-5に、橋脚部の変位を議論するため、増しフーチング位置に対する載荷位置の相対変位で表した荷重変位関係を示す。2,500 kN時の変位量において、Case2はCase1の2.5倍であった。Case1の橋脚—増しフーチング間、新旧基礎間のどちらも接合の場

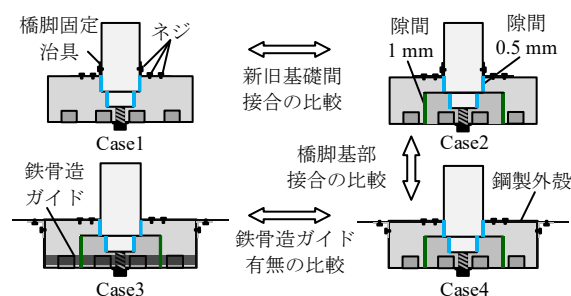


図-3 検討ケース

表-1 検討ケース

Case	新旧基礎間の接合	橋脚固定治具	鋼製外殻	鉄骨造ガイド	フーチングと杭頭の条件
Case1	接合	有	無	無	接着
Case2	非接合	有	無	無	接着
Case3	非接合	無	有	有	接着
Case4	非接合	無	有	無	接着

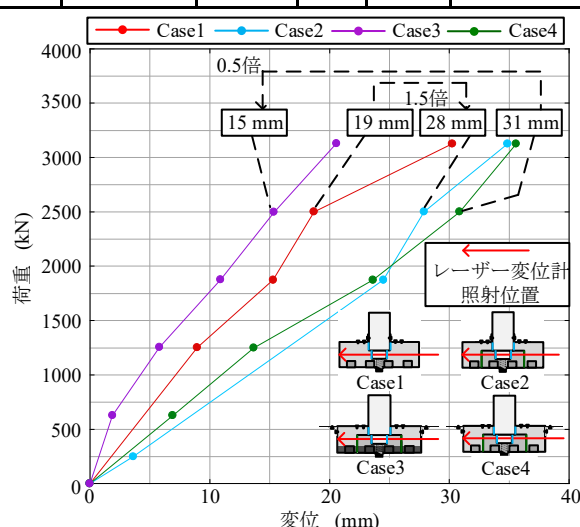


図-4 荷重変位関係（増しフーチング位置）

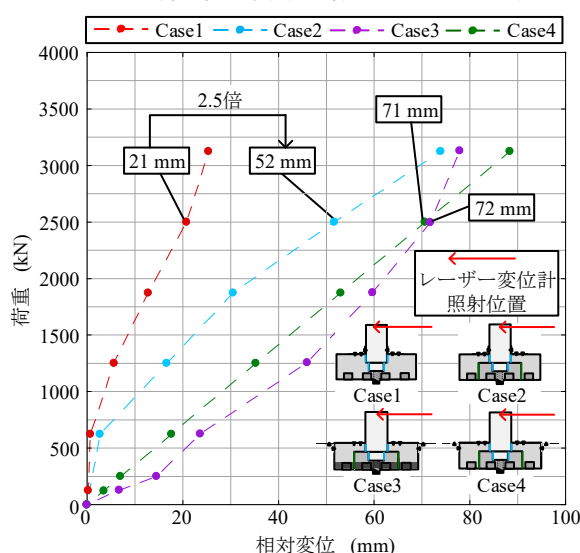


図-5 荷重変位関係（橋脚部）

合、橋脚の曲げ変形による変位のみなので小さいと考えられる。

Case2 の橋脚一増しフーチング間が接合で、新旧基礎間が非接合の場合は、750kN までは Case1 と同様に橋脚の曲げ変形のみだが、荷重増加で既存フーチングが回転することで、橋脚の傾斜による変位がさらに加わると考えられる。

2,500 kN 時の変位量において、Case3,4 は Case2 の 1.4 倍であった。先程の Case2 から、さらに橋脚一増しフーチング間が非接合となり载荷初期から回転変形による変位が卓越して生じていると考えられる。また、Case3,4 は同程度であり、これは鉄骨造ガイドにより増しフーチングの杭頭の固定度が増加しても、上記の曲げ変形や回転変形の抑制に寄与しないためであると考えられる。

3.3 荷重分担比

図-6 に、2,500 kN 時における最前列杭を 1 とした時の各杭の荷

重分担比を示す。既設杭の荷重分担比において、Case2 は Case1 に比べ、中列前杭では 28 % 減少し、中列後杭では 40 % 減少していた。これより、Case1 はすべての杭（10 本）で荷重を分担しているのに対し、Case2 は増し杭（6 本）により多くの荷重を分担されていたと考えられる。既設杭の荷重分担比において、Case2 は Case4 と同程度であった。これは、橋脚一増しフーチング間を接合しても、Case4 と同様に新旧基礎間是非接合であるため、結果的には増し杭（6 本）で負担することになっていると考えられる。また、基礎全体の荷重分担比について、Case3,4 は同程度であった。これは橋脚のみの荷重変位関係において、鉄骨造ガイドは曲げ変形および回転変形の抑制に寄与しないことが考えられているため、荷重分担比においても鉄骨造ガイドの効果は小さかったと考えられる。

Case1~4 について、既設杭の分担比は増し杭に比べ、小さくなった。これは群杭効果による影響であり、既往の研究⁴⁾と一致している。最後列において、Case3,4 は 1 を超えており、一般的な群杭の荷重分担機構とは異なる結果を示した。この原因として、2 つのことが考えられる。1 つ目は Case3,4 の橋脚一増しフーチング間と新旧基礎間の接合条件がともに非接合であることが考えられる。Case3 の鉄骨造ガイドは Case3,4 の比較より、鉄骨造ガイドの有無が荷重分担比に与える影響においては小さいことから、Case3 は Case4 と同一条件とする。すると、最後列の荷重分担比において、1 を超えていない Case1,2 と、1 を超えている Case3,4 の大きな違いは新旧基礎間と橋脚一増しフーチング間の接合条件が両方もしくは一方が接合しているかどうかと考えられる。新旧基礎間接合、橋脚一増しフーチング間が非接合の検討ケースについては既往の研究より、1 を超えていないことが確認されている。これより、Case3,4 では Case1,2 に比べ、橋脚および既設基礎が回転しやすくなり、そのときに働いたモーメントは増しフーチングが抵抗するために、最後列にも荷重がかかりやすくなると考えられる。2 つ目は剛である土槽と杭基礎背面の距離が近く、前列杭よりも反力を得やすいと考えられるからである。現状の実験機構上、杭基礎背面の地盤領域を狭くせざるを得なくなっている。

3.4 曲げモーメント分布

図-7 に、2,500 kN 時における曲げモーメント分布を示す。増し杭の曲げモーメント分布については、群杭効果が最も小さく荷重を多く負担するとされる隅角部の杭（杭 7,10）を基準として採用している。Case1 に対する Case2 の最大曲げモーメントは、既存杭で減少、増し杭で増加した。増しフーチング位置と橋脚のみの相対変位の荷重変位関係において、Case2 の変位量は Case1 と比べて、どちらも大きくなっていったことから、Case2 では新旧基礎と橋脚の構造物全体において、水平剛性が低下していると考えられる。中列杭の荷重分担比において、Case2 は Case1 と比べて、杭本数の違いによる影響で減少している。これらより、Case2 は Case1 と比べて、構造物全体の水平剛性が低下している中、6 本の増し杭で荷重を分担し、増し杭の曲げモーメントが増加したと考えられる。一方、既存杭では荷重の負担が減少し、それに伴い曲げモーメントも減少したと考えられる。Case4 は Case2 と比べ、既設杭では増加、増し杭では同程度であった。これより、橋脚一増しフーチング間が非接合の場合は接合に比べ、水平剛性において、既設杭では小さくなり、増し杭では同程度であることが考えられる。これらより、Case1 から Case2 にかけて、橋脚一増しフーチング間が接合された状態で、新旧基礎間が接合から非接合となるときは、接合時の 10 本の杭と比べて非接合時は 6 本の杭で負担することになり、増し杭の水平剛性が小さくなる。そして、Case2 から Case4 にかけては、さらに橋脚一増しフーチング間も非接合になり、橋脚と既設フーチングの回転する力がより生じやすいと考えられる。そして、その影響を増し杭だけでは負担することは難しく、既設杭の負担も大きくなり、水平剛性が小さくなると考えられる。最大曲げモーメントについて、Case4 は Case3 と比べ、既存杭と増し杭とも増加した。鉄骨造ガイドにより増し杭の杭頭固定度が増加し、増し杭の水平剛性が大きくなるため、それに伴い既設杭の水平剛性も大きくなると考えられる。よって、最大曲げモーメントにおいて、鉄骨造ガイドは基礎全体の杭に対し、水平剛性向上に寄与したと考えられる。

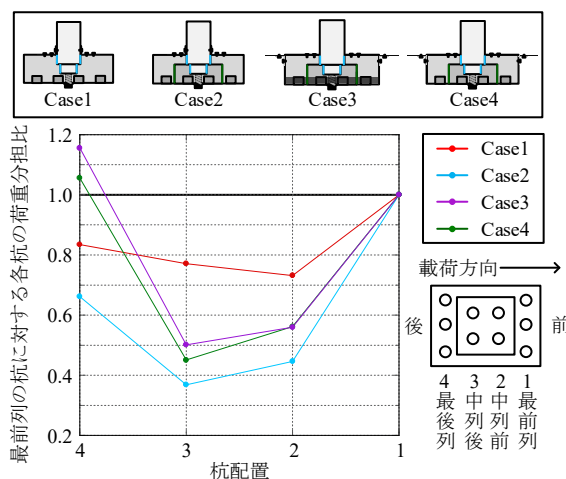


図-6 荷重分担比

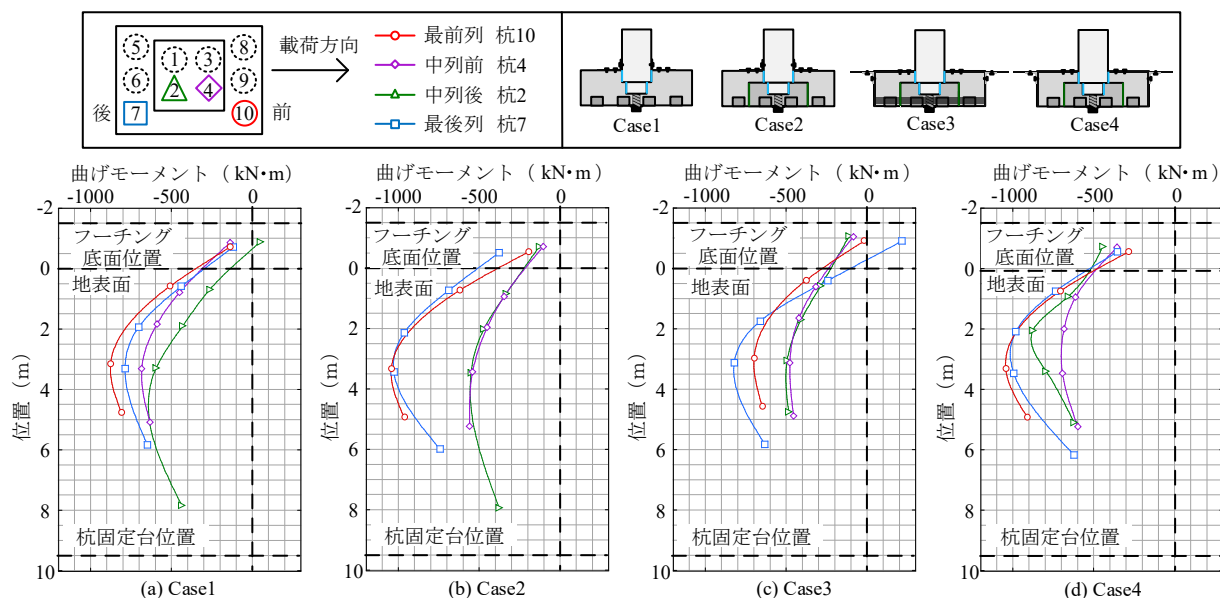


図-7 曲げモーメント分布

最大曲げモーメントにおいて、Case3はCase1と比べ、既設杭では減少、増し杭では同程度であった。Case1,3は橋脚一増しフーチング間の接合条件の有無、新旧基礎の接合条件の有無、鉄骨造ガイドの有無による3つにおいて、条件が異なる。そのため、既設杭において、各要素がどのように影響しているのかは解明が難しいと考える。しかし、増し杭においては、橋脚一増しフーチング間の接合条件が与える影響は小さいことが考えられるため、こちらの接合条件は同一とみなすことができる。そして、Case1,2より、新旧基礎間非接合時は接合時と比べて、増し杭において水平剛性が小さく考えられるが、Case3,4より、鉄骨造ガイドを用いることにより、増し杭において水平剛性が大きくなると考えられる。そのため、新旧基礎間の接合の有無と鉄骨造ガイドの有無による2つの影響が相殺され、Case1,3において、増し杭の水平剛性は同程度になると考えられる。

杭頭曲げモーメントにおいて、Case3は他ケースに比べて、大きくなっている。これは鉄骨造ガイドによる杭頭固定度上昇と地中部背面の反力上昇が複合した結果と考えられる。Case3では、橋脚一増しフーチング間が非接合であるため、橋脚基部から増しフーチングへ荷重が伝達され、最前列が負担すると考えられる。そして、鉄骨造ガイドにより最後列へ荷重が伝達されやすい中で、境界の影響で後列の反力を得やすかったからだと考えられる。

4. まとめ

新たな増し杭工法開発を目指し、各部材の接合条件を変えた遠心模型実験を実施し、以下の知見が得られた。

- 1) 基礎の荷重変位関係より、増しフーチング位置では新旧基礎間を接合した場合、一体性が高まり、水平剛性が向上することを確認した。さらに、鉄骨造ガイドにより杭頭固定度が増加し、基礎の水平剛性向上が期待される。一方、橋脚部では、鉄骨造ガイドを用いた場合でも、曲げ変形および回転変形の抑制には寄与せず、水平剛性に大きな変化は見られなかった。
- 2) 中列杭の荷重分担比において、新旧基礎間を接合している場合は基礎全体の杭（10本）で負担することとなるため、既設杭と増し杭の荷重分担比の差は非接合時と比べて、小さくなった。一方、非接合時は橋脚一増しフーチング間の接合や鉄骨造ガイドの影響は小さく、増し杭（6本）で多く負担することがわかった。
- 3) 杭の最大曲げモーメントより、増し杭では、既設杭の負担減少に伴い増加し、新旧基礎間の非接合により水平剛性が低下することを確認された。また、鉄骨造ガイドを用いることで、杭頭固定度が増加し、増し杭と既設杭とともに水平剛性の向上が期待できることを確認した。

謝辞：本研究を実施するにあたり、関西大学教授 飛田 哲男先生および関西大学准教授 宮崎 祐輔先生には、遠心載荷装置を貸していただき、また実験の遂行にあたりご指導頂きました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 寺本俊太郎, 木村亮, 白石将大, 平田望: 1G 場振動台を用いた増し杭された群杭基礎のフーチング接合条件の検討, 土木学会全国大会第 70 回年次学術講演会, III-313, 2015.
- 2) 寺本俊太郎, 木村亮: 斜杭により増し杭された群杭基礎の水平力学挙動に関する数値解析的検討, 土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, III-009, 2019.
- 3) 奥田勝稀, 寺本俊太郎: 増し杭工法における鋼製外殻および既設橋脚の接合処理に関する数値解析的検討, 土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, III-392, 2020.
- 4) 奥田勝稀: 新たな増し杭工法における接合構造の最適化に関する研究, 摂南大学修士請求論文, 2021.

セッション 6

「データ連携による（スマート）斜面防災
DX：豪雨災害に対する防災の対応力の強化
と被害軽減に関する調査研究委員会」
特別セッション

土砂災害に対する避難計画提案のためのマルチエージェントシミュレーションに関する研究

○光同寺太郎¹・野並賢¹・松本一真²・鳥居宣之¹¹神戸市立工業高等専門学校・²元 神戸市立工業高等専門学校

1. はじめに

2005年9月6日午後10時に、広島県廿日市市を中心に土砂災害が発生した¹⁾。この内、厳島神社で有名な宮島町では、弥山山頂付近が崩壊し、白糸川を流下して大量の土砂が、厳島神社南側の住宅地に流れ込み、家屋戸が損壊するなどの被害が生じた。このように、ある地域で土砂災害が発生した場合、住民が必ずしもスムーズに最短経路で避難場所へたどり着けるとは限らない。その要因としては、危険箇所や避難場所の認知度、歩行速度、年齢、心理的状況といった「属性」の違いが影響していると考えられる。例として挙げた観光地においては、住民と観光客の間でこれらの属性に差が見られ、避難行動にも違いが生じる可能性がある。そのため、事前に避難計画を策定し、住民や観光客が自らの避難経路を把握し適切な行動をとれるようにすることが重要である。土砂災害を想定した避難の行動パターンを観察し、これらを踏まえたうえで、避難計画を立案し、避難行動を促すことができれば良いが、地域全体の人々や施設の協力が必要となる。また、多くの時間を要するため、現実では困難である。一方、津波災害や地震災害を対象とした研究では、避難計画の提案にマルチエージェントシミュレーション（以下、MASと称する）が用いられている。MASとは、複雑で動的なシステムをモデル化し、シミュレーションを通じてその挙動を分析する手法であり²⁾、「エージェント」と呼ばれる個々の要素が、それぞれ独立した意思決定を行いながら相互作用することでシステム全体の動きが再現される。土砂災害の危険性が高まった際の避難行動を行う上でさまざまな属性の人間が存在する点において、津波災害と共通しているため、土砂災害の避難計画立案にも有効と考え、土砂災害の発生が予想される際の事前避難行動を、多様な属性を持つ人々でモデル化し、発災に至るまでの避難シミュレーションを行うことにより、地域の特性に応じた避難計画の検討に活用できると考えた。

既往研究³⁾では、エージェントの歩行速度変化、年齢別・個体別の行動、避難困難者の状況や心理的要因が反映されていないことを課題として挙げ、鳥居ら⁴⁾は簡易的な空間におけるエージェントの行動ルールを検討し、それを道路ネットワーク上に適用した。本研究では、鳥居ら⁴⁾が Artisc 4.2⁵⁾で構築していた異種エージェント間の相互作用シミュレーションを Artisc Cloud⁶⁾上で再構築するとともに、階段や傾斜等による地形に応じた移動速度の変化、ノード間移動の補正、最短時間を考慮した経路選択など、行動ルールの高度化を行った。さらに、異なる属性を持つエージェントを同一空間に配置し、複数の避難場所や案内板を設定することで避難行動の差異をシミュレーションすることで、より現実に即した避難行動の再現と、安全・効率的な避難計画の立案を検討する際における本シミュレーションの有用性を検討することを目的とする。

2. MAS の概要

2.1 MAS の原理^{2), 5)}

災害時の被災現場は、時間の経過とともに周辺環境が変化するため、避難者は周辺の状況から得られる情報をもとに、適宜行動を決定する必要がある。自然現象の解析や予測では、従来、全体をあらかじめ決められた枠組みや方程式に従って分析するトップダウン的な手法が多く用いられていたが、他方、社会現象や人間の経験に基づいた意思決定を扱うとき、このような既存の手法では十分に分析できないことが知られており、これを解決する手法として、複雑系のアプローチが注目されている。複雑系をコンピュータ上で分析する手法の一つとしてMASがあり、この手法は「個々のエージェントが独自のルールを持って行動し、相互作用した結果を分析する」というボトムアップのアプローチ方法である。人間の意思決定をモデル化し、仮想的な社会の中で行動させることにより、個々人の相互作用により生じる様々な状況を分析することができる。

MASの特徴は数式を解くことで結果を求める分析モデルとは異なり、シミュレーションを実行しながらシステムの変化を観察できる点にある。これにより単なる数値的な予測にとどまらず、システム全体の動的な挙動を理解することが可能になる。また、MASは意思決定そのものを行うのではなく、意思決定を支援するためのツールとして活用される。

2.2 MAS 利用の妥当性や限界

本研究では避難行動の再現にMASを用いるが、その有用性と限界は先行研究にも示されている。

Multi-Agent Simulation for Evacuation Planning in Response to Sediment-related Disasters

Taro Kodoji¹, Satoshi Nonami¹, Kazuma Matumoto², and Nobuyuki Tori¹ (1: Kobe City College of Technology, and 2: Former Kobe City College of Technology)

KEY WORDS: multi-agent simulation (MAS), agent attributes, landslide disasters, evacuation planning

大佛ら⁷⁾は、大地震時の物的災害や情報伝聞を組み込んだ MAS により、土地勘のある誘導者が避難効率を高める一方、誤情報の混入が効率を大きく低下させることを示した。これらから、MAS は避難行動や情報拡散の傾向を把握する有効な手段であるが、予測が困難な事象や心理的要因を含む全行動を完全に再現することは難しく、結果はあくまで近似的予測として解釈する必要がある。

2.3 artisoc cloud とは

本研究では、artisoc cloud⁶⁾を使用する。artisoc cloud は、人間の意思決定に基づいた MAS を構築するためのプラットフォームで、クラウド上でデータ管理ができ、Python を採用しているため、artisoc 4.2⁵⁾より汎用性が高い。artisoc cloud では、内部属性に基づく意思決定メカニズムと行動計画を持つ主体をエージェント、複数のエージェントが相互関係を持つ集合体をマルチエージェントと呼ぶ。これらの相互作用によりシステム全体の流れが生まれ、エージェントの動きが動的に変化する。

3. エージェントの行動ルール

本研究では、表 3-1 に示すように、最短経路で避難場所へ移動するエージェント A と、避難場所の位置を把握していないエージェント B を設定した。さらに、エージェント B は B-1～B-4 の 4 種類を設定した。例としてエージェント A の行動アルゴリズムを図 3-1 に示す。

ここでのランダムな移動とは、道路ネットワーク上でエージェントが現在位置しているノードを除く隣接ノードの中から、均等な確率で 1 つを選んで進むことを意味する。具体的には、エージェントは隣接ノードの中からランダムに移動先を決定し、移動先が選ばれる確率は、隣接ノードの数が n であれば、各ノードが選ばれる確率は $1/n$ となる。このようにして、エージェントは次のノードに移動することで、道路ネットワーク上をランダムに移動する。

表 3-1 に示したように、エージェント A は最短経路で避難場所に向かうが、エージェント B に遭遇すると避難場所とその最短経路の情報を与え、エージェント B の属性がエージェント A の属性に変化する。なお、エージェント B-1 はランダムな方向に歩き回るエージェント、エージェント B-2 はその場に立ち止まっているエージェント、エージェント B-3 は避難場所とは異なる目的地に向かうエージェント、エージェント B-4 はエージェント B-1 の歩行速度が遅いエージェントである。これらは行動アルゴリズムに基づいて Python コードで定義する。

従来⁴⁾はエージェント A を「自律型」、エージェント B を「追従型」とし、「自律型」は避難場所を認知して最短経路で移動し、「追従型」は他のエージェント A に従って避難する設定にしていた。本研究では、上述したようにエージェント B はエージェント A と遭遇すると情報を得て、自らもエージェント A と同じ属性に変化し、避難場所へ自律的に向かうこととする。このように、単に追従するのではなく自律行動へ変化することで、より現実的な避難行動の再現が可能になると考えた。

図 3-2 は、この変化を示すシミュレーション例である。エージェント A は右へ、エージェント B-1 は左へ進む設定と

表 3-1 エージェントの行動ルール

エージェント	行動ルール	速度 (m/s)	動き方
A	避難場所へ最短経路で移動	1.4	ダイクストラ法
B-1	うろうろする	1.4	ランダムな移動
B-2	その場にとどまる	1.4	
B-3	来たところへ引き返す (駅など)	1.4	ダイクストラ法
B-4	うろうろする (歩行速度が小さい)	0.7	ランダムな移動

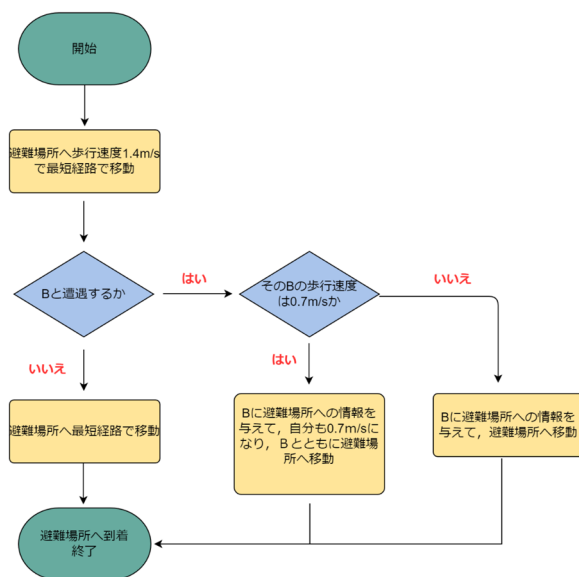


図 3-1 行動アルゴリズム (エージェント A)

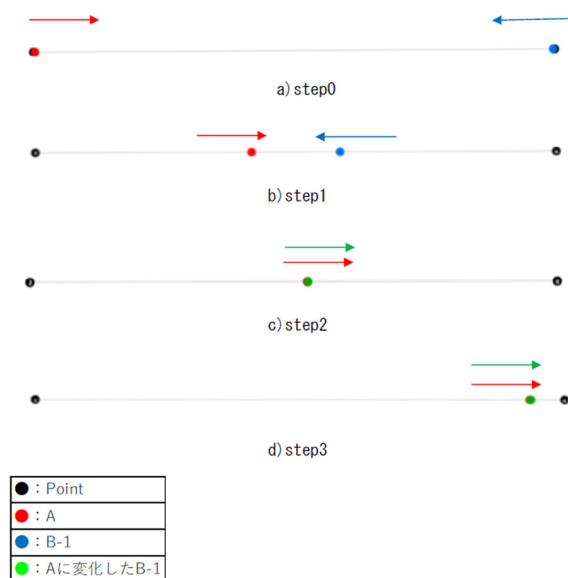


図 3-2 エージェントの変化例

し、step2で両者が遭遇するとエージェント B-1 は緑色に変化し、エージェント A を追従するのではなく、同様に右方向の避難経路を自律的に進む。step3では、変化したエージェント B-1 が目的地へ向かっている様子が確認できる。

4. エージェントの行動モデル

4.1 地形に応じた速度変化

エージェントの移動速度は、地形（坂道や階段など）に応じて変化するよう、傾斜路における歩行実験⁸⁾から得られた傾斜角度 θ に応じた速度の補正係数 $C(\theta)$ の関係式(1)を用いて、各ノード間の傾斜角度に基づき補正係数を基本速度（1.4 m/s）に乘じることで、地形に応じて基本速度を調整することとした。

$$C(\theta) = \begin{cases} -0.00015\theta^2 - 0.01332\theta + 1.00000 (\theta \geq 0 : \text{上り}) \\ 0.00020\theta^2 + 0.00400\theta + 1.00000 (\theta < 0 : \text{下り}) \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 $C(\theta)$ ：補正係数、 θ ：ノード間の傾斜角度（°）を示し、最大、最小の傾斜角度については階段を想定し、傾斜の範囲は、 $-45^\circ \sim +45^\circ$ までの値をとる。

4.2 ノードを跨ぐ移動処理の実装

速度変化を計算するためには、避難者エージェントがノードに到達する必要がある。既存モデルでは移動距離が次のノードを超えても、ノード到着時点でステップを終了し、余剰距離は利用されなかった。本研究では、余剰距離が生じた場合にノード更新・速度変化計算・余剰移動を入れ子構造で繰り返し、1ステップで複数ノードをまたぐ移動を可能にした。図4-1に示すように、1ステップで3の距離を進む場合、本来はステップ終了時に位置4にいるのが自然だが、従来はノード3で終了していた。改良後は、1ステップで余剰分も計算し位置4まで進むことができる。

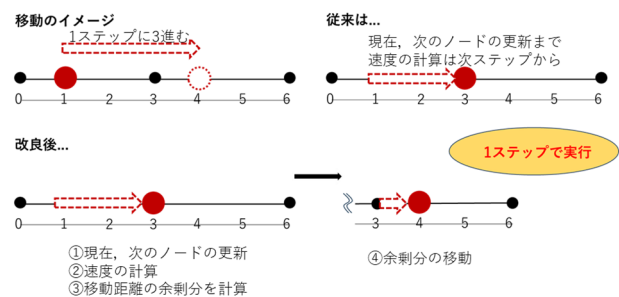


図4-1 ノードを跨ぐ移動処理の概念図

4.3 時間を最短とする経路選択

避難シミュレーションにおいて、避難者の速度変化を考慮すると、最短距離の経路が必ずしも最短時間の経路とはならない。そこで、ノード間距離を速度の補正係数で除して時間距離に換算し、時間を最短とする経路を算出する重み付きダイクストラ法を用いた（図4-2参照）。

ダイクストラ法は、1) 始点のコストを0、他を無限大とし初期化、2) 未確定ノードの中から最小コストのノードを選択し、3) そのノードから接続する隣接ノードのコストを更新、4) この処理をすべてのノードが確定するまで繰り返すことで、最短経路を決定するアルゴリズムである。

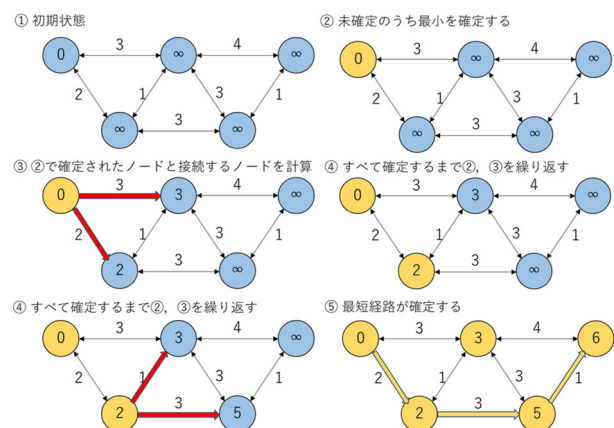


図4-2 時間を最短とする経路選択の概念図

4.4 複数の避難場所が存在するときの経路選択

対象地域に複数の避難場所が存在する場合、エージェント A であっても必ずしも避難時間が最短となる避難場所を選択するとは限らない。そこで本研究では「学習度」という概念（図4-3参照）を導入し、すべての避難場所を把握して最短時間の避難行動が可能な「学習度：高」と、1か所しか把握していない「学習度：低」の2種類のエージェントを設定した。学習度の設定では、全エージェント A のうち「学習度：高」の割合を示す閾値（0～1）を定め、各エージェントに0～1の乱数を付与し、閾値以下であれば「学習度：高」、それ以外は「学習度：低」とした。たとえば閾値が1の場合、すべてのエージェントが「学習度：高」となる。また、「学習度：低」のエージェントは、周囲に「学習

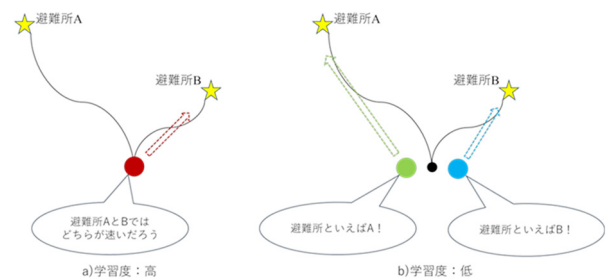


図4-3 学習度の概念図

度：高」のエージェントがいる場合、その行動に影響を受けて、自身も「学習度：高」と同様に行動することとする。

5. 避難シミュレーションの適用事例

5.1 対象地の概要

避難シミュレーションの有用性を検証するための対象地として図 5-1 に示す兵庫県神戸市北野周辺を対象にした。当該地域は、異人館など観光地として人気であり、観光地と住民地区が共存している一方でその広範囲を土砂災害警戒区域に指定されている。また、対象地域において土砂災害を対象とした避難場所は神戸市立こうべ小学校の 1 か所のみ指定されている。避難シミュレーションの検証にあたって、OpenStreetMap より道路情報を取得し、476 のノードと、それらを接続する 1300 のリンクによって道路ネットワークとして反映した。

5.2 シミュレーションケースの設定

本シミュレーションは、避難計画の検討に資する事例として、以下のケースに基づいて実施した。なお、ここで使用するエージェントは、第 3 章で定義したエージェント A およびエージェント B-1 である。

① 案内板の設置有無による避難完了率の比較

避難場所が 1 か所である条件のもと、案内板を設置するか否かによる避難完了率の違いを比較し、案内板設置の有効性を評価する。

② 避難場所の違いによる避難完了率の比較

複数の候補地が存在する場合を想定し、避難場所を 1 か所追加した際の避難完了率の変化を比較する。元々の指定避難場所は固定とし、追加の避難場所の効果を検証する。

すべてのケースにおいて、エージェントの発生地点は空間内のノードから一様分布に基づく乱数を用いてランダムに選定し、各ノード上に配置した。シミュレーションにおける 1 ステップは 1 秒に相当し、本研究では 2000 ステップ（＝2000 秒）を上限として避難行動をシミュレートした。「避難完了率」は、2000 ステップ以内に避難を完了したエージェント数の、全エージェント数に対する割合として定義している。

本シミュレーションでは、エージェント A およびエージェント B-1 をそれぞれ 100 体ずつ配置したケースに加え、エージェント A を 10 体、B-1 を 100 体としたケースも実施した。これは、第 3 章で述べたとおり、エージェント A がエージェント B-1 の行動に影響を与える役割を持つため、エージェント A の人数が避難完了率に与える影響を検証する意図による。特に、エージェント A の人数が少ない条件において、避難場所の位置や案内板設置の効果を評価するための設定である。なお、エージェント数については、現時点で実地調査に基づく正確なデータが得られていないため、暫定的な値を用いている。

また、シミュレーションの実行回数は、松本⁹⁾による先行研究で同一地域を対象に 100 回実施された事例に合わせて、本研究でも各条件につき 100 回実行し、各ステップ時点の避難完了率の平均を比較指標とした。

さらに、複数の避難場所が存在する場合には第 4 章で示したようにエージェントの「学習度」が避難行動に影響を及ぼすが、本シミュレーションでは避難場所の配置による影響に焦点を当てるため、すべてのエージェント A の学習度を「高」に設定している。

5.3 シミュレーションケース①の結果

このシミュレーションケースは、案内板の有無によって避難完了率がどのように変化するかを検証するものである。案内板は図 5-2 に示す位置に設置したが、これは実際の設置場所ではなく、任意に仮定した位置である。また、避難場所については、5.1 節で示した指定避難場所 1 か所のみを対象とした。エージェント A およびエージェント B-1 をそれぞれ 100 体ずつ設定した場合に加えて、エージェント A を 10 体、エージェント B-1 を 100 体としたケースも実施し、いずれも図 5-3、5-4 に結果を示してい

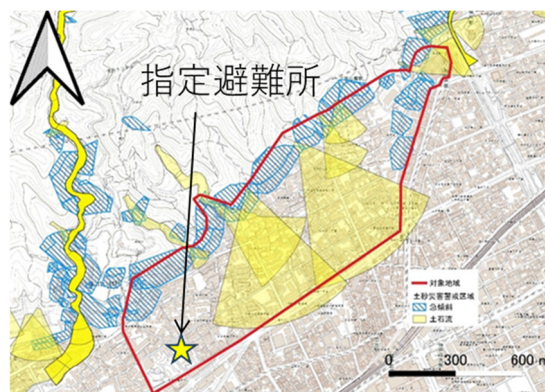


図 5-1 対象地の概要



図 5-2 避難場所と案内板の位置

る。

図 5-3 より、案内板の有無による避難完了率の違いは少ししか見られなかった。これは、エージェント A の人数が多い場合、エージェント B-1 が A に変化する確率が高くなり、自律的に避難場所を目指す行動が促進されるため、案内板の効果が相対的に小さくなることを示している。

一方で、図 5-4 では、シミュレーション開始当初（～800 ステップ付近）には大きな差は見られなかったものの、800 ステップ以降から次第に差が拡大し、2000 ステップ時点では 40%以上の違いが確認された。これは、エージェント A の人数が少なくなることで、エージェント B-1 が適切な避難行動を取る上で案内板の存在が重要な役割を果たすことを示している。

以上より、本シミュレーションで設定したエージェント数を前提とした場合、エージェント A が多い地域では案内板の効果は限定的である一方、少ない地域では有効に機能することが分かった。

5.4 シミュレーションケース②の結果

このシミュレーションケースは、指定避難場所に加え避難場所になる候補地が二か所ある場合にもう一か所避難場所を加えるならどこか。避難完了率がどのように変化するかを検証するものである。候補地は図 5-5 示す通りでありこのケースでは案内板は設置していない。また、候補地は対象地域における実際の候補地ではなく、本研究で任意に仮定した位置である。エージェント A およびエージェント B-1 をそれぞれ 100 体ずつ設定した場合に加えて、エージェント A を 10 体、エージェント B-1 を 100 体としたケースも実施し、いずれも図 5-6、5-7 に結果を示している。

図 5-6 より、400～1000 ステップの間に避難完了率に差が見られ、その後のステップでは差がほとんど見られなかった。これは、例えば避難完了率 80%を達成するまでに要する時間（ステップ数）に違いがあることを示している。最終的な完了率には差がなくとも、より早く避難が完了するかどうかといった観点も重要であり、何ステップで一定の完了率に達するかを見ることで、避難の効率性を評価することができる。

図 5-7 より、エージェント A の人数が少ない場合でも、2000 ステップ時点で避難完了率に明確な差が見られることが確認できる。これにより、避難場所候補地 1 の方が完了率の向上に寄与していることが示唆される。この差は、候補地 1 が候補地 2 よりも標高の低い位置にあり、アクセスしやすいことが影響していると考えられ、標高差は避難行動における重要な要因の一つである可能性がある。

5.5 シミュレーションケース①、②のすべてのケースの比較

シミュレーション①および②の結果から、エージェント A およびエージェント B-1 をそれぞれ 100 体ずつ設定した場合に加え、エージェント A を 10 体、エージェント B-1 を 100 体とした場合についても、複数の避難場所を設置したケースとそうでないケース（案内板なし）、さらに避難場所は 1 か所だが案内板のみを設置したケースを比較することができた。図 5-8 および図 5-9 は、すべてのケースをエージェント A の人数別にグラフ化したものである。これらの図から、避難場所が 1 か所かつ案内板がないケースでは、避難完了率が最も低くなる傾向が確認できる。一方で、案内板を設置したケースは最終的なステップ数（2000 ステップ）での避難完了率が高いことがわかるが、複数の避難場所を設けたケー

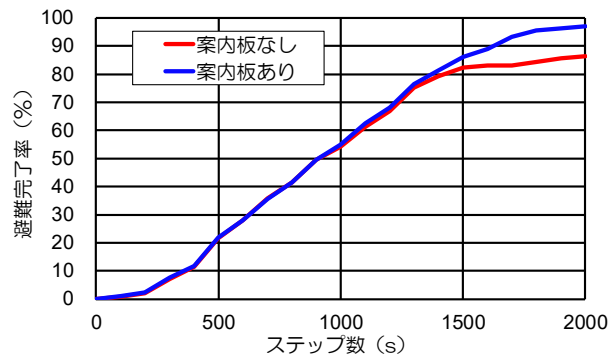


図 5-3 案内板の有無による避難完了率の推移
(エージェント A : 100 体)

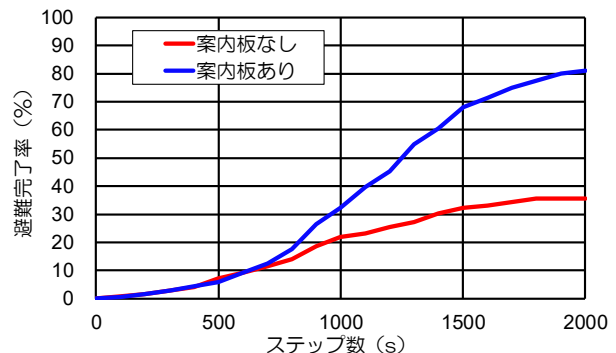


図 5-4 案内板の有無による避難完了率の推移
(エージェント A : 10 体)



図 5-5 避難場所候補地の位置

スではより早い段階で避難完了率が高くなることがわかった。

これらの結果から、本シミュレーションは最終的な避難完了率だけでなく、ステップごとの進行状況、すなわち段階的な避難完了率も把握できることが示された。これにより、案内板や複数避難場所の設置といった対策ごとの効果を具体的に分析できる。また、エージェント A の少ない地域では、避難場所の増設よりも、コストの低い案内板の設置が効果的に避難行動を促す可能性があり、今後の避難誘導策に有効な示唆を与えられると考えられる。

6. おわりに

本研究では、異なる属性を持つエージェントを同一空間に配置し、複数の避難場所や案内板を設定した避難行動のシミュレーションを実施した。本研究で構築した MAS による避難シミュレーションは、地域における現実的な避難行動の再現と課題抽出を可能とし、結果としてより実効性の高い避難計画の立案・改善の検討において、極めて有効な手法になり得ることを示した。なお、本研究の結果はある仮定の下、特定の条件下で得られたものであり、実際の避難計画を検討するためには対象地域の地域特性に応じた検討が必要である。

謝辞： 本研究は、JSPS 科研費 20K12420 の助成を受けた。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 広島県：土砂災害ポータルひろしま, https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/potal/sonota/002_hatukaichi.htm
- 2) Peer-Olaf Siebers, Uwe Aickelin: Introduction to multi-agent simulation, Report of University of Nottingham, 25p, 2008.
- 3) 高山恵里花:金沢市野町地区における災害時の避難路を考慮した減災案に関する検討～避難指示灯の効果に関するシミュレーション～,金沢大学理工学域環境デザイン学類令和 2 年度学士学位論文, 43p. 2021.
- 4) 鳥居宣之, 光同寺太郎, 野並賢: 観光地における避難計画の提案のためのマルチエージェントシミュレーションの行動ルールのモデル化に関する基礎的研究, 建設工学研究所論文報告集, 65, pp.41-54, 2023.
- 5) 構造計画研究所:「artisoc」, <https://mas.kke.co.jp/artisoc4/>
- 6) 構造計画研究所:「artisoc cloud」, <https://mas.kke.co.jp/artisoccloud/>
- 7) 大佛俊泰, 土屋拓也: 大地震時の広域避難における情報伝聞の影響, 日本建築学会計画系論文集 第 82 巻 第 379 号, pp.2325-2333, 2017.
- 8) 日本造船研究協会: 避難経路解析評価方法の検討, 第 48 基準研究部会年度報告, <https://nippon.zaidan.info/seikabutsu/2000/01012/mokuji.htm>, 2000.
- 9) 松本一真: MAS を用いた避難シミュレーションにおけるエージェントの行動ルールの高度化, 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 令和 7 度卒業研究報告書, 30p. 2024.

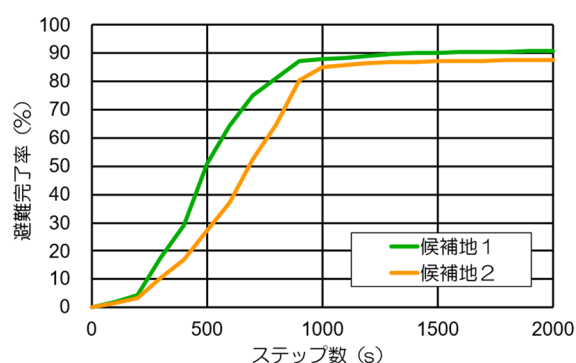


図 5-6 候補地の違いによる避難完了率の推移
(エージェント A : 100 体)

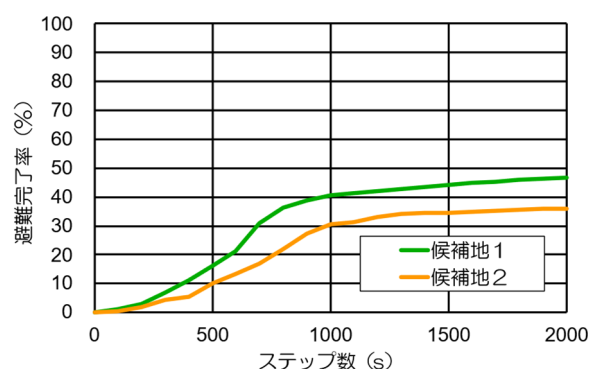


図 5-7 候補地の違いによる避難完了率の推移
(エージェント A : 10 体)

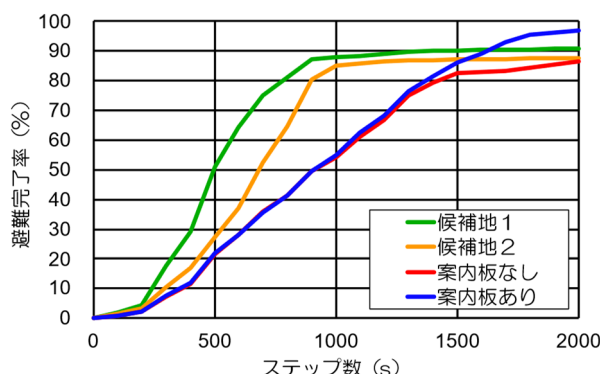


図 5-8 候補地の違い・案内板の有無による
避難完了率の推移 (エージェント A : 100 体)

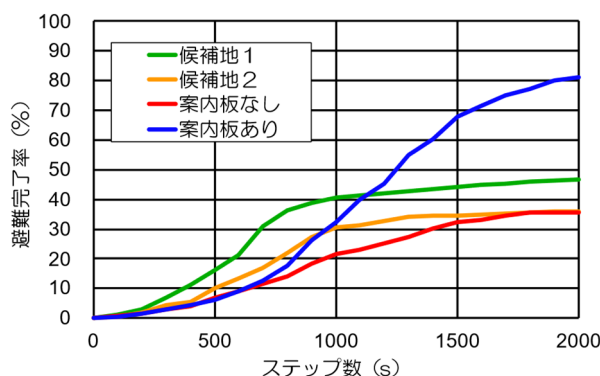


図 5-9 候補地の違い・案内板の有無による
避難完了率の推移 (エージェント A : 10 体)

データ同化によって同定された雨水浸透モデルによる擬似飽和体積含水率に関する数値シミュレーション

○小田和広¹¹大阪産業大学建築・環境デザイン学部

1. はじめに

小泉らは、体積含水率の現地計測によって、降雨時の斜面崩壊の危険度を評価しようとしている¹⁾。一連の研究は、模型実験と現地計測を通じて行われている。しかし、模型実験では、実際の地盤のような不均一地盤を取り扱えない。一方、現地計測では、災害が起こるような豪雨に出会うことは非常にまれである。ところで、筆者らは体積含水率の現地計測に対してデータ同化を適用し、土壌水分特性パラメータの同定を行ってきた²⁾。そして、同定結果を使った土中の水の状態のリアルタイムでの再現方法を提案した³⁾。同定されたパラメータを用いれば、数値シミュレーションによって仮想豪雨時における土中の水分状況を再現できる。本研究では、実際の切土斜面を対象とし、同定されたパラメータを用いた数値シミュレーションによって、不均一な斜面における豪雨時の擬似飽和状態について考察する。

2. 数値解析手法の概要

本研究で用いた土中への雨水浸透解析²⁾には、赤井らの方法に基づく飽和不飽和浸透流解析⁴⁾を一次元に特化して用いた。水分特性曲線モデルとして、式(1)に示す van Genuchten モデル⁵⁾、また、不飽和透水係数モデルとして式(2)に示す Mualem モデル⁶⁾を用いた。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + (-\alpha \cdot \psi)^n} \right\}^{1-\frac{1}{n}} \quad (1)$$

$$k = k_s \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \cdot \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{\frac{n}{n-1}} \right)^{1-\frac{1}{n}} \right\}^2 \quad (2)$$

ここに、 S_e は有効飽和度、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率、 α と n は水分特性曲線の形状を与えるパラメータ、 k_s は飽和透水係数である。

データ同化手法として、融合粒子フィルタ (MPF)⁷⁾を用いた。粒子数は500とした。

3. 研究対象とその数値モデル化

研究対象とした斜面は、北陸地方の高速道路沿いの斜面である。地質的には舞鶴層群であり、基盤は砂岩もしくは泥岩である。図-1は土壌水分計の設置状況を示している。現地計測はその上の風化層に対して行われた。測線上の法肩、中腹およびのり尻の3地点において体積含水率と傾斜の現地計測が行われた。研究対象としたのはのり尻における現地計測である。のり尻では、深度15cm、40cmおよび50cmに土壌水分計を設置しており、体積含水率を15分間隔で計測した。また、雨量計も設置しており、現地における雨量を15分間隔で計測した。

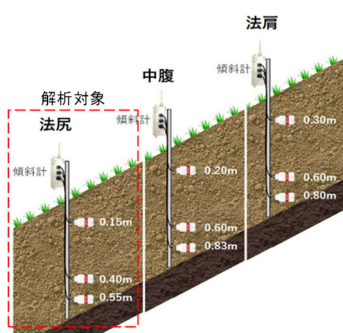
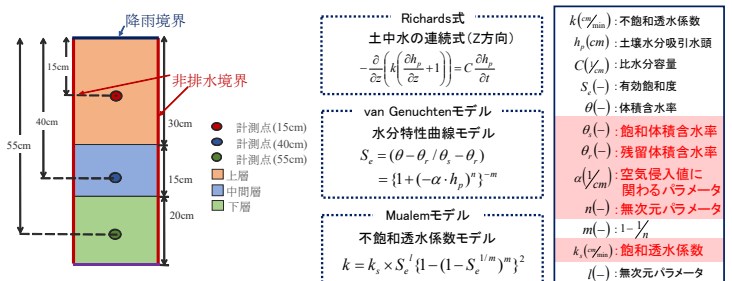


図-1 土壌水分計の設置状況



解析モデル

シミュレーションモデルと同定されるパラメータ

Numerical Simulation of Quasi-Saturated Volumetric Water Content Using a Rain Infiltration Model Identified Through Data Assimilation

Kazuhiro ODA¹ (¹Osaka Sangyo University)

KEY WORDS: Numerical Simulation, Field measurement, Data assimilation, Rainfall infiltration, Quasi-Saturated

図-2 は解析モデルと同定するパラメータを併せて示している。雨水浸透は鉛直下方向のみに起こるので一次元のモデルとした。また、土壌水分計の設置深度に合わせて3層に土層区分を行った。モデル上面は降雨境界、下面は排水境界とした。

図-3 は解析期間中の雨量を示している。顕著な降雨は8/14、8/16~17および8/23にあった。このうち、8/14の降雨はスパイク状であり継続性はない。8/16~17の降雨は降雨強度も高く、継続性がある。

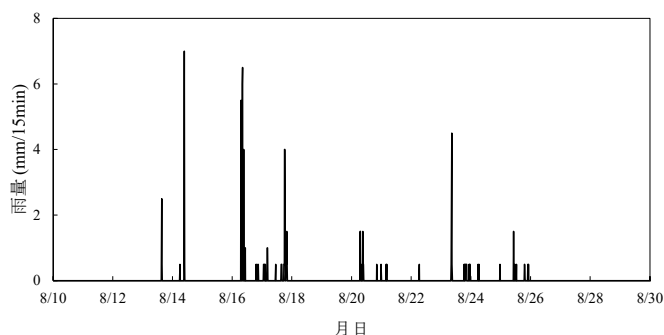


図-3 解析期間中の降雨

4. データ同化の妥当性

図-4 は体積含水率の経時変化における現地計測とデータ同化結果の比較を示している。データ同化結果は、500個の粒子の平均である。つまり、データ同化結果は唯一に与えられるものでなく、最も確率の確率の高い結果という意味を持つ。いずれの深度においても降雨にともなう体積含水率の増減をデータ同化は再現できている。

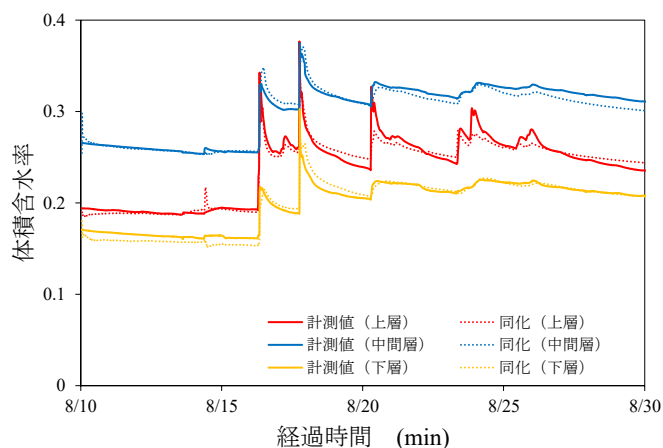


図-4 体積含水率の経時変化における現地計測とデータ同化結果の比較

5. 同定された水分特性曲線と不飽和透水係数

図-5 はデータ同化によって同定された水分特性曲線を示している。なお、水分特性曲線のパラメータは500個の粒子の平均値である。各層で水分特性曲線が大きく異なっている。マトリックスポテンシャルが小さい、すなわち、飽和状態に近いときには、体積含水率は大きい方から中層、上層、下層の順であるが、マトリックスポテンシャルが大きい、すなわち、ある程度乾燥が進むと体積含水率は上層、中層、下層の順番になる。すなわち、中層の保水性が低いことが推察される。

図-6 はデータ同化によって同定された不飽和透水係数と体積含水率の関係を示している。水分特性曲線と同様に不飽和透水係数の計算に用いたパラメータも500個の粒子の平均値である。いずれも体積含水率の増加に伴い不飽和透水係数は増加する。飽和時の透水係数は、中層、上層、下層の順であるが、体積含水率が小さくなると、中層の不飽和透水係数は大きく低下する。

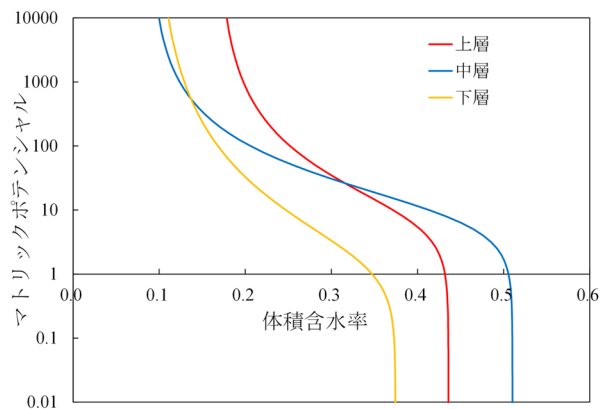


図-5 水分特性曲線

6. 定常時の土中の水分の状態

擬似飽和状態とは雨水浸透が定常化した状態と見なせる。そこで、同定された解析モデルに対して、一定の降雨量を与え、体積含水率が定常状態になるまで解析を行った。降雨強度は10mm/hr~150mm/hrまで変化させ、500個の粒子それぞれについてシミュレーションを行った。

図-7 は定常状態における体積含水率の分布を示している。体積含水率は、500個の粒子の平均値である。定常状態では、降雨境界（モデル上端）から浸透する雨量と排水境界（モデル下端）から排出される水の量が釣り合った状態になる。つまり、下方への浸透流量が一定となるが、図-6に示すように各層の不飽和透水係数は異なる。このため、この透水係数の違いによって、細かく言えば有限要素毎に水頭が異なる。図

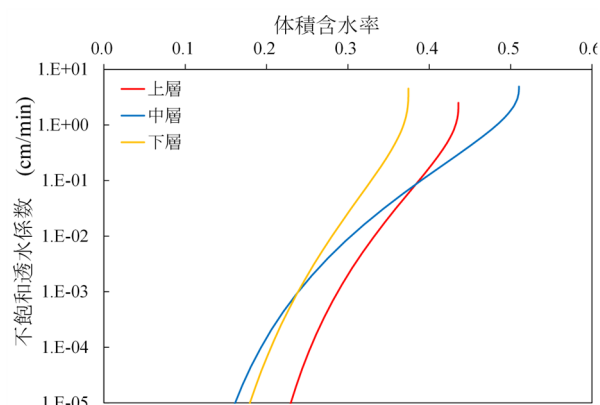


図-6 不飽和透水係数と体積含水率の関係

-5 に示すように各層の水分特性曲線は異なるため、体積含水率も異なることになる。そのような点から、定常時の体積含水率はモデル内で均一ではない。降雨強度に関わらず、中層、上層、下層の順に体積含水率は大きい。何れの層において体積含水率は降雨強度の増加に伴い大きくなっている。上層と下層では、層内における体積含水率はほぼ均一であるのに対し、中層では、不均一である。上層と接する部分の体積含水率が大きく、下層との境界部分では小さくなっている。

図-8 は定常状態における有効飽和度の分布を示している。有効飽和度も 500 個の粒子の平均値である。当然のことながら、全体的に降雨強度が増加するとともに有効飽和度も増大する。降雨強度にかかわらず、有効飽和度は上層、中層、下層の順に小さくなっている。上層では、降雨強度が 10mm/hr では 0.8 程度であったものが、50mm/hr では 0.9 以上になっている。中層では、降雨強度が 10mm/hr では 0.75 程度であったものが、50mm/hr では 0.9 に近づき、80mm/hr では 0.9 を超えている。なお、中層の有効飽和度は層内において均一ではなく、上層と接する部分において大きく、下層に接する部分になるほど低下している。下層では、降雨強度が 10mm/hr では 0.65 程度低くなく、50mm/hr では 0.8 程度、120mm/hr になって 0.9 程度となっている。以上のことから、この現場では上層部分はほぼ飽和になるが、下層では地下水が発生しない限り飽和状態にならないと推察される。

図-9 は定常状態における間隙水圧（サクション）の分布を示している。間隙水圧も 500 個の粒子の平均値である。当然のことながら、全体的に降雨強度が増加するとともに間隙水圧の絶対量は減少する。中層の下層と接している部分を除けば、上層と中層の間隙水圧はほぼ等しく、上層・中層合わせて均一と見なせる。また、上層と中層の間隙水圧の絶対値は下層のそれよりも小さい。

7. 定常時の体積含水率と透水係数

図-10 は降雨強度と擬似飽和体積含水率の関係を示している。擬似飽和体積含水率は、各層の体積含水率の平均値とした。いずれの深度においても降雨強度の増加に伴い、擬似飽和体積含水率は増加している。降雨強度が 100mm/hr に達するまでは、擬似飽和体積含水率は単調に増加し、それ以降ほぼ一定になる。一定になった時の擬似体積含水率は飽和体積

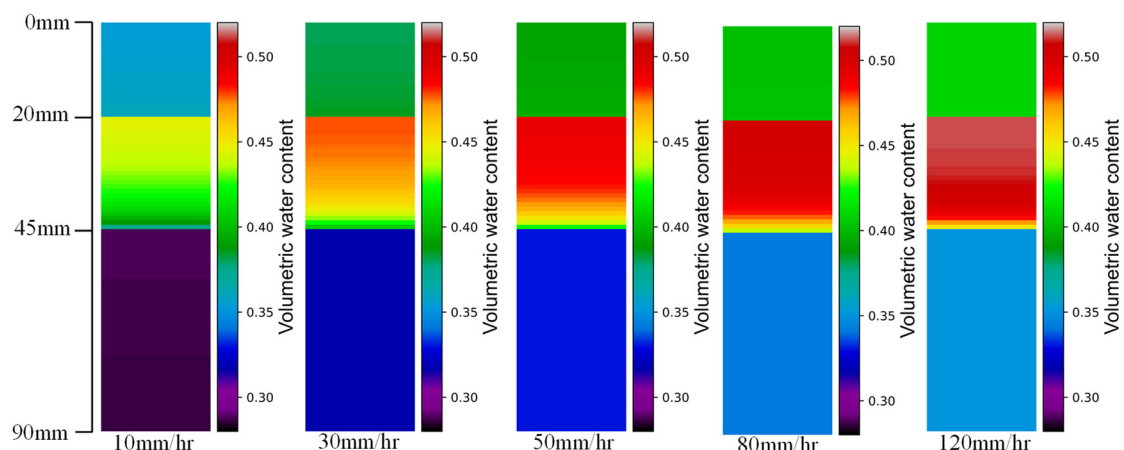


図-7 定常状態における体積含水率の分布

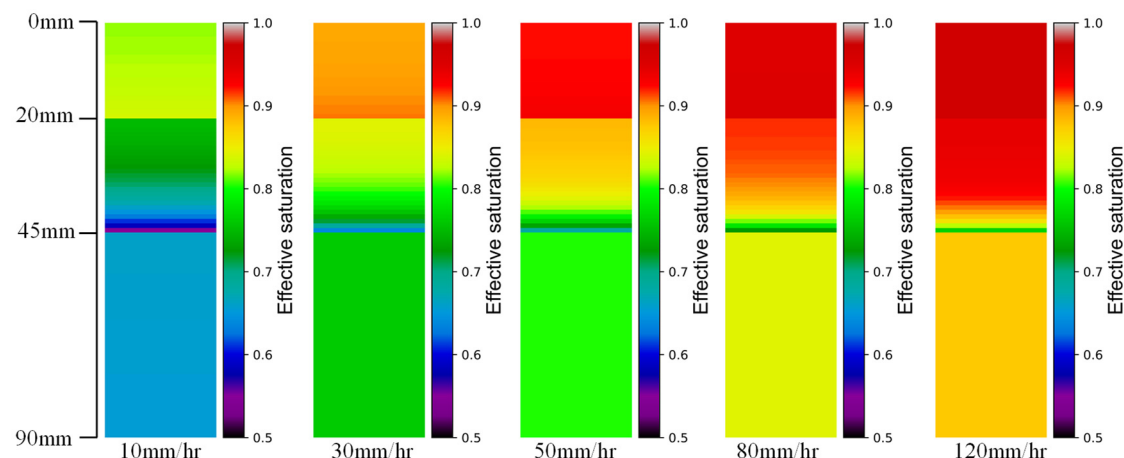


図-8 定常状態における有効飽和度の分布

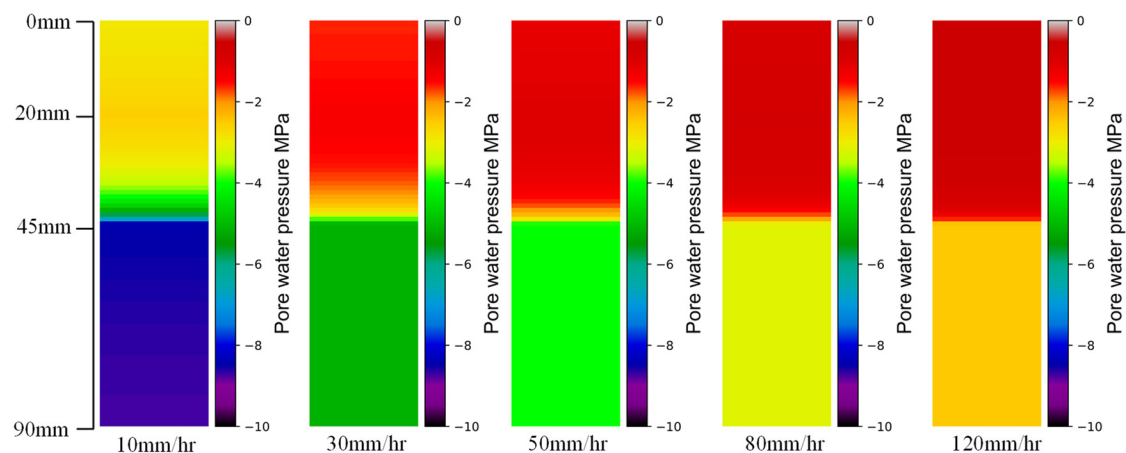


図-9 定常状態における間隙水圧の分布

含水率に近づくが、一致はしない。

8. まとめ

本研究では、データ同化によって同定されたシミュレーションモデルを用いて、不均質な地盤への雨水浸透における擬似飽和体積含水率について考察した。

ところで、近年では、100mm/hr おろか 50mm/hr に近い降雨が起こることは非常にまれである。そのような状況下において、観測値のみから擬似飽和体積含水率と降雨量の関係を求めることは困難であることは容易に理解される。本報告のように、災害に至らないような降雨における観測結果と用いたデータ同化によってもシミュレーションモデルを同定することができる。そして、同定されたシミュレーションモデルは、いわゆる異常降雨状態における土中の水の状態を再現することができる。

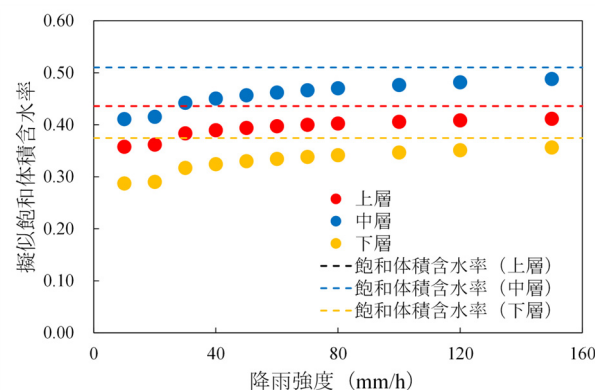


図-10 降雨強度と擬似飽和体積含水率の関係

謝辞

本研究は JSPS 科研費 24K079920 の助成を受けた。また、本研究で使ったデータは NEXCO 西日本より提供いただいた。ここに深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 小泉圭吾・小松満・小田和広・伊藤真一・堤浩志：体積含水率に着目した降雨時の斜面の健全性を評価するための一考察，土木学会論文集 C，Vol.77，No.2，pp.129-139，2021.
- 2) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・西村美紀・檀上徹・酒匂一成：融合粒子フィルタを用いた境界条件を含む浸透解析モデルの推定手法の提案，土木学会論文集 C，Vol.76，No.1，pp.52-66，2020.
- 3) 小田和広・小泉圭吾・伊藤真一・乾徹：豪雨時の盛土のり面安定性評価における デジタルツインの有用性，第 12 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.67-72，2024.
- 4) 赤井浩一・大西有三・西垣誠：有限要素法における飽和-不飽和浸透流の解析，土木学会論文報告集，No.264，pp.87-95，1977.
- 5) van Genuchten, M.: Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model, Research Report, No.78-WR-08, Princeton Univ., 1978.
- 6) Mualem, Y.: A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, Water Resources Reserch, Vol.12, pp.513-522, 1976.
- 7) 中野慎也・上野玄太・中村和幸・樋口知之：Merging Particle Filter とその特性，統計数理，56/2，225-234，2008.

長期観測している花崗岩斜面地における土壌水分特性

○高橋良輔¹・岡崎敬祐¹・鏡原聖史¹¹大日本ダイヤコンサルタント株式会社

1. はじめに

近年、豪雨による土砂災害の発生が増加している。豪雨による土砂移動現象を知るためには、現地におけるモニタリング計測が重要である。

本報告は、雨量や土壌水分等の計測を継続的に行っている花崗岩斜面において、土壌水分計による長期間の観測を実施した。その結果、センサ設置箇所の条件の違いによって、土壌内への降雨浸透状況の違いを確認した。

本報告では花崗岩斜面での土壌水分計測結果および地盤条件や外的要因等、設置位置と土壌浸透状況について観測・考察した内容を報告する。

2. 調査目的

筆者らはこれまでに自然斜面での土壌水分観測を通じて、降雨と土壌水分の変化を観測し、斜面の安定度について検討をしてきた。一般に土壌水分センサを深度方向に設置した場合、浅い層から順に水分が浸透し、深い層ではセンサの反応が遅れ、かつ体積含水率のピークも小さくなる。しかし実際には、自然斜面での観測において、浅層よりも深層のセンサが早期に体積含水率の変化を捉えたり、深層で鋭敏な反応が示されることもあった。そのような浸透過程のランダム性や不均一性は、樹木およびその根系の影響によるものと考えられる。

樹木は枝葉によりキャッチした雨水を枝・幹を通じて根本へと流す樹冠流により自身の足元に雨水を供給することが知られている²⁾。実際に降雨時の樹木及びその足元の状況を確認すると、雨水が樹幹を通じて流下している様子や、根系に沿って雨水が流下する過程が確認できる。このような樹幹および根系の効果により、浸透過程が乱れていると考えた。

そこで筆者らは、現地での土壌水分観測を行い、根系の有無で土壌水分の浸透状況変化を確認し、斜面の安定度にどのような影響を与えるかを検討した。

3. 調査地概要

調査地は兵庫県神戸市北区有野町にある自然斜面である(図-1)。調査地の地質は六甲花崗岩で表層部分はマサ化しており、周辺の植生はアカマツが主体の林分である。

センサ設置箇所では簡易動的コーン貫入試験を実施しており、崩壊土層厚(ここでは $N_d < 10$ の層とする)は1.4mであった。また、センサ設置箇所周辺では10m間隔で格子状に土層強度検査棒による限界貫入深度試験を実施しており、センサ設置箇所周辺の貫入深度は0.2~1.7m(平均0.6m)であった。

そのほか、室内土質試験(物理、透水)を実施しており、地盤材料の分類は粘性土質礫質砂(SCsG)に分類され、透水係数は $5.4 \times 10^{-5} \text{m/s}$ であった。

このほか、植生調査、トレンチ法による根系分布調査や土壌水分計測等を同サイトにて実施している。

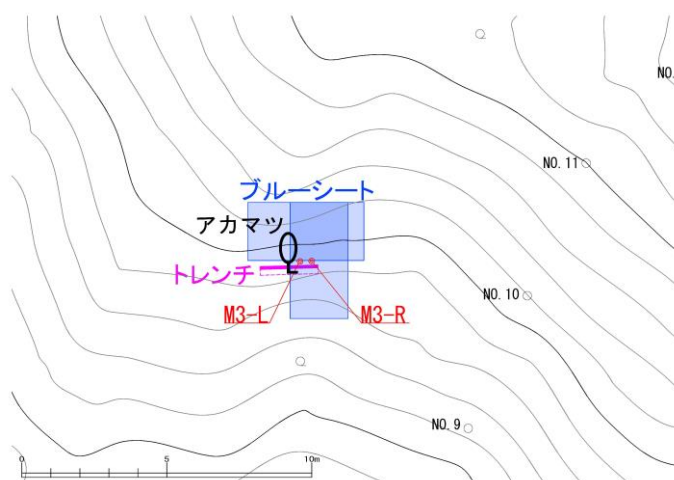
図-1 調査地周辺の地形³⁾

図-2 調査概要図

Soil Moisture Characteristics on a Long-term Observed Granite Slope

Ryosuke Takahashi¹, Keisuke Okazaki¹, Satoshi Kagamiyara¹(¹Dia Nippon Engineering Consultants Co., Ltd.)

KEY WORDS : granite , slope , monitoring , soil moisture content , rainfall infiltration

4. センサ設置概要

調査地では、植物の根系が地盤内の雨水浸透に及ぼす影響を明らかにするため、植物根系近傍と根系未侵入箇所の2箇所に土壌水分センサを設置し、降雨時の体積含水率の挙動を確認した。センサはDelta-T社のADR型土壌水分センサSM-150T、ロガーはHIOKI社のLR5061を使用した。図-2に土壌水分センサ設置箇所周辺の平面図を、図-3に現地状況写真を示す。アカマツの直下でトレンチ調査を行い面的な根系分布を確認し、根系近傍に土壌水分センサM3-Lを、根系未侵入箇所に土壌水分センサM3-Rを設置した。図-4にセンサ設置箇所周辺の写真を示す。M3-L周辺にはφ10～15mm程度のアカマツ根系が数本、最大でφ80mmのアカマツ根系が認められた。一方、M3-R周辺は若干の細根は見られるが、M3-Lと比べてほぼ根系は認められない。設置深度はどちらもGL-0.5mとした。また、根系による地盤内への雨水浸透の様子のみを把握するため、ブルーシートで周辺斜面を被覆し、地表からの雨水鉛直浸透を遮断した(図-3)。

この他、土壌水分センサから西に約150mの箇所に雨量計を設置し、現地雨量観測を行っている。

5. 観測結果と考察

図-5に体積含水率・雨量計計測結果並びに現地雨量から計算した土壌雨量指数を示す。観測期間は2023/2/2から2025/6/10で、図-5(上)はM3-L、M3-Rの体積含水率、図-5(下)は1時間雨量と土壌雨量指数である。2024/1/25～2024/5/8はロガーの不具合でデータが取得できていない。また、2024/4/1以降は現地雨量データが取れておらず、国土交通省の水文水質データベースの凌雲台観測所⁴⁾(現地より南南西1.4km)より雨量データを取得した。

観測期間約2年半の間に、時間雨量は最大64mm、土壌雨量指数は最大188mmを記録した。本調査地の地域メッシュ(52351139)における大雨警報・注意報の土壌雨量指数の基準値は注意報が128mm、警報が189mmであり⁵⁾、観測期間中に警報レベルに相当する降雨も確認された。

土壌水分計の観測結果は、観測期間全期間を通して、基本的には降雨時にセンサの反応が確認でき、降雨に伴う地盤内の体積含水率変化を捉えている。2023年2月～2023年7月はM3-L、M3-Rでセンサの反応にあまり差異は認められない。2023年7月から2024年12月にかけては、M3-LとM3-Rの反応の傾向に差異が認められる。M3-Rの体積含水率が上昇していない、もしくは緩やかに上昇しているような降雨イベントで、M3-Lは体積含水率が急増している様子が認められる。2024年12月以降はM3-R、M3-Rともに降雨に伴うセンサの明瞭な反応が見られず、センサもしくはロガーが故障している可能性がある。



図-3 センサ設置箇所状況写真

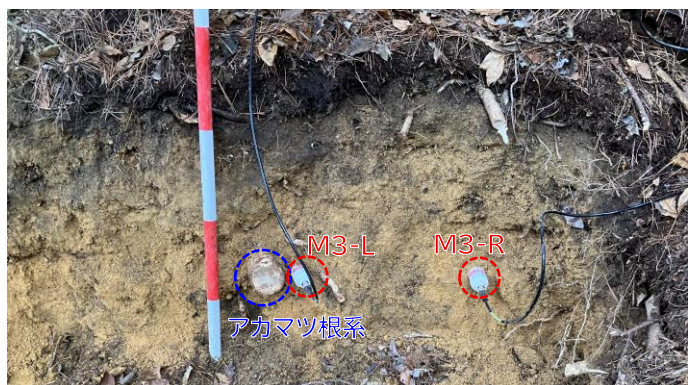


図-4 土壌水分センサ設置箇所周辺状況

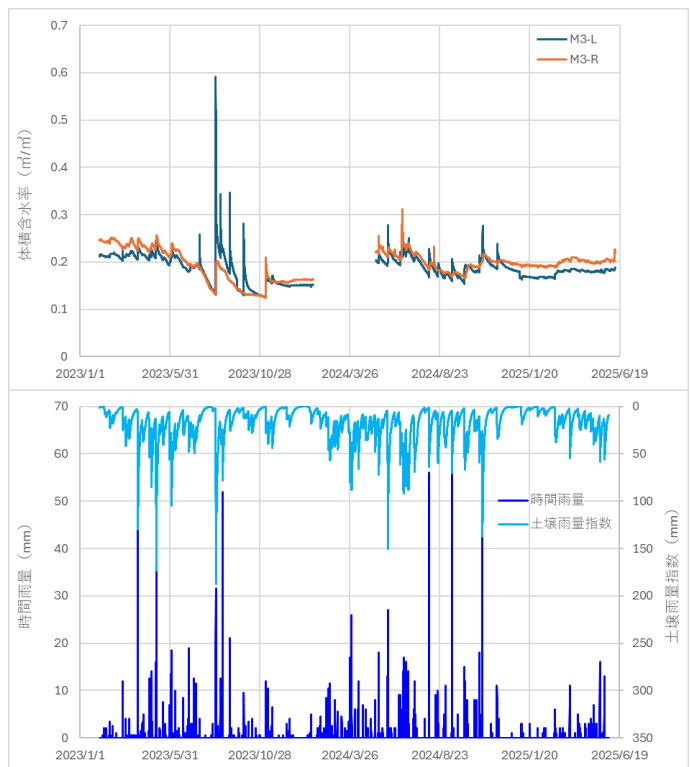


図-5 2023/2/2～2025/6/10の体積含水率・雨量観測結果

2023 年 7 月から 2024 年 12 月にかけての M3-L、M3-R の体積含水率変化の傾向を確認した。図-6 には 2023 年 8 月 15 日の降雨イベント時のグラフを示す。この降雨イベントは最大時間雨量 32mm、最大土壌雨量指数 188mm の降雨イベントで、観測期間中の土壌雨量指数の最大値を示したイベントである。

M3-R は降雨開始～降雨終了間際まで体積含水率に変化がなく、降雨開始から約 26 時間後から体積含水率が増加し始め、その後 10 時間以上かけて緩やかに体積含水率が上昇している。一方、M3-L は降雨開始から 4 時間後（8/15 2:00 頃）から体積含水率が増加し始め、8/15 の 7:00 頃から体積含水率が急増している。また、M3-L の体積含水率の最大値を示した時刻は時間雨量最大値を示す時刻とほぼ一致しており、8/15 の 12:00 頃に雨量・体積含水率が最大値を示した。その後 8/15 の 17:00 まで降雨強度が弱まるのと連動し体積含水率も低下し、18:00 に降雨強度が強くなるのと連動し再度体積含水率が上昇している。

このように、M3-L と M3-R では体積含水率の変化に明確な差が認められた。M3-L の方が地盤への浸透が早く、体積含水率の変化量も明らかに大きいことが確認できる。センサ設置箇所の地表面はブルーシートで被覆されていることから、M3-R における体積含水率の増加は、地盤内に浸透した雨水の側方流によるものと考えられる。一方、M3-L については、地盤内からの浸透とは明確に浸透速度が異なっていることから、地盤以外の要因である根系を伝って雨水が地盤に供給されていると考えられる。すなわち、樹幹から根系を通じて雨水が地盤内に浸透し、その過程でセンサが反応し、またその水分が周辺地盤に拡散することで体積含水率が低下するという現象が推察される。

次に、この現象がどのような降雨パターンで生じるのかを把握するため、2023 年 7 月から 2024 年 12 月までの期間で、最大時間雨量が 5mm 以上の降雨イベント時の体積含水率の反応傾向を確認した。なお、ここでは累加雨量（無降雨が 6 時間続くとリセット）がリセットされるまでを一連の降雨イベントとした。

2023 年 7 月から 2024 年 12 月までで、最大時間雨量 5mm 以上の降雨イベントは全部で 36 回であった。これら降雨イベントに対する体積含水率の反応傾向を以下の 3 パターンに分類した。

- ① 降雨に対し M3-L（根系近傍）が M3-R（根系未侵入箇所）よりも鋭敏に反応するパターン
- ② 降雨に対し M3-R が M3-L より鋭敏に反応するパターン
- ③ M3-L と M3-R の両センサで反応傾向に顕著な違いが見られないパターン

上記 3 パターンのうち、①パターンが 22 回、②パターンが 2 回、③パターンが 12 回であった。

3 パターンのうちパターン①がもっとも多く、図-6 に示すように最大時間雨量を観測したのとほぼ同時刻に M3-L の体積含水率が急激に上昇し、M3-R は数時間から数十時間後に極緩やかに体積含水率が上昇する傾向を示す。これは前述したように M3-L が根系を伝う雨水の流れを捉えているためと考えられる。

パターン②は 2024/6/21 と 2024/6/22 の 2 回のみであった（図-7）。この 2 回は①パターンと逆に降雨と連動して M3-R のみが急激に体積含水率が増加し、M3-L は体積含水率がほぼ変わらなかった。このパターンは回数が少ないため傾向の把握が困難ではあるが、地盤の不均質性や、降雨が何らかの要因で鉛直浸透したものによるものと考えられる。

パターン③は M3-L と M3-R で体積含水率の変化傾向が同じパターンである。このパターンは図-8 のように降雨に対して両センサが反応しない、もしくは降雨開始後、数時間経ってから極緩やかに反応する傾向を示している。

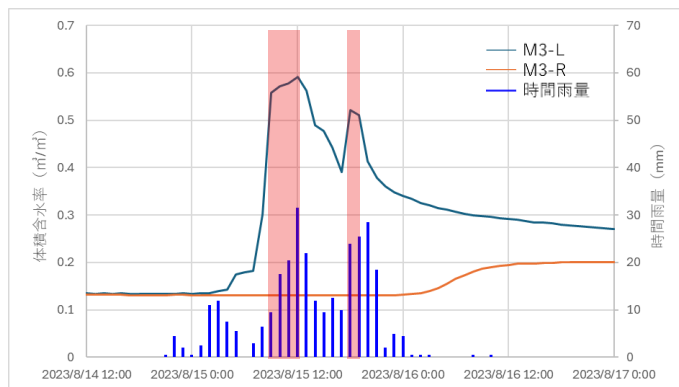


図-6 2023/8/14～2023/8/16 の体積含水率・雨量観測結果

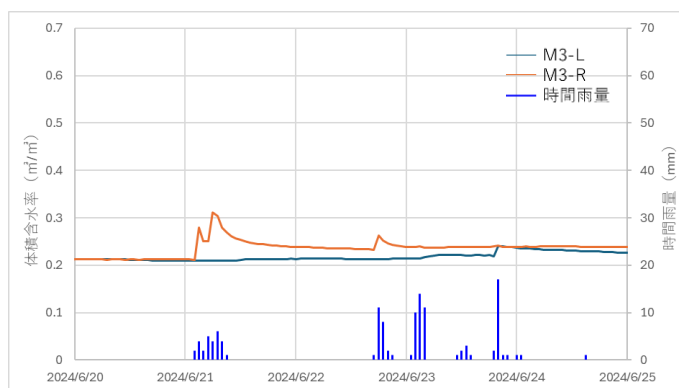


図-7 パターン②事例

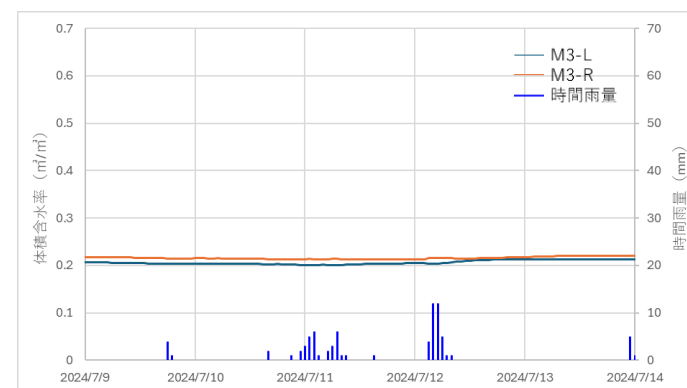


図-8 パターン③事例

降雨後に数時間経過してから極緩やかに反応する傾向は、パターン①の M3-R の反応と同様の傾向である。これは M3-L も M3-R と同様に、地盤内からの側方流による飽和度上昇を捉えており、パターン③は樹木根系からの雨水供給がない（あるいはあってもごく僅か）パターンと推察される。また、パターン③には両土壌水分センサが図-7 の M3-R のように降雨直後に体積含水率が增加するケースもあった。これはなんらかの要因で降雨がブルーシート下に潜り込み、鉛直浸透しているものと推察される。

各降雨イベントの最大土壌雨量指数を横軸に、最大時間雨量を縦軸にプロットしたグラフを図-9 に示す。

パターン①は時間雨量 10mm、土壌雨量指数 20mm 程度の弱い雨から時間雨量 60mm、土壌雨量指数 180mm と弱雨から強雨まで広い範囲で確認できる。

パターン③は時間雨量 20mm、土壌雨量指数 80mm 未満の降雨イベントでのみ確認できる。

降雨規模が小さい場合は、パターン①とパターン③が混在しており、樹木根系を通じた地盤内への雨水浸透が起きるパターンと起きないパターンどちらも観測される。降雨規模がある程度大きい（時間雨量 20mm もしくは土壌雨量指数 80mm 以上）場合は、樹木根系を通じた地盤内への雨水浸透が起きるパターンのみ観測される結果となった。つまり、ある程度以上の降雨規模では樹林地では根系を伝い土壌内へと雨水を供給する効果が顕著に表れ、植物根系の効果という観点で考えたとき、地盤内の飽和度を高めやすく、斜面の不安定化に寄与している一面があると考えられる。さらに、降雨に対してほぼ遅延なく急激に体積含水率が上昇していることから、降雨直後が最も斜面の不安定度が高まると推察される。

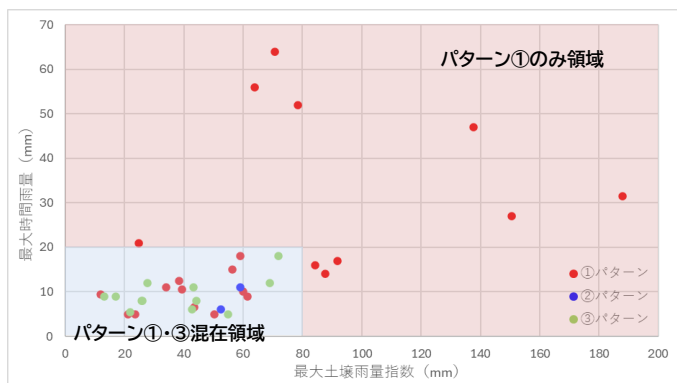


図-9 パターン別の土壌雨量指数・時間雨量プロット図

もしくは土壌雨量指数 80mm 以上）場合は、樹木根系を通じた地盤内への雨水浸透が起きるパターンのみ観測される結果となった。つまり、ある程度以上の降雨規模では樹林地では根系を伝い土壌内へと雨水を供給する効果が顕著に表れ、植物根系の効果という観点で考えたとき、地盤内の飽和度を高めやすく、斜面の不安定化に寄与している一面があると考えられる。さらに、降雨に対してほぼ遅延なく急激に体積含水率が上昇していることから、降雨直後が最も斜面の不安定度が高まると推察される。

一方、樹林には樹冠遮断効果があり、その量は降水量の 20～30%と言われている²⁾。このほか、樹林の蒸発散効果の観点では、降水量に対する蒸発散量の割合は 40～60%とされる²⁾。この他、下層植生による遮断・蒸散も期待できること、根系による水みち構造の形成によって地下水面上昇を抑える効果があること²⁾が既往文献から示唆されている。さらに、根系には斜面崩壊や土壌流出を防止・軽減する効果も広く知られている。

以上を総合的に判断すると、樹林地では根系を通じた雨水浸透効果より裸地に比べ透水性が高く飽和度が高まりやすいが、森林自体の樹冠遮断効果や蒸発散による土壌内水分減少の促進、そして根系による物理的な土壌保持効果により土壌が安定しやすい状態を保っていると推察される。

6. まとめ

植物根系近傍および根系未侵入箇所に土壌水分センサを設置し、雨量観測と併せて土壌内の雨水浸透過程を観測した。その結果、根系近傍では根系未侵入箇所比べて、降雨時に体積含水率が急激に増加する傾向が認められ、根系を介して雨水が地盤内に供給されていることが示唆された。また、時間雨量や土壌雨量指数が大きい場合ほどこの傾向は顕著となり、豪雨時には根系を通じて急速に地盤内の飽和度が高まり、不安定化する可能性が示された。

本稿では検証できていないが、森林には一般的に土壌保全機能や土砂災害防止機能が備わっていることが広く知られている。根系のもつ地盤内への雨水浸透効果は斜面の安定化の観点からはマイナスの効果となるが、樹冠遮断や蒸発散による土壌内への雨水浸透量の調節、根系による地盤の物理的保持作用などによって、森林全体としては地盤の安定化が図られていると考えられる。

参考文献

- 1) 高橋ら：崩壊地と林内の土壌水分挙動の比較検討 -神戸市北区有野町を対象として-，第 56 回地盤工学研究発表会，12-10-1-06，2021
- 2) 林野庁：森林の水源涵養機能に係る解説資料，令和 5 年 3 月
入手先<<https://www.rinya.maff.go.jp/j/suigen/suigen/attach/pdf/index-23.pdf>>（参照 2025.6.23）
- 3) 国土地理院 HP，地理院地図 / GSI Map
入手先<<https://maps.gsi.go.jp/#16/34.776509/135.239081/>>（参照 2025.6.23）
- 4) 国土交通省，水文水質データベース，水文水質観測所情報 凌雲台
入手先<<https://www1.river.go.jp/cgi-bin/SiteInfo.exe?ID=106111286612100>>（参照 2025.6.23）
- 5) 気象庁，大雨警報・注意報の土壌雨量指数基準値（1km 四方） 兵庫県（令和 7 年 5 月 29 日現在），
入手先<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/kijun/hyogo/dosha_hyogo.csv>（参照 2025.6.23）

AI を活用した斜面災害予測モデルの構築と監視技術の開発

中空智輝¹・○安原英明¹¹ 京都大学工学研究科（都市社会工学専攻）

1. はじめに

近年，局地的豪雨により斜面災害が多発している¹⁾。斜面災害による被害の軽減に使用されているのは土壌雨量警戒情報であり，これは降水量をベースとした危険度判定が行われている。しかし，降水量と実際の斜面の危険度には乖離が生じる場合もあり，より正確な判定手法が求められている。

斜面災害の発生をより的確に検知するため，現在では斜面に直接設置する傾斜計や伸縮計などの観測機器が開発されており，これらと無線通信技術を組み合わせた斜面動態観測システムも実用化されつつある。しかしながら，本稿で対象とするような豪雨時に突発的に発生する小規模な斜面災害においては，このような機器による観測のみでは予測が困難であり，被害を未然に防ぐには限界があると考えられる。

こうした課題を解決するために，斜面災害の予測手法が提案されている。福園ら^{2),3)}は，降雨後の斜面モデル実験において傾斜変位の速度と加速度の関係を解析し，「逆速度法」と呼ばれる手法を提案した。これは崩壊前の加速度増加期において，変位速度の逆数 ($1/v$) を時間に対してプロットし，その直線の延長が時間軸と交差する点を崩壊時刻とするものであり，単純ながらも実用性が高いと評価されている。だが，クリープ曲線は斜面毎に異なる形状をとるため，こうした曲線を用いた手法では予測が困難となる場合がある。

そこで近年注目されている機械学習を用いて将来の予測モデルの構築を行う。機械学習は複雑な非線形関係を学習できるという特性があり，複雑な現象である斜面災害への適用を試みる。本研究では徳島県にある実斜面で傾斜計が観測した崩壊データを基に深層学習を用いて傾斜角度予測モデルを複数構築した。また，モデルの性能は平均二乗誤差および時系列グラフを用いて評価し，その有効性や課題，今後の改良点についても考察を行った。

2. 機械学習による傾斜角度の予測手法

本章では，実際の斜面崩壊データを用いた傾斜角度の予測手法について説明する。まず，得られた傾斜角度データと同じ地点で取得された降水量データを1時間間隔に補間する。次に降水量を実効雨量に変換し，得られたデータを4種類の入力データ（降水量，実効雨量，既知の傾斜角度，既知の傾斜角度と実効雨量）と出力データ（未知の傾斜角度）に整形する。これらをMLP, LSTMの2つのモデルにそれぞれ学習させ，予測結果をグラフ及びMSE（平均二乗誤差）で比較する。この時，使用するデータは訓練・検証・テストセットに分割し，訓練セットは学習時，検証セットはパラメータ調整時，テストセットは予測時に使用する。詳細を以下に述べる。

2.1 傾斜角度データと降水量データの詳細

本研究で使用するデータは，徳島県の斜面に設置された観測機器によって取得されたものである。複数設置された地表面傾斜計にはLPWA通信機能を搭載しており，斜面の動きを継続的に監視している。2023年3月末には斜面の一部が崩壊し，複数の傾斜計でその崩壊が観測された。本稿では，そのうちの一つである「センサA」の計測データを使用する。センサAが観測した傾斜角度の時系列データを図-2に示す。センサAはMEMS加速度センサを搭載した地中埋没型の地表面傾斜計であり，分解能は 0.005° である。図-1にセンサAの設置位置および周辺の等値線図を示す。図中では，大きく線で囲われた区域が斜面の活動領域を示しており，センサAはその圧縮域内に位置している。また，同一地域には雨量計も設置され，10分間隔で降水量が計測されている。このデータも本研究の解析に使用する。

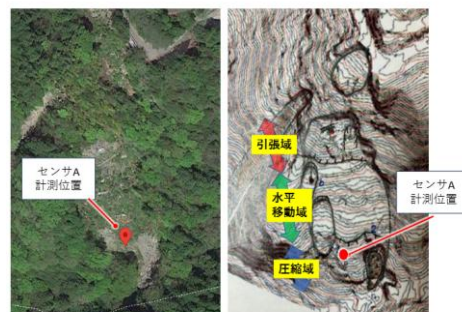


図-1 センサAの計測位置

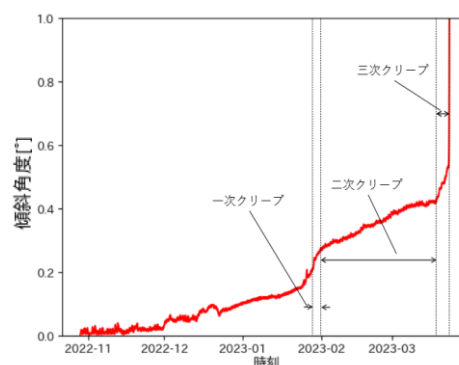


図-2 センサAの傾斜角度

Development of AI-based Slope Disaster Prediction Models and Monitoring Technologies

Tomoki Nakazora¹, Hideaki Yasuhara² (^{1,2}Kyoto University)**KEY WORDS:** Landslide, Tilt Sensor, Machine Learning, Inclination Prediction

2.2 実効雨量の算出

本研究では降水量データをもとにして実効雨量を算出して使用している。実効雨量は過去の降雨履歴を反映しており、土壌に蓄積される水分量を単純化して表現している。実効雨量⁴⁾は以下の式で表される。

$$X_t = X_{t-1}e^{\beta} + R_t e^{\beta/2}$$

X_t は時刻 t における実効雨量、 R_t は時刻 $t-1$ から t までの降水量である。これは上で示した1時間降水量のことである。減少係数 β は、半減期 M を用いて次の式で表す。

$$\beta = \frac{\ln(0.5)}{M}$$

本研究では、半減期を1時間ごとに1hから72hまで与えた72通りの実効雨量を算出しており、これは伊藤ら⁴⁾の使用している値を参考にしている。

図-3は、上で示した対象期間における72通りの実効雨量のグラフを示しており、紫から赤になるにつれて半減期 M は大きい値をとる。

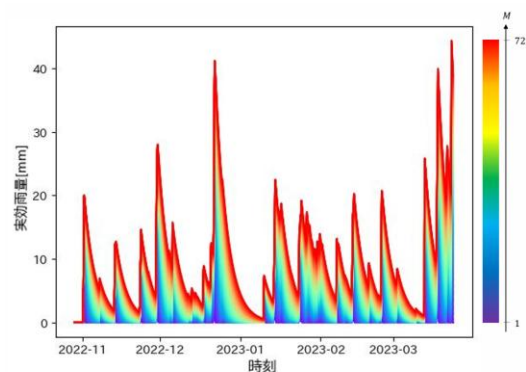


図-3 対象地域の実効雨量

2.3 データの前処理

前節で説明した1時間間隔データ（降雨量、実効雨量、傾斜角）を用いてモデルに入力する値にデータを整形する。本節では本研究で行った分割・正規化・スライド窓の作成について説明する。

2.3.1 分割

使用するデータ（2022年10月28日～2023年3月24日）を訓練・検証・テストセットに分割する。2022年10月28日～2022年12月30日の1500時間（1500プロット）を訓練セット、2022年12月30日～2023年1月20日の500時間（500プロット）を検証セット、残りの2023年1月20～2023年3月24日までの2010時間（2010プロット）をテストセットに分割する。訓練セットはモデル学習に、検証セットはハイパーパラメータ調整における誤差評価に、テストセットは最終的な予測性能評価に用いる。

2.3.2 正規化

各特徴量を0-1の範囲にスケールする。学習データの再招致 X_{min} ・最大値 X_{max} を用い、次式で変換する。

$$X_{norm} = \frac{X - X_{min}}{X_{max} - X_{min}}$$

学習データでフィットしたスケラーを、検証・テストセットにも適用し、全データを同一スケールに揃えることで、特徴量間の値幅差の影響を抑制し、学習の安定性を高める。

2.3.3 スライド窓⁵⁾の作成

図-4に示すように、スライド窓サイズを24ステップ、予測サイズを1ステップと設定し、データ系列上を1時間ずつスライドさせながら入力サンプルを生成する。生成したスライド窓をMLPおよびLSTMモデルに入力し、次時刻の傾斜角度を予測する。

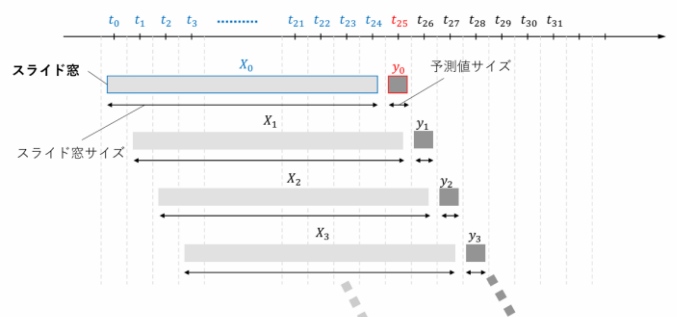


図-4 スライド窓の概念図⁵⁾

2.4 モデル

本研究は予測モデルのアルゴリズムとしてMLPとLSTMの2種類のニューラルネットワークを用い、その性能を比較検討する。本節ではそれぞれのモデルの詳細について述べる。

2.4.1 MLP (Multi-Layer Perceptron)

多層パーセプトロン (MLP) は、データが前方向 (入力から出力へ) にのみ伝播する順伝播型ニューラルネットワークの一種であり、入力層・隠れ層・出力層の3層以上から構成される⁶⁾。MLPの層はすべての層間で全結合であるため、ある層のそれぞれのノードと次の層のすべてのノードは任意の重み W 、バイアス項 b によって結合されている。また、活性化関数を使用することで非線形な問題にも対応できる。

本研究で用いた MLP の各層構成は図-5 に示す通りであり、活性化関数には ReLU 関数を使用している。

2.4.2 LSTM (Long Short-Term Memory)

LSTM⁷⁾は、時系列データ解析において、RNN (Recurrent Neural Network) の学習時に発生する勾配消失・勾配爆発問題を克服する手法として提案された。RNN は長期依存性の学習が困難であったが、LSTM では3種類のゲート機構とセル状態を導入し、情報の保持・忘却・出力を制御することでこれを解決する。以下に LSTM のセル内の機能を表す式について示す。

$$f_t = \sigma(W_f \cdot [h_{t-1}, x_t] + b_f) \quad (2)$$

$$i_t = \sigma(W_i \cdot [h_{t-1}, x_t] + b_i) \quad (3)$$

$$o_t = \sigma(W_o \cdot [h_{t-1}, x_t] + b_o) \quad (4)$$

$$C_t = f_t \odot C_{t-1} + i_t \odot f(W_c \cdot [h_{t-1}, x_t] + b_c) \quad (5)$$

$$h_t = o_t \odot f(C_t) \quad (6)$$

ここで、 h_t は時刻 t における隠れ状態、 x_t は時刻 t の時系列ベクトル、 f_t は忘却ゲート、 i_t は入力ゲート、 o_t 出力ゲートを示している。また、 W, b は各ゲートの重みとバイアス、 σ はシグモイド関数、 f は活性化関数を表す。

本研究での LSTM の各層構成は図-6(a)に示す通りであり、隠れ状態の次元数は 50 に設定している。

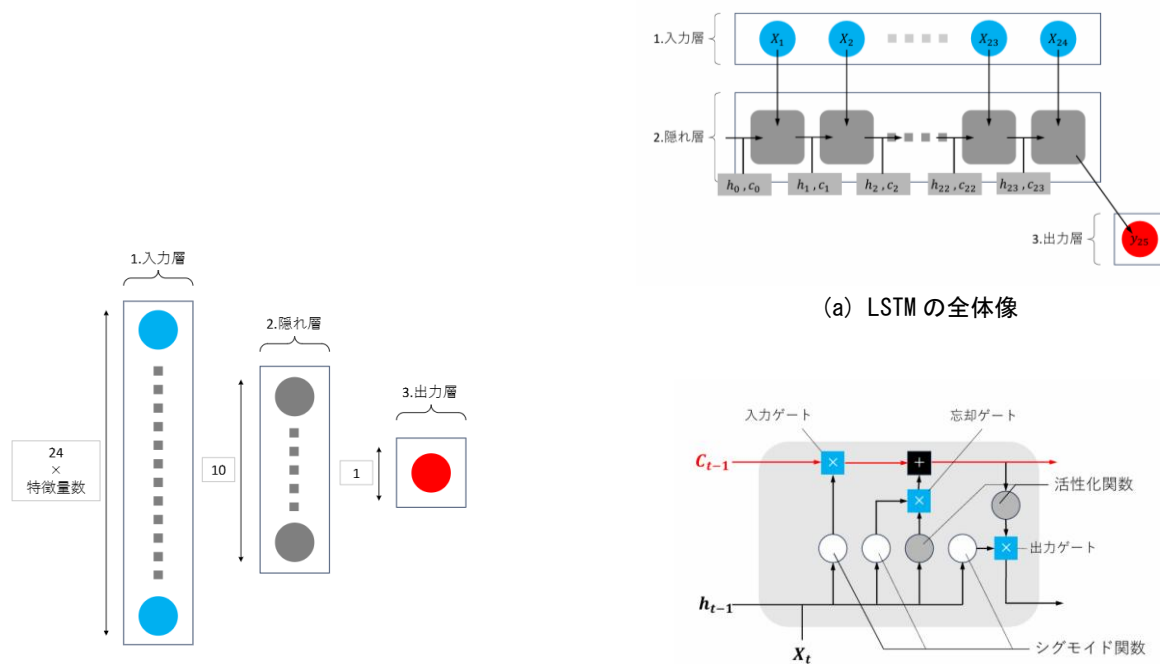


図-5 MLP の概念図⁶⁾

(b) 隠れ層のセル内部構造

図-6 LSTM の概念図⁷⁾

((a) LSTM の全体像, (b)隠れ層のセル内部構造)

2.5 その他のモデルのパラメータ

使用する言語は Python(ver 3.11.6)、機械学習ライブラリは Pytorch (ver 2.1.0) を使用している。最適化アルゴリズムは Adam、学習回数は 1000 回である。

3. 予測結果

本章では、降水量、実効雨量、既知の傾斜角度、および既知の傾斜角度と実効雨量の組み合わせという 4 種類の説明変数を用いて構築した MLP および LSTM モデルの予測性能について述べる。図-7、図-8 にはそれぞれ MLP と LSTM モデルにおける平均二乗誤差 (MSE) を対数スケールで示した結果を示す。図-9 (a) ~ (d)は MLP モデルを用いた各説明変数

に対する時系列予測の実測値と予測値、図-10 (a) ~ (d)は LSTM モデルによる同様の結果があり、横軸が時刻で、縦軸が傾斜角度[°]を表している。

図-7 および図-8 の結果から、MLP モデルでは「既知の傾斜角度」を説明変数とした場合（図-9 (c) 参照）、および「傾斜角度と実効雨量の組み合わせ」を説明変数とした場合（図-9(d)参照）に最も低い MSE が得られた。一方、LSTM モデルでは全体的に MLP に比べて MSE の値は高い結果となった。これは説明変数の影響とモデルのアルゴリズムの影響が関係していると考えられる。以下でこの 2 点に関する考察を述べる。

まず、説明変数が予測結果に与える影響について考察する。各予測結果（図-9・図-10）と対応する説明変数の値を比較すると、説明変数が大きく値が変動した箇所では、予測結果も実測値に関係なく同様に変動が現れる傾向がある。これは、ニューラルネットワークの仕組み上、説明変数の値をモデルという「関数」に入力して出力値を生成しているため、入力値に大きな変動があると出力値にも影響が現れると考えられる。特に降水量や実効雨量を用いた MLP モデルでは顕著であり、誤差関数を小さくする学習データでもその誤差があまり縮小しないことから、説明変数と目的変数の間に相関がない場合、今回のモデルでは学習が難しいことが示唆される。

また、MLP と LSTM の予測結果を比較すると、降水量や実効雨量のみを入力した際には、LSTM の予測結果は MLP に比べて変動が小さい。これは、説明変数に動きがあっても、LSTM では大きな予測結果の変化にはなりにくいことを意味する。これは傾斜角度や傾斜角度と実効雨量の場合にも当てはまり、MLP は一次クリーブの大きな変化に対応しているが、LSTM はこれに対応していない結果となっている。ただし、この要因を特定するのはニューラルネットワークの仕様上難しい。しかし、2 章で述べたそれぞれのモデルのアルゴリズムから推測すると、LSTM は説明変数に順番を与えつつも、セル状態の存在によりそれぞれ影響を維持していると考えられる。そのため、LSTM は急激な上昇が始まったとしても予測値に与える影響は比較的小さいと考えられる。一方、MLP はすべての値を初期段階で均等に扱い学習を進めることで、最も高い説明性のある値に対して重みをつけ、スライド窓の最後に近い値が重視される可能性がある。

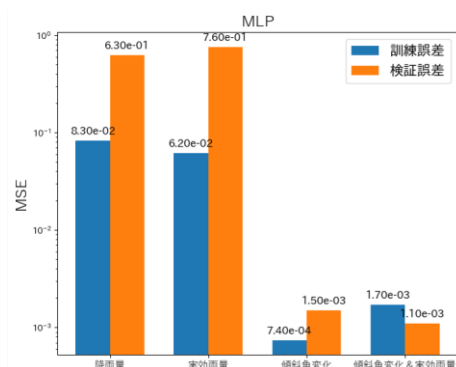


図-7 訓練・検証区間の MSE (MLP)

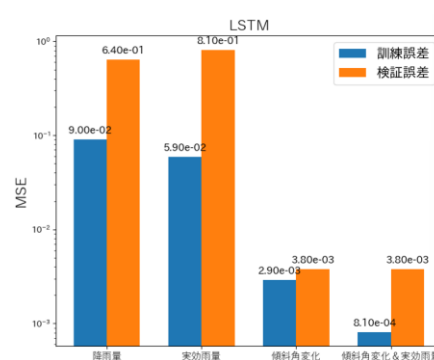


図-8 訓練・検証区間の MSE (LSTM)

4. おわりに

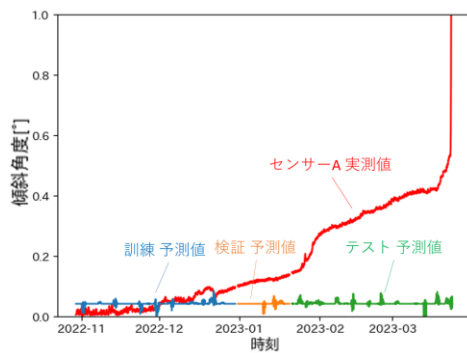
本研究では、徳島県の斜面で観測された崩壊データをもとに、傾斜角度の予測モデルを構築してその精度の検証をした。説明変数には降水量、実効雨量、既知の傾斜角度、既知の傾斜角度と実効雨量の組み合わせの 4 種類を用い、MLP モデルと LSTM モデルの予測性能を比較した。その結果、降水量や実効雨量単体では増加傾向にある傾斜角度の予測が困難であることが明らかになった。一方、既知の傾斜角度のみ、および既知の傾斜角度と実効雨量を組み合わせた場合を説明変数とすると、特に MLP モデルでの精度が高いことが示された。以上のことは今回使用したモデルにおいて言えることであり、さらなる検証が必要だといえる。

今後の課題としては、以下の点が考えられる。まず、入出力データの選定である。今回の研究結果から入出力データの関係性は機械学習を用いたモデル作成において重要であることがわかる。そのため、降水量が傾斜角度に与える影響を調査する必要がある。また、数時間先の予測も課題点として挙げられる。今回の予測モデルは 1 時間先の予測を対象としているが、避難を完了するにはより先の未来を予測する必要がある。そのため、数時間先の予測モデルの検証を行う必要がある。

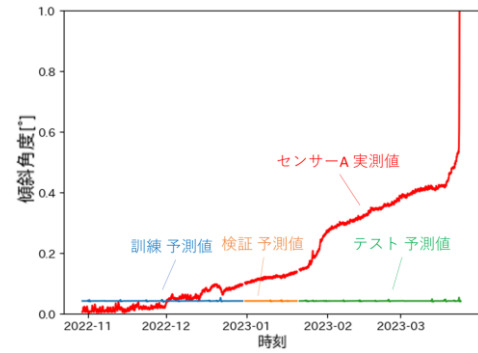
参考文献

- 1) 国土交通省砂防部：令和 4 年の土砂災害，国土交通省，pp. 1-4，2023
- 2) 福園輝旗：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法，地すべり，Vol. 22，No. 2，pp. 8-13，1985
- 3) 福園輝旗：平均速度の逆数による斜面崩壊発生時刻の予測，防災科学研究所研究報告，Vol. 46，pp. 45-81，1990

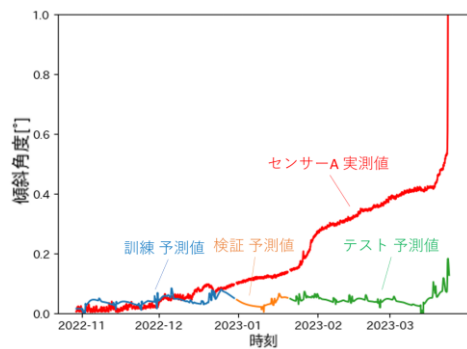
- 4) 伊藤真一・小田和広・小泉圭吾・酒匂一成：体積含水率の現地計測データの予測に対するリカレントニューラルネットワークの適用性, AI・データサイエンス論文集, Vol. 1, J1 号, pp. 445-452, 2020
- 5) 平岡伸隆・吉川直孝・伊藤和也：深層学習による斜面表層ひずみの異常検知, AI・データサイエンス論文集, Vol. 2, J2 号, pp. 556-567, 2021
- 6) 斎藤康毅：ゼロから作る Deep Learning, オライリー・ジャパン, 2016
- 7) 斎藤康毅：ゼロから作る Deep Learning 2 自然言語処理編, オライリー・ジャパン, 2018



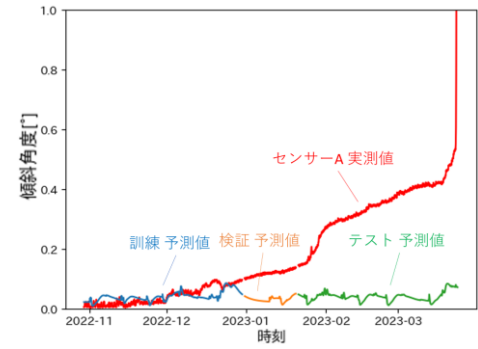
(a) 降水量



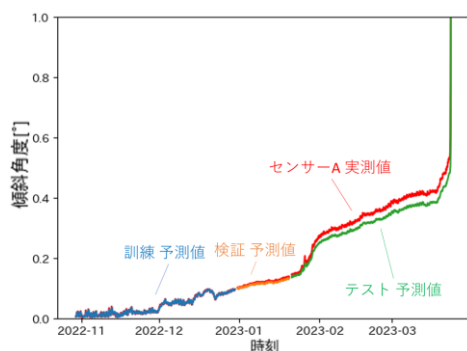
(a) 降水量



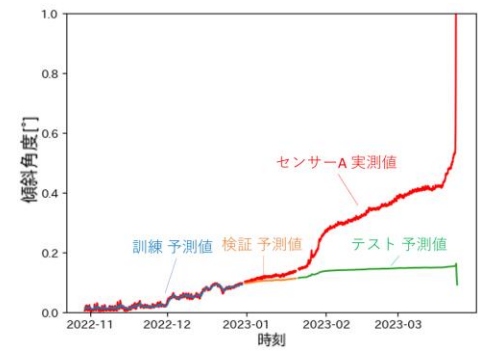
(b) 実効雨量



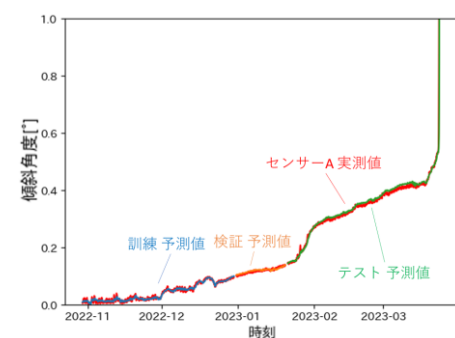
(b) 実効雨量



(c) 既知の傾斜角度

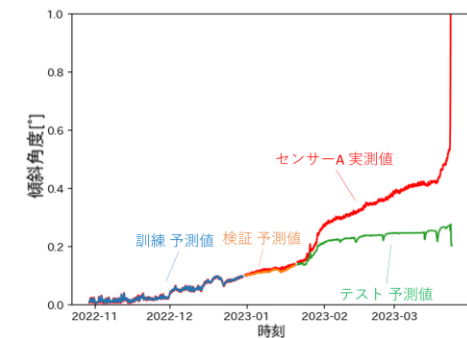


(c) 既知の傾斜角度



(d) 既知の傾斜角度と実効雨量

図-9 MLP モデルの全区間の予測結果



(d) 既知の傾斜角度と実効雨量

図-10 LSTM モデルの全区間の予測結果

ある流域における斜面災害リスク評価のためのモニタリング事例

○笠原拓造¹・藤本将光²・鏡原聖史³・大西剛史⁴・金村和生⁵・鳥居宣之⁶¹国際航業株式会社・²立命館大学・³大日本ダイヤコンサルタント株式会社⁴株式会社シアテック・⁵中央復建コンサルタンツ株式会社・⁶神戸市立工業高等専門学校

1. はじめに

本報告で紹介するモニタリング事例は、地盤工学会関西支部の斜面災害リスク軽減のための4D多層型ハザードマップの構築とその利活用方法に関する研究委員会（委員長：鳥居宣之・神戸市立工業高等専門学校教授、2022～2024年度）において、時間とともに空間的な位置や広がりが増える斜面崩壊や土石流等の土砂移動の危険性やリスク要因、影響を表現する「4D多層型ハザードマップ」を構築するための取組みの一環として実施したものである。

本報告は、兵庫県神戸市六甲山系に位置する山地小流域を対象に、既存の土砂災害予測システムを用いて、比較的簡易な計測やモニタリングから得られる成果を加味することで予測精度の向上をはかる手法についての試行結果を報告する。なお、今回対象とした計測やモニタリングの事例は、地上型レーザスキャナによる樹木の計測とTimeLapsカメラ等による表面流出状況の観測である。

2. 調査地の概要

調査地は、兵庫県神戸市に位置する南向きの流域面積約4.8ha、標高差約200mの山腹斜面である。地質は花崗岩で表層は風化の進んだ砂質土からなる（図-1参照）。流域には、谷出口に砂防堰堤2基（兵庫県）のほか数基の石積みの谷固工（所管不明）や支川に流路工（所管不明）が整備されている。また、レーザ測量成果による解像度0.5mのDEMやDSM等のデジタルデータが公開¹⁾されているほか、兵庫県土木部砂防課により10mのメッシュサイズで土砂災害の危険度を予測する箇所別土砂災害危険度予測システム²⁾（以下、「現行システム」という）の運用が行われている。

調査地では、1946年以降26時期の空中写真が国土地理院より公開されている。その中から土砂移動状況や被覆状況、施設整備状況に変化がみられるものを抜粋し、図-2に示す。調査地では1967年7月9日の豪雨（昭和42年災害）で崩壊や溪床溪岸侵食が発生したことがわかる（図-2空中写真番号2参照）。

調査地から西に約2.5kmのところに位置するアメダス神戸（旧神戸海洋気象台からは約4km）の年最大24時間雨量と年最大時間雨量を記録した降雨期間中の最大時間雨量を図-3に整理した。過去128年間で最も24時間雨量が大きかったのは昭和13年の阪神大水害であるが、昭和42年災害の豪雨の方が24時間雨量はほぼ同程度で最大時間雨量が大きかったことがわかる。また、昭和20（1945）年の阿久根台風もこれらに次ぐ同程度の豪雨であったと推測される。昭和42年災害以降、この3つの豪雨に匹敵する規模の豪雨は発生していない。

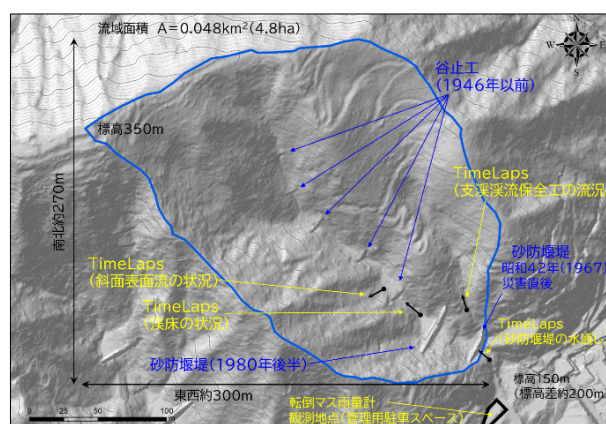


図-1 調査地の概要
（背景図は兵庫県50cmメッシュDEM¹⁾より作成）

国土地理院空中写真	写真データ等
	空中写真番号:1 撮影年月日:1946年11月20日 撮影年(元号):昭和21年 前写真からの経過年数:- 整理番号:USA コース番号:M324-A-6 撮影高度:1829m 流域内にある谷止工は戦前に施工されたものである。溪床には植生はなく、ある程度の土砂移動があるものと推定される。山腹斜面には樹林があるが現在の様に高木層が発達していない。
	空中写真番号:2 撮影年月日:1967年8月18日 撮影年(元号):昭和42年 前写真からの経過年数:21年 整理番号:KK678Y コース番号:C7 撮影高度:6000m 昭和42年豪雨(1967.7.9)後の流域状況。本川中流部の左岸の山腹斜面で斜面崩壊が、左支溪で溪床・溪岸部の侵食が発生している。
	空中写真番号:12 撮影年月日:2009年4月19日 撮影年(元号):平成21年 前写真からの経過年数:42年 整理番号:CKK20092 コース番号:C40 撮影高度:1920m 2025年現在より約16年前の流域状況。樹木に覆われ堰堤が見えなくなるぐらい、高木層が発達した。(現在は、六甲山系が荒廃していた江戸～昭和初期以降、最も植生が発達しているもの推定される)

図-2 調査地の変遷

A Case Study on Monitoring for Slope failure Risk Assessment in a Small Mountainous Catchment

Kasahara Takuzo¹, Fujimoto Masamitsu², Kagamihara Satoshi³, Onishi Takeshi⁴, Kanamura Kazuo⁵, Torii Nobuyuki⁶ (¹KOKUSAI KOGYO Co., Ltd., ²Ritsumeikan University, ³Dia Nippon Engineering Consultants Co., Ltd., ⁴Ciatec, Ltd., ⁵CHUO FUKKEN CONSULTANTS CO., LTD., ⁶Kobe City College of Technology)

KEY WORDS: slope stability analysis, surface failure, groundwater level, impact of forests

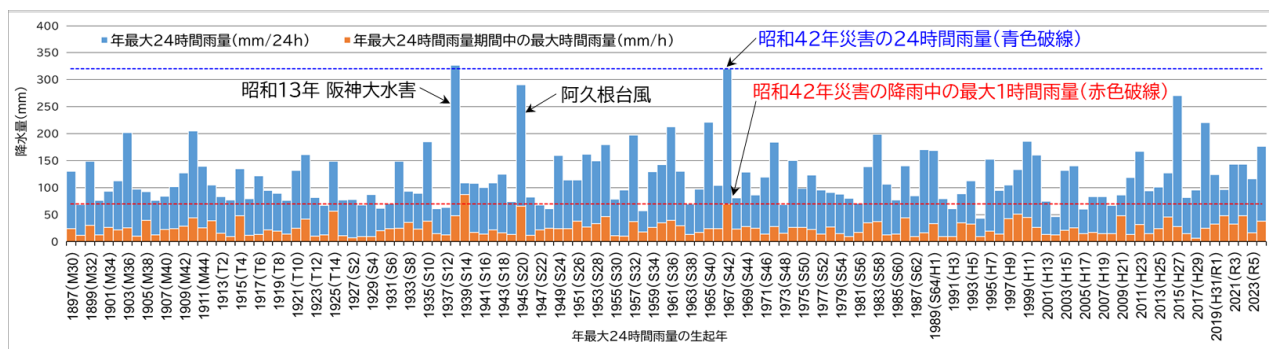


図-3 1897-2024 (128 年) の年最大 24 時間雨量・最大時間雨量 (神戸海洋気象台・アメダス神戸)

3. モデル精度向上を目的とした計測・モニタリング

調査地で土砂移動の発生した昭和 42 年災害について、現行システムを用いて再現計算を実施した。入力した降雨を図-4 に、再現計算結果 (安全率が 1 未満となる 10m メッシュ) と昭和 42 年災害直後の空中写真による土砂移動状況との比較を図-5 に示す。

両者を比較すると、現行システムでは、当時発生した崩壊や土砂移動箇所が崩壊判定 (安全率 1 未満) となっておらず予測できなかったことがわかる。これは、入力降雨の不確かさや表土層 (風化の進行による層厚や粒度特性、それに伴う地下水の透水性等) の変化、砂防堰堤や溪流保全工等の施設整備状況の変化等いろいろな要因が考えられるが、図-2 の空中写真で見られるように、1946 年から現在に至る被覆状況 (植生状況) が大きく変化していることも一因と考えられる。

そこで、予測モデルの精度向上を目的に、現行システムでは考慮されていない被覆条件 (植生) の影響を無限長斜面安定解析へ加味する検討と、現行システムの地下水位予測モデルの最適化をはかるための現地実測データ取得を試行的に実施した (図-6、表-1 参照)。

4. 樹木計測と樹林の表層崩壊防止効果の評価

4.1 樹木計測の試行

植生の影響を考慮した無限長斜面安定解析のパラメータとして必要な樹木の条件としては、主に樹木の上乗荷重と根系による粘着力の増分 (水平根の緊縛力) であり、10×10m の解析メッシュ毎に集計する必要がある。このため、樹木一本一本の位置 (隣接する樹木間の距離) と大きさ (樹高と胸高直径、樹冠の広がり≒根の広がり) を把握することが求められる。現在、一般的に普及が進んでいる航空レーザ測量成果 (測点密度 4 点以上/m²) を用いた森林解析手法では、樹木の樹頂部が鋭角な針葉樹は樹木一本一本毎の位置と高さを計測することは可能であるが、調査地に分布する広葉樹 (対象地域では主にはアラカシ等の照葉樹) では、樹頂部の形状があいまいなため樹木一本一本を特定することは難しい (図-7 参照)。また、針葉樹にしても広葉樹にしてもほぼ鉛直方向にレーザを照射する現行の測量成果から樹木の胸高直径を計測することはできない。

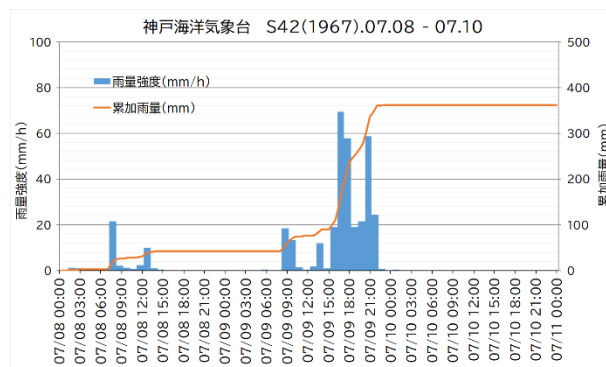


図-4 昭和 42 年災害の降雨状況 (神戸海洋気象台)

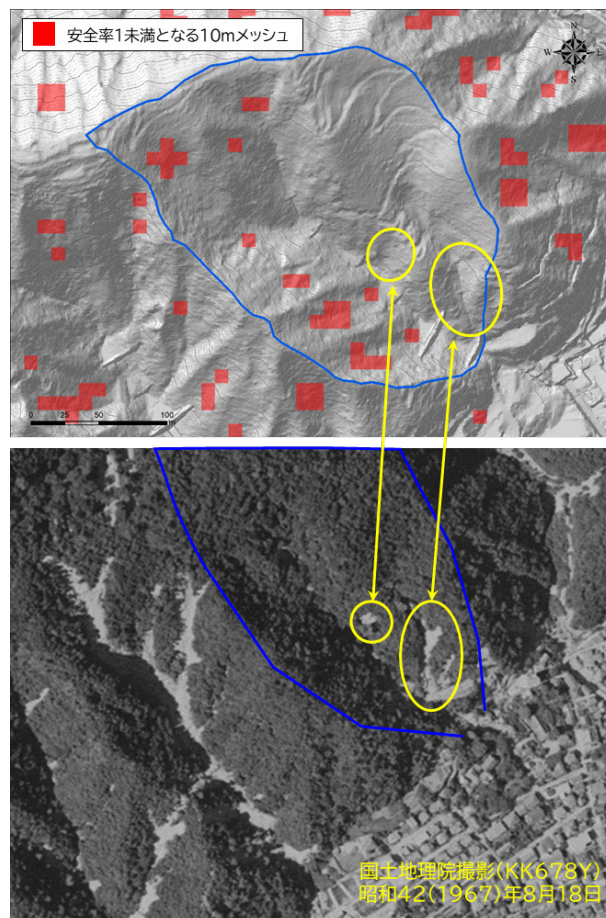


図-5 昭和 42 年災害の再現計算結果 (上) と空中写真 (下) による土砂移動状況の比較

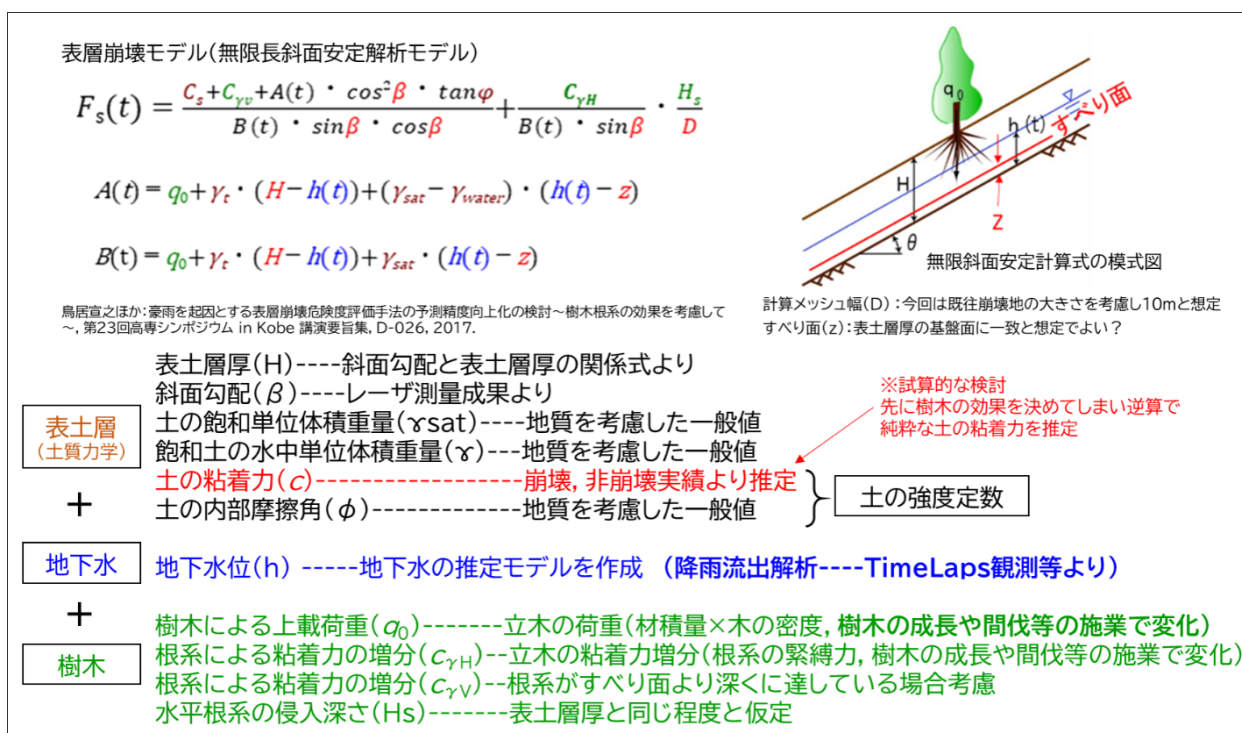


図-6 樹木の影響を考慮した無限長斜面安定解析の概要

表-1 既往モデルと本検討モデルの対比

評価項目	パラメータ	既往モデル	本検討モデル
表土層 (土質力学)	表土層厚(H) 斜面勾配(β) 土の飽和単位体積重量(γ _{sat}) 飽和土の水中単位体積重量(γ) 土の粘着力(c) 土の内部摩擦角(φ)	斜面勾配と表土層厚関係式より(1層) レーザ測量成果より 地質による一般値 地質による一般値 地質による一般値 地質による一般値	現地観測結果を反映した表土層厚・構造(複層) 左同 左同 左同 崩壊, 非崩壊実績より推定 崩壊, 非崩壊実績より推定
地下水	地下水位(h)	地下水位予測モデル (透水係数や空隙率は一律の設定)	地下水位予測モデル (透水係数や表土層厚に現地観測結果を反映)
樹木	樹木による上載荷重(q ₀) 根系による粘着力の増分(c _{γH}) 根系による粘着力の増分(c _{γv}) 水平根系の侵入深さ(H _s)	考慮無 考慮無 考慮無 考慮無	立木の荷重(材積量×木の密度) 立木の粘着力増分等 (樹種, 樹高, 樹木間距離等を指標に, 既往の文献等を参考に推定式を設定)

航空レーザ測量成果からは、広葉樹の樹頂点解析は難しく胸高直径の計測もできないため、サンプル的に地上型のレーザスキャナにより屋外の空間情報を3次元データとして取得する森林3次元計測システム OWL (アウル, 株式会社アドイン研究所) を用いて胸高直径を計測した (図-8 参照)。

森林3次元計測システム OWL の自動計測からは樹木的位置、樹高、胸高直径の情報が得られるが、広葉樹は幹が曲がっている、斜めに生えている、根元から細い幹が枝分かれしている等が多くみられ、針葉樹を計測する場合と比較するとエラー値が多く発生する傾向がみられた。ただし、事務所へ持ち帰り樹木一本一本を画面上で確認・修正できるので、現地で人力で測るよりは作業は軽減される。ただ、今回のような傾斜の急な山腹斜面全体を計測するとなるとそれでもかなりの労力を要することがわかった。一方、近年の技術の進歩により、ドローン搭載型で計測密度 3,000 点/m² 以上、かつ斜め方向にもレーザを照射できるレーザスキャナが登場してきており、山地流域全体で森林計測を実現することは可能であると考えられる。

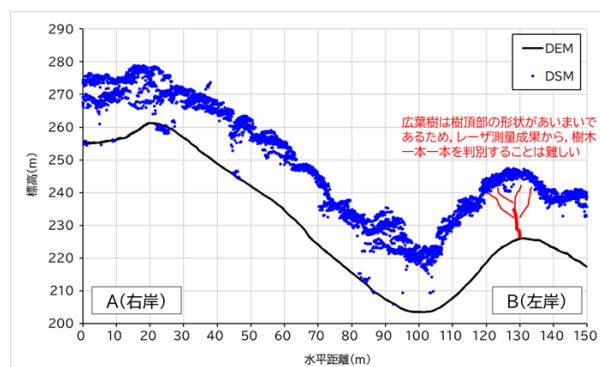


図-7 DEM と DSM の測点の横断形状

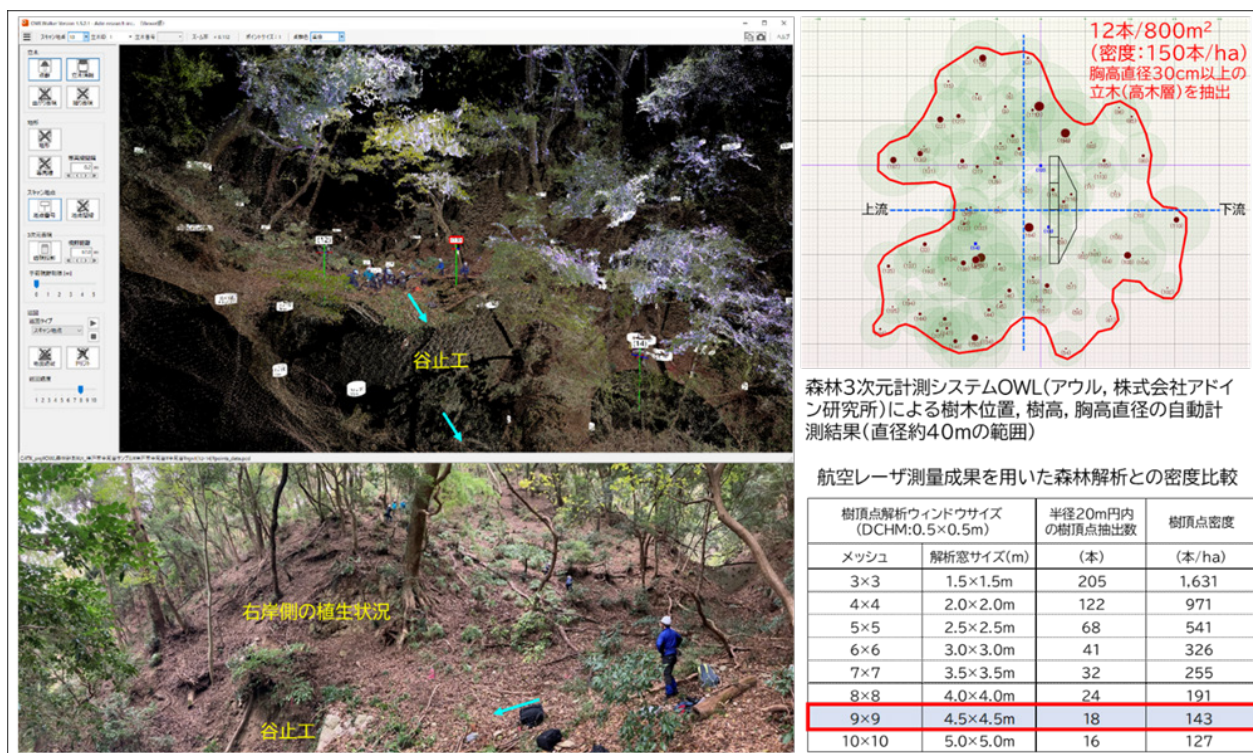


図-8 地上型レーザスキャナを用いた樹木の計測状況
〔森林3次元計測システムOWL(アウル, 株式会社アドイン研究所)による自動計測〕

今回, 地上型レーザスキャナで計測した高木の立木密度 (150 本/ha) と, 同じ地点で同程度の立木密度となるように航空レーザによる森林解析のパラメータを調整 (樹頂点を探す解析ウィンドウサイズを9×9メッシュ [4.5×4.5m]) した結果から (図-9 に示す樹頂点), 流域全体の立木は, 823 本 (平均樹頂点高さ: 20.6m) という成果が得られた。検証は必要であるが, 既存の航空レーザ測量成果と地上型レーザ測量 (樹高と胸高直径, 樹冠面積と胸高直径の関係式等を求めるためのサンプル的な利用) を組合せる今回の方法は, 広域の立木の情報を効率的に把握でき, 得られたデータを根系による斜面の安定化と樹木の自重による斜面の不安定化の評価に用いることで, 樹林の伐採や樹木の成長, 施業方法等による将来的な斜面災害リスクの変化を予測することができるのではないかと考えられる。

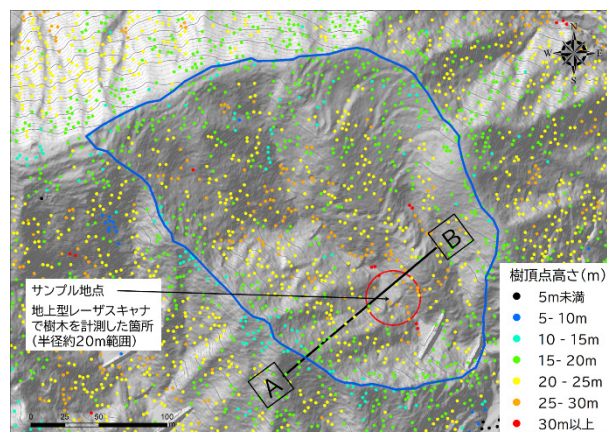


図-9 レーザ測量成果を用いた樹頂点解析結果

4.2 樹林の表層崩壊防止効果評価の試行

現行システムに図-6 に示した樹木の計算項を追加し, 4.1 で計測した樹木の諸元から昭和 42 年豪雨当時の樹木パラメータを推定し, 再現計算を行った。

4.2.1 樹木の上載荷重

航空レーザ測量成果を用いた樹頂点解析 (立木位置と樹高) と地上型レーザスキャナによる胸高直径と樹高の関係 (図-10 参照) から, 流域内の樹木ごとに材積量を求め比重 (0.98 と想定) を乗じて推定した。樹種はすべて六甲山系の低標高部に広く分布するアラカシと仮定した。昭和 42 年の森林状況については, 中川ら⁴⁾による広葉樹の樹高の生長量 (0.17m/年) を仮に適用し, 昭和 42 年 (1967) から現在 (レーザ測量年: 2023 年) までの 54 年の樹木生長分を現在の樹高より差し引いて想定した。

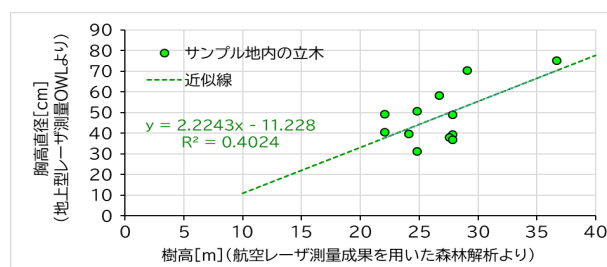


図-10 樹高と胸高直径の関係式 (試算)

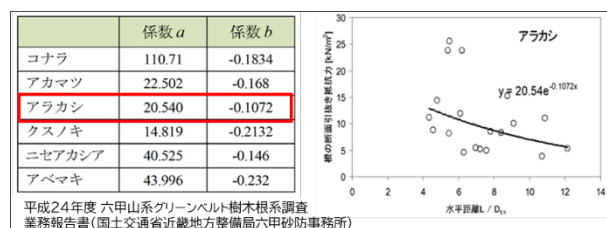


図-11 広葉樹の指数関数回帰⁴⁾

4.2.2 根系による粘着力の増分 ($C_{\gamma H}$)

林野庁⁵⁾の下記の式を用いて樹木ごとに ΔC (根系による粘着力の増分 ($C_{\gamma H}$)) を推定した。この式は、根の本数と断面積合計は、樹幹からの距離 (樹幹からの水平距離 L を胸高直径 DBH で除した比) の指数関数で回帰できるとした遠藤ら⁶⁾の調査成果より、根の本数と断面積合計から求められる ΔC も同じ形式の指数関数で回帰できるとしたものである。樹種別の回帰係数 a, b は、同じく林野庁の報告書より、国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所による調査成果⁷⁾のアラカシの値を用いた (図-11 参照)。

$$\Delta C = a \times \exp(b \times L / DBH)$$

ΔC : 根の引張抵抗力 [kN/m^2]
 L : 樹木からの水平距離 [m]
 DBH : 胸高直径 [m]
 a, b : 樹種別の回帰係数

また、樹木根系の広がる範囲を隣接する樹木との水平距離の中間点と仮定してティーセン分割法により区分し、その境界を崩壊が発生する破断線と想定した。そのため、ここでは区分した斜面単位ごとに樹木の上載荷重 (1 本) と周縁境界部の ΔC の合計 (斜面傾斜方向の成分のみ有効) を集計し斜面単位ごとに無限長斜面安定解析の再現計算を行った。

4.2.3 根系による粘着力の増分 ($C_{\gamma H}$)

根系はすべり面に達してないと仮定し、今回の試算には見込まなかった。

図-12 に再現結果を示す。土の粘着力を当初の 5kN/m^2 から徐々に下げていき、 4.3kN/m^2 で初めて昭和 42 年に土砂移動が発生した左支溪に崩壊予測が出現したものである。流域の右岸側斜面が崩壊判定となりやすい当初の傾向はかわらない試算結果となった。この設定から樹木のパラメータをはずすと幾分崩壊判定が増加することから樹木の効果は多少効いているが、崩壊が発生した左岸側斜面と右岸側斜面で崩壊予測の傾向が逆転する程の期待していた効果は得られなかった。これは、航空レーザ測量成果による樹頂点解析では広葉樹の分布がうまく捉えられていないことや、胸高直径の関係を一部エリアの回帰式で一律に設定したため、現実の現実の不均質性や多様性を再現できていないことなどが原因ではないかと推測される。

5. 降雨流出観測の試行

流域内の 4 箇所比較的容易に設置・撤去の可能な乾電池で作動する TimeLaps カメラ (図-13 参照) を斜面や溪流に設置し、撮影した動画から PIV 解析ソフトを用いて流量ハイドロを作成する試行を行った。TimeLaps カメラは 10 分毎に 10 秒の動画撮影を行い、夜間でも赤外撮影が可能なものを設置した。2023~2024 年の観測期間中には、最大で日雨量 100~150mm 程度の降雨が 4 回発生したが、表面流の発生は 4 箇所のうち最下流の砂防堰堤の水抜き穴からの流出が観察されたのみであった (図-14 参照)。なお、期間中に斜面崩壊等の土砂移動現象は発生しなかった。

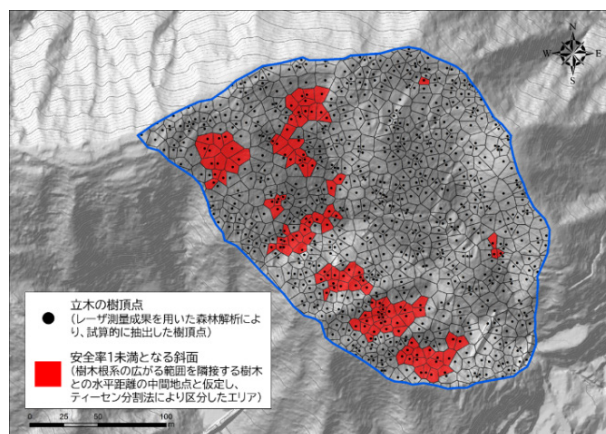


図-12 昭和 42 年災害の再現計算結果 (再計算)



図-13 溪流に設置した簡易な観測機器の状況

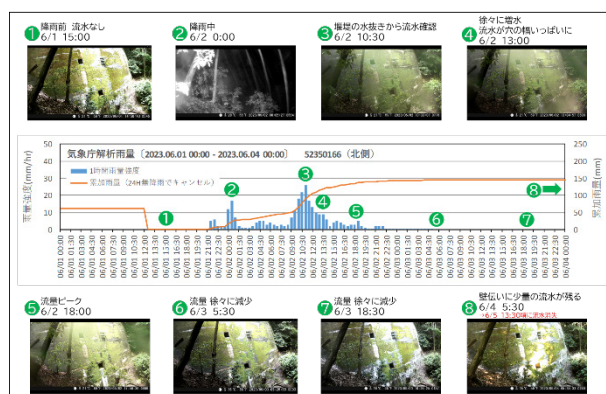


図-14 TimeLaps ビデオの観測事例 (2023 年 6 月 2 日の出水状況 : 下流砂防堰堤)



図-15 画像解析ソフト (PIV) を用いた流速計測画面 (PIV 解析ソフト : FlowExpert2D カトウ光研株式会社を使用)

このため、残念ながら観測成果から実測の降水量と流出の関係（入力〔降水ハイエト〕に対する出力〔地表面流の流出ハイドロ〕）を作成し、モデルによる再現結果とを比較することで地下水位予測モデルの表土層パラメータの最適化（多層構造の有無、各層の層厚や空隙率、透水係数等の設定・調整）を行うという試行までは実施できなかった。参考に観測期間における最大規模の流出について、得られた動画からPIV解析ソフトを用いて流量を推定した結果を図-15に示す。観測によるピーク時の流量は約 $0.006\text{m}^3/\text{s}$ 程度と試算された。これは、既往の予測モデルによる地表面流量約 $1.7\text{m}^3/\text{s}$ （ピーク時：図-16 参照）と比較するとかなり小さい値といえる。この程度の降雨に対しては、予測モデルで想定している表土層の条件よりも当該流域の保水性が高いのではないかと推定された。

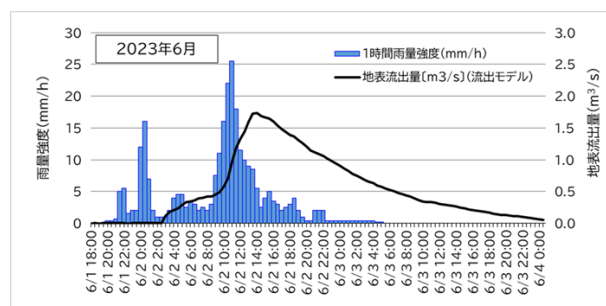


図-16 降雨流出ハイドロ
（現行システムにより試算した地表面流量）

6. まとめと今後の課題

樹木計測の試行および樹林の表層崩壊防止効果評価の試行においては、樹木の崩壊防止機能等の影響を評価し、既往の斜面安定解析等に組み込む場合、樹木一本一本の位置や樹高、胸高直径等をある程度正確に計測する必要があることがわかった。今回の調査地は、広葉樹（照葉樹）で覆われており、既存の航空レーザ測量成果（照射密度点数～数十点/ m^2 ）による森林解析では不十分と判断し、樹木一本一本を識別し、幹の位置や太さを把握できる地上型レーザ成果を組み合わせることで流域全体の被覆状況を推定したが、期待していた崩壊予測精度の向上は得られなかった。今後、ドローンレーザ等による高密度点群データ等を用いた被覆状況の把握や斜面安定解析モデルへの適用方法等について検討を進めていきたい。

降雨流出観測の試行においては、崩壊や土石流の土砂移動現象よりも発現頻度の高い降雨流出イベントに着目し、短期間の観測データで地表面流の観測データ（実測値）と予測モデルによる計算値を比較し、その違いを地形や地質、被覆条件、地下水の挙動等の個々の斜面や溪流毎の特性の違いとしてモデルに反映する方法の検討を目的に実施したものである。しかしながら、今回の観測期間中に観測した規模程度の降雨だけでは優位な成果は得られなかった。このため、地表面流の観測については今後も引き続き実施する予定である。また、本観測地では、地表面流量以外に、雨量計（林外・林内）や地下水位計、土壌水分センサ等も設置しており、今後これらの観測成果もふまえて検討を進めていきたい。

参考文献

- 1) G空間情報センターHP：兵庫県 50cm メッシュ 数値地形図ポータル（2021～2022 年度）
<<https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/2022-hyougo-geo-potal>>
- 2) 沖村孝・鳥居宣之・尾崎幸忠・南部光広・原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，砂防学会誌，63 巻，6 号，pp.4-12，2011
- 3) 木之下弦・松尾遼・辻勲平・上月崇史・鳥居宣之：豪雨を起因とする表層崩壊危険度評価手法の予測精度向上化の討～樹木根系の効果を考慮して～，第 23 回高専シンポジウム in Kobe 講演要旨集，D-026，2017
- 4) 中川一・川尻秀樹・中林幹夫：広葉樹大径木の生長経過 について，岐阜県森林研究所 岐阜県林業センター研究報告，18 号，pp.23-38，1990
- 5) 林野庁：平成 26 年度土砂流出防止のための森林施業方法に関する調査委託事業報告書，2015
- 6) 遠藤崇・逢坂興宏・土屋智：胸高直径を用いたヒノキ水平根の分布範囲の推定，平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.538-537，2010
- 7) 国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所：平成 24 年度 六甲山系グリーンベルト樹木根系調査業務報告書，2012

京丹波町における土砂災害の早期警戒・避難啓発のための防災番組による情報発信の分析

○黒田さくら¹・小山倫史¹・近藤誠司¹・西村公貫²¹ 関西大学大学院社会安全研究科・² 京丹波町

1. はじめに

土砂災害警戒情報は、大雨警報（土砂災害）の発表後、命に危険を及ぼす土砂災害がいつ発生してもおかしくない状況となったときに、市町村長による避難指示の発令判断や住民の自主避難の判断を支援するよう、対象となる市町村を特定して警戒を呼びかける情報であり、危険な場所からの避難が必要な「警戒レベル4」に相当する情報として都道府県と気象庁が共同で発表している。また、土砂災害警戒情報が発表された市町村内で危険度が高まっている詳細な領域（土砂災害警戒判定メッシュ情報）は、気象庁が提供する土砂キキクル（土砂災害の危険度分布）¹⁾で確認することができる。

近年、都道府県において、住民の早期警戒・避難に繋げるべく、地図上で1km四方の領域（メッシュ）ごとに5段階に色分けして示す土砂災害の危険度情報に加えて、土砂災害の危険度判定に用いる「雨量判定図（スネークライン図）」

（これには、「スネーク曲線（Snake Line）」および土砂災害発生危険基準線（CL: Critical Line, 以降 CL と記述する）が描かれている）を補足情報として、ホームページなどで公開するケースが増えてきており、中には、解析雨量の予測値（降水短時間予報）を用いて、数時間先の土砂災害発生危険度の予測もあわせて示す場合もみられる。しかし、補足情報を含めて多種多様な情報が発信されるようになったものの、情報を受け取る住民側がこれらの情報を正しく理解し、活用しているとは言い難く、早期警戒・避難に繋がっていないのが現状である。また、情報を発信する側も、情報の活用方法については、個々の判断に委ねており、住民の理解促進のための方策が講じられているわけではない。

そこで、著者らは、京都府船井郡京丹波町のケーブルテレビにおいて、新たに土砂災害に対する早期警戒・避難行動の促進を目的とした番組「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」を企画・制作し、2023年10月から放送を開始した。登録者数番組の中では、土砂災害に対する早期警戒・避難に結び付く情報の収集方法や見方、活用法について取り上げてきた。本論文では、これまで放送してきた「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」の内容を紹介するとともに、2025年1月に実施した視聴者アンケートの結果についてもあわせて紹介する。なお、京丹波町の人口および世帯数は、2025年7月1日時点でそれぞれ12,213人および6,077世帯であり²⁾、京丹波あんしんアプリの登録者数は8,048人（うち、町内在住の登録者は7,056人である）。

2. 自主放送番組「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」の概要

京丹波町においては、2022年4月から防災行政無線やケーブルテレビ網を活用した告知放送から携帯端末を利用したアプリ（「京丹波あんしんアプリ」³⁾と呼んでいる）による情報配信に完全に移行した。「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」は、京丹波町ケーブルテレビの自主放送番組で、京都府住みます芸人・木下弱（じゃく）さんがキャスターとなり、大学生と連携して、「京丹波あんしんアプリ」³⁾に搭載されている防災情報取得のための機能（気象庁が提供する「キキクル」¹⁾や京都府が提供する「京都府土砂災害警戒情報」⁴⁾など）を使いこなす方法について、わかりやすく・丁寧に解説する番組である。番組作成にあたっては、木下弱さんを多くの番組の視聴者と同じ「防災初心者」と設定し、学生が「防災マイスター」の役割を演じることで、防災初心者が番組を通して自然災害に対する備え（特に、京丹波町で多発している土砂災害に対する早期警戒・避難に関する基礎知識）を学んでいき、防災中級者、上級者へとレベルアップしていくという仕掛けになっている。具体的には、第5回目の放送までは、木下弱さんの役割は「防災初心者」とし、「防災マイスター」の解説に「なるほど」と頷いたり、「よくわからない」といった発言をする場面を多く設定しているが、第6回目の放送以降、「防災中級者」へレベルアップし、過去に学習した内容を反復したり、専門知識の内容を確認をする、専門知識を理解した上でさらに理解を深めるための質問をするといった場面を増やしている。2023年10月の放送開始以降、2023年度に4回、2024年度に5回、2025年に2回の番組を制作・放送してきた（2025年6月末時点）。また、2025年7月以降に収録予定の3回分の放送原稿が完成している状態である。表-1に過去11回分の放送内容と2025年7月以降に収録予定の3回分の内容を示す。番組の様子を図-1に示す。番組は、毎回、導入曲（「にじのむこうに」）とあわせてタイトル画面が表示され（図-1a 参照）、木下弱さんの「京丹波はええところ〜」というフレーズから始まり、最近の出来事などを紹介したのち、本題に入る番組構成としている（図-1b, c 参照）。

Analysis of Information Dissemination through Disaster Prevention Program for Early Warning and Evacuation Awareness of Landslide Disasters in Kyotamba Town

Sakura Kuroda¹, Tomofumi Koyama¹, Seiji Kondo and Koki Nishimura² (¹Graduate School of Societal Safety Sciences, Kansai University, ²Kyotamba Town)

KEY WORDS: Information dissemination, Disaster prevention TV program, Early warning/Evacuation Awareness, Landslide disaster

表-1 「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」の放送内容

■2023 年度		キーワード
第 1 回	リンク集気象庁 HP～キキクルって何やあ	京丹波あんしんアプリ, 雨雲の動き, 土砂・浸水・洪水キキクル
第 2 回	キキクル雨雲の動き～高解像度降水ナウキャスト	キキクル, 雨雲の動き, 高解像度降水ナウキャスト, 平成 30 年 7 月豪雨, 令和 4 年 7 月 3 日の大雨
第 3 回	もう一度確認！スマートフォンの設定	京丹波あんしんアプリ, 緊急情報, 町からのお知らせ, 表示・通知設定
第 4 回	雨雲の動き降雨強度「mm/h」ってなんやあ	雨雲の動き, 降雨強度
■2024 年度		
第 5 回	なんじゃ！？累積雨量って・・・	累積雨量, 過去の雨量データ（「須知」・「本庄」で記録した雨量の歴代トップ 3）
第 6 回	リンク集京都府土砂災害警戒情報	京都府土砂災害警戒情報, 土砂災害警戒情報, 土砂災害判定メッシュ, 警戒レベル
第 7 回	京都府土砂災害警戒情報謎のグラフが出てきたぞ～	雨量判定図, スネーク曲線, 60 分間積算雨量, 土壌雨量指数
第 8 回	土壌雨量指数って何やねん！？	雨水浸透, 流出, (直列三段) タンクモデル, 土壌雨量指数,
第 9 回	土砂災害発生危険基準線, CL ってなんやあ～	土砂災害発生危険基準線 (CL), 大雨注意報・警報 (土砂災害), 特別警報の基準
■2025 年度		
第 10 回	スネーク曲線と土砂災害警戒情報	雨量判定図, スネーク曲線, 大雨警報 (土砂災害), 土砂災害警戒情報, 大雨特別警報
第 11 回	解析雨量について	スネーク曲線, 解析雨量, 降水短時間予報, 実測雨量, 局地的大雨
第 12 回	雨量計測の現場を見に行こう！（予定）	転倒橋雨量計, 局所観測雨量, 超高密度気象観測・情報提供サービス (POTEKA)
第 13 回	解析雨量と実測雨量の違いについて（予定）	解析雨量, 速報版解析雨量, 降水短時間予報, 実測雨量, レーダーアメダス
第 14 回	記録的短時間大雨情報について（予定）	記録的短時間大雨情報

3. 放送番組の内容の詳細

自主放送番組「木下弱の使ってなっ得京丹波あんしんアプリ」においては、京丹波町における過去の土砂災害の発生状況や、土砂災害を発生させる降雨の傾向、土砂災害発生危険度の評価方法や将来予測の方法といった高度な専門的知識に関する話題も積極的に取り上げ、学生目線でわかりやすく情報を伝えることを心掛けてきた。これまでに放送してきた 11 回分の番組内容の詳細について年度ごとに以下に示す。

3.1 2023 年度放送分（第 1 回～第 4 回）

まず、第 1 回目の放送では、「京丹波あんしんアプリ」内のリンク集に着目し、災害時に役立つ各種情報サイト（京丹波町ホームページ、京都府土砂災害警戒情報、京都府河川情報、気象庁ホームページ）へのアクセス方法を紹介した。特に気象庁が提供する「キキクル」において確認できる「雨雲の動き」や浸水・土砂・洪水の危険度に応じた色分けについて解説し、早期警戒・避難のために取るべき行動やそのタイミングについて、丁寧に解説した（図-1d 参照）。

第 2 回目の放送では、「キキクル」の「雨雲の動き」について取り上げた。この「雨雲の動き」は、気象庁の「高解像度降水ナウキャスト」に基づき、過去 3 時間の雨雲の動き、現在の降雨状況、さらに 1 時間先までの降水予測を可視化したものである。番組において、京丹波町で近年発生した 2 つの土砂災害の事例（平成 30 年 7 月豪雨および令和 4 年 7 月 3 日の大雨）についてあわせて紹介し、京丹波町で発生した被害の状況とあわせて災害発生時の雨雲の動きについて詳細に解説した。過去の災害事例を振り返りながら、雨雲の接近状況や降雨強度をリアルタイムで把握することが、土砂災害や洪水に対する早期警戒・避難において極めて重要であることを強調した（図-1e 参照）。また、降雨量ごとの降り方の違いについても解説し、降雨強度が 20mm/h 以上では、非難が困難になることや、50～80mm/h では、車の運転は危険で、傘が全く役に立たないほどの雨であることなど、降雨強度の具体的な数値の意味について丁寧に解説した。防災初心者として設定した木下弱さんは、「mm よりも cm の方が直感的に理解しやすいのではないか」といった素朴な疑問を投げかけつつも、雨雲の動きや色分けされた降雨強度の情報を通して、雨の降り方と量を対応付けて覚えておくことが重要であることを実感してもらった。

第 3 回目の放送では、改めて京丹波あんしんアプリの設定方法について木下弱さんと確認をした。実際に木下弱さんが携帯端末を片手に「緊急情報」や「町からのお知らせ」の受信方法や、携帯端末の表示・通知に関する設定などについて詳細に解説した。特に、マナーモードに設定されていると通知音が鳴らないことを確認した。

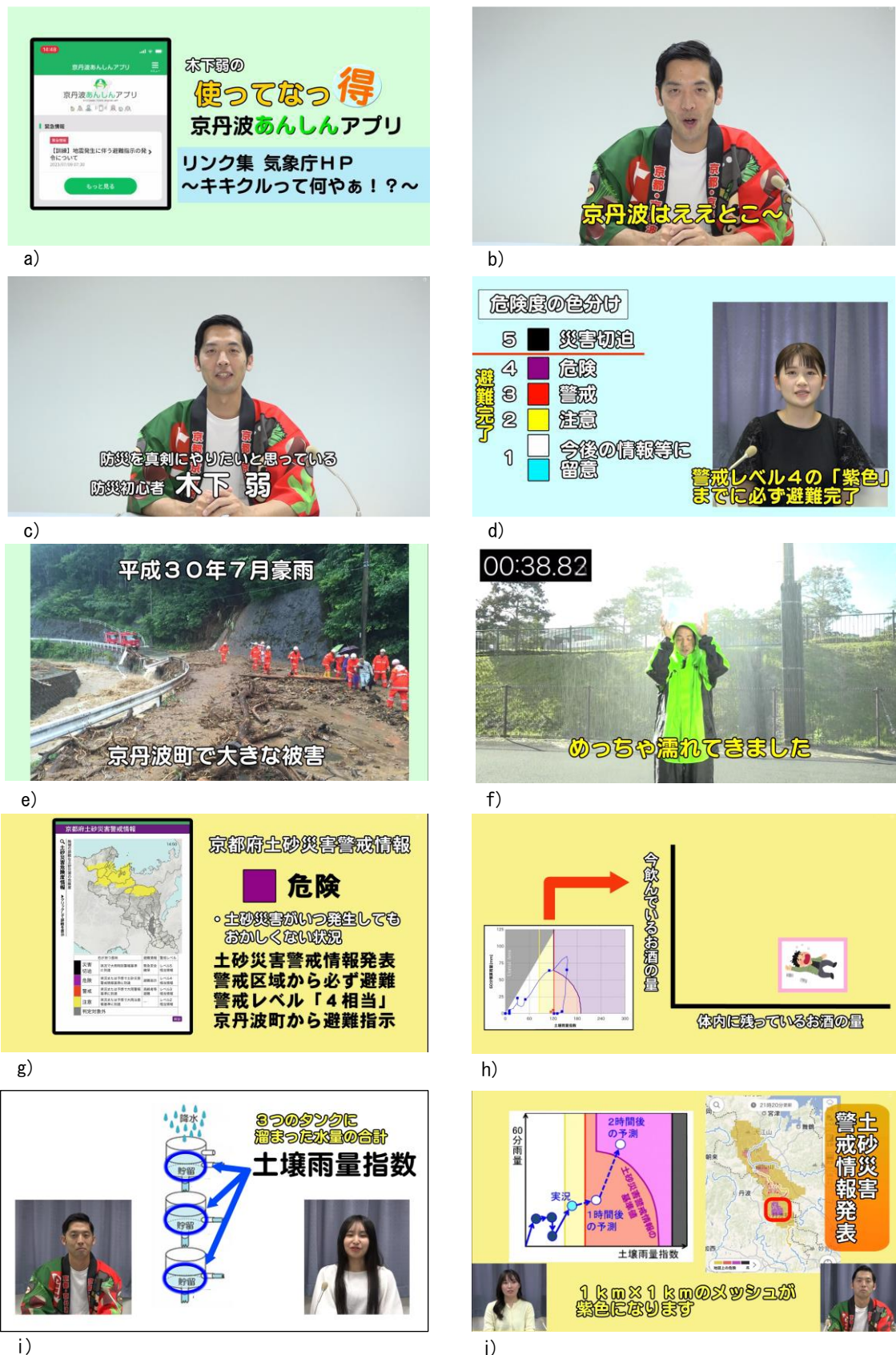


図-1 番組の様子。a) タイトル画面 (第1回放送分)、b) 木下弱さんによるオープニングのフレーズ (毎回)、c) 木下弱さんによる最近の出来事の紹介 (毎回)、d) 「キキクル」における危険度の色分けの説明 (第1回放送分)、e) 平成30年7月豪雨で京丹波町で発生した災害の事例紹介 (第2回放送分)、f) 散水シャワーを用いた降雨降雨計測の様子 (第4回放送分)、g) 京都府土砂災害警戒情報の見方の紹介 (第6回放送分)、h) 雨量判定図(スネーク曲線)を飲酒に例えて解説の様子 (第7回放送分)、i) 土壌雨量指数を算出するためのタンクモデルの解説 (第8回放送分)、j) 土砂災害警戒情報の発表の仕組みの解説 (第10回放送分)

第4回目の放送では、防災初心者である木下弱さんの「雨量の単位がなぜミリなのか」という疑問に答える形で、雨量を計測する際、降った雨がどこにも流されずに溜まった場合の水の深をミリ（mm）で表していることを説明した。また、1時間当たりの雨量に換算した降雨強度の単位が mm/h であることを確認し、ミリが持つ意味について、防災初心者である木下弱さんの視点で考察を深めた。番組の後半では、実際に木下弱さんが透明の円筒状の桶を頭上に掲げ、降雨を模擬した散水シャワーを用いて散水しているところに1分間とどまり、桶に溜まった水の高さを測ることで、雨量計測を行った（図-1f 参照）。その結果、1分間で桶に溜まった水の深さは1mmであり、1時間当たりの降雨強度に換算すると60mm/hの降雨を体感してもらうこととなった。さまざまな降雨強度の降雨を体感することは、実際にその降雨に見舞われたときの避難行動をとるかどうかの判断をする上で有益であることを示した。

3.2 2024 年度放送分（第5回～第9回）

第5回目の放送では、京丹波町内に設置された気象庁の雨量計（須知と本庄）で観測された過去の雨量データを気象庁のホームページ（過去の気象データ検索）⁵⁾をもとに、各観測地点ごとに日降水量、日最大10分間降水量、日最大1時間降水量などの観測史上1～10位の値を確認するとともに、その時の災害発生の有無についてもあわせて確認した。京丹波町では、局地的大雨の場合は、累積雨量が160mm程度で、長時間継続する降雨では、累積雨量が300mm程度に達すると災害が発生していることが明らかになった。このように累積雨量などの長期雨量指標とあわせて1時間降水量などの短期雨量指標（どのような雨の降り方をしたのか）に着目をして、災害発生の有無と降雨量の関係を確認しておくことは、土砂災害に対する早期警戒・避難において重要であることを解説した。

第6回目の放送では、「京丹波あんしんアプリ」のリンク集からアクセス可能な「京都府土砂災害警戒情報」⁴⁾に着目した。「京都府土砂災害警戒情報」では、気象庁の「キキクル」¹⁾と同様に1km×1kmのメッシュ（格子）ごとに土砂災害発生の危険度を色分けしたもの、すなわち「土砂災害警戒判定メッシュ情報」を表示するようになっている（図-1g 参照）。また、土砂災害発生の危険度を表す色情報を補完する情報として、個々のメッシュ（格子）ごとに「雨量判定図（スネークライン図）」もあわせて確認できるようになっていることを確認した。ただし、「雨量判定図」の詳細な見方については、次回以降で解説することとした。

第7回目の放送では、前回に引き続き、「京都府土砂災害警戒情報」から閲覧が可能な「雨量判定図（スネークライン図）」の見方について視聴者にわかりやすく解説をした。まず、「雨量判定図（スネークライン図）」においては、横軸（長期雨量指標）に土壌雨量指数、縦軸（短期雨量指数）に60分間積算雨量をとって、スネーク曲線を描画し、大雨注意報・警戒の基準および土砂災害発生危険基準線（CL）との関係から土砂災害発生の危険度評価している。しかし、スネーク曲線を用いた土砂災害発生の危険度評価は、専門性が高く、多くの視聴者の理解が追いついていないのが現状である。そこで、視聴者の理解が進むように、「雨量判定図」を飲酒に例えてわかりやすく解説することを試みた（図-1h 参照）。すなわち、横軸の「土壌雨量指数」を「体内に残っているアルコールの量」、縦軸の60分間積算雨量を「今飲んでいるお酒の量」と置き換え、CLを「飲めるお酒の限界」に例えてわかりやすく解説した（例えば、「長時間降雨が継続すると、土壌雨量指数が増加しCLに近づいていく」は「飲酒を続けると体内に蓄積されるアルコールの量が増え、飲めるお酒の限界に近づいていく」と読み替え、「土壌雨量指数が高い状態（先行降雨の影響が残っている状況）で強い強度の降雨に見舞われるとあっという間にCLに到達する」は「体内にアルコールが残った状態（二日酔い）で、一気にお酒をあおるとあっという間に酔いつぶれてしまう」といったように読み替えた）。また、不飽和土の雨水浸透挙動にも触れており、しばらく降雨がなく乾燥した状態のところに強い降雨強度の降雨があっても、地中深くには浸透せず、浸透しない雨水は表層を流れることで、小規模な土砂流出が発生するものの、大きな規模の斜面崩壊には繋がらないことについても解説している（飲酒に例えると「空きっ腹の一気飲み」となり、空腹時の急激なアルコール摂取により、急性アルコール中毒の危険度は極めて高くなるが、このこととは対照的である）。このように、かなり専門性の高い内容もあえて取り扱い、防災初心者と設定した木下弱さんと防災マイスターと設定した学生のやり取りの中で、同じく防災初心者を想定した視聴者が木下弱さんと同じように防災の知識を習得していくように設定しているところに本番組の特徴であるといえる。

第8回目の放送では、「雨量判定図（スネークライン図）」の横軸にとる土壌雨量指数についてその定義と算出方法について詳細に解説した。まず、斜面への雨水浸透・流出挙動を鉛直に配置した底と側方に孔が開いている3つのタンクに水を入れることで表現する「タンクモデル」について、タンクへの雨水の浸透、貯留、流出がどのように発生するかを浅部の第1タンクから順により深部の第2、第3タンクと順を追って木下弱さんと丁寧に確認していった（図-1i 参照）。また、長期雨量指標として土壌雨量指数を選択する理由、すなわち、降雨が終了しても評価ができる点や先行降雨の影響が考慮できる点についても解説した。

第9回目の放送では、「雨量判定図（スネークライン図）」に描かれている注意報・警戒（土砂災害）・特別警戒の基準線とCLがどのように設定されているかについて解説した。特に、過去に経験した多くの降雨のうち、土砂災害が発生したものをCLの外側に、土砂災害が発生していないものをCLの内側にそれぞれ配置するように、CLを引いていることを解説した。つまり、スネーク曲線がCLに到達し、CLの外側の領域に入ると、それは過去に土砂災害が発生した領域に突入したことを意味していることから、早期避難は、CLに到達する前に完了しておく必要があることを確認した。

3.3 2025 年度放送分（第 10 回～14 回）

第 10 回目の放送では、「雨量判定図（スネークライン図）」に描画されるスネーク曲線と注意報・警報（土砂災害）・特別警報の基準線および CL の関係について解説し、2 時間先までに注意報・警報（土砂災害）、CL を超えると予想され場合に、それぞれ注意報、警報、土砂災害警戒情報が発表されることを解説した（図-1j 参照）。また、特別警報については、特別警報の基準に到達した時点で発表されることを確認した。また、土砂災害警戒情報の運用にあたっては、スネーク曲線を描画することで土砂災害発生の危険度を評価するが、その際にレーダーによる解析雨量から 60 分間積算雨量および土壌雨量指数を算出しているがゆえに 2 時間先までに CL（あるいは注意報・警報（土砂災害）の基準）を超えるかどうかの予測ができることを説明した。

第 11 回目の放送では、気象レーダーによる解析雨量とアメダスと呼ばれる気象庁が設置した雨量計によって実測された雨量の違いについて解説し、京丹波町には、須知と本庄に気象庁のアメダス雨量計が設置してあることを紹介した。

第 12 回目以降は、本論文執筆時点（2025 年 6 月末）において、原稿は完成しているが、収録待ちの状態であり、2025 年 7 月以降随時収録に入る予定である。第 12 回目の放送では、著者らが京丹波町内の 2 箇所（質美と上乙見地区）に独自に気象観測装置（POTEKA、明星電気製）を設置し、気象観測を行っている現場に木下弱さんと訪れ、転倒桁雨量計による雨量計測の原理や雨量以外の計測項目について確認する予定である。第 13 回目の放送では、レーダーによる解析雨量とその予測値（降水短時間予報）が実測の雨量を一致するかどうかについて、著者らによる最新の研究成果^{6,7}を紹介する予定である。特に、京丹波町を襲った「令和 4 年 7 月 3 日の大雨」は典型的な局地的大雨であり、非常に狭い範囲に大量の雨が降った。このとき、質美地区で観測した実測の雨量に基づくスネーク曲線と解析雨量（およびその予測値）を用いて描画したスネーク曲線には大きな乖離があったことを紹介し、局地的大雨の場合、その雨量を実測できなければ解析雨量の補正をかけることができず、解析雨量の予測精度も向上しないということを紹介する予定である。第 14 回目の放送では、記録的短時間大雨情報についてその発表の仕組みとその情報が持つ意味について解説するとともに、どのような行動をとるべきかについて解説する予定である。

4. 番組に関するアンケート調査

2025 年 2 月 1 日～7 日にアプリをととしてアプリの利用者を対象に匿名自記方式で Web アンケート調査を実施し、82 名（男性 49 名、女性 31 名、無回答 2 名）から回答を得た。本アンケートでは、「京丹波あんしんアプリ」の利用頻度や使用感なども尋ねているが、論文では「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」の視聴状況や内容に関する感想や意見に関するものを集計したものを示す（図-2 参照）。なお、アンケートの実施日から、第 1 回～第 9 回放送分の内容が対象となっていることに留意する。また、本番組の視聴率については、詳細な調査は実施できていないが、過去に実施された自主放送番組に対する質問紙調査⁸によれば、回答が得られた京丹波町の住民 500 世帯のうち約 60%が自主放送番組のコンテンツの多くに接触している可能性があるとしている。

まず、図-2a に回答いただいたアプリ利用者の年代を示す。本図より、回答者は 60 歳以上の高齢者が約 6 割を占めており、高齢層にもアプリ利用が広がっていることが確認された。以降、質問ごとに集計結果を示す。図-2b に【Q1：この番組についてご存知ですか？】に対する集計結果を示す。本アンケートに回答したアプリの利用者のうち、53 名（65%）が「知っている」と回答しており、2023 年 10 月の放送開始から、徐々に認知度が増えてきているものと推察される。図-2c に【Q2：何回ご覧になりましたか？】に対する集計結果を示す。本図より、本アンケートに回答したアプリの利用者の多くが番組を複数回視聴しており、中には、「4～9 回見た」という利用者も 5 名（9%）いた。図-2d に【Q3：番組は分かりやすいですか？】に対する集計結果を示す。本図より、本アンケートに回答したアプリの利用者のほとんど（48 名、91%）が「わかりやすい」と回答しており、番組制作の意図が伝わっていることがわかった。なお、図-2c、2d の分析対象者（n=53）は、アンケートの回答者 82 名のうち【Q1：この番組についてご存知ですか？】に対して「知っている」と回答した 65%に該当する。最後に、【Q4：番組に対する意見（自由形式）】に寄せられたものを以下に示す。

【肯定的な意見】

- 話の糸口や流れが良い。
- 弱さんのしゃべりが上手で、飾り気がなくて良い。
- 学生のナビが良い。
- 説明が丁寧である。
- 操作方法の説明が理解しやすい。
- 楽しみながら見れた。

【否定的な意見】

- 弱さんの説明がわかりにくい。
- アプリの操作等の説明は、きちんと丁寧な説明が欲しい。
- 防災情報らしく真剣にすべき。

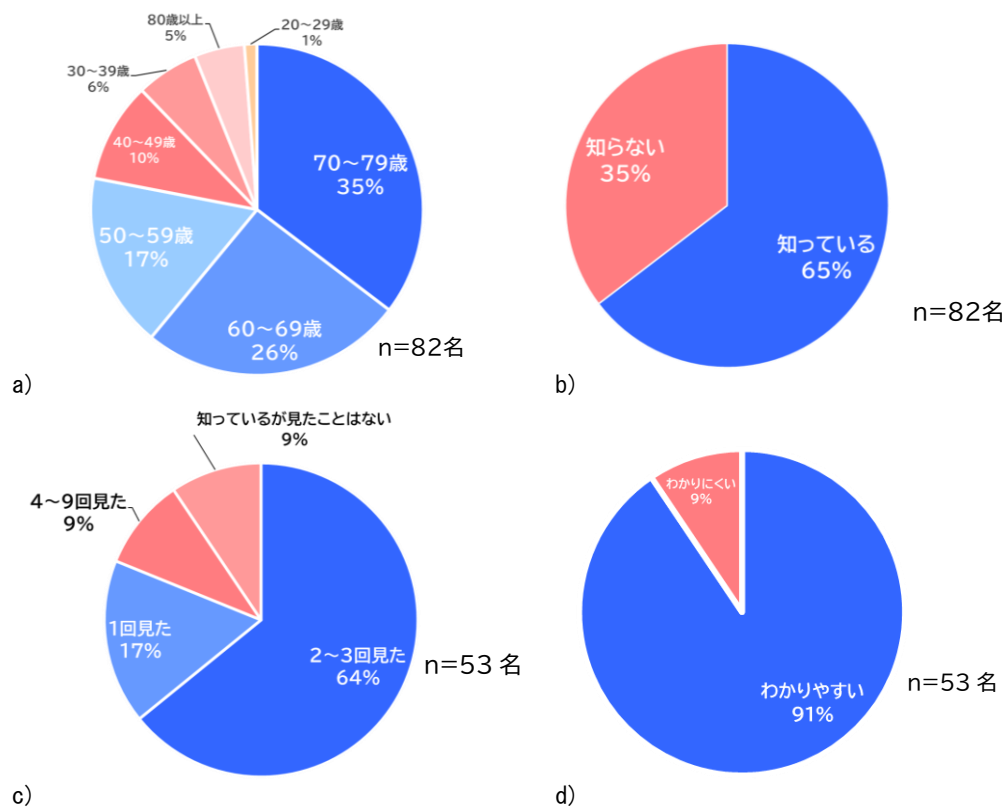


図-2 アンケート調査の結果, a) 回答者の年齢, b) 認知度 (Q1), c) 視聴頻度 (Q2), d) 理解のしやすさ (Q3)

5. おわりに

本論文では、京丹波町ケーブルテレビで制作・放送してきた土砂災害に対する早期警戒・避難を啓発する新たな番組「木下弱の使ってなっ得 京丹波あんしんアプリ」の内容を紹介するとともに、視聴者アンケートを通して番組の視聴状況や番組への評価を分析した。本アンケート調査は、「京丹波あんしんアプリ」を通して実施した初めてのものであるが、アンケートへの回答者は82名と少なく、アンケートの分析結果は、限られた回答者に対する分析結果となっている。今後、全住民を対象とした記述式の質問紙調査やインタビューなどの聞き取り調査などをおとして、本番組の内容に対する認知度や理解度などをより詳細に調査・分析していく予定である。番組の中では、あえて高度な専門知識を含む内容を盛り込み、「サイエンス・コミュニケーション」を意識しながら、防災情報を正しく理解し活用する方法について学生目線でわかりやすく伝えることを心掛けている。今後も引き続き、番組の内容をさらに充実させるとともに、アプリを用いた防災情報の活用方法について番組を制作していく予定である。

参考文献

- 1) 気象庁 HP:「キキクル (危険度分布)」, 入手先<<https://www.jma.go.jp/bosai/risk/>> (参照 2025.6.29)
- 2) 京丹波町 HP:令和 7 年度人口世帯集計表・年齢別人口 17 集計表, 入手先<https://www.town.kyotamba.kyoto.jp/material/files/group/5/R7-6gatsumatsu_setai.pdf> (参照 2025.8.17)
- 3) 京丹波町 HP:京丹波町あんしんアプリの登録方法について, 入手先<<https://www.town.kyotamba.kyoto.jp/kakukakarasagasu/digitalseisakuka/gyoumuannnai/sonota/1226.html>> (参照 2025.6.29).
- 4) 京都府 HP:京都府土砂災害警戒情報, 入手先<<https://d-keikai.pref.kyoto.jp/Top.aspx>> (参照 2025.6.29)
- 5) 気象庁 HP:過去の気象データ検索, 入手先<<https://www.data.jma.go.jp/stats/etrn/index.php>> (参照 2025.6.29)
- 6) 黒田さくら・小山倫史・近藤誠二・西村公貴:京都府京丹波町における現地局所雨量データに基づく土砂災害発生危険度の評価, 第 58 地盤工学研究発表会講演概要集, 2023, paper ID: 13-7-4-02, pp.1-2.
- 7) 黒田さくら・小山倫史・浅井奏音・宮崎祐輔・山口弘誠・岸田潔:気象レーダーによる解析雨量およびその予測値とテレメータ雨量の比較, Kansai Geo-Symposium 2024 ー地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウムー論文集, 2024, pp.66-70.
- 8) 関西大学社会安全学部近藤誠司研究室:京丹波町自主放送番組アンケート (令和 3 年度実施)ー調査結果報告書, 2023, 62p, 入手先<<https://www.town.kyotamba.kyoto.jp/kakukakarasagasu/kikakujoyouhouka/gyomuannnai/4/zisyuhoso/6056.html>> (参照 2025.8.17)

浅い基礎構造を対象としたトポロジー最適化の計算および実験例

山本瞭太¹・松岡勇樹²・○竹田光希³・Tanawat Tangjarusritatorn⁴・宮崎祐輔³¹ 元関西大学環境都市工学部・² 京都大学大学院工学研究科・³ 関西大学環境都市工学部・⁴ Chulalongkorn University

1. はじめに

トポロジー最適化とは¹⁾、構造最適化の一つで、あらかじめ設定された固定設計領域内の材料分布問題として最適構造を得る手法である。外形形状と形態の変化を可能とするため、寸法最適化や形状最適化と比較して、最も自由度の高い設計方法とされる。自動車業界では、軽量化による燃費の向上と二酸化炭素排出量削減を目的としてトポロジー最適化を用いた設計技術の開発が進められており、実際に販売される車体の部品に採用されるほか、車体全体の構造設計に用いるための検討もなされている²⁾。このように、トポロジー最適化は、所要の性能を確保しつつ、軽量化や材料コストの削減に貢献することが期待されている。建設業界においては、PC 歩道橋の設計にトポロジー最適化を用いる実験が行われている事例³⁾もあるが、地盤構造物を対象としてトポロジー最適化設計を検討した事例は少ない。

そこで、本研究では、砂地盤上の浅い基礎構造を想定し、トポロジー最適化が地盤の支持機構に及ぼす影響を評価することを目的として実験を行った。寸法の等しい角材とトポロジー最適化形状をそれぞれ同一条件の砂地盤上に置き、一軸圧縮装置による鉛直載荷試験を行うことで得られる荷重-沈下量関係を基にその性能を比較した。

2. 解析

2.1 最適化問題の定式化

本研究では、Sigmund⁴⁾による A 99 line topology optimization code written in Matlab を基に最適化計算を行った。同コードはトポロジー最適化計算のベンチマークコードとして活用されている。最適化計算の流れを図-1 に示す。このプログラムでは、SIMP (Solid Isotropic Material with Penalization) 法により設計領域の要素内の密度を設計変数とし、最適性基準法に基づいて設計変数の更新を行っている。ここで、剛性を最大化するために、コンプライアンス c の最小化問題として式(1)のように定式化される。

$$\min_{\mathbf{x}}: c(\mathbf{x}) = \mathbf{U}^T \mathbf{K} \mathbf{U} = \sum_{e=1}^N (x_e)^p \mathbf{u}_e^T \mathbf{k}_e \mathbf{u}_e \quad (1)$$

$\mathbf{x}$: 設計変数ベクトル, $\mathbf{U}$: 全体変位ベクトル, $\mathbf{K}$: 全体剛性行列, p : ペナルティ係数, $\mathbf{u}_e$: 要素変位ベクトル, $\mathbf{k}_e$: 要素剛性行列である。

また、(2)~(4)式の制約条件が定められる。

$$\frac{V(\mathbf{x})}{V_0} = f \quad (2)$$

$$\mathbf{K} \mathbf{U} = \mathbf{F} \quad (3)$$

$$0 < x_{min} \leq \mathbf{x} \leq 1 \quad (4)$$

f : 体積使用率, V_0 : 設計領域の体積, $V(\mathbf{x})$: 領域内の材料が占める体積である。

2.2 模型実験および最適化計算の概要

本解析ではトポロジー最適化が浅い基礎の支持力に与える影響を評価することを目的としている。そこで、1G 場の鉛直載荷試験を通じて、木製の矩形基礎と、その基礎と同じ断面を設計領域とするトポロジー最適化構造の性能を比較することとした。解析領域としては、横幅 20 mm、高さ 30 mm の木製の矩形基礎の断面サイズを設定した。その際の境界条件については、解析の安定性を保持しつつ、実験での鉛直載荷時に偏心の影響を受けることを考慮して左下端部の鉛直及び水平方向を固定、右下端部の鉛直方向を固定、水平方向は自由とした(図-2)。また、村田ら⁵⁾が木材に対して行った圧縮試験の結果を参考に、角材のヤング率を 7350 MPa、ポアソン比を 0.4 とした。体積の使用率を 30%、領域内の要素数を 100 × 150 と設定し、荷重の条件は、設計領域の上端辺中央に下向きの集中荷重を載荷することとした。その結果、図-3 に示すようなトラス形状が得られた。解析結果から Autodesk 社製の描画ソフト Autodesk Fusion を用いて 3D モデルを作成し、3D プリンターで模型を印刷した。模型の寸法は、角材と等しく、横幅 20 mm、奥行 39 mm、高さ 30 mm とした。なお、一軸圧縮試験を行う際に加圧板と密着させるため模型の上面を水平に加工して作成した(写真-1)。

An analytical, experimental example of topology-optimized shallow foundation

Ryota Yamamoto¹, Yuuki Matsuoka², Koki Takeda¹, Tanawat Tangjarusritatorn³, Yuusuke Miyazaki¹

(¹Kansai University, ² Graduate School of Engineering, Kyoto University, ³Chulalongkorn University)

KEY WORDS: Topology optimization, Shallow foundation, Vertical loading test

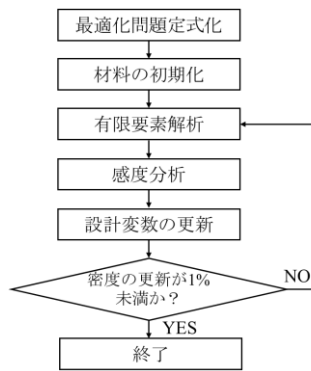


図-1 最適化計算の流れ 4) を基に作成

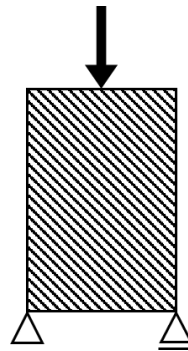


図-2 境界条件

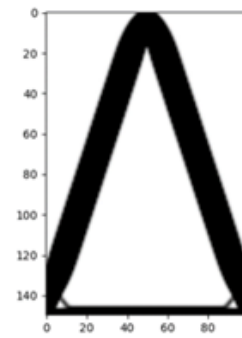


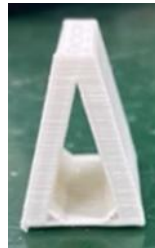
図-3 解析結果

表-1 豊浦砂の諸量

ρ_s [g/cm ³]	e_{max}	e_{min}	$D_r = 40\%$		$D_r = 90\%$	
			e	ρ_d [g/cm ³]	e	ρ_d [g/cm ³]
2.65	0.92	0.59	0.788	1.482	0.623	1.634



(a) 角材



(b) 最適化形状

写真-1 使用した模型

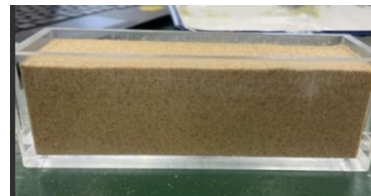


写真-2 基礎地盤



写真-3 締め固め器具



(a) 角材



(b) 最適化形状

写真-4 载荷後の様子

3. 実験の概要

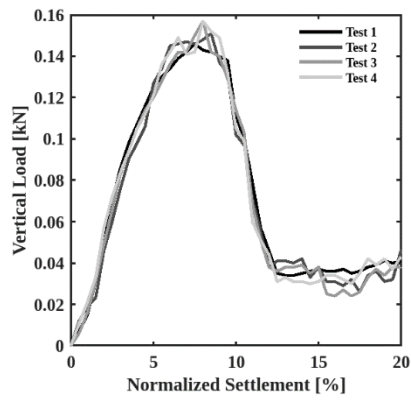
実験には、豊浦砂、一軸圧縮試験機、アクリル容器(内寸 横幅 140 mm, 奥行 40 mm, 高さ 45 mm), 角材(横幅 20 mm, 奥行 39 mm, 高さ 30 mm), 最適化形状の模型を使用した。载荷速度は、毎分 1%の圧縮ひずみが生じる割合とした。また、実験条件は模型ごとに、相対密度が 40%で根入れ深さが 0.0 mm と 5.0 mm, 相対密度が 90%で根入れ深さが 0.0 mm と 5.0 mm の 4 ケースとし、それぞれ 4 回ずつ、計 16 回行った。

実験で測定した豊浦砂の諸量を表-1 に示す。载荷試験で用いる基礎地盤は、砂の相対密度を 40%と 90%を目標として突き固めにより作成した。アクリル容器内に厚さ 40 mm の砂地盤を作成した(写真-2)。乾燥密度と容器内の砂が占める体積から必要な砂の質量を算出し、3 層に分けて砂を投入し、写真-3 に示す器具を用いて 1 層ごとに突き固めを行いながら地盤を作成した。

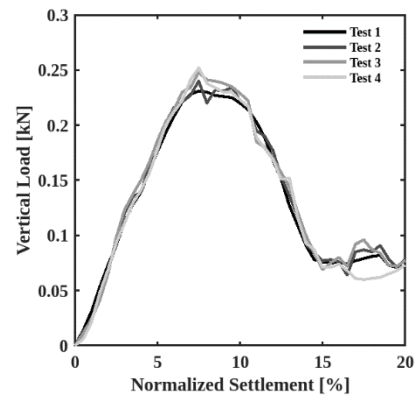
作成した砂地盤上に角材、最適化形状の模型を置き、変位が 5 mm に到達するか荷重が载荷容量の 500 N に到達するまで载荷を続けた。

4. 実験結果

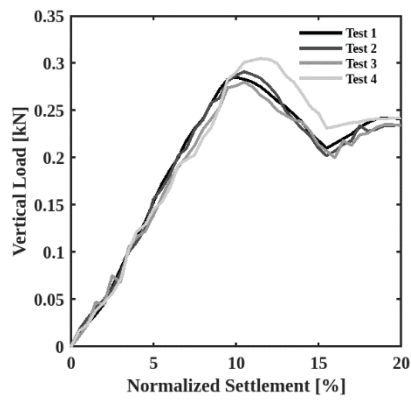
载荷後の様子を写真-4 に示す。図-4、図-5 に角材、最適化形状の試験結果から得られる鉛直荷重-正規化沈下量関係を示す。なお、正規化沈下量は変位量を基礎幅で除したものである。図中に、4 回の試験結果を記載している。



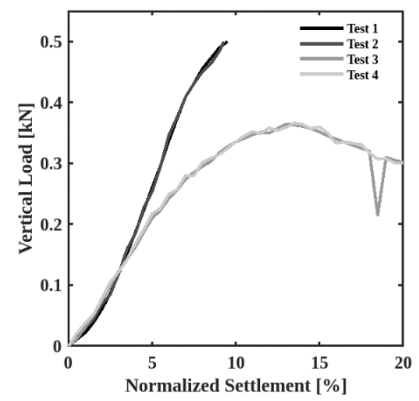
(a) $D_r = 40\%, D_f = 0.0 \text{ mm}$



(b) $D_r = 40\%, D_f = 5.0 \text{ mm}$

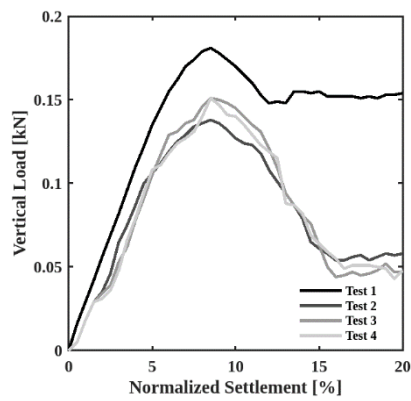


(c) $D_r = 90\%, D_f = 0.0 \text{ mm}$

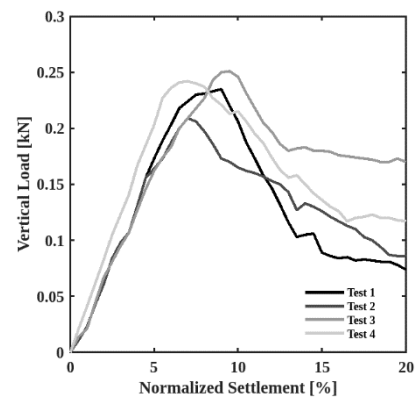


(d) $D_r = 90\%, D_f = 5.0 \text{ mm}$

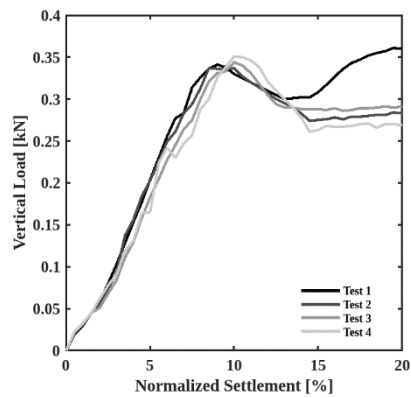
図-4 鉛直荷重-正規化沈下量関係(角材)



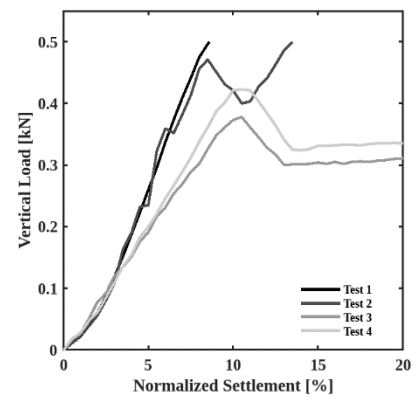
(a) $D_r = 40\%, D_f = 0.0 \text{ mm}$



(b) $D_r = 40\%, D_f = 5.0 \text{ mm}$



(c) $D_r = 90\%, D_f = 0.0 \text{ mm}$



(d) $D_r = 90\%, D_f = 5.0 \text{ mm}$

図-5 鉛直荷重-正規化沈下量関係(最適化形状)

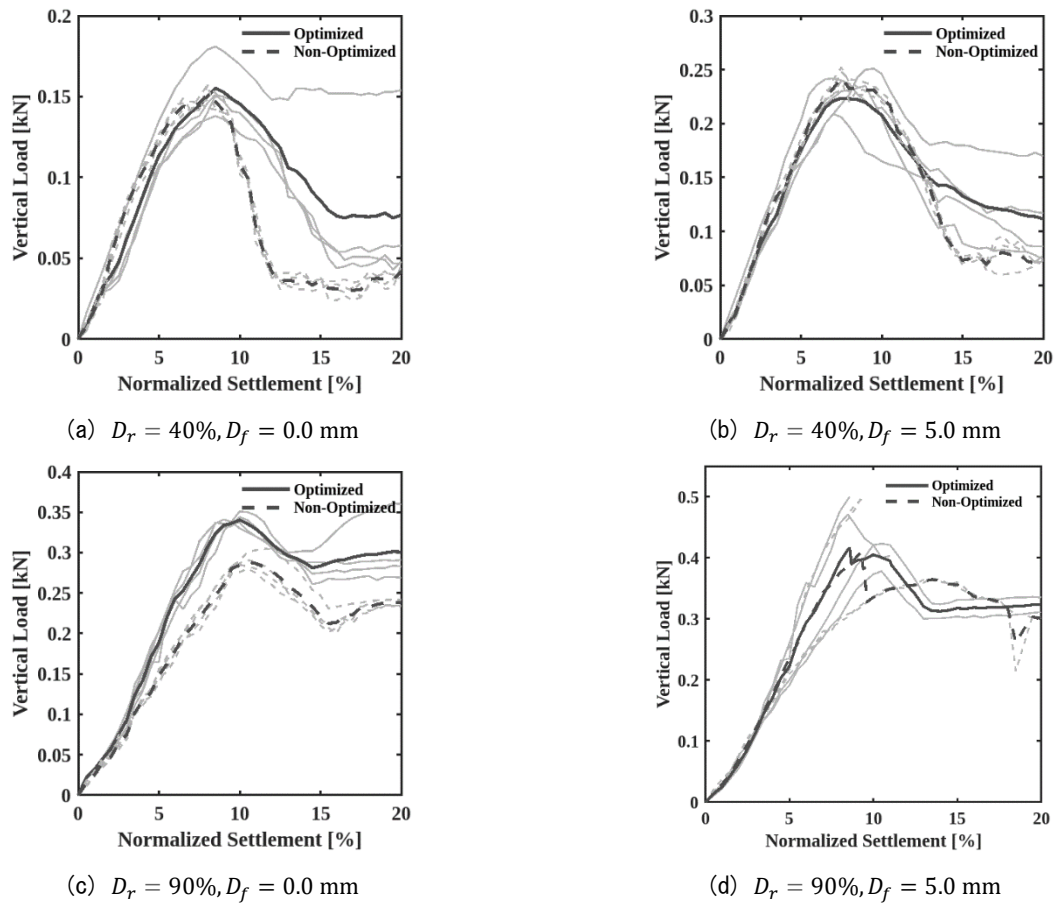


図-6 鉛直荷重-正規化沈下量関係の比較

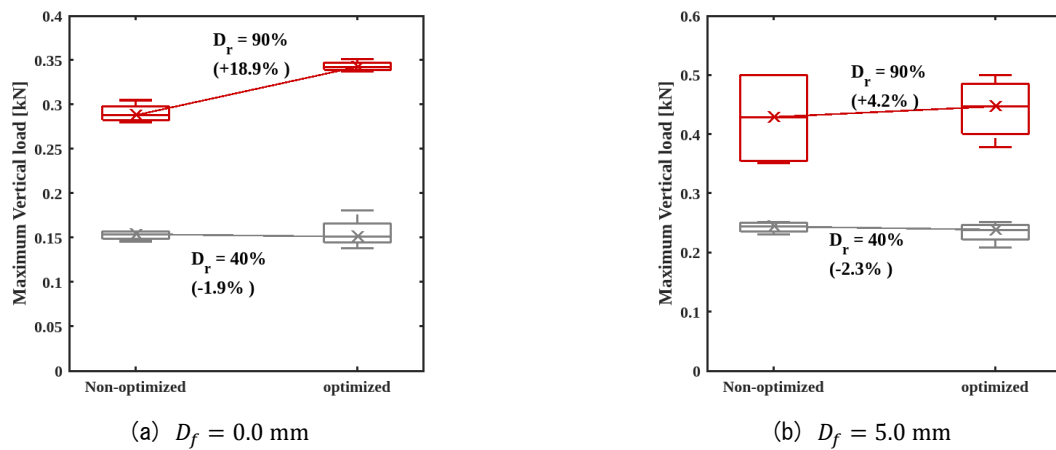


図-7 最大支持力の比較

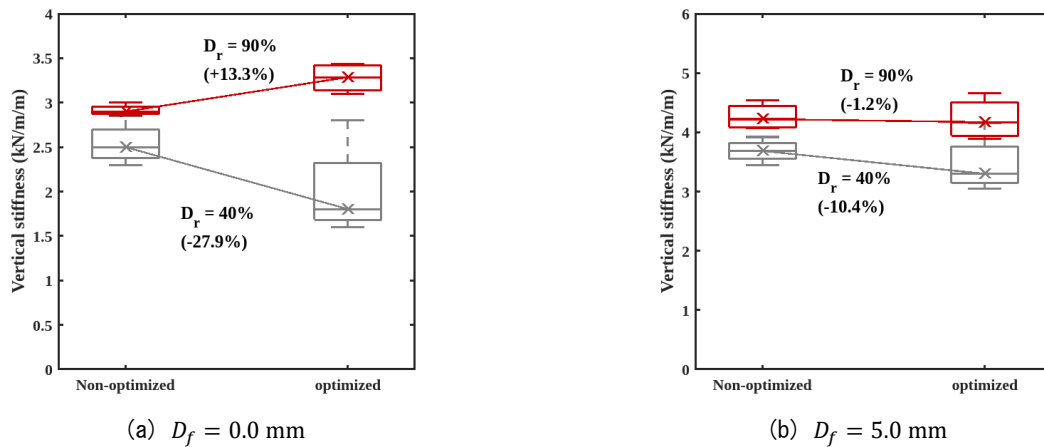


図-8 鉛直剛性の比較

5. 考察

図-6 は、角材と最適化形状の鉛直荷重-正規化沈下量の関係を比較したものである。実線と破線は、それぞれ最適化形状と角材を表し、濃い線はそれらの平均値である。根入れ深さが 0.0 mm のとき最大支持力の平均値は、相対密度 40% の場合は、角材が 0.151 kN 、最適化形状が 0.155 kN であった。相対密度 90% の場合は、角材が 0.289 kN 、最適化形状が 0.341 kN となり、体積を 70% 削減した場合でも角材と同等かそれ以上の支持力が得られた。一方、根入れ深さが 5.0 mm の場合、相対密度 40% のとき、角材が 0.243 kN 、最適化形状が 0.224 kN であった。相対密度 90% のとき、角材が 0.413 kN 、最適化形状が 0.421 kN であり、緩い地盤では最適化前より下回っていることが確認された。

図-7 は、最大支持力を比較した箱ひげ図で、その中央値を実線で結んでいる。これをもとに比較すると、相対密度が 40% の場合、根入れの有無によらず、最大支持力が低下していることがわかる。一方、相対密度が 90% の場合は、いずれも最大支持力の改善が確認され、特に、根入れ深さ 0.0 mm のケースでは 20% 程度上昇した。

図-8 に鉛直剛性を比較した箱ひげ図を示す。それぞれの実験条件で得られた最大支持力の三分の一の荷重を対応する正規化沈下量で除したもので、その中央値を実線で結んでいる。根入れ深さが 0.0 mm の場合、最適化形状は角材に比べて、相対密度 90% では約 13% 上昇した。しかし、根入れ深さが 5.0 mm の場合、相対密度によらず最適化前より下回る結果となった。

図-6、図-7、図-8 に共通して、相対密度が 40% の場合に最適化の効果があまり確認できないことがわかる。この原因として、最適化計算の際に砂地盤の柔らかさを考慮できていないことが考えられる。今回使用したプログラムでは、地盤剛性による反力の違いを考慮していないため、緩い地盤になるほどトポロジー最適化計算で設定した境界条件と乖離し、最適化構造の利点が得られなかったと考えられる。一方、相対密度が 90% 、根入れ深さが 0.0 mm のケースで、支持力と鉛直剛性ともに改善がみられた原因としては、相対密度 40% に比べて密で硬い地盤であり、解析における境界条件との乖離が比較的少なかったことが考えられる。

6. まとめ

本研究では、同一寸法の角材と、体積を 70% 削減したトポロジー最適化形状に対して一軸圧縮試験を行い、その性能を比較した。密な地盤については、根入れ深さを 0.0 mm とした場合、最大支持力は 20% 程度上昇し、鉛直剛性も 13% 程度上昇したことから、最適化の効果が得られたといえる。一方、根入れ深さを 5.0 mm とした場合、最大支持力に大幅な改善はみられず、鉛直剛性については性能が低下した。緩い地盤については、根入れ深さによらず、最大支持力、鉛直剛性ともに角材を下回る結果となった。これらの原因として、地盤の挙動や根入れによる影響などについて、解析過程と実験条件に乖離が生じていることが考えられる。今後、土-構造物の相互作用を考慮したトポロジー最適化計算を通じて、地盤構造物の設計への適用性を議論する必要がある。

参考文献

- 1) 西脇眞二：トポロジー最適化の考え方とその動向，精密工学会誌，Vol.86，No.6，pp.391-394，2020
- 2) 和田尚美・和田有司・弓削康平・木崎勇・橋田光二・寺田栄：剛性・衝突・NVH の複数性能を同時に満たす車体のトポロジー最適化手法，マツダ技報，No.39，pp.200-205，2022
- 3) 鈴木三馨・山本悠人・木ノ村幸士・畑明仁：歩道橋のトポロジー最適化設計と 3D プリンティング技術を用いた製作および構造性能実証，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，2020

- 4) O.Sigmund : A 99 line topology optimization code written in Matlab, Structural and Multidisciplinary Optimization, Vol.21, pp.120-127, 2001
- 5) 村田功二・棚橋秀光：圧縮試験による木材のヤング率とポアソン比の測定, 材料, Vol.59, No.4, pp.285-290, 2010

ポスターセッション

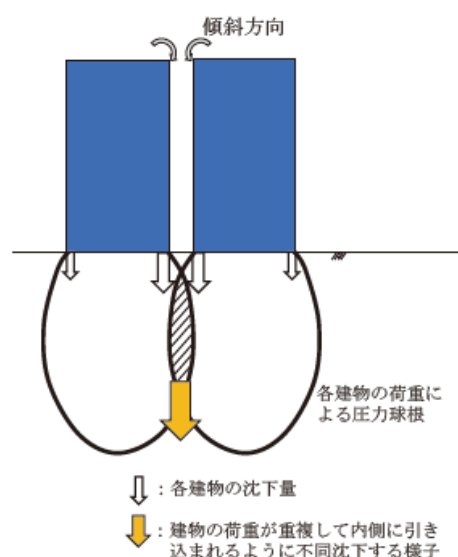
液状化地盤における複数隣接建物の不同沈下挙動に関する数値解析的検討

○國澤瑞樹¹・丸岡俊哉²⁽³⁾・飛田哲男²¹ 関西大学大学院理工学研究科・² 関西大学環境都市工学部・³ 現：大阪府南部流域下水道事務所

1. はじめに

2011 年 3 月 11 日、三陸沖を震源とする M9.0 の地震が発生した¹⁾。この東北地方太平洋沖地震により、液状化現象が観測された地域の一つである千葉県浦安市では 1960 年代より 2 期にわたって造成された地区のほぼ全域において建物が沈下・傾斜するなど深刻な液状化被害が生じた²⁾。住宅地において、液状化により隣接した建物がお互いに内側に引き込まれるように傾斜する被害も確認された(図-1)³⁾。地盤が液状化するとその上に建っている直接基礎の構造物は沈下する。このとき、不同沈下となることも多い。不同沈下にもなう建物の傾斜は、目眩や吐き気などの健康障害を引き起こし大きな問題となり得る⁴⁾。安田らの研究(2005)⁵⁾では液状化による建物の沈下・傾斜挙動の要因の一つとして、隣り合う建物の影響が指摘されている。また、偏心のない 2 棟の建物が隣接している場合、建物の荷重による応力が地盤内において干渉し、2 棟の建物間距離が近いほど荷重により発生した応力の干渉が大きくなるため、お互いが内側に引き込まれるように傾斜するのではないかと考えられている(図-2)⁶⁾。図-2 で示されるように、2 棟の建物の距離が近いほど、応力干渉の影響範囲(領域)が大きくなるとともに、地盤内の建物間中央付近における特定位置の応力の大きさも増加する。Sica らによる研究(2024)⁷⁾では、隣接する浅い基礎の構造物が地盤を介して相互作用しあう FSI (Foundation-Soil-Foundation Interaction) が地盤変形や構造物挙動に与える影響が構造物の安定性に重要であることが示されている。これらのことから、複数の建物が近接して配置された場合の建物挙動を把握することは、建物が密集する都市部での地震時の液状化による地盤変形や構造物の不安定化を評価および抑制する上で重要である。

本研究では、2011 年東北地方太平洋沖地震で液状化による建物の沈下や傾斜被害が確認された千葉県浦安市の地盤を参考に数値解析を行い、建物の沈下・傾斜挙動を考察する。特に、建物が 3 棟隣接している場合を対象とし、浅い基礎の根入れ深さの違いが建物挙動に与える影響についても検討する。

図-1 傾斜した建物(入船地区)³⁾図-2 隣接する 2 棟の建物の不同沈下模式図⁶⁾

2. 地盤モデル

千葉県浦安市では、1960 年代より 2 期にわたって埋立造成された地区のほぼ全域で液状化が発生した。本研究における地盤のモデルとして、液状化による建物の傾斜被害が報告された地区の一つである今川地区の地盤を対象とする。千葉県が公開しているボーリング柱状図⁸⁾を参考として作成した今川地区の地盤柱状図および各詳細値を図-3、表-1 に示す。表-1 において、平均粒径・細粒分含有率・透水係数は土質区分から推定する方法⁹⁾を用いて決定した。N 値は各層の平均

Numerical Analysis of Differential Settlement Behavior of Multiple Adjacent Buildings on Liquefied Ground

Mizuki Kunisawa¹, Syunya Maruoka²⁽³⁾, Tetsuo Tobita² (¹Kansai University, ²Kansai University, ³Currently: Osaka Prefectural Government)**KEY WORDS:** Liquefaction, Shallow Foundation, Numerical Analysis, Settlement, Adjacent Buildings

値とし、地下水位は今川地区の観測データ²⁾より GL-1.0 m と決定した。

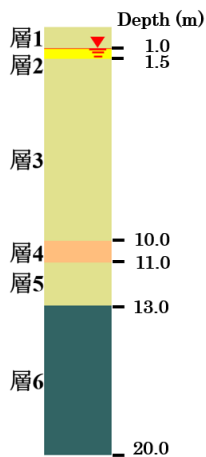


表-1 地盤モデル土質区分と物性値（土質区分から推定⁹⁾）

層名	層厚 (m)	深度 (m)	土質区分	N値	有効上載圧 (kN/m ²)	平均粒径 (mm)	細粒分含有率 (%)	透水係数 (m/s)
層1	1.0	1.0	細砂	8	8.8	0.15	30	1.0E-5
層2	0.5	1.5	中砂	8	20.0	0.35	10	1.0E-4
層3	8.5	10.0	細砂	6	63.8	0.15	30	1.0E-5
層4	1.0	11.0	微細砂	21	109.3	0.1	40	1.0E-6
層5	2.0	13.0	細砂	10	123.3	0.15	30	1.0E-5
層6	7.0	20.0	粘土	3	151.2	0.005	70	1.0E-9

図-3 地盤モデル
柱状図

3. 解析条件

本研究では、液状化を対象とする耐震設計の分野で広く活用されている二次元有効応力解析プログラム FLIP ROSE^{10) 11)}を用いて解析を行う。本解析プログラムでは、多重せん断ばねモデルを構成則としており、地盤のせん断応力-せん断ひずみの非線形構成関係としてカクテルグラスモデル^{10) 11) 12)}を用いている。地盤の解析パラメータについては、表-1に示す各層の N 値、細粒分含有率、有効上載圧から簡易パラメータ設定法 (FLIPCSIM)^{13) 14)}を用いることで決定した。本解析で用いた各層の地盤パラメータ及び液状化強度曲線を表-2、図-4に示す。図-4において、ボーリングデータの値⁸⁾および推定式^{9) 15)}により算定した液状化強度曲線はそれぞれ実線で示す。また、建物のモデルパラメータを表-3に示す。一般的なコンクリートの密度から建物の見かけの密度を 0.8 Mg/m³と設定した。本解析において建物モデルは、浦安市で見られた 2 階建て程度の一般的家屋を想定し、高さ 6 m、幅 6 m とし、表-4に示すように 1 棟から 3 棟までの 4 ケースを実施した。建物が近接している状況として、建物間の離隔は 2 m としている。いずれの建物も、表-3に示す均質な要素で構成し、底面の初期状態は水平とした。そのため、偏心はなく重心は建物の中心に位置している。根入れ深さについては、0.5 m から 1.5 m まで変化させそれぞれの棟数で 3 ケースずつ解析を行った。3 棟の建物について、それぞれを区別するため左から A、B、C とし (図-5)、2 棟の場合は A・B および B・C の 2 ケースを実施した。地盤モデルの幅は 100 m、深さは得られた柱状図のデータに合わせて 20 m としている。

表-2 解析用地盤物性値

層名	質量密度 ρ_t (Mg/m ³)	間隙比 n	平均有効拘束圧 p_a (kN/m ²)	初期せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ_f (degrees)	体積弾性係数 K_{La} (kN/m ²)	最大減衰定数 H_{max}
1	1.963	0.544	98	57408	40.2	149711	0.24
2	2.049	0.452	98	50505	39.3	131710	0.24
3	1.963	0.587	98	47389	35.3	123583	0.24
4	1.920	0.475	98	115785	41.6	301950	0.24
5	1.963	0.580	98	66616	36.1	173724	0.24
6	1.792	0.636	113	36900	31.5	96229	0.24

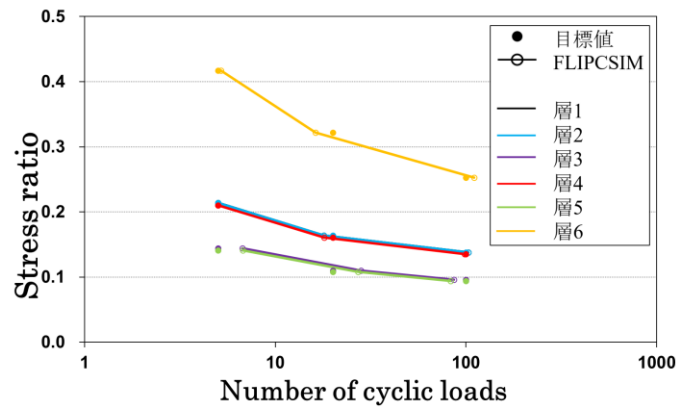


図-4 液状化強度曲線¹³⁾¹⁴⁾

表-3 建物物性値（線形平面要素）

質量密度 (Mg/m ³)	ρ_t	0.8
ヤング率 (kN/m ²)	E	2.7E+07
ポアソン比	ν	0.2

表-4 解析ケース一覧

	建物棟数	基礎根入れ深さ (m)
Case 1-1	1	0.5
Case 1-2	1	1.0
Case 1-3	1	1.5
Case 2-1	2 (A&B)	0.5
Case 2-2	2 (A&B)	1.0
Case 2-3	2 (A&B)	1.5
Case 3-1	2 (B&C)	0.5
Case 3-2	2 (B&C)	1.0
Case 3-3	2 (B&C)	1.5
Case 4-1	3	0.5
Case 4-2	3	1.0
Case 4-3	3	1.5

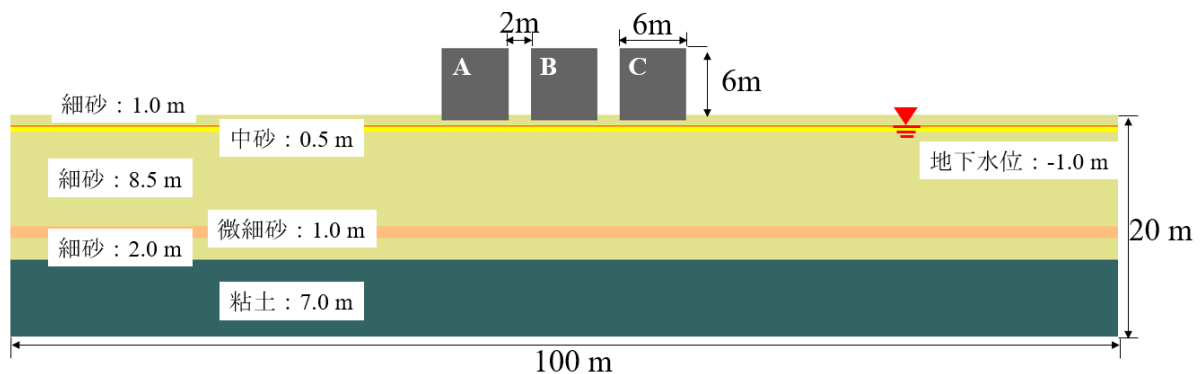


図-5 解析モデル概要図（建物棟数 3 棟の場合）

本解析でのモデルメッシュ図を図-6 に示す。地盤モデルの底面、側面は固定境界と設定した。また、建物モデルと地盤モデルの結合を行っているため剥離や滑動は発生しない。建物要素と地盤要素はそれぞれ異なるヤング係数を有するが、共有節点において変位が一致する。建物基礎の根入れがある場合は、底面及び側面も地盤要素と接点共有で接続しており、完全付着としてモデル化されている。本研究では、各建物棟数における相互干渉による沈下や傾斜への影響を簡便に比較するため、入力地震動は正弦波としている（図-7）。本解析に用いる地盤の固有周期が約 0.5 秒であるため同じ周期をもつ地震動とし、地盤が液状化に達するまでに十分な時間として 20 秒間入力した。これらの設定により、隣接建物の相互影響が地盤の液状化による建物挙動に与える影響を明確に把握できる。

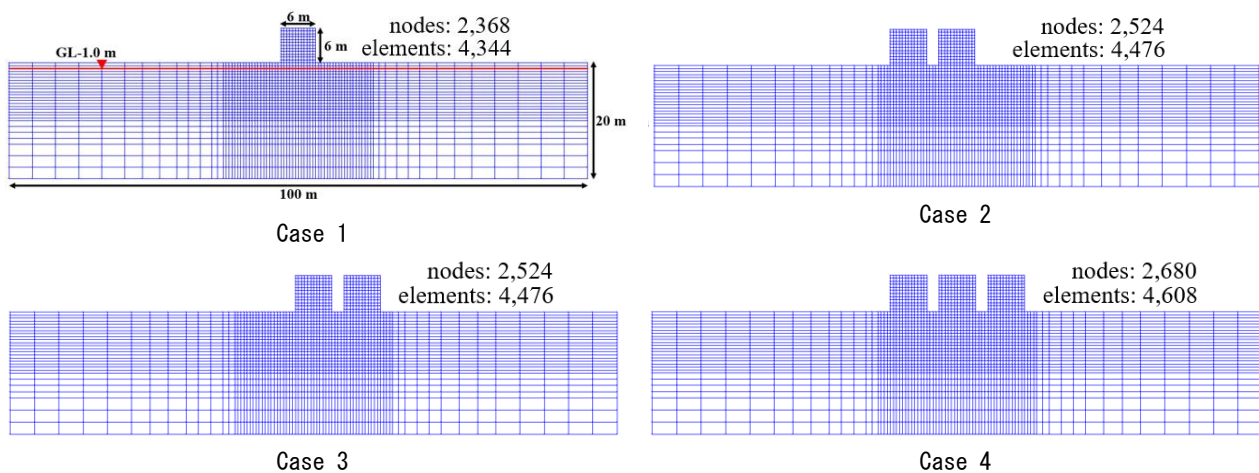


図-6 解析モデルメッシュ図

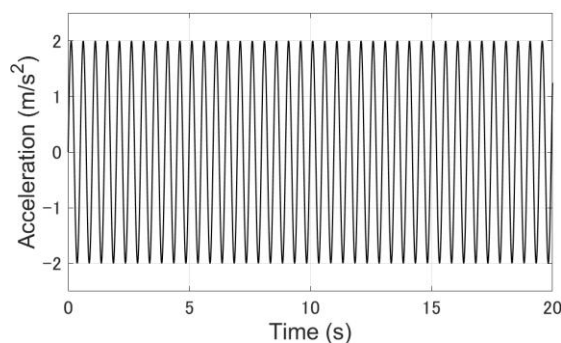


図-7 入力地震動時刻歴

4. 数値解析結果

本解析では、入力地震動 20 s が終了した時点の変位を用いることで評価を行う。また、各建物下端の隅角部 2 箇所を出力変位としている。根入れ深さが 0.5 m の場合において建物棟数と沈下量の関係、および建物棟数と建物の傾斜角の関係を図-8、図-9 に示す。建物の左右の端で沈下量が異なっているため、それぞれの建物底面の左右の端の沈下量の平均を沈下量としている。建物の傾斜角は、建物底面長さで相対沈下量より計算される傾斜角を用いており、建物が右側に傾斜したときの角度をプラスとしている。3 棟の建物が隣接している場合、それぞれの建物は同一モデルとしているが、地震動の影響により傾斜角は A と C で異なった値となっているが、地震動の極性を反転させると傾斜角も反転することを確認している。2 棟の場合の Case 2 および Case 3 についても同様に、地震動の極性反転により左右反転となることを確認している。

沈下量に関して、全体的な傾向として棟数が増えると沈下量は減少する様子が確認された。建物 B で比較すると、1 棟の場合の沈下量は -0.052 m に対して、2 棟では -0.050 m (Case 2, Case 3 どちらも同じ値)、3 棟では -0.044 m となっている。1 棟と 3 棟では 0.008 m の減少が見られた。建物が隣接していることにより、建物の荷重による初期の拘束圧の増加や液状化時の地盤の側方への流動が制限されたと考えられる。特に、3 棟の場合では中心の建物は左右の建物の存在により土の動きが減少したことにより沈下量が小さくなったと考えられる。このことから、隣接する建物の相互干渉が建物の直下の地盤変形を抑制することが示唆される。一方、傾斜角では 1 棟では 0.005 度であるが、2 棟、3 棟では 3 棟の B を除いて 0.05 度を超える傾斜が確認された。2 棟の場合では、Case 2, Case 3 とともに隣り合う建物の方向へ傾斜している。3 棟の場合では、中央の B は 0.021 度であるが A は 0.128 度、C は -0.113 度とどちらも B に向かって傾斜している。3 棟が隣接している状態では、それぞれの建物荷重が地盤内で相互干渉し、中央部分において干渉が生じた結果中心にある建物の方向へ引き込まれるように傾斜するのではないかと考えられる。このため、中央の建物は左右の建物と比較して傾斜角は小さな値となっている。

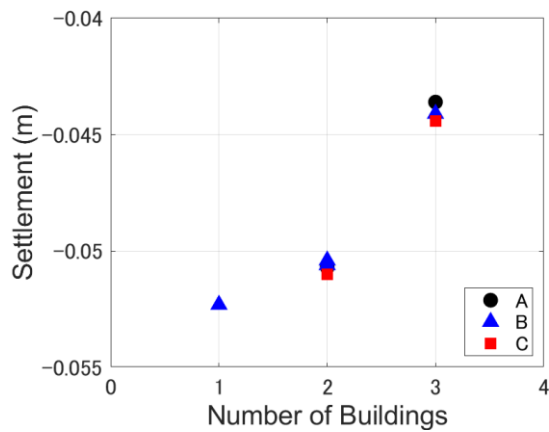


図-8 建物棟数と沈下量の関係（根入れ深さ 0.5 m）

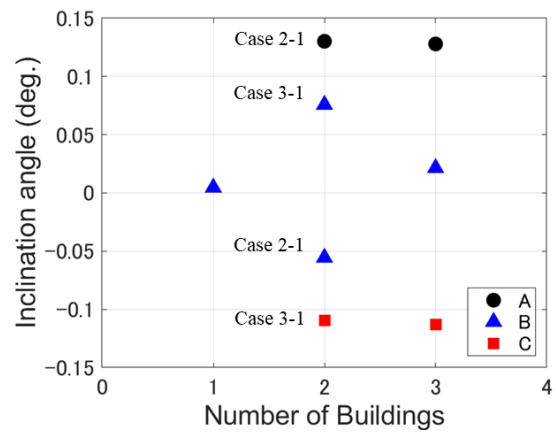


図-9 建物棟数と傾斜角の関係（根入れ深さ 0.5 m）

基礎の根入れ深さと建物の沈下量の関係を図-10 に示す。全体的な傾向として、基礎の根入れ深さが深くなるにつれて建物の沈下量が小さくなることが確認された。これは、土と接する部分の面積が増加し支持力が向上したため沈下量が減少したと考えられる。3 棟の場合（図-10 Case4）の根入れ深さ 1.5 m 時の沈下量が最も小さく、B で -0.032 m 程度となった。根入れ深さ増加に伴う建物沈下の減少量は、建物 B で比較するとそれぞれ、Case 1 で 0.009 m、Case 2 で 0.014 m、Case 3 で 0.018 m、Case 4 で 0.012 m となっている。また、建物の基礎根入れ深さの増加にともない建物直下の液状化層厚が減少する。この液状化層厚の減少も、建物基礎根入れ深さ増加による建物沈下量の低減に寄与したと考えられる。近接建物が存在することで、土の流動抑制など相互干渉により僅かではあるが基礎が深くなることによる建物沈下抑制効果が増加したと推察される。

基礎の根入れ深さと建物の傾斜角の関係を図-11 に示す。Case 1 および Case 4 の B では、根入れ深さが変化しても傾斜角にほとんど変化はなく、 0 ± 0.02 度以内に収まっており建物の傾斜も小さいといえる。その他のケースや建物ではいずれも内側（隣り合う建物の方向）に傾斜する結果となった。また、根入れ深さが 0.5 m から 1.5 m へと増加しても、傾斜角の変化は最大でも 0.025 度であった。したがって、根入れ深さと建物の傾斜角との相関は小さいものであると推察され、建物基礎の根入れによる傾きの低減効果は小さいといえる。本解析モデルでは、浅い基礎の幅を建物の幅と同じ 6.0 m としているため、建物荷重による地盤内応力は基礎底面において各根入れ深さでも同様の変化となり、液状化による不同沈下では隣り合う建物の方へ傾斜する結果となったと考えられる。

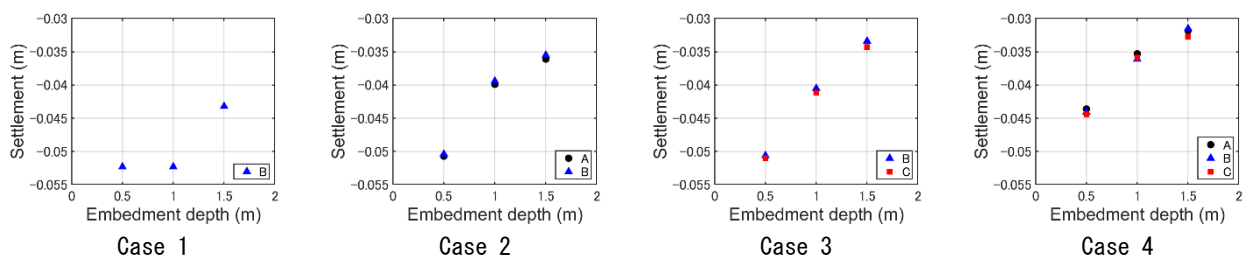


図-10 基礎の根入れ深さと沈下量の関係

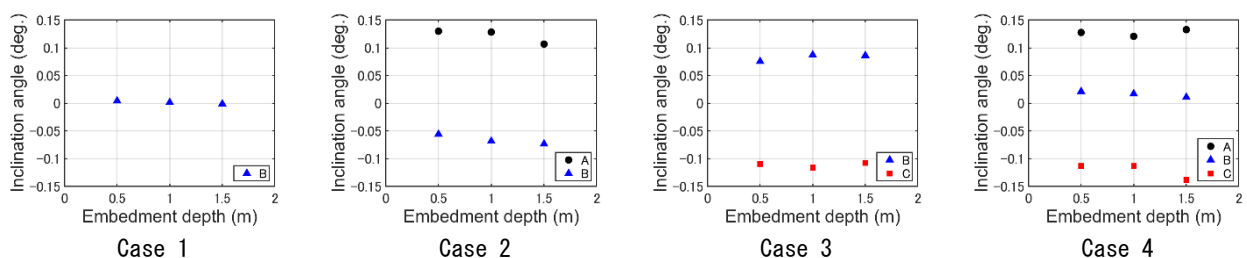


図-11 基礎の根入れ深さと傾斜角の関係

5. まとめ

本研究では、浅い基礎を有する住宅の深刻な液状化被害が確認された千葉県浦安市今川地区の地盤を対象として、2 棟・3 棟の建物が隣接している場合の液状化による建物の沈下・傾斜挙動について検討した。また、本解析では建物の根入れ

深さの変化による影響についても考慮した。主に以下の結論が得られた。

- 近接建物棟数の1棟から3棟の増加では、沈下量変化を中央の建物Bと比較すると棟数の増加により15.4%沈下量が減少した。
- 建物の傾斜角の変化では、2棟の場合はお互いが引き込むように内側に向かって傾斜し、3棟になると中央の建物は0.021度と相対的に小さい傾斜であるが、左右の2棟は中央へ向かって0.1度以上の傾斜が確認された。
- 根入れ深さと沈下量の関係では、全体的に根入れ深さの増加に伴い支持力が向上し沈下量が減少する傾向が確認された。3棟の場合では、根入れ深さが0.5 mから1.5 mへ増加することで平均約26%の沈下量低減効果がみられた。
- 根入れ深さと傾斜角の関係では、2棟の場合は内側、3棟では中央へ向かって傾斜する傾向は変化がなく、その傾斜角も最大でも0.025度程度の変化であり基礎の根入れによる建物傾斜の低減効果は小さいと考えられる。

以上より、複数の建物が存在する場合は3棟の場合であっても2棟のときと同じように、中央方向へ向かって建物が傾斜することが確認された。また、建物幅と基礎幅が同じ場合、基礎の根入れ深さが建物の傾斜角に与える効果は小さいといえる。今後の課題として、奥行き方向にも建物が存在する3次元での液状化による近接建物の相互作用を受けた沈下・傾斜挙動について検討する必要があると考えられる。また、地震動の特性が与える影響や解析において生じるメッシュ分割の影響についても明らかにする必要がある。さらに、基礎の形状と傾斜角の関係についても検討していきたい。

参考文献

- 1) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：平成23年度 浦安市液状化対策技術検討調査 報告書，p.23，2012
- 2) 金哲鎬・藤井衛・小川正宏：2011年東日本大震災による浦安地域の液状化被害調査報告，東海大学紀要工学部，Vol.151，No.1，Special Issue，pp.19-26，2011
- 3) Tokimatsu, K.・Katsumata, K.: Liquefaction-induced Damage to Buildings in Urayasu City During the 2011 Tohoku Pacific Earthquake, Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, pp.665-674, 2012
- 4) 安田進・橋本隆雄：鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について，土木学会第57回年次学術講演会，pp.1029-1030，2002
- 5) 安田進・深谷成司：隣接した直接基礎構造物の液状化による不同沈下について，地震工学研究発表会 報告集，28巻 pp.103，2005
- 6) 國澤瑞樹・飛田哲男：浅い基礎を有する隣接構造物の液状化による不同沈下挙動，自然災害科学，Vol.43，特別号，pp.31-43，2024
- 7) Sica, S.・Zeolla, E.: Through-soil static and dynamic interaction between adjacent shallow foundations, Proceedings of the 18WCEE, 2024
- 8) 千葉県：ちば情報マップ，1998年6月更新，入手先<<https://scr.wagmap.jp/pref-chiba/link/pdf/25394.pdf>>（参照2025.6）
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編 同解説 H24，p.353，2012
- 10) Iai, S.・Matsunaga, Y.・Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992
- 11) Iai, S.・Ueda, K.・Tobita, T.・Ozutsumi, O.: Finite Strain Formulation of a Strain Space Multiple Mechanism Model for Granular Materials, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geotechnics, Vol.37, No.9, pp.1189-1212, 2013
- 12) Iai, S.・Tobita, T.・Ozutsumi, O.・Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 35, pp.360-392, 2011.
- 13) 森田年一・井合進・漢龍・一井康二・佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技術研資料，No.869，1997
- 14) 三上武子・小堤治・中原知洋・井合進・一井康二・川崎栄久：液状化解析プログラム FLIP のパラメタの簡易設定法（再訂版）の構築，第46回地盤工学研究発表会，No.813，2011
- 15) 三上武子・吉田望・原田健二：液状化強度曲線の類型化と経験式の提案，日本地震工学会論文集，Vol.16，No.1（特集号），2016

2自由度系でモデル化した盛土の円弧すべり過程の振動エネルギー伝達特性

○山下典彦¹・宮脇幸治郎²¹大阪産業大学建築・環境デザイン学部・²大阪府立工業高等専門学校

1. はじめに

斜面安定工指針¹⁾によれば、地震動の作用に対する盛土の安定性の照査は、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算定した地震時安全率の値が1.0以上であればレベル2地震動の作用に対して性能2を満足するとみなしてよいとされている。ただし、社会的インフラの重要度の高いNEXCOの高速道路では、設計要領の建設土工編²⁾の高盛土・大規模盛土において、地震時の安定計算は盛土の地震応答解析を行ったのちにすべり土塊の平均加速度を求めてニューマーク法により残留変位量を算定することが規定されている。このような設計プロセスでは、すべり土塊の平均加速度を求めるため盛土に対する有限要素法が適用され、大規模な計算が必要となる。大規模な計算では、高い周波数帯域を含んだモードも対象となり計算精度にも影響する。このような課題に対して統計的エネルギー解析法（SEA:Statistical Energy Analysis）³⁾、すなわち、各モードのエネルギーが解析周波数帯域において統計的に等分配されるとした解析法が有効であるとして種々の分野に適用されている。なお、SEAの解析法は、低周波数領域での振動問題でも適用可能であることも報告^{4),5)}されている。

本研究は、統計的エネルギー解析法の基礎理論である2自由度系のパワー平衡式に含まれるエネルギー伝達特性に着目する。これにより、2自由度系でモデル化した盛土構造物のすべり現象を円弧すべりで表現し、そのすべり現象の過程のエネルギーの収受関係をエネルギー伝達特性を用いて説明する。さらに、2自由度系とはすべり土塊と盛土本体を各質点とする多自由度系であり等価線形化法を用いて解析を行う。そして、周波数平均されたエネルギーに対して、要素エネルギー、内部損失率および結合損失率が盛土材料の強度、系の振動減衰タイプおよび盛土重量の大小などどのような特性を示すか検討する。

2. 盛土のモデル化および座標系

単位奥行きあたりを対象とする盛土は、堅固な基礎地盤上に構築され、図-1(a)のようにすべり土塊Aとすべり土塊下部にあたる盛土本体Bに分割されているとする。すべり土塊は盛土本体とばね k_1 で接続され、盛土本体は基礎地盤とばね k_2 で接続された図-1(b)のような2質点系にモデル化され、その座標系は図-1(c)のように採る。これらの分割された盛土物性の質量やばね係数は、図-1(d)のような澤田らの方法⁶⁾により算定する。なお、円弧すべりの斜面解析は、修正フェレニウス法を用いて求められ、盛土本体の固有周期は、振動系のたわみ曲線が境界条件を満足する適当な関数で近似し、系の運動エネルギーおよびポテンシャルエネルギーを求め、両者の最大値を等値することによって求める一般的な手法であるレーリー法により算定する。

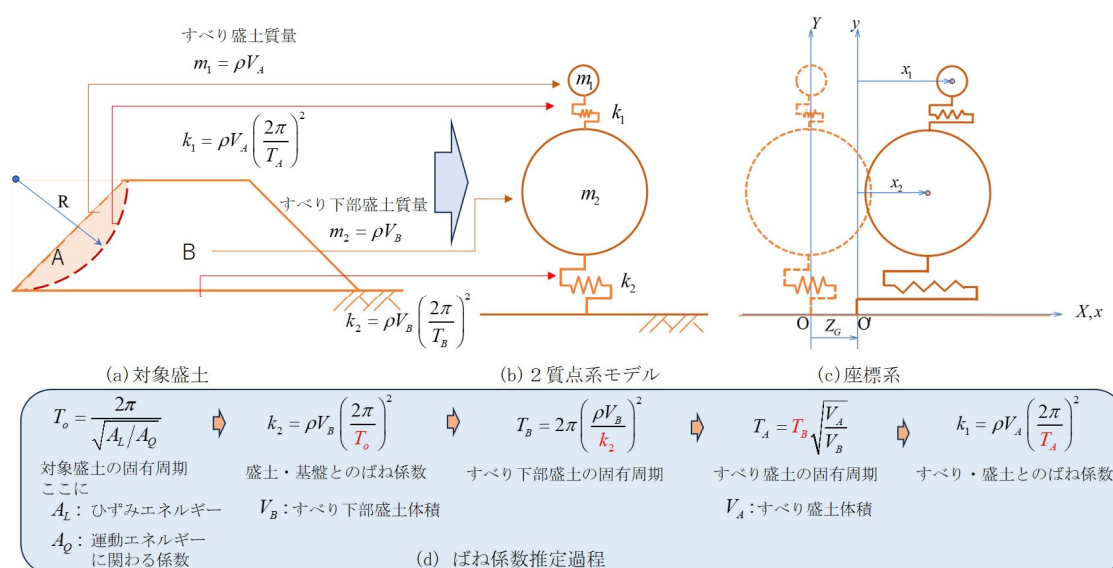


図-1 盛土のモデル化

Vibration energy transfer characteristics of circular slip process of embankment modeled by two-degree-of-freedom system
Yamashita Norihiko¹, Miyawaki Kojiro² (¹Osaka Sangyo University, ²Osaka Prefecture College of Technology)

KEY WORDS: Embankment, Circular slip, 2DOF, Energy transfer characteristics

3. 基礎式

3.1 運動方程式

運動方程式は、図-1(c)の座標系に対して減衰項を含めて表すと次式のようにになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K}\mathbf{X} = \mathbf{F} \quad (1)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \mathbf{M} &= \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, \mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} = \begin{bmatrix} c_1 + d_1 & -d_1 \\ -d_1 & c_2 + (d_1 + d_2) \end{bmatrix}, \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 \\ -k_1 & k_1 + k_2 \end{bmatrix} \\ \mathbf{X} &= \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix}, \mathbf{F} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_1 \ddot{Z}_G \\ -m_2 \ddot{Z}_G \end{Bmatrix} \\ \begin{bmatrix} c_1 & 0 \\ 0 & c_2 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \alpha m_1 & 0 \\ 0 & \alpha m_2 \end{bmatrix}, \begin{bmatrix} d_1 & -d_1 \\ -d_1 & d_1 + d_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \beta k_1 & -\beta k_1 \\ -\beta k_1 & \beta k_1 + \beta k_2 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2)$$

式(1)の調和振動 $e^{i\omega t}$ の応答変位 X_j はコンプライアンス行列 H を用いて次のように得られる。

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = [H] \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{Q} \begin{bmatrix} \frac{(\Omega_2^2 - \omega^2) + i\omega\Delta_2}{m_1} & \frac{\kappa + i\omega\Delta_d}{\sqrt{m_1 m_2}} \\ \frac{\kappa + i\omega\Delta_d}{\sqrt{m_1 m_2}} & \frac{(\Omega_1^2 - \omega^2) + i\omega\Delta_1}{m_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここに、

$$Q = \omega^4 - i(\Delta_1 + \Delta_2)\omega^3 - (\Omega_1^2 + \Omega_2^2 + \Delta_1\Delta_2 - \Delta_d^2)\omega^2 + i(\Omega_2^2\Delta_1 + \Omega_1^2\Delta_2 - 2\kappa\Delta_d)\omega + \Omega_1^2\Omega_2^2 - \kappa^2 \quad (4a)$$

$$\Omega_1 = \sqrt{k_1/m_1}, \Omega_2 = \sqrt{(k_1 + k_2)/m_2} \quad : \text{質点 } j \text{ の非連成固有円振動数} \quad (4b)$$

$$\Delta_1 = (c_1 + d_1)/m_1, \Delta_2 = (c_2 + d_1 + d_2)/m_2, \Delta_d = d_1/\sqrt{m_1 m_2} \quad : \text{減衰特性} \quad (4c)$$

$$\kappa = k_1/\sqrt{m_1 m_2} \quad : \text{結合特性} \quad (4d)$$

3.2 統計的エネルギー解析 (SEA) モデルとの対応

いま、次式は質点 j の要素エネルギーを e_j 、運動エネルギーを e_{Kj} 、ポテンシャルエネルギーを e_{pj} 、入力パワーを p_j とし、これらの諸量に対して周波数平均した入力パワー $\langle P_j \rangle$ と要素エネルギー $\langle E_j \rangle$ の入出力関係で構築する。ここに、要素エネルギーは、対象としている質点の運動エネルギーとポテンシャルエネルギーとの和として定義されている。

$$\begin{Bmatrix} \langle P_1 \rangle \\ \langle P_2 \rangle \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha & \beta \\ \gamma & \delta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \langle E_1 \rangle \\ \langle E_2 \rangle \end{Bmatrix} = \omega \begin{bmatrix} \eta_1 & -\eta_{21} \\ -\eta_{12} & \eta_2 + \eta_{21} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \langle E_1 \rangle \\ \langle E_2 \rangle \end{Bmatrix} \quad (5)$$

なお、ここでは、2要素系の SEA モデルと対応させ、 $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ は任意の定数で、 η_1 と η_{12} は SEA の要素 1 の内部損失率 (ILF: エネルギー散逸特性)、要素 1 から 2 の結合損失率 (CLF: エネルギー伝達特性) である。ILF と CLF を求めるために、各要素に個別に入力パワーを与えたときの式(5)を、要素 j への入力パワー-ILF と CLF を求めるために、各要素に個別に入力パワーを与えたときの式(5)を、要素 j への入力パワー $\langle P_j \rangle$ とそのときの要素 ℓ の要素エネルギー $\langle E_{\ell} \rangle$ を用いて、エネルギー伝達特性 $\eta_{j\ell}$ およびエネルギー散逸特性 η_j が、要素 j への入力パワー $\langle P_j \rangle$ とそのときの要素 ℓ の要素エネルギー $\langle E_{\ell} \rangle$ を用いて、それぞれ以下に表される。

$$\eta_{12} = \frac{1}{\omega} \frac{\langle E_{21} \rangle \langle P_2 \rangle}{\langle E_{11} \rangle \langle E_{22} \rangle - \langle E_{12} \rangle \langle E_{21} \rangle}, \eta_{21} = \frac{1}{\omega} \frac{\langle E_{12} \rangle \langle P_1 \rangle}{\langle E_{11} \rangle \langle E_{22} \rangle - \langle E_{12} \rangle \langle E_{21} \rangle} \quad (6a, b)$$

$$\eta_1 = \frac{1}{\omega} \frac{\langle E_{22} \rangle \langle P_1 \rangle - \langle E_{21} \rangle \langle P_2 \rangle}{\langle E_{11} \rangle \langle E_{22} \rangle - \langle E_{12} \rangle \langle E_{21} \rangle}, \eta_2 = \frac{1}{\omega} \frac{\langle E_{11} \rangle \langle P_2 \rangle - \langle E_{12} \rangle \langle P_1 \rangle}{\langle E_{11} \rangle \langle E_{22} \rangle - \langle E_{12} \rangle \langle E_{21} \rangle} \quad (6c, d)$$

3.3 エネルギー伝達特性

質点 ℓ ($\ell=1,2$) のみが励振された際の要素エネルギー，入力パワーの周波数変換を求める。このときの各応答量を，下付き添字に加振質点「 ℓ 」を最後に追加して表現すると，要素エネルギー $E_{j\ell}$ ($j=1,2$)，入力パワー P_j は，それぞれ以下となる。

$$\langle E_{11} \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} E_{11} d\omega = \frac{|F_1|^2}{4m_1} \frac{p_2}{h}, \langle E_{21} \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} E_{21} d\omega = \frac{|F_1|^2}{4m_1} \frac{n}{h} \quad (7a, b)$$

$$\langle E_{22} \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} E_{22} d\omega = \frac{|F_2|^2}{4m_2} \frac{p_1}{h}, \langle E_{12} \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} E_{12} d\omega = \frac{|F_2|^2}{4m_2} \frac{n}{h} \quad (7c, d)$$

$$\langle P_1 \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} P_1 d\omega = \frac{|F_1|^2}{4m_1}, \langle P_2 \rangle = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} P_2 d\omega = \frac{|F_2|^2}{4m_2} \quad (7e, f)$$

したがって，エネルギー伝達特性およびエネルギー散逸特性は，式(7)を式(6)に代入し，整理すると，以下のように得られる。

$$\eta_{12} = \eta_{21} = \frac{1}{\omega} \frac{nh}{p_1 p_2 - n^2}, \eta_1 = \frac{1}{\omega} \frac{h(p_1 - n)}{p_1 p_2 - n^2}, \eta_2 = \frac{1}{\omega} \frac{h(p_2 - n)}{p_1 p_2 - n^2} \quad (8a, b, c)$$

ここに，

$$\begin{aligned} p_1 &= \{(\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d)(\Omega_1^2 + \Omega_2^2 + \Delta_1 \Delta_2 - \Delta_d^2) - (\Omega_1^2 \Omega_2^2 - \kappa^2)(\Delta_1 + \Delta_2)\} \\ &\quad + (\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d)(\Delta_1^2 - 2\Omega_1^2) + (\Delta_1 + \Delta_2) \Omega_1^4 \\ p_2 &= \{(\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d)(\Omega_1^2 + \Omega_2^2 + \Delta_1 \Delta_2 - \Delta_d^2) - (\Omega_1^2 \Omega_2^2 - \kappa^2)(\Delta_1 + \Delta_2)\} \\ &\quad + (\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d)(\Delta_2^2 - 2\Omega_2^2) + (\Delta_1 + \Delta_2) \Omega_2^4 \\ n &= (\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d) \Delta_d^2 + (\Delta_1 + \Delta_2) \kappa^2 \\ h &= (\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d)(\Omega_1^2 + \Omega_2^2 + \Delta_1 \Delta_2 - \Delta_d^2)(\Delta_1 + \Delta_2) \\ &\quad - (\Omega_1^2 \Omega_2^2 - \kappa^2)(\Delta_1 + \Delta_2)^2 - (\Delta_2 \Omega_1^2 + \Delta_1 \Omega_2^2 - 2\kappa \Delta_d)^2 \end{aligned} \quad (9)$$

以上，エネルギー伝達特性およびエネルギー散逸特性は，式(4b, c, d)の三つのスカラーのパラメータ（非連成固有円振動数 Ω_j ，減衰特性 Δ_j ，結合特性 κ で表され，スカラー値である。

4. 数値解析

4.1 盛土諸元

数値解析に用いた盛土に関する諸元を表-1に示す。なお，盛土の内部摩擦角および粘着力は，斎藤⁷⁾が指摘している相関を考慮せず，松尾ら⁸⁾の文献を参考にして設定している。また， N 値は，盛土材料の強度の指標として非常に強度の小さい値も含めて設定している。さらに，すべり土塊と盛土本体を各質点とする2自由度系は，非線形振動の系の解析において，線形系の係数と非線形系の係数との誤差を最小二乗法により決定し，等価な線形系を構築する等価線形化法で線形系にして解析を行っている。また，修正フェレニウス法は，盛土のすべり土塊を算定するために安定解析をしている。せん断波速度は， N 値を用いて推定している。

表-1 盛土諸元

単位体積重量 γ_i [kN/m ³]	18,16,14,1.7(0.029:EPS)	内部摩擦角 ϕ [°]	30	粘着力 c [kN/m ²]	5
標準貫入試験値 N	2,5,10	盛土高 H [m]	5,10,15		
天端幅 w [m]	10	斜面勾配 s	1.5		

4.2 解析結果

4.2.1 エネルギー特性

(1) 盛土強度による差異

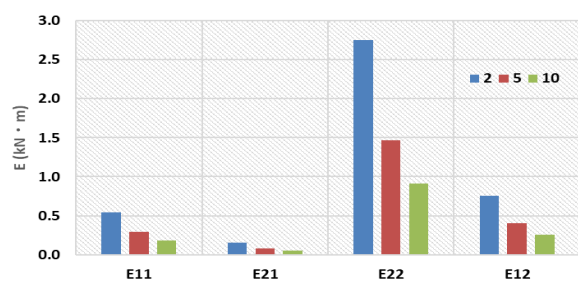
図-2(a)は， N 値が2，5，10に対する振動の要素エネルギー E_{11} , E_{21} , E_{22} , E_{12} を示す。ここで， E_{11} , E_{21} は要素1，すなわち，すべり土塊に対する要素エネルギー [kN・m] を示し， E_{11} はすべり土塊内部の要素エネルギーであり， E_{21} はす

べり土塊部が盛土本体部へ伝達する要素エネルギーを示している。図-2(a)より N 値が 2, 5, 10 と増加すると、すなわち、盛土強度が上がると要素エネルギーが下がっている。

また、 N 値が 2 に対して、要素 1 と 2 の関係での要素エネルギーは、盛土本体の要素エネルギーがすべり土塊の要素エネルギーの約 5 倍の値を示している。さらに、各要素において内部と伝達部の関係での要素エネルギーは、約 3.6 倍の値を示している。他の N 値に対しても、同様の特性を示している。

(2)系振動減衰による差異

盛土の運動方程式の減衰効果は、質量比例の場合 M、剛性比例の場合 K、質量と剛性を考量したレーリーの場合 MK と系振動減衰のタイプを表す。図-2(b)は、系の減衰定数 $\zeta=0.05$ に固定し、系振動減衰別の M, K, MK に対する振動の要素エネルギー E11, E21, E22, E12 を示している。いずれの系振動減衰においても振動の要素エネルギー E11, E21, E22, E12 の相互関係は、盛土強度で示した特性を示している。しかし、系振動減衰タイプ別での相互関係は、剛性比例減衰 K の要素エネルギーが質量比例減衰 M とレーリー減衰での要素エネルギーの値に大きな差異を示している。たとえば、要素エネルギー E11 の場合、質量比例減衰 M とレーリー減衰では 0.544, 0.291 の値に対して剛性比例減衰 K では 120.2 の値を示している。すなわち、設定した系振動減衰タイプによる内部と伝達部の要素エネルギーが大きく異なることを示している。系振動減衰による差異の要因は、表-2 に示している減衰特性の値が質量比例減衰やレーリー減衰の値に対して剛性比例減衰の値が小さくなっており、これに伴う式(7)の n/h の比率が関係している。



(a) 盛土強度の違い



(b) 系振動減衰の違い

図-2 エネルギー特性

4.2.2 エネルギー伝達特性およびエネルギー散逸特

エネルギー伝達特性およびエネルギー散逸特性は、それぞれ結合損失率 η_{ℓ} および内部損失率 η_{ℓ} ($\ell=1,2$) で表されている。本解析では、式(8)における振動数 ω が、非連成固有円振動数 Ω_{ℓ} ($\ell=1,2$) に対応する振動数での値で示している。

解析例は、盛土の単位体積重量が $\gamma_t=18$ [kN/m³]、系振動減衰がレーリー減衰に固定した場合での系振動減衰の違いに対して図-3 に示す。表-2 は、系の減衰効果が質量比例減衰 M、剛性比例減衰 K、レーリー減衰 MK に対する結合損失率および内部損失率を示している。

いずれの系振動減衰のタイプにおいても結合損失率および内部損失率の相互関係は、盛土材料の強度や盛土スケールによる差異の場合に示した特性とは異なっている。すなわち、減衰を表すパラメーター Δ_1 , Δ_2 , Δ_d による効果が、現れた結果となっている。M および MK 減衰の減衰特性 Δ は、K 減衰の減衰特性より 100 倍以上の値になっている。これらの差異の要因は、減衰係数に関わる式(8)の $nh/(p_1 p_2 - n^2)$ に関係している。

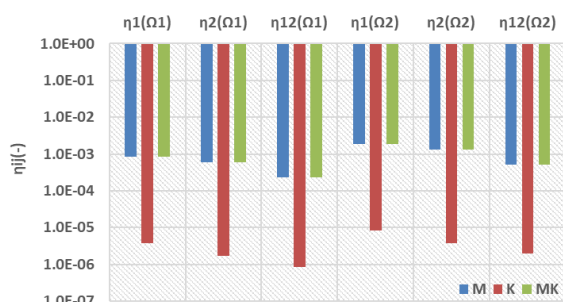


図-3 系振動減衰の違いによるエネルギー伝達特性・散逸特性

表-2 非連成固有円振動数、結合損失率および内部損失率

	M	K	MK
Ω_1 (rad/s)	55266	55266	55266
Ω_2 (rad/s)	24629	24629	24629
$\eta_{12}(\Omega_1)$	0.000821	3.728E-06	0.000823
$\eta_{12}(\Omega_2)$	0.001334	3.721E-06	0.001329
$\eta_1(\Omega_1)$	0.001843	8.365E-06	0.001846
$\eta_1(\Omega_2)$	0.000227	8.641E-07	0.000226
$\eta_2(\Omega_1)$	0.000594	1.658E-06	0.000592
$\eta_2(\Omega_2)$	0.000510	1.939E-06	0.000508
Δ_1	22.18	0.167	22.35
Δ_2	22.18	0.066	22.25
Δ_d	0	0.074	0.074

4.2.3 盛土単位体積重量の差異によるエネルギー特性、エネルギー伝達特性および散逸特性

盛土材の単位体積重量は、慣性力としてのエネルギーに貢献する。ここでは、一般的な土質材料の単位体積重量を3種類（18, 16, 14 [kN/m³]）と軽量化材料としてEPS材（29 [kg/m³]）を設定して検討する。なお、少し特殊な盛土になるが、盛土高 $H=10\text{m}$, $N=2$, 系振動減衰としてレーリー減衰を設定する。また、EPS材は、発砲スチロール土木開発機構のEPS工法を参考にしてDXA-29を設定している。EPSの盛土は、盛土表面を50cm厚の単位体積重量18 [kN/m³]の土質で覆われているとしている。盛土モデルは、この表面の土質とEPSとを面積の重みづけで平均化した単位体積重量の均質なEPS盛土とする。

(1) エネルギー特性

盛土の単位体積重量の違いによる図-4の結果は、エネルギー特性がEPS材で盛土が施工された場合非常に大きな値を示している。たとえば、要素エネルギーE11の場合、 γ_{EPS_10} , $\gamma_{\text{Soil18}_10}$, $\gamma_{\text{Soil16}_10}$, $\gamma_{\text{Soil14}_10}$ は6.357, 0.543, 0.513, 0.556 [kN・m]となっており、約10倍の違いがある。これらの差異は、式(7)からもわかるようにすべり盛土の質量に関係した結果になっている。要素間のエネルギー特性は、盛土強度の大小による差異で示したi)すべり土塊部が盛土本体部へ伝達する要素エネルギーやii)各要素において内部と伝達部の関係での要素エネルギーと同様の傾向を示している。

(2) エネルギー伝達特性および散逸特性

図-5は、単位体積重量 γ_i が1.7（0.029:EPS）, 18, 16, 14 [kN/m³]に対する結合損失率および内部損失率を示す。この場合、EPS材の単位体積重量は、盛土表面を土材料で被覆した値が一般の土材料の約0.1程度となっているので結合損失率や内部損失率が大きくなっている。エネルギー伝達特性および散逸特性の差異の要因も、上記に記述した結果である。

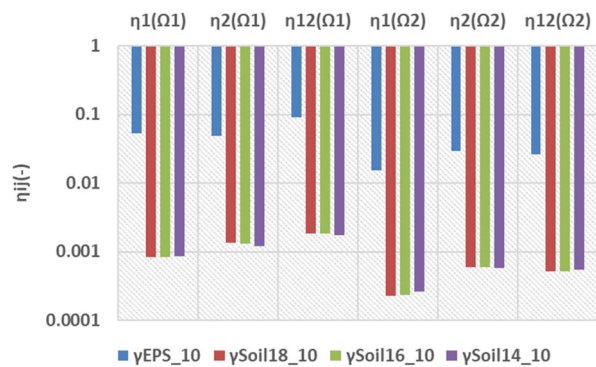
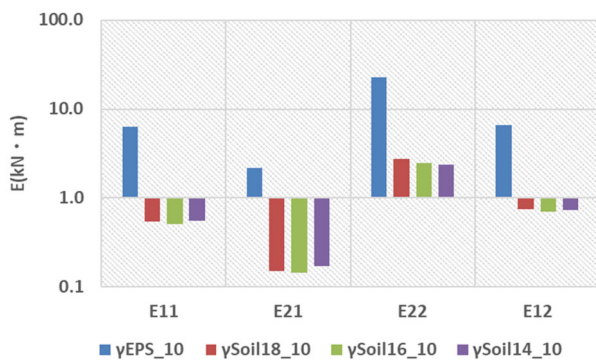


図-4 単位体積重量の違いによるエネルギー特性

図-5 単位体積重量の違いによるエネルギー伝達特性・散逸特性

4.2.4 結合特性

盛土のすべり土塊は、盛土本体とばね k_I で結合されており、その結合特性はパラメータ κ との関係で検討できる。図-6は、単位体積重量 $\gamma_i=18$ [kN/m³]、レーリー減衰に固定して盛土高さを変化した場合の κ と要素エネルギーの関係を示している。結合パラメータ κ が大きくなると要素エネルギーは小さくなり、盛土本体の要素エネルギーが大部分を占めていることを示している。

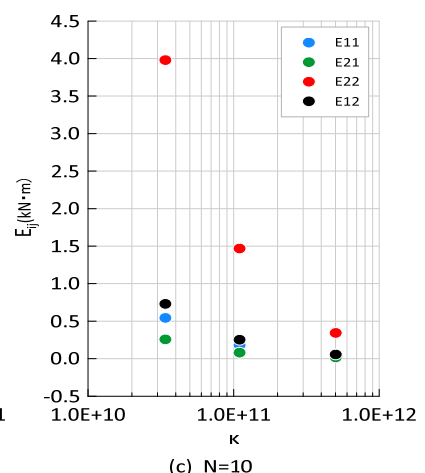
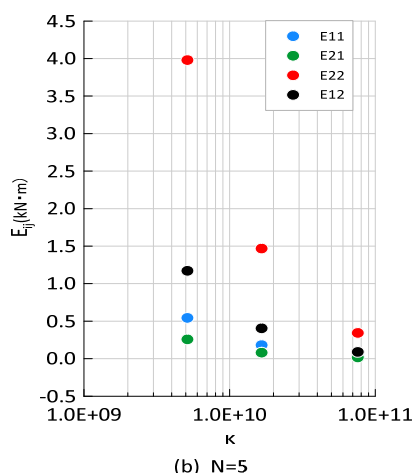
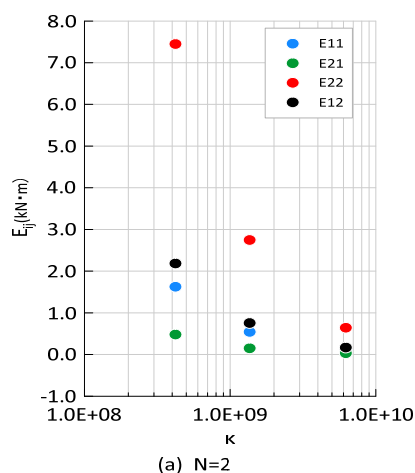


図-6 結合特性に対するエネルギー特性

図-7は、 κ と結合損失率 $\eta_{j\ell}$ 、内部損失率 η_j との関係を示している。結合パラメータ κ が大きくなると結合損失率、内部損失率は小さくなる傾向を示している。 $N=2$ と $N=5, 10$ の結果によると、内部損失率は、 $N=2$ では $\eta_1 > \eta_2$ であるが、

$N=5, 10$ では $\eta_1 < \eta_2$ となっている。この場合、 η_{12} と η_{21} とが逆転した関係になっている。すなわち、 $N=2$ の場合には、盛土本体の結合損失率はすべり土塊の結合損失率の大きい、 $N=5, 10$ になると逆にすべり土塊の結合損失率は盛土本体の結合損失率の大きくなっている。盛土強度の大小によって盛土本体とすべり土塊とのエネルギーの連成関係が認められる。結合特性の差異の要因も、結合特性が式(7)や(8)に示されているパラメータ n および h に関係した結果になっている。

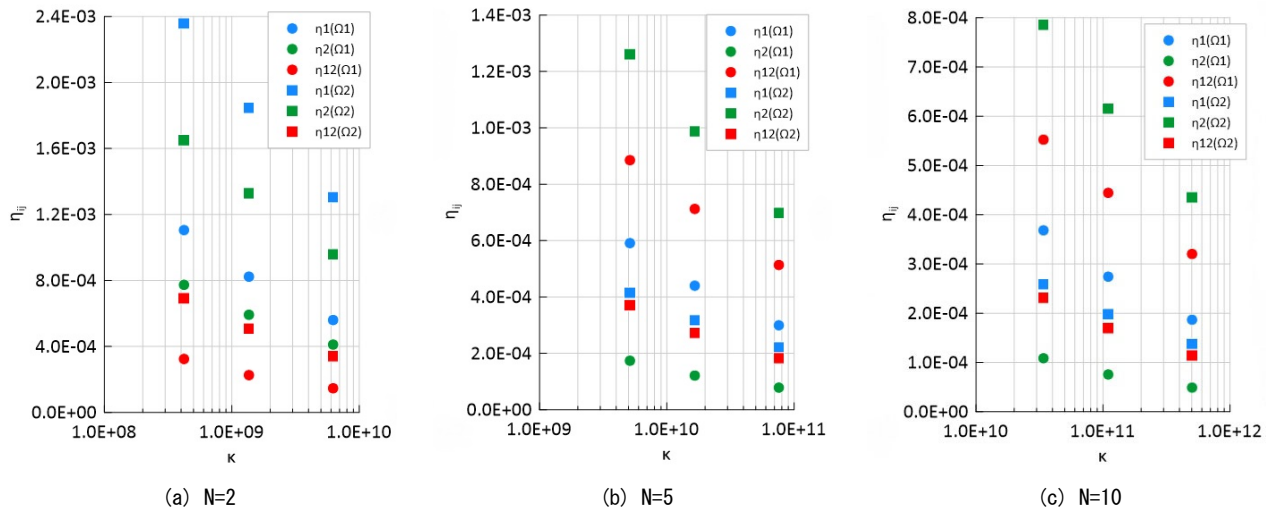


図-7 結合特性に対するエネルギー伝達特性・散逸特性

5. おわりに

本研究は、堅固な基礎地盤上にある盛土を盛土本体とすべり土塊で構成される2自由度線形系にモデル化し、統計的エネルギー解析により要素エネルギーの伝達特性を考察した。周波数平均されたエネルギーに対して、要素エネルギー、内部損失率および結合損失率が盛土材料の強度、系の振動減衰タイプおよび盛土重量の大小などどのような特性を示すか検討した。

以下に得られた特性を示す。

- (1) 盛土材料の材質の違いでは、盛土強度が上がれば要素エネルギーは下がり、盛土本体とすべり土塊の関係では、盛土本体の要素エネルギーがすべり土塊の要素エネルギーより大きくなる。一方、結合損失率および内部損失率は、盛土強度が上がれば非連成固有円振動数も大きくなるので小さくなる。
- (2) 系振動減衰での相互関係では、剛性比例減衰の要素エネルギーが質量比例減衰とレーリー減衰での要素エネルギーの値の特性に大きな差異を示している。また、結合損失率や内部損失率の相互関係でも、系振動減衰の減衰特性のパラメータが反映し、剛性比例減衰の特性が質量比例減衰とレーリー減衰の特性と異なっている。
- (3) 盛土重量において EPS 材のような極端な単位体積重量が小さい場合には、一般の土の単位体積重量に比べて要素エネルギーおよび結合損失率や内部損失率が大きくなる。
- (4) すべり土塊と盛土本体との結合パラメータが大きくなると要素エネルギーは小さくなり、盛土本体の要素エネルギーが大部分を占める。
- (5) 盛土強度の状態において、強度の小さい状態では盛土本体の結合損失率がすべり土塊の結合損失率より大きい、強度の大きい状態になると逆にすべり土塊の結合損失率が盛土本体の結合損失率より大きくなる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工 のり面工・斜面安定工指針，丸善出版，p.119, pp.122-123, 2010
- 2) NEXCO：設計要領第一集土工，高盛土・大規模盛土，7-5-2, 2024
- 3) 小泉孝之：SEA 法の基本概念，騒音制御，Vol.26, No.5, pp.293-298, 2002
- 4) 池田和正・山崎徹：解析 SEA を活用した初期設計による低周波数帯域の平均振動数低減効果，日本機械学会論文集，Vol.86, No.891, pp.1-11, 2020
- 5) 山崎徹・岩本凌・栗原海・岩田和朗：二自由度振動系の振動エネルギー伝達特性を用いた振動制御，日本機械学会論文集，Vol.89, No.924, pp.1-14, 2023
- 6) 澤田純男・土岐憲三・村川史朗：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.3033-3038, 1998
- 7) 斎藤迪孝：円形すべり面での c ， ϕ 逆算の一方法，第 9 回土質工学研究発表会，pp.601-605, 1974
- 8) Matsuo, M and Kuroda, K：Probabilistic Approach to Design of Embankments, soil and foundations, Vol.14, No.2, p9, 1974

設置条件の違いが網状鉄筋挿入工の水平耐荷性能に与える影響に関する一考察

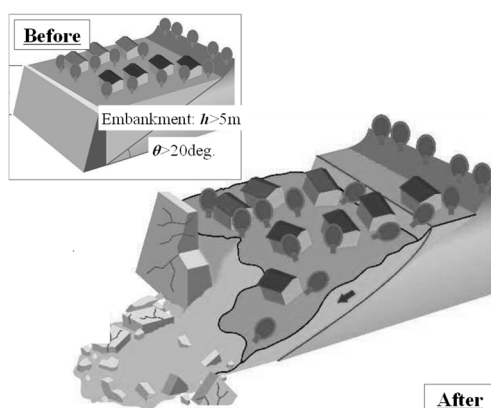
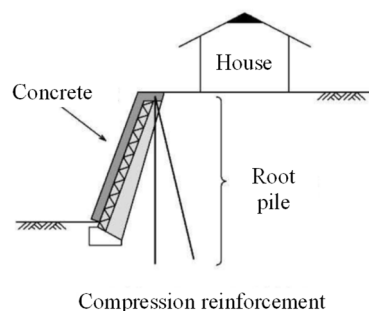
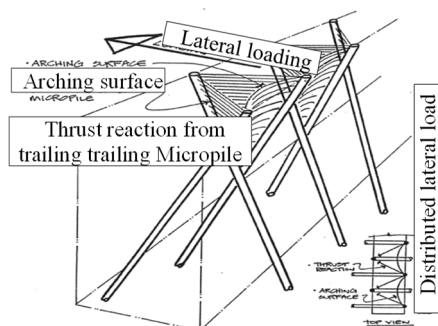
○原田紹臣¹・佐藤 登²・小西成治²・藤本将光¹¹立命館大学理工学部・²ヒロセ補強土株式会社

1. はじめに

近年、熱海の土石流災害¹⁾を受けて、新たに盛土規制法²⁾が施行された。今後、地震等による盛土被害に対して、盛土の滑動崩落やすべり等を対象にした安全性の確保に向けた事前対策（例えば、図-1）の実施が求められている。その際、既設盛土の滑動崩落防止工事の対策工の一つとして、網状鉄筋挿入工^{3),4)}による補強（例えば、図-2）が期待されている。

網状鉄筋挿入工法は欧州で提案⁵⁾（図-3）されて国内に導入されて以降、多くの実績が存在する。これまで、鉄筋を用いた盛土の安定化については多くの報告⁶⁾が存在している中、網状的に地盤内で鉄筋を配置させるとともに、モルタル等を加圧注入させた新たな網状鉄筋挿入工法⁷⁾は、施工性の利点より更なる活用が期待されている⁸⁾。また、近年に発生した地震（例えば、2016年熊本地震、写真-1）において、筆者らは本工法により施工された構造物の耐震性能について確認している⁹⁾。ただし、従来までの対策工と比べて、更なる合理化や高度化が望まれている。

筆者らは、これまで杭本数や杭設置角度の違いが、補強効果（水平、鉛直）に与える影響について概略的に検討している⁹⁾。しかしながら、土質条件毎における杭の設置条件（杭長、杭配置）の違いが補強効果（水平耐荷性能）に与える影響について更なる議論が必要である。そこで、本研究は、網状鉄筋挿入工の詳細な設置条件の違いが水平耐荷性能に与える影響について、基礎的な実験により把握する。

図-1 大規模盛土造成地において懸念される滑動崩落の一例³⁾図-2 宅地等を考慮した対策工法例³⁾図-3 網状鉄筋挿入工法の補強効果に関する概念図⁵⁾写真-1 熊本地震(2016)の震源隣接区域における地震直後の網状鉄筋挿入工による構造物の追跡状況調査例⁹⁾

The influence of conditions on the horizontal load-bearing capacity of root piles

Norio Harada¹, Noboru Sato², Seiji Konishi², Masamitsu Fujimoto¹ (¹Ritsumeikan Univ., ²Hirose Hokyodo & Co., Ltd)**KEY WORDS:** Experiment, Foundation, Reinforcement, Root pile, Soil nailing

2. 条件の違いが耐荷性能に与える影響の実験

網状鉄筋挿入工による既設盛土対策における更なる高度化に向けて、設置条件（土質、杭長、杭配置）の違いが水平耐荷性能に与える影響に関する実験の概要について、以降に示す。

(1) 実験条件

本実験で用いた装置の概要を図-4に示す。図-4に示すとおり、水槽内に土材料（幅40cm、長さ60cm、高さ22cm）を敷き詰めて、その上部に鉄製で作成された供試体（杭及び杭頭）を配置し、回転作用を与えない様に配慮して、供試体全体に水平方向の力を加える。ここで、使用した土材（真砂土：信楽産、豊浦砂）の土質条件と粒径加積曲線、せん断試験の結果を表-1、図-5及び図-6にそれぞれ示す。また、今回実施した実験（24×2 = 48 ケース）の条件を表-2 及び図-7に示す。表-2に示すとおり、土質条件（真砂土/豊浦砂）の変化に加えて、杭（鉄製、直径 $d = 4$ mm）の長さ（ただし、打設深 $h = 5/7.5/10$ cm：図-4）と、図-7に示す杭配置形態（平行/千鳥配置）と配置間隔（ $4d/6d/8d/10d$ ）を、それぞれ変化させている。なお、これらの条件については、予備実験を踏まえて設定している。なお、水平荷重については、土材料又は供試体の終局状態まで載荷し、その時の荷重値（最大荷重）を用いて評価する。

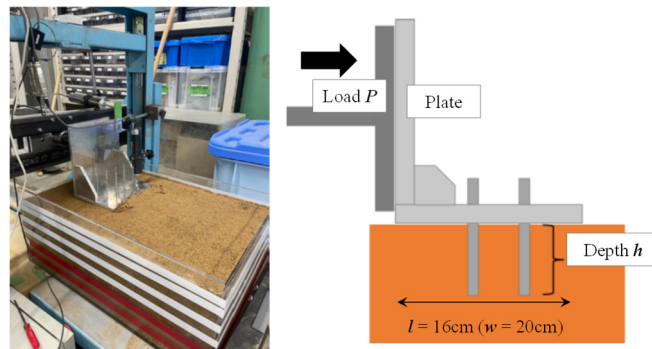


図-4 実験装置の概要(左:写真, 右:断面図)

表-1 使用した土材料の土質条件

	Masado	Toyoura sand
Water content w (%)	10	10
Dry density ρ_d (g/cm ³)	1.60	1.50
Wet density ρ_a (g/cm ³)	1.72	1.65

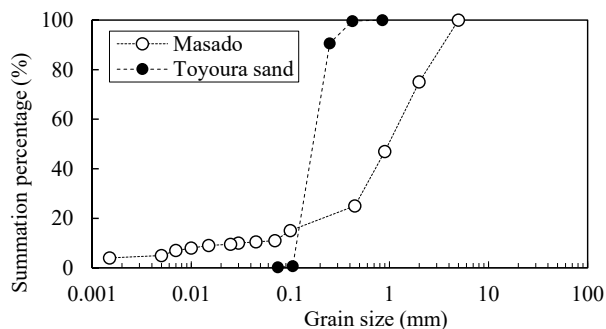


図-5 使用した土材料の粒径加積曲線

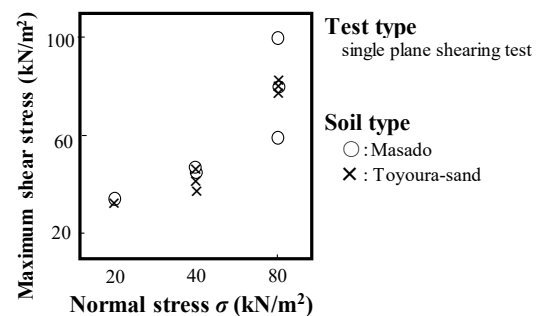


図-6 使用した土材料の一面せん断試験結果

表-2 実験条件

	Conditions
Soil material type	Masado/Toyoura sand
Pile material	Steel, Diameter d : 4 mm
Pile length (cm)	5/7.5/10
Pile arrangement pattern	Parallel/staggered
Pile installation interval ($n \cdot d$)	$4d/6d/8d/10d$

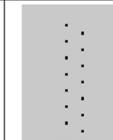
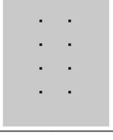
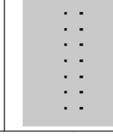
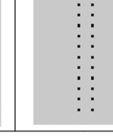
Type	Pile installation interval			
	$10d$	$10d$	$6d$	$4d$
Staggered				
Parallel				

図-7 杭の配置状況(実験ケース)

(2) 実験結果

各設置条件の違いが網状鉄筋挿入工の水平耐荷性能に与える影響に関する実験結果に関して、それぞれ整理した結果を図-8 から図-17 までに示す。ここで、各条件（48 ケース）の最大荷重に対して、それぞれ使用した杭の材料体積（ただし、打設長 h ）で除した単位材料あたりの最大荷重を併せて示している。

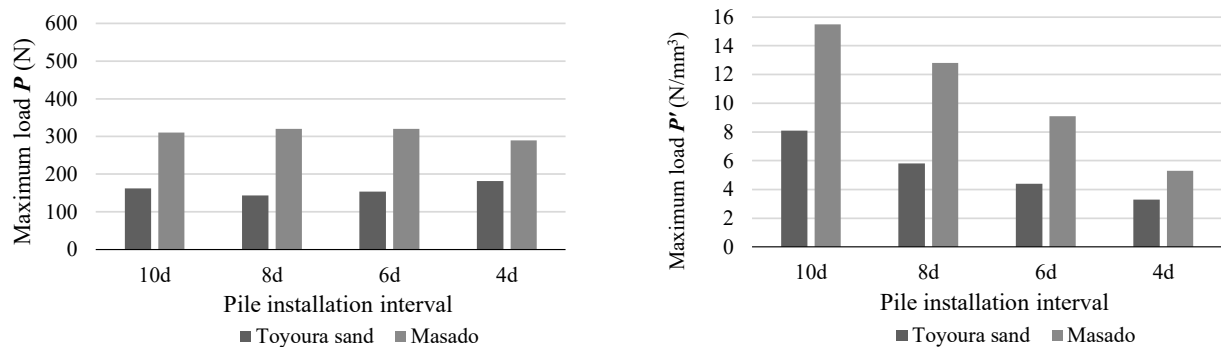


図-8 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 杭長:5 cm, 杭配置:平行)

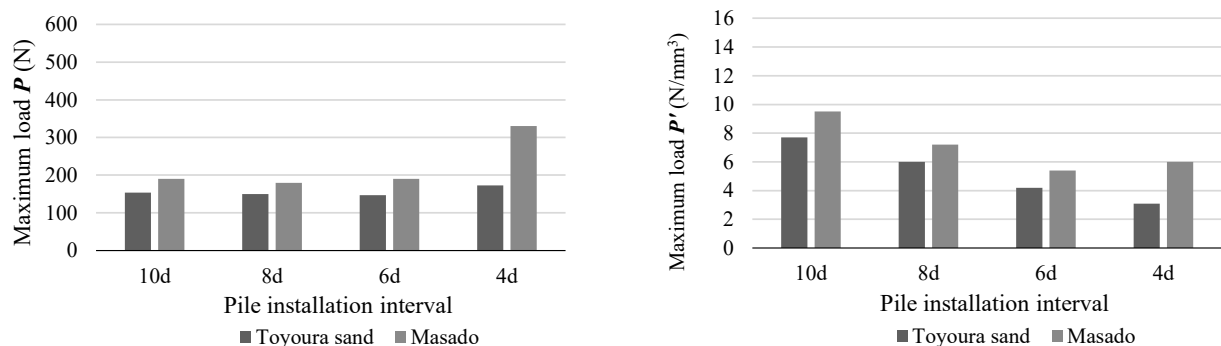


図-9 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 杭長:5 cm, 杭配置:千鳥)

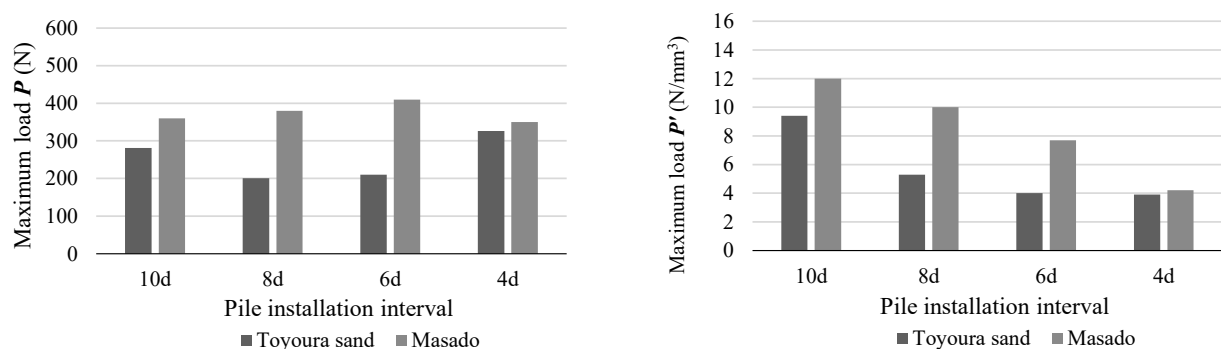


図-10 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 杭長:7.5 cm, 杭配置:平行)

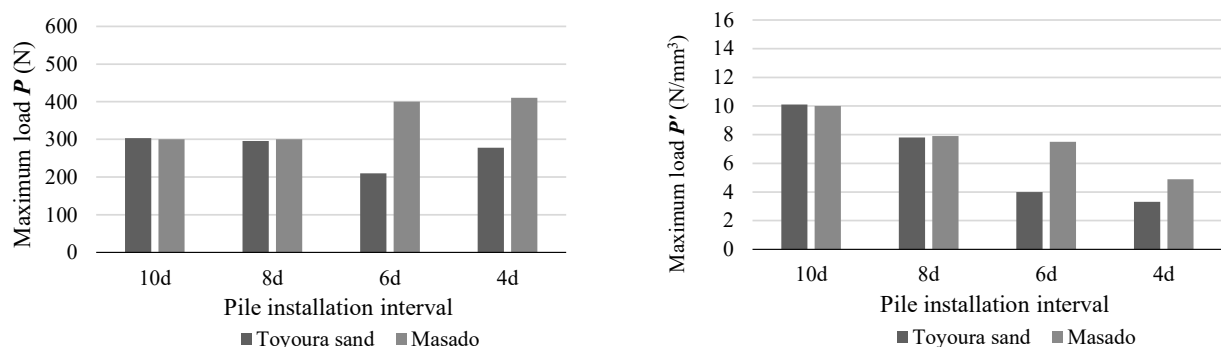


図-11 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 杭長:7.5 cm, 杭配置:千鳥)

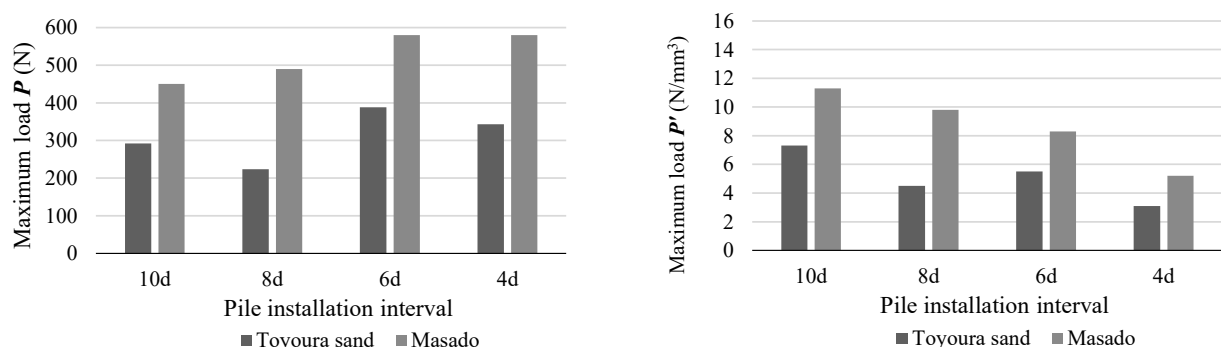


図-12 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 杭長:10 cm, 杭配置:平行)

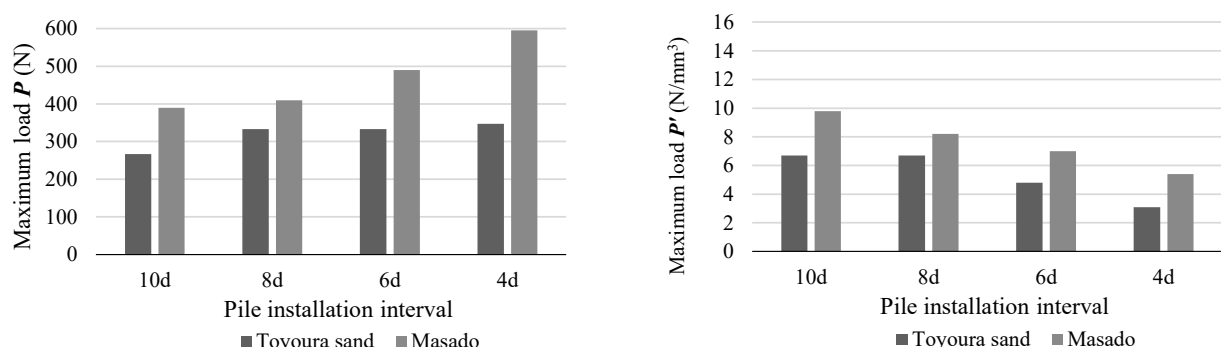


図-13 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 杭長:10 cm, 杭配置:千鳥)

杭長 (5 cm) 及び杭配置形態 (平行配置: 図-7) の条件における最大荷重に関して, 図-8 に示すとおり, 真砂土は, 豊浦砂と比較して, 最大時の水平耐荷力において有利となる結果であった。また, 図-9 や図-10 から図-13 までに示すとおり, 杭配置形態 (千鳥配置) や杭長 ($h = 7.5/10$ cm) においても, 同じ傾向であることが分かった。なお, この要因の一つとして, 杭頭より伝達された水平作用力が, 比較的に細い杭側方より土中へ作用する際, 粒度分布の広い真砂土 (図-5) が一般的な締固め特性により, 有効であったことによるものと推測される。

また, 土材料 (真砂土) 及び杭配置形態 (平行配置) の条件における最大荷重に関して, 図-14 (左) に示すとおり, 杭長が長く, 配置間隔が狭く (密配置) なるに伴って, 水平耐荷力が有利となる結果であった。また, 図-15 (左) に示す杭配置形態 (千鳥配置) においても, 同じ傾向であることが分かった。なお, 千鳥配置の場合, 最大杭長 (10 cm) 及び最小の杭配置間隔 (4d) における最大荷重は, 最小杭長 (5 cm) 及び最大の杭配置間隔 (10d) と比較して, 約 3 倍であった (図-13)。ただし, 図-14 (右) や図-15 (右) に示すとおり, 配置間隔が狭くなるに伴って, 効率性 (単位材料あたりの最大荷重) において不利となる結果であった。また, 杭長に関して, 平行配置の場合, 杭長が長くなるに伴って, 効率性において不利となる結果であった (図-14: 右)。ただし, 千鳥配置の場合, 杭長の杭長の変化に伴った効率性の影響は見られなかった (図-15: 右)。なお, これらの要因の一つとして, 杭長や杭配置形態の違いによって, 網状鉄筋挿入工の水平抵抗メカニズムが変化することによるものと推測される。

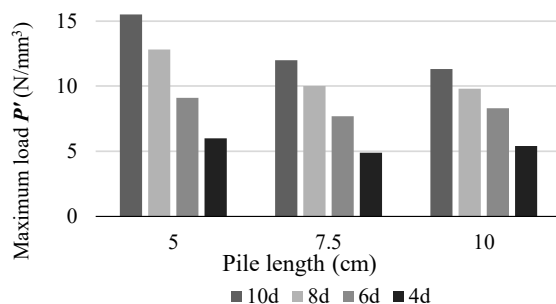
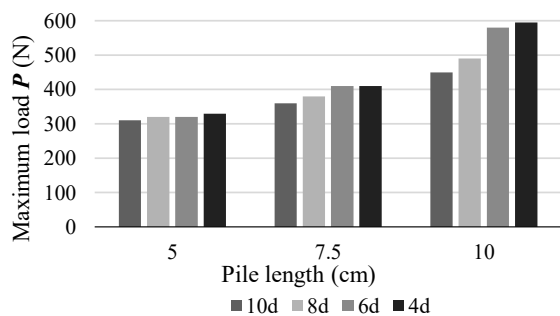


図-14 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 土材料:真砂土, 杭配置:平行)

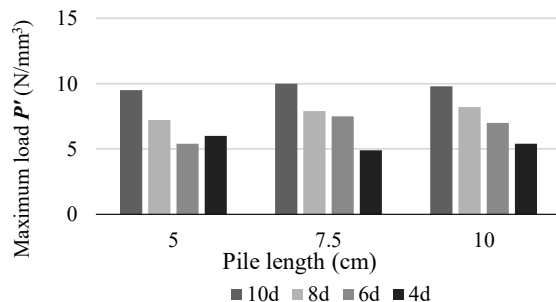
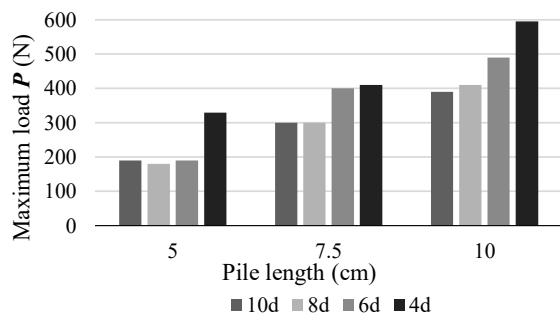


図-15 実験結果(左:最大荷重, 右:単位材料あたりの最大荷重, 土材料:真砂土, 杭配置:千鳥)

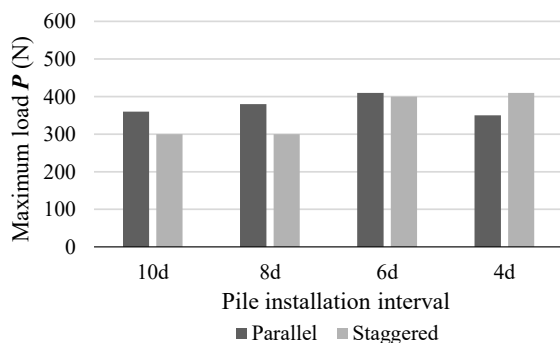
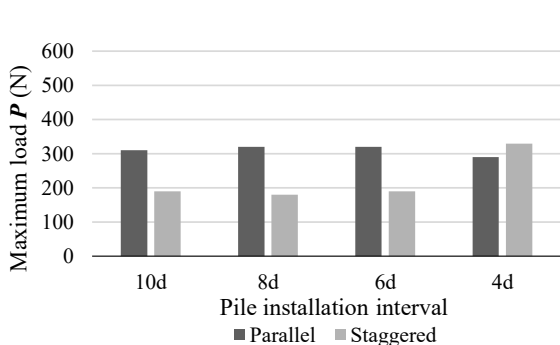


図-16 実験結果(左:最大荷重,土材料:真砂土,杭長:5cm, 右:最大荷重,土材料:真砂土,杭長:7.5 cm)

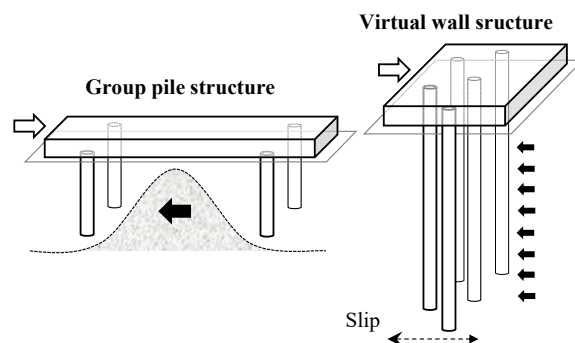
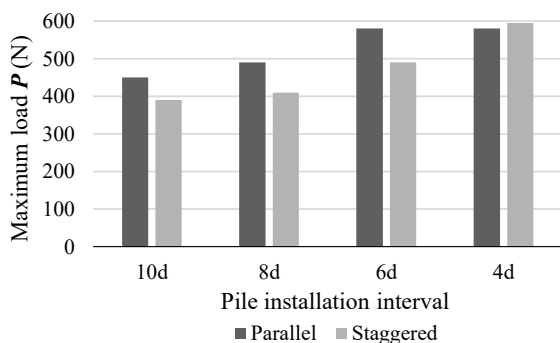


図-17 実験結果(最大荷重,土材料:真砂土,杭長:10 cm)

図-18 提案する杭配置の違いによる水平耐荷性能の変化

さらに、土材料(真砂土)における杭長毎における杭配置の違いが最大荷重に関して、図-16 から図-18 までに示すとおり、配置間隔がある一定(6d)までの広さの場合、平行配置の水平耐荷力が有利となる一方で、密配置(4d)の場合においては千鳥配置が有利となる結果であった。なお、これらの要因の一つとして、杭配置間隔が狭く(4d)になると、上述と同様に、水平抵抗メカニズムが顕著に変化することによるものと推測される。

最後に、これらの実験結果より得られた傾向を参考に、杭配置の違いによる水平耐荷性能の変化を図-18 に提案する。なお、図-18 (左)に示すとおり、杭長が短く、杭配置間隔が広い(粗配置)場合、杭と土が一体となって挙動する群杭

効果^{9),10)}が期待されるものと推測される。一方、杭長が長く、杭配置間隔が狭い（密配置）場合、杭の底面において水平方向のすべり面（境界面）が発生すると推測される。そこで、図-18（右）に示すとおり、長杭で密に配置することにより、擬似的に形成される仮想壁面による水平抵抗性能が考えられる。ただし、これらの考察は、限られた実験条件で得られた結果に基づくものであり、今後、更なる杭配置（縦断方向、横断方向における配置間隔の変化）や実験規模の拡大化等の更なる実験に基づいた検討が望まれる。

3. おわりに

本研究は、網状鉄筋挿入工による対策に際して、詳細な設置条件の違いが水平耐荷性能に与える影響について、基礎的な実験により把握した。得られた成果を以下に要約する。

- 1) 網状鉄筋挿入工による対策に際して、真砂土は、豊浦砂と比較して、最大時の水平耐荷力において有利であった。
- 2) 真砂土の場合、杭長が長く配置間隔が狭くなるに伴って、水平耐荷力が有利となる傾向であった。一方、配置間隔が狭くなるに伴って、効率性（単位材料あたりの最大荷重）において不利となる傾向であった。なお、千鳥配置の場合、杭長の変化に伴う効率性への影響は見られなかった。
- 3) 真砂土において、配置間隔がある一定までの広さの場合、平行配置の水平耐荷力が有利であった。一方、密配置の場合、千鳥配置が有利であった。
- 4) 最後に、杭配置の違いにより期待される水平耐荷性能の変化（群杭効果、仮想壁効果）について提案した。

参考文献

- 1) 今泉文寿・小山内信智・加藤真雄・小池 優・小杉賢一郎・坂井佑介・坂口 宏・里深好文・高山翔揮・田中隆文・西陽太郎：令和3年7月静岡県熱海市で発生した土石流災害，砂防学会誌, Vol. 74, No. 5, pp. 34-42, 2022.
- 2) 盛土規制法：https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_tk_000076.html（2025年6月1日閲覧）
- 3) 国土交通省：盛土等の安全対策推進ガイドライン(案)，2023.
- 4) 宇都宮市における大規模盛土造成地の滑動崩落防止工事の実施：<https://www.city.utsunomiya.lg.jp/>（2024年5月1日閲覧）
- 5) Lizzi, F.: Root Piles as soil reinforcement for foundation problems, Ecole Nationale des Ponts et Chausses, pp.15, 1991
- 6) 龍岡文夫・三木五三郎・松尾恵一・児玉秀文：鉄筋により補強された砂地盤の支持力特性Ⅰ，東京大学生産研究, Vol. 33, No.10, pp.21-24, 1981.
- 7) 土質工学会：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29, pp.392-426, 1986
- 8) 三木五三郎・坂下五男・児玉秀文：網状ルートパイル工法の日本における実施例，土と基礎, Vol. 31, No.9, pp.35-40, 1983.
- 9) 原田紹臣・藤本将光・小西成治・疋田信晴：網状鉄筋挿入工における杭設置条件の違いが堰堤基礎補強機能に与える影響，土砂災害に関するシンポジウム論文集, Vol. 9, pp.103-108, 2018.
- 10) 富沢孝一・森 康夫・菊池 実：群杭効果に関する水平載荷試験結果，寒地土木研究所, Vol.A-11, pp.73-80, 1984.

Quality control report of bentonite mixed soil using 3 σ method for 10 waste final disposal sites, approximately 240,000 m²

○Toru Inui¹ • Katsumi Mizuno² • Yoshinori Iwasaki³ • Jun Harada⁴ • Kazuto Endo⁵ • Masashi Kamon⁶

¹Osaka University • ²Osaka Bentonite CBA • ³GRI • ⁴GIA Study Group for SECURE • ⁵Nies • ⁶RIEG

1. Introduction

There are several options for the material of the water-impermeable layer at the bottom of a waste final disposal site. When bentonite mixed soil is used as a water-impermeable structure, in Japan, the minimum thickness is 50 cm and the permeability is 10⁻⁶ cm/sec or less. We have developed a 3 σ quality control method that can estimate the on site permeability coefficient only by measuring the water content and density with an RI meter. We have used an RI device to measure the density and water content at 2,985 points in 10 outdoor construction projects covering an area of about 240,000 square meters out of 30 construction sites in Japan, and used the 3 σ method to statistically control the quality of the sand-bentonite mixed soil. From the data from these 10 points, we were able to find a soil grain size accumulation curve suitable for the bentonite mixed soil. In this paper, we discuss the quality control method for the bentonite mixed soil.

2. Basic characteristics of bentonite mixed sand

In Figure 1, the compaction of the bentonite sand is shown as well as the change of permeability based upon Kenney's experimental data¹⁾. The bold line shows the optimum water content for the standard proctor compaction. The mass ratio of bentonite to sand, B/S ratio, was changed from 0 to 24. The maximum density for each B/S ratio increases with B/S ratio as shown in the upper part in Figure 1. In the lower part of Figure 1, it is shown that the permeability decreases with the increase of the water contents. However, the rate of the decrease becomes much slow when the water content becomes equal and larger than the optimum water content. The permeability at the optimum water content may be regarded as a representative value to make comparison among different B/S ratio²⁾³⁾⁴⁾.

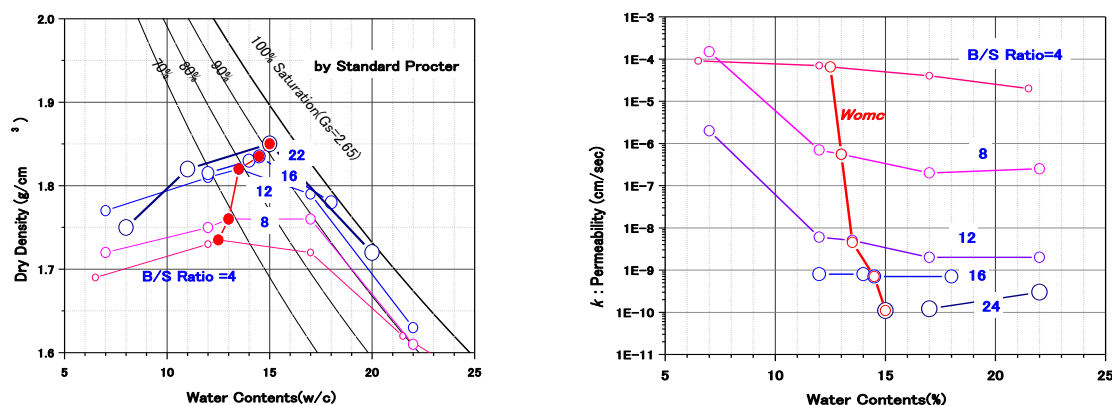


Figure 1. Compaction of bentonite mixed sand and permeability²⁾³⁾⁴⁾

Figure 2 shows that the change of the permeability and the dry density at the optimum water contents against B/S ratio. We find a point in Figure 2 where the decrease rate of the permeability decreases with the increase of the B/S ratio. We may call this point as threshold or critical B/S ratio. Practically, it is important to know the limit of the B/S ratio beyond which further addition of bentonite produces no significant decrease of the permeability.

3. Case study of a silty sand with bentonite

Among more than 10 case studies of bentonite mixed soils in the past, we show here a typical procedure to determine several parameters of bentonite mixed with soil based upon the required quality specifications. The specification of the clay liner required by Japanese law is the permeability as well as the thickness of the liner. The permeability should be less than $k \leq 10^{-6}$ cm/sec and the thickness should be larger than 50cm²⁾.

Quality control report of bentonite mixed soil using 3 σ method for 10 waste final disposal sites approximately 240,000 m² Toru Inui¹, Katsumi Mizuno², Yoshinori Iwasaki³, Jun Harada⁴, Kazuto Endo⁵, Masashi Kamon⁶(¹Osaka University, ²Osaka Bentonite CBA, ³GRI, ⁴GIA Study Group for SECURE, ⁵NIES, ⁶RIEG) KEY WORDS : the waste landfill, bentonite mixed soil, quality control

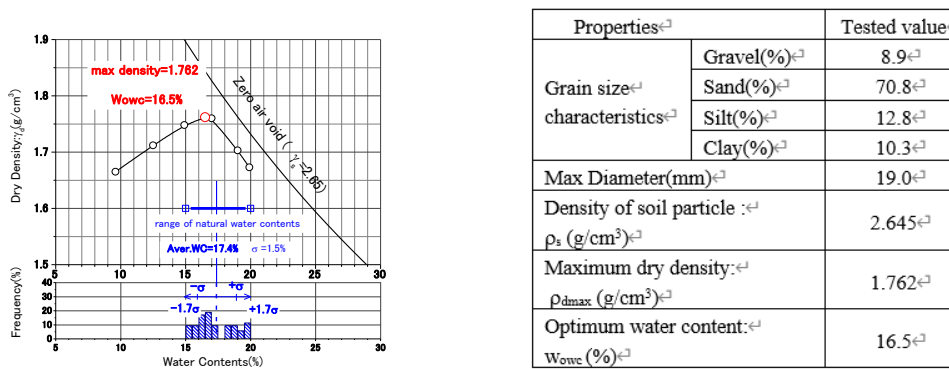


Figure 2. Compaction curve and physical properties for a decomposed granite soil statistically controlled by 3σ method²⁾³⁾⁴⁾

3.1 Soil properties

When a site for construction of the waste landfill is determined, we usually expect some earthworks of cut and fill. We study geology and geotechnical characteristics of the area to evaluate if the available soil is suitable to be used as bentonite mixed soil as clay liner. We will show a case study on decomposed granite, which is one of the typical soil in mountain area in Japan. Physical properties of the decomposed granite soil is shown in Figure 3. The maximum density is 1.762 and optimum water content is 16.5% by standard proctor compaction test. Figure 2 shows the compaction curve by standard proctor with distribution of natural water contents. Natural water contents of the soil vary from 15% to 20% with an average of 17.4% that is in wet side of the compaction curve.

3.2 Laboratory tests for bentonite mixed soil

To estimate the permeability of the bentonite mixed soil, permeability and cone penetration tests were performed for compacted soil samples with different B/S ratios. Figure 3 shows compaction curve for the bentonite mixed soil with various B/S ratio.

The permeability was tested for the soil samples that were compacted to the density of 90% of the maximum density obtained for each B/S ratio at the optimum water contents. The critical B/S ratio may be obtained as B/S=13% as shown in Figure 4. The density decreases with the increase of B/S ratio, which is different from Kenney's experiment. This is because the different particle size distribution between two soils. The sand that Kenney used has much more void to allow the bentonite to increase the density. On the other hand, silty sand of decomposed granite has little void and the addition of bentonite decreases the density of the soil.

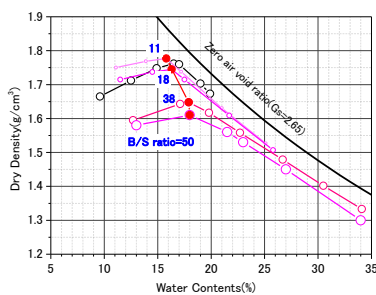


Figure 3. Compaction curve for bentonite mixed soil with different B/S ratio²⁾³⁾⁴⁾

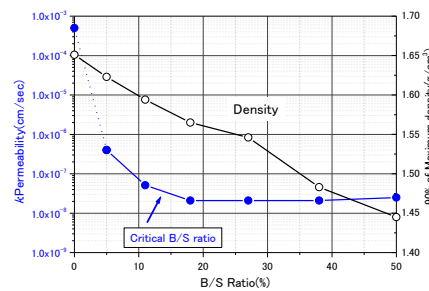


Figure 4. Decrease of permeability and density with increase of B/S ratio²⁾³⁾⁴⁾

It should be noted that the decrease of the density as the increase of the bentonite. This makes more stable condition of the bentonite within the silty sand soil in the smaller range of water contents than sandy soil. Using the critical B/S ratio of 13% as the basic parameter, we performed compaction test. The maximum density and optimum water content for standard proctor was obtained as $\gamma_d = 1.616 \text{ g/cm}^3$ and $w_{owc} = 20.8\%$. We further performed laboratory tests of permeability and cone penetrometer test for compacted samples of different densities of 95%, 90%, and 85% of the maximum density with several water contents for the bentonite mixed soil with the critical B/S ratio of 13%. Figure 5 shows the results of variation of the permeability and cone resistance values for samples with different densities and water contents. Figure 6 shows the results of regression analysis between the degree of saturation and the permeability in Figure 5. We may assume the

permeability of the compacted soil is a function of the degree of saturation. Based upon Figures 5 and 6, we could draw equi-contour lines in density-w/c chart shown as Figure 7.

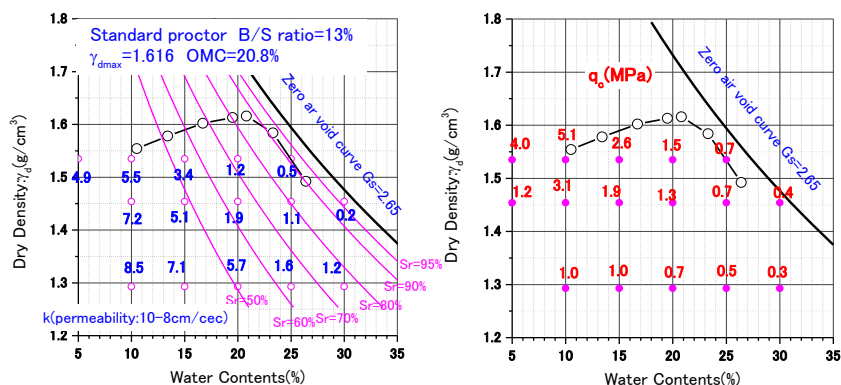


Figure 5. Equi-contour line of permeability and cone penetrometer resistance²⁾³⁾⁴⁾

Since the water content of the bentonite to be mixed has different water content from the soil to be mixed, the water contents by addition of bentonite is not the same as the natural water contents. The average water content of bentonite used here is about 10%. The addition of 13% of bentonite makes decrease of the water contents about 0.5%. These range of water content expected at the field is shown in the lower part of Figure 8. Figure 8 shows the result of the combination of Figure 7 and shows the range of density and water content that must be specified for the quality control of the bentonite mixed soil for the site when the silty sand is used as clay liner with B/S ratio=13. Since the water contents for the mixed soil is within the range of 14.5-19.5%, if the density is, say larger 1.40 g/cm³, the two main conditions of the permeability and cone penetration resistance are well satisfied. Other characteristics like strength that controls stability of the earth structure were also studied. These strength requirements are found within the range of the specified in Figure 8. Based upon the comparison of the expected distribution of the mixed soil and the necessary range of compaction condition for this site, it was expected not necessary to make any adjustment of water content to the bentonite mixed soil. We determined the basic specification for the site as the minimum degree of compaction of 90% of the maximum dry density without any treatment of natural water content.

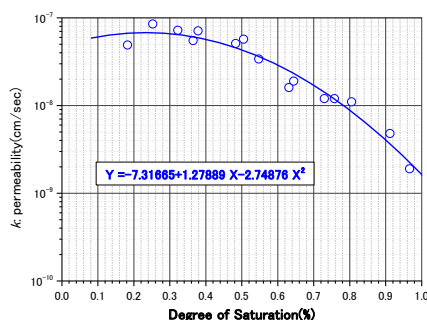


Figure 6. Permeability as a function of degree of saturation

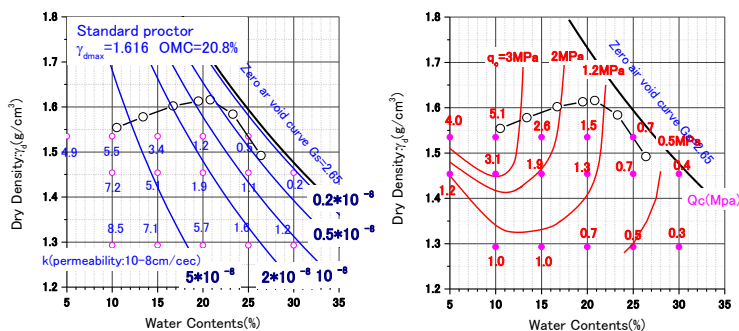


Figure 7. Equi-contour line of permeability and cone penetrometer resistance²⁾³⁾⁴⁾

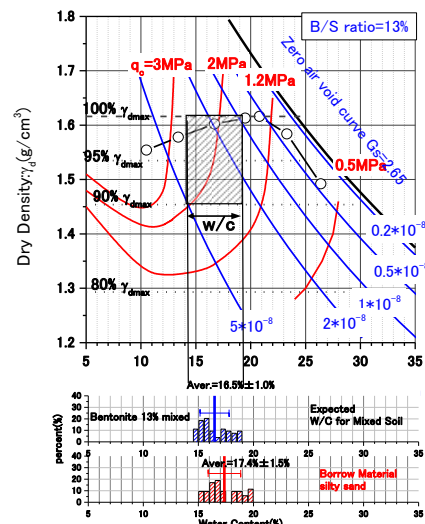


Figure 8. Required density for quality control of bentonite mixed soil statistically controlled by 3 σ method²⁾³⁾⁴⁾

4. Quality control at the field compaction work

To control the quality of the compacted soil at the field, following tests were performed; (1) content of bentonite and (2) water content and dry density.

4.1 Content of bentonite

Mixing bentonite with soil was performed by specially developed mixing machine. Metylene blue test was performed to obtain the content of the bentonite. For the trial testing phase, the machine is adjusted to reach the uniformity of mixing in terms of ratio of bentonite to soil to be within some range. The range of B/S ratio at this site was found within $\pm 0.9\%$. Funnel viscosity test was also adapted to confirm the bentonite ratio during running the mixing machine. It was to measure the viscosity of liquid that was a mixture of water and the sampled bentonite mixed soil and estimate the bentonite content. Funnel test requires only 15 minutes that is faster than the metylen blue test that requires about three hours. The funnel viscosity test may be less accurate but worth to obtain index faster than Methylene blue.

4.2 Water content and dry density

We used gamma neutron tester to measure the soil density and water contents in the field. Before the field compaction work started, we set experimental yards for trial bentonite mixing and compaction to select the mixing parameters, compaction machine, required passages to obtain the specified density. Figure 9 shows the change of the variation of water contents for the original borrowed material of decomposed granite, expected distribution of mixed bentonite, the measured distribution of mixed soil at stock yard before compaction, and the final stage of compacted bentonite soil as clay liner. The total number of measurement by gamma neutron meter was about 250 times or once per compacted soil volume of 33 m^3 . The distribution in Figure 10 shows satisfactorily results for both density as well as water contents. Based upon the relationship between degree of saturation and the permeability as shown in Figure 6, the permeability of the compacted clay liner was estimated by the field density and water contents as shown in Figure 10. It is shown the estimated permeability distribute in the range of 10^{-7} to 10^{-8} cm/sec , which satisfy the legal requirement of less than $10^{-6} \text{ cm/sec}^{(2)(3)(4)}$.

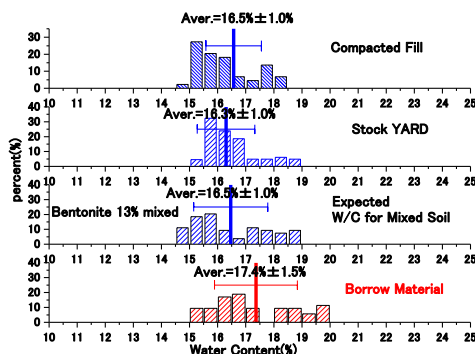


Figure 9. Distribution of water contents for various stages
Statistically controlled by 3σ method⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾

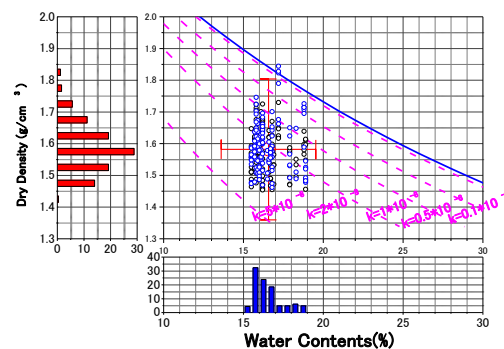


Figure 10. Distribution of water contents and dry density
(250 points/ once@ 33 m^3) statistically controlled by 3σ
method⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾

5. Selection of Bentonite ratio for QC in the field

After selecting suitable B/S ratio as preliminary base, we proceed to series of compaction test to define the expected range of the water contents and required density corresponding to the required characteristics of the permeability and the workability.

If you select the bentonite ratio large enough that should result in achieving the required permeability for the range of the density and water content that are expected in the field, the quality control for field construction work becomes very simple by only to confirm the density requirement.

The comparison between the conventional compaction control for silty sand without bentonite mixed and the bentonite mixed one is shown in Figure 12. The natural silty sand compaction or one with small bentonite ratio shown in the left side that shows the permeability is in the transition range of the $k = 10^{-6} \text{ cm/sec}$. The requirement of compaction is usually defined by saturation ratio. If the natural water content is limited within some wet side range, the compaction energy may be specified to obtain the required saturation ratio. However, in the case of Figure 13, the water content is distributed in dry and wet side. It is very difficult to define the controlling criteria in the field compaction. On the other hand, if the bentonite ratio is given to bring the permeability so small as shown in right side in Figure 13, it become very easy to

define the compaction specification. There is no requirement of compaction from the permeability concerned. We only concentrate the workability based upon density.

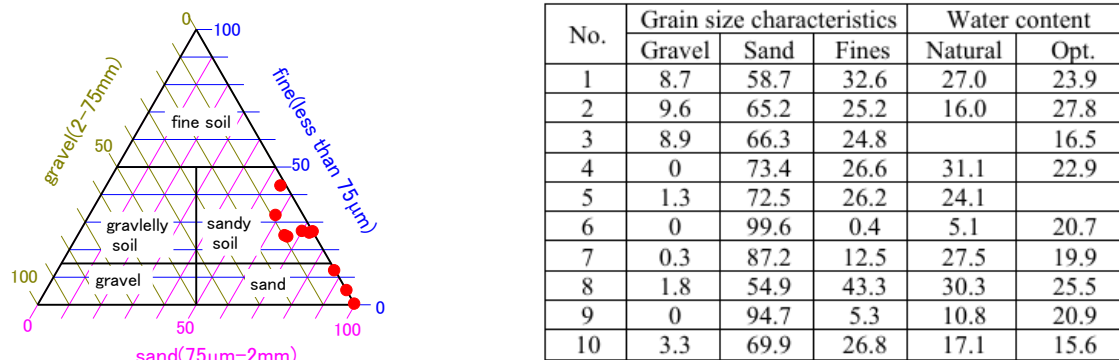


Figure 11. Grain size characteristic used as bentonite mixed soil⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾

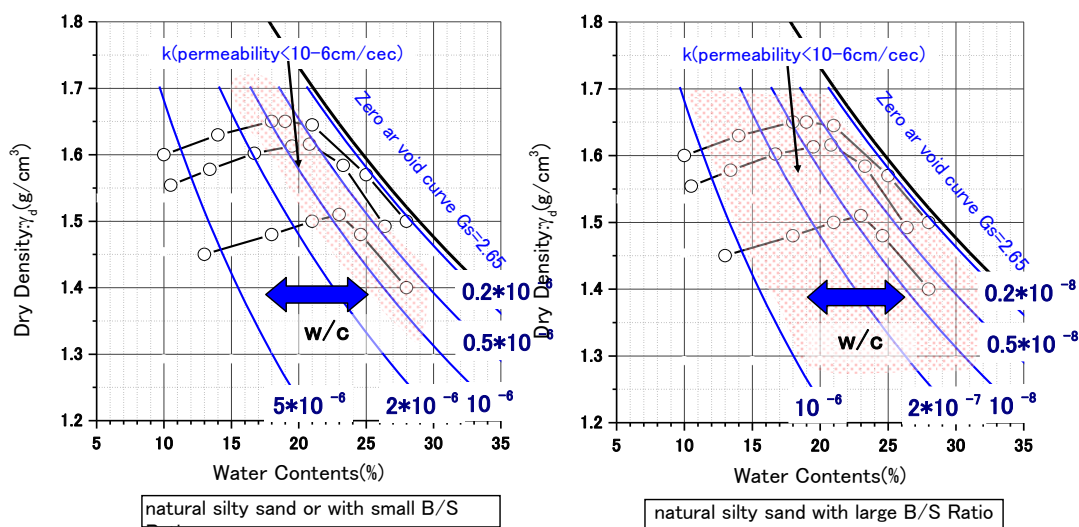


Figure 12. Permeability change with B/S ratio⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾

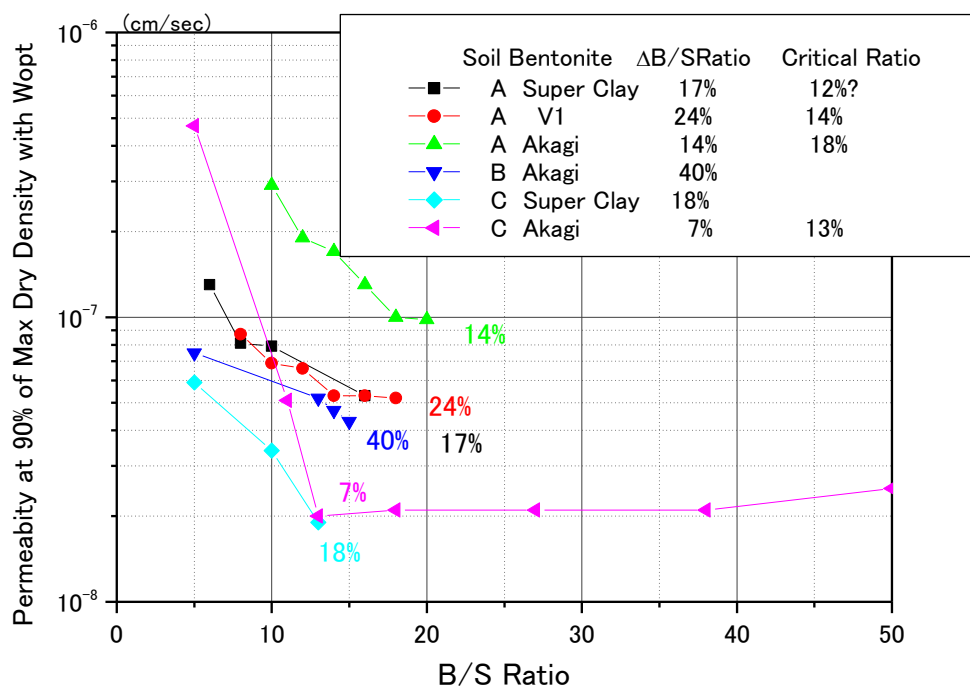


Figure 13. Effect of bentonite clay that widens the satisfied area in compaction chart⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾

6. Conclusions

Figure 14 illustrates the beginning, development, twist and conclusion of this report. In March 2003, I traveled to the United States and received instruction from Mr. Daniel on the three-element composite liner grand design described in “R.M. Koerner and D.E. Daniel (1995): Waste Containment Facilities, Guidance for Construction, Quality Assurance and Quality Control of Liner and Cover.” Based on multiple field tests and laboratory tests conducted in Japan for the construction of waste landfills, the following conclusions were drawn regarding the use of bentonite-mixed soil as a clay liner for the embankment base:

- Prior to construction, laboratory soil tests must be conducted, and the mixed soil must be carefully selected based on particle size distribution. Figure 14 shows the particle size accumulation curve for uniform mixing in the mixer, based on experience from 10 locations.
- By appropriately selecting the bentonite mixture ratio, permeability can be reduced to 10^{-8} cm/sec or less, simplifying quality control during the compaction process and facilitating construction.
- Bentonite mixture has extremely low permeability and was highly effective as a clay liner.
- The three-element composite liner, which combines GM/GCL and bentonite mixed soil and is statistically managed using the 3σ method, won the “Environment Prize in 2004,” “Technical Prize Achievements in 2004,” “Technical Prize in 2004,” and “Special Prize in 2004.”

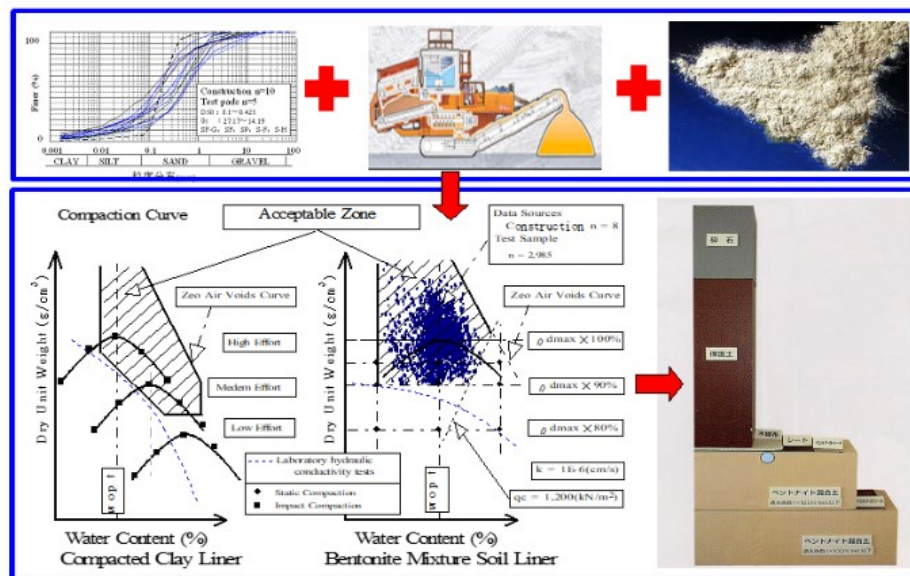


Figure 14. Illustrates the beginning, development, twist and conclusion of this report²⁾³⁾⁴⁾

References

- 1) R. M. Koerner, D. E. Daniel (1995) : Waste Containment Facilities, Guidance for Construction, Quality Assurance and Quality Control of Liner and Cover. <http://ndl.ethernet.edu.et/bitstream/123456789/70731/1/1724.pdf>
- 2) Kazuto Endo, Katsumi Mizuno, Teruyuki Fujiwara, Makoto Nishigaki, Masashi Kamon: Prediction of Impermeability of Bottom Waterproofing Structures Based on Consistency Limits, The 59th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers, pp. 615-616, September 2004.
- 3) Katsumi Mizuno, Tomoko Okada, Kazuto Endo, Teruyuki Fujiwara, Masashi Kamon: Performance Evaluation of Bentonite-Mixed Soil and Research Predicting Maximum Permeability Coefficient in Actual Construction, Proceedings of the 40th Geotechnical Engineering Research Presentation Meeting, Published : June 15, 2005.
- 4) Teruyuki Fujiwara, Katsumi Mizuno, Tomoko Okada, Kazuto Endo, Masashi Kamon: Dry Density and Moisture Content of Bentonite-Mixed Soil in 10 Final Disposal Site Cases (4,466 Locations), Proceedings of the 40th Geotechnical Engineering Research Presentation Meeting, Published: June 15, 2005.

携帯型ミニディスクインフィルトロメータの計測データを用いた 水分特性曲線に関するパラメータの事後分布推定

○藤本雄大¹・上西那智¹・伊藤真一¹¹立命館大学 理工学部 環境都市工学科

1. はじめに

数値解析シミュレーションによって土中の水分状態を計算するためには、現場の不飽和浸透特性(水分特性曲線と不飽和透水係数の関数)を適切に把握する必要がある。水分特性曲線は保水性試験、不飽和透水係数の関数は不飽和透水試験によって求められることが多いが、これらは試験に時間がかかることや試験装置が複雑であることなどが課題として挙げられる。そこで本研究では、現場で簡易に試験可能な透水試験機である携帯型ミニディスクインフィルトロメータ(以下インフィルトロメータ)に着目する(図-1)。インフィルトロメータは小型で持ち運びが容易であるという利点がある一方で、試験データから Reynolds and Elrick¹⁾の式を用いて算出されるのは現場飽和透水係数 k_{fs} のみである。つまり、この試験単体では不飽和浸透特性の一部分しか得ることができないという限界がある。そこで筆者ら²⁾は、インフィルトロメータを用いた透水試験の計測データと融合粒子フィルタによるデータ同化を組み合わせることで、透水係数だけでなく水分特性曲線も推定できる手法を提案した。しかし、この方法も水の流れを鉛直次元に強制するために現場で単管パイプを打設することを前提としており、試験前に手間がかかることや現場の土を乱す可能性があることなどが課題として考えられる。そこで本研究では、現場で単管パイプを打設することなくインフィルトロメータをそのまま設置した場合の透水試験を行って、そこから得られる計測データとマルコフ連鎖モンテカルロ法(Markov chain Monte Carlo 法, 以下 MCMC 法)を組み合わせることで水分特性曲線に関するパラメータを推定する手法について検討する。なお、本研究では、豊浦砂を用いた室内試験を通じて本手法の妥当性を検証する。



図-1 インフィルトロメータの概要

2. 不飽和浸透特性の推定手法

図-2は本研究で用いる不飽和浸透特性推定手法の流れを示している。インフィルトロメータは圧力水頭調整チューブを調整することで地表面に一定の負の圧力水頭 h を作用させることができ、この状態で下部チャンバーからの浸潤量を計測する。本手法では、まず地表面に作用させる圧力水頭を変えて3回の試験を行い(図-2(A)), 各圧力水頭 h に対する浸潤量 $Q(h)$ を計測する。各圧力水頭において安定した際の浸潤量を計測時間 t で割ることで、単位時間あたりの定常流量 $Q(h)/t$ が得られる。それらの自然対数と圧力水頭の関係 (h - $\log_e(Q/h)$ 関係, 図-3 参照) から回帰直線の傾き a と切片 $\log_e(Q_0/t)$ が得られるため、それらのデータに基づいて以下の Reynolds and Elrick¹⁾の式より現場飽和透水係数 k_{fs} を算出する(図-2(B))。

$$k_{fs} = \frac{\exp \left\{ \log_e \left(\frac{Q_0}{t} \right) \right\}}{\pi R^2 + \frac{4R}{a}} \quad (1)$$

ここに、 Q_0/t は $h=0$ における定常流量、 R は MDI のディスク半径、 a は浸透挙動に対する重力成分と圧力水頭成分の相対的な比率を表すパラメータである。また、各圧力水頭 h に対する定常流量 $Q(h)/t$ も試験により得られているため、式(1)の

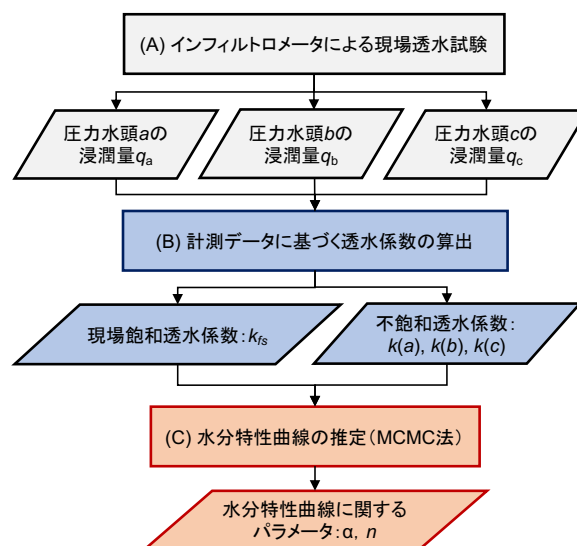


図-2 不飽和浸透特性推定手法の流れ

Estimation of the posterior distribution of soil water characteristic curve using measurement data from a mini disk infiltrometer
Yudai Fujimoto¹, Nachi Uenishi¹, Shinichi Ito¹ (¹Ritsumeikan University)

KEY WORDS: Mini disk infiltrometer, Soil water characteristic curve, Markov chain monte carlo method, Hydraulic conductivity

元となる式を変形させることで、各圧力水頭に対する不飽和透水係数 $k(h)$ も以下のように算出できる (図-2(B))。

$$k(h) = \frac{\exp \left\{ \log_e \left(\frac{Q(h)}{t} \right) \right\}}{\pi R^2 + \frac{4R}{a}} \quad (2)$$

このようにして得られた現場飽和透水係数 k_{fs} と各圧力水頭に対する不飽和透水係数 $k(h)$ の 4 点のプロットを次式に示す VG-Mualem モデル^{3),4)}で表現できるように不飽和浸透特性に関するパラメータを推定する (図-2(C))。

$$k(h) = k_s \cdot \left\{ \frac{1}{1 + (-ah)^n} \right\}^{\frac{n-1}{2n}} \cdot \left[1 - \left\{ 1 - \frac{1}{1 + (-ah)^n} \right\}^{1-\frac{1}{n}} \right]^2 \quad (3)$$

ここに、 k_s は飽和透水係数であり、本研究では飽和透水係数 k_s は現場飽和透水係数 k_{fs} と概ね等しいと仮定している。 α と n は水分特性曲線の形状に関するパラメータであり、本研究ではこの 2 つのパラメータを MCMC 法を用いて推定する。MCMC 法のアルゴリズムとしては No-U-Turn Sampler (NUTS)⁵⁾を用いて、そのためのライブラリとしては PyMC を用いた。NUTS は、ハミルトニアンモンテカルロ法 (物理学におけるハミルトン力学の考え方をベースにした方法) を改良した手法であり、パラメータ探索において U ターンをさせないというルールを設けることで、ハミルトニアンモンテカルロ法で事前設定が必要なステップサイズなどを自動設定できるという利点がある。

3. インフィルトロメータを用いた現場飽和透水係数 k_{fs} の算出とその妥当性検証

本章では、まずインフィルトロメータを用いた透水試験を行って現場飽和透水係数 k_{fs} を算出して、定水位透水試験の結果との比較を通じて得られた現場飽和透水係数 k_{fs} の妥当性について検証した。写真-1 は室内透水試験の様子を示している。内径 200 mm、高さ 250 mm のアクリルの容器の底面に多数の小さな穴を開けて供試体作製用の土槽を作製した。この土槽に豊浦砂 ($\rho_s=2.64 \text{ Mg/m}^3$) を初期含水比 $w=15\%$ 、間隙比 $e=0.78$ となるように締固めて供試体を作製し、供試体上面にインフィルトロメータを設置して透水試験を実施した。本研究では、インフィルトロメータを用いて得られる現場飽和透水係数 k_{fs} のばらつきについても検証するために、インフィルトロメータの設置位置を変えて 10 回の計測を行った。図-3 は 10 回の透水試験を行なって得られた $h\text{-}\log_e(Q/t)$ 関係を示している。同図には、3 通りに変更した圧力水頭 (-5cm, -3cm, -1cm) によって得られた 10 個のプロットから算出した $10^3=1,000$ 本の回帰曲線も併せて示している。これらの結果より、圧力水頭を大きくすることで定常流量の自然対数 $\log_e(Q/t)$ も増加している傾向を確認できる。本研究では、この 1,000 本の回帰曲線の切片 $\log_e(Q_0/t)$ と傾き a から式(1)を用いて現場飽和透水係数 k_{fs} を 1,000 通り算出して、それらのばらつきを評価した。図-4 は算出された現場飽和透水係数 k_{fs} のヒストグラムを示している。インフィルトロメータによって算出された現場飽和透水係数 k_{fs} は概ね同じオーダー内の値が得られており、試験のばらつきは十分に小さいといえる。また、同図には、インフィルトロメータによる透水試験の供試体と間隙比を合わせて行った定水位透水試験の結果も併せて示している。この結果から、現場飽和透水係数 k_{fs} のヒストグラムは、定水位透水試験の結果とも同程度の値を算出できている。以上のことから、本章で行ったインフィルトロメータを用いた透水試験は、十分に信頼性の高い現場飽和透水係数を得られていることが明らかになった。

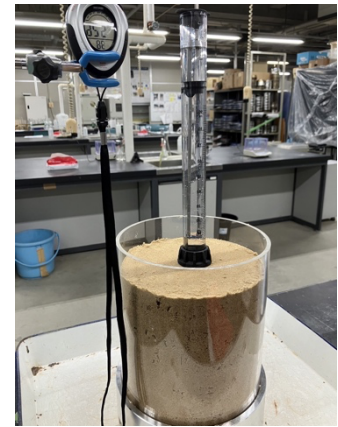


写真-1 室内試験の様子

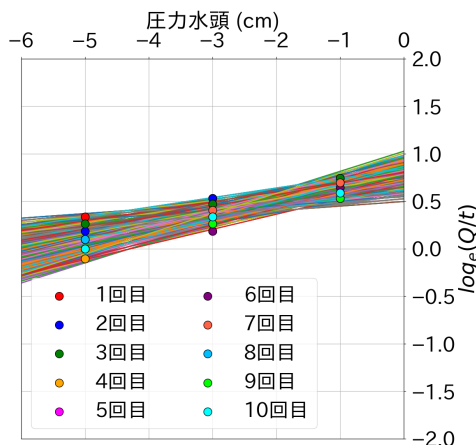


図-3 $h\text{-}\log_e(Q/t)$ 関係

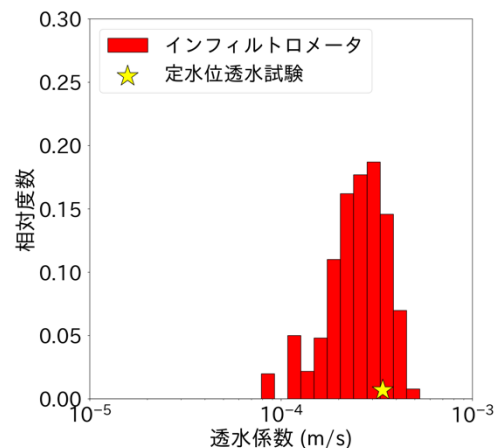


図-4 現場飽和透水係数 k_{fs} のヒストグラム

4. MCMC 法による水分特性曲線の推定とその妥当性検証

インフィルトロメータによる透水試験の計測データに基づいて、それらの計測データを再現できる水分特性曲線に関するパラメータ (α , n) を MCMC 法によって推定した。図-5 は各パラメータのトレースプロットとそこから得られた事後分布を示しており、図-6 は 2 章で示した手順から算出した 4 つのプロットと、そのプロットを VG-Mualem モデルで表現できるような水分特性曲線に関するパラメータ (α , n) を MCMC 法によって推定した際の不飽和透水係数の関数を示している。なお、図-6 における MCMC 法によって推定された不飽和透水係数の関数は $\mu \pm \sigma$ の範囲で示している。これらの結果により、不飽和透水係数のプロットを再現できる水分特性曲線に関するパラメータを確率分布として推定できていることがわかる。次に、他の保水性試験結果との比較を通じて得られた水分特性曲線の妥当性を検証した。水分特性曲線モデルとしては、以下に示す van Genuchten モデルを用いた。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + (-\alpha h)^n} \right\}^{1 - \frac{1}{n}} \quad (4)$$

ここに、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率であり、これらの値としては、インフィルトロメータを用いた透水試験の間隙比より $\theta_s = 0.44$ とした。 θ_r は $\theta_r = 0$ とした。図-7 はインフィルトロメータによる透水試験と間隙比を合わせて行った水頭法による保水性試験の結果と MCMC 法によって推定されたパラメータを用いた水分特性曲線の比較を示している。MCMC 法によって推定された水分特性曲線は、水頭法のプロットと概ね一致しており、本手法によって求められた水分特性曲線の妥当性も確認することができた。以上の結果より、現場で単管パイプなどを打設して水の流れを鉛直一次元に強制しなくても、簡易に試験可能なインフィルトロメータを用いた透水試験と MCMC 法を組み合わせることで、不飽和浸透特性の全体を推定できる可能性を示すことができた。

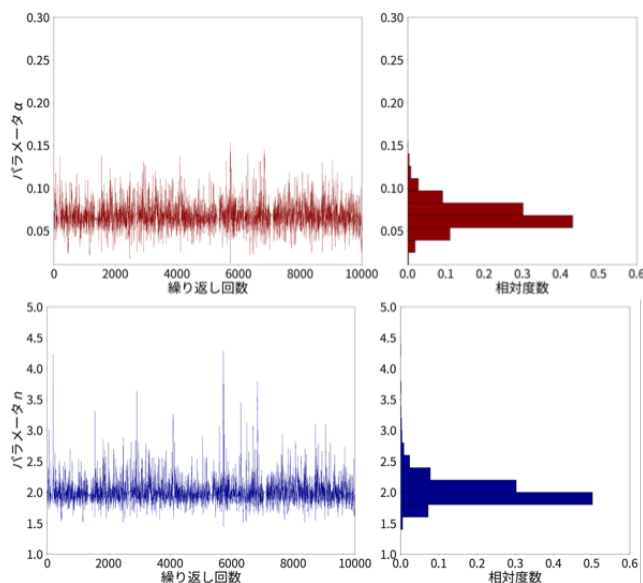


図-5 各パラメータのトレースプロットと事後分布

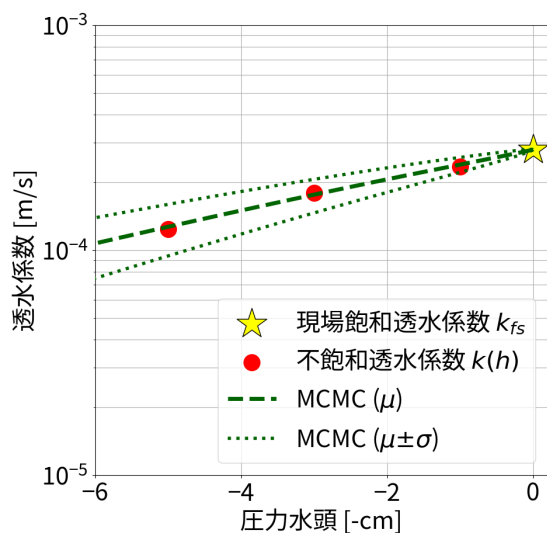


図-6 不飽和透水係数の関数の比較

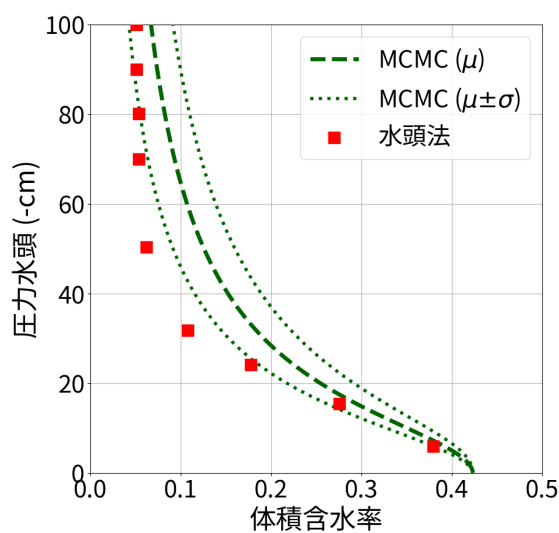


図-7 水分特性曲線の比較

5. まとめ

本研究では、インフィルトロメータによる透水試験から得られる計測データと MCMC 法を組み合わせることで水分特性曲線に関するパラメータを推定する手法の妥当性について室内試験を通じて検証した。結果としては、多数回の試験から算出された現場飽和透水係数 k_{fs} のばらつきは十分に小さく、定水位透水試験の結果とも同程度の値が得られることがわかった。水分特性曲線に関しても、MCMC 法によって得られた水分特性曲線の事後分布は水頭法によって得られた保水性試験結果を十分に再現できることがわかった。このことから、本手法は簡易な透水試験のデータから不飽和浸透特性の全体を推定する手法として有効であるといえる。ただし、本研究での検討は土試料として豊浦砂を用いた場合に限定されているため、今後は粒度分布の異なる土試料を用いて同様の室内試験を行うとともに、実際の現場で本手法を適用する必要もある。

謝辞：本研究は、科学研究費補助金(基盤研究(C)，課題番号：25K07927(代表：伊藤真一))の援助を受けて行われました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Reynolds, W. D. and Elrick, D. E.: Determination of hydraulic conductivity using a tension infiltrometer, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 55, pp. 633-639, 1991.
- 2) 伊藤真一・酒匂一成：携帯型ミニディスクインフィルトロメータを用いた透水試験の計測データに基づく不飽和浸透特性パラメータの推定方法の提案，土木学会論文集，Vol.80，No.6，23-00196，2024.
- 3) van Genuchten, M.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol. 44, Issue 5, pp.892-898, 1980.
- 4) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resour. Res.*, Vol.12, pp.513-522, 1976.
- 5) Hoffman, M. D., and Gelman, A.: The No-U-turn sampler: adaptively setting path lengths in Hamiltonian Monte Carlo, *J. Mach. Learn. Res.*, Vol.15, pp.1593-1623, 2014.

地形情報と深層学習を用いた土砂移動分布抽出の試み ～令和6年能登半島地震の事例～

○小倉畑 亘¹¹ 八千代エンジニアリング株式会社

1. はじめに

日本では、自然災害の激甚化・頻発化に伴い、地震や豪雨に伴う斜面崩壊が多く発生している。土砂災害による人的・物的被害を軽減するためには、どこでどのような災害が発生するか予測する技術の向上が重要である。豪雨や地震に伴う斜面崩壊の分布予測として機械学習手法を用いる研究が多く進められてきた^{1,2)}。これらの研究では、ある地点の崩壊・非崩壊を学習するために、その地点の入力データのみを用いることが多い。一方、佐藤ほか（2005）は斜面崩壊の危険度評価において、シフト不変ニューラルネットワークを用いることで、広範囲の説明変数の情報を使用できることから、狭い範囲の説明変数を用いた場合よりも正解率が向上することを報告した³⁾。

本研究は、ニューラルネットワーク技術を用いて、地震時の崩壊分布を効果的に予測することを目的とする。予測対象である土砂移動分布には、国土地理院の判読結果を用いた。入力データとして、DEMを用いてGISによる地形解析を行い、複数の地形情報を取得した。取得した地形情報を用いて、地震時の斜面崩壊分布を予測する深層学習モデルを構築した。なお、崩壊・非崩壊の分布は多くの場合不均衡データであるため、本研究ではリサンプリングや学習時の重みづけにより、少数クラスに特化した学習を試みた。予測にあたっては、崩壊・非崩壊を判定するセルの外側のデータも入力値として使用した。さらに、入力データの1つとして集水面積の情報を加えることで、流域単位での相対的な位置関係を解析に組み込んだ。これらにより、周囲の地形情報を反映した場合に予測精度が向上する可能性を改めて検証した。訓練済みモデルを用いて、未知のデータに対する崩壊分布の予測を行った結果を報告する。

2. 対象地と対象範囲

本研究の対象地域は、令和6年1月に能登半島地震で斜面崩壊が群発した石川県輪島市の旧門前町周辺とした（図-1）。令和6年1月1日に発生した最大M7.6の地震に伴って、能登半島をはじめとした北陸地域全域で甚大な被害が生じた⁴⁾。地震に伴って発生した斜面崩壊による被害も確認されている。令和6年1月2日～同17日にかけて空中写真が撮影され、国土地理院により斜面崩壊・土砂堆積分布の判読結果が公開された⁵⁾。

旧門前町周辺は、DEM5A⁶⁾が入手できる範囲であったことや、崩壊が群発した山地斜面と比較的崩壊密度の低い平野の両方を含むことなどから選定した。なお、DEM5Aとは航空レーザ測量による標高データから、人口構造物及び樹木等の植生をフィルタリング処理により除去して、作成した数値標高モデルである⁶⁾。また、解析の簡略化のため、対象範囲を矩形領域に切り取った。

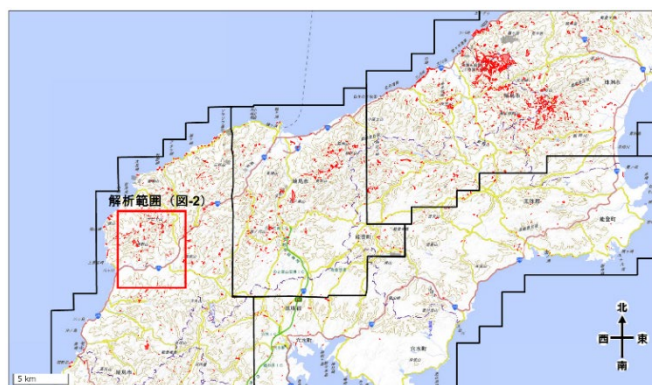


図-1 国土地理院による斜面崩壊・土砂堆積分布の判読結果⁴⁾

3. 使用したデータと地形解析

本研究で使用したデータは、国土地理院が整備する能登半島地震による斜面崩壊・堆積分布と、数値標高モデルである。斜面崩壊・堆積分布は、国土地理院が1月11日及び17日に撮影した空中写真（正射画像）を用いて、令和6年能登半島地震によって生じたと考えられる斜面崩壊地や土砂堆積地を判読したものである⁵⁾。数値標高モデルは、標高データが概ね5mメッシュごとに格納されているものを使用した。判読された斜面崩壊・堆積分布は、個々の範囲がおおむね100平方メートル以上のものを抽出している。これに対して使用する数値標高モデルのメッシュサイズが十分小さいことから、メッシュ内で確認された斜面崩壊数によらず、崩壊と非崩壊の2値に分類した。

説明変数として用いるために地形解析を実施し、数値標高モデルから傾斜量・斜面方位・尾根谷度⁷⁾・集水面積の地形情報を準備した（図-2）。地形解析にはQGIS（3.34.5-Prizren）を用いた。傾斜量は周辺セルの平均傾斜ではなく、中心セルからの最大傾斜角を用いた⁸⁾。斜面方位は真東を0°とし、反時計回りに360°まで設定した。尾根谷度は地上開度か

Extract sediment transport distribution using topographical data and deep learning :A case of the 2024 Noto Peninsula Earthquake
Wataru Ogurahata¹ (¹ Yachiyo Engineering Co., Ltd.)

KEY WORDS: Deep Learning, Terrain analysis, Sediment transport distribution, GIS, Neural network

ら地下開度を減じ、2 で割ることによって算出した⁷⁾。集水面積の計算には自作のプログラムを用いた。具体的には、DEM の平滑化⁹⁾、D-Infinity 法を用いた最大傾斜方向の算出⁸⁾、累積流量の算出¹⁰⁾のフローを用いた。

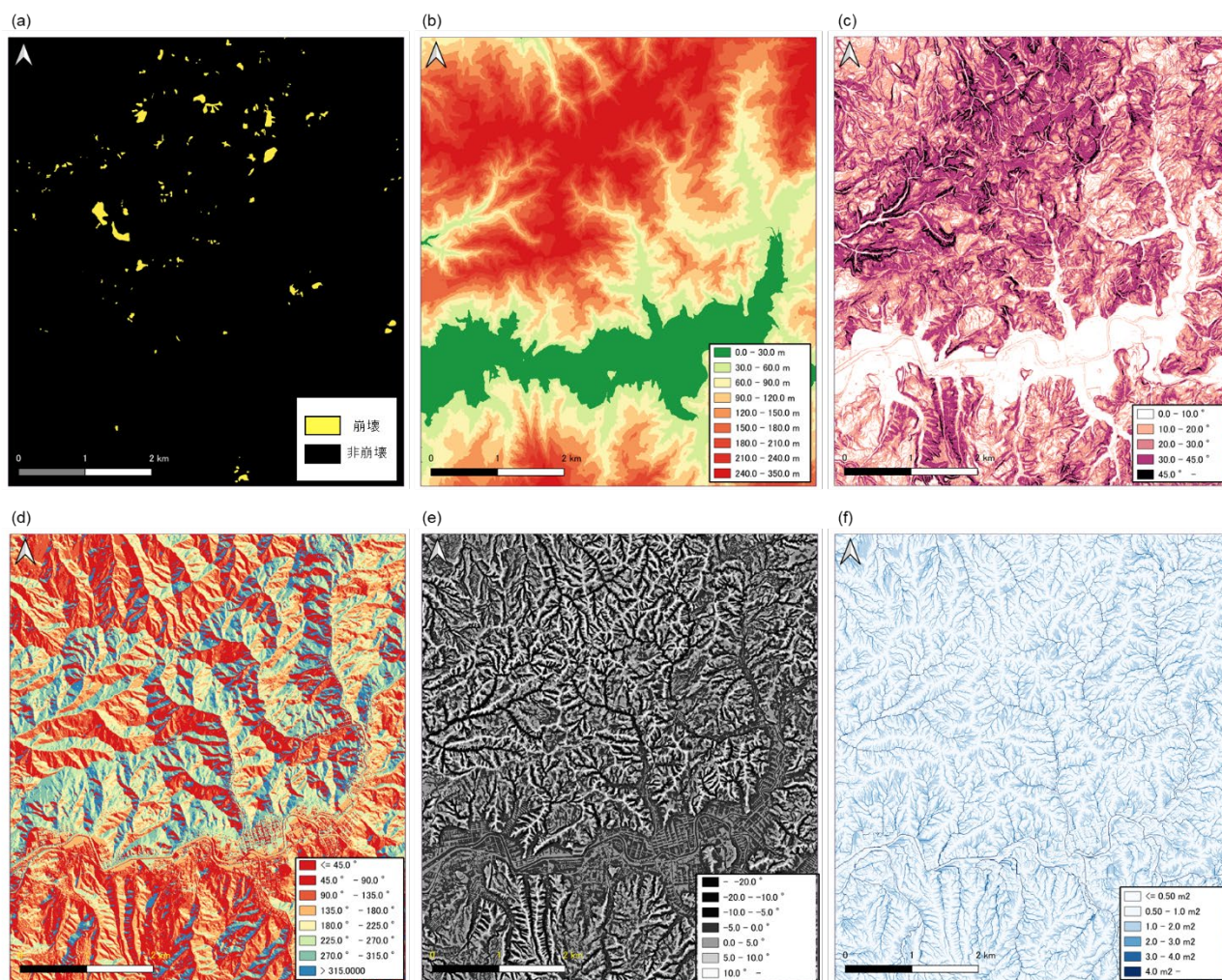


図-2 解析に使用したデータセット

- (a) 国土地理院による斜面崩壊・土砂堆積分布の判読結果,
(b) 標高, (c) 傾斜量, (d) 斜面方位, (e) 尾根谷度, (f) 集水面積

4. 深層学習による解析手法

4.1 入力データの整備と前処理

深層学習のフローを図-3 に示す。以降で、各フローの詳細を説明する。まず、入力データである各地形情報を単純な減算や除算で標準化した。標高は各値から 150 を減じ、150 で除した。傾斜量は各値から 45 を減じ、45 で除した。斜面方位は各値から 180 を減じ、180 で除した。尾根谷度は、各値を 45 で除した。集水面積は極大から極小まで幅が広く、深層学習に向かないデータセットであったため、常用対数を用いて桁数による比較を行った。桁を下げた集水面積の各値から 5 を減じ、5 で除した。これらの計算により、各地形情報が概ね-1.0~+1.0 の間の値を持ち、平均が 0.0 に近くなるようにした。各地形情報レイヤを統合し、1 つの入力データセットとした。後に未知のデータに対する予測を行うために、データセットの西半分を学習用、東半分をテスト用に分割した。東西それぞれのデータ数は、縦 1225 セル、横 540 セルの合計 661,500 セルである。その後、解析対象セルを中心に周囲 5×5 セルのデータを抽出し、各レイヤごとに 25 個のデータ、5 レイヤ合計 125 個の入力データを解析に用いる処理を挟む場合も検証した。25 m 四方の局所的な地形情報を解析に組み込み目的がある。本研究ではこの処理をパッチ処理と呼ぶ。パッチ処理を行わない場合を解析手法①、行う場合を解析手法②とした。解析手法②で取得した 125 個のデータは 1 次元に平坦化して、入力データとして用いた。

学習用に分割した西半分のデータを、さらに訓練用と検証用に分割した。分割の割合はそれぞれ 80%と 20%とした。本研究で用いる機械学習用データは、斜面崩壊に分類されるデータの割合が非崩壊に比べて極端に小さい不均衡データである。そこで、ランダムに訓練データを除去する RUS (Random Under Sampling) を適用し、斜面の崩壊・非崩壊の各訓練データ数が極端に不均衡とならないようにリサンプリングした。本研究では、多数クラス (非崩壊) の数が、少数クラス (崩壊) の 20 倍となるようにリサンプリングした。

4.2 モデルの構築と学習条件

これらの入力データセットを基に、ニューラルネットワークモデルを構築した。学習時のハイパーパラメータの調整には、グリッドサーチと呼ばれる探索手法を用いた。この手法は、事前に設定したハイパーパラメータの組み合わせを総当たりで試し、最も性能の良いモデルを探索する手法である¹¹⁾。本研究で調整の対象としたパラメータは、第一隠れ層のユニット数、学習時のバッチサイズ、少数クラスへの重みづけの有無、学習率である。それぞれの探索範囲を表-1に示す。学習に用いた Python のライブラリの公式チュートリアルにおけるデフォルト値や、一般的な論文で用いられる値を参考にパラメータを設定した。固定したパラメータとして、隠れ層の活性化関数を relu、出力層の活性化関数を sigmoid、最適化アルゴリズムを Adam、損失関数を binary crossentropy とした。損失関数について、不均衡データに対しては、Focal Loss など、より少数クラスに重みをおく損失関数も存在するが、先行研究によるリサンプリングの有効性を再現するため binary crossentropy を使用した。また、第二隠れ層のユニット数や隠れ層の数は固定とした。2 値分類のモデルであるため、出力層のユニット数は 1 とした。代表して、解析手法②に用いたアーキテクチャを図-4に示す。

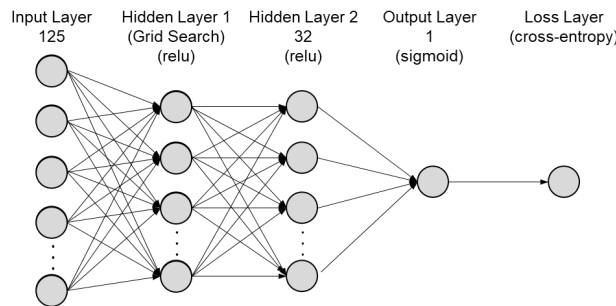


図-4 解析手法②のアーキテクチャ

表-1 グリッドサーチの探索範囲

解析手法	隠れ層 1 の ユニット数	バッチサイズ	少数クラスへの 重み比率	学習率
解析手法①	[16, 32, 64]	[16, 32, 64]	{[0: 1, 1: 1], [0: 1, 1: 2]}	[0.001, 0.0005, 0.0001]
解析手法②	[32, 64, 128]			

予測モデルの汎化性能を示す評価指標として、正解率 (Accuracy)、適合率 (Precision)、再現率 (Recall)、F1 値 (F1score) を用いる。それぞれの評価指標は以下の式により算出される。ここに、TP、TN、FP、FN はそれぞれ表-2 に示される斜面の崩壊・非崩壊に関するデータ数である。グリッドサーチにおいて、優れたパラメータの組み合わせと判断する指標として F1 値を用いた。不均衡データに対して、正解率を指標にすることは適切でないためである。

表-2 2 値分類の混同行列

$$\begin{aligned} \text{Accuracy} &= \frac{TP+TN}{TP+FP+FN+TN} & (1) \\ \text{Precision} &= \frac{TP}{TP+FP} & (2) \\ \text{Recall} &= \frac{TP}{TP+FN} & (3) \\ \text{F1score} &= \frac{2 \times (\text{Precision} \times \text{Recall})}{(\text{Precision} + \text{Recall})} & (4) \end{aligned}$$

		予測結果	
		非崩壊	崩壊
正解ラベル	非崩壊	TN	FP
	崩壊	FN	TP

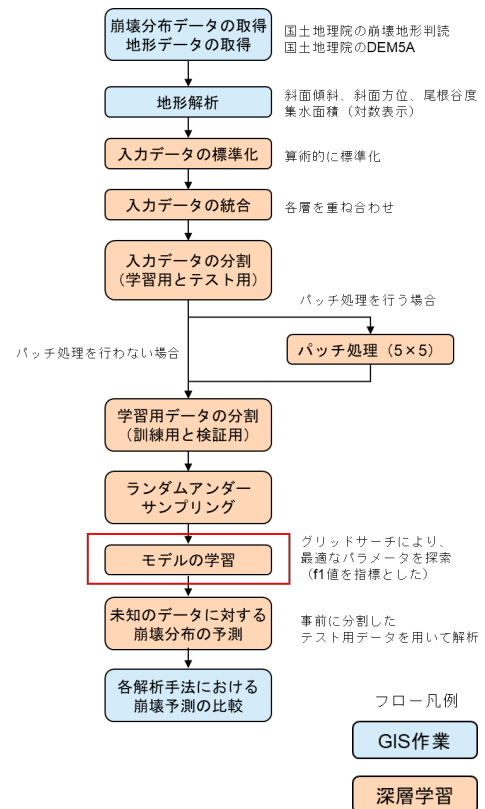


図-3 深層学習のフロー

5. 結果

5.1 グリッドサーチによる各手法の解析結果

解析手法①と②それぞれでグリッドサーチをした結果として、高い F1 値を得た上位 3 つのパラメータを表-3 に示す。解析手法①では最大の F1 値が 0.256 であったのに対し、解析手法②では 0.439 と 1.7 倍程度の値を得た。少数クラスへの重みづけは全ての上位結果で 1:2 が採用された。学習率は多くの上位結果で 0.001 が採用された。

表-3 解析手法毎のグリッドサーチ結果（上位 3 つ、赤字が各解析手法で得られた最大の F1 値）

解析手法	バッチサイズ	少数クラスへの重み比率	隠れ層のユニット数	学習率	F1 値
解析手法①	32	1:2	(64, 16)	0.001	0.256
	16	1:2	(64, 16)	0.001	0.249
	64	1:2	(32, 16)	0.001	0.244
解析手法②	16	1:2	(128, 32)	0.001	0.439
	16	1:2	(128, 32)	0.0005	0.432
	32	1:2	(128, 32)	0.001	0.421

5.2 未知のデータに対する崩壊分布の予測

グリッドサーチによって得られたパラメータの組み合わせを基にモデルを訓練し、未知のデータに対する予測を行った。解析結果を図-5 と表-4, 5, 6 に示す。未知のデータに対する予測では、それぞれの F1 値が 0.2 を下回った。再現率は解析手法②が上回ったが、その他の指標では解析手法①の方が高い値を示した。ただし、どちらも同水準の値であった。

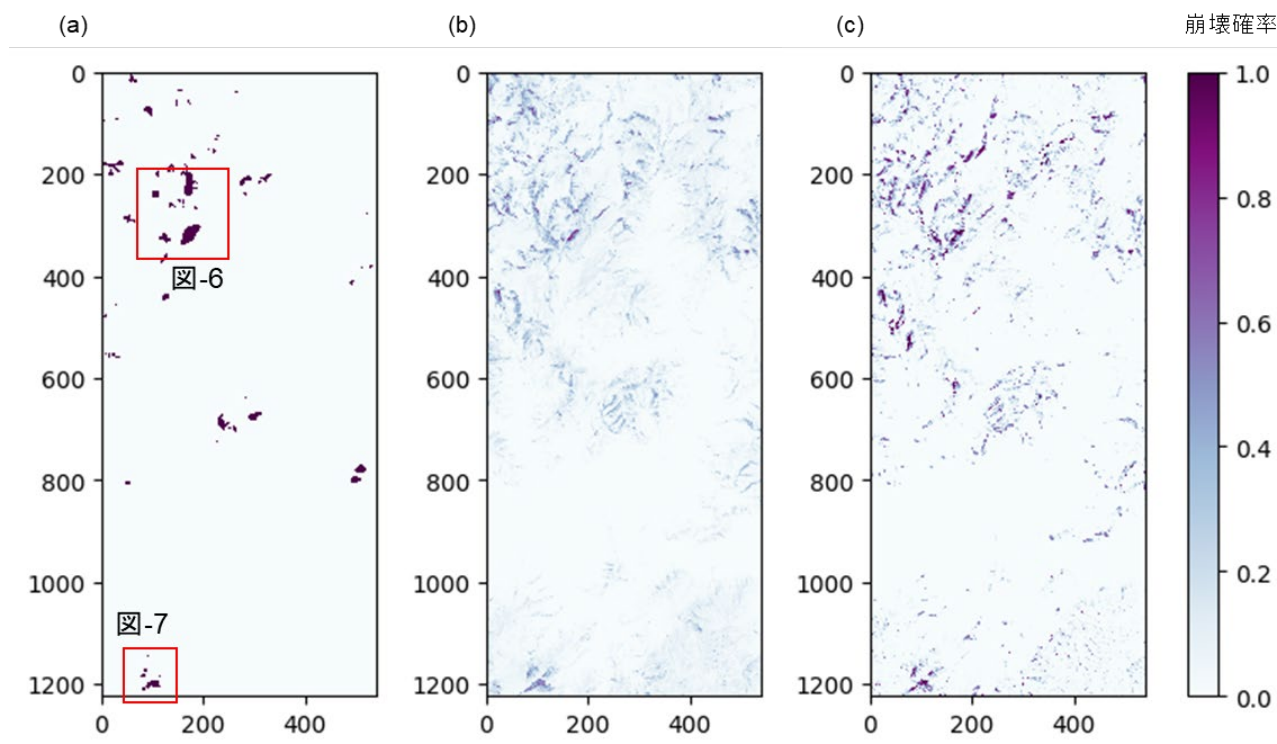


図-5 ニューラルネットワークによる斜面崩壊・土砂堆積分布の予測結果

(a) 国土地理院による斜面崩壊・土砂堆積分布の判読, (b) 解析手法①の解析結果, (c) 解析手法②の解析結果

表-4 解析手法①の混同行列

		予測結果	
		非崩壊	崩壊
正解ラベル	非崩壊	641,664	13,041
	崩壊	5,047	1,748

表-5 解析手法②の混同行列

		予測結果	
		非崩壊	崩壊
正解ラベル	非崩壊	639,222	15,483
	崩壊	4,940	1,855

表-6 解析手法毎の予測結果（評価指数）

解析手法	正解率 (Accuracy)	適合率 (Precision)	再現率 (Recall)	F1 値 (F1score)
解析手法①	0.973	0.118	0.257	0.162
解析手法②	0.969	0.107	0.273	0.154

6. 考察

6.1 斜面崩壊・土砂堆積分布の予測結果

5.2 節で予測した結果について考察する。図-5 で各解析手法による予測結果を比較すると、解析手法①と②の予測分布は類似している。北側と南側の山地に分布が集中し、特に高標高かつ高傾斜の地点で予測確率が高いようである。解析手法①では、0.5 以下の予測値が中心であり、0.8 程度の予測値の分布は少ない。一方で、解析手法②は全体に算出した確率が高く、0.8 以上の予測値も目立つ。これは、学習が進んだ結果、より教師データへの適合が進んだ結果と考えられる。ただし、正解率や再現率等の指標値に明確な差はなく、解析手法②ではやや過学習が進んでいる可能性もある。

表-4,5 によると、未知のデータに対する予測では、解析手法②の方が解析手法①より多くの範囲を崩壊と予測した。すなわち、解析手法①と比較して偽陽性（FP）が高く、偽陰性（FN）が低い。この結果、適合率が低く、再現率が高い結果を示した。解析手法②では斜面に近い土地など周辺の地形情報も考慮して、土砂移動の可能性のある範囲をより多く想定した結果と考えられる。

また表-6 によると、どちらの解析手法でも 0.97 程度の高い正解率を得た一方で、F1 値は 0.2 を下回った。不均衡データを用いた深層学習においては、正解率が高く、再現率や F1 値が低くなることが一般的に知られており、本研究でも同様の傾向を示した。石橋・西山（2022）では、リサンプリング後に 0.1~0.2 程度の F 値を得ており¹⁾、本研究と同程度である。実務的には、非崩壊と判定したが実際は崩壊している「見逃し」箇所を減らす必要がある。本研究の再現率を見ると、全体の崩壊数に対して 25%程度の抽出率であった。偽陰性（FN）を減らし、再現率（Recall）を上昇させるための手法の改善が必要である。

6.2 個別の事象に対する考察

5.2 節で予測した結果に関して、個別の事象を基に考察する。図-5 で示す 2 箇所を拡大して図-6, 7 に示す、それぞれ、各解析手法の予測結果を地形図背景と空中写真背景で並べて示す。用いた背景図はそれぞれ国土地理院発行の標準地図と空中写真である。赤枠が国土地理院による斜面崩壊・土砂堆積分布の判読結果、青セルが予測値を示す。

図-6 は、北側山地部の拡大である。図中央下方の最も大きい判読結果に対して、解析手法①では分布域中央の高傾斜部分のみ予測しているのに対し、解析手法②ではその下方で傾斜の緩い沢部分も予測している。これは、5×5 セルのパッチ処理をした結果、周囲の地形状況を反映して土砂の移動を予測した結果と考えられる。傾斜の緩い土地であっても、隣接するセルに崩壊の可能性がある場合、周囲から土砂の流入を予測できる可能性がある。

また、どちらの解析手法でも谷に沿った予測が認められ、高傾斜地だけでなく、崩壊した土砂が堆積する場として谷部も考慮されている。この予測結果は、尾根谷度が予測に対して重要な役割を持つ可能性を示唆する。国土地理院による判読結果では赤枠がつけられていないが、空中写真を見ると谷に沿って樹木の乱れが認められる。図の左側、南北方向に延びる谷地形の予測結果がこれに該当する。裸地としてははっきりとは認められないが、多少の土砂移動が発生した可能性もある。写真判読では見落とされがちな小規模な土砂移動や、植生に覆われた場所での予測能力など、地形情報を用いた客観的予測の強みが指摘できる。

図-7 は南側山地部の拡大である。どちらの解析手法でも、赤枠で示される国土地理院の判読範囲は概ね予測された。解析手法②の方が予測値が大きく、より確実な予測となっている。図中央下方の大きい判読範囲に対して、どちらの解析結果でも谷部まで土砂移動を予測している。空中写真を見ると谷に沿って樹木の乱れが認められるため、図-6 範囲と同様に、判読されていないが実際に土砂移動のあった範囲を、地形情報から予測している可能性もある。図左上部に 2 箇所並ぶ判読範囲についても同様である。2 箇所の間部分は判読されていないが、空中写真では裸地も確認できるため、実際には土砂移動があった可能性がある。ただし、未判読の土砂移動がこの地震により発生したか、現時点で樹木の乱れのみしか根拠がなく、現地確認も含めて慎重に判断する必要がある。

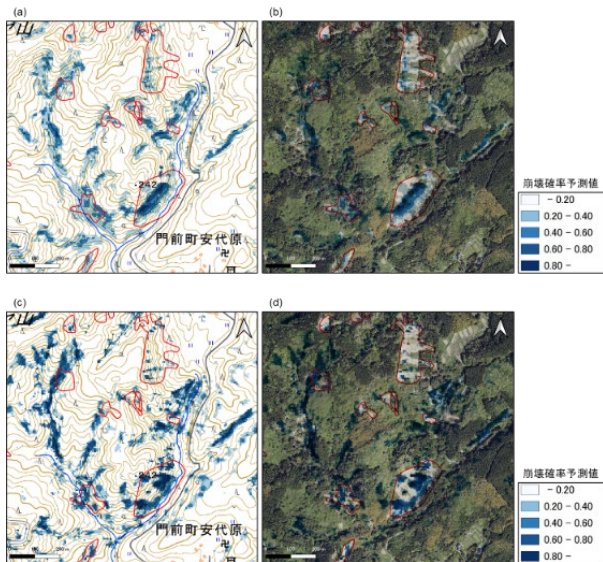


図-6 斜面崩壊・土砂堆積分布の予測結果（拡大図その1）
 (a), (b) 解析手法①による予測（地形図と空中写真）
 (c), (d) 解析手法②による予測（地形図と空中写真）

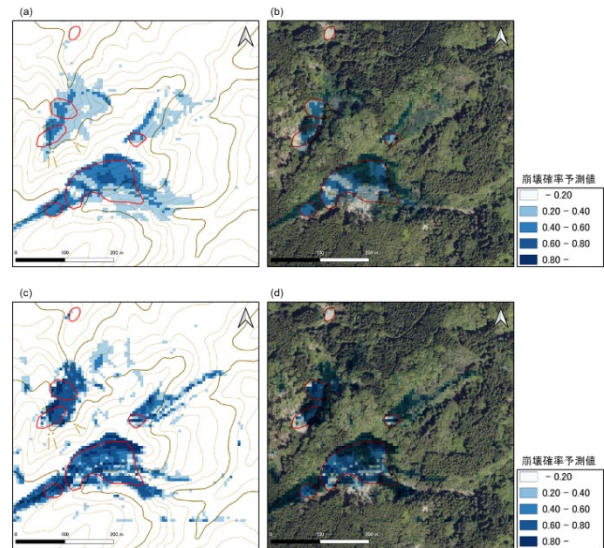


図-7 斜面崩壊・土砂堆積分布の予測結果（拡大図その2）
 (a), (b) 解析手法①による予測（地形図と空中写真）
 (c), (d) 解析手法②による予測（地形図と空中写真）

7. まとめ

本研究では、複数の地形データを用いて、地震時の斜面崩壊・土砂堆積分布を予測する深層学習モデルを構築した。その結果から、以下の結論を得た。

- ・パッチ処理を行わない場合と比較し、パッチ処理を行った場合は学習時の F1 値が 1.7 倍程度の値を示し、周辺の地形データを含めた学習がより有効である可能性を示した。
- ・不均衡データに対して、少数クラスへの重みづけは重要であり、グリッドサーチによって 1:2 の割合が採用された。
- ・未知のデータに対する予測では、パッチ処理の有無にかかわらず、全体の崩壊数に対して 25%程度の抽出率であった。偽陰性 (FN) を減らし、再現率 (Recall) を上昇させるための手法の改善が必要である。
- ・解析手法②で周囲の地形情報も入力データとして抽出した場合、より広い範囲まで予測分布を広げることができた。ただし、解析手法①と比較して評価指標に大きな違いはなかった。
- ・空中写真を用いた判読では判読されていないが、実際に土砂移動のあった範囲を、地形情報から予測している可能性が指摘できる。ただし、未判読の土砂移動が実際に発生したか、慎重に判断する必要がある。
- ・本研究では、斜面崩壊・土砂堆積の素因として、複数の地形情報を使用した。実際には誘因としての地震動分布を考慮することが望ましく、今後の課題である。

参考文献

- 1) 石橋寛樹・西山起史：機械学習と確率雨量指標に基づく豪雨時の斜面崩壊危険度評価および対策優先度判定, AI・データサイエンス論文集, Vol.3, No.J2, pp.23-34, 2022
- 2) 古川昭太・丸山喜久：機械学習と確率雨量指標に基づく豪雨時の斜面崩壊危険度評価および対策優先度判定, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.4, pp.I_369-I_380, 2018
- 3) 佐藤浩・関口辰夫・神谷泉・小間信一：斜面崩壊の危険度評価におけるニューラルネットワークと最尤法分類の比較, 日本地すべり学会誌, Vol.42, No.4, pp.293-302, 2005
- 4) 内閣府 HP：入手先<<https://www.bousai.go.jp/updates/r60101notojishin/r60101notojishin/index.html>> (参照 2025.6.13)
- 5) 国土地理院 HP：入手先<https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/20240101_noto_earthquake.html#6-1> (参照 2025.6.13)
- 6) 国土地理院 HP：入手先<https://maps.gsi.go.jp/legend/attention_dem5a_area.html> (参照 2025.8.15)
- 7) 千葉達朗・鈴木雄介・平松孝晋：地形表現手法の諸問題と赤色立体地図, 地図, Vol.45, No.1, pp.27-36, 2007
- 8) Tarboton, D. G. : A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, Water Resources Research, Vol.33, No.2, pp.309-319, 1997
- 9) Wang, Lei・Hongxing Liu. : An efficient method for identifying and filling surface depressions in digital elevation models for hydrologic analysis and modelling, International Journal of Geographical Information Science, Vol.20, No.2, pp.193-213, 2006
- 10) Jenson, S. K.・J. O. Domingue. : Extracting Topographic Structure from Digital Elevation Data for Geographic Information System Analysis, Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, Vol.54, No.11, pp.1593-1600, 1988
- 11) 尾崎嘉彦・野村将寛・大西正輝：機械学習におけるハイパパラメータ最適化手法：概要と特徴, 電子情報通信学会論文誌, Vol.J103-D, No.9, pp.615-631, 2020

埋め立て開始 19 年間 (2002 年～2022 年), 旭川市廃棄物最終処分場内 遮水構造の安定性把握を目的とした 36 台の計測装置による検証結果

○水野克己¹・乾 徹²・原田 純³・大嶺 聖⁴・遠藤和人⁵・勝見 武⁶・嘉門雅史⁷

¹大阪ベントナイト事業 (協組)・²大阪大学・³(一社) ジオシンセティックス変形抑制工法研究会・

⁴長崎大学・⁵国立環境研究所・⁶京都大学・⁷(一社)環境地盤工学研究所

1. はじめに

旭川市廃棄物最終処分場(図-1)は、埋立容量 184 万 m³埋立工法は山間層状埋立、2003 年 7 月から埋め立てを開始した。底部遮水構造は、遮水シートが無いと仮定して、GCL と砂ベントナイト混合土(以下ベントナイト混合土と呼ぶ)による瓦理論(かわら理論)で浸出水が地下水位まで到達時間が 100 年以上になる三要素複合ライナー(図-2)を採用している¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。グラウンドデザイン(図-3)は、平成 15 年度地盤工学会技術業績賞、平成 15 年度土木学会環境賞、平成 15 年度国際ジオシンセティックス学会日本支部技術賞、ウエステック大賞 2004 審査委員長特別賞を受賞し評価された⁵⁾。廃棄物最終処分場内の埋立に伴い、遮水構造のベントナイト混合土の安定性などを把握と、4 賞受賞の評価検証目的として、19 年間にわたり 36 台の計測装置で地盤変異などを計測した。本論では、三要素複合ライナーを対象に、A エリア 池と B エリア 川の遮水構造(図-4)に設置された計測装置による検証結果の報告を行う。

2. 旭川市が廃棄物最終処分場に際し行った地域リスクマネジメント

旭川市廃棄物最終処分場(以下最終処分場と呼ぶ)は、旭川市都市建築部設備課と環境部廃棄物処理課が北海道旭川市江丹別町芳野に建設した一般管理型最終処分場である。最終処分の建設に際し地域住民は、最終処分場の建設中止を求める公害審査会への調停申請や建設工事禁止仮処分命令の申し立てを地裁に行った。これに対して、2000 年 5 月旭川市は、基本設計の見直し、二重遮水シート構造の実施設計を破棄し、旭川市が自ら調査・考案した最終処分場基本理念 (グラウンドデザイン) にもとに新たな実施設計に着手した。



図-1 旭川市廃棄物最終処分場全体平面図¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

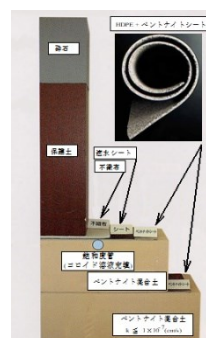


図-2 三要素複合ライナー¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

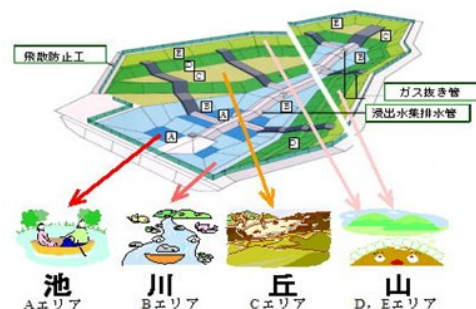


図-3 『絵』で遮水構造を表現¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

“Results of 19 years of verification using 36 measuring devices for the purpose of assessing the stability of water barrier structures” Katsumi Mizuno¹, Toru Inui², Jun Harada³, Kiyoshi Omine⁴, Kazuto Endo⁵, Takeshi Katsumi⁶, Masashi Kamon⁷, (¹Oosaka Bentonite CBA, ²Oosaka University, ³GIA Study Group for SECURE, ⁴Nagasaki University, ⁵Nies, ⁶Kyoto University, ⁷RIEG)

KEY WORDS: Final disposal site, Ground deformation, Measuring device

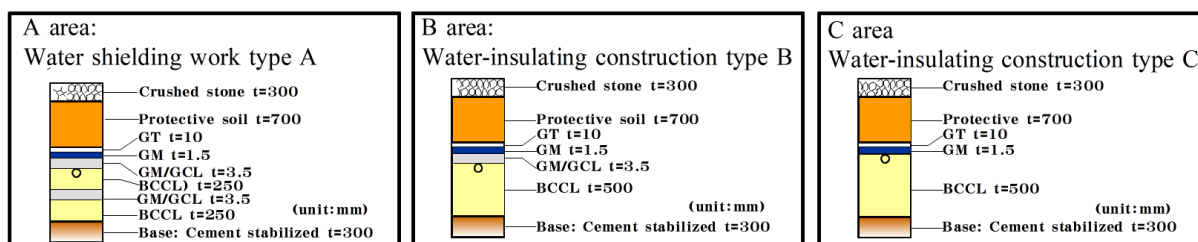


図-4 Aエリア,Bエリア,Cエリア遮水構造断面詳細図(DとEは省略) 1)2)3)4)5)

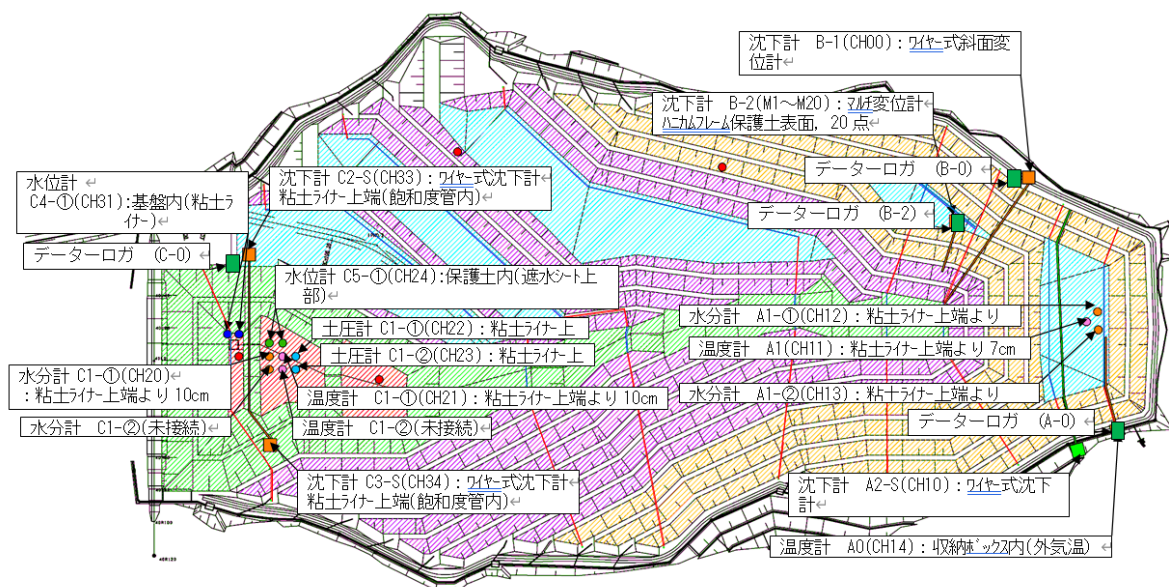


図-5 最終処分場計測装平面図 6)7)

最終処分場の浸出水調整池形状は、箱形であり浸出水だけ一時貯留する。埋立地形形状は、非定型(自然形)でありゴミと浸出水が混在するため極めて判りにくい。このため埋め立て地の形状(ランドデザイン)を誰もが共通のイメージで理解を得るために『池』、『川』、『丘』、『山』の言語に置き換え、『絵』で遮水構造(図-3)を表現した。『池』にあたる遮水構造が、三要素複合ライナー(図-2)である。これは、David E. Daniel氏が、2004年竣工予定のUSA テキサス州第121号プロジェクトで計画されている自治体固体廃棄物埋立処分場の遮水構造と同じである。

Daniel氏と著者らの違いは、三要素複合ライナーに予め設置した飽和度管で、ペントナイト混合土に、精製したNa型モンモリロナイト1.5%泥水を充填し飽和させている点である⁸⁾⁹⁾。2000年10月に「一般廃棄物処理施設設置届出書」の基準適合通知を受理し、2000年11月2日から遮水構造を想定した実規模凍上凍結試験を開始した。地域住民による建設工事禁止仮処分命令の申し立ては2003年に仮処分は取り下げられ、2001年3月に最終処分場建設工事を着手した。

写真-1と図-6に示す実規模凍上凍結試験は2001年4月13日に終了した。凍上凍結試験結果から、最終処分場に設置する装置の設計と実装を行い、2002年9月1日から最終処分場内で計測を開始した。2003年3月最終処分場建設工事は竣工し、2003年7月1日から供用開始した。

日本の遮水構造が先進26ヶ国中24位と言われていた2004年当時に、先進国の技術水準まで高められた旭川市の最終処分場は、平成15年度地盤工学会技術業績賞(社団法人地盤工学会)、平成15年度土木学会環境賞(社団法人土木学会)、平成15年度国際ジョシンセティックス学会日本支部技術賞、ウエステック大賞2004審査委員長特別賞にて評価され、遮水構造とリスクマネージメントの標準モデルとなった⁶⁾。当初埋立予定期間は15年間を想定し、2022年9月27日に計測終了する予定であったが、旭川市家庭ごみ有料化が導入され2030年3月まで埋立可能となった。このため、最終処分場の計測は、埋立て開始前の2003年6月18日の計測値を初期値として、2002年9月1日から2022年11月30日までの計測結果をまとめた。

3. 計測装置による検証の主目的

表-1に36台と2台未接続の計測装置とデータログ計測内容一覧表を示す。計測主目的は、1. ペントナイト混合土の品質、安定性(A,C地点)。2. 処分場内のペントナイト混合土に作用する水位、土圧管理(A地点)。3. 複合遮水(シート+ペントナイト混合土)による基盤への漏水(C地点)。4. 基盤の潜在すべり危険ヶ所地盤の安定性(B地点)。である。



写真-1 実規模凍上凍結試験風景¹⁰⁾

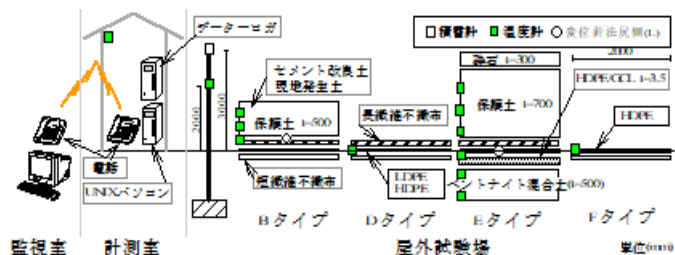


図-6 実規模凍上凍結試験装置概要図¹⁰⁾

表-1 36台と2台未接続の計測装置とデータログ記録内容一覧表⁶⁾⁷⁾

計測位置	目的	計測項目	計測機器	数量	データログ/SWBOX
A-1	奥2列飽和度管 ベントナイト 混合土	ベントナイト混合土飽和度の確認および温度測定	電磁波水分計, CH12, CH13 温度計(熱電対), CH11	2台 1台	A-0 地点 5点/1台 計測BOX 内温度測定
A-2	奥2列飽和度管	盛土部における沈下把握	ワイヤーメッセンジャーと巻込み式変位計 CH10	1台	
B-1	基盤すべり 危険ヶ所	法面の安定性	ワイヤーメッセンジャーと巻込み式変位計	1台	B-0 地点 1点/1台
B-2	基盤すべり 危険ヶ所	法面の安定性	マルチ変位計	20点	20点/1台
C-1	手前1列飽和度管 混合土	ベントナイト混合土の飽和度の確認および温度測定 遮水構造に加わる廃棄物土圧	電磁波水分計, CH20 温度計(ひずみゲージ式), CH21 土圧計	2台 2台 2台	C-0 地点 5点/2台
C-2	手前1列飽和度管 ベントナイト 混合土	沈下把握	ワイヤーメッセンジャーと巻込み式変位計 CH22, CH23	1台	(温度計 1点、水分計 1点 予備)
C-3	手前1列飽和度管 ベントナイト 混合土	沈下把握	ワイヤーメッセンジャーと巻込み式変位計 CH33, CH34	1台	
C-4	手前1列飽和度管	基盤内水位	水位計, CH31, CH32	2台	
C-5	手前1列飽和度管	保護土内水位	水位計, CH24, CH30	2台	

4. 計測装置による検証結果から得た考察

4.1 ベントナイト混合土の品質, 安定性

図-7 2002/09/01 から 2022/09/27 C-1 (CH21) 手前1列ベントナイト混合土底面温度の経時変化に示すように、温度は、前2列(C地点)計測より廃棄物埋立による影響は最高温度で23℃程度(○印地点)は15℃±2℃の安定した状態を示した。

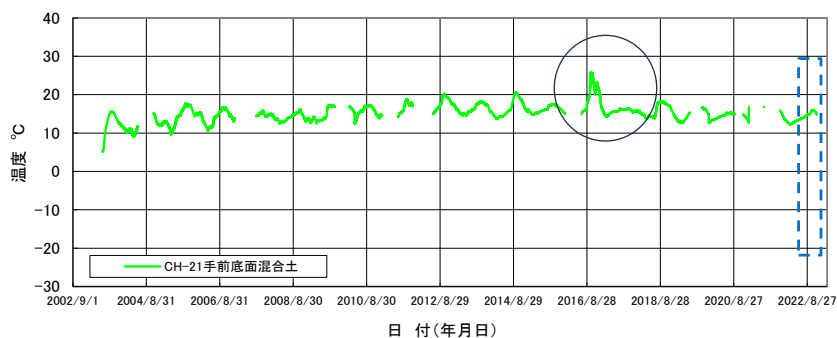


図-7 2002/09/01 から 2022/09/27 C-1 (CH21) 手前1列ベントナイト混合土底面温度の経時変化⁶⁾⁷⁾

図-8 2002/09/01 から 2022/09/27 粘土ライナー(ベントナイト混合土)含水比の経時変化より、水分量は、ベントナイト混合土の不透水性(膨張性)を発揮するため飽和度を高く維持する必要がある。このため混合土地盤の水分量を保持または高くすることで不透水性を得られる。(A,C地点)計器埋設時25~28%が、飽和度管からコロイド泥水を充填したことで、28~31%と高くなり、高い飽和状態を維持していると考えられる。

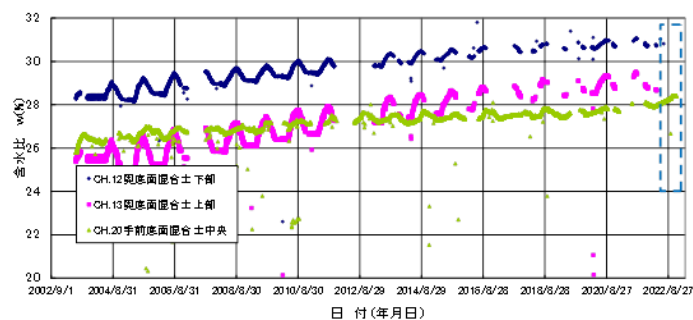


図-8 2002/09/01 から 2022/09/27 粘土ライナー(ペントナイト混合土)含水比の経時変化 ^{6) 7)}

図-9 2002/09/01 から 2022/09/27 水位(図上)と土圧(図下)の経時変化と、図-10 2002/09/01 から 2022/09/27 混合土地盤変位の経時変化と、沈下量は、手前 (C 地点)、奥側 (A 地点) とともに 2012 年頃までに前者は約 1.5cm の浮き上がり、後者は 2.2cm の沈下を示し、その後おおよそ一定値で推移している。埋立土時の土圧(遮水構造に作用する土圧)は、C 地点付近埋立期間中は鉛直土圧として計測されていたが計測開始後約 2 年で土圧を感知しなくなり最終処分場内の水位のみに反応している。これは、C 地点土圧は後背地埋立に伴う影響をほぼ受けていないものと考えられる。

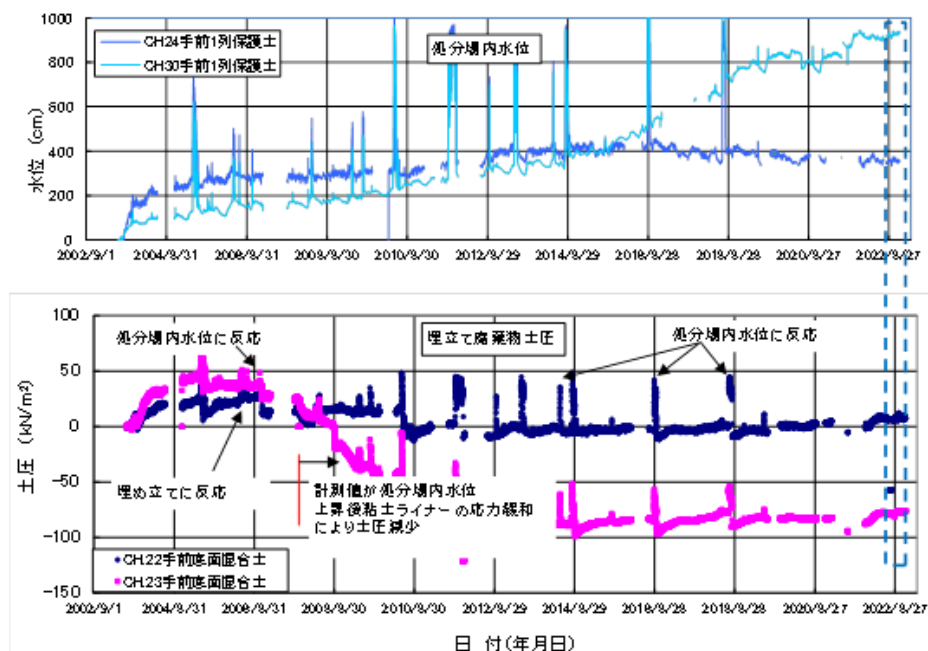


図-9 2002/09/01 から 2022/09/27 水位と土圧の経時変化 ^{8) 9)}

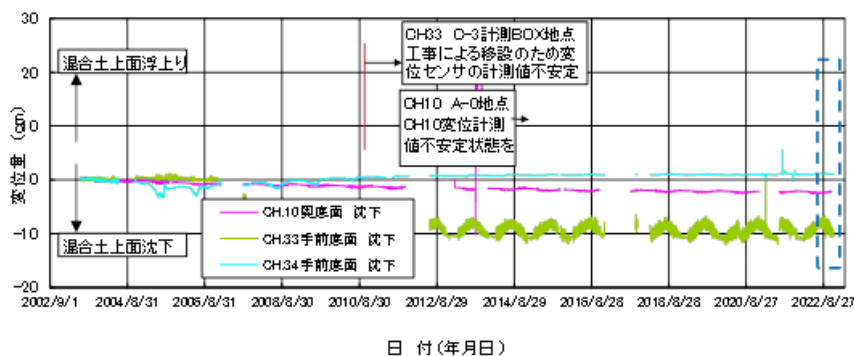


図-10 2002/09/01 から 2022/09/27 混合土地盤変位の経時変化と、沈下量 ^{6) 7)}

5. 最終処分場内の水位管理

図-10 2002/09/01 から 2022/08/27 保護土底部水位(図上)から、最終処分場内浸出水高さは、前 2 列 C 地点で現在約 4m 付近で推移しており豪雨及び融雪時期において一時的に 10m 高さまで上昇が見られるが、おおよそ一定しており安定している。

6. 三要素複合ライナー（GM+GCL+ベントナイト混合土）による基盤への漏水

図-11 2002/09/01 から 2022/08/27 保護土底部水位(図中)及び基礎地盤水位(図下)の経時変化から,C 地点基盤堅坑管内水位計によ計測しており,最終処分場内の水位と基盤水位の経時変化より次に示す 2 点を注視していた。1 点は,ベントナイト混合土底面に地下水が接触しないか。2 点は基盤内水位が最終処分場内の水位に影響され変動しているか,である。前者は,計測開始から現在までベントナイト混合土底面まで上昇したことはなく,2010 年頃がピークで水位低下傾向を示している。後者は,最終処分場内水位が豪雨及び融雪時期において一時的に 10m 高さまで上昇が見られるが,この時に影響されることもなく安定して推移している。

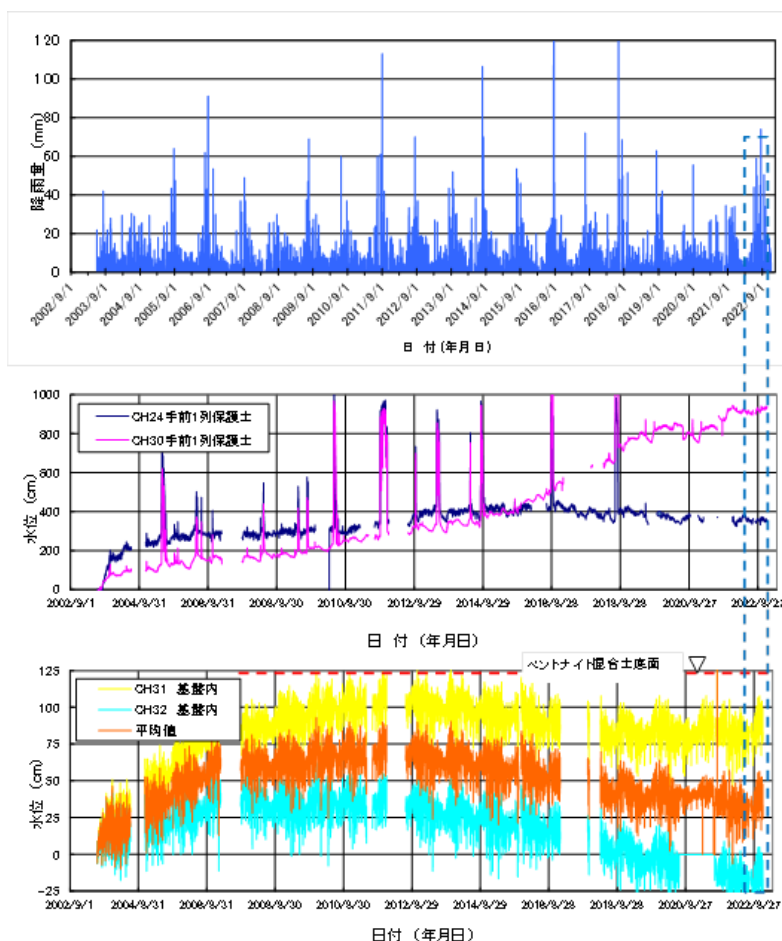


図-11 2002/09/01 から 2022/08/27 降雨量(図上)と保護土底部水位(図中央)及び基礎地盤水位(図下)の経時変化⁶⁾⁷⁾

7. 計測機器のトラブル回避と不良データの解析を予測

旭川市廃棄物処分場 地盤計測結果報告書 No.1 は,2013 年(平成 25 年)2 月に提出された。しかし,最終処分場の手前(計測位置 C-1,C2S,C3S,C-4,C-5)と,奥に設置(計測位置 A-1,A-2,B1,B2 と A-0)された約 10 年に及ぶ 2 か所の計測データのうち,手前の計測位置は埋立て完了となった。奥の計測位置は未埋め立てのため放置期間における処分場の安定状態を検討するデータとなった。10 年間 36 台の計測装置のセンサーの状態は正常であった。その後 9 年間,計測は継続され,新たに地盤計測結果報告書 No2 2022 年(令和 4 年)12 月が提出された。このとき,36 台の計測装置のセンサーの内,正常は 5 点,長期データ不安定が 13 点,不良が 8 点であった。

計測開始は,2003 年 6 月から継続して 2022 年まで 19 年経過し,各種センサー及びデータログの劣化等により全体の 8 割程度が異常とみられる状態になった。しかし,2000 年 11 月から 2001 年 4 月までの実規模凍上凍結試験で得られた結果と途中の 2013 年 2 月の解析結果から,計測機器のトラブル回避と不良データの解析を予測できた。このため,最終処分場内の埋立に伴う,長期間の遮水構造地盤の粘土ライナー(ベントナイト混合土)の安定性,処分場内及び基盤の水位,法面安定などを把握することができた。

8. 米国 ATSM の遮水構造の健全性(哲学)

著者は,2000 年 3 月米国に渡米時 David E. Daniel 氏から,ATSM の遮水構造の健全性(哲学)と三要素複合ライナーの仕様を教授して頂いた。これは,勝見らによって翻訳され,廃棄物処分場の最終カバー,技報堂出版(2004/1/25)として出版され

た¹¹⁾。米国の遮水工の健全性の判断基準は、古典的な締固め粘土ライナー(CCL)を基本とした設計思想である。三要素複合ライナーは遮水シートに GCL と締固め粘土ライナー(CCL)の組み合わせである。米国 ATSM 遮水工の健全性は、漏水量で健全性を判断し、その判断基準には三通りの考え方がある。一つは①現実的に不可能な理論値から求めた値、②極めて現実的な経験から求められた値、③理想論に近く最も厳しい考えである無限にゼロに近い値である。このため、遮水構造直下の浸出水を直接モニタリングする必要性を論じておられた。旭川市最終処分場では、遮水構造直下の浸出水を地域住民がいつでも調査監視できるように、5か所の地下水水質モニタリングと地下水観察池が施設敷地外に設置され地域住民がいつでも立ち入り監視できるように、米国 ATSM の遮水構造の健全性(哲学)が旭川市最終処分場に受け継がれている。

9. おわりに

旭川市廃棄物最終処分場建設予定地は、内陸型の積雪寒冷気候で最大凍結深度 76.3cm、最高気温が 30℃を超え、最低気温が氷点下 30℃以下になることもある。過酷な気象条件と短期間で新たなランドデザインを構築するために、当時の旭川市長 菅原功一氏(1994～2006 年)から、著者は、遮水構造専任の非常勤監督官を拝命した。このため実施設計と並行し実規模凍上凍結試験、そして竣工前に十分な準備段階を経て、埋め立て開始以降は、計測とデータ解析のマネジメントをさせて頂くことができた。旭川市廃棄物最終処分場遮水構造の安定性把握と検証目的した計測と解析を行うことで、安全安心な地域リスクマネジメントを遂行することができた。

謝辞： 遮水構造の安定性把握と検証目的した計測と解析に関して、新谷建設㈱、(一財)GRI 財団からご協力を頂いた。特に 2000 年 11 月 2 日からの凍上凍結試験を含め、旭川市廃棄物最終処分場 地盤計測結果報告書(令和 4 年 12 月)の解析と作成まで、大成ジオテック 福田光治氏、(一財)GRI 財団 本郷隆夫氏には、監修指導して頂き、お世話になった。謝辞を表します。

参考文献

- 1) 水野克己・近藤三二：ベントナイトの特性と環境汚染分野への応用、土と基礎、地盤工学会、Vol.49, No.2, pp.29-32,2001.
- 2) 水野克己・皆瀬 慎・本郷隆夫・福田光治・藤原照幸・嘉門雅史：最終処分場における三要素複合ライナーの遮水性評価、ジオシンセティック論文集、Vol.16,pp.213-220,2001.
- 3) 水野克己・本郷隆夫・福田光治：最終処分場におけるビオトープ施設を用いた三要素複合ライナーの評価(1)、第 36 回地盤工学研究発表会,2001.
- 4) 水野克己・本郷隆夫・福田光治：最終処分場におけるビオトープ施設を用いた三要素複合ライナーの評価(2)、第 36 回地盤工学研究発表会,2001.
- 5) 水野克己・佐藤道明：地盤工学会技術業績賞を受賞して土と基礎,2004.
- 6) 旭川市：旭川市廃棄物処分場 地盤計測結果報告書 平成 25 年 2 月.
- 7) 旭川市：旭川市廃棄物処分場 地盤計測結果報告書 令和 4 年 12 月.
- 8) 水野克己・中嶋洋・本郷隆夫：ベントナイト混合土を使用した複合しゃ水工構造のしゃ水性評価検討第 34 回地盤工学研究発表会発表講演集,1999.
- 9) 水野克己・市川隆文・大塚義一・本郷隆夫・島誠一：最終処分場における自然加圧修復システムの開発ジオシンセティック論文集,第 15 巻,2000.
- 10) 水野克己・岡田朋子・本郷隆夫・福田光治・菅田孝宏・加藤豊：火山灰を用いたベントナイト混合土の凍結による凍上特性,第 37 回地盤工学研究発表会,2002.
- 11) Robert M.Koernerwy・David E.Daniel・勝見 武・嘉門雅史・近藤三二：廃棄物処分場の最終カバー技報堂出版,2004.

層状粘土鉱物 37 点試料を用いた、 アンドレアゼンピペット法による 3 粒径区分とコンシステンシー特性との関係性評価

○地下まゆみ¹・水野克己²・乾 徹³・大嶺 聖⁴・原田 純⁵・遠藤 和人⁶・岩崎好規⁷・嘉門雅史⁸

¹大阪大谷大学・²大阪ベントナイト事業（協組）・³大阪大学・⁴長崎大学・

⁵(一社) ジオシンセティック変形抑制工法研究会・⁶国立環境研究所・⁷(一財)GRI 財団・⁸(一社)環境地盤工学研究所

1. はじめに

層状粘土鉱物など、粘土・コロイドには千の用途があり、無限の多様性を教える、独自の粘土鉱物・泥だんこ文化がある¹⁾²⁾。嘉門は、『土の工学的性質の分類で、一次性質(土に固有な性質)と二次性質(与えられた状態における土の性質)があり、これが三次性質を表す³⁾』と述べている。そこで、層間粘土鉱物を対象に、一次性質である粘土・コロイド含有量と、コンシステンシー特性(液性限界と塑性限界)による相関性で千の用途と無限の多様性の具象化を試みた。相関係数とは、2 つ以上のデータまたは確率変数の間にある関係の強弱を示す指標であり、相関係数が 1 に近いほど正の相関があると判断できる⁵⁾⁶⁾。本論では、層状粘土鉱物 37 点試料を用い、アンドレアゼンピペット法²⁾による 3 粒径区分(粒子)とコンシステンシー特性(粘り)で評価したので報告する。

2. 試験試料の対象範囲と試験方法

2.1 ベントナイト 20 点の試料に、層状粘土鉱物 17 点加えた合計 37 点の試料概要

層状粘土鉱物は、図-1 に示すように、層の構成や層間の構造によって、1:1 型、2:1 型、2:1:1 型などに分類される。代表的なものには、カオリナイト、スメクタイト(モンモリロナイトなど)、パーミキュライト、雲母、緑泥石などがある⁷⁾。このため、層状粘土鉱物の中から工業製品として再現可能な 1:1 型カオリナイトと 2:1 型モンモリロナイトを選定した。試料は、製品(P)Na 型モンモリロナイト(ベントナイト)24 点、精製品(Puri)Na 型モンモリロナイト(ベントナイト)4 点、原鉱(O)Na 型モンモリロナイト(ベントナイト)2 点、製品(P)Ca 型モンモリロナイト(ベントナイト)2 点、製品(P)カオリナイト 2 点、製品(P)H 型モンモリロナイト(酸性白土)1 点、GM および GCL から分離採取した Na 型モンモリロナイト(ベントナイト)2 点、合計 37 点である。

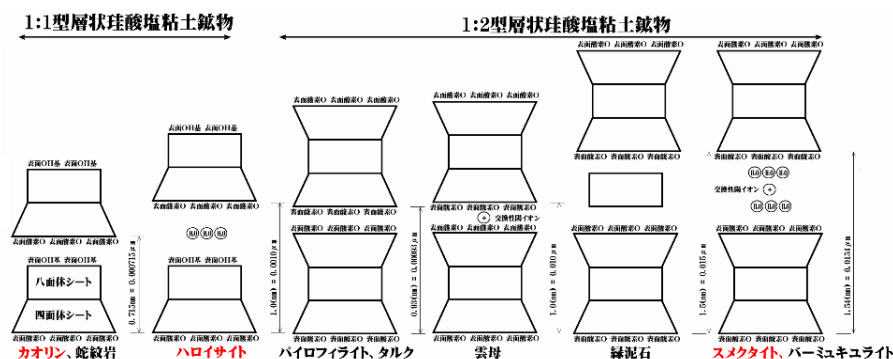


図-1 層状粘土鉱物の構造

2.2 ベントナイト 20 点の試料

水野らが報じた『各種ベントナイトのコンシステンシー特性およびその他の基礎的特性に関する研究』が 1971 年から 2003 年までの集大成である。当時の粒度試験からアンドレアゼンピペット法による 3 粒径区分が始まった。20 点の試料には、1971 年 1 月タイムカプセル E X P O'70 埋設と 2000 年 3 月再発掘調査で使用された No.10PNaB Asama, No.2PNaB Super Clay(表-1)など地盤環境の歴史に関わった試料も存在する⁵⁾。以降、層状粘土鉱物の違いによるコンシステンシー特性とその他の基礎的特性との関係をトレーサビリティ(追跡可能性)として 50 年以上続く極めて貴重なデータである。

2.3 試験方法と内容

試験では、比重、膨潤力、液性限界、塑性限界、 $-5\mu\text{m}$ と $-2\mu\text{m}$ の粘土分含有量、 $-1\mu\text{m}$ コロイド分含有量を調査した。

“Evaluation of the relationship between three particle size classifications using the Andreaen-Pipette method and consistency characteristics”. Mayumi Jige¹, Katsumi Mizuno², Toru Inui³, Kiyoshi Omine⁴, Jun Harada⁵, Kazuto Endo⁶, Yoshinori Iwasaki⁷, Masashi Kamon⁸(¹Oosaka Ootani University, ²Oosaka Bentonite CBA, ³Oosaka University, ⁴Nagasaki University, ⁵GIA Study Group for SECURE, ⁶Nies, ⁷GRI-⁸RIEG) KEY WORDS: Layered clay minerals, correlation, Andreasen pipette method.

しかし、動的光散乱やレーザー回折法による粒度試験では、 $-1\mu\text{m}$ コロイド分含有量と液性限界などの一次性質に相関関係は見いだせない。JIS A 1204「土の粒度試験方法」では、 $-1\mu\text{m}$ 粘土・コロイドを対象としていないため 3 粒径区分では「アンドレアゼンピペット法」が現在まで受け継がれている。なお、工業製品として市販される層状粘土鉱物は、天然産物であるため JIS 規格がない。原産地の鉱脈変化や加工処理の程度によって複雑な構造を示すため品質が安定しない。このため、産地が変わっても商品名が変わらない場合がある。よって、X 線回折装置で X 線回折分析、赤外分光光度計で赤外吸収スペクトル、熱分析装置で示差熱分析や陽イオン交換容量 (CEC) から鉱物構造を同定し、さらに関税中央分析所報⁴⁾と照合により製品と鉱種の同一性を確認した。

2.4 比重、膨潤力、液性限界と塑性限界、粒度

土粒子の比重は、溶媒にケロシンを用いたピクノメーター法によった。膨潤性は、日本薬局方ベントナイト試験法に従って膨潤力を測定した。水分 8.0% に調整した試料 2.0g を、蒸留水 100ml を入れた 100ml の共栓メスシリンダーに約 10 回に分けて加えた。このときに、前の添加物がメスシリンダー底に沈着してから次ぎの添加を行った。24 時間放置するとき、メスシリンダー底部の試料の塊が膨潤した見掛けの体積を、メスシリンダーの目盛から読み膨潤力 $SP(\text{cm}^3/2\text{g})$ として表示した。粒度は、蒸留水 500 ml に分散剤としてヘキサメタリン酸ナトリウム 0.2 g を加え溶解した後、試料 5.0 g を加えてディスク型高速攪拌機 (ハミルトンビーチミキサー) で 30 分間攪拌し、一夜放置後さらに 1 分間攪拌して懸濁液を調製した。この懸濁液からアンドレアゼンピペットを用いる沈降法で $-5\mu\text{m}$ 、 $-2\mu\text{m}$ 及び $-1\mu\text{m}$ (ストークス相当球径) の通過百分率 (%) を求めた。

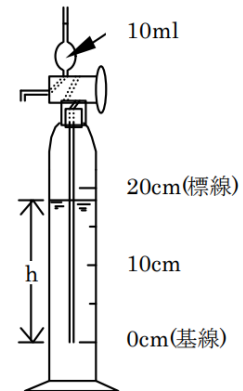


図-2 アンドリアゼンピペット

表-1 比重、膨潤力、液性限界と塑性限界、粒度試験結果

No.	Samples	一次性質 基本的要素	基本的特性	一次性質 基本的特性	一次性質 基本的特性	基本的特性	一次性質 基本的特性	一次性質 基本的要素	一次性質 基本的要素	一次性質 基本的要素
		比重	膨潤力	液性限界	塑性限界	塑性指数	収縮限界	粘土分含有量	粘土分含有量	コロイド分含有量
		Density of soil particles	Swelling power	Liquid limit	Plastic limit	Plasticity index	Shrinkage limit	Particle size distribution (μm, %)		
	Trade mark	$\rho_s (\text{g/cm}^3)$	$SP (\text{cm}^3/2\text{g})$	$w_L (\%)$	$w_P (\%)$	I_P	$w_S (\%)$	-5	-2	-1
1 P NaB	WesternBond	2.578	28	678.0	55.3	622.7	15.5	89.3	85.7	81.1
2 P NaB	SuperClay	2.459	23	615.5	47.6	567.9	22.3	88.0	82.8	77.4
3 P NaB	Volclay	2.525	27	567.0	50.2	516.8	13.7	86.1	80.8	74.1
4 P NaB	Federal FB-3	2.532	23	560.9	60.3	500.6	23.1	87.1	79.0	75.8
5 P NaB	Federal FB-2	2.648	23	542.0	55.8	486.2	23.4	86.8	79.3	76.0
6 P NaB	Federal FB-1	2.647	23	522.6	60.7	461.9	21.0	87.4	78.8	75.5
7 P NaB	Kunigel WB	2.775	23	512.6	44.2	468.4	15.7	84.4	72.8	67.9
8 P NaB	PremiumGel	2.513	26	511.2	43.9	467.3	14.0	80.0	74.1	71.5
9 P NaB	NeoKunibond	2.405	21	510.5	63.9	446.6	27.3	78.4	69.5	62.9
10 P NaB	Asama	2.461	22	481.0	54.6	426.4	25.5	84.7	73.6	66.5
11 P NaB	Kunigel V1	2.540	17	470.7	30.8	439.9	17.2	60.3	51.6	49.9
12 P NaB	Kunigel VA	2.551	23	408.4	47.9	360.5	14.9	68.7	55.8	52.6
13 P NaB	Kunigel VAS	2.532	23	391.4	57.2	334.2	15.2	80.2	69.2	62.6
14 P NaB	Akagi	2.555	13	360.1	57.1	303.0	22.1	72.4	62.0	55.1
15 P NaB	Hotaka	2.548	19	310.5	54.1	256.4	18.9	75.1	61.4	51.9
16 P NaB	NewHotaka	2.457	14	290.2	64.1	226.1	17.2	70.0	60.1	52.5
17 P NaB	SuperClay [H29.8]	2.577	25.0	605.1	42.6	562.5	---	84.7	80.4	74.8
18 P NaB	GRI中国産 [H29.8]	2.743	24.0	527.3	32.3	495.0	---	75.4	64.3	60.6
19 P NaB	Kunigel V1 [?]	2.671	22.0	515.1	30.0	485.1	---	65.4	53.3	47.4
20 P NaB	Kunigel V1 [H29.8]	2.620	22.0	423.7	30.1	393.5	---	61.6	49.1	43.6
21 P NaB	Volclay [H29.8]	2.723	26.0	547.8	40.1	507.8	---	91.6	86.6	83.4
22 P NaB	PremiumGel [H29.8]	2.698	23.0	465.5	38.5	427.0	---	82.0	76.2	70.0
23 P NaB	Akagi [H29.8]	2.524	14.5	262.5	33.1	229.4	---	60.6	46.5	34.3
24 P NaB	Akagi [H30.5]	2.565	20.5	377.1	27.5	349.6	---	66.6	57.0	52.7
25 O NaB	SuperClay [H29.11]	2.588	26.0	585.1	38.2	546.8	---	86.3	82.2	74.8
26 O NaB	GRI中国産 [H30.6]	2.690	26.0	505.8	30.3	475.5	---	67.2	57.4	50.9
27 P CaB	Kunibond	2.636	6	192.2	59.7	132.5	19.4	64.4	53.1	46.3
28 P CaB	Kasaok Clay [H29.3]	2.661	3.1	58.9	21.5	37.5	---	50.6	26.3	18.1
29 P Kao	NN Kaolin Clay [H29.3]	2.510	4.8	79.0	30.3	48.7	---	96.6	88.1	77.8
30 P Kao	PantherCreek	2.721	6	119.4	52.3	67.1	17.0	42.8	32.4	26.6
31 P H	Acid clay [H29.8]	2.446	4.0	83.3	31.1	52.2	---	41.2	33.7	26.9
32 Puri Na	POLAGEL [H29.8]	2.514	34.0	513.1	42.6	470.5	---	91.4	83.9	79.3
33 Puri Na	GRI中国産 [H30.6]	2.722	54.0	856.0	45.9	810.2	---	99.5	99.1	92.7
34 Puri Na	SuperClay [H29.8]	2.661	44.0	696.8	41.2	655.5	---	98.1	98.2	96.4
35 Puri Na	Kunipia-F [H29.8]	2.789	75.0	823.6	43.8	779.8	---	97.5	96.7	93.5
36 GCL Na	Paraseal (GCL/GM)	2.305	21	460.0	50.8	409.2	8.5	78.8	75.4	74.5
37 GCL Na	GundSeal (GCL/GM)	2.289	23	500.0	52.9	447.1	3.7	87.3	85.0	81.0

3. 結果と考察

比重、膨潤力、液性限界と塑性限界、粒度試験結果を表-1 に示す。粘土分については $-5\mu\text{m}$ と $-2\mu\text{m}$ 、コロイド分として $-1\mu\text{m}$ の3 粒径区分とし、それらの含有量と液性限界との関係を考察した。37 試料の各粒径区分の含有量百分率 c_5 , c_2 , c_1 を独立変数、液性限界の含水比 $wL(\%)$ を従属変数として直線回帰計算を行った結果を表-2 に示す。表-2 の左に示す結果は合計 37 試料である。粒径が小さくなるほど相関係数が高まり、 $-1\mu\text{m}$ (c_1) で最も高い ($r=0.6456$)。

さらに、カオリナイトと H 型モンモリロナイトと GCL の 5 試料を除いた Na 型モンモリロナイトだけの合計 32 試料の結果を右に示す。カオリナイトと H 型モンモリロナイトは無限膨潤しない。ポリマー入りの GCL は相関性が乱れる。

Na 型モンモリロナイトのみ (32 試料) に限定すると、さらに相関係数が 1 に近づいた ($r=0.8119$)。粒径区分の粒子径が小さくなるに従って相関係数は高くなり 1 に近づいている。これらの結果から液性限界が Na 型モンモリロナイト中のコロイド分含有量に大きく依存していることがわかる。

表-2 直線回帰計算を行った結果

	カオリナイトと H 型モンモリロナイトと GCL の 5 試料と、Na 型モンモリロナイト 32 試料の合計 37 点	カオリナイトと H 型モンモリロナイトと GCL の 5 試料を除いた、Na 型モンモリロナイトだけの合計 32 試料
$-5\mu\text{m}$ 粘土分含有量と wL の相関性(C_5)	$y = 0.0608x + 49.069$ $R^2 = 0.5075$	$y = 0.0605x + 48.986$ $R^2 = 0.6912$
$-2\mu\text{m}$ 粘土分含有量の相関性(C_2)	$y = 0.0779x + 33.068$ $R^2 = 0.5961$	$y = 0.0857x + 28.138$ $R^2 = 0.7744$
$-1\mu\text{m}$ コロイド分含有量の相関性(C_1)	$y = 0.0824x + 25.602$ $R^2 = 0.6456$	$y = 0.0917x + 19.753$ $R^2 = 0.8119$

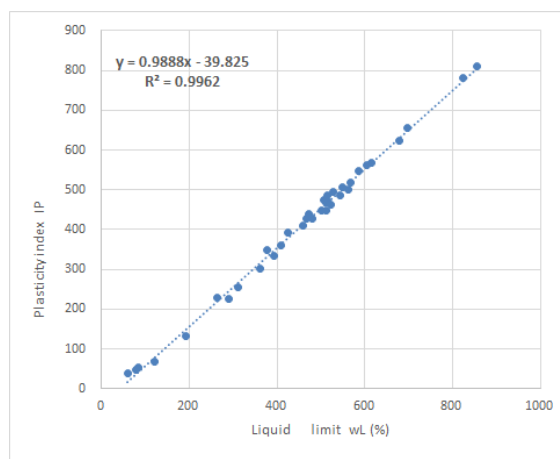


図-3 37 試料の液性限界と塑性限界の関係

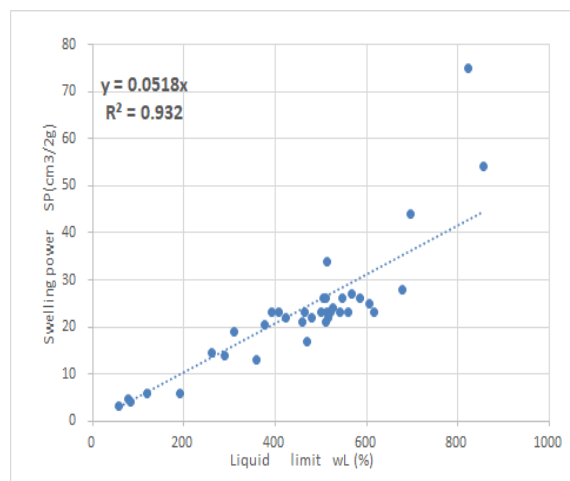


図-4 液性限界と膨潤力の関係

4. 3 粒径区分で「アンドレアゼンピペット法」の液性限界との相関性で評価する意義

液相重力沈降法による粒子径分布測定方法(JIS Z 8820-2)である、「アンドレアゼンピペット法」は $100\sim 1\mu\text{m}$ の微粉体領域で土壌の粒度測定用としてもっとも基本的な測定装置として、広く利用されている。粒子の沈降速度は、Stokes の式を適用する。このため、測定時間(密度 2.58 , 水温 25°C)は、 $-5.0\mu\text{m}$ なら $1\text{h}9\text{min}17\text{s}$, $-2.0\mu\text{m}$ なら $6\text{h}51\text{min}23\text{s}$, $-1.0\mu\text{m}$ なら $25\text{h}58\text{min}54\text{s}$ となる。

地盤工学において、土の粒度構成は工学的挙動を大きく左右する要因である。このうち、 0.075mm ふるいを通過する土粒子の割合 (細粒分含有率: F_c) は、液状化判定や地盤改良設計、さらには道路・堤体・護岸などの構造物設計においても重要な設計指標である。しかしながら、特に 0.005mm 未満の粘土分およびコロイド状粒子が有する物理化学的特性 (比表面積、帯電性、吸着・膨潤能力など) が、地盤の工学的性質に与える影響は未解明の部分が多い。本研究では、層状粘土鉱物の粘土・コロイド粒子がコンシステンシー特性(粘りと粒子径)に及ぼす影響に着目し、特に Na 型モンモリロナイト (ベントナイト) とカオリナイト系粘土を対象に、「アンドレアゼンピペット法」の 3 粒径区分を採用した。

図-3 に 37 試料の液性限界と塑性限界の関係、図-4 に液性限界と膨潤力の関係を示す。コンシステンシー特性が膨潤能力に影響及ぼしていることが相関性の強さから解る。アンドレアゼンピペット法で 3 粒径区分した粒度分布と液性限界の相関性から、無限膨潤する Na 型モンモリロナイト中の $-1.0\mu\text{m}$ コロイド分含有量に大きく依存している知見が得られた。JIS A 1204 「土の粒度試験方法」は、 $-5\mu\text{m}$ と $-2\mu\text{m}$ の 2 粒径区分である。しかし、「アンドレアゼンピペット法」なら

-5 μm と-2 μm と-1 μm の3粒径区分で粒度分布(粒子径)と液性限界(粘り)で相関性で評価できる。粒度分布(粒子径)と液性限界(粘り)は、層状粘土鉱物・泥だんごでも粒子(板状結晶と粘り)を両手の感性で体感観察できる。両手の感性で体感観察と、粒度分布(粒子径)と液性限界(粘り)を、3 粒径区分「アンドレアゼンピペット法」で相関性で評価する意義があると結語できる。

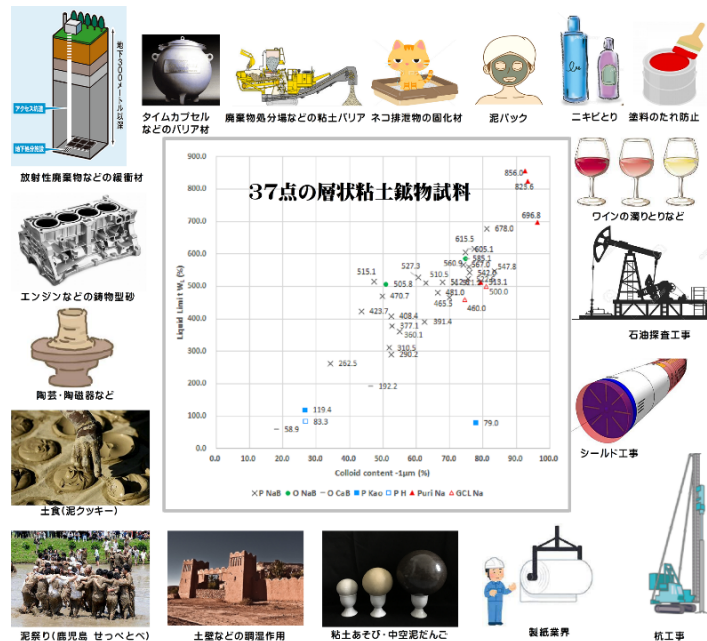


図-5 粒度分布(粒子径)と液性限界(粘り)を、3 粒径区分「アンドレアゼンピペット法」で相関性を分布図で求め、千の用途と多様性を可視化する。

5. まとめ

岩田らは『今、何故、コロイド科学なのか?』と問いかけている⁸⁾。木庭らは、『ピペット法は、粒度分析作業の結果が試料として残る唯一の方法であり、粒度分析法の中では最も廉価な手法で、粒度分析の考え方を理解する上でも最も有効である。』と述べている⁹⁾。図-5 に3 粒径区分アンドレアゼンピペット法」によるで粒度分布(粒子径)と液性限界(粘り)の関係を分布図で求め、千の用途を可視化した図を示す。カオリナイトやモンモリロナイトなど水に分散させると 0.1mm から 0.001mm 粒径範囲であり、粘土・コロイドの微細粒子に見立てることができる。図-5 の右下に-1 μm のコロイド分含有量は多いが、液性限界が低い(粘らない)カオリナイトが存在する。図-5 の右上は原鉱や製品から夾雑分を取り除いた精製した Na 型モンモリロナイトが存在する。図-5 から-1 μm のコロイド分含有量が多く、液性限界も高い(粘る)のがわかる。粒子径(板状結晶粒子)と液性限界(粘り)の相関性を分布図で示すことができる。

謝辞：液性限界 150%を超える層状粘土鉱物の液性塑性試験や粒度試験は、熟練した専門家でないと再現性のある正確な値は得られない。試験では元 GRI 職員 金山政民氏、GRI 財団 平野浩一氏、(株) ホーゲン 応用粘土科学研究所 皆瀬 慎氏らの経験豊富な熟練技術がデータの再現性技術に寄与した。謝辞を述べる。

6. 参考文献

- 1) 水野克己：「どろだんご」で繋がる人生経験地盤工学会誌, Vol. 63 No. 7 Ser. No. 690, 2015.
- 2) 水野克己・近藤三二：ベントナイトの特性と環境汚染防止分野への応用, 土と基礎, Vol. 49, No. 2, pp. 29～32, 2001.
- 3) 嘉門雅史：土の起源と生成, 応用地質 31 巻 4 号, 1990.
- 4) 水城勝美・鈴木正男・秋山宏美：粘土鉱物の加熱による構造の変化, 関税中央分析所報, 第 25 号, 1985.
- 5) 水野克己・古賀慎・岡田朋子・今井淳・藤原照幸・佐藤努：EXP070 タイムカプセル再埋設におけるバリア材としてのタイムカプセル再埋設におけるバリア材としてのベントナイト使用事例, 第 37 回地盤工学研究発表会, 2002.
- 6) 水野克己・近藤三二・嘉門雅史：各種ベントナイトのコンシステンシー特性およびその他の基礎的特性に関する研究, 粘土科学, Vol. 43, No1-13, 2003.
- 7) 山崎淳司：粘土鉱物の構造と化学, 化学と教育. 68 巻, 9 号, 2020.
- 8) 岩田進午・喜田大三：土のコロイド現象の基礎と応用 (その 1), 農業土木学会誌, 66 巻, 1 号, 1998.
- 9) 木庭元晴・青山千彰：ピペット法による粒度分析再考, 関西大学博物館紀要, 11 巻, A1-A19 ページ, 2011.