

第30回
沖縄地盤工学研究発表会
講演論文集

Proceedings of the 30th Annual Meeting of
Okinawa Geotechnical Society

26 January 2024 | Okinawa JAPAN



(主催) 沖縄地盤工学研究会・地盤工学会九州支部

(共催) 沖縄県地質調査業協会

Proceedings of the 30th Annual Meeting of Okinawa Geotechnical Society

Copyright © 2024 by Okinawa Geotechnical Society

Published by Okinawa Geotechnical Society

1 Senbaru, Nishihara, Okinawa, Japan

<http://www.jiban.tec.u-ryukyu.ac.jp/>

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, including photocopying and recording, or by any information storages and retrieval system, without the written permission from the publisher.

This work was supported by Japanese Geotechnical Society Kyushu Branch.

Printed in Japan

第30回
沖繩地盤工学研究発表会
講演論文集

Proceedings of the 30th Annual Meeting of
Okinawa Geotechnical Society

Program – Part I –

開会の挨拶		
12:55 – 13:00	伊東 孝(沖縄地盤工学研究会会長, 琉球大学教授)	
特別講演1		
13:00 – 13:40	末次 大輔(宮崎大学教授) 熊本地震被災建造物の復旧調査と今後の課題	
一般セッション 1 座長 : 川満 一史((株)沖縄設計センター)		
13:45 – 14:00	大角恒雄(国立研究開発法人防災科学技術研究所) 1662 年日向灘地震における供養碑及び地盤の沈降に関する研究	p.1 – 10
14:00 – 14:15	比屋根徹(㈱りゅうせき建設), 石井隆行, 赤星征二, 花城有人, 布川直矢 (㈱不動テトラ) バラツキの大きい地盤における液状化対策としての締固め砂杭改良地盤 の均一化に関する一考察	p.11 – 15
14:15 – 14:30	小林悟史(沖縄リビック㈱), 原口望(カネカケンテック㈱), 篠崎亘(㈱CPC), 津田暁(カネカケンテック㈱) ベトナム国における EPS 工法の実物大試験 –その1 試験概要と長期 計測結果–	p.17 – 20
14:30 – 14:45	津田暁(カネカケンテック㈱), 小林悟史(沖縄リビック㈱), 篠崎亘(㈱ CPC), 原口望(カネカケンテック㈱) ベトナム国における EPS 工法の実物大試験 –その2 ダンプ載荷試験 と数値シミュレーション–	p.21 – 24
14:45 – 15:00	西村伊吹(琉球大学大学院), 松原仁(琉球大学) 防砂シートの化学的劣化に関するシミュレーション研究	p.25 – 29
15:00 – 15:15	佐原邦朋(㈱朝日建設コンサルタント), 上野敦(ヒロセ補強土㈱) 沖縄県の発生土を活用した補強土壁の現場品質管理事例	p.31 – 33

Program – Part II–

一般セッション 2 座長：佐原 邦朋((株)朝日建設コンサルタント)		
15:30 – 15:45	森河由紀弘, 佐藤智範(名古屋工業大学), 篠田裕重(愛知県陶器瓦工業組合) 環境安全性が高いリサイクル材料である破碎瓦の地盤材料としての性能－軽量性, 摩擦性, 排水性の高い破碎瓦を用いた国土強靱化に向けた検討－	p.35 – 40
15:45 – 16:00	日野良太, 鎌田明秀, 西川直仁(株大林組) 有機フッ素化合物(PFAS)汚染土壌・地下水の処理方法に関する研究	p.41 – 46
16:00 – 16:15	平井琉聖(琉球大学大学院), 伊東孝, 渡嘉敷直彦, 藍壇オメル(琉球大学), 高村浩彰(西松建設株), 岩田直樹(中電技術コンサルタント株) 島尻層群泥岩の力学特性と評価及び中城湾周辺斜面のモニタリングに関する研究	p.47 – 51
16:15 – 16:30	金城亜祐美, 高久和彦, 田中剛, 千鳥雅由(日本物理探査株) 琉球石灰岩弱部の調査例	p.53 – 54
16:30 – 16:45	松下憲一, 浦田晃(ソイルワークス株), 中路大樹, 前田一成, 梶原裕太, 大住学(小野田ケミコ株) 琉球石灰岩層における複合相対攪拌工法による地盤改良事例 –ICT 施工による品質管理–	p.55 – 60
16:45 – 17:00	中瀬千遥, 細矢卓志, 松本なゆた, 寺田龍矢(中央開発株) iPadPro 簡易 LiDAR 機能を用いた効率的な露頭観察手法の検討	p.61 – 62
特別講演 2		
17:10 – 17:50	関 信郎(沖縄総合事務局企画調整官) 戦後50年, 今後の沖縄のインフラ整備を考える	
閉会の挨拶		
17:50 – 17:55	伊東 孝(沖縄地盤工学研究会会長, 琉球大学教授)	
18:00 – 19:30	懇親会	

1662年日向灘地震における供養碑及び地盤の沈降に関する研究

大角 恒雄¹

¹国立研究開発法人防災科学技術研究所客員研究員（〒305-0006 茨城県つくば市天王台3-1）
E-mail: tsuneco.ohsumi@gmail.com

日向灘地震(M7.6,1662.10.31)では、宮崎市南部の集落を波高5 m 程度の津波が襲い、外所（とんところ）が埋没したため、この地震は“とんところ地震”とも呼ばれている。外所地震忌供養碑が第1基を除き約 50 年毎、外所に村にあった親鸞が開いた浄土真宗の西教寺の旧敷地内に建てられている。古い供養碑は劣化が進み判読が困難な個所があるが、仏教聖典が記されている。親鸞の教えに遡り、犠牲者への供養に解釈を試みた。さらに、古地図の再検討を行なった結果、古地図を調査し、儒学者の平部嶠南の著書『日向纂記』との記録や古老の口碑、碑銘、系譜などを参考にし、『日向地誌』、『日向纂記』を上梓する上での礎となっている。

Key Words : the Hyuganada earthquake, Stone monument, SfM, Jodo Shinshu Sect, ancient map, ancient document

1. はじめに

日向灘地震(M7.6,1662.10.31)では、宮崎市南部の加江田川（当時は曾山寺川）や大淀川（当時は赤江寺川）沿いの集落を波高 5 m 程度の津波が襲い、20 名以上の死者を出したといわれている。加江田川河口に存在した外所（とんところ）が埋没したため、この地震は“とんところ地震”とも呼ばれている。この地震は、県下に最大の被害と津波被害を与えた地震と推定され、地震調査研究推進本部地震調査委員会(2004)¹⁾の評価文によると羽鳥(1985)²⁾を引用し「青島付近で約 1m 地盤が沈下した。この地震による津波は宮崎沿岸での津波の高さは 4～5m」と示している。この地震による被害を忘れないようにとの思いから、約 50 年毎の供養碑が外所村に所在した浄土真宗西教寺の旧敷地内に建てられた。現在 7 基の存在を確認することができる（写真 1）。多くの論文^{3,4)}で紹介されている。300 年年忌と 350 回忌の碑文には地震・津波の教訓が記されている。一方、250 年忌以前（ただし、50 年忌は判読できず）の碑文には仏教聖典が記された

められている。これらの石碑は劣化がみられ、判読が困難な個所が多い。その碑文の内容を親鸞の教えに遡り、犠牲者への供養の解釈を試みた。さらに、古地図、古文書に関する解釈もいくつかの書籍⁵⁾で述べられているが、再検討を行い、新たな知見を模索した。



写真1 約 50 年毎の供養碑

(2021年大角恒雄撮影)

2. 1662年日向灘地震（外所地震）概要

1662年の日向灘地震(M7.6)は、和暦では発生日を寛文2年9月19日としている古文書があるが、深夜午前0時の発生であったことから現在の考え方であると寛文2年9月20日である。また、西暦(グレゴリオ暦)では1662年10月31日となるので“日向灘地震(M7.6, 1662.10.31)”と表記した。

地震調査研究推進本部(2004)¹⁾の評価文によると《宮崎県沿岸における被害は以下のとおり。佐土原で城破損、潰家800余棟、死者多少(推定震度6強)。県(現延岡市)で城の石垣破損、領内の潰家1300余棟、死者5(推定震度5強)。秋月(現高鍋)で城の石垣崩れ崩家287棟(推定震度6)。飢肥で城の石垣破れ、領内で潰家1213棟(うち水没246棟)、死者15、山崩れ・津波あり(推定震度6弱)。別府湊で破船10余隻、穀類約6000潮に濡れる。日向那珂郡の沿岸7ヶ村、周囲約32kmの田畑8500石余の地没して海となる》とまとめている。

羽鳥(1985)²⁾によると《津波は清武川、加江田川に遡上し、地盤高2.8m以下の水田に溢れたと考えられ、地盤の高い海岸砂丘は乗り越えられなかったであろう、両河口では、津波の高さは4~5mと推測》され、日向灘では記録史上最大級のものであった。

3. 日向国の古地図

1662年日向灘地震(外所地震)の時代の海岸線を示した古地図として、江戸幕府の命により、慶長・正保・元禄・天保の4回、全国規模で国ごとの絵図等が作成されている。本論文では以下の外所地震前に成立した正保日向国絵図、地震後の成立した元禄絵図について触れる。

- 1) 正保日向国絵図(1662) 宮崎県立総合博物館所蔵
- 2) 元禄国絵図(1697)控え 日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控) 日南市所蔵

(1) 正保日向国絵図

宮崎県総合博物館に所蔵されている正保国日向絵図は、当時の天皇は後光明天皇、江戸幕府將軍は第3代徳川家光の正保(しょうほう)の時代(1645-1648)に描かれたものである。この正保国絵図には1662年日向灘地震以前の那珂郡の海岸線が描かれている。幕府に収納された正保国絵図は明

暦の大火(1657)により焼失したが「正保日向国絵図写」(図1)⁷⁾は大火後に再提出された国絵図である。

(2) 元禄国絵図控え 日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控) 日南市所蔵

『国絵図読解事典』のコラム「飢肥藩領国図にみる寛文2年(1662)『日向灘地震』」(長友, 2021)⁸⁾に記載されている元禄日向国絵図は薩摩藩が絵図元として、飢肥藩など日向諸藩からそれぞれの藩領図を集めて日向国絵図としてまとめ、幕府に提出したもので、日南市所蔵『日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控)』は、飢肥藩で作図され薩摩藩に提供した飢肥藩領絵図の控である。つまり飢肥城下町保存会の絵図は、薩摩藩が幕府へ提出した日向国絵図、さらにはその国絵図を写した「日向国絵図写し断簡(飢肥伊東氏領分) 都城市都城島津邸所蔵」の元図である。日南市所蔵『日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控)』には国絵図にない細かな記述があり、薩摩藩での国絵図作製過程で、幕府と作図にむけて調整を行った際、必要ない記述であると指摘を受けて削除された箇所があり、国絵図にない情報が得られる資料とされる。

『日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控)』⁹⁾(図2)が日南市に所蔵されている。この絵図は元禄10年(1697)作成の元禄国絵図である飢肥藩領元禄図の控であり、原図は薩摩藩に提出された。薩摩藩が日向諸藩から収集した藩領図はマージされ、幕府へ提出され、簡素化され元禄日向国絵図¹⁰⁾と呼ばれている。薩摩藩での国絵図作成過程で削除された箇所があるため、本控図は国絵図にはない細かな情報が得られる史料とされる。この本控図には元禄部分図(図3)添付されている。消滅した外所地区を改めた飢肥藩領図の検証結果が記載されている。『国絵図読解事典』⁸⁾のコラムによると《清武郷では竈(かまど)数516軒の内123軒が海入し、住民2,398人の内15人が溺死した。その内、外所地区の被害では竈数126軒(住民643人)の内1軒が海入し、禿家は34軒とある。多くの人々が無事に避難していることから外所は(比較的安全な)木花に近い位置であったと類推される》とあり、避難できる地域が惨事を免れたものと考えられる。

(3) 絵図による変遷

清武川水系河川整備計画(宮崎県)¹¹⁾の「1. 清武川の概要(5) 歴史・文化」には、「寛文2年(1662

年)に発生した外所地震により河口部は陥没し、大きな入り江となり、清武川はこの内海に注ぐようになり、昭和20年代後半まで直接海には流れ込まずに、加江田川河口に合流して、当時の古図にもそれが記されている(図4)と解説されている。加江田川は当時は曾山寺川と呼ばれ、今でも曾山寺は、JR日南線で宮崎から25分ほどの駅名・地名として残っている。4.で述べる供養碑は、入り江(図4の赤破線)に浮かぶ島山に位置していたと考えられる。

図5に示した外之浦湾の変遷図¹²⁾は、日南市所蔵『日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控)』を線画にしたもので、外之浦湾の変遷図が正保国絵図、元禄国絵図、天保飢肥領絵図から作成されている。地震後に飢肥藩は水没地の中に島として残った日向飢肥藩隈野村島島を起点に堤を築き埋め立てを行った。享保年間(1716-1736)に正蓮寺内に堤を築き、明和6年(1769)には加江田汐入譜代に取り掛かかき、文政年間(1818-1831)からは正蓮寺外堤が構築されている。筆者によると「出版の予算の関係上線画にした」ものであるが、図5の線画は変化を理解しやすく、多くの文献で引用されている(例えば文献6)。地震で沈下した地域は、年代経過で沈下が復元することも考えられるが、消滅した島自体は復元してなく、現在は埋め立てられ状況がわからないが、外所地震による沈下で加江田川沿いの入り江となった地域は、図5において正保国絵図(1662年作成)では、清武川は地震の後、陥没してできた内海に注ぐようになっているが、35年後の正保国絵図(1662年作成)では、陥没してできた内海に点描が施され、内海の一部が湿地となっていることを表現しているものと思われる。さらに30年後の天保飢肥領絵図(1838年作成)では、内海の湿地に外邸らしきものが見られる。現在、この湿地の日南海岸国定公園内に、杉田新左衛門顕彰碑(写真2.3)が存在する。碑文によると飢肥藩の援助により享保年間の19年間にわたり東西800mに及ぶ内堤を築き、面積129hrの水田を蘇らせた。その後、文政(1818-1829)の11年をかけて杉田新左衛門は郷土の人々の総力を結集して干拓に当たった。東西約1,636mにわたる外堤を築き約60hrの新田を開いた業績を称え、平成2年(1990)年に設立されたものである。元禄国絵図日向国(元禄)¹⁰⁾上に『宮崎県における災害文化の伝承』¹³⁾で用いている藤本(1993)¹⁴⁾及び前田(2003)¹⁵⁾から推定される入り江の範囲を示す。

木花郷土誌¹⁶⁾を整理すると「外所地震発生後、入り江は洪水のたびに土砂で埋まり、次第に泥沼となっていた。地域の人々は、享保年間に、島として残っていた島山を基点にして、内堤を築いた。文政年間には、外堤を築き、内海を埋め立てた。この堤によって、地震で失われた田が取り戻された」とある。入り江での洪水による土砂で埋没はあるものの、経年変化で沈下した地盤が復元していたことも考えられる。

4. 外所地震供養碑

(1) 外所地震350回忌供養碑

外所地震350年忌供養碑は、平成19年(2007)9月15日に財団法人木花振興会によって建立された。この碑文には《寛文2年(1662)9月19日深夜子ノ刻(午前0時)日向灘を震源とした大地震あり、陥って海に入る家屋246戸、水死者15人、と大災害に見舞われた。ここに外所大地震350回忌追悼供養を通し、諸々の犠牲を忘却することなく、大自然にたいし畏敬の念を持つことと、防災の大切さを後世に伝えたいがため、この供養碑を建立した》と示されている。

(2) 外所地震300年忌供養碑

外所地震300年忌供養碑は、昭和32年(1957)9月19日宮崎市長建立によって建立された。この碑文には《寛文二年九月十九日ノ地震デ外所村海中ニ陥没シ人畜多数罹災シタ以来五十年毎ニ碑ヲ建テテ供養シテ来タガ本年ハ三百年忌ニ相当スルノデ将来ノ無災安泰ヲ併セテ祈念シナオコレヲ後世ニ伝エルトメココニ供養碑ヲ建立スル》と示されている。

(3) 外所地震250年忌供養碑

外所地震250年忌供養碑は大正14年(1925)2月村長・区長によって建立された。この石碑はある程度肉眼でも読むことができるが、この石碑のみ「高解像度オルソモザイク画像作成ソフトウェア: Agisoft Metashape²⁴⁾」で3Dモデルを作成した。250



図1 正保日向国絵図写(那珂宮崎) 宮崎県総合博物館所蔵・提供 (一部加筆)

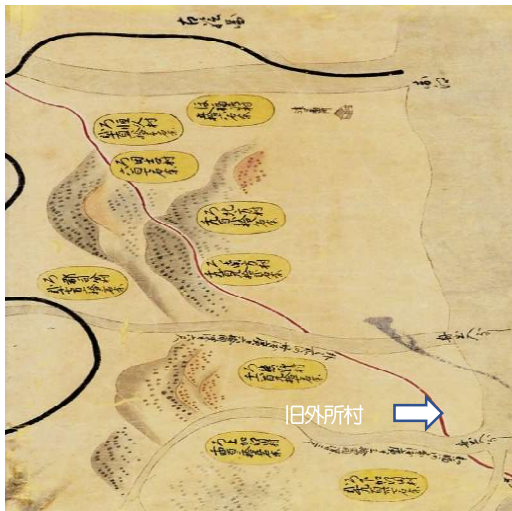


図2 元禄飢肥藩領絵図付箋(正保図部分写) 日南市所蔵・提供：
地震前 (一部加筆)

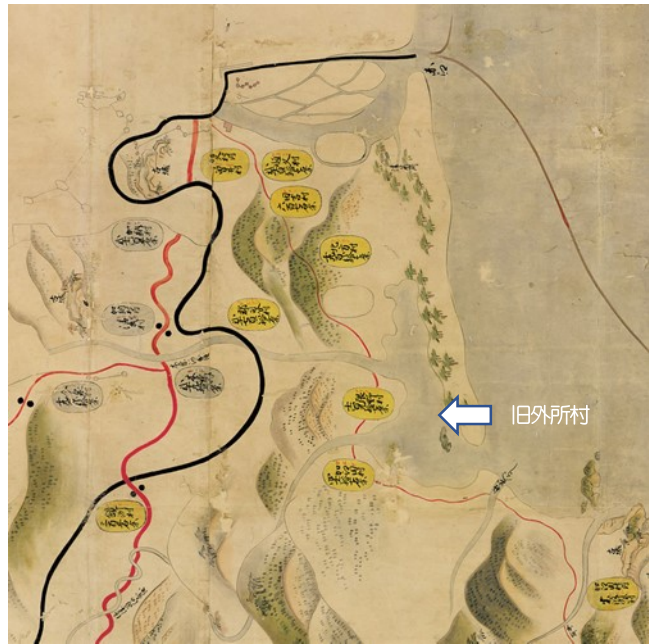


図3 日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控) 日南市所蔵・提供：地震後 (一部加筆)



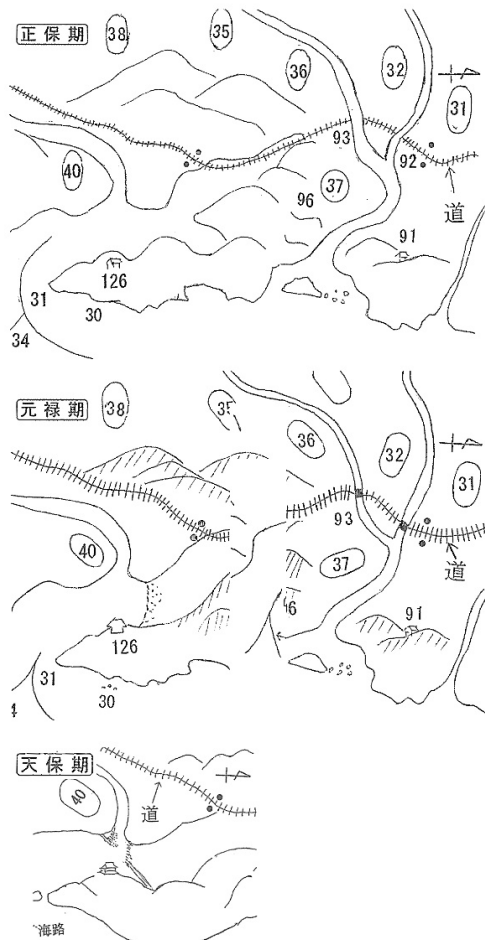
図4 外所地震によって入り江になった場所³⁰⁾ (一部加筆)



写真2 加江田川河口の入り江
顕彰碑を背にから南側



写真3 正蓮寺干拓功勞者 杉田新左衛門
顕彰碑日南海岸国定公園から



正保国絵図 (1662)

元禄国絵図 (1697)

天保飢肥領絵図 (1838)

- | |
|---------|
| 31: 穂觸嶺 |
| 32: 吹井 |
| 33: 小吹井 |
| 35: 空ノ間 |
| 36: 風田村 |
| 37: 平山村 |
| 38: 藪下 |
| 40: 梅ヶ浜 |
| 91: 妙現宮 |
| 96: 成就院 |

図5 外之浦湾の変遷図¹²⁾

(日南市所蔵『日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控(飢肥藩領元禄図控)』を線画にしたもの)

年忌に限定したのは、他の石碑は文字が鮮明に残っているか、著しく破損してこの手法が効果的でないかと判断した。この手法は3次元形状復元技術を地形や歴史災害資料に適用している²⁹⁾。カメラは市販のデジタルカメラ(Canon EOS kiss X7, 単焦点 EF 24mm F2.8 IS USM, GPS RECEIVER GP-2)を使用した。まず、写真撮影位置を推定し、複数の写真画像から写真撮影位置を推定する。また、この工程で簡易3次元モデルとなるポイントクラウド(点群データ)を生成する。3次元モデルの構築プロセスでは、複数の写真画像に写っている対象物の同一点に対し視差を計算し、対象物の3次元モデルを再構築する。テクスチャーの貼り付け3次元モデルの表面は微小な3角形のポリゴンの集合によって構成されている。この3次元モデルの表面に写真画像から生成したテクスチャーを貼り付けることによって、PC上で対象物を様々な角度から観察する際に便利な、より現実の状態に近いリアルな立体モデルを作成することができる手法である。図文字の輪郭がやや明瞭になり読みやすくなった(図6)。なお、この石碑の撮影ではラップしながら碑を取り囲むように30ショット程撮影し、文字表面にピントを合わせ、基礎部も含めて写真に収めることが必要である。しかし、結果的にはこの250年忌においても、安井・田辺(1960)³⁾の表記を捕捉する程度に留まり、250年忌以前の供養碑は親鸞の教えにさかのぼって、不明の文字を補完することとした。

この碑文には《若人持戒多諸天増足威光 修羅減少悪龍無力善龍有力善龍有力風雨順時四氣和暢其雨降稔穀豐人民安 樂兵戈戰息疾疫不行也》とある。元を辿れば、唐代初期に活躍した法琳(572-640)による『弁正論』八卷十二篇の一節、六要鈔金本第十²⁶⁾である。法琳は『弁正論』²⁷⁾にて仏教こそが正しい教えであり、道教(中国3大宗教のひとつ)は邪教であるとの立場をとっている。

親鸞仏教センター『教行信証』「化身土巻・末巻」研究会の現代語訳¹⁸⁾では、《戒が持たれなければ諸天の威力が減り、国が悪くなり、反対に戒が持たれれば諸天の威光が増し、国が良くなる》となる。

(4) 外所地震200年忌供養碑

外所地震200年忌供養碑は、明治41年(1908)の建立なのである。碑文には天竺(インド)出身の三蔵法師である康僧鎧(生没不明)が魏の都・洛陽に

おいて西暦252年頃に訳した『仏説無量寿経 康僧鎧訳』の一節で『仏説無量寿経(ぶっせつ むりょうじゅきょう)』とは、浄土三部経—現代語訳¹⁹⁾によると《世界(天下)が順調に和することで、太陽と月(日月)が清浄明潔(清明)であれば、雨風が時に順じて災害(災厲)は起きない。国豊かにして民は安らかとなり、兵隊(兵才)は無用となる》を意味する。祝聖文(しゅくしょうもん)として用いられ、世の中が平和で、人民は安穏であるようにと願い唱える意味や解説を示した偈文(げもん: 仏・菩薩を称えた語句)である。「世の中が平和で、人民は安穏であるように」と願い唱える偈文である³⁰⁾。

(5) 外所地震150年忌供養碑

外所地震150年忌供養碑は文化7年(1810)6月に建立された。碑文は《十方恒沙仏 広開浄土門》である。この文言はWEB版新纂浄土宗大辞典²³⁾によると、聖聡(しょうそう)が永享五年(1433)に著した『無量寿経』の注釈書『大経直談要註記(だいきょうじきだんようちゅうき)』の一節である。「十方恒沙仏 広開浄土門」とは「世界中「十方」にいる数限りない「恒沙」の仏は、浄土の門(教え)を広く開くことができる」の意である。

(6) 外所地震100年忌供養碑

外所地震100年忌供養碑を示す。現在は碑破損して石碑は倒壊し、石碑下端の「照」と「垢」の文字以外は碑文の内容は不明であるが、安井・田辺(1961)³⁾の調査当時に残された文字として、「神○演○光○普照無○土珠○○○垢冥廣濟○○○○○」と示されている。この言葉は神仏の加護を願い、厄災を除かんことを願うときに用いる回向文で『無量寿経』(聖典一・四〇/浄全一・一一)の『四誓偈』の一節、「神力演大光(じんりきえんだいこう) 普照無際土(ふしょうむさいど) 消除三垢冥(しょうじょさんくみょう) 広濟衆厄難(こうさいしゅやくなん)」と考える。200年忌供養碑同様、康僧鎧の翻訳した『無量寿経』の一説である³⁰⁾。

WEB版新纂浄土宗大辞典²³⁾によると、この光は貪瞋痴の煩惱を消し去り、広くさまざまな厄難を救う」と現代語訳している。

(7) 外所地震50年忌供養碑

外所地震50年忌供養碑を示す。現在は100年忌供養碑以上に破損して石碑は完全に倒壊し、まったく読めない状態(写真1右端)であるが、安井・田辺(1961)³⁾の調査当時に残された文字として、

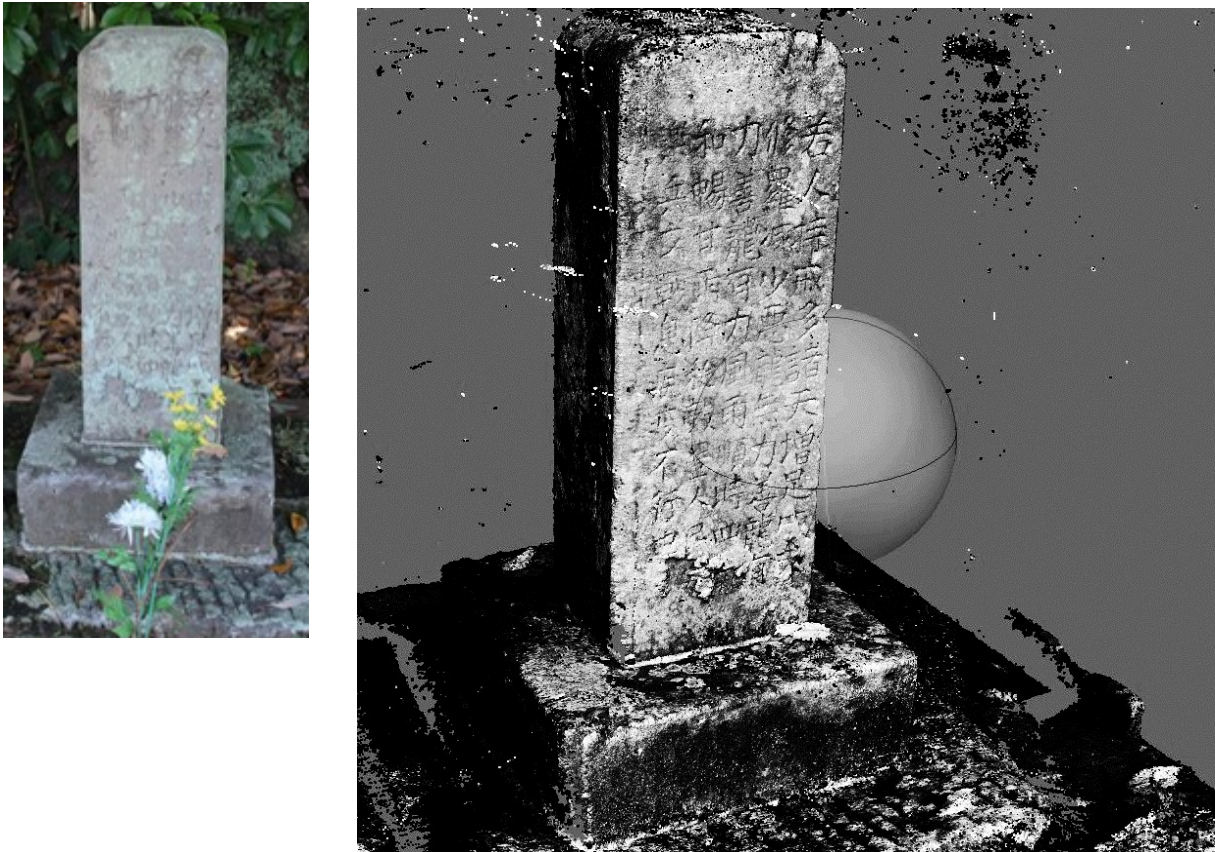


図6 250回忌（左）と250回忌のAgisoft Metashape24) 3Dモデル（右）

「〇歳二月〇 〇雲〇〇〇」と示されている。この文字の組み合わせを国立国会図書館デジタルコレクション 大日本佛教全書³²⁾から当てはめてみると、緇白往生伝（しはくおうじょうでん）三巻に当該文字が判読不明文字に当てはまる箇所として「四歳二月晦 彩雲聳レ空」が存在する。この仮定に基づき浄土真宗の教えに立つ教育を実践している大谷大学の協力を得て現代語訳すると「その時は明應4年2月晦日であった(1495年2月晦日)。

（その時に阿弥陀如来、観音菩薩、勢至菩薩がお迎えにこられた。金色の道が西の方よりきていた）彩雲が空にそびえ、（瑞花が降ってきた）」となる。

また、宮崎県（宮崎市・延岡市・日向市）の現地調査概要³³⁾の烏山地区自治体会長の岩切氏の概要解説『外所大地震歴代供養碑』によると第1基（50年忌）は、《石辺に「辛巳（かのとみ）」の刻字。元禄14年辛巳は1701年に該当。この年は地震発生から39年目に当たり、50年忌法要は不自然。依って第1基は不明》とある。よって、50年忌供養碑は「当時から50年毎に外所地震忌供養碑」には該当せず、100年忌から50年毎に建てられたことが現時点では類推される。

5. 日向古文書

飢肥藩家老平部嶠南（ひらべきょうなん）（1815-1890）は、清武郡に生まれ、脱藩後は幕府の儒学者として幕政に参画した経験を持つ。歴史著書の日向纂記（ひゅうがさんき）のなかで、肥後藩では那珂郡のうち下加江田・本郷の一部地域が陥没して海になったことが記載されている³⁴⁾。嶠南は、廃藩置県後は明治政府に出仕し、明治8年（1875）には宮崎県地誌編集係に任命され、明治17年（1884）に日向地誌が完成した³⁵⁾。嶠南は弘化二年（1845）結実した「日向私史十一篇」³⁶⁾の「自叙」の中で《日向国は確かな史書が残されておらず、そのため国乱のなかで忠勤を励み艱苦に耐えた名賢の伝記も伝わっていない。勿論、日向私史は日向史として完成したものでなく、後人がそれを完成させるための糸口になればよいと思ひ稿を起こした。この本のもとになった資料は日向記で、それに諸家の記録や古老の口碑、碑銘、系譜などを参考にした》と述べている。このことは『日向地誌』、『日向纂記』を上梓する上での礎となっている。この平部の著『日向纂記』の巻十六「日向国大地震ノ事」⁴²⁾の中で《寛文二年九月十九日の夜子の刻、日向国地大いに震し、且つ津波俄かに来りて那珂郡の内下加江田本郷所々の地陥って

海となること周囲7里35町、田畑8500石余、米粟2350石余流失あり。潰家1213戸の内、陥って海に入るもの246戸、其人員2398口の内、溺死15人、牛馬5頭に及べり。飢肥の城にも石垣9ヶ所192間破壊し、城隍2ヶ所埋り、其外緒土屋敷土蔵石垣等の破損勝て数ふるに暇あらず。誠に古今未曾有の大災なり」と記している。

『日向纂記』の記述に「加江田川河口の外所村で1mほど地盤が陥没し、そこへ地震に伴う津波により海水が流れ込み、青島と並んで東にあったという外所村は海に沈んだ。外所という地震の名称は海没した村の名前に因むものである」と記している。

木花郷土誌³⁷⁾には、『日向纂記』の他に『延陵世鑑』（えんりょうせかん）、『日向郷土史料集、第三巻、日向国御料発端其外旧記』、『佐土地震集記』（さどわらじしんしゅうき）が紹介されている。

『延陵世鑑』の記述に「宮崎、那珂の両郡甚だしく山崩れ谷埋れ民家の破損は数を知らず。海辺の田畑海となること凡そ七・八千石に余れり。常に潮の満に岩頭をひたす所、地震後は岩頭三・四尺の海底にあり。是を以って見れば地の陥ることは三・四尺なるべし前代未聞の大地震なり」とあり、木花郷土誌³⁸⁾には《宮崎・那珂の両郡の被害が甚だしく、山崩れ・谷崩れによって破損した民家は数が知れない。海辺の田畑7,8千石が海に没した。以前は満潮の時に、海面によりやく見えていた岩の頭も、地震後は3,4尺海底に沈んだ。このことより、地面が3,4尺(約0.9~1.2m)沈下したのであろう。前代未聞の大地震である》と現代語訳している。

『日向国御料発端其外旧記』の旧記(きゅうき)とは、昔の事柄を記した文書で、《寛文二寅年津浪にて、新別府村、吉村、下別府村は田地海となり、福島村は田畑皆無所と相成候由なり》と記している。

『佐土地震集記』は、《寛文二年九月十九日夜、大地震あり。伊東領内本郷の一在所、田地九千石揺れ沈め海となる。其の村々の人家屋敷、その囲い、竹木までゆり沈め、木も竹も柱も海中より立り。人は丘伝いにて上り、幸ひに死人はなし。彼の一在所は全て入海となる。魚も多く入り込めども、家の柱や竹木沈み立ちて、網を下ことは叶はず》と記している。

6. まとめ

1) 外所地震の時代の海岸線を示した古地図として代表的な絵図には、地震により河口部は陥没し、大きな入り江となり、地震後に清武川はこの内海に注ぐようになった。その後、昭和20年代後半まで直接海には流れ込まずに、加江田川河口に合流した。供養碑の建てられたのは、水没を免れた島山に設けたと考えられる。

2) 入り江となった清武川湾口部は地震の後、陥没してできた内海に注ぐようになっているが、35年後の絵図では陥没してできた内海の一部が湿地となって、さらに30年以降では外堤を築き内海を埋め立てられ《地震で失われた田が取り戻された》とあるので、入り江での洪水による土砂で埋没はあるものの、経年変化で沈下した地盤が復元していたことも考えられる。

3) 外所地震忌供養碑は、1662年日向灘地震(外所地震)による被害を忘れないようにとの思いから、約50年毎に外所地震忌供養碑が建てられ、碑文は、親鸞の祖となる中国唐からの教えが250年忌供養碑以前の碑文にしたためられている。また、親鸞の教えが長禄3年(1459)から全国に起きた当時の大飢饉、そして、この大地震によって生じた人々へ救いの言葉がしたためられているものと考えられる。また、50年忌供養碑は「約50年毎に外所地震忌供養碑」には該当せず、100年忌から50年毎に建てられたことが類推される。

4) 幕府の儒学者として幕政に参画した経験を持つ平部嶺南は、日向纂記のなかで、飢肥藩では那珂郡のうち下加江田・本郷の一部地域が陥没して海になったことを記載している。嶺南は日向記で、それに諸家の記録や古老の口碑、碑銘、系譜などを参考にし、『日向地誌』、『日向纂記』を上梓する上での礎となっている。この200年前の境南の残した業績は、日向灘のプレート間地震の被害状況の記載として、現代の政府の地震調査委員会の長期評価部会³⁹⁾での数値として取り挙げられている。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、外所地震二百五十年忌の教行信証六要鈔会本の解釈に関して、指導を賜りました。真宗大谷派西覚寺光輪会高原弘志住職殿(滋賀県彦根市錦町)に外所地震200年忌供養碑の「無量寿経 康僧鑑訳」の解釈に関して、ご指導いただきました。浄土宗宗務庁 教学部前田佳樹さま、また、宮崎県立図書館中竹俊博主幹には外所地震による川の分岐に関して、情

報をお寄せいただきました。日南市役所 文化財係の長友禎治文化財専門官には、「日向纂記」及び「外之浦湾の変遷図」, 「日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控 (飢肥藩領元禄図控)」に関する情報をお寄せいただきました。株式会社 ビジョンテック山本義春代表取締役並びに技術開発部技術サポートチーム松井佑介主任には高解像度オルソモザイク画像作成ソフトウェア: Agisoft Metashapeを使用した供養碑の 3D モデル作成にご協力いただきました。

参考文献

- 1) 日向灘および南西諸島海溝周辺の地震活動の長期評価について, 地震調査研究推進本部地震調査委員会, 2004.

https://www.jishin.go.jp/main/chousa/04feb_hyuganada/index.html

- 2) 羽鳥徳太郎, 1985, 九州東部沿岸における歴史津波の現地調査—1662年寛文・1769年明和日向灘 および 1707年宝永・1854年安政南海道津波, 地震研究所彙報, 60, 439-459. (2022.09.20閲覧)

<http://anti-ikata.org/wp/wp-content/uploads/reference/technology/earthquake/ji0603004.pdf>

- 3) 安井豊・田辺剛(1961)日向灘の外所地震津波調査について, 駿震時報26巻1号, p.33-38.

<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/kenshin/vol26p033.pdf>

- 4) 大平明夫(2019)宮崎県における自然災害に関する石碑の特徴と防災上の意義—GISを利用した防災教材の一例: 自然災害石碑マップ—, 宮崎大学教育学部紀要 第92, pp.58-78, 2019.

- 5) 寒川旭, 揺れる大地-日本列島の地震史-, 同朋舎出版, 272p., 1997.

- 6) 原田隆典, 歴史地震資料から学ぶ—1662年日向灘地震—, 災害伝承, pp.1-24, 古今書院, 2014.

- 7) 正保日向国絵図写, 宮崎県総合博物館所蔵 <https://www.miyazaki-archive.jp/d-museum/details/view/104>

- 8) 長友禎治 (2021), 国絵図読解事典, 飢肥藩領国絵図にみる寛文2年『日向灘地震』, 創元社, pp.149-150.

- 9) 日向国宮崎郡・那珂郡境絵図控 (飢肥藩領元禄図控), 日南市所蔵

- 10) 元禄国絵図 - 国立公文書館 デジタルアーカイブ

イブ

<https://www.digital.archives.go.jp/DAS/pickup/view/category/categoryArchives/030000000/default/00>

- 11) 清武川水系河川整備計画, 宮崎県, 2015 (2022.09.20 閲覧)

https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kasen/shakaikiban/kasen/documents/4313_20151112_111847-1.pdf

- 12) 絵図と古文書 (二), 飢肥城下町保存会, 平成 24 年度飢肥城歴史資料館研究紀要・史料編, 第三集, p.19.
- 13) 宮崎市の文化遺産, 木花地域の文化遺産 (木花地域自治区管内), p.29.
- 14) 藤本廣(1998) 宮崎県の地すべりと 1972 年えびの市真幸の土石流災害, 地すべり学会九州支部, 平成 10 年度学術講演会講演論文集, pp.15-27.

- 15) 前田博仁(2003) 鶴戸まいりの道—宮崎の街道, 164p.

- 16) 木花郷土誌, 木花郷土誌編集委員会(1980), 821p.

- 17) 浄土真宗本願寺派 本願寺宮崎別院外所山西教寺

<https://hongwanji-miyazaki.com/saikyouji/>

- 18) 董科(2013), 日本伝染病史研究, 古代平安京における疫病流行の史的研究, 中国教育部科学青年基金.

- 19) 松本昭彦, 『方丈記』「養和の飢饉」考—事実と虚構の間—, 三重大学教育学部研究紀要, 61 巻, pp.63-74, 2010

- 20) 小松原琢, 元暦二年 (1185) 近江山城地震の起震断層の再検討, 歴史地震, 第 27 号, pp.1-7, 2012.

http://histeq.jp/kaishi/HE27/HE27_001_007_Komatsubara.pdf

- 21) 董科, 古代日本における異常気象・都市生活環境と疫病流行について—平安京を中心に—, 東アジア文化交渉研究, pp.423-434, 2014.

<http://hdl.handle.net/10112/8262>

- 22) 釈徹宗・村越英裕・岩下宣子, 日本の仏教と十三宗派, p.46-47, 宝島社, 2020.

- 23) WEB 版新纂浄土宗大辞典

<https://jodoshuzensho.jp/daijiten/index.php/>

- 24) Agisoft Metashape メタシェープ, 株式会社ビジョンテック

- https://www.vti.co.jp/metashape_top.html
- 25) 内山庄一郎・井上公・鈴木比奈子 (2014)
SfM を用いた三次元モデルの生成と災害調査への活用可能性に関する研究, 防災科学技術研究所研究報告, 第81号, pp.37-60.
- https://nied-ir.bosai.go.jp/?action=pages_view_main&active_action=repository_view_main_item_detail&item_id=1225&item_no=1&page_id=100&block_id=249
- 26) 教行信証六要鈔会本. 第10, 1881, 国立国会図書館デジタルコレクション.
<https://dl.ndl.go.jp/info:ndljp/pid/820340>
- 27) 顕浄土方便化身土文類 (末) - WikiArc (wiki-dharma.org)
<http://labo.wikidharma.org/>
- 28) 親鸞仏教センター 『教行信証』 「化身土巻・末巻」研究会 現代語訳
- 29) 六要鈔会本 第10巻の7 (9の内), 真宗大谷派 西覚寺光輪会
<http://www.biwa.ne.jp/~takahara/rokuyou10.html>
- 30) 浄土三部経—現代語訳, 浄土宗, 浄土宗総合研究所編浄土宗出版, 2011 初版, 2019 第7刷発行
- 31) 浄土宗全書テキストデータベース
http://jodoshuzensho.jp/jozensearch_post/search/connect_jozen_DB.php
- 32) 大日本佛教全書. 縮白往生傳卷之上目録, 国立国会図書館デジタルコレクション (2022.09.20 閲覧)
<https://dl.ndl.go.jp/info:ndljp/pid/952811>
- 33) 宮崎県 (宮崎市・延岡市・日向市) の現地調査概要
<http://saigaireki.qscpua2.com/karte/no2.pdf>
- 34) 末永和孝, 宿志の人平部嶺南, みやざき文庫 36, 286p., 2005.
- 35) 日向地誌 - 国立国会図書館デジタルコレクション (申請閲覧)
- 36) 日向私史 - 鹿児島大学デジタルコレクション (鹿児島大学学内限定)
<https://dc.lib.kagoshima-u.ac.jp/ja/search/display/0103060003>
- 37) 日向纂記巻十六 「日向国大地震ノ事」
<https://dl.ndl.go.jp/info:ndljp/pid/766746/16>
- 38) 九州地域づくり協会:九州災害履歴情報データベース
<http://saigaireki.qscpua2.com/>

Investigation of Religious Monuments and Subsidence Related to The 1662 Hyuganada Earthquake

Tsuneo OHSUMI

In the 1662 Hyuganada earthquake (M7.6), a tsunami with height of about 5 m attacked a village in southern Miyazaki-city. The earthquake caused ground subsidence and island was disappeared. The tsunami caused devastating damage to the area, killing about 20 people. As the village submerged by the tsunami is Tontokoro, this earthquake is also called the Tontokoro earthquake. This chapter describes why subduction occurs during inter-plate earthquake events. After the occurrence of the earthquake, stone monuments have been built in Tontokoro village every 50 years to remember the damage caused by the earthquake. However, it is difficult to decipher the inscription on the stone monuments because the severe weathering they have suffered, this paper applied the 3D model creation technology using SfM (Structure from motion) to try to read the inscription of the 3D technology. In addition, teaching from the Tang Dynasty of China, which is the origin of Shinran (the founder of Jodo Shinshu Sect), was included in epitaph on the stone monument in Tontokoro village. Dating back to the teachings of Shinran, this investigation tried to interpret the contents of the inscription to pay respect to the casualties. Furthermore, the interpretation of ancient maps and documents is given in various literatures, but we reexamined it and explored new knowledge.

バラツキの大きい地盤における液状化対策としての 締固め砂杭改良地盤の均一化に関する一考察

比屋根徹¹，石井隆行²，赤星征二²，花城有人³，布川直矢⁴

- 1 株式会社りゅうせき建設・建設事業本部エンジニアリング事業部
- 2 株式会社不動テトラ・九州支店地盤工事部
- 3 株式会社不動テトラ・九州支店沖縄営業所
- 4 株式会社不動テトラ・九州支店地盤研究室

概 要

離島発電所向けの重油タンクの新設工事に伴い、7500kL タンク 2 基の基礎地盤の液状化対策として密度増大を主原理とした静的締固め砂杭工法である「SAVE コンポーザー工法」を施工した。当該地区の液状化対象層は、サンゴ礫や貝殻片の混入する礫混じり細砂やシルト質細砂を主体とする埋土層と、細砂、粘土質中砂、さらには砂礫を介在する沖積砂層であり、N 値や細粒分含有率 F_c のバラツキが大きいことが特徴的である。本工事では、SCP 改良地盤において、比較的多数の合計 16 箇所の事後調査ボーリングが行われ、その全ての箇所において液状化対策として所定の改良品質を確保していることを確認した。本稿では、バラツキの大きい地盤を対象とした液状化対策として、同一現場内で得られたこれらの調査結果を基に、改良前後の N 値を整理することで SCP 改良地盤の均一化について考察した結果について報告する。

キーワード：地盤改良，液状化対策，静的締固め砂杭工法，

1. はじめに

液状化対策工法として代表的な締固め砂杭工法（サンドコンパクションパイル工法）は、振動あるいは荷重を利用して地中にケーシングパイプを打ち込み、このパイプを通して材料砂を供給しつつ、パイプの引抜き・打戻しを繰り返すことによって砂杭の径を拡大することで周辺地盤を締固める工法であり、密度増大を基本原理とする。（図-1）1950年代半ばに開発され、新潟地震を契機に液状化対策として普及を遂げ、これまで数多くの施工実績を有する。

改良地盤の液状化抵抗に関する評価は、図-2のように杭間強度として砂杭から最も離れた点における標準貫入試験によるN値を用いて行われており、現状ではこのN値の増加を密度増大による改良効果として捉え、設計に用いられている。密度増大工法であるその特性上、改良効果は原地盤の性状にも依存し、種々の地盤の物性値と改良効果の関連についてもさらなる調査研究が求められている。

本稿では、沖縄県内における静的締固め砂杭工法（SAVE コンポーザー工法）の施工現場にて、比較的多数得られた改良前後のボーリング調査結果より、地盤の物性値と改良効果の整理、および N 値や細粒分含有率（以下、 F_c ）のバラツキの大きい原地盤が、SCP 改良により改良後 N 値

のバラツキが減少し、改良地盤が均一化する傾向であったことを確認した。

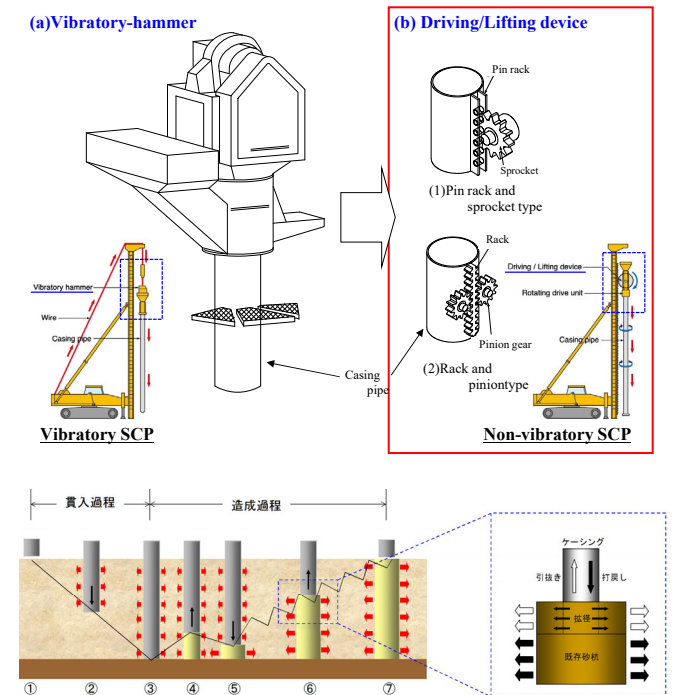


図-1. 締固め砂杭工法

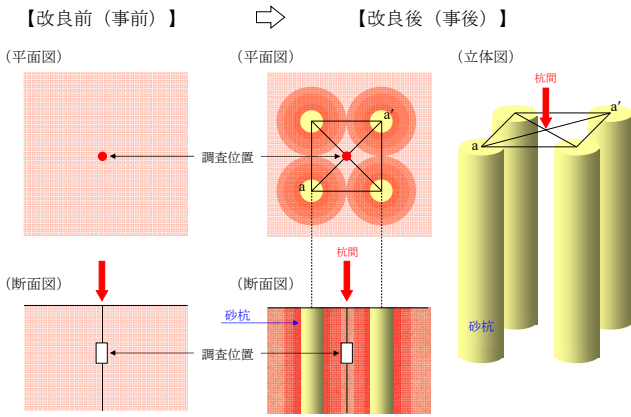


図-2. 締固め改良地盤の評価位置

2. 調査対象工事の概要

本工事は、7500kL タンク 2 基の基礎地盤を対象とした液状化対策工事である。施工エリアの近隣には、既存の石川火力発電所の施設に加え、集合住宅や民家が数多く存在

しているため、周辺環境に配慮した無振動・低騒音の静的締固め砂杭工法である「SAVE コンポーザー工法」による締固め改良を実施した。本工事の概要を表-1 に示し、SAVE コンポーザー工法による施工状況を写真-1 に示す。

当該地区の液状化対象層は、サンゴ礫や貝殻片の混入する礫混じり細砂やシルト質細砂を主体とする埋土層(F層)と、細砂、粘土質中砂、さらには砂礫を主体とした沖積砂層(As1層)であり、N値(N=2~50)やFc(Fc=12.2~71.8%)のバラツキが大きいことが特徴的である。当該地区の代表的な柱状図を図-3 に示す。

SAVE コンポーザー工法の改良仕様は、「屋外タンク貯蔵所 基礎の規制基準解説—杭基礎およびリング基礎について」¹⁾に準拠し、液状化対象層のFcの区分に応じた限界N値を満足する改良率 $a_s=11\%$ とし、PHC 杭に干渉しない $\square 2.0\text{m} \times 1.7\text{m}$ の砂杭配置で施工を行った。

本工事では、SCP 施工前の事前調査を6箇所行い、SCP 施工後には、その改良品質確認のためのチェックボーリング4箇所、さらに、PHC 杭の支持層を確認するための調査6箇所、完成検査前検査として6箇所の合計22箇所の調査ボーリングを図-4 に示す位置で実施した。

表-1. 工事概要

事業概要	屋外タンク貯蔵所新設に伴う基礎地盤の液状化対策
施工場所	沖縄県うるま市
地盤改良仕様	打設長：12.0m (SD 長 3.0m + SCP 長 9.0m) 改良率： $a_s=11.0\%$ (砂杭間隔 $\square 2.1\text{m} \times 1.7\text{m}$)
施工数量	砂杭本数：920本 (タンク1基あたり460本)



写真-1. 液状化対策施工状況

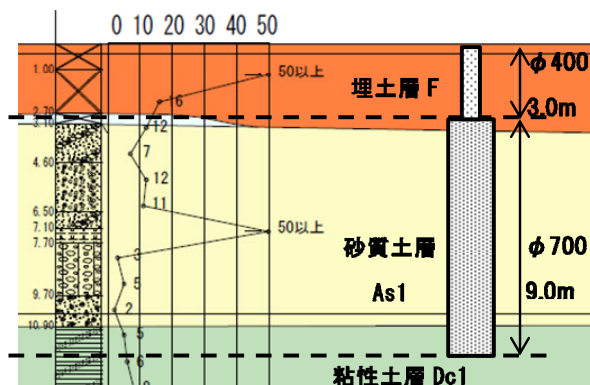


図-3. 代表柱状図

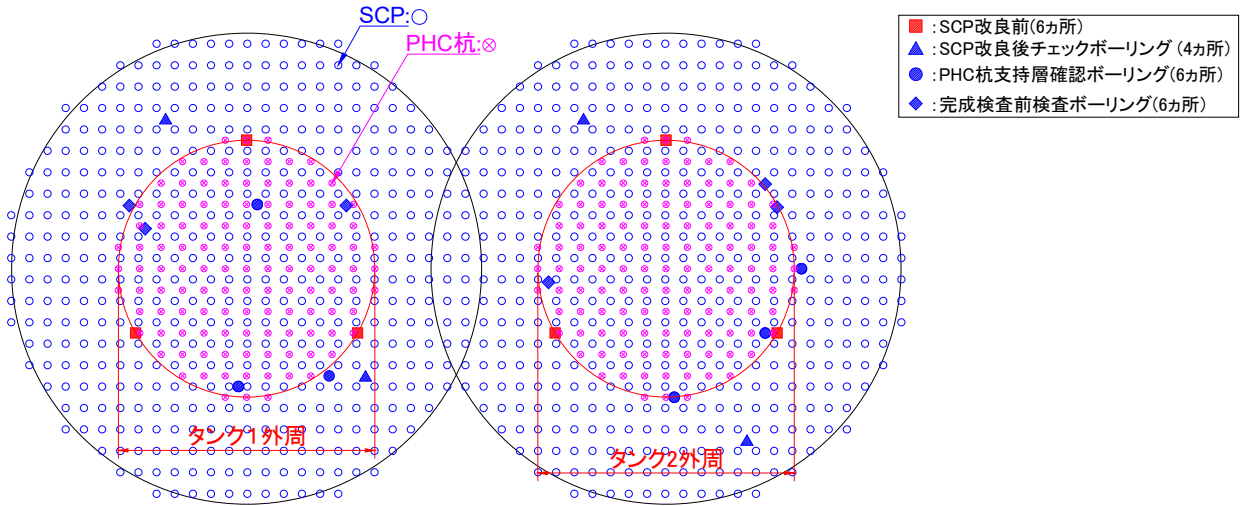


図-4. 地盤改良工平面図および調査位置図

3. 改良効果

本工事における SCP 改良前後の F_c と N 値の関係を図-5 に示す。図より、改良後 N 値は限界 N 値を全て超えており、施工した SCP 改良地盤が本工事の要求性能を満足していることが確認できる。

また、これら改良前後の調査結果を整理することで、SCP 工法の現行設計法や SCP 改良地盤に関する既往の知見との比較を行った。

図-6 に今回得られた改良後の推定 N 値と実測 N 値の関係を、「建築基礎のための地盤改良設計指針案」(以下、改良指針案) に示された SCP 設計法の“方法 D”による関係図²⁾にプロットした。推定 N 値と実測 N 値の組み合わせでは、 N 値 ≥ 50 のデータ、事前と事後の F_c が $\pm 10\%$ 異なるデータは除外した。図より、本工事における推定 N 値と実測 N 値の関係性についても概ね良い相関となっており、設計式としての妥当性を確認できる。

また、出野ら³⁾は、SCP 工法による N 値の増加に F_c 以外の土の物性が及ぼす影響について、均等係数 (以下、 U_c) および曲率係数 (以下、 U_c') と実測 N 値/予測 N 値との関係性を考察し、予測 N 値の精度を改善できる可能性について示唆している。図-7,8 に本工事における F_c と U_c および U_c' の関係を示す。図より、 F_c が大きくなるにつれて U_c, U_c' も大きくなる傾向にあるが、 $F_c=30\%$ あたりからそれらが低下することが確認でき、既往文献³⁾と同様の傾向を示している。図-9,10 に本工事における $F_c < 35\%$ のデータを対象とした U_c および U_c' と実測 N 値/予測 N 値の関係を、既往文献³⁾に示された関係図にプロットした。図より、 U_c' と実測 N 値/予測 N 値の関係性については既往データと概ね同様の傾向にあるが、 U_c と実測 N 値/予測 N 値の関係性については若干の乖離が見られた。これは本工事対象地盤の F_c のバラツキが大きく、 F_c の大小が互層状態になっていることも影響している可能性が考えられ、引続きデータの蓄積による検証が必要であろう。

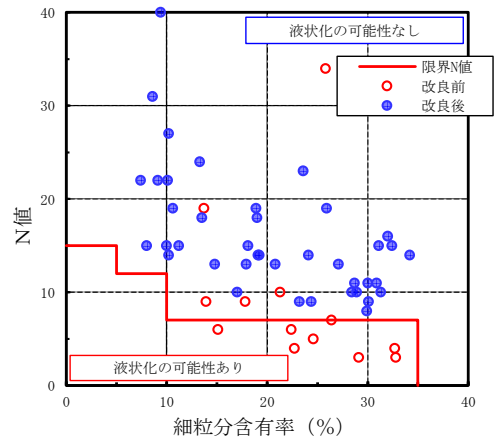


図-5. 細粒分含有率と N 値の関係

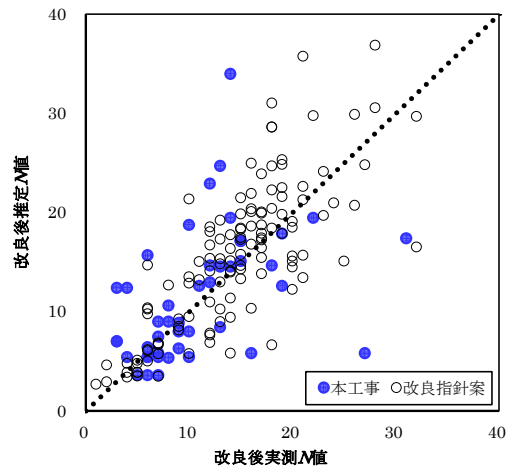


図-6. 実測 N 値と予測 N 値の関係^{2)に加筆}

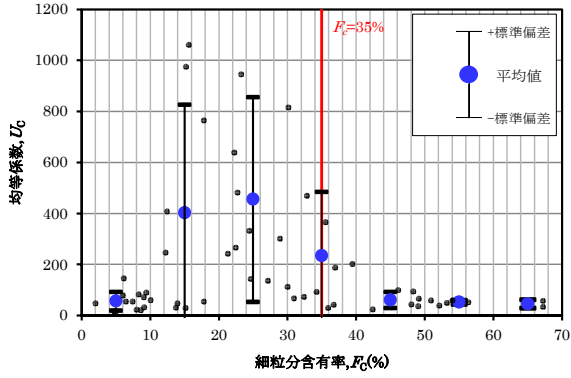


図-7. 細粒分含有率と均等係数 U_c の関係

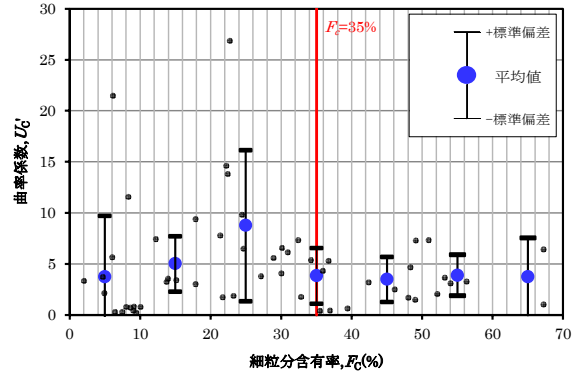


図-8. 細粒分含有率と曲率係数 U_c' の関係

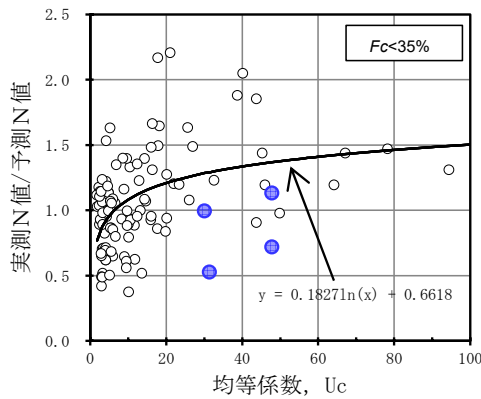


図-9. 均等係数と実測 N 値 / 予測 N 値³ (に加筆)

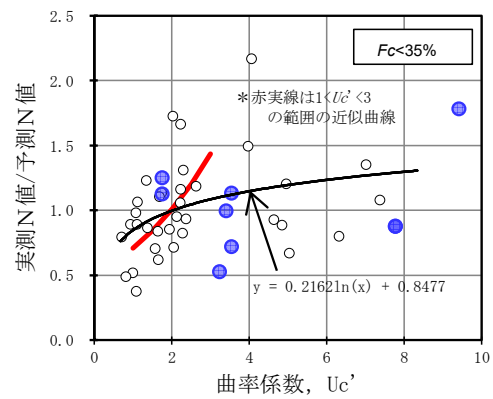


図-10. 曲率係数と実測 N 値 / 予測 N 値³ (に加筆)

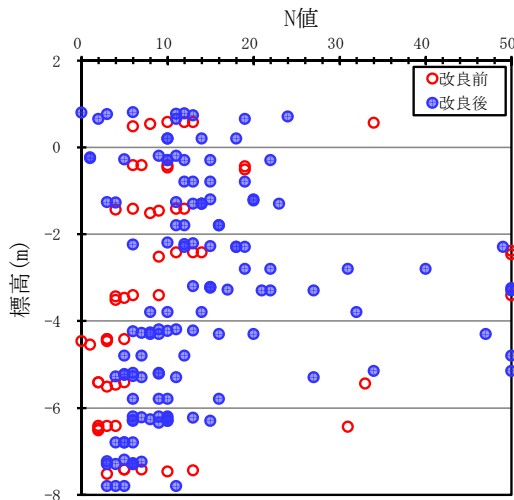


図-11. N 値の深度分布

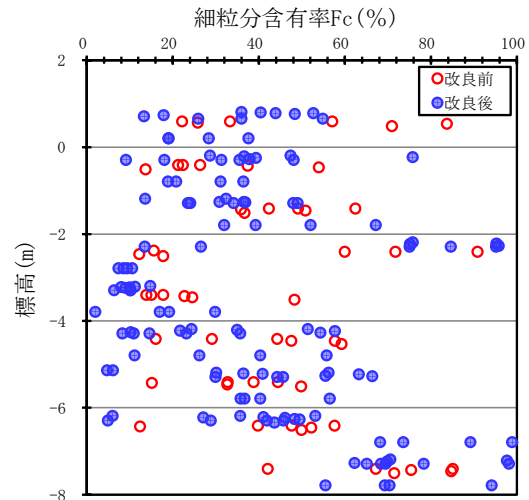


図-12. F_c の深度分布

4. 改良地盤の均一化

図-11,12 に本工事における N 値および F_c と深度の関係を SCP 改良前後に分けて示す。図より、当該地区では、SCP 改良前の N 値および F_c は同一深度においても調査位

置によってバラツキを有している地盤であることがわかる。

そこで、SCP 改良前後のバラツキの傾向を捉えることを目的に、改良前後の N 値のデータを $F_c=35\%$ の大小に分けて、統計処理を行った結果を表-2、図-13 に示す。ここで

は、 $F_c < 35\%$ ではN値 ≥ 40 のデータを、 $F_c \geq 35\%$ ではN値 ≥ 20 のデータは除外した。図表より、一見すると改良後N値の方が大きくばらついて見えるが、変動係数で見ると、改良前N値より改良後N値の変動係数が低下していることが確認でき、SCP改良によってその改良地盤のN値が均一化する傾向を示している。改良後N値の変動係数の低下は $F_c < 35\%$ で特に顕著であるが、 $F_c \geq 35\%$ ではその低下割合が小さい。これは F_c が増加すると締固め効果が低減されることに起因するものと考えられる。こ

れらSCP改良地盤の均一化については、改良指針案²⁾に示されている実測事例においても、本工事同様に改良後N値の変動係数が低下する傾向が示されている。また、最近の知見⁴⁾では、X線CT法を用いた模型実験によって、SCP改良地盤の微視構造の観点から相対密度および土粒子同士の接触点数が増加するとともに、それらの変動係数が低下し均一化が進んでいくことが述べられている。SCP改良後N値が均一化することは、SCP改良地盤の微視構造が安定化することも一つの要因である可能性が考えられる。

表-2. N値の統計結果

	$F_c < 35\%$		$F_c \geq 35\%$	
	改良前	改良後	改良前	改良後
μ	11.8	15.9	6.6	7.6
Mi	3.0	8.0	0.0	0.0
Ma	34.0	34.0	19.0	19.0
σ	10.1	6.2	4.5	4.1
CV	0.85	0.39	0.68	0.54
Me	8.0	15.0	5.0	6.0
n	18	50	33	73

μ : 平均値 Mi: 最小値 Ma: 最大値 σ : 標準偏差
 CV: 変動係数 Me: 中央値 n: サンプル数

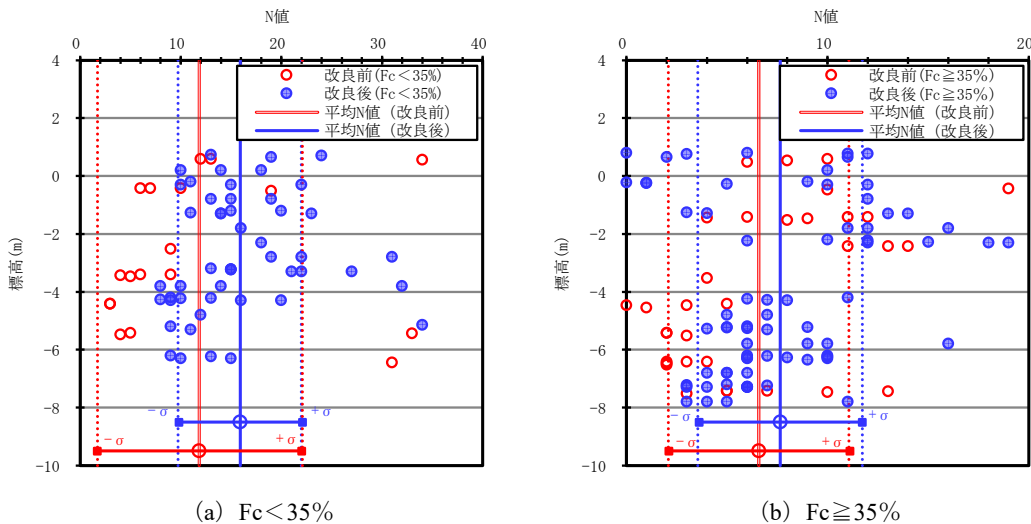


図-13. SCP改良前後のN値の深度分布

5. おわりに

本論文では、SAVEコンポーザー工法の施工事例における調査結果を整理することで、SCP改良地盤のN値の均一化に着目して考察した。本工事ではバラツキの大きい特徴的な沖縄の地盤において、数多くの事後調査に対しタンク基礎の液状化対策として品質においても一定の成果を挙げるとともに、SCP改良後N値が均一化する傾向を確認したことで、SCP改良効果に関する貴重なデータ収集を行うことができた。

SCP工法が有していると考えられる様々な複合的な付加価値による改良効果については、今なお明らかにされていない研究テーマも見出されているなかで、SCP設計法の

精度改善によるさらなる高度化など、本工事の実績や得られた知見がSCP関連技術のさらなる発展の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：屋外タンク貯蔵所 基礎の規制基準解説、杭基礎およびリング基礎について、pp. 53-55, 1983.
- 2) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案、pp. 291-292, 2006.
- 3) 出野智之ら：土の物性が締固め砂杭工法によるN値増加に及ぼす影響、2018年土木学会研究発表会、pp. 21-22, 2018.
- 4) 江副哲ら：SCP工法による締固め改良地盤の微視構造変化に関するX線CT模型実験、地盤工学ジャーナル Vol.17, No.4, pp. 523-536, 2022.

Memo

ベトナム国におけるEPS工法の実物大試験 その1 試験概要と長期計測結果

小林悟史¹, 原口 望², 篠崎 亘³, 津田 暁²

- 1 沖縄リビック (株)
- 2 カネカケンテック (株) 開発技術本部
- 3 (株) CPC

概 要

ベトナム国は全土にわたり広く軟弱粘土が堆積しており、道路盛土を計画する場合には圧密沈下の対策が必要となる。著者らはまだEPS工法の実績がないベトナムにおいて、日本のEPS工法の技術を導入するために実物大の試験を行った。土砂盛土とEPS盛土を試験ヤードにそれぞれ施工し、圧密沈下対策としてのEPS工法の有効性を示した。また、EPS盛土の上に実際のダンプを通行させ、EPSに作用するひずみ量を計測することで道路盛土としての機能を満足することを確認した。さらに、FEM解析を実施して試験結果を再現するとともに、仮に過積載の車両が通行しても許容応力内であることを確認した。

キーワード：軟弱地盤，ベトナム，EPS工法

1. はじめに

日本にノルウェーからEPS工法の技術が導入されたのは1985年であり、もうすぐ40年が経過しようとしている。日本では、民間の組織である発泡スチロール土木工法開発機構(EDO)が自らこの工法の開発普及に努めてきた結果、EPS工法は現在日本では一般的な土木工法として認知され、広い分野で利用されている。

ベトナムは都市部においても軟弱地盤が厚く堆積しており、場所によっては2mの高さまで盛土を施工するとその地盤は1mを超える沈下が生じる。そして、その圧密沈下が終了するのに100年を超える年月が必要となる。日本と類似の軟弱地盤を有するベトナムでEPS工法を採用することは工事費の削減および土木施設の維持管理に極めて有効である。

しかしながら、ベトナムではEPS工法の実績はなく、工法として普及させるためには、ベトナム国内で実物大の試験を行い日本と同様の結果が得られることを確認する必要がある。

本報ではベトナム国内の試験ヤードで実施したEPS工法の実物大試験の概要と長期計測の結果およびその考察について報告する。

2. 試験概要

2.1 試験の目的

本試験の主な目的は以下の3点である。

- 1) EPS盛土は土砂盛土に比べて地盤に作用する荷重を軽減し、沈下を抑制することを確認する。
- 2) EPS盛土が道路の路体・路床構造物としての性能を満足することを確認する。
- 3) ベトナム製造のEPSブロックによる盛土においても、日本と同等な効果が得られることを確認する。

2.2 試験ヤード

試験はホーチミン市中心部から南東に車で約60kmに位置するバリアブントウ省フーミー地区で行った。約100m×20mの敷地を借りて実施した。



図-1. 試験ヤードの位置図

2.3 盛土計画

図-2 に試験盛土の平面図、図-3 に断面図、図-4 に側面

図を示す。高さ 3.9m の土砂盛土と EPS 盛土をヤード内に施工した。EPS 盛土は実際に車両荷重(T-20)を載荷できるような斜路を設けている。

それぞれの盛土の底面には沈下板と土圧計を設置して、長期的な沈下量と作用土圧を計測した。また、EPS 盛土にはブロックを鉛直方向に串刺しにするような形で 3 つの継目計を設置して、EPS ブロックに作用する鉛直ひずみを計測した。

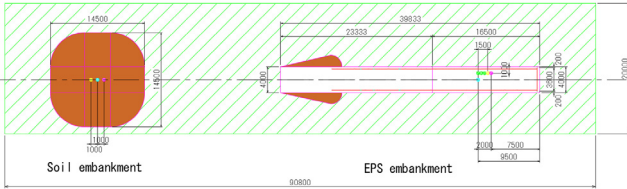


図-2. 試験ヤード平面図

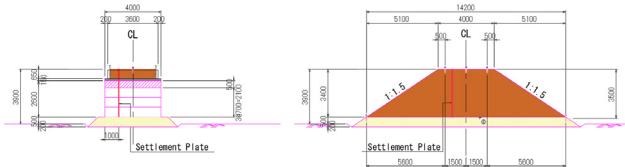


図-3. 断面図 (EPS 盛土、土砂盛土)

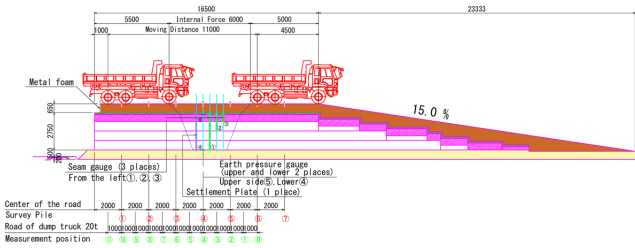


図-4. EPS 盛土側面図

2.4 EPS ブロックの特性

試験には表-1に示す2種類のEPSブロックを使用した。

表-1. 試験に用いた EPS ブロック

種別	密度	圧縮強さ	備考
D-20	20kg/m ³	100kN/m ²	ベトナム製造
DX-24H	24kg/m ³	200kN/m ²	日本製造

このうち、D-20 ブロックは原料であるポリスチレン樹脂をベトナムへ輸出し、ベトナムでブロックの製造を行った。

図-1 は、1つのブロックに対して 6 か所から試料を採取して実施した圧縮試験の結果である。図には日本で製造したブロックの典型的な試験結果も合わせて示している。いずれの品質試験においても日本製造のブロックと同等な結果が得られていることを確認した。



写真-1. D-20 ブロック (ベトナム製造)

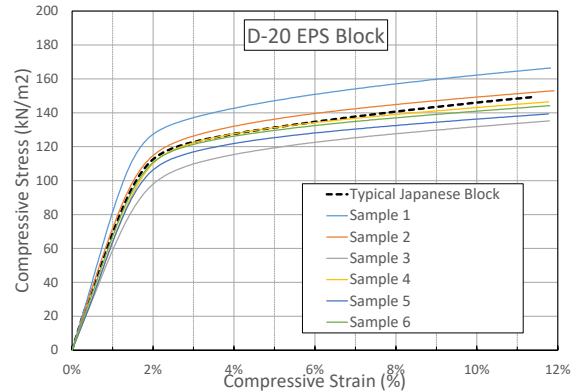


図-5. 応力 - ひずみ曲線 (D-20)

2.5 地盤調査

ボーリング調査から得られた当該地の土層状況を図-6に示す。ボーリング調査は土砂盛土の中央位置 (BH-1) と EPS 盛土の中央位置 (BH-2) の 2 箇所を実施した。

また、ボーリング孔から採取した不攪乱試料を用いて圧密試験を行った。図-7は圧密試験から得られる圧密降伏応力 P_c と土被り圧 P_o との関係図である。

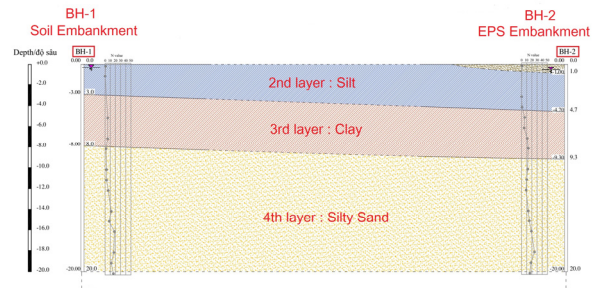


図-6. ボーリング試験結果

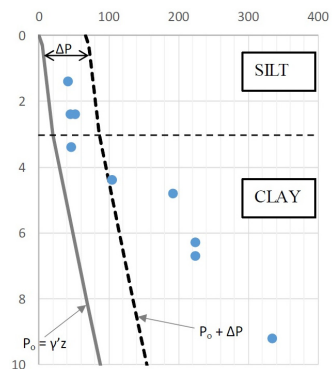


図-7. 圧密降伏応力 P_c -深さ z 関係図

2.6 試験フロー

本試験の試験フローを図-8に示す。本試験は1)長期計測と2)ダンブ載荷試験の大きく2つの試験から構成される。写真-3,4にEPSブロック設置完了時および試験盛土の完成時の全景写真をそれぞれ示す。

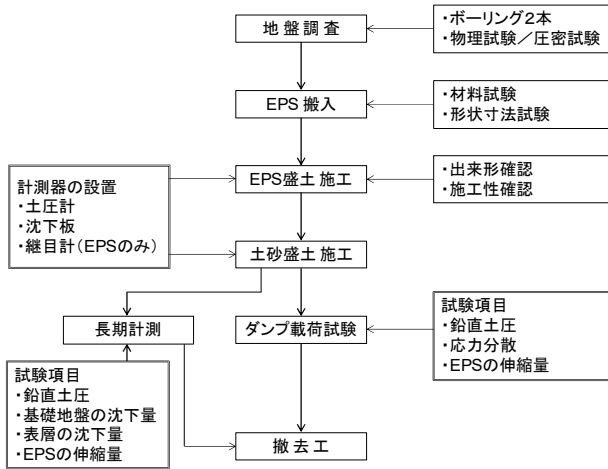


図-8. 試験フロー



写真-3. EPS ブロック設置完了



写真-4. 試験盛土 完成全景

3. 長期計測

盛土の沈下計測を盛土施工中および盛土施工後 8 ヶ月にわたって行った。

図-9は土砂盛土とEPS盛土の沈下量の実測値である。8 ヶ月経過時のEPS盛土の沈下量は38mmであり、土砂盛土の沈下量261mmに対して沈下量を大きく軽減できていることがわかる。

8 ヶ月経過時点でどちらの盛土もほぼ沈下が収束しているのが見て取れる。計測値に対して双曲線モデルで近似線を描いた結果、最終沈下量はEPS盛土で44mm、土砂盛土で271mmと予測された。参考までに土砂盛土における双曲線の近似曲線を図-10に示す。

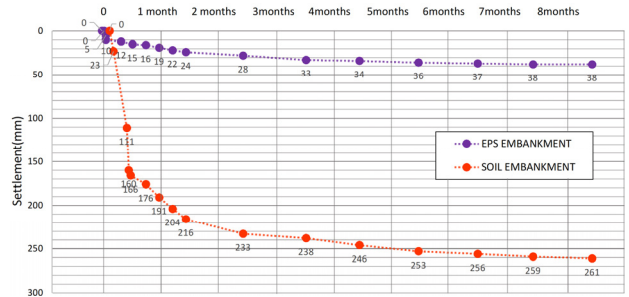


図-9. 盛土沈下量の計測結果

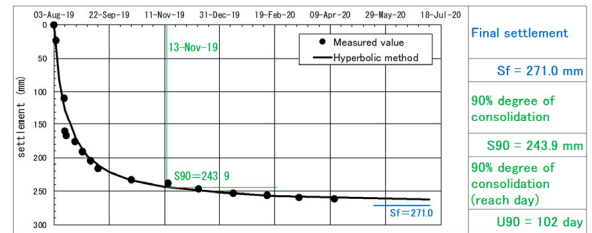


図-10. 土砂盛土の沈下量の双曲線近似

図-11は土砂盛土の底面に設置した土圧計の計測結果である。盛土高さに従って土圧は増加するが、盛土完了直後から土圧が減少している。これは沈下に伴って土圧計と盛土底面の間に隙間ができたのが原因と思われる。しかしながら、理論値 64.6kN/m^2 ($=19\text{kN/m}^3 \times 3.4\text{m}$)と概ね一致した結果が得られている。

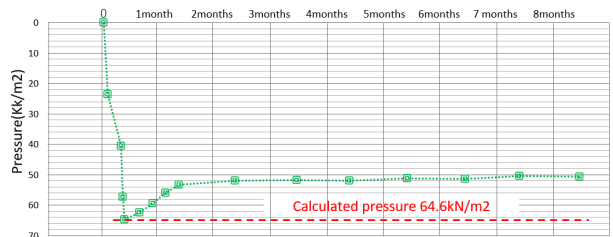


図-11. 土砂盛土の鉛直土圧

図-12はEPSブロックに設置した継目計の計測結果である。継目計に作用する鉛直応力は路盤材と床版コンクリートの死荷重であり、 $\sigma_v=16.03\text{kN/m}^2$ と計算される。

表-2にこの鉛直応力とEPSブロックの弾性係数から計算される変位量を示す。継目計の最終変位量は gauge1 が8.9mm、gauge2 が5.2mm、gauge3 が1.9mmで表-2に示す計算値よりいずれも1~2mm程度大きな値を示している。この原因は、EPSブロックを積み上げる際にEPSブロック間に不陸が生じていたためと考えられる。

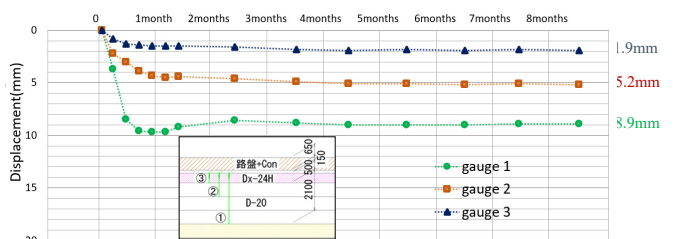


図-12. EPS ブロックに設置した継目計

表-2. 鉛直応力による EPS 変位量の計算値

継目計	部材	部材厚 (m)	EPS 弾性係数 (kN/m ²)	変位量 (mm)
継目計①	DX-24H	0.5	10.000	0.80
	D-20	2.1	5.000	6.73
継目計②	DX-24H	0.5	10.000	0.80
	D-20	0.7	5.000	2.24
継目計③	DX-24H	0.5	10.000	0.80

これまで土圧計、継目計の変位について述べた。計測結果は、土圧計、継目計の変位量とも理論とほぼ一致した値を示していると考えられる。

4. 圧密試験結果による沈下予測と実測値の比較

沈下計測で得られた実測値と圧密試験結果による圧密沈下量の計算値を比較して、その妥当性について検討した。

当該地の圧密層は第2層のシルト層と第3層の粘土層であり、いずれも過圧密状態にある。圧密沈下量は、以下の式で求められる。

$$\text{If } P_o + \Delta P < P_c$$

$$S_o = H \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

$$\text{If } P_c < P_o + \Delta P$$

$$S_o = H \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{P_c}{P_o} + H \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_c}$$

ここに、 S_o : 最終沈下量、 H : 圧密層の厚さ、 P_o : 有効地中応力、 P_c : 圧密降伏応力、 ΔP : 地中増加応力、 C_s : 膨潤指数、 C_c : 圧縮指数である。

地中増加応力 ΔP の算出は盛土の形状効果の影響を考慮するため、ブーネスクの理論式を用いて算出した。土砂盛土、EPS 盛土とも四角形の等分布荷重に近似して、それぞれの圧密層の中央部での地中増加応力を計算した。

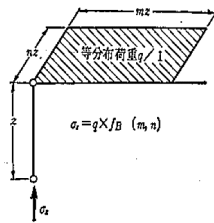


図-13. 地中応力図

EPS 盛土、土砂盛土の第2層(シルト層)における e-logP 曲線を図-14, 15 にそれぞれ示す。EPS 盛土では増加応力 ΔP が圧密降伏応力 P_c よりも小さく、盛土後もなお過圧密領域にあることがわかる。

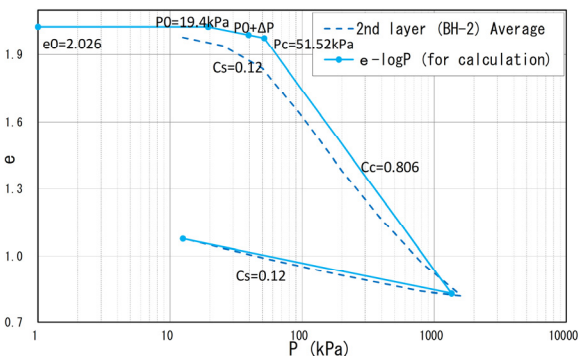


図-14. e-logP 曲線 (EPS 盛土/第2層シルト層)

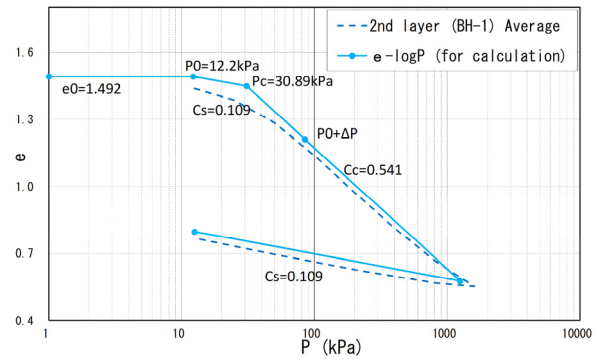


図-15. e-logP 曲線 (土砂盛土/第2層シルト層)

表-3.4 に圧密沈下量の計算値および計算に用いた定数を整理する。また、表-5 に実測値と計算値の比較を示す。土砂盛土、EPS 盛土とも値は近似しており、実測値が妥当であることが圧密試験の結果からも裏付けることができた。

表-3. EPS 盛土の圧密沈下計算

土層	土層厚 H(cm)	初期間隙比 e _o	膨潤指数 C _s	圧縮指数 C _c	有効地中応力 P _o (kN/m ²)	圧密降伏応力 P _c (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 S _o (mm)
Layer2 (シルト層)	470	2.026	0.12	-	19.36	51.52	19.81	57
Layer3 (粘土層)	460	0.655	0.049	-	55.11	234.81	8.24	8
合計								65

表-4. 土砂盛土の圧密沈下計算

土層	土層厚 H(cm)	初期間隙比 e _o	膨潤指数 C _s	圧縮指数 C _c	有効地中応力 P _o (kN/m ²)	圧密降伏応力 P _c (kN/m ²)	増加応力 ΔP (kN/m ²)	沈下量 S _o (mm)
Layer2 (シルト層)	300	1.492	0.109	0.541	12.21	30.89	72.62	146
Layer3 (粘土層)	500	0.688	0.043	0.165	46.26	60	47.72	105
合計								251

表-5. 圧密沈下予測と実測値との比較

EPS盛土		土砂盛土	
計算値	実測値	計算値	実測値
65mm	44mm	251mm	271mm

5. まとめ

本報では、ベトナム国で実施した EPS 盛土の実物大試験の概要を述べた。ベトナムで製造した EPS ブロックを使用した EPS 盛土と通常の土砂による盛土を施工し、施工開始から盛土後 8 か月までの計測を行った。その結果、EPS 盛土は通常の土砂盛土に対して大幅に沈下を軽減できることを確認した。また、圧密試験による沈下予測値は実測値とよい一致を示し、計測値の妥当性を確認した。

本報に続き「その2 ダンプ載荷試験と数値シミュレーション」では、ダンプ載荷試験および FEM 解析の結果を紹介し、EPS 盛土を路体盛土とした場合の性能について評価する。

参考文献

- 1) 発泡スチロール土工法開発機構 : EDO-EPS 工法 設計・施工基準書 (案), 2019.
- 2) 発泡スチロール土工法開発機構 : EPS 工法実物大実験工事報告書, 1988.

ベトナム国における EPS 工法の実物大試験 その 2 ダンプ載荷試験と数値シミュレーション

津田 暁¹, 小林悟史², 篠崎 亘³, 原口 望¹

- 1 カネカケンテック (株) 開発技術本部
- 2 沖縄リビック (株)
- 3 (株) CPC

概 要

ベトナム国は全土にわたり広く軟弱粘土が堆積しており、道路盛土を計画する場合には圧密沈下の対策が必要となる。著者らはまだ EPS 工法の実績がないベトナムにおいて、日本の EPS 工法の技術を導入するために実物大の試験を行った。土砂盛土と EPS 盛土を試験ヤードにそれぞれ施工し、圧密沈下対策としての EPS 工法の有効性を示した。また、EPS 盛土の上に実際のダンプを通行させ、EPS に作用するひずみ量を計測することで道路盛土としての機能を満足することを確認した。さらに、FEM 解析を実施して試験結果を再現するとともに、仮に過積載の車両が通行しても許容応力内であることを確認した。

キーワード：軟弱地盤，ベトナム，EPS 工法

1. はじめに

『その 1 試験概要と長期計測結果』では、ベトナム国で実施した EPS 実物大試験の概要と長期計測の結果について述べた。施工中および施工後 8 ヶ月にわたり EPS 盛土と通常の土砂盛土の沈下量を計測した結果、EPS 盛土は通常の土砂盛土に対して大幅に沈下を軽減できることを確認した。

EPS 工法は日本では一般的な工法として認知されているものの、ベトナムではまだ実績がないため、現地の道路管理者は発泡スチロールを道路路体として用いることに不安を感じている。そこで、実際に EPS 盛土の上に 20tf ダンプ車両を通行させ、EPS 盛土が路体盛土としての機能を満足するかどうかを検証した。

このダンプ載荷試験は、日本に EPS 工法が導入されて間もない 1988 年に建設省土木研究所で実施された EPS 工法実物大実験¹⁾を模擬して行った。実際に車両を載荷した際の計測値と FEM 解析の両面から EPS ブロックに作用する応力 - ひずみについて検証した。

2. ダンプ載荷試験

2.1 実物大試験の全体フロー

図-1 に実物大試験の全体フロー図を示す。ダンプ載荷試験は EPS 盛土の施工完了から約 3 ヶ月後に実施した。この時点で EPS 盛土は圧密度 75%であり、沈下はほぼ安定していた。

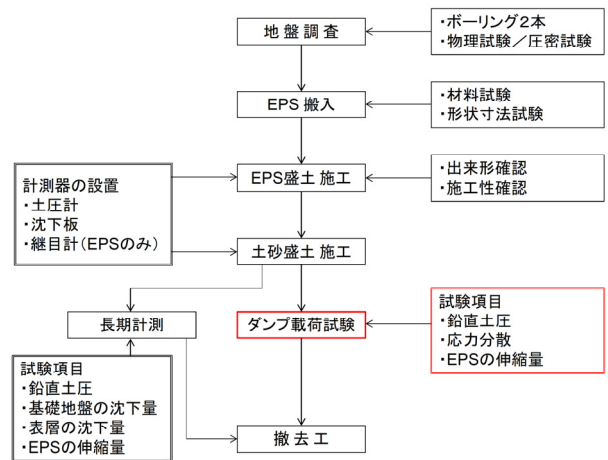


図-1. 実物大試験の全体フロー図

2.2 載荷試験計画

本試験の目的は、EPS 構造物が道路の路体・路床構造物としての性能を満足することを確認することである。EPS 盛土にダンプを走行させ、盛土内に設置した土圧計・継目計による計測結果から、EPS ブロック内に生じた応力とひずみについて考察する。図-2 に試験の概要図を示す。

土圧計は図-2 に示すように床版コンクリートと天端 EPS ブロックの間に 1 つ、EPS ブロック底盤と敷砂の間に 1 つ、合計 2 箇所を設置している。また、継目計は図-2 に示す 3 箇所を設置し、EPS ブロックに作用する圧縮変位量を計測した。

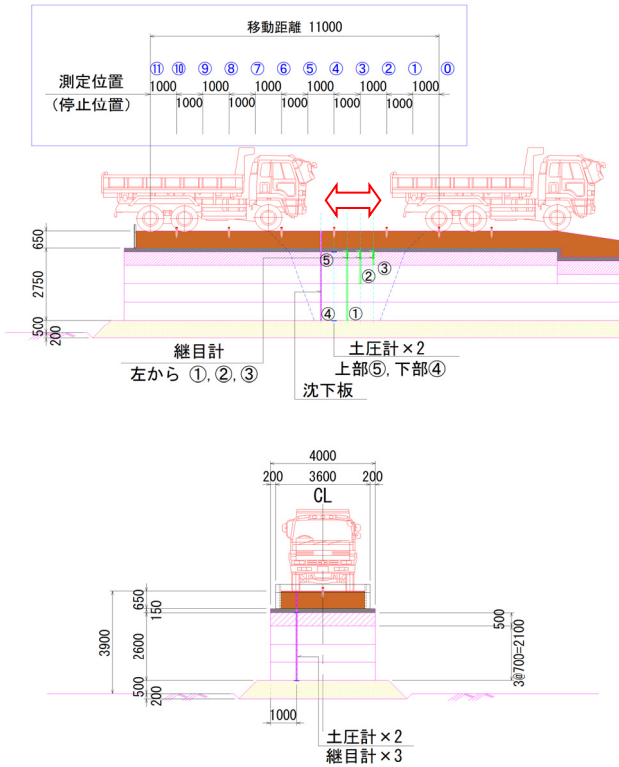


図-2. ダンプ載荷試験 概要図

ダンプは総荷重が20tfになるように積載量を調整した。ダンプの後輪位置を図-2の青枠内に示す⑩～⑪の間で1.0mおきに停車させて、その都度計測を行った。計測は往路と復路のそれぞれで行った。各計測器の値はダンプの停止後直ちに落ち着いておりクリープ変形は見られなかった。写真-1にダンプ載荷試験の様子を示す。



写真-1. ダンプ載荷試験 試験状況

2.3 計測結果と考察

ダンプ載荷時の継目計の計測結果を図-3に、土圧計の計測結果を図-4にそれぞれ示す。図-3,4の横軸の番号は図-2の青枠内に示す後輪荷重の位置番号に対応している。ちょうど計測器の真上となる位置番号④,⑤の辺りでひずみ・応力ともピークを示している。なお、ここでの計測値は載荷前の値をゼロとした増分値としている。

図-3をみると、車両の走行によってEPSブロックに圧縮変位が生じるが、除荷後には残留変形は生じず完全にゼロに戻っていることが確認できる。

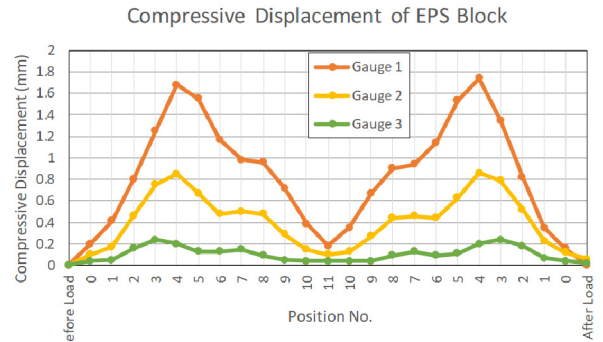


図-3. 計測結果 (車両位置 - 継目計)

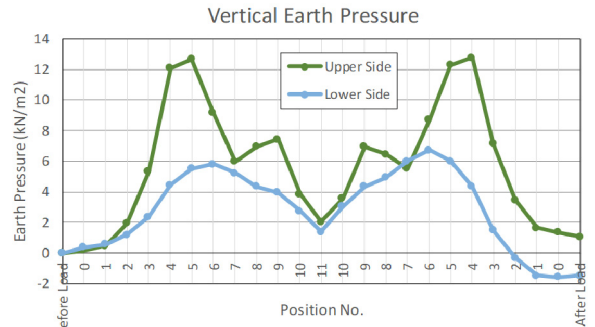


図-4. 計測結果 (車両位置 - 土圧計)

表-1にはEPSブロックに生じた最大圧縮変位の実測値と設計値との比較を整理した。ここでは路盤と床版コンクリートによる死荷重の計測結果も加味した全ひずみ量を整理している。設計値は「EDO-EPS工法 設計・施工基準書 (案)」²⁾に準じて計算された値である。

活荷重によって生じた変形量の実測値は設計値に比べて小さく、設計値が安全側の評価をしていることがわかる。また、EPSブロックの弾性限界ひずみはおおむね1%程度であるのに対して、死荷重も考慮した実測値は0.5%以内であり、十分に許容値内であった。

表-1. 最大圧縮変位の実測値と設計値の比較

種別	実測値(mm)			設計値(mm)		
	継目計1	継目計2	継目計3	継目計1	継目計2	継目計3
死荷重	8.8	4.9	1.8	7.7	3.1	0.8
活荷重	1.7	0.9	0.2	6.4	3.3	1.0
合計	10.5	5.8	2.0	14.1	6.4	1.8
ひずみ(%)	0.40%	0.48%	0.40%	0.54%	0.53%	0.36%

図-5は設計で考慮している輪荷重の荷重分散の模式図

である。図-4に示す土圧計の上下の値からこのような荷重の分散が行われているのがわかる。

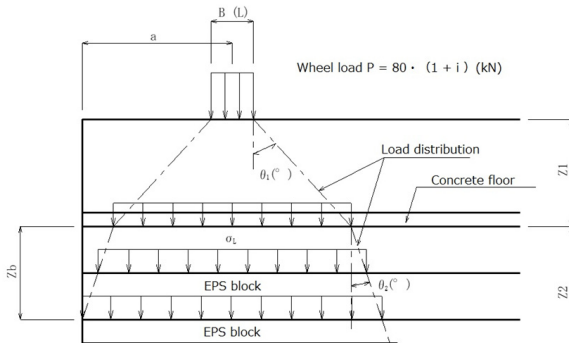


図-5. 応力分散の模式図

表-2は、輪荷重による土圧計の最大値と計算値を比較している。特に盛土上部では、設計値 19.92kN/m² に対して実測値は 12.76kN/m² と小さく、安全側の評価ができています。このことは設計で見込んでいる路盤および床版コンクリートの荷重分散角 $\theta_1=45$ 度は安全側の値であることを意味している。

表-2. 輪荷重による鉛直応力の実測値と設計値

	実測値 (kN/m ²)		設計値 (kN/m ²)	
	土圧計 (下部)	土圧計 (上部)	土圧計 (下部)	土圧計 (上部)
鉛直土圧	6.72	12.76	7.90	19.92

以上により、土圧計および継目計の値から評価されるEPS盛土に作用した応力とひずみは許容値内であり、車両を支える盛土材料として安全に機能していることが確認できた。

3. 三次元 FEM 線形解析

3.1 FEM 解析の目的

ダンプ載荷試験では 20tf のダンプ車両に対して、EPS 盛土は安全であることを確認した。一方、ベトナム政府の道路管理者によれば、ベトナムでは過積載が横行しており、設計荷重以上の荷重が道路に作用し変状をきたすという課題がある。そこで三次元 FEM 線形解析を実施して、過積載車両が通行した場合のシミュレーションを行った。

3.2 解析条件

解析は EPS 盛土全体をモデル化した。解析に用いた物性値を表 3 に示す。表中の No. は図 6 に示す解析モデル図の①～⑤に対応している。

表-3. 解析に用いた物性値

No.	名称	単位体積重量 (kN/m ³)	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比 ν
①	敷砂	19.0	56,000	0.330
②	EPS (D-20)	0.20	5,000	0.075
③	EPS (DX-24H)	0.24	10,000	0.075
④	路盤	19.0	7,000	0.330
⑤	コンクリート床版	24.5	12,000,000	0.167

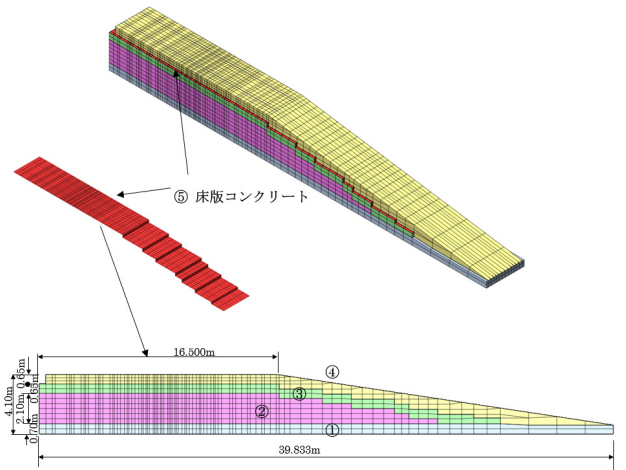


図-6. 解析モデル

路面に作用するダンプの車輪の形状寸法は、要素モデルの作成の都合上、図-7に示すように設定した。ダンプトラックの寸法と若干異なるが、解析結果への影響は小さい。T 荷重の考え方を踏襲し、ダンプの総重量に対して前輪に 20%、後輪に 80% の荷重を分配した。

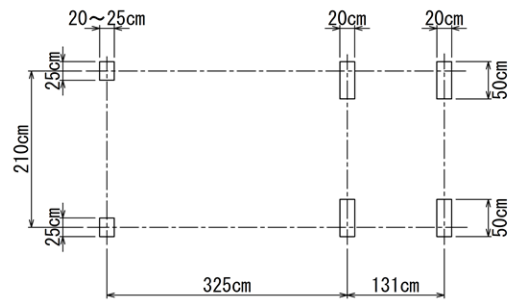


図-7. 輪荷重モデル

3.3 解析ケース

解析は表-4に示す4ケースを行った。ケース②～④の解析は、図-2に示す⑩～⑪に後輪が来た時の状態を全てモデル化した。

表-4. 解析ケース一覧

解析ケース	解析内容
ケース①	ダンプトラックの載荷前の状態 (自重による応力、変形の解析)
ケース②	載荷試験と同じ条件の総重量 20tf を載荷させたモデルでの解析 (自重を 0 とし、ダンプ荷重により生じる応力・変形解析)
ケース③	ケース②の条件と同一であるが、ダンプの総重量を 30tf (過積載) と設定した解析
ケース④	ケース②の条件と同一であるが、ダンプの総重量を 50tf (極端な過積載) と設定した解析

3.4 解析結果 1 : ダンプ載荷前 (自重のみ)

FEM 解析によるダンプ載荷前の EPS 盛土に作用する応力を図-8に示す。D-20 の上面中央部の応力は 15.60kN/m² であり、理論計算上の応力 16.57 kN/m² とよい近似を示している。

また、同様に EPS に作用する変位量についても表-5に示すように理論計算上の値とほぼ一致している。

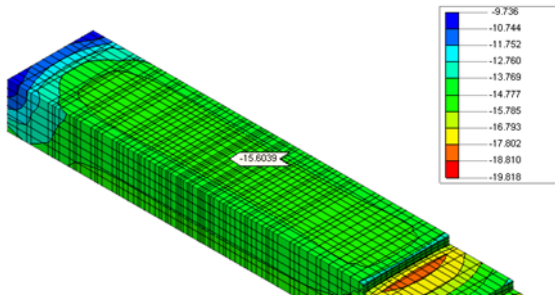


図-8. D-20 の応力分布

表-5. EPS 変位量の解析結果と計算値

計測器	EPS の変位量(mm)		
	FEM 解析結果	理論計算上の応力	実測値
継目計①	7.36	7.53	8.9
継目計②	3.10	3.04	5.2
継目計③	0.98	0.80	1.9

3.5 解析結果 2 : ダンプ総重量 20tf のケース

ダンプトラック (総重量 20tf) 載荷重による土圧計及び継目計①の解析結果と実測値の比較を図 9、図 10 に示す。これらの結果は、盛土の自重を除きダンプトラックの荷重による増加応力のみを表している。

図 9 に示す土圧計の解析値は、実測値とほぼ一致している。このことから、FEM 解析は本実験の作用応力を再現する上で有効な手段であることが確認できた。

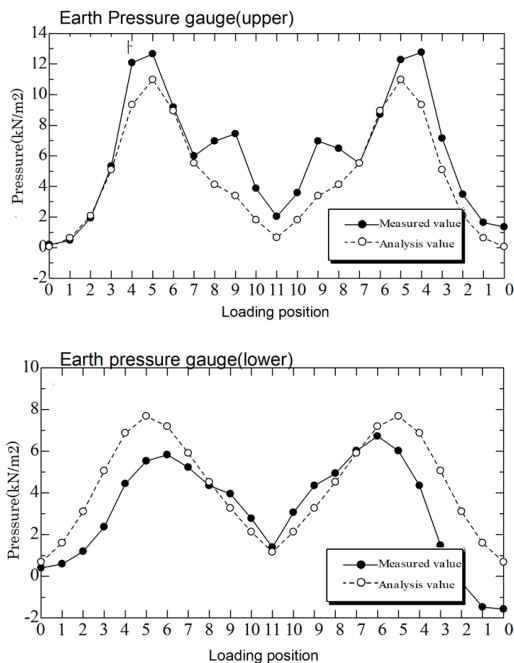


図-9. 土圧計の解析値と実測値の比較

一方、図-10 に示す継目計の解析値は実測値の約 2 倍の値となっている。このことは、解析に用いている EPS の弾性係数を過小に評価していることが考えられる。

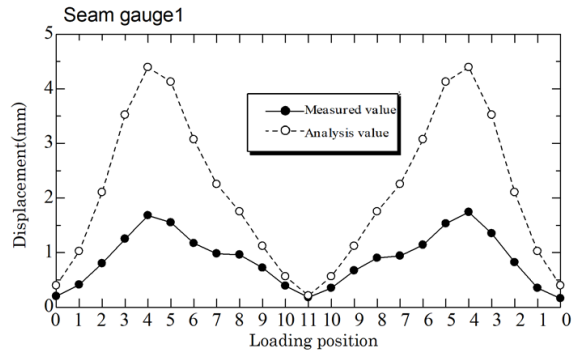


図-10. 継目計①の解析値と実測値の比較

3.6 解析結果 3 : 過積載のケース

過積載のダンプトラックを想定してダンプトラックの総重量を 30tf と 50tf の条件で FEM 解析を行った。

解析結果を表-6 に示す。D-20 ブロックに作用する応力に着目すると、30tf の場合は 32.0kN/m²、50tf の場合は 43.0kN/m² となる。これに対して、ブロックの許容応力は 50kN/m² であるため、仮に 50tf の過積載ダンプが走行したとしても EPS に作用する応力は許容応力内であることがわかった。

表-6. 過積載のケースの応力解析結果

EPS 部材	①輪荷重によって生じる応力(kN/m ²)		②自重によって生じる応力(kN/m ²)	①+②(kN/m ²)	許容応力(kN/m ²)
	ダンプ 30tf	ダンプ 50tf			
DX-24H	ダンプ 30tf	18.0	16.6	34.6	100
	ダンプ 50tf	30.0	16.6	46.6	
D-20	ダンプ 30tf	15.0	16.6	31.6	50
	ダンプ 50tf	26.0	16.6	42.6	

4. まとめ

本報ではベトナム国で実施した EPS 盛土の実物大試験の概要を述べた。ベトナムで製造した EPS ブロックを使用した EPS 盛土を施工し、実際に 20tf ダンプを載荷した結果、発生するひずみは許容値内であり、路体として安全であることを確認した。加えて、過積載のダンプトラック、総重量 30tf、50tf の条件で解析を行った結果、EPS 部材は許容応力を満足していることを確認した。

本実物大試験は共同研究として、カネカケンテック (株)、岡三リビック (株)、伊藤忠建材 (株)、(株) CPC 及び OKASAN LIVIC VIETNAM CO.LTD の 5 社のプロジェクトチームが実施したものである。また、計画の段階からハノイ交通運輸大学の Dr. Pham Hoang Kien にはご指導と助言を頂いた。さらに調査・計測においては現地企業の FUKKEN & MINAMI CONSULTANT CO.LTD に協力を頂いた。関係者の皆様に記してここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 発泡スチロール土木工法開発機構：EPS 工法実物大実験工事報告書, 1988.
- 2) 発泡スチロール土木工法開発機構：EDO-EPS 工法 設計・施工基準書 (案), 2019.

防砂シートの化学的劣化に関するシミュレーション研究

西村伊吹¹, 松原仁²

1 琉球大学大学院・理工学研究科

2 琉球大学・工学部工学科

概 要

那覇空港の緑地帯において防砂シートの化学的劣化に起因した地盤陥没が複数回発生した。しかしながら、具体的な防砂シートの化学的劣化プロセスや劣化と地盤陥没との関連性は明らかにされていない。加えて、埋設されたシートを施工後に視認することは困難であることから、共用時であっても劣化状態を評価できるツールの開発が求められる。本研究では、防砂シートの劣化を予測できるシミュレータを開発し、実験値との比較解析を通じて本モデルの妥当性を検証した。結果として、防砂シートが加水分解反応によって劣化する可能性を見出した。これらのことから、本手法は防砂シートの経年劣化を予測するためのツールとして有効である可能性がある。

キーワード：防砂シート，加水分解，吸い出し，地盤陥没，シミュレーション

1. はじめに

護岸背後盛土における土砂の吸い出し現象は地盤陥没を誘発することから、実施工の現場では、盛土表面を防砂シートで被い、土砂の外部流出を防止する措置が取られる。一方で、護岸背後盛土の土砂流出に起因した地盤陥没現象が少なからず報告されており¹⁾、矢板や防砂シートの損傷が主な要因であることが水理模型実験や数値解析等にて明らかにされている。

防砂シートの損傷は、海の波が護岸に繰り返し打ち付け、裏込石が防砂シートに繰り返し接することが主な要因となる。そのため、護岸背後盛土にフィルター層や碎石層を設ける等、土砂の流出を抑制する対策がなされる²⁾。

一方、土砂の吸い出しに伴って発生する護岸背後盛土の空洞化現象は、周辺環境の影響を強く受けるために、実験にて再現するには限界がある。これを解決するためのアプローチとしては、粒子法や個別要素法などの数値解析モデルを用いた方法が提案され、現在までに、土砂の吸い出しプロセスや護岸下の空洞進行状況を、数値解析的な観点から再現・予測できるようになってきている。

以上のように、護岸背後盛土における土砂の吸い出し問題を解決するための研究が精力的になされている状況において、那覇空港の緑地帯で、共用から1年未満であるにもかかわらず、防砂シートの劣化に起因した多数の地盤陥没や空洞形成が確認された³⁾。詳細な調査の結果、防砂シートの劣化は、波などの物理的な作用によるものではなく、シートが加水分解反応によって劣化し、それに伴ってシー

ト強度が低下したことが原因であると結論付けられた³⁾。すなわち、防砂シートの劣化問題について、シートの物理的な損傷だけでなく、化学的な劣化プロセスをも考慮し、対応する必要性が見出された。

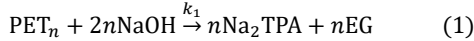
防砂シートを構成する材料として、一般的には、ポリエチレンテレフタレート (PET) が用いられる。PET はアルカリ環境下で加水分解することが知られており⁴⁾、海中にはナトリウムイオン等のアルカリ金属イオンが豊富に存在することから、これらの物質が防砂シートの劣化を招く可能性は十分に考えられる³⁾。また、防砂シートは盛土全体に広範囲に埋設されることが多いことから、施工後に防砂シートの劣化状況を視認し、評価することは極めて困難である。したがって、防砂シートの経年劣化を評価できるツールの開発は、護岸背後盛土の安全性を考える上で極めて重要かつ喫緊の課題であると言える。

そこで本研究では、はじめに、水酸化ナトリウムによるPETの加水分解反応を反応拡散理論にてモデル化する。そして、本モデルを実装したシミュレータを用いて López-Fonseca ら⁵⁾の実験および解析結果との比較解析を実施し、本シミュレータの妥当性を検証する。次に、実環境でのPETの加水分解反応を予測するために、20°C~50°CにおけるPET繊維材の劣化を予測することで、提案手法の実問題への適用性について検討する。

2. PETの化学劣化モデル

アルカリ環境下におけるPETの加水分解反応は、次の

化学反応式で表すことができる^{6),7)}。



ここで、NaOHは水酸化ナトリウムを、Na₂TPAはテレフタル酸ジナトリウムを、EGはエチレングリコールを表している。また、nは重合度を、k₁は反応速度定数を意味する。

反応速度論に基づけば、式(1)は次のような形で数理モデル化できる⁵⁾。

$$\frac{\partial C_{PET}}{\partial t} = -k_1 C_{PET}^\alpha C_{NaOH}^\beta \quad (2)$$

$$\frac{\partial C_{NaOH}}{\partial t} = -\gamma k_1 C_{PET}^\alpha C_{NaOH}^\beta \quad (3)$$

$$\frac{\partial C_{Na_2TPA}}{\partial t} = k_1 C_{PET}^\alpha C_{NaOH}^\beta \quad (4)$$

$$\frac{\partial C_{EG}}{\partial t} = k_1 C_{PET}^\alpha C_{NaOH}^\beta \quad (5)$$

ここで、C_{PET}はPETの濃度 (mol/L) を、C_{NaOH}は水酸化ナトリウムの濃度 (mol/L) を、C_{Na₂TPA}はテレフタル酸ジナトリウムの濃度 (mol/L) を、C_{EG}はエチレングリコールの濃度 (mol/L) を表している。

式(2)-(5)の右辺は式(1)に示した反応による変化を表す項であり、α、βは化学量論係数である。また、γは定数であり、γ = βの関係にある。

化学量論係数は、反応物質の反応に必要なモル数となる。式(1)の化学反応では、1 mol の PET に対して 2 mol の水酸化ナトリウムが必要となることから、重合度: n を 1 と仮定すれば、α = 1, β = 2 とする必要がある。しかしながら、これまで提案されている数理モデルでは、実験結果との整合性と簡便性の観点から α = β = 1 が仮定されている現状がある^{5),8)}。

海水中に含まれる物質の移動は、海流による移動や物質の拡散現象に支配される。すなわち、水酸化ナトリウムに関しては、反応項に加えて、移流項と拡散項を加味する必要がある。すなわち、水酸化ナトリウム濃度の時間変化は、

$$\frac{\partial C_{NaOH}}{\partial t} = -\gamma k_1 C_{PET}^\alpha C_{NaOH}^\beta - v \nabla C_{NaOH} + \nabla (D_{NaOH} \nabla C_{NaOH}) \quad (6)$$

にて評価する必要がある。本モデルは、式(3)に移流項(右辺第2項)と拡散項(右辺第3項)を加えた移流反応拡散

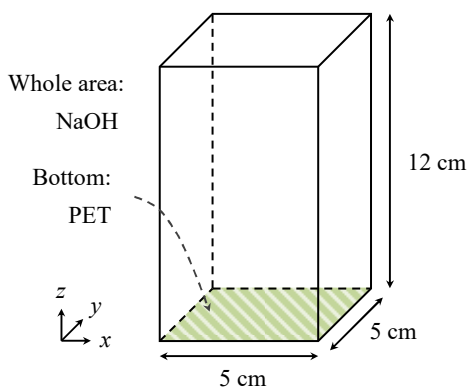


図-1 構造モデル

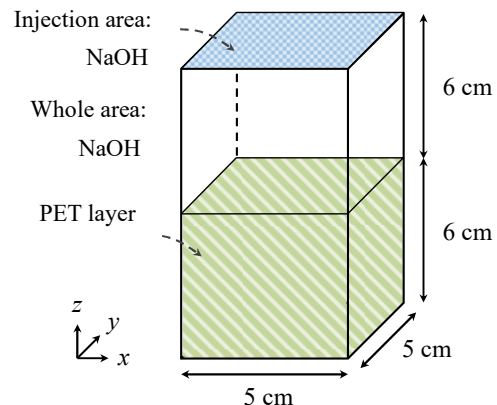


図-2 PET 繊維モデル

表-1 本研究で検討するモデル

Model	Order	React.	Diff.	Adv.
TR_2	2 (α=1, β=1)	○	—	—
PrRD_2			○	
PrR_3	3 (α=1, β=2)		—	
PrRD_3	○			

方程式であり、vは流速 (cm/s) を、D_{NaOH}は水酸化ナトリウムの拡散係数 (cm²/h) を意味する。

式(6)の移流項は海水流れ等の物理的な影響を加味するものである。詳細は後述するが、本研究ではステンレス容器 (300 mL) 内部に投入した PET 繊維材の溶解実験⁵⁾との比較解析を実施しており、内容量の小さい同容器では、移流現象は無視できると考えられる。したがって、本研究では、水酸化ナトリウムによる PET の溶解現象のみに焦点を充てることとし、提案モデルでは移流の影響は考慮しないこととした。また、本研究では、有限差分法を用いて提案モデルを離散化した。

以上のことから、本研究では、重合度: n = 1 における化学量論係数 (α, β) と拡散項の有無に着目し、従来モデル: TR_2 (α = 1, β = 1; 拡散項なし) に拡散項を加えたモデル: PrRD_2 (α = 1, β = 1; 拡散項あり)、従来モデルの反応次数を変更したモデル: PrR_3 (α = 1, β = 2; 拡散項なし)、および、PrR_3 モデルに拡散項を加えたモデル: PrRD_3 (α = 1, β = 2; 拡散項あり) の3つのモデルを提案し、化学量論係数と拡散項が解析値に及ぼす影響について検討する。表-1 に各モデルの詳細を示す。

3. 数値解析例

3.1 解析モデルと境界条件

3.1.1 比較解析

本研究では、López-Fonseca ら⁵⁾の実験および解析との比較解析を行う。同研究は、300 mL のステンレス容器に、0.29 mol/L の細分化された薄片 PET (2 mm の薄片 PET を 250 μm に細分化したもの) と水酸化ナトリウムを 1.67 mol/L 投入し、60°C~100°Cにおける PET の分解率を計測している。また、同研究で実施された解析については、式

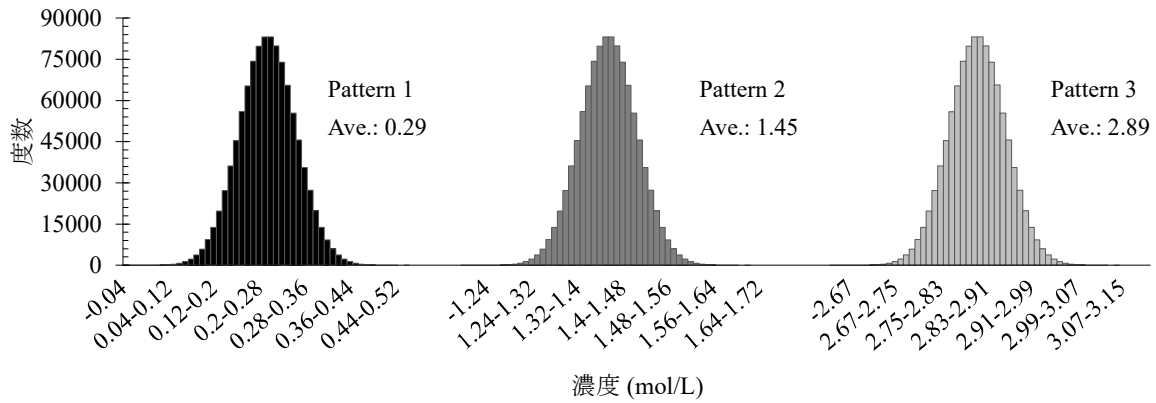


図-3 PET 繊維の初期濃度パターン

(2)-(5)の $\alpha = \beta = 1$ のモデル (TR_2) が用いられている。本研究では、同実験から得られた分解率を式(1)に適用し、それぞれの温度における PET の分解率の比較解析を実施した。当然ながら、PET や水酸化ナトリウムの濃度が実験と同量になるように設定した。

図-1 に本研究で用いた構造モデルを示す。解析領域は実験と同様の容量になるよう、5 cm × 5 cm × 12 cm (300 cm³) の直方体を仮定し、境界条件は全ての境界面でノイマン条件を課した。格子点数は 2,458,441 点、格子点間隔は 0.05 cm である。本研究では、PET の濃度分布を繊維材と見立てるため、PET を構造モデルの底面にランダムに配置した。

3.1.2 防砂シートの劣化問題への適用可能性の検証

ここでは、低温領域における PET 繊維の溶解と PET 繊維の初期濃度分布との関連性について検討する。防砂シートの実施工では PET 繊維の濃度が一様ではない可能性があり、本解析では PET 繊維濃度分布を変化させることでこれを模した。解析モデルとして、5 cm × 5 cm × 12 cm (300 cm³) の直方体を仮定し、PET 繊維材と海水の接触領域における加水分解反応を評価するために、全解析領域に水酸化ナトリウムを投入した。また、解析領域の下半分には防砂シートに見立てた、厚み 6 cm の PET を配置した (格子点数: 2,458,441 点、格子点間隔: 0.05 cm, 図-2 参照)。境界条件として、側面と底面にはノイマン条件、上面には水

酸化ナトリウムの流入 (1.67 mol/L) をディリクレ条件として課し、温度は 30°C とした。また、防砂シートの濃度 (密度) と分解量の関係を把握するために、正規分布で表現された 3 つの濃度パターンを防砂シートの初期分布として用意した (図-3 参照)。

3.2 シミュレーション結果と考察

3.2.1 比較解析

図-4 は TR_2 および PrR_3 における、経過時間と分解率の関係を示したものである。同図より、60°C では経過時間と PET の分解率は線形関係にあることが分かる。また、分解率は、温度上昇に伴って、線形関係から経過時間の平方根に比例するような形に変化した。なお、同図にプロットされている点群は、López-Fonseca ら⁵⁾の実験結果である。同図より物質の拡散を考慮しない場合では、従来モデルの実験値に対する精度は PrR_3 よりも高いことが分かる。したがって、López-Fonseca ら⁵⁾が化学量論係数の設定を $\alpha = \beta = 1$ に簡略化した理由は、実験値との整合性に問題があったためだと考えられた。一般に、化学反応を反応速度論にてモデル化する場合、対象としている反応物質の濃度比が大きい場合は、濃度比が大きい物質を省略することが可能である。本研究で対象とした実験⁵⁾では、水酸化ナトリウムと PET の濃度比は 5.8 : 1 であり、水酸化ナトリウム

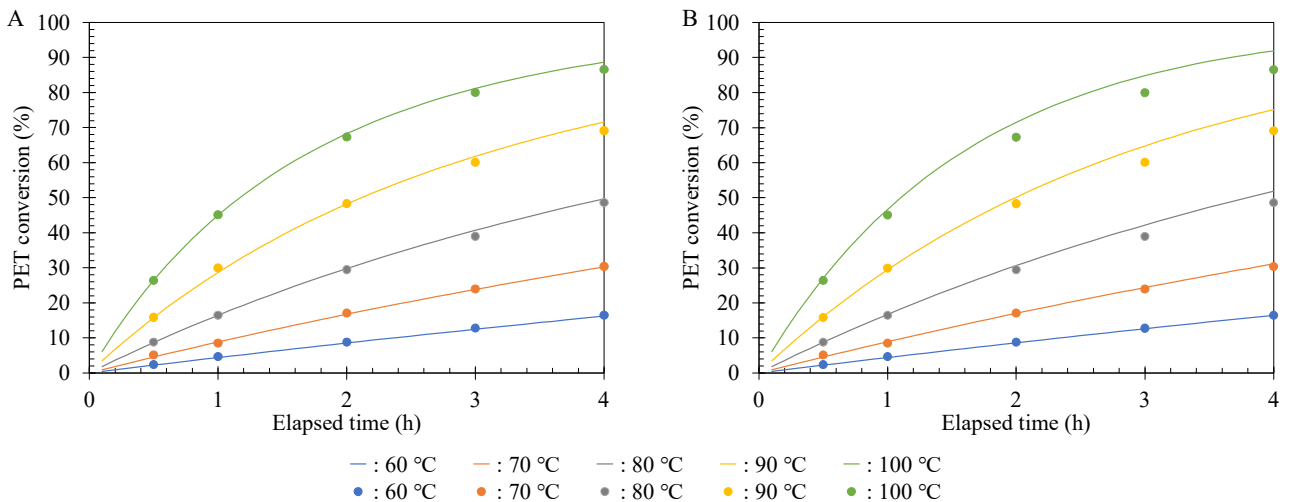


図-4 経過時間と PET の分解率の関係 (拡散なし; A: TR_2; B: PrR_3)

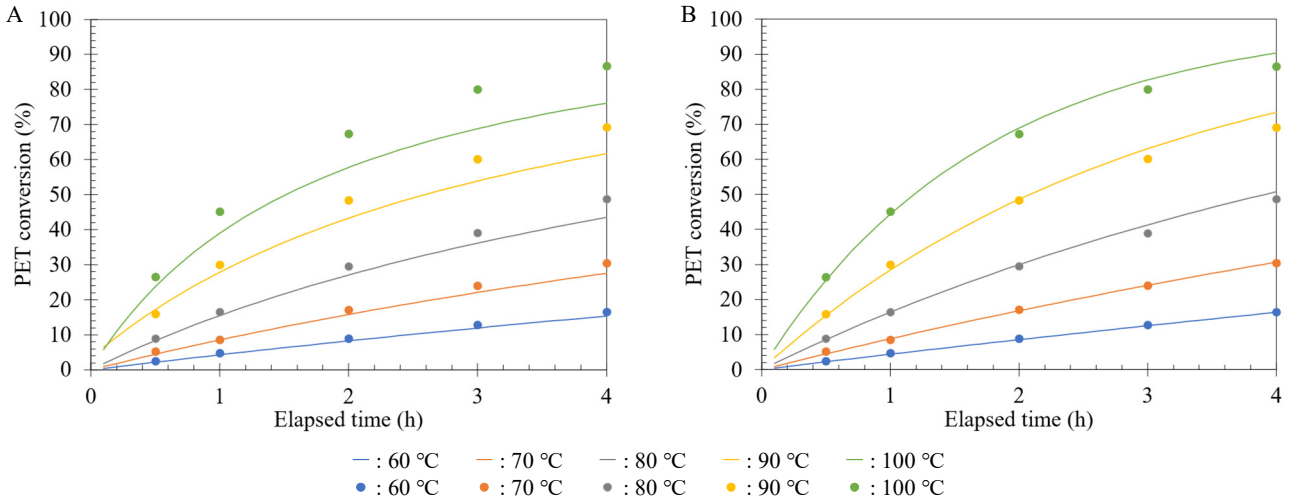


図-5 経過時間と PET の分解率の関係 (拡散あり; A: PrRD_2; B: PrRD_3)

が PET に比べ十分に存在するとは言えず、また、その量が反応によって減少することを考えると、水酸化ナトリウムの濃度も数理モデルに組み込む必要がある。図-5 は PrRD_2 および PrRD_3 における、経過時間と分解率の関係を示したものである。同図より、拡散を考慮した場合の PET の分解挙動は、拡散を考慮していない場合と同様な傾向にあり (図-4 参照)、実験値に近い値となっていることが分かる。一方、PrR_3 と PrRD_3 を比較すると (図-4B と図-5B)、PET の分解率は拡散項を考慮することで高まること分かる。本研究では、式(2)-(5)で示された各物質の時間増分は格子点ごとに計算される。拡散を考慮しない場合は、PET および水酸化ナトリウムが存在する格子点でのみ反応が進行する。そのため、反応点でのみ水酸化ナトリウムの濃度が低下し、反応が次第に収束する。一方、拡散を考慮すると、拡散現象は濃度分布を均一にするように働くことから、消費された部分に新たな水酸化ナトリウムが再分布され、反応が促進すると考えられる。

以上のことから、PET や水酸化ナトリウムの空間分布を考える場合、TR_2 では反応領域のみで濃度変化が生じるため、PET や水酸化ナトリウムの反応プロセスを詳細に把握することは難しく、実環境では PET 繊維の劣化現象を精度よく表現できない可能性がある。一方で、PrR_3 および PrRD_3 の反応項は、速度論を忠実にモデル化しており、

また、PrRD_3 は水中の水酸化ナトリウムの拡散を考慮していることから、実現象を定量的に評価することができると考えられた。

一方、比較実験の最低温度は 60°C であり、実環境シミュレーションを想定すると温度設定を見直す必要がある (例えば、那覇空港近海の水温は最高 37.5°C 程度)。図-6 に 20°C から 50°C における時間の経過に伴う PET の分解率の変化を示す。同図より、温度が低下するにつれて、分解率も低下することが確認できる。また、20°C では、10 時間で 1.7% 程度、40°C では 9.0% 程度の PET が分解することが分かる。既往の実験研究⁵⁾では、高温環境 (60°C 等) の場合に関する結果がほとんどであるが、本提案モデルによる計算は、低温環境においても PET が加水分解されることを示唆している。以上のことから、実環境においても PET 繊維が加水分解反応によって分解され、防砂シートが劣化に至る可能性は十分に想定される。

3.2.2 実環境への適応可能性評価

那覇空港における防砂シートの劣化現象は、防砂シートの材料不均質性の影響を受けたと推察されている³⁾。防砂シートは PET 繊維材で構成されていたことから、アルカリ性物質が海水から供給されることを仮定すると、防砂シートの劣化は式(1)と同様の形式であると考えられる。したがって、同式に基づいたシミュレーションにて、シート劣化

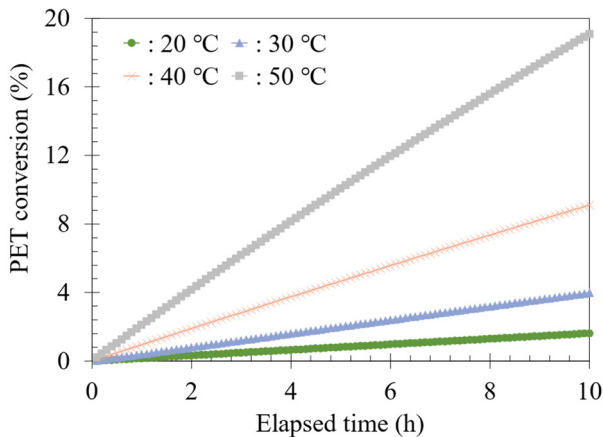


図-6 経過時間と PET の分解率の関係 (PrRD_3)

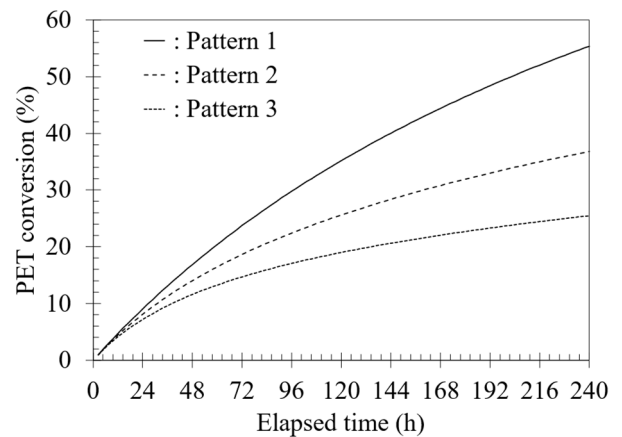


図-7 時間の経過に伴う PET 繊維の分解率の変化

の定性的に評価することは可能である。

ここでは、実環境を式(1)にて模擬したシミュレーションを実施することで、PET 繊維材の材料の均質性と劣化進展の関係性について考察する。数理モデルは、理論的に最も適切で、かつ、基礎実験結果との整合性も高い PrRD_3 を用いることとした。ただし、防砂シート周辺のアルカリ性物質は、常に流入していることが考えられることから、本研究では PrRD_3 の基礎式である式(6)に流入項を考慮することとした。具体的には、

$$\frac{\partial C_{\text{NaOH}}}{\partial t} = -\gamma k_1 C_{\text{PET}}^\alpha C_{\text{NaOH}}^\beta + \nabla(D_{\text{NaOH}} \nabla C_{\text{NaOH}}) + \text{Inflow}_{C_{\text{NaOH}}} \quad (7)$$

とした。ここで、式(7)の右辺第3項が流入項を表している。また、解析領域は図-2と同様とし、温度は30°C、防砂シートの初期濃度の分布は図-3と同様とした。

図-7に時間の経過に伴うPET 繊維の分解率の変化を示す。同図より、PET 濃度が小さいほど反応時間に対する分解率が高いことが分かる。これは、PET 繊維の密度に依存しており、密度が大きい場合は水酸化ナトリウムが繊維内部に拡散しにくく、表面でのみ加水分解反応が活発になったことが原因であると考えられる。一方、PET 繊維に不均質性がある場合、水酸化ナトリウムが繊維内部に拡散することで、繊維劣化が進み、繊維密度が低い部分では健全な部分に比べて反応が進んでいると判断される。

PET 繊維の劣化状態については、実環境で劣化した防砂シート³⁾や、アルカリ加水分解されたPET 繊維において、繊維材の一部に凹凸や萎縮が見られることが電子顕微鏡観察によって明らかにされている。これは、アルカリ加水分解反応がPET 繊維の表面から進行していることを意味しており、本シミュレーション結果に一致している。したがって、本結果は定性的には妥当であると言え、実環境への適用も可能だと考えられる。

4. おわりに

本研究では、PET のアルカリ加水分解反応を反応拡散理論に基づき数理モデル化するとともに、PET の時間的・空間的变化を解析することが可能な3次元シミュレータを開発し、既存の実験結果との比較解析を通じて本手法の妥当性を検討した。また、本シミュレータによる防砂シートの劣化現象への適用可能性について、実環境を想定したシミュレーションを実施した。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) TR_2の解析精度は見かけ上高い。しかしながら、拡散現象を考慮していないため、水酸化ナトリウムの空間分布の変化を表現できず、また、PET の溶解を理論上正確に表現できていないことから、物質の拡散や供給が発生するような実環境では精度が落ちる可能性がある。
- 2) 反応拡散理論に基づいたモデル (PrRD_2 および

PrRD_3) では、両モデル共に80°Cまでは、実験結果に概ね一致した。また、100°Cにおいては、PrRD_3はPrRD_2よりも解析精度が高いことが分かった。したがって、PrRD_3は提案モデルの中で最も精度が高いと考えられる。

- 3) 解析結果から、アルカリ環境下にあるPET 繊維は、20°Cという低温度環境下であっても分解される可能性があることが分かった。このことから、防砂シートなど実環境に施工されたPET はアルカリ環境下で加水分解される可能性は十分に考えられる。

本研究で提案したPrRD_3を応用すれば、実環境における防砂シートの経年劣化を把握することができると考えられる。また、河川の護岸や堤防などへの応用も可能であることから、本モデルの応用範囲は広い。しかしながら、本研究では、溶存イオンの移流や土砂の鉱物学的な性質等は考慮していない。加えて、PET 繊維表面の劣化を経時的に調べるためには超大規模計算が必要となり、これを実現するシミュレータを開発しなければならない。これらについては今後の課題である。

謝辞：本研究は、JSPS 特別研究員奨励費 (22KJ2536) によって実施されたものである。本研究を遂行するにあたり、琉球大学の伊東孝氏、廣瀬孝三郎氏には多くの助言とアドバイスを賜った。ここに記して感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) 佐藤徹, 加藤絵万, 川端雄一郎, 岡崎慎一郎: 港湾施設の空洞化調査に関する報告, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, No.2, pp. I_552-I_557, 2014.
- 2) 菅原吉浩, 山之内順, 上久保勝美, 山本泰司, 岩田真: 防波護岸における防砂シートの損傷条件と対策工に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, pp. I_667-I_672, 2011.
- 3) 沖縄総合事務局: 那覇空港の埋立地盤で生じた陥没等に関する中間報告, 2021.
- 4) 栗山捨三, 是松幹雄: ポリエステル繊維のアルカリ処理. 繊維学会誌, Vol.16, No.2, pp. 110-114, 1960.
- 5) López-Fonseca, R., González-Marcos, M. P., González-Velasco, J. R., and Gutiérrez-Ortiz, J. I.: A kinetic study of the depolymerisation of poly (ethylene terephthalate) by phase transfer catalysed alkaline hydrolysis, Journal of Chemical Technology and Biotechnology, Vol.84, No.1, pp. 92-99, 2009.
- 6) Yamashita, M. and Mukai, H.: Alkaline hydrolysis of polyethylene terephthalate at lower reaction temperature, The science and engineering review doshisha university, Vol.52, No.2, pp. 51-56, 2011.
- 7) Das, J., Halgeri, A. B., Sahu, V. and Parikh, P. A.: Alkaline hydrolysis of poly (ethylene terephthalate) in presence of a phase transfer catalyst, Indian Journal of Chemical Technology, Vol.14, pp. 173-177, 2007.
- 8) Zhang, L.: Kinetics of hydrolysis of poly (ethylene terephthalate) wastes catalyzed by dual functional phase transfer catalyst: A mechanism of chain-end scission, European Polymer Journal, Vol.60, pp. 1-5, 2014.

Memo

沖縄県の発生土を活用した補強土壁の現場品質管理事例

佐原邦朋¹, 上野 敦²

- 1 (株)朝日建設コンサルタント
- 2 ヒロセ補強土(株)・九州沖縄営業部

概 要

沖縄県の道路や造成工事において補強土壁が活用される事例が増えているが、補強土壁は用いられる盛土材料の品質が構築された構造体の性能に大きく影響するため、その選定には十分な注意が必要である。本報では現地で発生した琉球石灰岩を破砕して帯鋼補強土壁の盛土材料として活用した事例について整理した。さらに、現場の品質管理に用いられた現場引抜き試験結果を整理することで盛土材料としての有効性を確認し、将来的な維持管理につなげるための初期データとしての活用方法を紹介する。

キーワード：帯鋼補強土壁、琉球石灰岩、現場引抜き試験、現場品質管理

1. はじめに

近年では沖縄県の道路や造成工事において補強土壁が用いられる事例が増えている。補強土壁は出来上がってしまうと外見적으로는コンクリート面が見えるためコンクリート構造物のように見えるが、構造安定的には用いられる盛土材料と補強材の相互の関係で成り立っており(図-1)、その材質と品質管理が大変重要である。本報は西普天間地区の返還地造成工事に用いられた帯鋼補強土壁の現場品質管理として実施された現場引抜き試験(写真-1)を整理するものである。

2. 帯鋼補強土壁の現場品質管理方法

補強土壁工法の中で最も実績の多い帯鋼補強土壁の構造原理は、使用する盛土材料と補強材の相互の摩擦力である。これまで行われてきた帯鋼補強土壁の現場品質管理の

方法は、使用する盛土材料の品質を規定すること、および現場での締固め管理を規定することで、設計で見込んだ摩擦力が確保されるという間接的な管理方法であった。

2.1 材料規定

帯鋼補強土壁に用いる盛土材料は、補強材(ストリップ)との摩擦が確実に、かつ長期にわたり確保できるとともに十分なせん断強度を持ち、圧縮変形量が小さく、さらに締固めが容易な材料とする¹⁾。そのためには、細粒分の含有率が25%以下の土質材料と規定されている。

2.2 現場の締固め管理

盛土材料の締固め管理は、締固め度によって管理することを標準とし、一般部の場合「JIS A1210(突固めによる締固め試験方法)」のA,B法による最大乾燥密度の95%以上、またはC,D,E法による最大乾燥密度の90%以上を管理値としている。

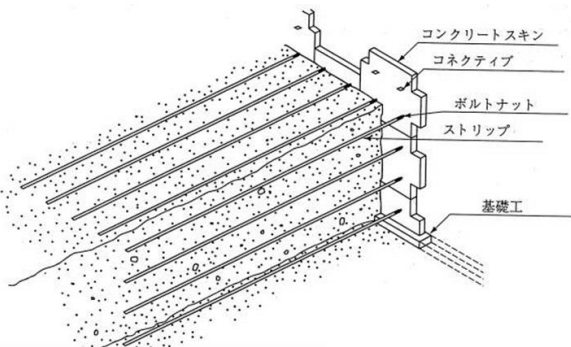


図-1 帯鋼補強土壁の背面構造図



写真-1 現場引抜き試験の実施状況

3. 現場引抜き試験

今回実施した帯鋼補強土壁の現場引抜き試験は、施工の初期段階で試験用の補強材を設置しておき、ある程度の土被りまで施工が進んだ状態で油圧ジャッキによる引抜きを行った(図-2, 3)。計測された引抜き荷重と埋設した補強材の有効長さおよび土被り荷重から、見かけの摩擦係数 f^* を求めることで、設計で用いた見かけの摩擦係数が確保されていることを確認する。この方法によって現場の摩擦力状態を直接的に確認が可能である。見かけの摩擦係数 f^* は式(1)によって算出する。

$$f^* = \frac{T}{2\sigma b L} = \frac{T}{2\gamma H b L} \quad (1)$$

ここに、

T : 引抜き力(kN)

σ : 補強材表面に作用する上載圧(kN/m²)

b : 補強材の幅(m)

L : 補強材の有効長さ(m)

γ : 盛土材の単位体積重量(kN/m³)

H : 土被りの高さ(m)

表-1 室内土質試験結果および小型引抜き試験結果(着色部)

試験ケース(換算土被り)		琉球石灰岩の破砕土
土粒子密度	ρ_s	(g/cm ³) 2.569
細粒分含有率	F_c	(%) 16.4
最大乾燥密度	$\rho_{d\max}$	(g/cm ³) 1.902
最適含水比	w_{opt}	(%) 12.6
自然含水比	w_n	(%) 11.6
湿潤密度	ρ_t	(g/cm ³) 1.929
乾燥密度	ρ_d	(g/cm ³) 1.728
締固め度	D_c	(%) 90.9
締固めエネルギー	N_c	(回/層) 48
引抜き速度	v	(mm/min) 4.5
見かけの摩擦係数 計測結果	f^*	6m(上限値) 1.40
		6m(残留値) 1.00
		3m(除荷残留値) 1.65
		1.5m(除荷残留値) 2.60
三軸圧縮試験(CD)		
全応力	C_d	(kN/m ²) 28.10
	ϕ_d	(°) 38.40

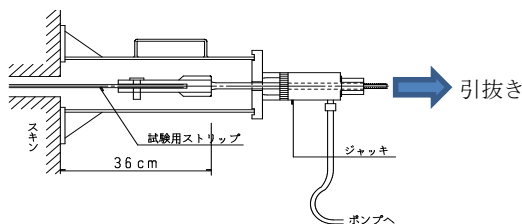


図-2 現場引抜き試験の方法

4. 試験結果と考察

西普天間地区で用いられた発生土は琉球石灰岩である。施工前にその破砕土を室内土質試験および室内小型引抜き試験²⁾によって適用の可否を判断した。室内試験の結果を表-1に示す。室内試験の結果については補強土壁の盛土材料として問題無い事が確認された。

現場引抜き試験を行った工区は8カ所あるが、その中で琉球石灰岩の破砕土を使用した7工区について現場引抜き試験結果を整理した(図-4)。

結果は以下の通りである。

1) いずれも設計で見込んだ摩擦係数以上であることが確認できた。

2) 1工区当たり2本の引抜き試験を実施したが、計測結果にはバラツキが見られた。

これらのことより、琉球石灰岩の破砕土は補強土壁の盛土材料として問題無く使用できること、および施工の品質が確保できていることが確認できた。さらに、各工区における施工条件の違いや、施工時の天候の違いなどの影響以外に、摩擦抵抗力のバラツキが大きい材料であることが改めて確認できた。その理由としては、琉球石灰岩特有の空隙の存在や粒子破砕などが影響していると考えられる。

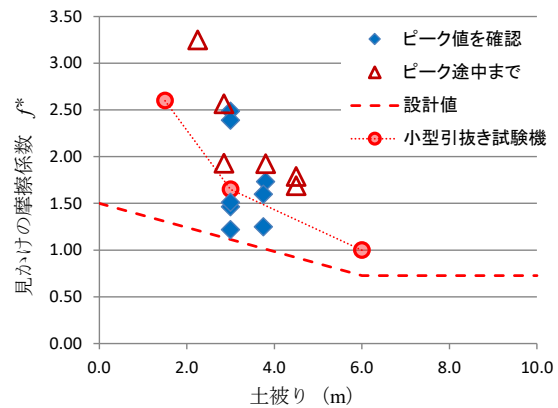


図-4 現場引抜き試験の結果および小型引抜き試験の値

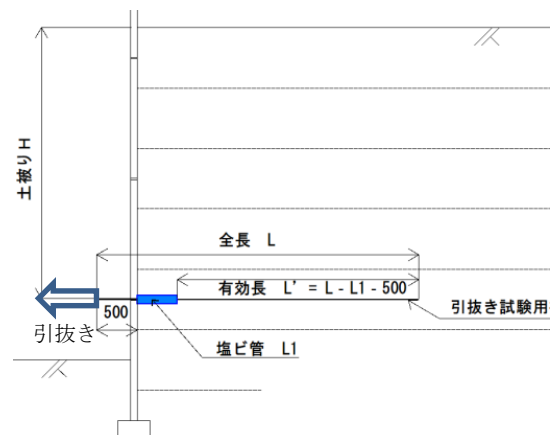


図-3 現場引抜き試験の計画断面図

5. 今後の展開

今回の施工において現場引抜き試験を実施した理由は、施工品質の確認の他に今後の補強土壁の維持管理に向けた初期値の確認を行うことも目的としている。

近年では、道路土構造物技術基準の制定から道路土構造物点検要領が定められ、大型化する土構造物に対する適切な維持管理が求められている。補強土壁についても適切な維持管理を長期的に行うための点検手法が考えられている。その一つがKDパネル(図-5,写真-2)というモニタリング用コンクリートパネルである。帯鋼補強土壁の構造原理の根幹となる補強材の摩擦力の確認と腐食の状態をモニタリングするために、土中に敷設されている補強材へのアクセスを容易にしている。通常の点検は近接目視が基本であるが、点検で何か異常が見られた場合に内部状態を確認できることが利点である。しかし、その状態を評価する

ためには初期値との比較が必要となるため、今回の現場引抜き試験を実施して摩擦状態の初期値を確認した。そして今後の維持管理に有効に活用されるために記録の保管が重要である。

謝辞

今回の現場引抜き試験のデータをご提供いただきました宜野湾市役所建設部様ならびに施工をされた建設会社各社様に深くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 一般財団法人土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル第4回改訂版, 2014.
- 2) 佐原邦朋, 鈴木素之, 藤田義成: 現場使用を想定した鋼製帯状補強土壁用小型引抜き試験機による摩擦特性評価, 土木学会論文集C(地圏工学), Vol.76, No.1, 12-25, 2020.

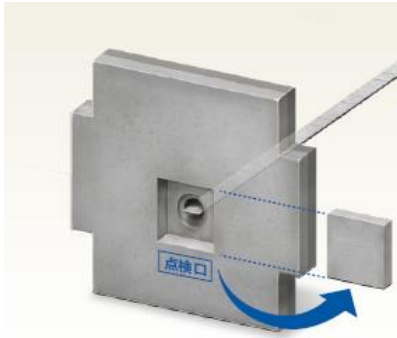


図-5 KDパネル模式図



写真-2 KDパネルの現場設置状況

Memo

環境安全性が高いリサイクル材料である破碎瓦の地盤材料としての性能 —軽量性，摩擦性，排水性の高い破碎瓦を用いた国土強靱化に向けた検討—

森河由紀弘¹，佐藤智範²，篠田裕重³

- 1 名古屋工業大学・工学部社会工学科
2 名古屋工業大学・技術部技術課
3 愛知県陶器瓦工業組合・総務委員会

概 要

今日まで日本全国で多くの粘土瓦が使用されており，近い将来には寿命を迎えた大量の廃棄瓦が発生する。また，粘土瓦の製造時にも性能を満足しない規格外瓦が一定量発生する。しかし，これら不要な粘土瓦の有効なリサイクルはあまり進んでいない。そこで，本研究では規格外瓦を砕いた破碎瓦を用いて，地盤材料としての適用性について，室内模型試験や実物大現場試験により検討を行った。検討の結果，破碎瓦は軽量性や摩擦性が高いため，一般的な砂質土に比べて構造物に作用する水平土圧が小さいことや支持力が高いことが明らかとなった。また，埋設管の埋戻し材として用いることで埋設管の曲げ応力が低減することも明らかとなり，破碎瓦は有用なリサイクル材料であることが分かった。

キーワード：破碎瓦，水平土圧，支持力，裏込め材，埋戻し材，

1. はじめに

我が国では古来より城や寺院などで粘土瓦が使用されており，明治以降には一般住宅にも広く普及した。そして，高度経済成長期以降には戸建て住宅の増加に伴い粘土瓦の出荷枚数も年々増加し，1973年～1995年には日本全国で約16.5億枚/年（約480万トン/年）の粘土瓦が生産されてきた。また，沖縄においても首里城を始め古くから風雨に強く，吸湿性や通気性に優れた琉球瓦が使われてきた。しかし，粘土瓦の耐用年数は60年程度であり，近い将来から長期間に渡り大量の廃棄瓦が発生する。また，愛知県では現在でも毎年約2億枚（全国シェアの7割）の粘土瓦が毎年生産され，ヒビなどで性能を満たさない規格外瓦が毎年6万トン程度（約7%）発生してしまう。そのため，使用済みの廃棄瓦や規格外瓦のリサイクルは重要な課題である。ここで，2015年には国土交通省・港湾局，航空局により港湾・空港等整備におけるリサイクルガイドラインが改訂され，破碎瓦はコンクリート用細骨材，裏込め材，路床盛土材として新たに追加された。さらに，2017年には国土交通省・中部地方整備局で破碎瓦の利活用技術資料¹が策定されたが，破碎瓦の積極的な検討や利用は始まったばかりであり，地盤材料として十分な検討が行われてきたとは言い難い。そのような中，本研究では室内模型試験や実物大現場試験を行い，破碎瓦の水平土圧や支持力特性を検討すると共に，構造物の裏込め材や裏埋め材，埋設物の埋戻し材としての適用性について評価を行った。

2. 破碎瓦の性質や特徴

規格外瓦を砕いた破碎瓦は，土壤汚染に関わる環境基準や農地における土壤中の重金属等の蓄積防止に係る管理基準，土壤汚染対策法に基づく含有量基準，産業廃棄物の最終処分（海洋投入処分）に係る基準などを満足しており，環境安全性が確認されたリサイクル材料であると言える。また，粘土瓦を細かく砕いた破碎瓦の粒子は角張っており，粒子内部には微細な空隙を多く含むことが特徴的であり，破碎瓦は摩擦性や，軽量性や吸水性が期待できる地盤材料である。本研究では，地盤安定性と環境安全性の観点から，未使用の規格外瓦を破碎瓦の原料とし，扁平な粒子形状とならないように，最大粒径が5mm程度の破碎瓦（以下，CRT0-5），および20mm程度の破碎瓦（以下，CRT0-20）を用いて様々な検討を行った。

表-1に破碎瓦の土質試験結果を示し，図-1に本研究で用いた全試料の粒度分布を示す。CRT0-5は細粒分混じり礫質砂，CRT0-20は細粒分混じり砂質礫であり，均等係数は両者共に10以上である。また，両者の最大乾燥密度は 1.7 g/cm^3 以下であり，一般的な砂質系材料が $1.7\sim 2.1\text{ g/cm}^3$ 程度だとすると破碎瓦は軽量であることが分かる。また，締固め度が $D_c = 95\%$ で行われた排水三軸圧縮試験の結果，CRT0-5，およびCRT0-20の内部摩擦角は 45° 程度であり，破碎瓦は軽量でありながら，摩擦性が高いことが分かる。そのため，両者の設計CBRや $D_c = 95\%$ における修正CBRは約80%以上であり，高い支持力が期待できる。

表-1 破碎瓦の土質試験結果

項目		CRT 0-5	CRT 0-20
土粒子密度	ρ_s g/cm ³	2.579	
均等係数	U_c	19.0	17.8
50%粒径	D_{50} mm	1.44	5.04
20%粒径	D_{20} mm	0.328	1.37
地盤材料の分類名		細粒分混じり礫質砂	細粒分混じり砂質礫
最大乾燥密度	ρ_{dmax} g/cm ³	1.654 (E-b)	1.663 (E-b)
最適含水比	w_{opt} %	17.8 (E-b)	13.9 (E-b)
設計 CBR	%	83.6	81.1
修正 CBR ($D_c = 95\%$)	%	85.3	89.5
修正 CBR ($D_c = 90\%$)	%	18.6	32.7
内部摩擦角	ϕ_i deg	45.1	44.6
粘着力 ($D_c = 95\%$)	c_d kPa	20	55
透水係数 ($D_c = 95\%$)	k_{15} m/s	1.20×10^{-5} (変水位試験)	2.15×10^{-4} (定水位試験)
すりへり減量	%	29.5	28.4

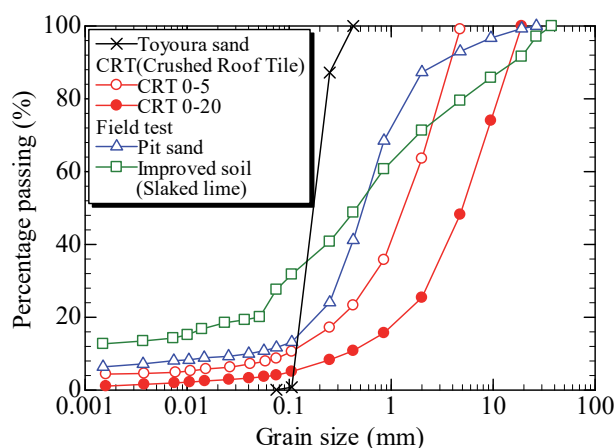


図-1 破碎瓦の粒度分布

次に、CRT 0-5 では粒径が 2.36 mm~4.75 mm、CRT 0-20 は 4.75 mm~13.2 mm の粒子を対象にロサンゼルス試験機による粗骨材のすりへり試験 (JISA 1121) を行った結果、両者はアスファルト舗装要綱で定められている表層・基層に用いる骨材の許容値 (30%以下) を満足していることが確認できた。さらに、岩石のスレーキング試験 (JGS 2124) によって破碎瓦のスレーキング率が 0.1%であることや、岩の乾湿繰返し吸水率試験 (NEXCO 試験法 111) により破碎瓦の吸水量増加率が 0%であることも既往報告書²⁾により確認されており、破碎瓦は安定した地盤材料である。縮固め度が $D_c = 95\%$ で行われた透水試験の結果により、粒径が細かい CRT 0-5 でも透水係数は 1×10^{-5} m/s 程度、CRT 0-20 は 2×10^{-4} m/s 程度であり、砂質土以上である。また、CRT 0-20 の平均粒径程度となる 4.75 mm~9.5 mm の試料による粗骨材の吸水率試験 (JISA 1110) の結果、天然骨材の吸水率が 1%以下であるに対し、CRT 0-20 は 6.9%であった。従って破碎瓦を埋戻し材として用いた場合、降雨は間隙への浸透に加え、粒子内部にも吸水が可能であり、降雨を速やかに地盤内に取り込む効果が期待できる。

土懸濁液の pH 試験の結果から、2016 年から 6 年間計測を行った水素イオン濃度 pH の中央値は 7.20、標準偏差は 0.44、変動係数は 0.06 であることから、破碎瓦は再生砕石や鉄鋼スラグなど高いアルカリ性を示すリサイクル材料に比べて土壌や地下水への影響も小さいと考えられる³⁾。

3. 水平土圧に関する検討

3.1 室内模型試験 (水平土圧)

図-2 に室内模型試験の試験概要図を示す。本試験では、幅 500 mm×奥行 500 mm×高さ 500 mm の剛土槽前面に、幅 498 mm×高さ 78 mm×6 枚の水平土圧計測板、およびその背面には荷重計が取り付けられた試験装置を用いた。本装置はジャッキにより計測壁面を水平移動したり、壁面下端部を中心に壁面を傾斜したりすることで、主働土圧を再現することが可能である。模型地盤の材料には気乾状態の CRT 0-5 と豊浦砂を用いており、両者の相対密度は共に 90%とした。ここで、CRT 0-5 の最大粒径は 2 mm 以上となるが、最小密度・最大密度試験を行った結果、豊浦砂の最大間隙比、最小間隙比はそれぞれ $e_{max} = 0.959$, $e_{min} = 0.614$ 、CRT 0-5 は $e_{max} = 1.142$, $e_{min} = 0.629$ であった。そのため、縮固め度 90%における模型地盤の乾燥密度は、豊浦砂が 1.61 g/cm³ であり、CRT 0-5 が 1.54 g/cm³ となり、CRT 0-5 の方がやや軽量である。地盤の作成は、目標の相対密度で層厚が 100 mm になるように試料を計量し、1 辺が 100 mm の正方形板が取り付けられた突き棒を用いて、1 層ごとに所定の層厚になるまで土層全面を締固めた。

排水三軸圧縮試験の結果、豊浦砂の内部摩擦角は 39.1° 、粘着力は 6kPa であることから、CRT 0-5 は豊浦砂よりも内部摩擦角が高いことが分かる。ここで、本試験で用いた土槽はステンレス製であり、壁面摩擦の影響が考えられる。そこで、本検討では土槽壁面に厚さ 0.1mm の PTFE シートを張り、壁面摩擦の低減を行った。事前に行った摩擦試験結果より、PTFE シートはステンレスよりも静摩擦係数、動摩擦係数共に半分程度であることが分かっている。

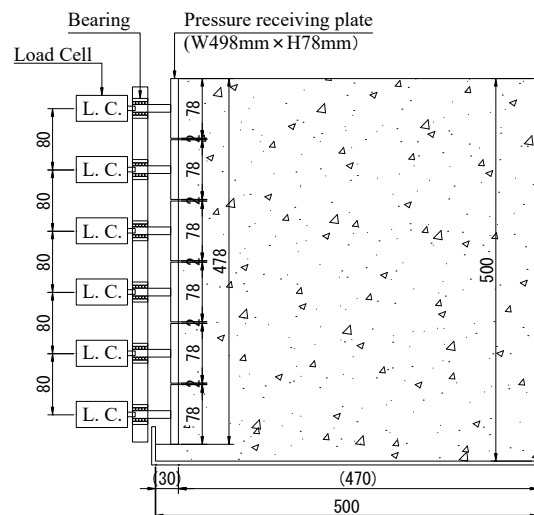


図-2 水平土圧試験の概要図 (室内模型試験)

図-3 に実験状況を示す。本装置では鉄製分銅を用いて 2.5 kPa~10 kPa の載荷が可能であり、土圧測定部より右側には荷重計や反力板、各壁面を支持し荷重計に水平力のみを作用させるためのベアリングが設けられている。

図-4 に上載荷重を 10 kPa 載荷した状態のまま、壁面を水平移動させた場合の水平土圧分布、水平土圧合力を示す。ここで、図-4(b)の横軸は壁面高さ H_w で正規化した壁面の水平変位量 δ_h である。図-4(a)の土圧分布を見ると、壁面が移動する前においても全体的に CRT 0-5 の方が豊浦砂よりも小さく、地表面から G.L. -480 mm までの初期水平土圧合力は豊浦砂に比べて約 1 割低下した。さらに、その状態から壁面を水平移動させることで、CRT 0-5 の水平土圧は豊浦砂よりも大きく減少し、壁面移動量が $\delta_h/H_w = 0.10\%$ に達すると水平土圧合力は概ね一定となり、CRT 0-5 の土圧合力は豊浦砂に比べて約 6 割も低下したことが分かる。

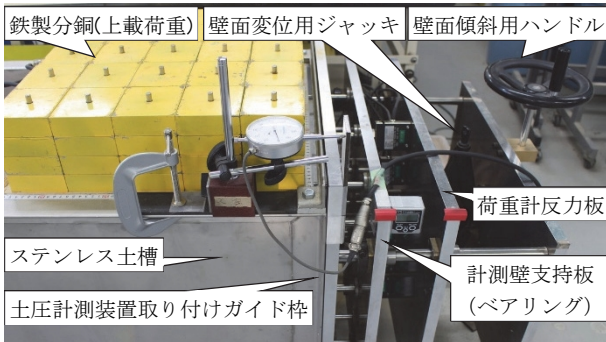


図-3 水平土圧試験の実験状況 (室内模型試験)

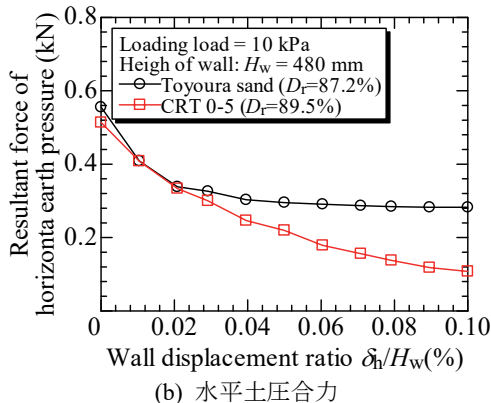
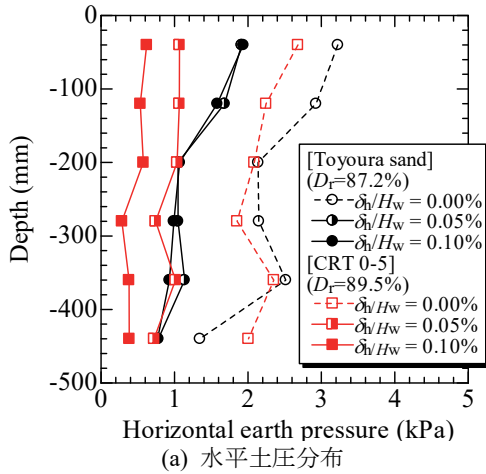


図-4 壁面水平移動時の主働土圧 (室内模型試験)

図-5 に上載荷重 10 kPa を載荷した状態で、壁面を傾斜させた場合の試験結果を示す。図-4 に示す初期土圧とはわずかな差はあるものの概ね同様であり、CRT 0-5 の初期水平土圧合力は豊浦砂に比べて約 12%低下した。さらに、壁面傾斜角が大きくなるにつれて両者の差は大きくなり、壁面傾斜角が 0.50° に達すると水平土圧合力は概ね一定となり、CRT 0-5 の土圧合力は豊浦砂に比べて約 8 割も低下している。ここで、壁面の水平移動や傾斜により主働状態になると、CRT 0-5 は豊浦砂に比べ土圧が急激に減少している。これは、豊浦砂の安息角が 30° 程度であるのに対し、CRT 0-5 の安息角は 35° 以上であるため、CRT 0-5 の自立性が豊浦砂よりも高いためだと考えられる。

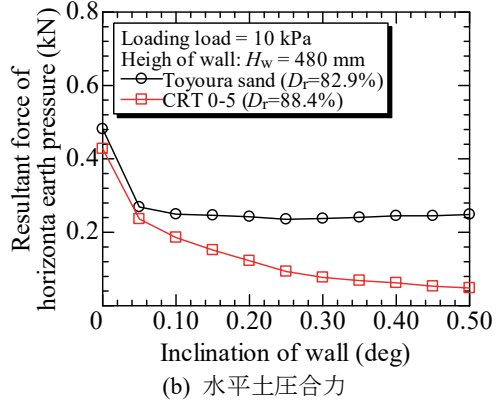
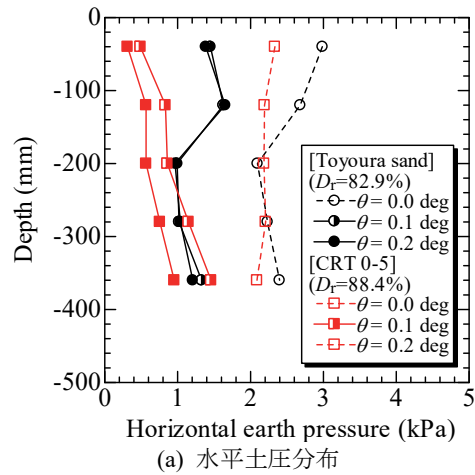


図-5 壁面傾斜時の主働土圧 (室内模型試験)

3.2 実物大の現場実験 (水平土圧)

図-6 に実物大現場試験の試験概要図を示す。本検討は、幅 5.0 m × 奥行 5.0 m × 高さ 2.0 m の大型土槽を用いて検討を行った。鉛直土圧計は土槽底板中央から 500 mm の間隔で 5 か所 (A~E)、水平土圧計は土槽下端より 250 mm の深度から 500 mm 間隔で 4 か所 (F~I) において、底板や壁面とフラットになるように埋め込まれた。地盤材料には、CRT 0-20 と山砂 (図-1, 表-2) を用いた。山砂の平均粒径は 0.53 mm、細粒分含有率は 11.7% である細粒分礫交じり砂である。排水三軸圧縮試験の結果、山砂の内部摩擦角、粘着力は $\phi_u = 37.2^\circ$ 、 $c_d = 11 \text{ kPa}$ であり、豊浦砂とほぼ同様であることが確認されている。

目標締固め度は90%以上であるが、1層が約300mmになるように油圧バイプロコンパクターを用いて念入りに締固め、両者の締固め度は目標値を満足していた(表-3)。

図-7に水平土圧分布を示す。本検討では先ず上載荷重の無い条件(無負荷状態)で水平土圧を計測し、それから質量が約1,000kgの大型土嚢を用いて上載荷重を10kPa載荷して水平土圧を計測した。無負荷状態の水平土圧は、CRT 0-20は山砂に比べて最大で約57%の低下、平均では約43%の低下となった。次に、上載荷重を載荷した場合、山砂の水平土圧は全深度で増加し、最も浅いG.L. -0.25mで最大値となる4.8kNも増加した。一方で、CRT 0-20は最大でも1.3kNの増加に留まり、同じ上載荷重に対するCRT 0-20の水平土圧の増加量は山砂の1/3以下であった。

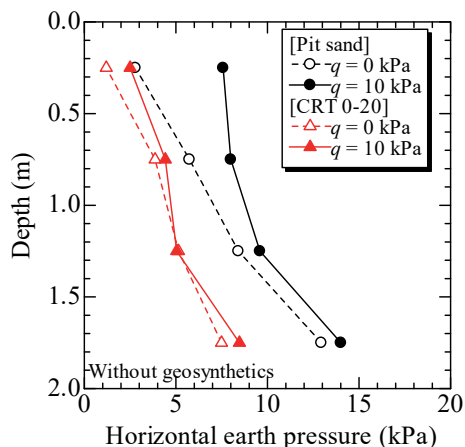


図-7 水平土圧分布(実物大現場試験)



図-6 水平土圧試験の概要図(実物大現場試験)

表-2 比較対象土の土質試験結果(実物大現場試験)

項目		山砂	改良土
土粒子密度	ρ_s g/cm ³	2.641	2.613
均等係数	U_c	16.9	—
50%粒径	D_{50} mm	0.532	0.456
20%粒径	D_{20} mm	0.206	0.0494
液性限界	w_L %	NP	30.0
塑性限界	w_P %	NP	18.4
塑性指数	I_P	NP	11.6
最大乾燥密度	ρ_{dmax} g/cm ³	1.871(E-b)	1.990(E-b)
最適含水比	w_{opt} %	11.9	10.8
設計 CBR ($D_c = 95\%$)	%	35.8	32.7
透水係数	k_{15} m/s	3.56×10^{-5}	—

表-3 水平土圧試験の地盤条件(実物大現場試験)

試料	締固め度 D_c (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
山砂	92.1	1.914	1.723
CRT 0-20	95.6	1.728	1.590

4. 支持力に関する検討

図-8に室内模型試験である支持力試験の概要図を示す。本試験も水平土圧試験と同じ装置、地盤材料を用いて検討を行った。ただし、本試験では荷重計や載荷装置の容量、安全性などを考慮し、地盤の相対密度は70%とした。載荷試験には1辺が100mmの底面が滑らかな正方形載荷板を用いて、約8mm/minの速度でモーター駆動の変位制御による静的な載荷を行った。また、基礎の上部には荷重計を取り付け、基礎の沈下量と荷重を同時に計測しながら載荷試験を行った。また、本検討では無補強地盤に加え、繊維補強材を敷設した場合の支持力補強効果についても検討を行った。繊維補強材には前田工織製の厚さ2.5mm、引張強度が50kN/mのセルシートCS-50を用いた。セルシートはポリエステル繊維の不織布に高強力ポリエステル糸を縦・横方向に編み込んでおり、軟弱地盤や盛土の補強などで用いられている。ここで、既往研究により補強材端部が地盤に固定されていない場合、補強材深度は基礎幅以下が望ましいことや、補強材幅が基礎幅の3倍程度までは補強効果が増加することが明らかにされている⁴⁾⁵⁾。さらに、アルミ棒積層体による重力場における2次元模型実験や、豊浦砂を用いた遠心模型試験、非線形弾塑性有限要素法を用いたこれらの再現解析などにより、補強材端部を地盤に固定した場合には、基礎幅と概ね同程度の補強材幅で十分な補強効果が得られることや、補強材敷設深度が基礎幅の0.20倍以下の浅い深度で十分な補強効果が得られることなどが明らかにされている⁶⁾⁸⁾。従って、本検討では最もシンプルな補強材設置条件で検討を行うため、補強材端部は地盤に固定しない条件で、補強材幅が不足しないように土層全面を覆うように補強材を敷設した。また、補強材の敷設が容易であり、かつ十分な補強効果が得られるように、補強材深度は表層に近いG.L. -10mmとした。

図-9に支持力載荷試験結果を示す。繊維補強材を敷設しない場合、両者の初期剛性はほぼ同時であるが、豊浦砂の極限支持力は約1.6kNであるのに対し、摩擦性の高いCRT 0-5の極限支持力は豊浦砂の2.6倍以上、4.1kN以上となった。

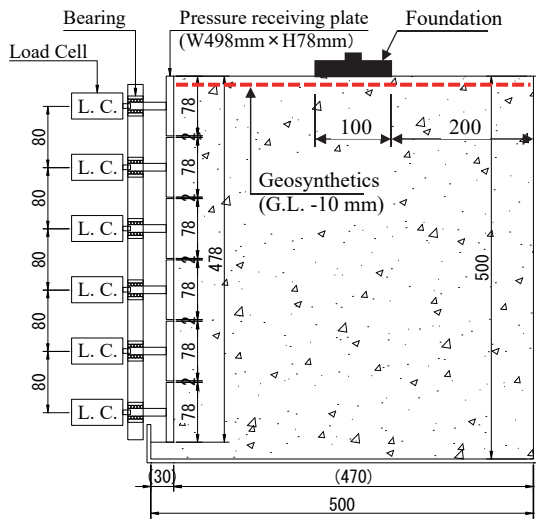


図-8 支持力試験の概要図（室内模型試験）

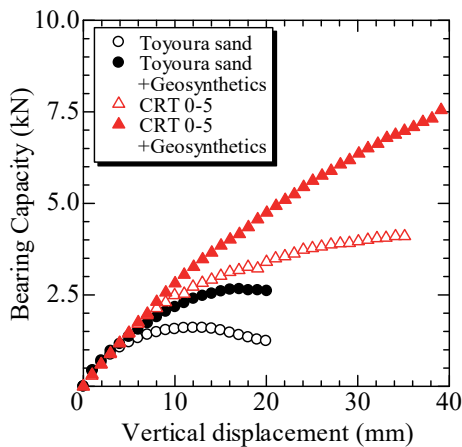


図-9 地盤支持力（室内模型試験）

繊維補強材を敷設した場合、両者共に初期剛性は無補強地盤とほぼ同様であるが、基礎の沈下量が大きくなるほど地盤支持力に対する補強効果も増大していることが確認できる。その結果、豊浦砂に繊維補強材を敷設した場合、無補強に比べて極限支持力は約 1.6 倍に増加しているが、それでも無補強の CRT 0-5 に比べて 2/3 程度であることが分かる。さらに、CRT 0-5 に補強材を敷設した場合、極限支持力は計測できていないものの、基礎の沈下量が 20 mm になると無補強地盤の 1.4 倍程度、30 mm になると 1.6 倍程度になり、豊浦砂と同様に補強材による支持力に対する増大効果は基礎の沈下量に応じて増大し、無補強でも高い破砕瓦の支持力はさらに増大することが明らかとなった。

5. 埋設物の埋戻し材としての検討

本検討では、実施工を想定した埋設管の長期耐久試験を行った。図-10～11 に試験概要、試験状況を示す。埋設管には外径が約 216 mm、内径が 200 mm の塩ビ管を用いており、埋設管の土被り厚さは日本下水道協会・設計指針⁹⁾ や名古屋市工事共通仕様書¹⁰⁾ を参考とし、本線や重量物の圧力を受ける場所における最低土被りの 1.0 m とした。

また、名古屋市上下水道局の標準構造図（下水道編）¹¹⁾ を参考に埋設管を設置する際の掘削幅は 800 mm、掘削面底部から埋設管下端部までとなる基底部の厚さは 100 mm とした。従って、埋戻し材の範囲は埋設管下端から 100 mm 下方（基底部下端）から埋設管上端から 800 mm 上方までであり、埋設管を含めて約 1,100 mm となる。埋戻し材は粒形がやや小さい CRT 0-5、および愛知県内の施工現場で実際に埋戻し材として使用されている改良土（図-1、表-2）を用いた。ここで、改良土とは本試験を行った愛知県内の様々な施工現場で発生した軟弱で高含水比の現地発生土を場外搬出、集積した後、消石灰を用いて混合・改良することで再転圧、再利用を可能とした試料である。改良土の設計 CBR は 32.7% であり、締固め度が同様でも CRT 0-5 に比べるとやや小さいことが分かる。埋戻し材の上部となる下層路盤には再生砕石（RC-40）、上層路盤には再生密粒度アスファルトを使用した。石灰改良土、および CRT 0-5 は油圧バイブロコンパクターを用いて同様の方法で締固められたが、表-4 に示すように両者の締固め度はそれぞれ 84.2%、91.8% であり、改良土の方が若干低い結果となった。これは、CRT 0-5 は細粒分が少ない上に非塑性であるため締固めが容易であったのに対し、改良土は細粒分が多い上に非塑性ではないため CRT 0-5 のように締固めが容易ではなかったためだと考えられる。

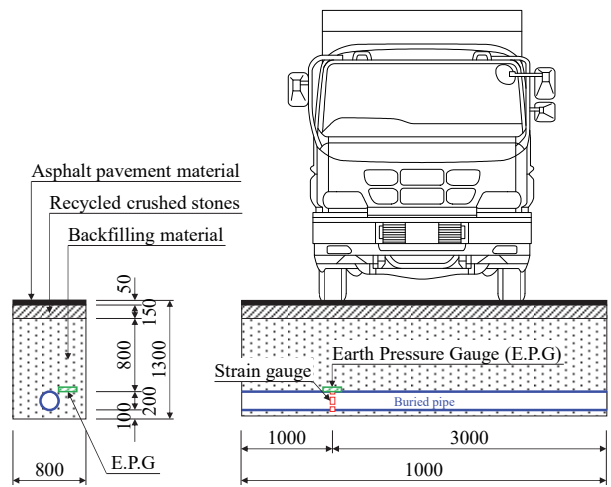


図-10 埋設管耐久試験の概要図（実物大現場試験）

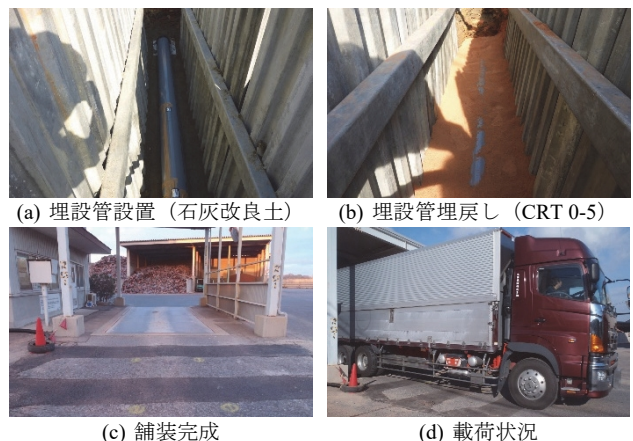


図-11 埋設管耐久試験の試験状況（実物大現場試験）

表-4 埋設管耐久試験の地盤条件 (実物大現場試験)

試料	締固め度 D_c (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
改良土	84.2	1.983	1.675
CRT 0-5	91.8	1.544	1.527

本試験は概ね 10 年が経過しているが、これまでに通行車両がない日数を除いた有効日数は 2,581 日、1 日当りの車両台数は約 63 台、1 日当りの車両総重量は約 7.6 MN、これまでの累積車両台数は 161,404 台、累積車両総重量は約 19,522 MN となる。ここで、降雨などに因らず地下水位は管底から約 2 m 低い位置にあり、概ね一定である。また、地中温度は季節変動により周期的な変動があるが、両者の差は最大でも 1°C 以下であることが確認されている。そのため、地下水位や地中温度の差が計測結果に与える影響は極わずかであり、埋戻し材の特性による違いのみが影響を与えるため、両者は直接比較できると考えられる。

図-12 に埋戻し直前を初期値とした埋設管の上部、下部、左部、右部における曲げ応力度を示す。全箇所において、埋立て直後の曲げ応力度は埋戻し材に因らず概ね同様であり 4 kPa 前後となっているが、改良土で埋戻した埋設管の左側のみ 0.5 kPa 以下であり、非常に低くなっている。これは、ひずみゲージの接着不良が原因だと考えられる。また、全ての箇所の曲げ応力度が周期的に変動しているが、これは地中温度の季節変動に伴う埋設管の熱膨張が原因であり、前述の通り両者は直接比較することができる。

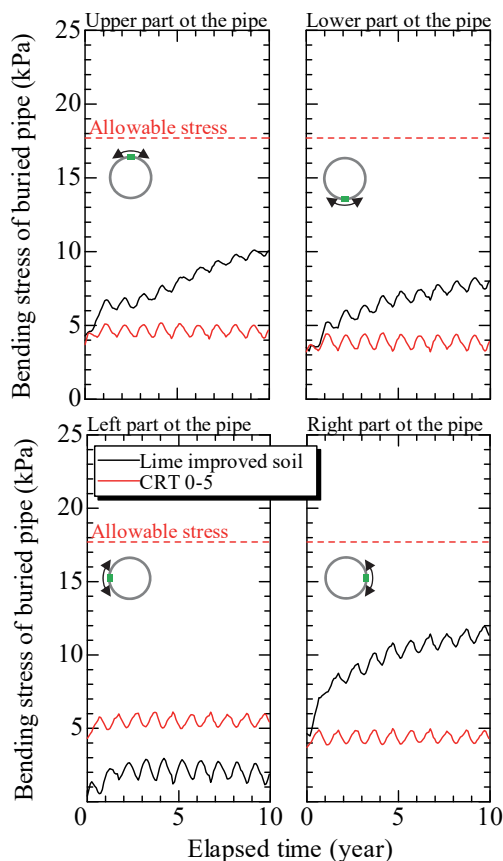


図-12 埋設管の曲げ応力度 (実物大現場試験)

改良土で埋戻した埋設管は、上から潰されるように変形が進行し、正確な計測が行われている上部、下部、右側において曲げ応力度が段々許容応力度に近づいていることが分かる。一方、CRT 0-5 で埋戻した埋設管は地中温度に伴う周期的な変動のみであり、毎年ほぼ同じ挙動を示している。従って、交通荷重を継続して載荷させた 10 年間で破砕瓦により埋戻した埋設管はほとんど変形が進行せず、埋設物の長寿命化において明確な優位性が確認できた。

6. まとめ

本研究では、破砕瓦の水平土圧や支持力特性を検討し、裏込め材や埋戻し材、埋設管の埋戻し材としての適用性について検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 破砕瓦には構造物に作用する水平土圧の低減効果や高い支持力が期待できるため、構造物背面の裏込め材や裏埋め材として有用である。また、
- 2) 破砕瓦に繊維補強材を敷設することにより、無補強でも高い地盤支持力はさらに増大する。
- 3) 破砕瓦で埋戻した埋設管は長期的に変形が抑制され、破砕瓦は埋戻し材としても有用である。
- 4) 軽量性や摩擦性、排水性が高い破砕瓦は構造物の長期安定性、長寿命化に貢献できる。

参考文献

- 1) 国土交通省中部地方整備局：破砕瓦の利活用技術資料，2017.
- 2) 愛知県陶器瓦工業組合：瓦の生産過程で発生する規格外瓦の有効利用に関する調査研究報告書，2009.
- 3) 森河由紀弘，吉田亮，吉澤千秋，前田健一，須藤達也，佐藤智範：転炉スラグの地盤改良材としての検討，土木学会論文集 C, Vol. 77, No. 2, pp. 159-171, 2021.
- 4) 楊俊傑，落合英俊，林重徳：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 499/III-28, pp. 117-126, 1994.
- 5) 楊俊傑，落合英俊，林重徳：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力評価に関する研究，土木学会論文集，No. 505/III-29, pp. 123-132, 1994.
- 6) Nakai, T., Shahin, H. M., Watanabe, A. and Yonaha, S.: Reinforcing mechanism of geosynthetics on bearing capacity problems – model tests and numerical simulations, Proc. of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Alexandria, Egypt, October, pp. 917-920, 2009.
- 7) Nakai, T., Shahin, H. M., Morikawa, Y., Masuda, S. and Mio, S.: Effect of reinforcement on bearing capacity of foundations, Geotechnical Special Publication of American Society of Civil Engineers (ASCE) on Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering, June, Vol. 240, pp. 482-490, 2014.
- 8) 森河由紀弘，鈴木僚，増田彩希，H. M. Shahin，中井照夫：端部固定型ジオシンセティックスを用いた支持力の補強効果，地盤工学ジャーナル，Vol. 12, No. 2, pp. 277-287, 2017.
- 9) 日本下水道協会：下水道施設計画・設計指針と解説 前編，306p, 2019.
- 10) 名古屋市上下水道局：工事共通仕様書（機械設備工事編），28p, 2014.
- 11) 名古屋市上下水道局：標準構造図（下水道編），S-1-3-1p, 2013.

有機フッ素化合物（PFAS）汚染土壌・地下水の処理方法に関する研究

日野良太¹，鎌田明秀¹，西川直仁¹

1 株式会社大林組・エンジニアリング本部

概 要

PFAS で汚染された土壌・地下水に対して、PFAS の特性を考慮して開発した処理技術として、不溶化処理と原位置土壌洗浄、化学処理の技術を検討した。ここで、PFAS の地盤内における特性把握が重要であり、①PFAS の多くが土壌から地下水に移行しやすい。②アルカリ条件下にすることで土壌から PFAS を剥離することが考えられる。これらの特性から、不溶化処理では、カルシウム系資材と固化材、粉末活性炭を併用することで、99%の不溶化効果を確認した。原位置土壌洗浄では、砂質系の地盤に対して 5～10 倍量の水を交換することで土壌と地下水のいずれも浄化が可能であった。最後に化学処理では、酸化剤（SPS）とアルカリ資材を併用することで SPS 単独よりも 35%程度の浄化促進効果があることを確認した。

キーワード：PFAS，汚染土壌・地下水，不溶化処理，原位置土壌洗浄，化学処理

1. はじめに

有機フッ素化合物（以下、PFAS）は、撥水・撥油性、熱・化学的安定性等の物性を示すことから、金属メッキ処理剤、水成膜泡消火剤および調理器具コーティング剤等の幅広い用途で使用されている。PFAS に明確な定義はないが、およそ数千種類の物質が特定されており、その管理の在り方について国際的に議論されている。

PFAS の中でもペルフルオロオクタンスルホン酸（以下、PFOS）およびペルフルオロオクタン酸（以下、PFOA）については、過去に幅広く使用されてきたが、有害性や高い環境残留性等をふまえて、残留性有機汚染物質に関するストックホルム条約（POPs 条約）の対象物質として国際的に製造および使用や排出が制限されている。PFOS と PFOA の直鎖型イオンの構造式を図-1 に示す¹⁾。いずれの物質も炭素とフッ素が直鎖型で多数結合しており、末端がスルホン酸かオクタン酸の構造となっている。

環境中の PFOS および PFOA については、2020 年度に水道法の水質管理目標設定項目に位置付けられ、水環境に関する指針値（暫定）（50ng/L）が設定された。環境省が実施した 2020 年度の有機フッ素化合物全国存在状況把握調査²⁾では、調査を実施した 143 地点のうち、21 地点で指

針値（暫定）を超過する値が検出され、PFOS および PFOA が環境中に広く存在することが確認された。一方、都道府県等も地域の実情に応じて調査を実施している。

PFOS および PFOA 汚染土壌・地下水の処理事例としては、スラリー化した掘削土壌に対して資材を混合することによる泡沫連行および吸着に伴う洗浄処理がある³⁾。また、原位置処理として酸化剤を注入した後に地盤内を加熱することで酸化剤の効果を促進する技術もある⁴⁾。その他にキャビテーションによる処理⁵⁾、活性炭による地下水の処理などが挙げられる⁶⁾。

著者らは、PFAS のうち、主に PFOS と PFOA による汚染土壌・地下水の処理技術を検討してきた。また、一部の技術については、要検討項目に追加されたペルフルオロヘキサンスルホン酸（以下、PFHxS）を対象として検討を進めている。検討した技術は、より低コストな方法を目指し、汚染土壌・地下水のいずれに対しても適用できるように、PFAS の特性を考慮しながら検討した。

ここで、PFAS の地盤内における以下の特性を考慮した上で処理技術の開発を進めた。

①PFAS の多くが土壌から地下水に移行しやすいという特性⁷⁾を有する。

②PFAS で汚染された土壌の含有量を測定する際に、アル

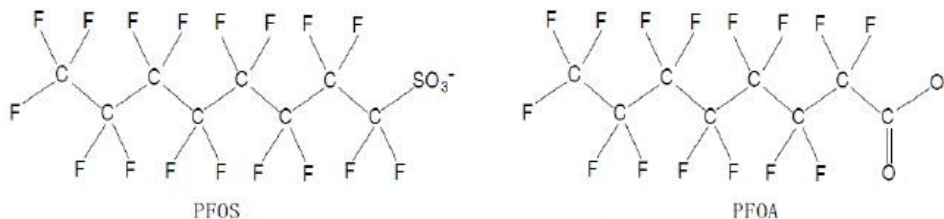


図-1 PFOS と PFOA の構造式（直鎖型イオン）¹⁾

カリ条件下にすることで土壌から PFAS が剥離する⁸⁾。

本研究では、①に対して、汚染拡散防止対策である不溶化処理と地下水の流れを促進して土壌に吸着した PFAS を地下水へ移行・回収することで地盤を浄化する原位置土壌洗浄⁹⁾に対して適用可能性を検討した。また、②に対して、酸化剤とアルカリ資材を同時に添加し、アルカリ環境下で土壌から剥離した PFAS を液相中に移行させ、酸化剤で分解する化学処理について検討した。本稿では、各処理技術に関して模擬汚染土壌を用いた室内試験結果を報告する。

2. 開発技術の概要

2.1 不溶化処理

汚染物質の不溶化処理は、掘削した汚染土壌を不溶化する現地不溶化処理と汚染土壌を掘削せずに不溶化する原位置不溶化処理(図-2)がある¹⁰⁾。前者は掘削土壌に対して不溶化資材を混合した後に埋め戻しもしくは場外へ搬出する方法である。後者は、地盤内の汚染土壌と不溶化資材を建設重機によって混合攪拌¹¹⁾するか井戸や裸孔等から不溶化薬剤を浸透させるものである¹²⁾。

本研究では、実際の汚染サイトにおける不溶化処理施工中の重機作業および処理後の掘削・積込などのトラフィカビリティ確保を考慮した。そこで、不溶化および固化の両方の効果を有する資材を選定することとし、過去の事例もふまえて、難溶性のフッ化カルシウムに形態変化させて固化することによって不溶化処理を行う事例¹³⁾を参考として処理効果を高めるために吸着材として粉末活性炭を併用した場合の不溶化処理技術を開発した。

2.2 原位置土壌洗浄

原位置土壌洗浄は、注入井戸と揚水井戸をそれぞれ設置し、注入井戸から清水などを注入することで地盤内の地下水の流速を強制的に大きくする。地下水流れによって PFAS で汚染された土壌から PFAS を地下水へ移行することで、汚染された地下水を揚水井戸によって回収する技術である。

本技術は、土壌を掘削せずに稼働中の事業所等でも適用できるという長所があり、すでに汚染されているサイトにおいて濃度低減や敷地外への拡散防止に対しても適用可能である。類似した技術として現地で設置したプラントで掘削した土壌を水などで洗浄するものがある¹⁴⁾。当該技術は、一度に大量の土壌を処理できることに利点がある一方で、プラント設置のために広大なサイトが必要となる。

本研究では、砂質系の土壌が多くを占めている場合において、清水のみを注入することによる原位置土壌洗浄に伴う土壌・地下水の浄化効果を確認した。

2.3 化学処理

化学処理は、地盤に井戸を設置して薬剤を注入する原位置処理と掘削土壌に薬剤を混合する現地処理がある。ここで、化学処理の留意点として、土壌の pH 変化が挙げられ

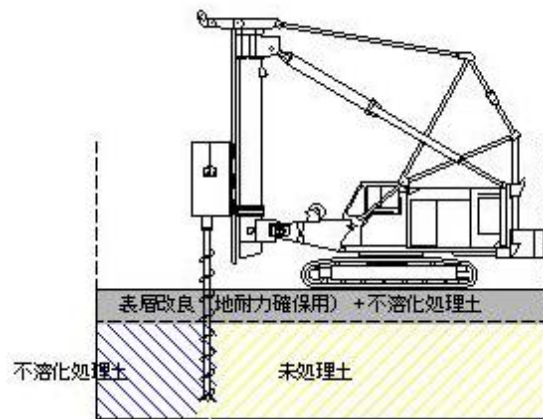


図-2 原位置不溶化処理 施工イメージ図

る。土壌の pH が変化した場合、PFAS の溶出挙動が異なると言われている⁸⁾。例えば、酸性域においては、土壌から PFAS が溶出する土壌溶出量の低減は確認されるが、土壌に含まれた PFAS の土壌含有量が低減していないことが挙げられる。そのため、地盤中の pH が変化することで土壌から再溶出する可能性もあるため、土壌溶出量だけでなく、土壌含有量の低下に伴う PFAS の浄化を確認する必要があった。なお、既往技術⁹⁾において、土壌に吸着した PFAS は、加温によって剥離しやすいという事例もある。

本研究では、地盤中をアルカリ環境にすることで土壌から PFAS を液相に移行させた上で、同時に添加した酸化剤によって液相の PFAS を浄化する技術を開発した。

3. 試験方法

3.1 模擬汚染土壌の作製

模擬汚染土壌は、所定量の土壌と PFAS の試薬を用いて作製した。模擬汚染土壌は、土壌と所定濃度(合計 300,000ng/L, PFOS/PFOA/ PFHxS : 各 100,000ng/L)の溶液を振とうすることで作製した。ここで、検討技術によって振とう方法を変更した。不溶化処理に対しては、液固比 10 の条件において、環告 18 号の条件で 24 時間振とうした。一方、化学処理と原位置土壌洗浄に対しては、液固比 2 の条件において、92rpm において 4~5cm の水平振とうで 5 分間として、振とう後は 7 日間静置した。その作業を 3 回実施し、合計 28 日間養生した。振とうした後は、遠心分離 (1,000G, 5 分間) を行い、土壌と溶液を分離し、分離土壌を模擬汚染土壌とした。土壌は、市販の真砂土(香川県産)もしくは現地で採取した土壌を 2 mm 未満に篩分けした。試薬は、WAKO 製の純度 95%を使用した。

3.2 不溶化処理

不溶化処理は、各種資材を混合および一定期間の養生を行った。資材は、カルシウム成分として消石灰、固化材およびカルシウム成分として高炉セメント B 種もしくは半水石膏、吸着材として石炭殻を原料とした粉末活性炭を使用した。固化材に関しては、中性域での処理が望まれる場

合の対応として半水石膏を使用した。ここで、土壌と資材を均一に混合するために、混合資材に水を加えることでスラリー化させた。水の添加量は、施工時にスラリー状態を維持できる条件を想定して決定した。

試験ケースを表-1 に示す。模擬汚染土壌 20g に対して所定のスラリー資材を混合し、屋内で 7 日間養生した後に土壌の不溶化処理の効果を確認した。

強度発現試験は、不溶化処理と同様に 2mm 未満の真砂土および資材を使用した。ここで、強度発現の試料土は、2 つの条件 (飽和条件, 不飽和条件) を想定して実施した。飽和条件は、地下水位以深をイメージして、試料土を水槽内で養生した。一方、不飽和条件は、地下水位浅をイメージして、試料土を室内で養生する。7 日間の養生後に、一軸圧縮強度を測定することで強度発現を確認した。

3.3 原位置土壌洗浄

原位置土壌洗浄は、カラム試験で適用可能性を確認した。カラム試験は、既往検討⁹⁾と同様の方法とした。試験イメージを図-3 に示す。直径 5cm のアクリルカラムに、高さが 5cm となるように汚染土壌もしくは非汚染土壌のいずれかを充填した。非汚染土壌は、真砂土および現地土をイオン交換水のみで振とうした試料である。充填土量は、表-2 の湿潤密度から決定し、試料水を採取する頻度 (PV) は、カラム内の間隙水の交換量とした。

試験では、対象とするカラム内の間隙水を汚染させるために模擬汚染地下水 (各物質 1,000ng/L) をカラム下部から浸透し、土壌の上部まで湛水して 3 日間静置した。その後、カラム下部から水道水を通水速度 0.001cm/sec で流した。カラムの上部から排出される浸出水を採取し、PV1~20 で PFAS を適時分析した。通水試験が終了した後に、カラムを解体して土壌の全量を用いて、土壌溶出量と土壌含有量を測定した。

3.4 化学処理

化学処理は、模擬汚染土壌に酸化剤およびアルカリ資材を混合し、一定期間の養生を行った。また、既往検討⁹⁾と同様に、土壌の温度を上昇させることによる土壌溶出量の変化についても検討した。温度は、20℃, 40℃, 70℃として、恒温設備 (ウォーターバス) により土壌の昇温を行った。使用した資材は、酸化剤に過硫酸ナトリウム (SPS), アルカリ資材に生石灰と消石灰を使用した。試験は、表-3 の模擬汚染土壌 (乾土) 60g に対して水を 27mL, 20%溶液の SPS を 9mL, 生石灰か消石灰を 9.6g で土壌に添加した。ここで、生石灰に関しては、水との水和熱によって土壌が昇温する。そこで、事前検討において添加量に応じた水和熱による土中温度の変化 (70℃) が 30 分程度継続することを確認したため、資材の混合期間および恒温の期間 (30 分) は、試料体を恒温設備内で養生した。その後は、室内で 2 週間養生した後に採取および土壌溶出量と土壌含有量の分析を行った。

表-1 不溶化処理の試験ケース

凡例名	消石灰	高純セメントB種	半水石膏	粉末活性炭	イオン交換水
	g				
BL	—	—	—	—	—
①	0.6	—	—	—	6
②	—	2.8	—	—	6
③	1.2	2.8	—	—	6
④	2.4	5.6	—	—	8
⑤	0.6	2.8	—	—	6
⑥	0.6	2.8	—	0.01	6
⑦	0.6	2.8	—	0.05	6
⑧	0.6	—	5.6	0.05	6.2
⑨	0.6	—	2.8	0.05	3.4

表中太枠：強度発現試験の実施ケース

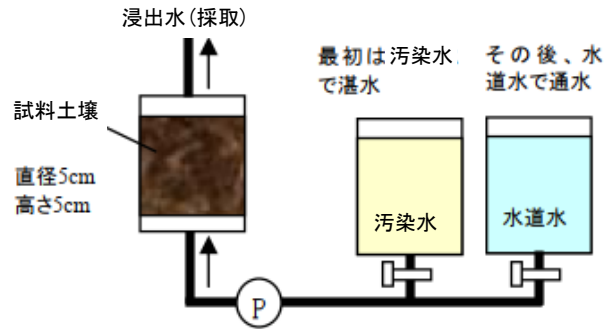


図-3 原位置土壌洗浄の試験概要図

表-2 原位置土壌洗浄の試料土

項目	単位	真砂土	現地土	
土の粒度分布	2~75mm	%	11.9	0.6
	0.075~2mm	%	70.5	95.1
	0.005~0.075mm	%	10.4	3.0
	0.005mm未満	%	7.2	1.3
分類	—	礫混じり粘性土質砂	分級された砂	
土粒子の密度	g/cm ³	2.73	2.72	
湿潤密度	g/cm ³	1.87	1.96	
間隙率	%	33.8	39.9	
土壌溶出量	PFOS	ng/L	240	270
	PFOA	ng/L	170	220
	PFHxS	ng/L	220	140
土壌含有量	PFOS	ng/kg	1,800	1,700
	PFOA	ng/kg	1,600	2,000
	PFHxS	ng/kg	1,400	1,600

表-3 化学処理の試験ケース

試験ケース	酸化剤		アルカリ資材		温度 ℃
	種類	添加量 g	種類	添加量 g	
BL	—	—	—	—	20
①	—	—	—	—	40
②	—	—	—	—	70
③	SPS(20%)	9	—	—	20
④	SPS(20%)	9	生石灰	9.6	70
⑤	SPS(20%)	9	消石灰	9.6	20

3.5 分析方法

不溶化処理の土壤溶出量および原位置土壤洗浄の浸出水に対するPFOS/PFOAの分析方法は、令和2年環水大発第2005281号および環水大発第2005282号の付表1(LC/MS/MS法)を適用した。一方、原位置土壤洗浄と化学処理の土壤溶出量および土壤含有量は、環境省が示した土壤中のPFOS, PFOA及びPFHxSに係る暫定測定方法(溶出量試験, 含有量試験)⁸⁾を適用した。

4. 試験結果と考察

4.1 不溶化処理

図-4と図-5に試験ケース毎の土壤溶出量およびBLに対する抑制率の結果を示す。消石灰単独(ケース①)と高炉セメントB種単独(ケース②)は、BLに対してPFOSが16%もしくは53%, PFOAが18%の抑制率となった。一方、消石灰と高炉セメントB種を混合したケース③~⑤においては、BLに対してPFOSが64%, PFOAが23~32%の抑制率となった。ここで、消石灰と高炉セメントB種に粉末活性炭を併用したケース⑥と⑦においては、粉末活性炭の混合率に応じて抑制率も高くなり、粉末活性炭の混合率が土量比の0.02%のケース⑥でもBLに対してPFOSが93%, PFOAが90%の抑制率となった。粉末活性炭の混合率が土量比の0.5%のケース⑦においては、BLに対してPFOSとPFOAのいずれも99.9%の抑制率となった。以上のことより、粉末活性炭を少量混合することで、大幅な濃度低減を確認できた。

さらに、中性域の資材として半水石膏を用いた場合(ケース⑧, ⑨)でも、同量の粉末活性炭を混合したケース⑦と同程度の不溶化効果を確認できた。また、処理土壤のpH(土壤環境分析法)は、ケース⑤が12.4, ケース⑨が7.8であった。

高炉セメントB種または半水石膏を混合することによる固化作用については、ケース⑤の不飽和条件で2,306kN/m², 飽和条件で1,326kN/m², ケース⑨の不飽和条件で165kN/m², 飽和条件で205kN/m²となった。半水石膏の混合ケースにおいては、高炉セメントB種を混合したケースに劣るものの、いずれのケースにおいても建設重機の作業地盤としては十分な強度を確保できることが確認された。

4.2 原位置土壤洗浄

原位置土壤洗浄の試験結果を図-6から図-11に示す。ここで、図-6と図-7は、非汚染土壤を用いた浸出水濃度の結果であり、図-8と図-9は、汚染土壤を用いた浸出水濃度の結果である。図-10と図-11は、汚染土壤の処理前後の土壤含有量の結果である。ここで、図中の0ng/L (ng/kg)は、定量下限値100ng/L (ng/kg)未満を示している。

浸出水濃度の結果では、真砂土と現地土のいずれにおいてもPV10の通水量で大部分のPFASがカラム内から除去されている。これは、汚染土壤の試験ケースでも同様の結

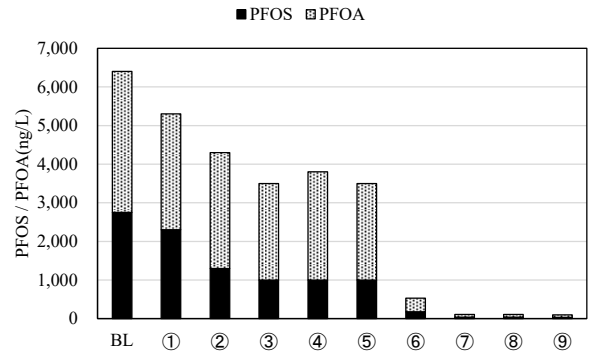


図-4 濃度変化 不溶化処理

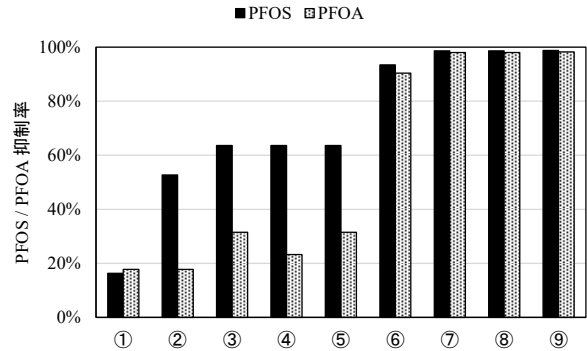


図-5 抑制率 (BL に対しての比率) 不溶化処理

果になっていることから、土壤に吸着したPFASも液相へ移行することが示された。また、土壤含有量においても処理前後を比較するとPFASが土壤から液相に移行することを確認できた。

そのため、本試験で用いた砂質系の土壤では、原位置土壤洗浄で土壤の間隙水に溶解および土壤に吸着しているPFASを浄化できることが示唆された。

4.3 化学処理

化学処理の試験結果を図-12と図-13に示す。図-12は、土壤溶出量の結果であり、図-13は土壤含有量の結果である。化学処理に関しては、PFOSのみの試験結果を示す。PFOAに関しては、本処理方法で土壤含有量の低下が確認されなかった。PFOSの土壤溶出量は、20℃で630ng/L (BL), 40℃で840ng/L (ケース①), 70℃で1,100ng/L (ケース②)となり、既往検討⁹⁾と同様に昇温に伴い増加する傾向となった。そのため、昇温によって土壤からPFOSが剥離する可能性が示された。

ここで、酸化剤を添加することによる浄化効果を確認する。PFOSの土壤溶出量は、BLの630ng/LがSPSを混合することで200ng/Lまで低下し、SPSと生石灰もしくは消石灰を混合することで100ng/L程度まで低下することを確認した。一方、土壤含有量に関しては、BLの11,000ng/kgがSPSを混合した場合でも10,540ng/kgと濃度低下が微小であった。一方、SPSと生石灰を混合することで7,800ng/kg, SPSと消石灰を混合することで7,000ng/kgまで低下することを確認した。なお、生石灰の水和熱による昇温に伴う浄化の促進に関しては、今回試験で確認されず、消石灰と同

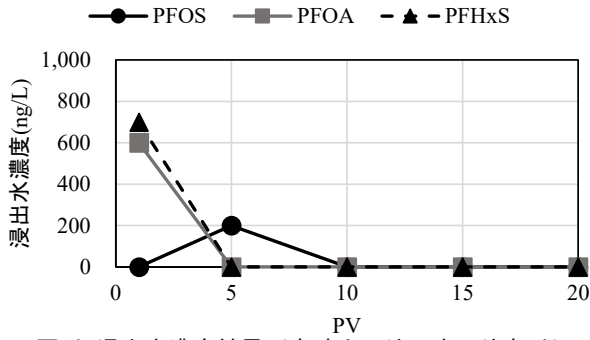


図-6 浸出水濃度結果 (真砂土, 地下水汚染あり)

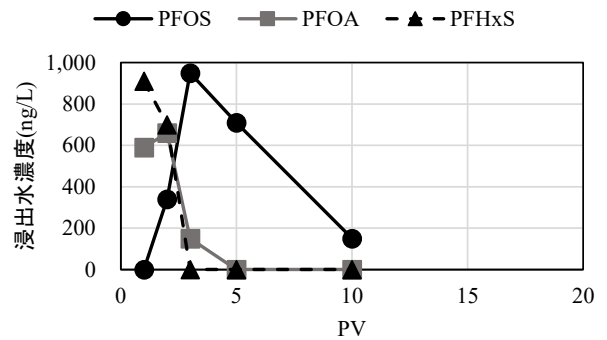


図-7 浸出水濃度結果 (現地土, 地下水汚染あり)

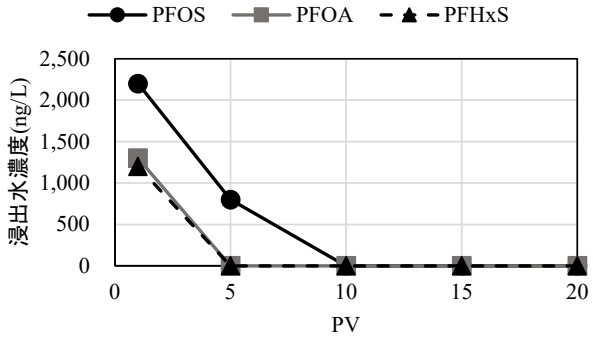


図-8 浸出水濃度結果 (真砂土, 土壌・地下水汚染あり)

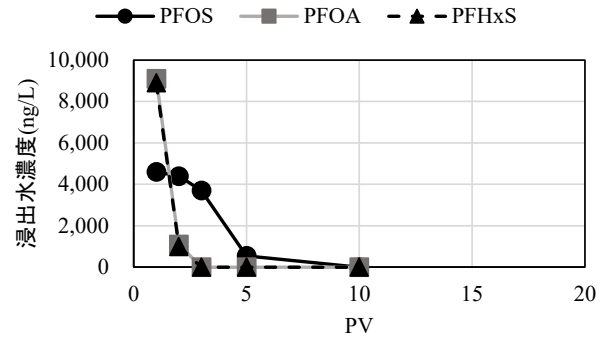


図-9 浸出水濃度結果 (現地土, 土壌・地下水汚染あり)

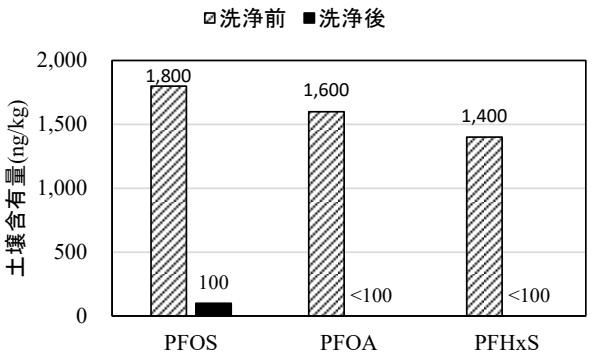


図-10 土壌含有量結果 (真砂土, 土壌・地下水汚染あり)

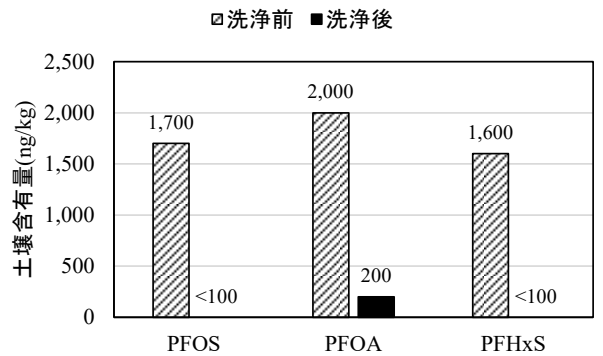


図-11 土壌含有量 (現地土, 土壌・地下水汚染あり)

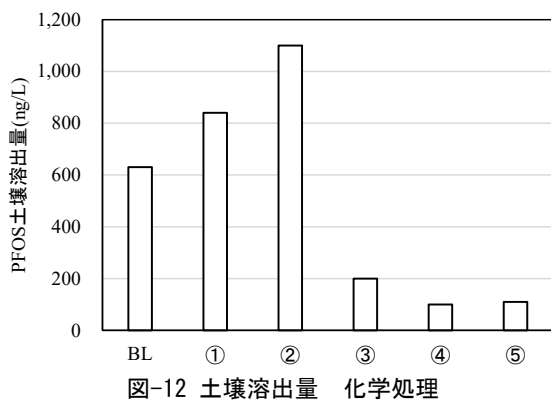


図-12 土壌溶出量 化学処理

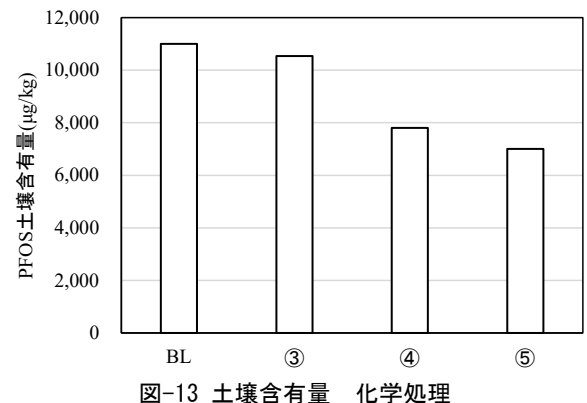


図-13 土壌含有量 化学処理

様にアルカリ環境下での浄化効果の向上となった。

本技術は、第1章の②に記載した通り、アルカリ環境下で土壌からPFOSが液相へ剥離することに伴い、土壌含有量が低下したと考えられる。一方、SPSのみの混合においては、酸化環境下において、分析時に土壌からのPFOS溶出率が低減するため土壌溶出量が低い値となり、土壌からPFOSが溶出しなかったため土壌含有量が低下しない原因と考えられる。

5. まとめ

本稿では、PFASで汚染された土壌・地下水に対して、PFASの特性を考慮して開発した処理技術として、不溶化処理と原位置土壌洗浄、化学処理を記載した。PFASの特性は、①PFASの多くが土壌から地下水に移行しやすいという特性を有する。②PFASで汚染された土壌の含有量を測定する際に、アルカリ環境下にする事で土壌から

PFASを剥離する⁸⁾。という2点が重要と考えた。

不溶化処理に関しては、カルシウム系資材の消石灰と固化材の高炉セメントB種もしくは半水石膏に加えて、吸着材として粉末活性炭を微量混合することによって、建設重機の作業地盤としての強度を得ながらPFOS/PFOAともに土壌溶出量を99%抑制することができた。また、半水石膏によって、中性域での処理が可能になることを確認した。

原位置土壌洗浄に関しては、砂質系の地盤を想定した処理を検討した。その結果、土壌と地下水のいずれも汚染されている場合においても、通水速度を大きくした試験によってPV5~10において土壌と地下水のいずれも浄化可能であることを確認した。つまり、当該範囲に存在する地下水を5~10倍量の水で交換することによって浄化が可能ということである。なお、試験で採用した通水速度は、環境省が想定している地下水実流速(23m/年)¹⁵⁾の約10倍程度である。

化学処理に関しては、アルカリ環境下において酸化剤(SPS)を添加することによる浄化方法を検討した。その結果、SPSのみでは土壌溶出量が低下する一方で土壌含有量が低下しない結果となった。その対応として、土壌からPFASを剥離するためにアルカリ資材として生石灰か消石灰を混合することによって、土壌溶出量と土壌含有量の両方が低減可能であるという結果になった。土壌含有量では、SPSのみの混合において4%程度の低減率だったが、消石灰を混合することで40%程度の低減率となった。

以上のことから、PFAS汚染土壌に対して、処理技術の開発と適用可能性を確認した。しかしながら、浄化効率の向上や処理土壌の長期安定性¹⁶⁾、異なる土質の適用可能性などの課題は残っていると考える。そこで、今後も効率的な浄化方法の開発および検討を進め、実サイトにおける実証試験なども実施したいと考えている。

参考文献

- 1) 環境省：中央環境審議会水環境部会環境基準健康項目専門委員会(第13回)資料7-2, 2010年9月24日, <https://www.env.go.jp/council/09water/y095-13b.html>.
- 2) 環境省：令和2年度有機フッ素化合物全国存在状況把握調査の結果について, 2021年6月22日報道発表資料, <https://www.env.go.jp/press/109708.html>.
- 3) 青木陽土, 稲田ゆかり, 隅倉光博, 加藤雄大, 倉部美彩子, 小島

啓輔：土壌洗浄・分級による有機フッ素化合物(PFOS/PFOA)の浄化検討, 第27回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.294-299, 2022.

- 4) 佐藤徹朗, 瀬野光太, 窪田成紀, 中島誠：PFOS/PFOAを対象とした電気発熱法ハイブリッドによる原位置土壌・地下水浄化技術の開発, 第26回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.178-181, 2021.
- 5) 大山将, 松生隆司, 大坪修平, 宇川岳史：環境水中に含まれるPFOS/PFOAのキャピテーション技術による分解処理に関する基礎的検討, 第27回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.300-305, 2022.
- 6) 中島誠, 瀬野光太, 佐藤徹朗, 平裕貴, 西村章, 西村聡：粉末活性炭添着ブリーツフィルターを用いたPFOA/PFOS汚染地下水処理に関する検討, 第27回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.103-108, 2022.
- 7) 鶴岡佑樹, 大石雅也, 鈴木義彦, 松本直樹, 森一星, 潜在的規制物質の調査・対策スキームの検討部会：PFOS, PFOA及びPFHxSによる土壌・地下水汚染の調査・対策技術の現状, 第27回地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会, pp.1-6, 2022.
- 8) 環境省：「PFOS, PFOAに関するQ&A集」及び「PFASに関する今後の対応の方向性」等について, 2023年7月31日報道発表資料, https://www.env.go.jp/press/press_01977.html.
- 9) 三浦俊彦, 井出一貴, 久保博, 藤井研介, 西田憲司：ほう素汚染地盤への原位置洗浄処理の適用, 大林組技術研究所報, No.71, 24, 2007.
- 10) 地盤工学会：土壌・地下水汚染の調査・予測・対策, 地盤工学会, pp.168-177, 2003.
- 11) 上岡誠一, 粕谷衛：土壌に含有する6価クロムのセメント系固化材による原位置不溶化処理に関する基礎研究, 土木学会論文集, No.664, VII-17, pp.43-54, 2000.
- 12) 西田憲司, 三浦俊彦, 日笠山徹巳, 平井恭正, 土光政伸, 森田一太, 大澤誠司：微細な酸化鉄粒子の地盤注入による汚染拡散防止手法の実証試験, 土木学会第68回年次学術講演会, pp.145-146, 2013.
- 13) 福武健一, 三浦俊彦, 日野良太, 亀田健太郎, 日笠山徹巳：ふっ素汚染土壌に対する不溶化処理の事例, 土木学会第74回年次学術講演会, pp.VII-76, 2019.
- 14) 三浦俊彦, 山崎啓三, 高田尚哉, 武田厚, 守屋洋一, 日笠山徹巳：硬質粘土に含まれる砒素を対象とした鉄粉洗浄技術の開発, 大林組技術研究所報, No.80, 29, 2016.
- 15) 環境省：土壌汚染対策法ガイドライン第1編：土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン(改訂第3.1版) Appendix-1, 2022.
- 16) 日野良太, 三浦俊彦, 福武健一, 西田憲司, 森下智貴, 日笠山徹巳・江種伸之：水銀およびふっ素によって汚染された地盤の原位置不溶化に伴う長期安定性に関する評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.3, pp.563-571, 2020.

島尻層群泥岩の力学特性と評価及び中城湾周辺のモニタリングに関する研究

平井琉聖¹, 伊東孝², 渡嘉敷直彦², 藍壇オメル², 高村浩彰³, 岩田直樹⁴

- 1 琉球大学大学院理工学研究科社会基盤デザインプログラム
- 2 琉球大学工学部
- 3 西松建設株式会社
- 4 中電技術コンサルタント株式会社

概 要

島尻層群は、主として泥岩、砂岩、凝灰岩などから構成され、岩盤工学的な立場から、軟岩として分類される。特に、島尻層群泥岩および砂岩の力学特性は、含水比に大きく影響される。本研究では、断層を有する新里層に属する泥岩層から得られたボーリングコアを用いてさまざまな含水量での一軸圧縮試験及び圧裂引張試験を実施した。さらに、泥岩の地下水拡散特性とそれに関連する体積変化を実験的に確認し、泥岩層に数多く存在する既存亀裂と水の影響による強度劣化の関係について検証する。また、中城湾周辺の地すべり地区において雨量による材料定数の変化を考慮し、斜面のモニタリングを行った。

キーワード：島尻層、含水比、体積変化、強度劣化、地すべり

1. はじめに

琉球列島は日本列島の南西部に位置している。基盤の年代は新生代以前で、基盤岩はチャートと片岩で構成されている。これらの岩石の上に第三紀の砂岩、頁岩、石灰岩が重なり、さらにその上に第三紀の島尻層が続き、すべての層が第四紀の琉球石灰岩と完新世の堆積物で覆われている(図-1)。沖縄における地盤に関する問題は、主に島尻層と琉球石灰岩に関連している。特に、島尻層群泥岩地帯の地すべりは、主要な問題となっている。また、第二次世界大戦時の防空壕が数多く残っており、時折、陥没の原因となる。

これらは、含水率の変化に伴う湿潤と乾燥の繰り返しにより劣化することがよく知られている。また、時間依存の特性も持っている。泥岩の一軸圧縮強さは自然含水比では0.6-3.6MPaである。特に、新里層に属する若年泥岩は一軸圧縮強さが低く、与那原層に属する古い年代の泥岩は一軸圧縮強さが高い傾向がある。泥岩層は大気圧にさらされると、水を吸ったり吐いたりして体積膨張や収縮を起こす。このような水との相互作用が泥岩の劣化の原因となり、その物理・力学特性は含水比に影響される。

著者らは、新里層に属する泥岩層で小規模な正断層が存在するため、大深度廃棄物貯蔵施設建設時に地下水位変動による不安定性が問題となったプロジェクトに携わったことがある。そこで、水平ボーリングを実施し、そのコアで一軸圧縮試験や含水比を変化させた圧裂引張試験などを行った。実験では、含水率に応じた物理・力学特性の評

価を行った。さらに、泥岩の地下水拡散特性および体積変化についても実験的に検討した。実験では、いくつかの試料が既存の構造的弱点面に沿って破壊したことが確認された。島尻層の地すべりは一般に断層や層理面のような既存の不連続面を含むので、これらの弱面の物理・力学特性の検討を行った結果等について述べる。

地すべりは大雨や長雨の影響により間隙水圧が上昇することが原因で起こる。雨量によって含水比が変化することで材料定数も変化する。これらを考慮したうえで、雨がどの程度降るとどのくらい地盤が変動するか、実際の地すべり現場で斜面の動き方を検証する。

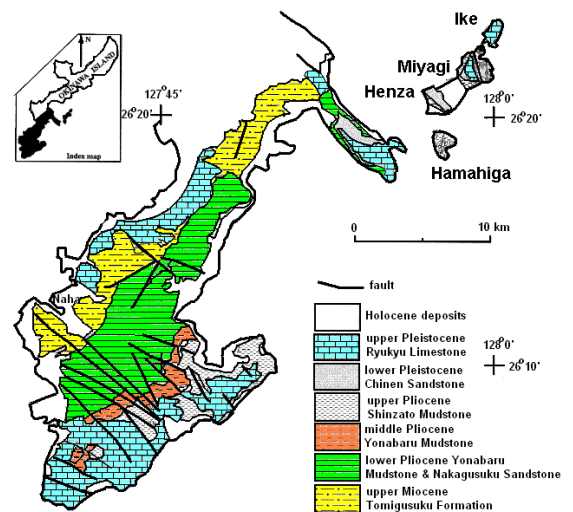


図-1 沖縄南部の地質分布



図-2 試験に用いたボーリングコアと供試体の状況

表-1 供試体の物理特性

Parameter	Range	Average
Saturated unit weight	19.97-20.35	20.22
Dry unit weight	15.11-16.08	15.76
Maximum water content	27.3-33.0	29.10

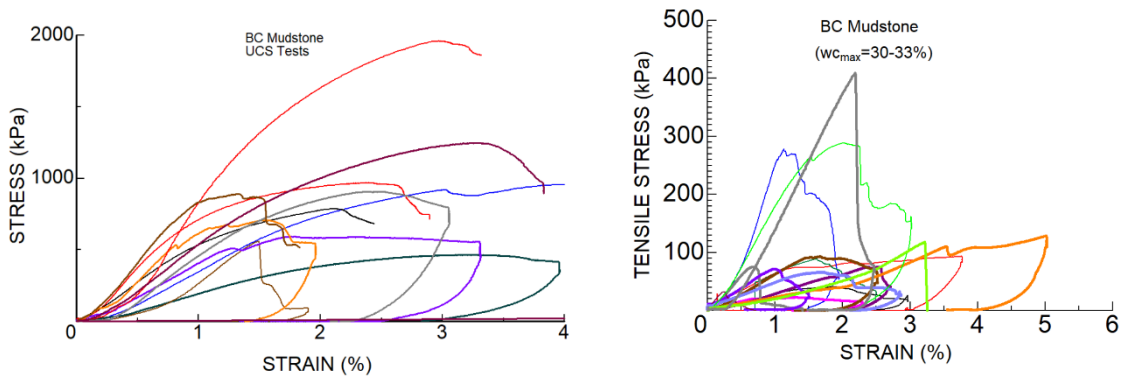


図-3 異なる含水状態の泥岩を用いた一軸圧縮試験および圧裂引張試験結果

2. 新里層に属する泥岩の実験

前述したように、本計画地の地質は新里層に属しており、沖縄本島南部に位置している（図-1 参照）。この地層は凝灰岩層を含み、最大 30m の断崖が観察されることから、この地層での深度掘削は安定的に行われると考えられている。しかし、深さ 14m の掘削を行ったところ、大雨の後に構造的に不安定になる問題が発生し、その原因について調査を実施した。この章では、その要因調査のために実施した実験データを紹介する。

(1) 試料調整

一軸圧縮試験および圧裂引張試験用の泥岩試料は、任意深度で 3 本の水平ボーリングコアから作製した。少なくとも、自然含水状態において 3 回の泥岩の実験を実施した。さらに、試料を濡れタオルで包むことで、含水率を高め、高含水状態での試験も実施した。図-2 はボーリングコア試料、実験用供試体、高含水状態供試体作製状況を示したものである。さらに一部の試料は自然乾燥させ、異なる含水率での一軸圧縮試験と圧裂引張試験を行った。表-1 に試験で用いた試料の物理特性を示す。

(2) 力学試験

含水比の異なる試料の一軸圧縮試験および圧裂引張試験における応力ひずみ関係を図-3 に示す。ここでは各曲線における含水比の具体的な数値は示されていないが、乾燥状態から完全飽和状態までのすべての応力ひずみ関係を示している。この詳細な結果は、次の章で議論する。ここで最も重要なことは、水を吸収または放出する岩石の応力-ひずみ関係が全く異なるということである。岩石の吸水および乾燥過程には体積変化が伴うことは藍檀¹⁾が以前に議論している。これらの体積変化は、吸水時の膨張と乾燥時の収縮を引き起こす可能性がある。

含水比の変化に関連した体積歪みの変化を測定するため

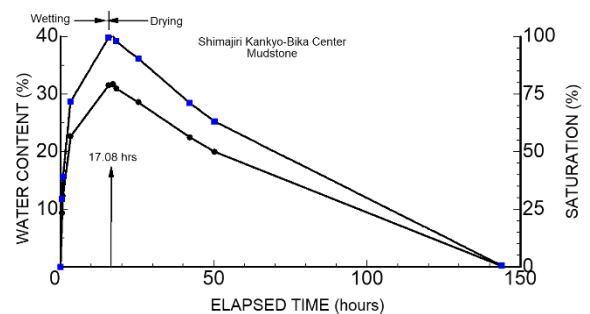


図-4 泥岩の吸水および乾燥状況

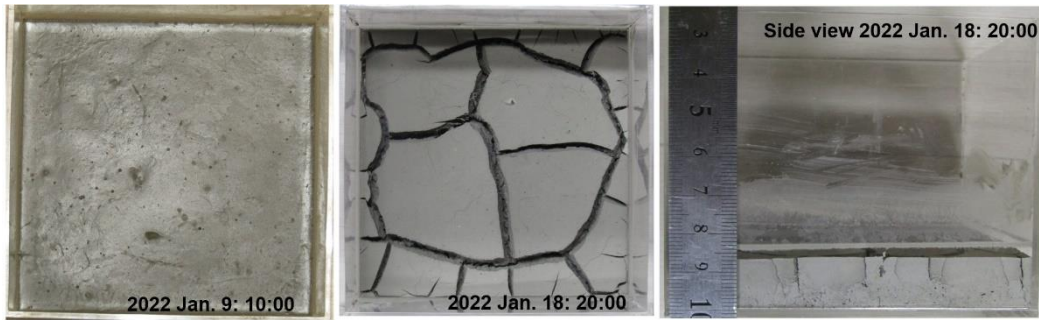


図-5 スラリー状の泥岩粉末の乾燥過程

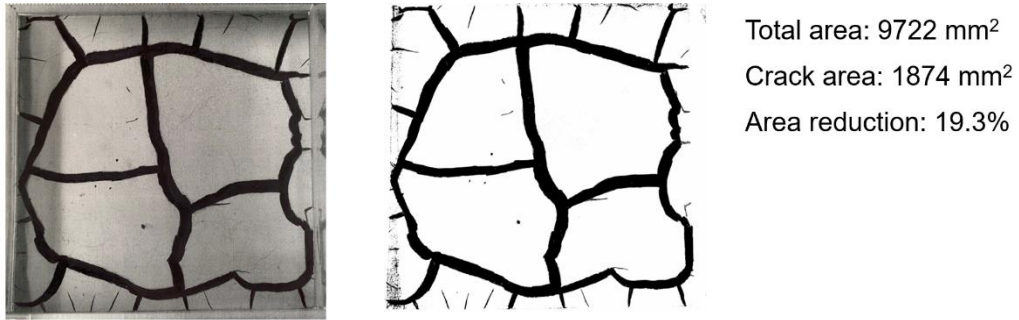


図-6 乾燥によって生じたクラックの画像解析

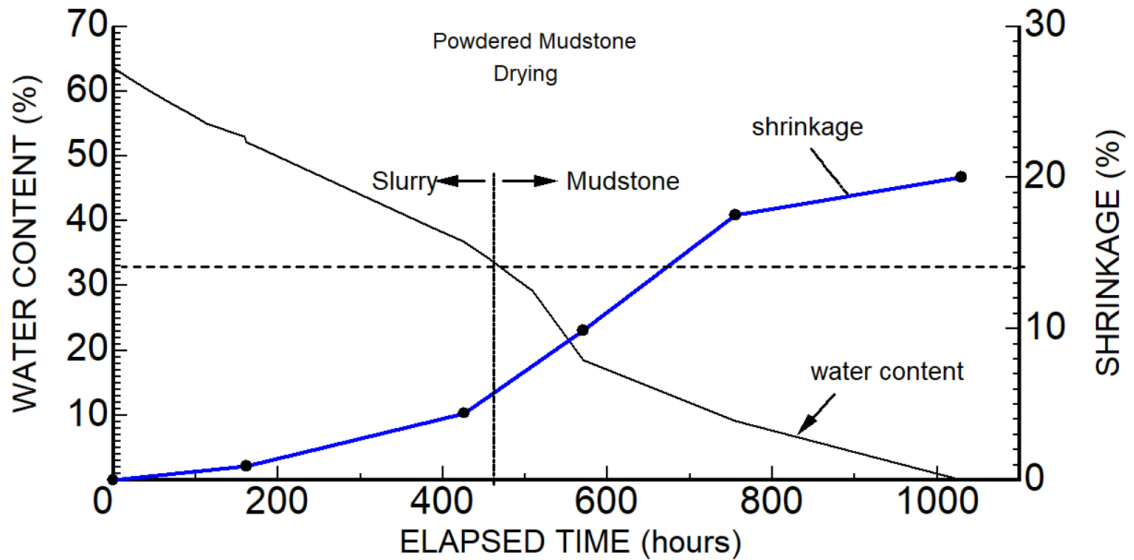


図-7 スラリー状の泥岩粉末の含水状態と体積収縮の関係

の最も簡単な方法の一つは、岩石試料を室内で乾燥させることである。図-4に泥岩試料の吸水・乾燥時の含水比および飽和度の変化の例を示す。図からわかるように、吸水は約17.08時間で、乾燥は約130時間である。つまり、乾燥に要する時間は吸収に要する時間の約7.6倍である。実際には、岩石への吸水は非常に短時間で終わることになる。岩石や不連続面の力学特性が水分増加に弱い場合、大雨が降るとすぐに不安定性の問題が発生することになる。

スラリー状の泥岩の粉末を98.6x98.6x80mmの大きさの容器に入れた乾燥過程の観察を行った。図-5は、乾燥中の試料の様子である。図からわかるように、ひび割れが発生し平面的にも垂直方向にも収縮した。垂直方向の収縮率は

約20%であった。割れた部分については、図-5の中央の画像を用いて画像解析を行った。

図-6はデジタル化した画像と、それを画像処理用に白黒画像に変換したものである。画像解析の結果、ひび割れの面積は1874mm²、総面積9722mm²に対する比率は19.3%となった。この値は側面画像から得られた垂直方向の収縮ひずみとも非常に近い値になっている。

含水比の変化と収縮率を同時に測定しながら、同じ実験を繰り返した。図-7は、試料表面の垂直方向の沈下量から計算された含水比の変化と収縮ひずみを示している。460時間後にスラリー状態から固体状態に変化し、試料表面にクラックが発生し始めた。収縮ひずみは、760時間まで

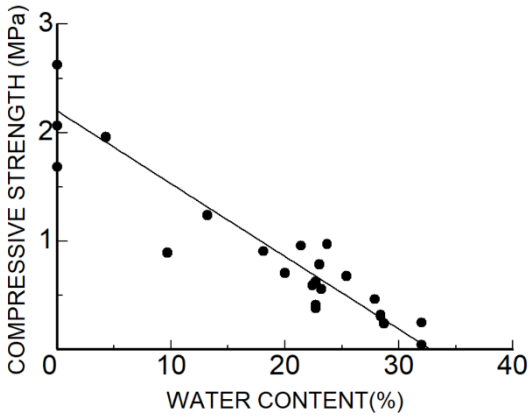


図-8 含水比と圧縮強度の関係

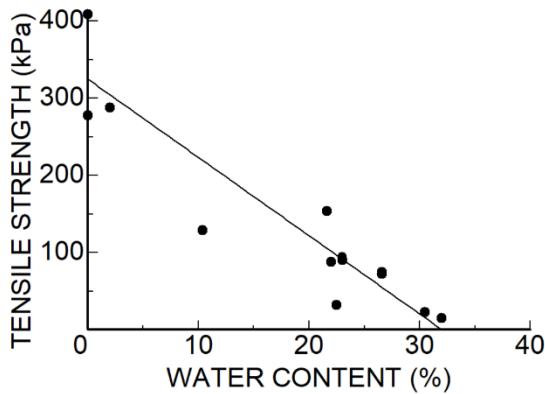


図-9 含水比と圧裂引張強度の関係

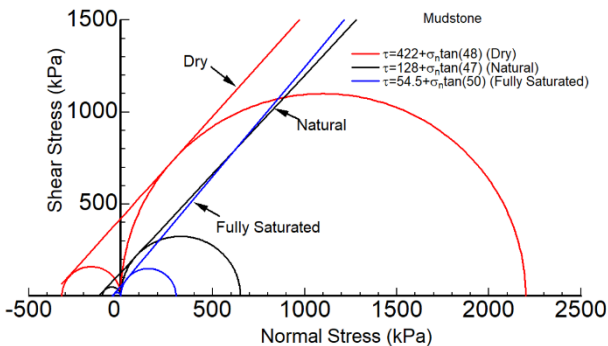


図-10 泥岩の降伏基準と含水比

ほぼ直線的に増加し、収縮率は 20%に漸近する傾向を示した。

3. 物理・力学特性に及ぼす含水比の影響

本節では、新里層に属する泥岩の物理・力学特性に及ぼす含水比の影響について考察する。図-8、図-9は、一軸圧縮強さ（UCS）と圧裂引張強度（BTS）の含水比に対する変化を示したものである。図からわかるように、一軸圧縮強さと圧裂引張強度は含水比の増加とともに減少している。

モール・クーロンの破壊規準を用い、今回実施した含水比を変化させた一軸圧縮試験および圧裂引張試験実験結果に適用すると、図-10に示すような結果が得られる。この図からわかるように、摩擦角はほぼ一定であるが、粘着力は含水比の増加とともに減少する。この実験結果は、吸水・乾燥の影響を受けやすい岩盤で構造物を掘削した場合に、降雨などによって安定性が失われることを示している。図-11(a)に見られるように、掘削斜面の不安定性は、既存の微小な正断層と関連していたことがわかる。これらの小断層の走向は、掘削孔の縦断面および横断面に平行であった。このため、掘削面の縦方向の3段において水平ボーリングを実施した。これらの小断層の傾斜角は約45度である。このため、ここから得られたコアに微小な弱面が存在する可能性が高い。一軸圧縮（図-11(b)）および圧裂引張試験（図-11(c)）の両実験において、一部の試料は予想通り弱面に沿って破壊した。

泥岩の弱面や小断層を対象とした摩擦実験をいくつか行った。その結果、摩擦角は30.4度から34.0度の範囲にあり、平均値は31.64度であることが分かった。弱面の摩擦角が平均値と等しいと仮定すると、自然含水状態および完全飽和状態では、粘着力はそれぞれ14.4 kPa および8.83 kPaとなる。

これらの結果をモール・クーロ式破壊規準で表したのが図-12である。ここからわかるように、岩盤全体の強度は弱面で大幅に低下することがわかる。また、この実験結果はなぜ深部掘削で不安定性が発生したかを裏付けるものである。

4. 中城湾周辺のモニタリング

(1) DInSARによる中城湾周辺解析

DInSARでの中城湾周辺の解析により、熱田地区、小橋川地区、奥間地区を地すべり危険性のある地域とした。これらの地域に「OKIPPA104」を設置することで地すべり監視を行う。OKIPPA104は三軸方向で傾斜の変状を感知し、リアルタイムで発信するセンサボックスである。これを熱田地区7ヶ所、小橋川地区12ヶ所、奥間地区13ヶ所の計32ヶ所に設置した。

(2) 斜面モニタリング

今回はOKIPPA104が特に大きい変状を感知した奥間地区のOk4-3地点の斜面を対象にした。まず、変位の知りたいポイントを明らかにするために対象斜面のメッシュ図を作成した（図-13）。

図-14は1年でどの程度変位が起きるかを示したものである。雨量データと変位量を比較すると、各グラフともに雨量が増加したときに変位量も増加する傾向を示した。これは、雨量に伴う材料定数の変化によるものと考えられる。Ok4-3の設置場所では、1年で8 mmの変位という解析結果となった。

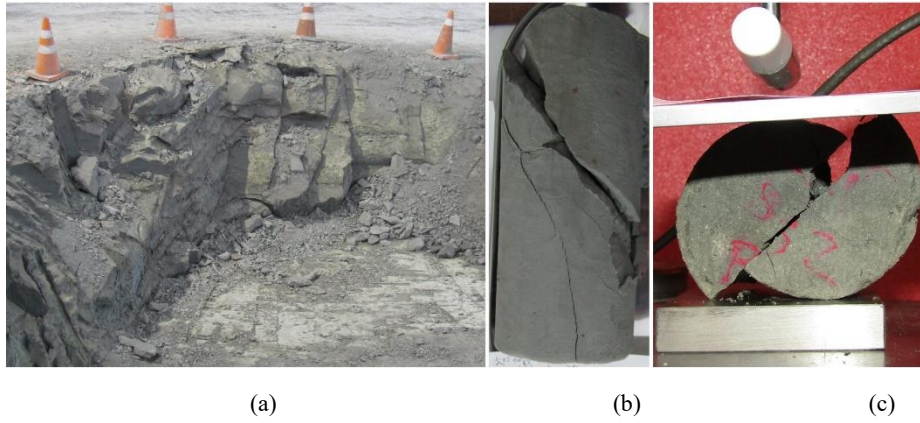


図-11 泥岩層内に存在する層理面と圧縮及び圧裂引張試験における弱面

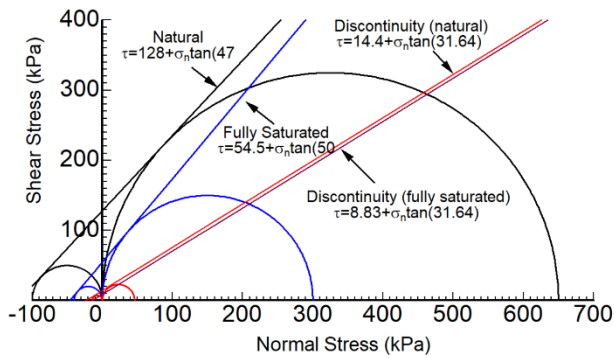


図-12 泥岩に含まれる弱面を考慮した降伏基準

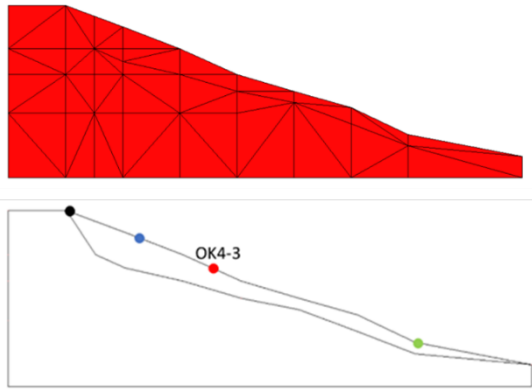


図-13 Ok4-3 斜面メッシュ図

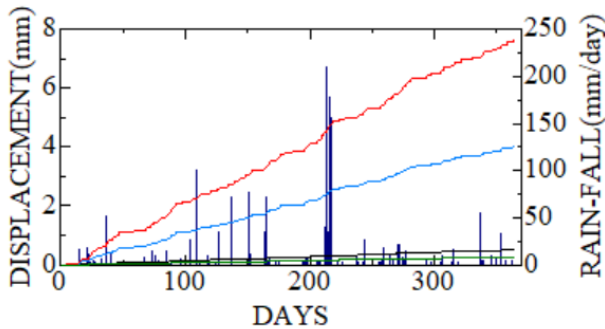


図-14 雨量データと変位量の比較

5. 結論

新里層に属する泥岩の物理・力学特性の評価を試みた。この泥岩は与那原層の泥岩よりも地質年代が若く、自然含水量が多いため、物理・力学特性は低い特徴を有している。含水状態を変化させて一軸圧縮試験および圧裂引張試験による引張試験を実施し、泥岩の含水状態と強度との関係を明らかにした。

さらに、泥岩粉末をスラリー状にして乾燥による体積収縮を計測した。

これらの実験結果を用いて、含水状態および不連続面の有無による泥岩の降伏関数を決定し、降雨などによる泥岩の不安定現象の説明を試みた。

本研究で提示または言及された手順は、含水量の関数として物理・力学特性を評価するために効果的に使用することができる。また、乾燥させた泥岩のコアに湿式タオルを巻き付けることで、その物理・力学特性を調べることも可能であることを示した。

地質学的な過去の事象に起因する既存の弱面は泥岩層のせん断挙動に影響を与え、力学的強度に大きな負の影響を与える可能性がある。この実験結果およびその評価は、地盤構造物の安定性を評価する際に非常に有用であると考えられる。

実際の地すべり現場での解析により、雨量に伴う材料定数の変化によって変位量が変化することが明らかになった。これは、泥岩の含水状態と強度劣化との関係を表している。

参考文献

1) Aydan, Ö. : *Time-dependency in Rock Mechanics and Rock Engineering*, CRC Press – Taylor and Francis Group., ISRM Book Series, No. 2, 246p ,2016.

Memo

琉球石灰岩弱部の調査例

日本物理探査株式会社 沖縄事務所 ○金城亜祐美, 高久和彦, 田中剛, 千鳥雅由

1. はじめに

沖縄県に広く分布する琉球石灰岩は施工中に空洞(鍾乳洞)や粘性土が発見されることが多い第四紀更新世の新しい岩石である。これらは施工中に沈下や陥没等の被害をもたらす可能性があり、粘性土や空洞の分布や深度等を把握した施工が必要になる。

空洞は電流が流れず地震波も伝播しないため物理探査の物性値で直接検出できない、また、複雑な形状で規則性のない空洞の分布や規模を把握することは難しい。そこで広範囲な調査範囲の場合には、平坦な浅部は地中レーダ探査、深度3m以深は比抵抗法調査法2次元等を用いて平面的な異常把握しその異常個所でチェックボーリングを行ない確認する手法が用いられている。

表1.各種空洞調査の特徴

方法	電気探査 (比抵抗法2次元探査)	地中レーダ探査	調査ボーリング
可探深度	100m以上	最大約3m	100m以上
調査結果	2次元的な比抵抗分布を表示	電磁波の反射変化を断面で表示	土質試料が採取でき掘削時の情報より空洞の有無を把握
長所	地形補正可 探査深度が深い	簡易,安価,迅速調査可 2次元平面図化可能	客観的な土質情報 地下水位確認
短所	比抵抗値による岩種や空洞の区別不可 埋設物の影響を受ける	探査深度が浅い 平坦地のみ探査可	点の情報、高価

2. 調査地の地質

調査地は沖縄島中南部で、既存資料等から図1に示すように不整合面が西に傾斜した難透水層である島尻層群泥岩を基盤とし、その上位に透水性の高い琉球石灰岩、地表を島尻マーゼと呼ばれる粘性土が被覆する3層構造となっている。雨水は、地表もしくは島尻マーゼや琉球石灰岩中を浸透して島尻層群泥岩上面を傾斜に沿って西側に流下しており、空洞や粘性土は雨水の浸透、流下により形成されたと考えられる。

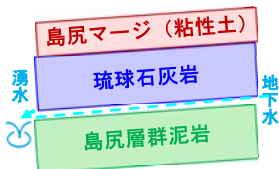


図-1 地質断面略図(W-E)

3. 調査手法及び測線配置

本調査は、新設道路に伴う切土工事中に確認された粘性土について分布範囲把握を目的に調査を計画した。既存地質資料や表-1に示す3種類の地質調査の特徴を踏まえて調査深度、範囲や測線長を設定した。

電気探査は、図 2 に示すように道路法線方向に L=160m×3 測線を約 4m 間隔、探査深度は推定される島尻層群泥岩深度+10mの 20mで設定した。電極配置は弊社が県内での調査実績の多い 2 極法を用いた。また、補

助調査として地中レーダ探査は 200MHzHS(ハイパースタッキング)のアンテナ機材を用いて調査範囲 L120m×W 約 17m について 1m 間隔で探査を行なった。

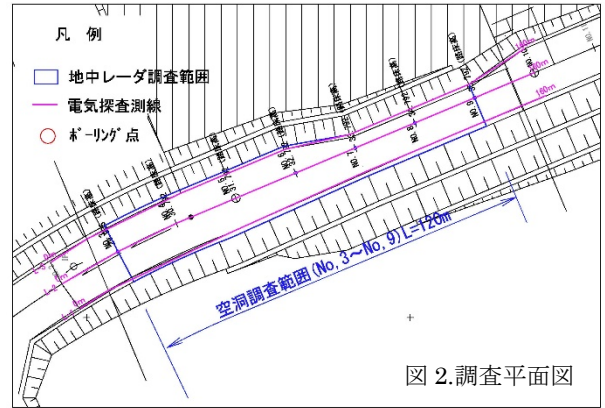


図 2.調査平面図

4. 調査結果

(1)電気探査結果

電気探査の結果、図4の比抵抗 2 次元断面図に示すように地表部にて高比抵抗部(○)と低比抵抗部(○)が分布し、既存資料含め GL-10m 付近では琉球石灰岩と島尻層群泥岩の地層境界が推定された。

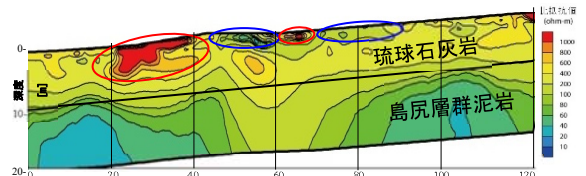


図-3 比抵抗法2次元断面図 (0~120m区間表示)

(2)地中レーダ探査結果

調査地中央部の地中レーダ探査の結果、電磁波の強反射部(白、紫)と減衰部(赤、黒)が交互に表示され、想定より深い深度約5m までのデータが得られた(図-4)。しかしながら、含水比が高い粘性土が分布する電磁波減衰部では地表付近のみのデータしか得られなかった。

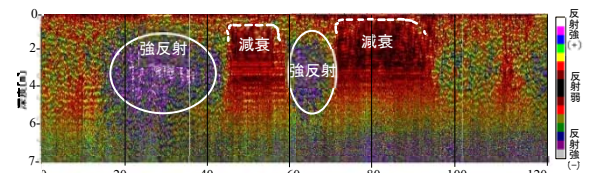


図-4 地中レーダ探査断面図

両調査結果を比較すると、電磁波強反射部=高比抵抗帯、電磁波減衰部=低比抵抗帯を示した(図-4,5)。これらにより調査ボーリングは代表的な異常個所で実施した。

(3)調査ボーリング結果



図-5 ボーリングコア(B1) 図-6 ボーリングコア(B3)

①B1(図-5)…電磁波減衰部、低比抵抗帯、を示した箇所では琉球石灰岩の隙間を埋めるように粘性土が認められた。また、地下水層厚1.55mを確認した。
 ②B3(図-6)…電磁波強反射部、高比抵抗帯の箇所では琉球石灰岩中に空洞を多数確認した。

5. 考察: 粘性土の分布と水みちについて

電気探査にて高比抵抗帯の方向と地中レーダ探査にて減衰した箇所の拡がり等を平面的にとらえることにより、粘性土の分布が把握できた。

(1)電気探査結果

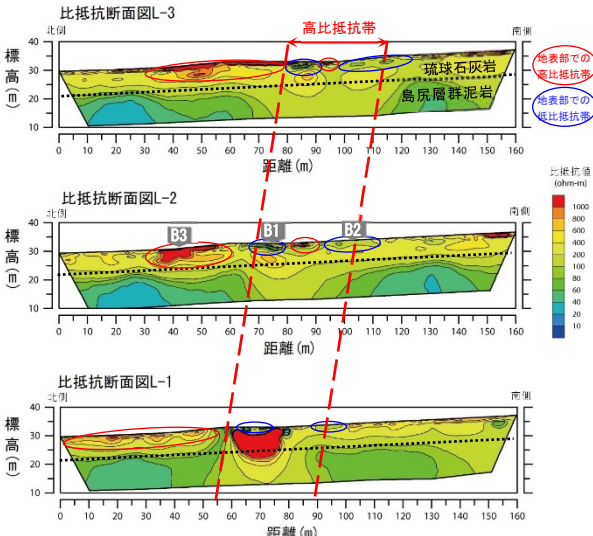


図-7 電気探査(2次元比抵抗法)探査断面図

図-7に実施した電気探査結果を併記した。図中の赤点線に示すように、測定した3測線の中心付近を連続する異常箇所が道路法線と斜交した(南東～北西方向)結果が得られた。

(2)地中レーダ探査結果

図8に本調査の GL-1.5m タイムスライス平面(地中レーダで得られた断面をソフトで並べて表示し鳥瞰図のように平面的な異常を深度毎に表示する手法)を示す。これによれば調査地中央に2箇所(B2、B3付近)に減衰した赤色部分が一定幅で調査区域を電気探査結果と同様に南東～北西方向に斜交していることが判った。

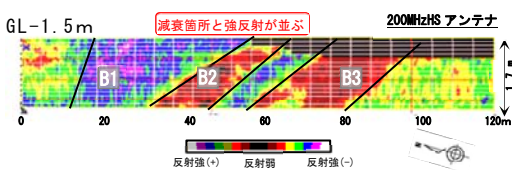


図-8 地中レーダ探査タイムスライス平面図

図-9 は本調査地の隣接工区にて浅部空洞等の有無を調査すべく地中レーダ探査(400MHz)を行ない、深度1.4

～1.6mのタイムスライス平面図である。これによれば粘性土と思われる電磁波減衰部(白矢印部)の多くは、電気探査の高比抵抗帯と類似方向の南東～北西方向に延伸している傾向を示した。

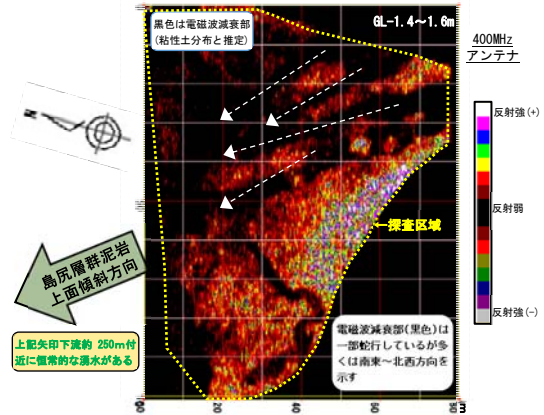


図9 隣接工区での地中レーダ探査結果(タイムスライス平面図)

以上の結果より図10に現地の推定模式断面図を作成した。雨水が地下に浸透する過程で琉球石灰岩を侵食し、それらにより発生した亀裂や空隙に地表付近に分布する島尻マージ起源の粘性土が充填したと推定される。また、既存資料の調査地周辺地域ボーリングで地下水位がほとんど確認されていないがB1では帯水層厚1.55m確認された。これらは地下河川と思われる各探査結果の粘性土の南西～北東方向とほぼ同一で、更にその延長約250mには恒常的な湧水があった。よってB1で確認した帯水層はこの湧水の一部と考えられる。

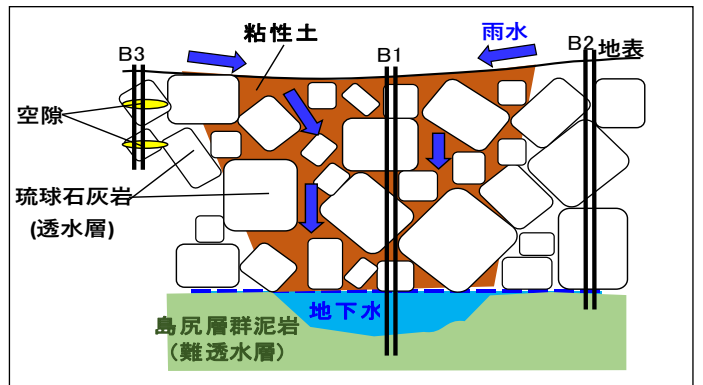


図10.現地の推定模式断面図

6. まとめ、今後の課題

物理探査による調査を計画する際には、調査地周辺の地形・地質を踏まえた地質構造の推定等が必要であり、探査手法の選定・測線位置や測点間隔(探査深度)を計画する必要がある。なお、今回の探査結果より、粘性土が分布しない琉球石灰岩切土部で200MHz(ハイパースタッキング)アンテナによる地中レーダ探査を実施すれば深度約5mまでの探査が可能な場合もあることが判明した。

今後も県内では各種調査に種々の課題に対して物理探査やボーリング調査等を活用し、これらの要望に応じていきたい。

琉球石灰岩層における複合相対攪拌工法による地盤改良事例 — ICT 施工による品質管理 —

松下憲一¹，浦田晃²，中路大樹³，前田一成⁴，梶原裕太⁵，大住学⁶

- 1 ソイルワークス株式会社・営業部
- 2 ソイルワークス株式会社・技術設計部
- 3 小野田ケミコ株式会社・九州支店・技術設計部
- 4 小野田ケミコ株式会社・九州支店・技術設計部
- 5 小野田ケミコ株式会社・開発本部・技術開発部
- 6 小野田ケミコ株式会社・開発本部・技術部

概 要

沖縄地域の地盤特性は多様かつ、層順序も複雑である。その特異な地層の一つである琉球石灰岩層は、硬質であるが、一部に軟弱層や空洞が介在する 경우가多く、従来までは支持層と扱い難かった。しかしながら、近年では経済性などを理由に、地盤改良技術による施工上の様々な工夫を行い、琉球石灰岩層を支持層にする事例が増している。本報では中間層の硬質地盤を貫入可能な複合相対攪拌工法（エポコラム Taf 工法）と着底深度管理の可視化（見える化）できる ICT 施工技術（Picture シリーズ）を組み合わせることで、高品質な地盤改良体を接円上に配置することで、琉球石灰岩砂礫層を支持層とした事例を紹介する。

キーワード：地盤改良，琉球石灰岩層，複合相対攪拌工法，ICT 施工，Picture シリーズ

1. はじめに

沖縄県は、60 余の島々からなり、亜熱帯性、海洋性、島嶼性気候化にあり、このことが地形・地質・地盤条件に大きくかかわっていることがよく知られている¹⁾。このため、地盤特性は多様かつ、層順序も複雑な状況で、基礎の選定が非常に難しくなる。特に沖縄島中南部に広く分布する琉球石灰岩層は、古くから建材などに用いられる固い岩である。しかし、図-1 に示

すように空洞や亀裂の影響で支持層とするには、検討が必要であるとされている。

近年、琉球石灰岩層が厚く堆積していた場合に、その下層を支持層にすると不経済になるなどの理由で、琉球石灰岩層を支持層とする事例が増している³⁾。その際、琉球石灰岩の高 N 値層や軟弱な層が混在していることや、空洞が点在することで、地盤の変則性に富み、以下の課題がある。① $N > 50$ の高 N 値の層が連続することで、施工機の貫入能力が求められる。② 高 N 値の層や軟弱な層が不均質に堆積しており、支持層の管理が難しい。③ 点在する空洞はその位置が明確にはわからないため、施工時での対処が必要である。

本稿では、沖縄地域における地盤改良について、琉球石灰岩の硬質な中間層に対して適応した高トルクの複合相対機械攪拌方式と、変則性に富む地盤に対応する ICT 施工技術による施工状況の可視化（見える化）を組み合わせた工法概要と施工事例について紹介する。

2. 複合相対攪拌工法の概要⁴⁾

近年では新設や既設道路の軟弱地盤対策に対応し、礫地盤、玉石まじり地盤の下層までも対象とする計画や従来支持層にしていた層を中間層とし、より深い支持層まで改良を計画など、従来では地盤改良の対象としない $N > 50$ の高

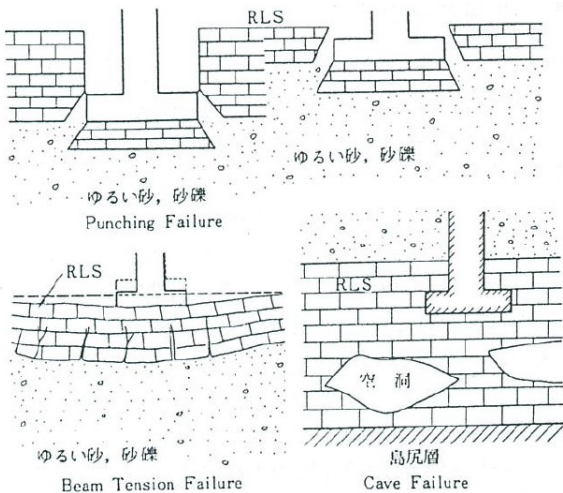


図-1 琉球石灰岩における基礎破壊事例²⁾

N値地盤の地盤改良施工が求められている。そのための機械式攪拌混合工法は、従来よりもさらに高い貫入能力が求められてきている。

その工法の適用性は、施工実績をもとに体系化され、地盤の一様性を条件にして、土性を砂質土あるいは粘性土に分類し、N値による区分で明示されている。しかしながら、現実の改良対象地盤の多くは様々で変則性に富む地盤が少なくない。一様な地盤で適用可能であった工法も、変則性の富む地盤では適用できないこともしばしばである。そのような地盤環境において、複合相対攪拌工法（以下、エポコラム Taf 工法と略記する）は、硬質地盤での適用事例が1999年からあり、その実績が最も多い工法の一つで、様々な地盤の変則性にも対応可能である⁵⁾。

図-2はエポコラム Taf 工法の特徴である籠型攪拌翼の外観構造である。また写真-1は本工法の攪拌翼部である。本工法の攪拌翼の基本構造は、軸端部に先鋭状の爪を配した掘削ヘッドDと、その上部に外翼A（3枚）、中翼B（2枚）および芯翼Cから成る籠状の攪拌翼から構成される。回転方向は外翼、中翼、芯翼が相互に正・逆回転して攪拌混合するメカニズムから複合相対攪拌方式と呼ばれる。低速度回転数で仰角を付けた掘削ヘッドの爪によって対象土が掻き起こされ、籠状攪拌翼内に導かれ、相互に反転する芯翼→中翼→外翼間を通過する過程でせん断・解砕を受けながら、固化材スラリーと均一に攪拌混合される。これらの作動により土壌の「共回り」、「連れ回り」現象が抑制される。

また本攪拌翼の回転トルクは、最大 355kN・m（回転数 4.8min⁻¹）であり、従来工法の約3倍もの高出力を有する。このことから、従来工法では困難とされる高N値地盤においても、施工が可能で高い攪拌性能を発揮する。

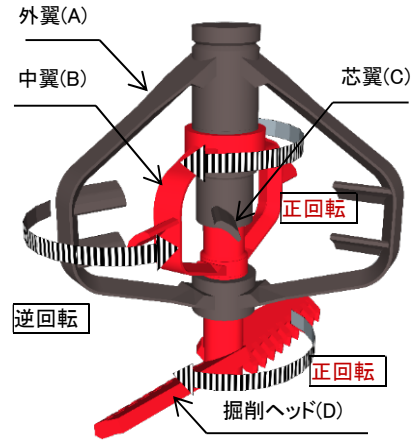


図-2 エポコラム Taf 工法攪拌翼外観構造図



写真-1 エポコラム Taf 工法攪拌翼（翼径φ1.6m例）

3. ICT 施工技術の活用

地盤改良工事における生産性の向上を目的として、ICT 施工技術は開発された。その技術を活用することで、可視化技術（見える化）による品質の向上が期待でき、地盤の変則性にも対応可能である。表-1 に Picture シリーズと総称される ICT 技術を示す。本技術は沖縄県における ICT 活用工事（地盤改良工）実施要領に準拠している。

施工情報の 3D モデル化システムである“3D Picture View”は図-3 に示すように 2 次元図面に、施工管理装置からの施工情報を加え、3 次元モデルとして施工の可視化（見える化）を可能としたシステムである。施工情報として、改良深度、流量、回転数、電流値などを改良体上に描画することで、一目で施工の良否を判定できるものである。出力は PDF 画像に加え、図-4 のように 3DCAD として出力することができ、BIM/CIM にも対応可能である。

表-1 ICT 技術(Picture シリーズ)の一覧⁶⁾

名称	内容
Picture Navi [®]	施工位置誘導システム
3D Picture View [®]	施工情報の 3D モデル化システム
Picture Eye [®]	遠隔画面表示システム
Picture Watch [®]	自動施工判定管理システム

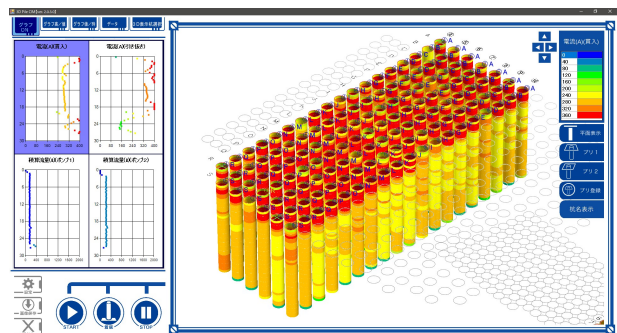


図-3 3D Picture View 施工管理画像例



写真-3 エポコラム Taf 工法の施工状況

表-2 地盤改良の施工仕様

施工本数	372本
貫入長	13.30~24.70m
改良長	2.30~13.50
改良径	φ1.5m(42本),1.6m(330本)
改良率	ap=78.5%
材料混入量	115kg/m ³
水セメント比	W/C=1.0
使用材料	普通セメント
設計基準強度	quck=500kN/m ²

改良体配置は図-8に示すようにφ1.6m(一部φ1.5m)の改良体を接円配置とし、改良率はap=78.5%とした。

4.3 ICT 施工技術の活用

図-9に示すような施工時に計測される電流値をICT施工技術である3D Picture View 施工管理画像に色調で図示することで、支持層到達の管理を行った。計画された改良深度に到達した際、電流値の色調変化により打設中の改良体の着底判断が視覚的に把握できる。また一括表示された打設済み改良体モデルとの比較で、高止まりや過掘りを防止することが可能である。

杭芯位置への誘導時間短縮による生産性向上には施工位置誘導システムである“Picture Navi”を採用した。これは写真-4に示す施工機の背面につけたGNSSアンテナで施工機の位置を特定し、あらかじめ作成した3次元測量データに関連付けることによって、図-10に示すように図面上に施工機の位置が正確に示される。これにより目標の杭芯までの距離や向きを確認しながら、正確な位置に施工機を誘導させることが可能である。また、施工完了時には画像上に完了を示すスタンプを施すことで、打設前後の識別が可能であり、誤打設や未打設などの人為的ミスを防止することもできる。

施工機誘導の結果は、図-11に示す沖縄県基準に対応した杭芯位置管理表を提出することが可能である。



写真-4 GNSS アンテナの取り付け例

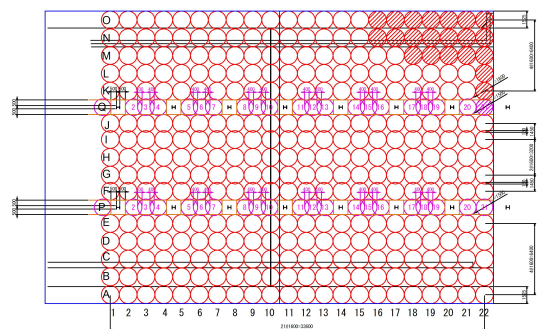
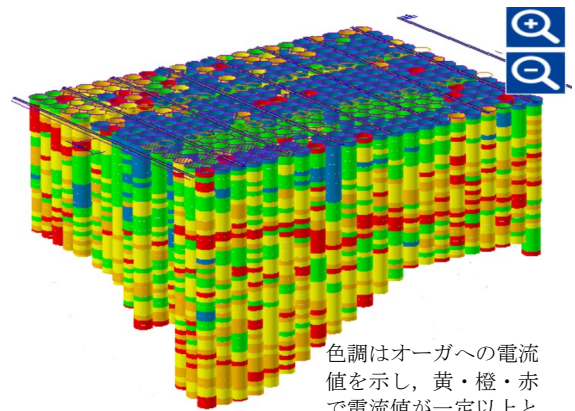


図-8 改良体配置図 (赤紫φ1.5m,赤φ1.6m)



色調はオーガへの電流値を示し、黄・橙・赤で電流値が一定以上となり硬質層とみなせる

図-9 3D Picture View 施工管理画像例

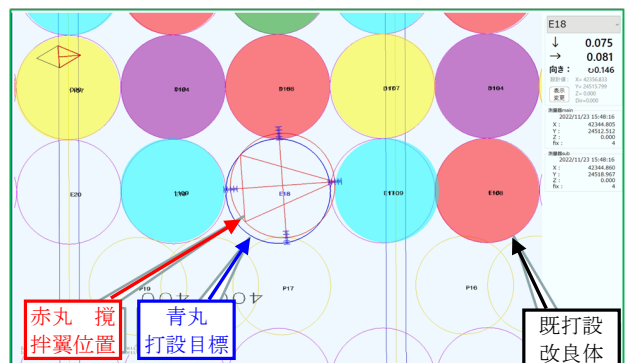


図-10 Picture Navi 施工機位置画像例

上記で紹介した施工管理に活用する情報は、プラント管理室や施工機操作室内に従来は限定されて表示されていた。この情報を杭打機に搭載した Wi-Fi アンテナを通じ、現場内の離れたところに表示・閲覧することが可能で、オペレータに限らず、施工管理者にも共有することができる。この遠隔画面表示システム“Picture Eye”を写真-5 に示す。このシステムによりオペ施工機管理室以外からも施工状況が把握でき、日々の施工管理に加え、立会時の写真撮影にも活用することが可能である。

改良体番号	設計値		実測値		差と合否判定			
	x	y	x	y	Δx	Δy	合否基準	合否判定
A1	42384.397	24511.215	42384.378	24511.210	-19	-5	100	○
A2	42382.801	24511.109	42382.791	24511.105	-10	-4	100	○
A3	42381.204	24511.003	42381.189	24510.985	-15	-18	100	○
A4	42379.608	24510.897	42379.602	24510.920	-6	23	100	○
A5	42378.011	24510.791	42378.006	24510.791	-5	0	100	○
A6	42376.415	24510.685	42376.441	24510.700	26	15	100	○
A7	42374.818	24510.579	42374.855	24510.605	37	26	100	○
A8	42373.222	24510.473	42373.221	24510.486	-1	13	100	○
A9	42371.625	24510.367	42371.635	24510.363	10	-4	100	○
A10	42370.029	24510.261	42370.080	24510.271	51	10	100	○
A11	42368.432	24510.155	42368.414	24510.161	-18	6	100	○
A12	42366.836	24510.049	42366.834	24510.061	-2	12	100	○
A13	42365.239	24509.943	42365.262	24509.960	23	17	100	○
A14	42363.643	24509.837	42363.632	24509.858	-11	21	100	○
A15	42362.046	24509.731	42362.057	24509.726	11	-5	100	○
A16	42360.450	24509.625	42360.444	24509.629	-6	-1	100	○

図-11 Picture Navi 杭芯位置管理表例

4.4 施工の結果

地盤改良の品質管理は、チェックボーリングにより改良体コアの状態を採取率、固結率、RQD 値で評価し、また切り出した供試体の一軸圧縮強さ試験で確認した。写真-6 に採取された改良体コアの一例とその評価結果を表-3 示す。コアの状態は良好で、採取した改良体コアの一軸圧縮強さ試験の結果を表-4 に示すように各改良体とも設計基準強度を十分に満たす結果であった。エポコラム Taf 工法による施工と Picture シリーズによる管理で、琉球石灰岩層の硬質層と軟弱層が混在するような変則性に富む地盤でも地盤改良を支障なく行えたことが確認された。



写真-5 Picture Eye による管理状況

5. まとめ

地盤特性が多様かつ、変則性に富む沖縄地域における琉球石灰岩層に対する基礎工事として、地盤改良工法であるエポコラム Taf 工法を適用した事例を紹介した。

エポコラム Taf 工法は、籠型攪拌翼による複合相対攪拌方式の優れた貫入性能で、N>50 の高 N 値の琉球石灰岩層のような硬質地盤でも貫入可能で、地盤の様々な変則性にも対応可能であった。

また ICT 施工技術である Picture シリーズと組み合わせることで、施工の生産性向上に加え、硬質層と軟弱層が不均質に堆積し、支持層の判定が難しい琉球石灰岩層に対して、施工状況の可視化（見える化）により、確実な着底管理が行え、品質向上が図れることが検証された。

今後多様な地盤構成を持つ沖縄地域で地盤改良技術を研鑽し、経済的かつ高品質な地盤改良を提案していく所存である。

参考文献

- 1) 上原方成: 沖縄県の地盤特性と基礎, 基礎工, Vol.14, No.5, pp.48-55, 1986.
- 2) 田原, 平田: 琉球石灰岩系地盤の基礎工学的諸問題, 琉球大学工学部土木工学科昭和57学年度卒業研究, 1982..
- 3) 土木工事設計要領 第1編 共通編 (H30-8) 参考資料-2 沖縄の地形・地質, pp 参-2-86
- 4) 今井治憲他: 沖縄地盤における複合相対攪拌工法の地盤改良事例, 第29回沖繩地盤工学研究発表会梗概集, 2020.
- 5) (一財)先端建設技術センター: 先端建設技術・技術審査証明報告書「エポコラム Taf 工法ーLoto 工法, Taf 工法, Pls 工法ー」, pp.57-88, 2021.
- 6) 梶原裕太: 河川護岸工事における ICT 地盤改良の適用事例, 積算資料公表価格版 pp8-11, 2022.
- 7) 内閣府沖繩総合事務局 HP: 沖繩西海岸道路 一般国道58号読谷道路



写真-6 採取された改良体コアの一例 (改良長 3.0m)

表-3 採取された改良体コアの評価

項目	結果	評価
改良長	3.0m	良好
採取率	100%	良好
固結率	100%	良好
RQD 値	93.3%	良好

表-4 改良体の一軸圧縮強さ試験結果 (材齢 28 日)

改良体 No.	平均値 q_{uf} (kN/m ²)			設計基準強度 q_{uck} (kN/m ²)
	上層	中層	下層	
N-18	1357.3	1842.6	1707.4	500
P-20	2897.8	3227.3	3592.1	
E-3	1911.9	—	2991.9	

Construction cases of ground improvement using Composite relative stirring method in
Ryukyu limestone layer
—Quality control through ICT construction—

Kenichi MATSUSHITA¹, Akira URATA², Daiki NAKAJI³, Kazunari MAEDA⁴,
Yuta KAJIWARA⁵, Manabu OHSUMI⁶

- 1 Soil Works Co.,Ltd, Sales Department
- 2 Soil Works Co.,Ltd, Technical Design Department
- 3 Onoda Chemico.Co.,Ltd, Kyushu Branch Technical Design Department
- 4 Onoda Chemico.Co.,Ltd, Kyushu Branch Technical Design Department
- 5 Onoda Chemico.Co.,Ltd, Development Div. Technical Development Department
- 6 Onoda Chemico.Co.,Ltd, Development Div. Engineering Department

Abstract

The soil characteristics of the Okinawa area are diverse and the order of strata is complex. The Ryukyu limestone layer, one of its unique geological formations, is hard, but it has soft layers and cavities in some parts, so it has been difficult to treat as supporting ground until now. However, in recent years, there has been an increase in the number of cases in which the Ryukyu limestone layer is used as the supporting layer by various construction techniques for reasons such as economic efficiency. In this report, we will introduce a case study in which the Ryukyu limestone gravel layer was used as the supporting layer by placing high-quality ground improvement bodies on a tangent circle by combining the composite relative stirring method (Epocolumn Taf method) that can penetrate the hard ground in the intermediate layer and the ICT construction method (Picture series) that allows visualization of the bottom depth management.

Key words: Ground improvement, Ryukyu limestone layer ,Composite relative stirring method,
ICT construction method, Picture series

iPadPro 簡易 LiDAR 機能を用いた効率的な露頭観察手法の検討

中瀬千遥¹, 細矢卓志¹, 松本なゆた¹, 寺田龍矢¹

1 中央開発株式会社・ソリューションセンター

概 要

地質踏査やトレンチ調査において地質状況をデジタル化し、3D モデルを作成する手法として、SfM/MVS(Structure from Motion/Multi-View Stereo:多視点画像からの3次元形状の復元)ソフトウェアを用いた高解像度のオルソ画像などが活用されている。加えて、近年発売された iPad Pro には簡易 LiDAR(Light Detection Ranging:光による検知・測距)機能が標準搭載されており、短時間にその場で 3D モデルやオルソ画像を作成することが可能になった。本稿では SfM/MVS ソフトウェアと簡易 LiDAR 機能の両手法で露頭の 3D モデルを作成し、モデルの精度、作業時間、データ取得可能範囲、操作性などについて比較検討を行った。簡易 LiDAR 機能は SfM/MVS ソフトウェアに比べて精度が低いものの、多数の露頭を観察するような地質踏査などに適しており、導入することにより作業の効率化が期待できる。

キーワード：LiDAR, iPad Pro, デジタルデータの活用, 作業効率化

1. はじめに

地質踏査やトレンチ調査において地質状況をデジタル化する手法として、写真データを画像編集ソフト(Photoshop など)で合成した画像や、SfM/MVS ソフトウェアを用いた高解像度のオルソ画像などが活用されている。SfM/MVS ソフトウェアによる画像は高精度であるが、解析には高価なソフトウェアや高機能 PC が必要であり、作成にかかるコストが大きい。加えて、解析にも時間を要する。一方、近年発売された iPad Pro や iPhone 12Pro には、簡易 LiDAR 機能が標準搭載されており、無料のアプリを使用して 3D モデルやオルソ画像をその場で作成することができる。LiDAR とは、照射した光の反射時間から対象との距離を計測する技術である。本稿では簡易 LiDAR 機能(以下 LiDAR)と SfM/MVS ソフトウェア(以下 SfM/MVS)との比較を行い、デジタルデータを用いた地質調査の効率化について検討を行った。

2. 3D モデルの作成

LiDAR と SfM/MVS との比較検討するため、幅約 3m、高さ約 2m の岩石露頭において、3D モデルを作成した。

2.1 LiDAR による 3D モデルの作成

iPad Pro を対象物に沿ってゆっくりと動かすと、点群データが取得された部分が青～紫色に着色される(図-1)。ただし、対象物との距離が 5m 以上離れるとデータ取得することができないため、対象物に近づく必要がある。

取得した点群データから数分程度で 3 次元モデルを作成することができる。また、無料ソフトウェア(Cloud Compare など)を用いて 3D モデルの表示や解析、オルソ画像の作成なども可能である。

2.2 SfM/MVS による 3D モデルの作成

一眼レフカメラを使用し、オーバーラップ率の高い連続写真を撮影する。SfM/MVS ソフトウェア(Agisoft metashape professional)を使用し、連続写真から点群データ、3D モデルを作成する。

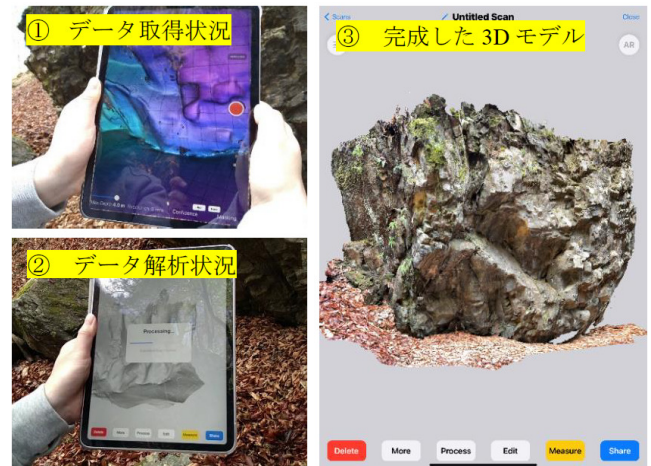


図-1 iPadPro の LiDAR による 3D モデルの作成

3. LiDAR と SfM/MVS との比較

LiDAR と SfM/MVS で作成した 3D モデルを図-2 に示す。岩石露頭に設置したマーカー間の距離をモデル上で計測し、実測値(2m)と比較した。LiDAR で作成したモデルでは数 cm～10cm 程度、SfM/MVS では数 cm 程度であり、SfM/MVS の方がやや精度が良い。しかし、画像を拡大してみると LiDAR では凹凸の大きい箇所では部分的に歪みが生じており、全体的に SfM/MVS の方が鮮明な画像となっている。

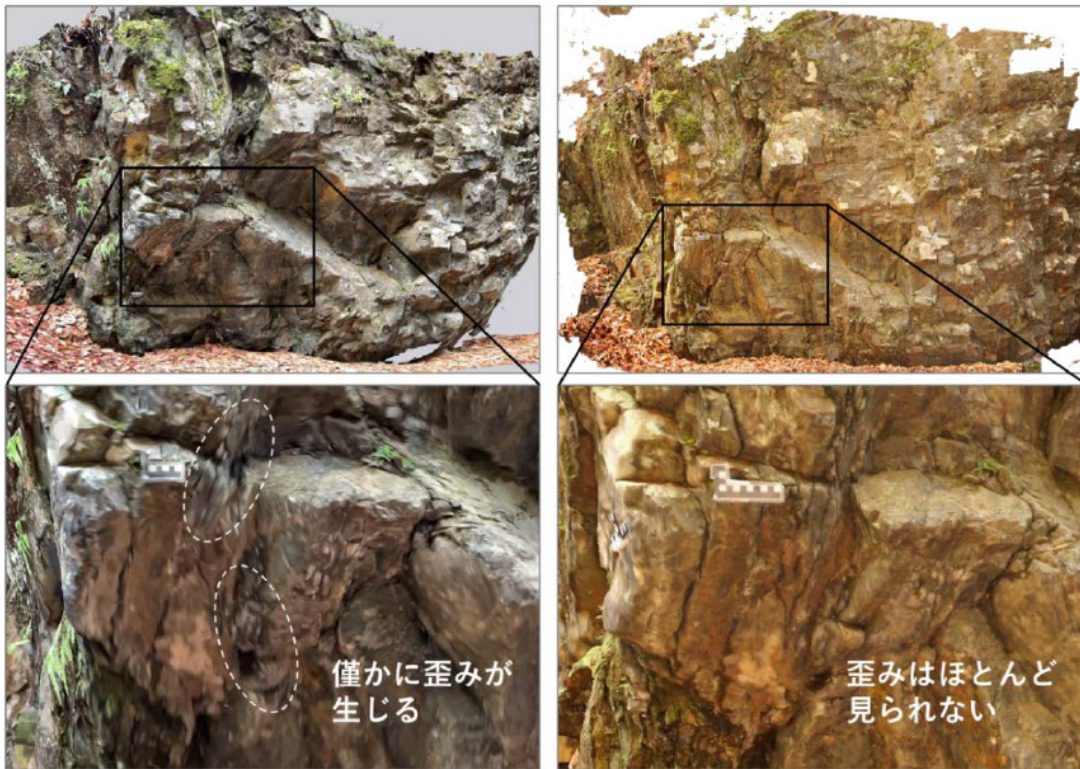


図-2 オルソ画像比較図(左:iPadProのLiDAR 右:SfM/MVS)

従って、モデル上での詳細な距離計測や断面図の作成を目的とする場合は SfM/MVS の方が適している。

両手法の比較表を表-1 に示す。現場でのデータ取得時間は 5 分程度であり差はない。ただし、LiDAR は対象との距離が 5m 以内とする必要があるため高さのある露頭など接近が難しい露頭では使用することができない。解析時間は LiDAR では数分程度でその場で 3D モデルが作成できるのに対し、SfM/MVS ではデータ容量により 30 分～数時間程度を必要である。また、解析作業についても LiDAR の場合は誰でも可能であるが、SfM/MVS の場合は解析手順やパラメーターの設定などの知識が必要である。

4. LiDAR の活用について

LiDAR を用いることで、露頭やトレンチ壁面を誰でも・簡単に・素早く 3 次元モデルとして記録することができる。SfM/MVS の 3D モデルと比較すると若干精度が低いものの露頭観察には十分であることから、多数の露頭を観察する地質踏査では露頭を記録して持ち帰ることで現地での作業時間を短縮することが可能である。また、トレンチ調査ではオルソ画像が短時間に作成できるため、画像をトレースすることで作業時間を短縮できる。また、取得したデータは速報や中間資料としても活用できるため、素早い情報共有が可能である。SfM/MVS と合わせて活用することにより、成果の精度に合わせた使い分けや効率化など幅広い活用が期待できる。

表-1 iPadPro の LiDAR と SfM/MVS の比較

	iPad Pro 簡易 LiDAR を用いた 3D モデル作成	SfM-MVS ソフトウェアを用いた 3D モデル作成
現場でのデータ取得時間	○ 5分程度	○ 5分程度
取得データからの 3D モデル作成時間	◎ 1-2分程度	△ 30分～数時間
データ取得可能範囲	△ 対象との距離 5m 以内	◎ 制限なし
操作性	◎ 誰でも簡単に作成可能	○ データ取得・解析ともに ある程度のノウハウが必要
モデルの精度	○ 部分的に歪みが見られる	◎ 歪みが少なく、高精度
おすすめの用途	踏査での記録、スケッチの補助 などの速報データや中間資料	トレンチ壁面画像などの 成果品・最終提出物

