技　術　報　告　集

第　65　号

令和 7 年 1 月

公益社団法人地盤工学会北海道支部

地盤工学会北海道支部技術報告集 Vol.65

目　次

今年度の目次には本報告会に協賛頂いた企業様の広告が記載されています

［斜面・斜面崩壊・斜面災害・火山灰質土］

1)　過圧密履歴を受けた火山灰質土の再液状化特性　・・・・・1

北見工業大学大学院　藤島　佑太
北見工業大学　山下　聡

2)　恵庭降下火砕堆積物（En-a）からなる斜面の現地計測およびその物理力学挙動　・・・・・7

室蘭工業大学理工学部　松井　武蔵
室蘭工業大学大学院　石川　凌、川村　志麻

3)　道内火山灰質土からなる斜面の地震時および降雨時の崩壊挙動に関する模型実験　・・・・・13

室蘭工業大学大学院　小松　竜大、川村　志麻
室蘭工業大学理工学部　鈴木　元大

4)　道南地域の斜面災害リスクに及ぼす気候変動の影響評価　・・・・・21

北海道大学　熊田　大晃
北海道大学大学院　石川　達也、岡地　寛季

5)　透水異方性を有する無限長斜面への非定常不飽和浸透流の定式化　・・・・・31

北海道大学　西村　聡、佐藤　泰地

6)　斜面浅層における不飽和浸透流への無限長斜面適用条件の体系化　・・・・・39

北海道大学　佐藤　泰地、西村　聡

［凍上・凍結］

7)　種々の凍結粘性土の微小ひずみ剛性特性とモデル化　・・・・・47

北海道大学　深田　佑、西村　聡

8)　熱・水・土連成有限要素解析による粘土の凍上に対する過圧密の影響に関する考察　・・・・・57

北海道大学　野澤　慶人、西村　聡

9)　凍上試験の冷却温度が泥岩の凍上性評価に与える影響　・・・・・67

土木研究所寒地土木研究所　御厩敷　公平、深田　愛理、山木　正彦

［カーボンナノチューブ・石膏・固化破砕土・流動化処理土・地盤補強・真空圧密・新技術］

10)　カーボンナノチューブ混合土の強度特性　・・・・・75

北見工業大学大学院　矢代　雄一
北見工業大学　山下　聡、坂上　寛敏

11) 固化破砕土による試験盛土の時間経過と強度特性 ・・・・・81
土木研究所寒地土木研究所 佐藤 厚子、山木 正彦
北海道開発局札幌開発建設部岩見沢河川事務所 廣瀬 純司、山崎 智弘

12) 廃石膏ボードの地盤材料へのリサイクル方法に関する検討 ・・・・・87
萩原建設工業株式会社 江本 啓二
株式会社ドーコン 高橋 秀彰

13) プラスチックボードドレーンの地盤補強効果に関する予備的検討 ・・・・・93
錦城護謨株式会社 日下部 祐基、山内 義文、大寺 正志、本間 祐樹

14) 泥炭地盤での真空圧密併用盛土における間隙水圧挙動に関する考察 ・・・・・97
株式会社ドーコン 高橋 秀彰
錦城護謨株式会社 白神 新一郎、榊原 司

15) 種々の配合条件で原位置養生された繊維材混合流動化処理土の繰返し非排水三軸せん断特性・・・・・107
室蘭工業大学大学院 佐藤 優光、木幡 行宏

16) 屋外掘削溝地盤の崩壊前兆把握および土砂ガードによる崩壊土の移動防止効果 ・・・・・113
北海道大学 横浜 勝司
労働安全衛生総合研究所 玉手 聡、堀 智仁
日本スピードショア株式会社 菊田 亮一

［盛土・盛土の動態観測・泥岩・軽量盛土材・地盤材料・開削トンネル］

17) 物理探査による泥炭性軟弱地盤に沈埋した盛土の状態把握に関する検討（その２） ・・・・・121
土木研究所寒地土木研究所 深田 愛理、橋本 聖、山木 正彦
土木研究所 尾西 恭亮

18) 山岳地沢部における工事用盛土への浸水・排水対策工の検討事例 ・・・・・131
日本工営株式会社 石川 裕規、橋本 和明

19) UAV 点群データによる軟弱地盤上の盛土の動態観測の検証 ・・・・・133
宮坂建設工業株式会社 熊谷 大輔、菅野 豪紀、小寺 恒平、稲船 晃、林 啓二

20) 道路盛土で用いた泥岩材料の吸水膨張膨潤特性とその評価 ・・・・・143
室蘭工業大学大学院 小原 拓己、安部 哲生、川村 志麻
川崎地質株式会社 三嶋 信雄

21) 開削トンネルの地震時相互作用力に関する模型実験(地盤変位載荷実験と函体強制せん断実験の比較)
・・・・・151
中央大学大学院 七里 蒼
中央大学 西岡 英俊
株式会社 HRC 研究所 島田 貴文
公益財団法人鉄道総合技術研究所 土井 達也、井澤 淳

～総合建設コンサルタント～

ワンストップコンサル!!

株式会社イーエス総合研究所

Environment Survey

登　録

- 土壌汚染状況調査指定機関　2003-01000-2002
- 計量証明事業（濃度・騒音・振動）
- 作業環境測定機関　01-48
- 地質調査業（質 05）第 1079 号
- 建設コンサルタント業（建 05）第 6399 号
- 一級建築士事務所（石）第 4848 号
- 測量業　第（11）8374 号
- 補償コンサルタント業（補 05）第 4214 号



【　本　社　】



【　本　社　別　館　】

業務内容

「環境関係」

- 不溶化・吸着材の開発
- 水質・土壌分析
- アスベスト含有分析

「社会基盤整備関係」

- 騒音・振動調査
- 家屋調査
- 地質調査
- コンクリート診断
- 土木設計
- 土質・骨材試験

【本　社】〒007-0894　札幌市東区中沼西 4 条 1 丁目 4－13　☎（011）791-1651

【函館支店】　北斗市開発 209－21
【北見支店】　北見市端野町端野 2－11
【釧路支店】　釧路町中央 3 丁目 16
【後志支店】　倶知安町北 4 条東 10 丁目 8-3
【帯広支店】　音更町木野大通東 14 丁目 3-21
【道北支店】　深川市音江町 2 丁目 12-16
【苫小牧支店】　苫小牧市ウトナイ北 11 丁目 1-7

多数アンカー式補強土壁工法



トリグリッド補強土工法
テラグリッド工法（寒冷地）



EDO-EPS工法（軟弱地盤）



パラリンク（軟弱地盤）



ハウエル管



排水補強パイプ（のり面対策）



プラスチック製雨水貯留浸透槽
ジオプール工法



多機能フィルター



日本の土台を新しく。

岡三リビック株式会社
北海道支店

〒060-0031 北海道札幌市中央区北1条東2-5-8 創成パークビル7F
TEL：011-222-3351

自然・環境、そして人とのコミュニケーション

上山試錐工業株式会社

代表取締役社長　　上山　弘

（本社）
〒060-0032
札幌市中央区北二条東十三丁目1番地の7
tel　011-241-6516　　fax　011-241-0336

（土質試験研究所）
〒007-0806
札幌市東区東苗穂6条1丁目5番40号
tel　011-783-4865　　fax　011-782-5025



自走　オランダ式貫入試験機の開発



大林組

つくるを拓く
MAKE BEYOND



私たちのフィールドに限界はありません。つくり続けたい、明日を。グランドデザイナー・カジマ。

鹿島
KAJIMA CORPORATION
www.kajima.co.jp



Earth Doctor
It's KGE since 1943

未来のために
地球をやさしく診まもる

長年培ってきた専門技術を活かし、
陸、河川、そして海洋と、
地球すべての調査・解析・評価を通して
コンサルティングを行う「アースドクター」です。

川崎地質株式会社
Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd.

http://www.kge.co.jp/

北海道支店
〒001-0045 札幌市北区麻生町7丁目3番12号(U.C.BLD 2F)
TEL.011-350-0044 FAX.011-350-0042 E-mail:kge15@kge.co.jp
■函館営業所:函館市西旭岡町2丁目3番14号
■釧路営業所:釧路市春採6丁目1番26号

本社
〒108-8337 東京都港区三田2丁目11番15号(三田川崎ビル)
TEL.03-5445-2071 FAX.03-5445-2073

地盤に強い総合コンサルタント

検索： 基礎地盤

基礎地盤コンサルタンツ(株)は、
地盤コンサルタントのパイオニアとして
1953年より活躍の場を広げてきました。
これからも時代に求められる分野へと
活躍の場を広げ、社会資本の整備・維持管理、
防災・減災に貢献してまいります。

- 社会インフラの整備・更新維持管理
- 国土強靭化に対応した防災・減災
- 東南アジアを中心とした海外展開
- 新分野ビジネス(ｴﾈﾙｷﾞｰ・環境・情報)

Kisojiban
基礎地盤コンサルタンツ株式会社
https://www.kiso.co.jp





SHIMZ

輝く瞳の先にあるもの。

何か大きなものができる。
何か新しいものができる。
何か素敵なものができる。
そんなワクワクを
私たちは、いつも、いつまでも
忘れないようにしたいと思う。

子どもたちに誇れるしごとを。

SHIMIZU CORPORATION
清水建設

信頼のもと、
社会になくてはならない企業グループに



大日本ダイヤコンサルタント株式会社
Dia Nippon Engineering Consultants Co., Ltd.

北海道支社　〒001-0010 北海道札幌市北区北十条西2-13-2　TEL：011-729-2701

22) 単調および繰返し載荷による軽量盛土材の三軸せん断特性 ・・・・・161
室蘭工業大学大学院　田澤　宏太、木幡　行宏
株式会社構研エンジニアリング　菅原　正則

23) 室内における簡易動的コーン貫入試験の原位置試験への適応性及び土質定数との関係 ・・・・・167
室蘭工業大学大学院　水野　敏裕、川村　志麻
川崎地質株式会社　三嶋　信雄
室蘭工業大学大学院　小原　拓己

［泥炭・軟弱地盤・長期圧密］

24) 北海道江別市の泥炭地盤における各種コーン貫入試験 ・・・・・175
秋田工業高等専門学校　山添　誠隆
北海道大学名誉教授　田中　洋行
北海道大学大学院　西村　聡
北海道土質試験協同組合　中川　範彦
株式会社ドーコン　高橋　秀彰
ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社　石井　正紀
株式会社シーウェイエンジニアリング　齋藤　礼位
土木研究所寒地土木研究所　林　宏親

25) 泥炭性軟弱地盤上の低盛土道路における供用後の沈下予測精度に関する検討 ・・・・・185
株式会社構研エンジニアリング　菅原　正則、益子　優太、菊池　優希
土木研究所寒地土木研究所　橋本　聖
室蘭工業大学大学院　木幡　行宏
北海道科学大学工学部　川端　伸一郎

26) 除荷を受けた泥炭の温度・ひずみ速度依存挙動の統一的解釈の構築 ・・・・・189
北海道大学　河内　太志、西村　聡

27) 異なる層厚において初期応力の深度分布の考え方が粘性を考慮した圧密沈下挙動に与える影響
・・・・・199
北海道大学　大崎　慈丈、渡部　要一

28) 異なる温度条件下で圧密を受けた泥炭の熱伝導率の計測手法の検討 ・・・・・207
北海道大学　大畠　明久、西村　聡、河内　太志

29) 泥炭の地震動特性に関する遠心力模型実験 ・・・・・215
土木研究所寒地土木研究所　橋本　聖、林　宏親、山木　正彦

［補強土・補強土壁・ジオシンセティックス・杭・杭基礎］

30) 能登半島地震におけるジオグリッド補強土の被災報告 ・・・・・225
前田工繊株式会社　久保　哲也
室蘭工業大学大学院　川村　志麻
川崎地質株式会社　三嶋　信雄

31) 壁面パネルの変状が補強土壁の耐震性能に及ぼす影響 ・・・・・233
土木研究所寒地土木研究所　野村　孝志、山木　正彦、橋本　聖
九州工業大学　川尻　峻三
ヒロセ補強土株式会社　志村　直木
JFE 商事テールワン株式会社　新田　武彦

32) ジオセルによる支持力増強メカニズム解明に向けた模型実験 ・・・・・241
北見工業大学大学院　三浦　優輝
北見工業大学工学部　高岩　尚紀
北見工業大学大学院　Batbayar Enkhzaya
東京インキ株式会社　川俣　さくら、原田　道幸
北見工業大学工学部　川口　貴之

33) カルバート基礎補強工法による細砂模型地盤の支持力・変形特性 ・・・・・247
室蘭工業大学大学院　横井　天駿、木幡　行宏、小松　貴広

34) 種々の補強体寸法による巻き込みジオグリッド補強地盤の支持力特性 ・・・・・253
室蘭工業大学大学院　小松　貴広、木幡　行宏、横井　天駿

35) Bearing capacity performance evaluation of normal and spiral piles in various types of ground under two-way cyclic vertical loading ・・・・・259
北海道大学大学院　Shah Faheem、磯部　公一

36) 砂地盤における既製コンクリート杭基礎の合理的な液状化対策に関する検討 ・・・・・269
土木研究所寒地土木研究所　楠田　侑平、山木　正彦、江川　拓也

令和 5 年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告 ・・・・・279



株式会社ドーコン

本社 / 〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号 TEL.011-801-1500 FAX.011-801-1600

https://www.docon.jp

西松建設

NIPPON KOEI　ID&E

誠意をもってことにあたり、技術を軸に社会に貢献する。

日本工営株式会社

代表取締役社長　　金 井 晴 彦

《 本　　社 》〒102-8539　東京都千代田区麹町 5 丁目 4 番地
https://www.n-koei.co.jp/consulting/

札幌支店長　　橋 場 克 泰

《 札幌支店 》〒060-0005　札幌市中央区北 5 条西 6 丁目 2 番地 (札幌センタービル 22F)
営業企画部　TEL(011)205-5531　FAX(011)252-0345
技術第一部　TEL(011)205-5521　FAX(011)252-0343
技術第二部　TEL(011)205-5290　FAX(011)208-2314

北武コンサルタント株式会社



北武コンサルタントは，道路，河川および鉄道などの計画，構造物設計や診断補強などのコンサルタント業務のみならず，研究技術開発などを通じて，幅広く社会資本の整備や維持管理に力を注いでいます．

北武コンサルタント株式会社　URL : http://www.hokubu-c.co.jp/

本　　社　〒062-0020　札幌市豊平区月寒中央通7丁目4番7号　北武 第2ビル
TEL. 011−851−3012　FAX. 011−851−3433
東京事務所　〒101-0054　東京都千代田区神田錦町2丁目5−4　第二亀谷ビル3F
仙台事務所　〒984-0804　宮城県仙台市青葉区大町2丁目4−10　仙台タツミビル5F

北海道石灰化工株式会社

本　　社：　〒053-0022北海道苫小牧市表町3丁目2番12号
TEL（0144）32-7522（代）　FAX（0144）32-7535
苫小牧工場：　〒059-1372北海道苫小牧市勇払145番地149
TEL（0144）56-0078（代）　FAX（0144）56-2579
ホームページURL／https://www.h-sekkaikakou.co.jp
E-mailアドレス／hokuseki@hsk.nittetsukou.co.jp

種　　別	製　品　名	品　　質	対象土と特質
生　石　灰	ベストキーパーK	工業用生石灰	高含水比の軟弱土、ヘドロ、浚渫土等を高温発熱、吸水による急速改良
石　灰　系	ベストキーパーP30	工業用生石灰をベースとした生石灰系安定剤	高含水比から低含水比までの軟弱土、ヘドロ、浚渫土等を発熱、吸水による改良に加えて、添加剤の複合効果で安定強度の増加を促進する。 土性により、最も適した品種を選定する。
防塵固化材	ベストキーパーK-DP	工業用生石灰	PTFE(フッ素樹脂）で粉体の特性を改質することにより安定剤本来の特徴を損なうことなく粉塵発生を防止し、作業環境、周辺環境の改善に効果を発揮する。
	ベストキーパーP30-DP	工業用生石灰をベースとした生石灰系安定剤	

北海道の地盤を熟知している技術者がお応えします。



URL　https://h-doshitsu.co.jp
E-mail　doshitsu@h-doshitsu.co.jp

工藤　康雅（技術士：総監、建設、地盤品質判定士）　遠藤　秀博（技術士：建設、土壌汚染調査技術管理者）
松本　和正（技術士：総監、建設、応用理学、
地質リスク・エンジニア）

北海道土質コンサルタント株式会社
〒062-0931 札幌市豊平区平岸1条2丁目5番16号
TEL (011) 841-1466　FAX (011) 841-5490



北海道土木設計株式会社

代表取締役　若山　浩
〒060-0002
札幌市中央区北2条西1丁目1番地 マルイト札幌ビル8階
TEL:011-231-6321　https://www.do-doboku.co.jp/

MASUMURA

ISO 9001：2015 認証登録（本社）

益村測量設計 株式会社

道路，河川，港湾，農業用施設及び開発行為に関する
調査･測量･設計，物件調査，GIS 及び土木施工管理

代表取締役　益 村 夏 菜 子

本　　社：〒093－0046 網走市新町１丁目７番 14 号　TEL0152 - 44－7335　FAX0152－43－3379
E-mail：masumura@masumura.co.jp ，URL http：// www . masumura . co . jp /
札幌営業所：〒060-0061 札幌市中央区南１条西９丁目 6-1　TEL011 - 271－6935　FAX011－271－6935
南１条グランドハイツ 407
岩見沢営業所：〒068－0007 岩見沢市７条東６丁目 11-6　TEL0126 - 32－0158　FAX0126－32－0158
十勝営業所：〒080－0331 河東郡音更町雄飛が丘北区 1-165 TEL0155 - 29－5318　FAX0155－29－5318

地すべり観測機器に新たな選択肢を。



2点間の変位量を自動計測

- 雨・雪・粉じんに強い。
- 道路・河川を挟んでの計測。
- 測定可能距離は7m～140m。

遠隔地からの通信*による観測も可能です
*東オサシ・テクノスのOSNET利用による。

計測が困難な場所ほど威力を発揮する

Merex-D®

拡散レーザ変位計



孔内傾斜と地下水位をボーリング孔1つで自動計測

- センサ部が薄型なので、パイプ内に空間があり、水位計等を同孔に設置可能。

Dr.Clip™

detailed recording inclinometer pipe

パイプ傾斜計

遠隔地からの通信*による観測も可能です
*東オサシ・テクノスのOSNET利用による。

NETIS 登録技術 登録番号：HK-200004-A



傾斜した方角・角度を自動計測

- 加速度センサ・電子コンパスでどの方角に何度傾いたかを計測。
- 立てた単管パイプの上にのせるだけの簡単な設置。

遠隔地からの通信*による観測も可能です
*東オサシ・テクノスのOSNET利用による。

Merex-CR

Area net 傾斜計

気になるワードがありましたら遠慮なくお問い合わせ下さい。

明治コンサルタント
MEICON

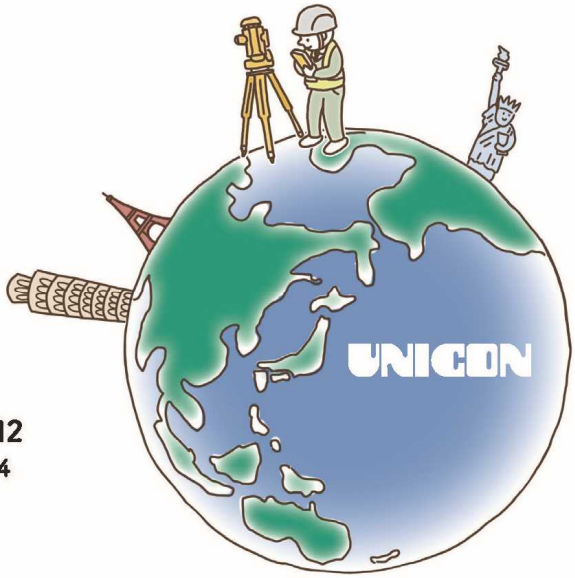
上記商品のお問い合わせ先：
〒064-0807 札幌市中央区南7条西1丁目21番地1
[本店営業課] TEL:011-562-3066 FAX:011-562-3199 https://www.meicon.co.jp/

北海道と共に
SINCE1973

地 球 が 仕 事 場 。

株式会社 ユニオン・コンサルタント

地球を探り、未来を築く
私たちは地盤の総合コンサルタントです。



web site

〒001-0045 札幌市北区麻生町７丁目3-12
TEL 011-746-8281 FAX 011-746-8284

https://unioncons.co.jp

賛助芳名録

（五十音順）

株式会社イーエス総合研究所

上山試錐工業株式会社

株式会社エーティック

株式会社大林組

岡三リビック株式会社

鹿島建設株式会社

川崎地質株式会社

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

清水建設株式会社

大日本ダイヤコンサルタント株式会社

株式会社ドーコン

西松建設株式会社

日本工営株式会社

北武コンサルタント株式会社

北海道石灰化工株式会社

北海道土質コンサルタント株式会社

北海道土木設計株式会社

益村測量設計株式会社

明治コンサルタント株式会社

株式会社ユニオン・コンサルタント

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

過圧密履歴を受けた火山灰質土の再液状化特性

北見工業大学大学院　　正会員（若手）　　○藤島　佑太
北見工業大学工学部　　国際会員　　山下　聡

1. はじめに

一度液状化した地盤は，間隙水の排水によって密になり，液状化しにくくなることも考えられるが，実際には国内外で再液状化現象が発生することが報告されている。2018 年北海道胆振東部地震では，札幌市清田区清田地区 [1] において，2003 年十勝沖地震では北見市端野町協和地区において再液状化現象が確認されている。上述した地点は，いずれも周辺に堆積している火山灰質土で盛土して大規模に造成した地点である。このような大規模造成盛土は全国で 5 万箇所以上確認されている。既報 [2] では，北見市の大規模造成盛土から採取した試料を用いて再液状化特性を評価した結果，不攪乱試料の再液状化強度は初期液状化強度よりもやや低くなった。これは，盛土地盤においても軽度のセメンテーション効果を有しており，密度増加の影響よりも初期液状化による土粒子間の結合が弱まり強度が低下したと考えられた。本研究では，盛土地盤よりも固結度が高いと考えられる切土地盤から採取した火山灰質土と過圧密履歴を与えた再構成試料を用いて，再液状化特性を評価するとともに，液状化に伴う剛性の変化をベンダーエレメント（BE）試験によって求めた。

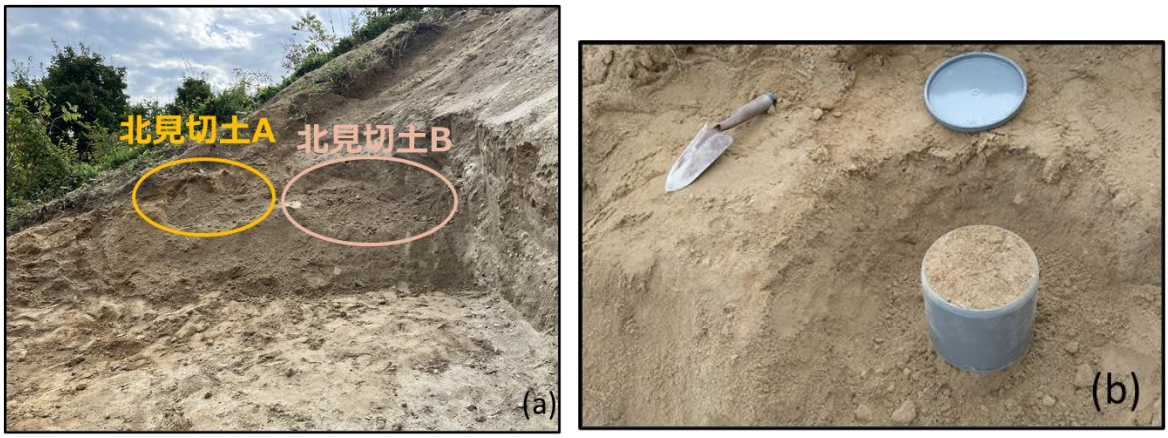


図 1 不攪乱試料の採取方法　(a) 採取位置, (b) ブロックサンプリング

2. 用いた試料と供試体作製方法

北見市開成地区の火山灰採取場の切土斜面において，図 1(a)に示すように 2 深度から試料を採取した。この地点は，屈斜路火砕流堆積物が堆積している地盤である。北見切土 A は，採取場の斜面表面から 1m 程度の深度で，色調の変化から風化が進行していることが考えられた。北見切土 B は，斜面表面から 2m 程度の深度から採取した。採取した両試料の物理的性質等を表 1 に，粒度試験結果を図 2 に，締固め試験結果を図 3 示す。両試料の物理的性質や粒度，締固め特性はほぼ同様で，最大・最小間隙比のみ北見切土 A の方が高くなっている。

不攪乱試料の採取は，図 1(b)に示すように内径 20 cm，高さ 20 cm の塩ビパイプを用いて，ブロックサンプリングにより行い，現場で凍結後，実験室に搬入した。不攪乱供試体の作製は，凍結した試料をトリマーを用いて冷凍庫内で所定の寸法に成形して作製した。再構成供試体の作製は，乾燥試料をモールド内に堆積させ，電動バイブレータによってモールド側面から締固める乾燥振動法を用いた。供試体の寸法は，直径 70 mm，高さ 150 mm である。

Liquefaction characteristics of volcanic ash soils subjected to over consolidation history
FUJISHIMA Yuta, YAMASHITA Satoshi
Kitami Institute of Technology

供試体作製後，拘束圧 30 kPa のもとで CO_2 および脱気水により飽和させ，有効拘束圧σ_c'=100 kPa，背圧 100 kPa で等方圧密を行い，載荷周波数 0.1 Hz の正弦波荷重を与えて初期液状化試験を行った。過圧密履歴を与える場合は，有効拘束圧σ_c' =200 kPa まで圧密した後，σ_c' =100 kPa まで戻し過圧密比 OCR=2 の過圧密履歴を与えた。なお過圧密履歴は北見切土 B の再構成試料のみに対して与えた。初期液状化試験後に再液状化試験も行った。状態でゆっくりと排水バルブを開けて再圧密を行った。再液状化試験時の応力比は，初期液状化試験と同じ応力比で行った。BE 試験では，初期液状化試験前，初期液状化試験後（再液状化試験前），再液状化試験後の圧密時（σ_c' =100 kPa）に，鉛直方向に伝播するせん断波速度を測定した。

表 1 用いた試料の物理的性質

試　料	ρ_s (g/cm^3)	D_{50} (mm)	F_C (%)	e_{max}	e_{min}	ρ_{dmax} (g/cm^3)	w_{opt} (%)
北見切土 A	2.540	0.098	44.1	2.125	1.348	1.221	28.8
北見切土 B	2.473	0.093	43.2	1.887	1.128	1.199	28.9

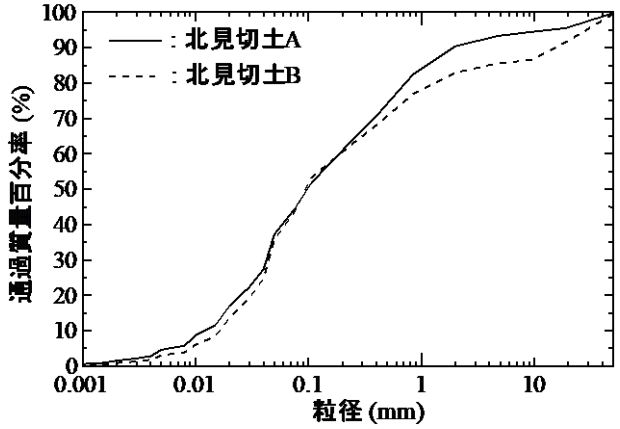


図 2 粒度試験結果

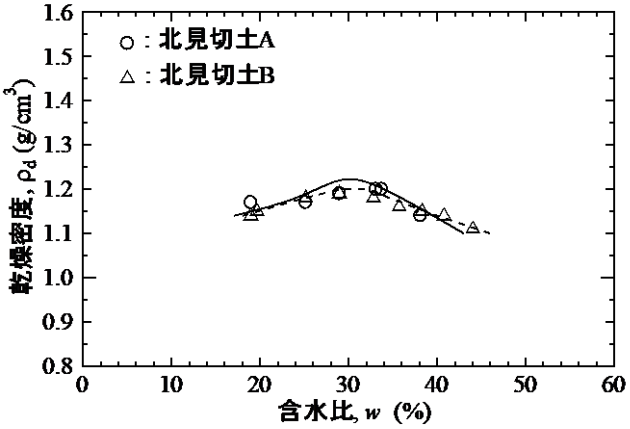


図 3 締固め試験結果

3. 初期液状化および再液状化試験結果

図 4 は，北見切土 A および B の不攪乱試料と再構成試料の初期液状化試験結果を比較したものである。不攪乱試料では，北見切土 B の方が初期液状化強度が高くなっている。これは，北見切土 A は地表の近くから採取した試料であるため，風化の影響のため北見切土 B よりも強度が低くなったと考えられる。しかし,再構成試料では初期液状化強度は同程度となり，切土の強度が強くても再構成試料になると強度が弱くなるといえる。

図 5，6，7 は，不攪乱試料，再構成試料および過圧密履歴を与えた再構成試料での初期液状化強度と再液状化強度を比較したものである。図 5 に示す不攪乱試料では，北見切土 A は再液状化強度が初期液状化強度よりもやや高く，北見切土 B ではやや低くなっているが，ほとんど変わらない結果となった。一方，図 6 に示す再構成試料では，両試料ともに再液状化強度が初期液状化強度よりも高くなっている。また，図 7(a)に示す過圧密履歴を与えた北見切土 B の再構成試料は，北見切土 B の不攪乱試料以上に再液状化強度が初期液状化強度よりも低くなった。このことから過圧密履歴によって生じた液状化強度の増加をもたらす構造の変化は液状化によって容易に低下すると考えられる。図 7(b)には，北見切土 B の不攪乱試料，正規および過圧密履歴を与えた再構成試料の再液状化のみを比較している。初期液状化強度によらず再液状化強度はほとんど等しくなっている。

図 8 は，載荷回数 20 回での繰返し応力比 R_{L20} と乾燥密度との関係を示したものである。北見切土 B の不攪乱試料と過圧密履歴を受けた再構成試料においては，初期液状化によって密度増加しているのにかかわらず，再液状化強度は低くなっている。それに対し，北見切土 A の不攪乱試料や北見切土 A，B の再構成試料

では密度増加に伴って再液状化強度が同程度かやや高くなっている。これは，先に述べたように北見切土 B の不攪乱試料が最も固結度が高いため，初期液状化による固結度の低下の影響による液状化強度の低下が生じたものと考えられる。それに対し，正規圧密の再構成試料では固結の影響がほとんどないため，初期液状化による密度増加により，再液状化強度がやや高くなったものと考えられる。過圧密試料においては，過圧密によって強度が増加するが,初期液状化によって過圧密履歴によって生じた強度増加は消失するといえる。

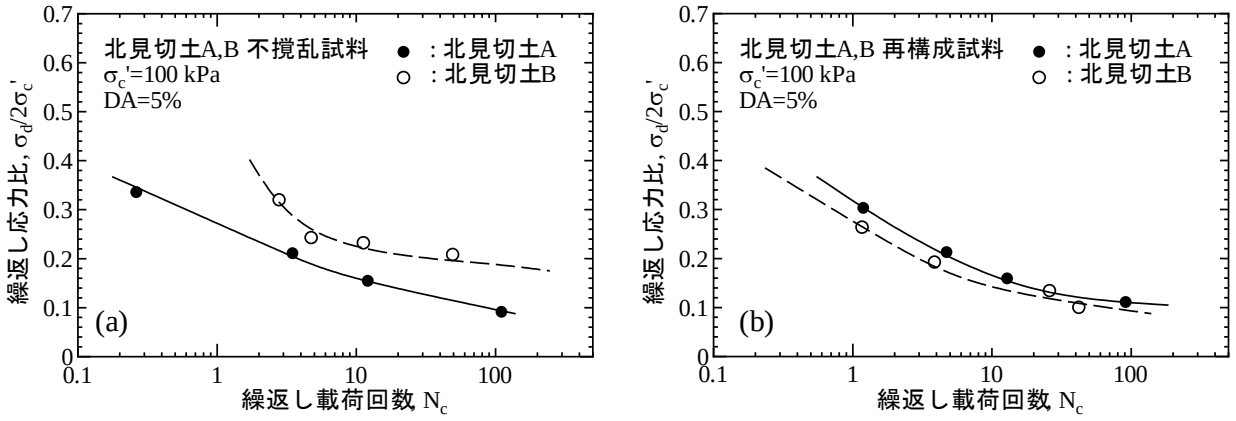


図 4　初期液状化試験結果 (a)不攪乱試料, (b)再構成試料

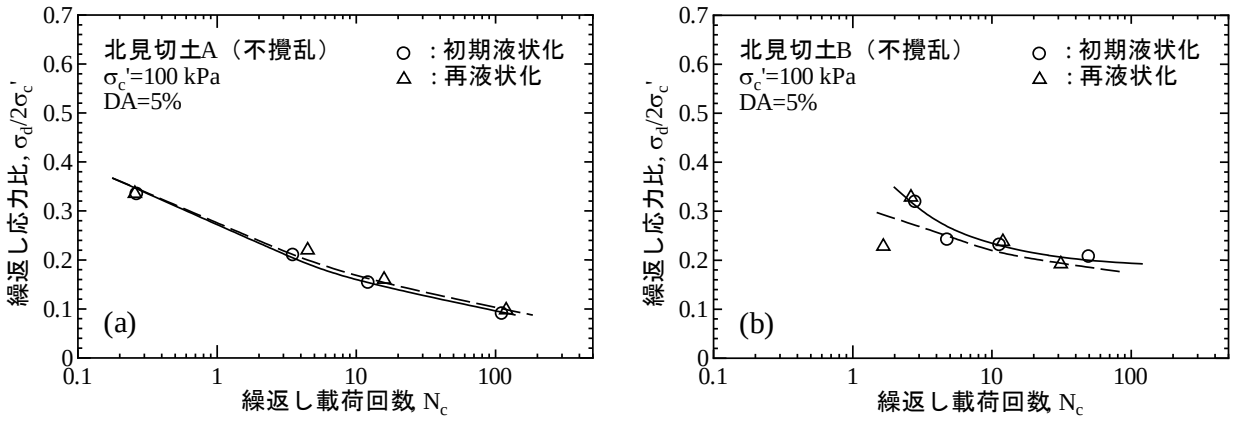


図 5　不攪乱試料の再液状化試験結果　(a)北見切土 A, (b)北見切土 B

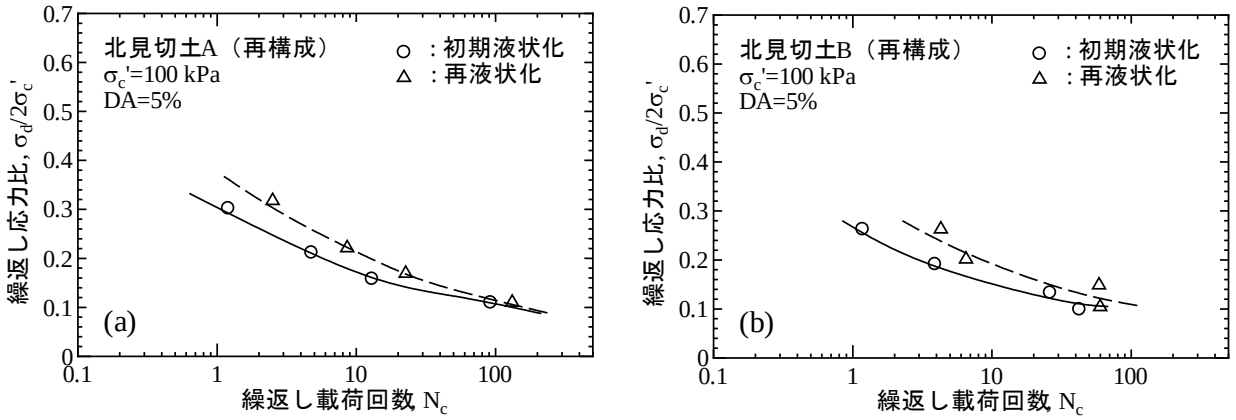


図 6　再構成試料の再液状化試験結果　(a)北見切土 A, (b)北見切土 B

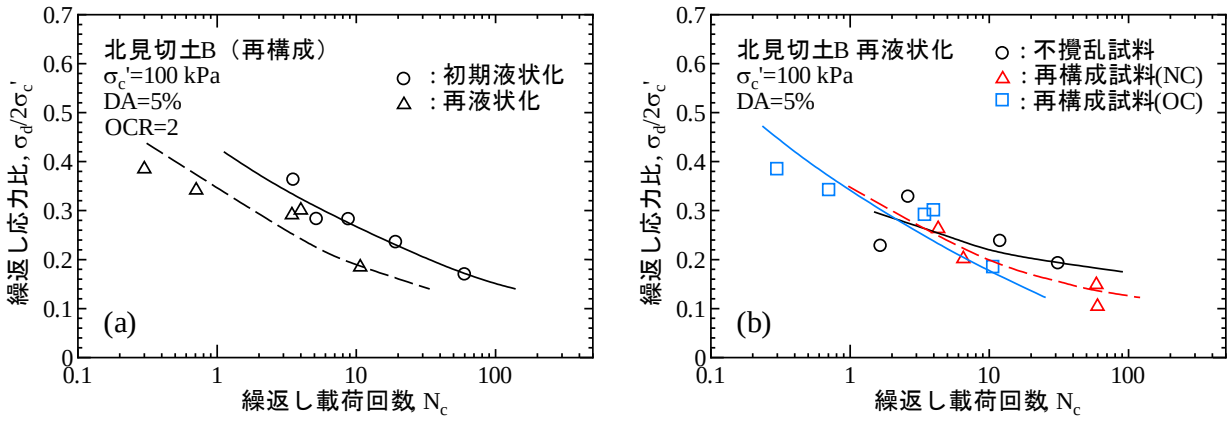


図 7　過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響

(a)北見切土 B 過圧密試料, (b)再液状化強度比較

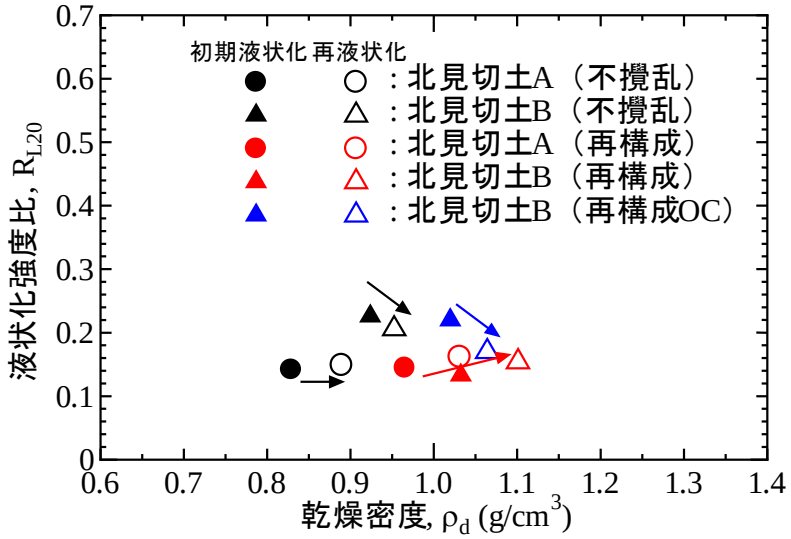


図 8　液状化強度比と乾燥密度の関係

4. BE 試験結果

図 9 は，BE 試験から求めた初期液状化試験前，初期液状化試験後（再液状化試験前），再液状化試験後における不撹乱試料と再構成試料のせん断剛性率を比較したものである。図 9(a)に示す正規圧密試料では，液状化試験結果と同様に，再構成試料では，初期液状化に伴う密度増加に伴って，初期液状化後の剛性が増加している。一方，不撹乱試料では，特に固結度の高い北見切土 B では，初期液状化後の剛性の増加は，再構成試料ほど認められない。また，図 9(b)に示した北見切土 B の過圧密試料では液状化前後での剛性変化がほとんど認められない。これは，過圧密試料では，初期液状化強度の低下が最も大きかったため，密度増加よりも構造変化による剛性の低下が大きかったものと思われる。

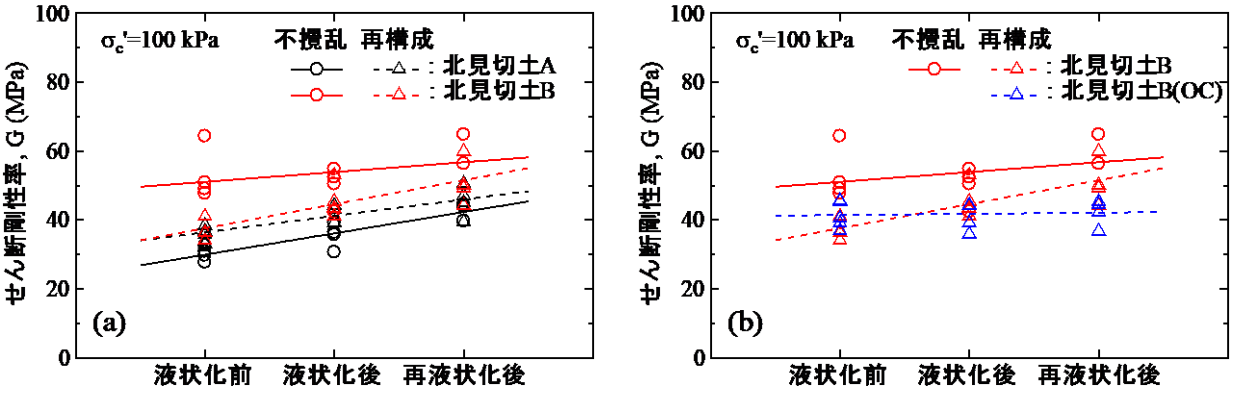


図 9　液状化前後のせん断剛性率の変化　(a) 正規圧密試料, (b)正規圧密試料との比較

ここで，図 9 の比較では，液状化試験後の再圧密によって BE 試験時の密度が異なるので，剛性の変化が固結度の変化のためなのか密度変化のためなのかが明らかではない。そこで，図 10 に示すように密度変化の影響を取り除くために，間隙比関数で剛性の正規化を行って比較した。用いた間隙比関数 F(e)は，図中に示す阿曽沼ら [3] が鹿児島で採取したしらす試料の再構成供試体に対して，繰返し三軸試験で求めた関係式（$F(e)=e^{-2.46}$）を用いた。

図 10(a)に示すように，間隙比関数で正規化した場合，液状化に伴う剛性の低下が認められ，特に不攪乱試料での低下が大きいことがわかる。図 10(b)に示した北見切土 B の正規圧密と過圧密試料の比較では，不攪乱試料の剛性が最も高くなっている。初期液状化強度は不攪乱試料と過圧密履歴を与えた再構成試料が同程度であるのに対し，剛性は不攪乱試料のほうが高くなっている。これは，不攪乱試料では年代効果に伴う固結度の増加に伴って液状化強度と剛性が増加しているが，過圧密履歴を与えた場合は，液状化強度を増加させるダイレイタンシー特性を変化させたものの剛性の増加は生じなかったものと考えられる。

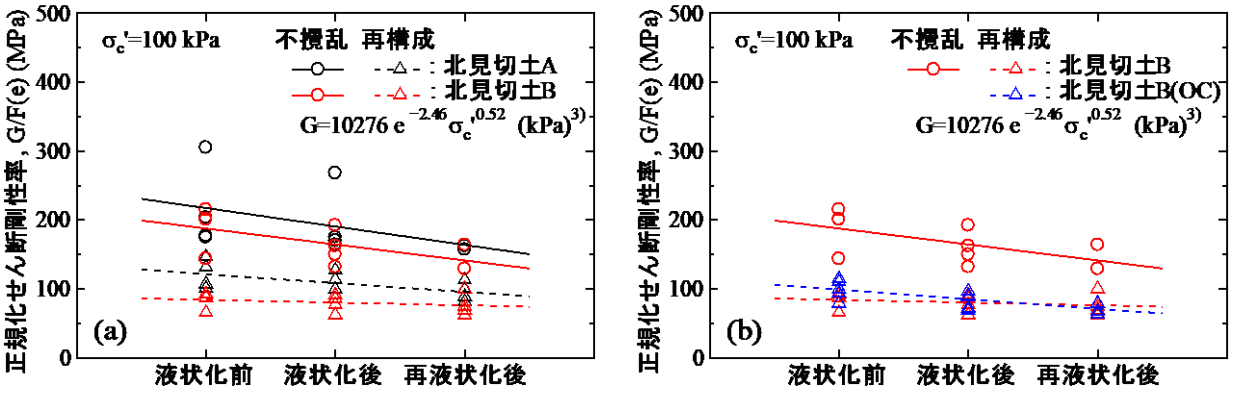


図 10　正規化せん断剛性率での比較　(a)正規圧密試料, (b)正規圧密試料との比較

5. 結論

1) 再構成試料の再液状化強度は初期液状化に伴う密度増加のために，再液状化強度はやや高くなった。

2) 北見切土 A の不攪乱試料の再液状化強度は風化の影響で強度が低く，再構成試料と同程度となった。北見切土 B の不攪乱試料の再液状化強度は固結の程度が高いため，密度増加の影響よりも初期液状化による固結度の低下の影響が表れて強度が低下したと考えられた。

3) 過圧密履歴を与えた再構成試料の再液状化強度は，初期液状化強度よりも大きく低下したが，剛性の変化は少なかった。これは，過圧密によっては固結度は増加せず，ダイレイタンシーの変化によって液状化強度が増加したものと考えられる。

【参考文献】

1) 例えば，地盤工学会平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団：平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団最終報告書, 169p, 2019.
2) 荻原慧，山下聡：北見市の火山灰質土盛土地盤の再液状化特性，第 58 回地盤工学研究発表会，福岡, 2023.
3) 阿曽沼剛，三浦清一，八木一善，田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法，土木学会論文集, No708/III-59, pp.161-173, 2002.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

恵庭降下火砕堆積物（En-a）からなる斜面の現地計測およびその物理力学挙動

室蘭工業大学理工学部　正会員(若手)　○松井　武蔵
室蘭工業大学大学院　　石川　凌
室蘭工業大学大学院　　国際会員　　川村　志麻

1．はじめに

2018 年 9 月 6 日 3 時 7 分頃，北海道厚真町を震源とする M6.7 の地震[1]が発生し，北海道勇払郡厚真町では震度 7 を観測した．気象庁はこの地震を「平成 30 年北海道胆振東部地震」と命名している．消防庁集計によると，死者 43 名を含む人的被害の他，住家・社会基盤施設に甚大なダメージをもたらした（2019 年 8 月 時点）．震源地となった北海道胆振東部地域では，樽前山および恵庭岳，そして，支笏カルデラを噴出源とする火山灰質土が堆積している．**図-1** には，震央と代表的に恵庭岳と樽前山からの噴出物（En-a 層と Ta-d 層）の分布域と層厚を示している．特に，これら「降下軽石火砕堆積物」によって形成された自然斜面がこの大惨事誘発の素因になっている．過去の一連の研究では，樽前降下火砕堆積物（Ta-d）からなる自然斜面において現地調査・計測を行い，斜面内の土壌水分の変化，間隙水圧挙動ならびに物理力学特性を明らかにしている[例えば 3)4)]．

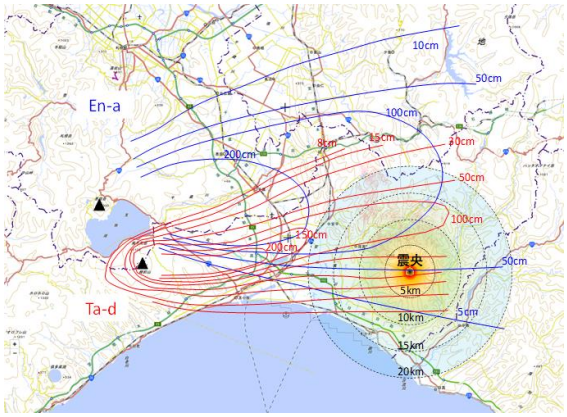


図-1　樽前山および恵庭岳を噴出源とする降下火砕堆積物の降灰範囲と震源からの距離（国土地理院地図[2]に加筆）

本研究では，安平町で多くの崩壊が確認されている，恵庭岳を噴出源とする降下火砕堆積物(En-a 層)からなる斜面[3)5)]において，現地計測・調査を開始した．特に，これらの降下火砕堆積物では，通常の砂・粘土とは異なり，力学的特異性を示すことが指摘[6)]されている．ここでは，恵庭降下火砕堆積物のせん断，圧密，粒子破砕特性ならびに化学的性質を把握するため，安平町早来緑丘で採取した恵庭降下堆積物（以降，En-a とローム化が進行した Enloam と呼ぶ）について，定圧一面せん断試験，段階載荷圧密試験，XRD 試験を実施した．また，それに伴う恵庭降下堆積物の圧密過程とせん断過程による粒子破砕特性の比較を行い，粒子破砕の影響度を定量化した．



図-2　本研究による調査地点および震源からの距離（国土地理院地図[2]に加筆）

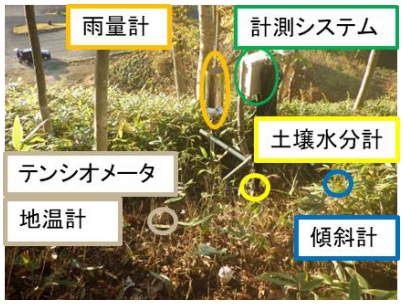
2．調査地点および試料について

本研究では，北海道勇払郡安平町早来緑丘にある切土斜面において（**図-2**），現地調査・計測を行った．恵庭降下火砕堆積物は，恵庭岳から約 2 万年前に噴出・堆積したものであり，この降下火砕堆積物(En-a)を切土面と計測機器設置地点において，シンウォールサンプリングならびにハンドオーガによる採取をおこなった．現地の切土露頭部と計測機器設置の状況を**写真-1**(a)，(b)に示す．

Field monitoring of volcanic slope formed from Eniwa pyroclastic fall deposits (En-a) and its evaluation: Musashi Matsui, Shima Kawamura and Ryo Ishikawa (Graduate School of Engineering, Muroran Institute of Technology)



写真-1　(a) 現地の切土露頭部



(b) 計測機器設置の状況

現地計測では，土中に土壌水分計 3 点，傾斜計 1 点，テンシオメータ 2 点，地温計 1 個の計測機器を設置した．土柱図および計測機器の設置位置を**図-3** に示す．地層の構成は，図に示すように，露頭表面から深部方向に 150cm~180cm 地点に Enloam 層，180cm~210cm 地点に En-a 層が確認された．

はじめに，対象とする En-a，Enloam の物理特性を調査した．**表-1** に本研究の各試料の物理特性と北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会で報告されている En 層の物理特性 [7]を比較して示す．この結果より，調査地点の採取試料は過去に報告されている En 層の物性値とおおむね一致していることが確認できる．

次に，粒度試験結果を**図-4** に示す．Enloam 層に関しては，En-a 層より粒径が小さくなるような結果を予想していたが，En-a 層と同じような粒度分布が得られた．Enloam の風化度によって相違がでてくる可能性があるが，本サイトではその変化は認められなかった．

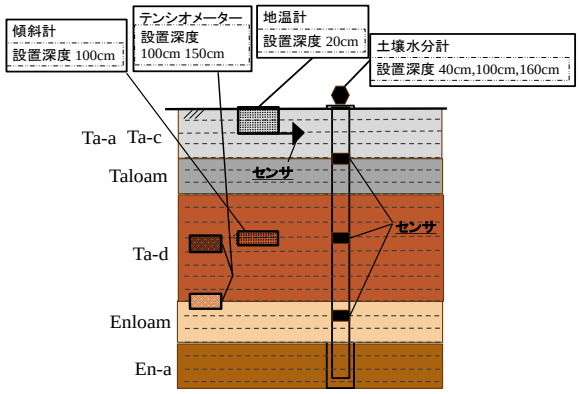


図-3 土柱図および計測機器の設置位置

表-1 各試料の物理特性

		En-a	Enloam	En層
自然含水比	%	112	127	65～160
土粒子の密度	g/cm^3	2.50	2.59	2.4～2.8
最小密度	g/cm^3	0.648	0.826	0.600
最大密度	g/cm^3	0.951	1.10	1.10
平均粒径	mm	0.86	0.86	–
液性限界	%	N.P.	N.P.	–
塑性限界	%	N.P.	N.P.	–

3．En-a と Enloam の化学分析結果

写真-1 に示すように，今回の露頭では，En-a 層に加えて，En-a がローム化したとみられる Enloam 層が確認された．En-a については形成する鉱物成分については明らかになっていない．そのため，En-a 試料と Enloam 試料がどのような鉱物で形成されているか，また双方の違いを確認するために X 線回折（XRD）及び相対的な定量分析を行った．

XRD 試験の試験条件は，X 線出力が 40 kV, 30 mA，スキャン速度は 1°毎分，ステップ感覚は 0.01°である．また，定量分析は RIR 法 [5)8)]を用いて行っている．各試料の RIR 定数は既報の値を用いた．

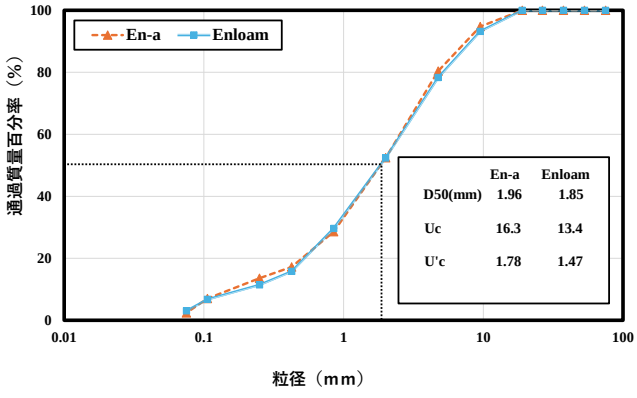


図-4　粒度試験結果

各試料の鉱物質量比の関係を**図-5** に示す．この結果より，En-a と Enloam 層ともに粘土鉱物であるハロイサイトやモンモリロナイトが含有していることが確認できる．また，化学的な作用により，カオリン鉱物を形成 [12)]する長石や雲母も含まれていることが確認できる．**図-3** に着目すると，既往の報告 [4)9)]のように高湿潤状態の Ta-d 層が En 層に上層にあることがわかる．このことから，En 層の上部が湿潤状態の高い Ta-d 層

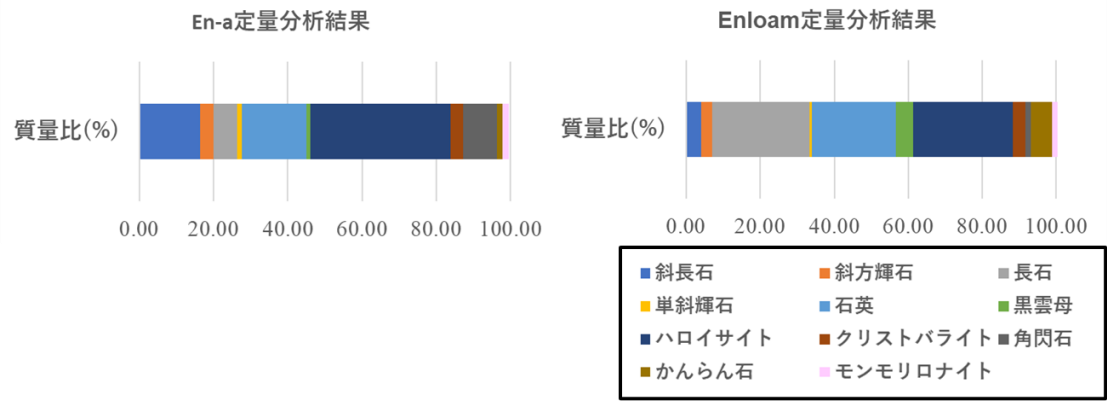


図-5　RIR 法による各試料の定量分析結果

の化学的作用（H_2O による）によって，ローム化を引き起こしていることが推測される．

4．En-a と Enloam の一面せん断試験によるせん断特性と工学的評価

上述した En-a と Enloam について，地盤工学会基準に従って，定圧一面せん断試験を行い，各条件でのせん断強度，粒子破砕量の比較を行った．使用した試料は，①シンウォールサンプリングによって採取した試料（以降，不かく乱試料と称する），②四分法を実施し，密度，含水比を原位置のものに調整し（原位置密度は**表-1**に示す），整形した試料（以降，かく乱試料と称する）の計 4 試料を用いて，圧密圧力 20kPa，30kPa，45kPa の下で定圧一面せん断試験を実施した（JGS0560）．

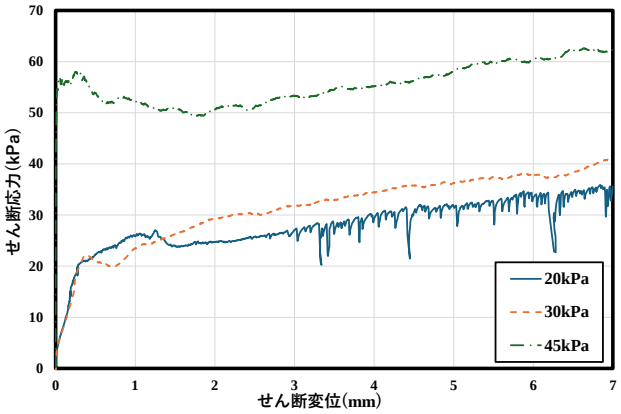


図-6　En-a 不かく乱試料

表-2　一面せん断試験結果

		かく乱試料			不かく乱試料		
En-a	σ(kPa)	20	30	45	20	30	45
	φ(deg)	52.7	51.4	51.1	60.9	58.1	54.3
	φ_d(deg)	50			46.7		
	c_d (kPa)	2.19			15.29		
Enloam	σ(kPa)	30	45	60	30	45	60
	φ(deg)	47.5	51.7	43.9	49.6	49.4	45.4
	φ_d(deg)	39.9			40.5		
	c_d (kPa)	11.6			11.2		

図-6 に En-a の不かく乱試料のせん断応力-せん断変位の関係を示す．すべての試料において，ひずみ硬化・軟化挙動を示し，圧密圧力が増加するとせん断応力が増加することが確認できる．**表-2** は，ϕの拘束圧依存性を調べるために，粘着力 c=0とした各せん断抵抗角を示したものである．なお，液性及び塑性限界試験では，本試料は N.P.と分類される（**表-1**）．また，ϕ_d 及び c_d は，地盤工学会基準に従い破壊包絡線から求めたせん断抵抗角と粘着力を示している．**表-2** より，かく乱試料と不かく乱試料では，不かく乱試料の方がせん断強度定数は若干大きくなっている．その傾向は En-a において顕著である．なお，これはセメンテーション効果によるものであろう．

次に，粒子破砕の影響について考察を行った．三浦ら [6]は，火山灰質土の粒子破砕の指標として細粒分増加量ΔFc（%）を提案しており，本論文においても，ΔFc（%）を粒子破砕の指標として用いることにする．

図-7 は En-a 及び Enloam の破壊時の平均有効主応力 p_f’（p_f’=(σ_1’+2σ_3’)/3）とせん断抵抗角ϕの関係を，また，**図-8** に破壊時の平均有効主応力 p_f’と細粒分の増加率ΔFc の関係を示す．なお，σ_3は$K_0\sigma_1$として算出している（ただし，K_0=0.5）．

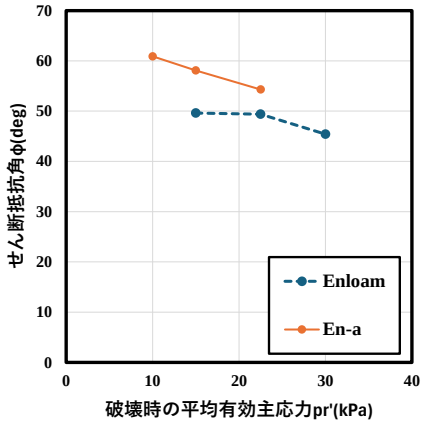


図-7　En-a 及び Enloam のせん断抵抗角ϕと破壊時均有効主応力 p_f’ の関係（不かく乱試料）

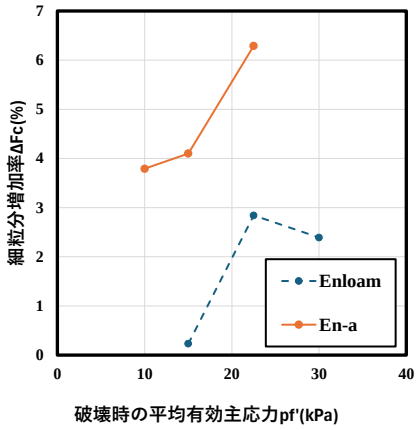


図-8　En-a 及び Enloam の細粒分増加率 ΔFc と破壊時の平均有効主応力 p_f’の関係（不かく乱試料）

図-7 より，Enloam より En-a の方がせん断抵抗角は大きいことが確認できる．また，平均有効主応力 p_f’が増加すると，せん断抵抗角ϕが低下傾向にあることが確認できる．また，図-8 をみると，各試料それぞれ平均有効主応力 p_f’が増加に伴い，細粒分が増加する傾向が見て取れる．

次に，北海道に分布する火山灰粗粒土のせん断に伴う粒子破砕特性との比較を行った．図-9 に既往の報告[4)9)]にある北海道の主な火山灰質粗粒土のせん断抵抗角と破壊時の平均有効主応力 p_f’ の関係に，本研究での試験結果を加筆して示している．なお，図-9 におけるせん断抵抗角は，上述した一面せん断試験で得られた c=0 の時のせん断抵抗角ϕとした．

図-9 に着目すると，今回の試験では大きい応力での試験及び得られた結果が少ないことから比較することは困難ではあるが，恵庭降下火砕堆積物（En-a，Enloam）は北海道に分布する火山灰質土の中でも，せん断抵抗角の低下が低応力の段階で生じていることがわかる．

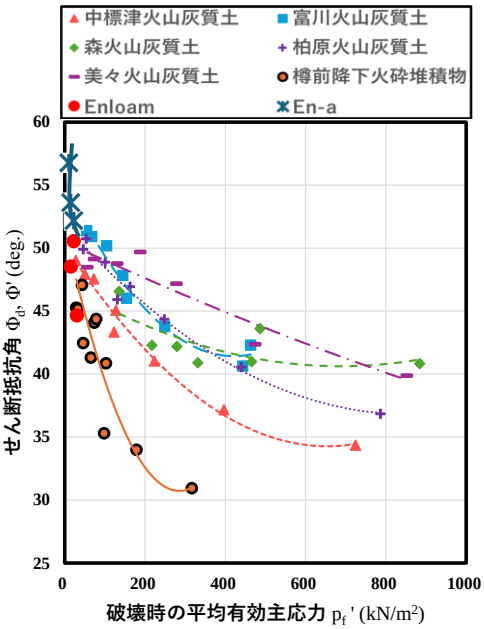


図-9　せん断抵抗角ϕと破壊時の平均主応力 p_f’の関係

5．En-a と Enloam の一次元圧密特性

上述のように，定圧一面せん断試験では，p_f’の増加に伴い粒子破砕が生じ，せん断強度を低下させることが明らかにされた．次に，圧密による粒子破砕の影響を調べるため，段階載荷圧密試験（JGS0411）における圧密特性と粒子破砕量の関係を調べた．本試験では，En-a 及び Enloam それぞれ，直径 60mm の凍結シンウォールサンプリングによる試料を高さ 20mm の供試体に整形し，24 時間放置し飽和状態にしたもの（不かく乱試料）による段階載荷圧密試験を行った．

図-10 に e-log$p$ の関係を示す．試験結果より，En-a の圧密降伏応力は p_c=50.0 kPa，Enloam での圧密降伏応力は p_c=56.1 kPa となった．また，樽前降下火砕堆積物（Ta-d）の試料[10)]と同様，両試料ともに除荷時ではほとんどリバンドしないことが明らかにされた．

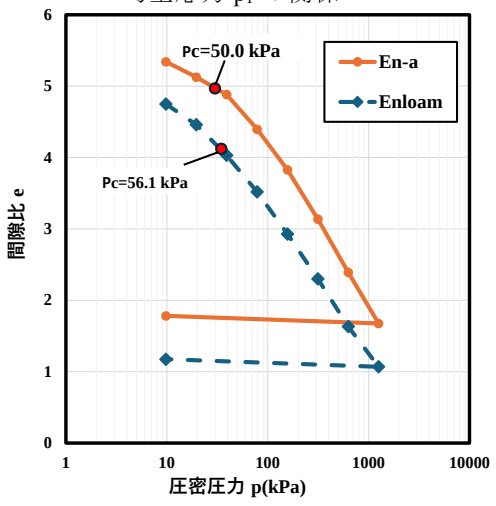


図-10　間隙比 e と圧密圧力 log$p$ の関係

6. せん断過程と圧密過程による粒子破砕量の比較

ここでは，せん断過程と圧密過程の違いによって発生する粒子破砕特性の変化について考察する．

図-11 はせん断過程，圧密過程それぞれの細粒分増加率 ΔFc と破壊時の平均主応力 p_f'の関係を示したものである．せん断過程については，一面せん断試験の細粒分増加率であり，圧密過程については，一面せん断試験と同じ圧密荷重と段階載荷圧密試験後（1254 k Pa）の試料での細粒分増加率を調べ，プロットしたものである．図より，低拘束圧場で急激に粒子破砕は進行し，ばらつきはあるものの，圧密過程による粒子破砕の影響はせん断過程と比べ，同程度かまたは大きいことが伺える．圧密時の粒子破砕の影響は無視できないことを示したものであろう．なお，今後は CD 三軸圧縮試験などの試験を行い，破壊時の平均有効主応力が増加するような高応力場での力学挙動を確認する予定である．

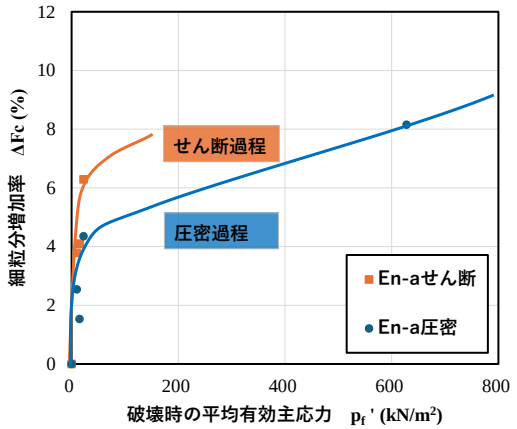


図-11 圧密過程，せん断過程による粒子破砕の比較

7. 現地計測結果

最後に，現地計測結果について述べる．図-12 は，約 2 か月間の降雨と土壌水分，テンシオメータ（間隙圧）の関係を示したものである．図より，10/20～24 の降雨の浸透によって土壌水分の若干の変化が認められものの，その後，大きな変動は認められない．また間隙圧は徐々に増加傾向にあるものの，-5kPa 程度を推移している．傾斜計も設置しているが，計測中はその変化は認められなかった．今後も現地計測を継続し，特に土壌水分や間隙圧の変化を調査していきたい．

なお，現在は，並行して，合成開口レーダ（SAR）から土壌水分の推定に関する検討[11]も行っており，今後は地上設置型 SAR の情報と現地計測による土壌水分の状況の関係も明らかにする予定である．

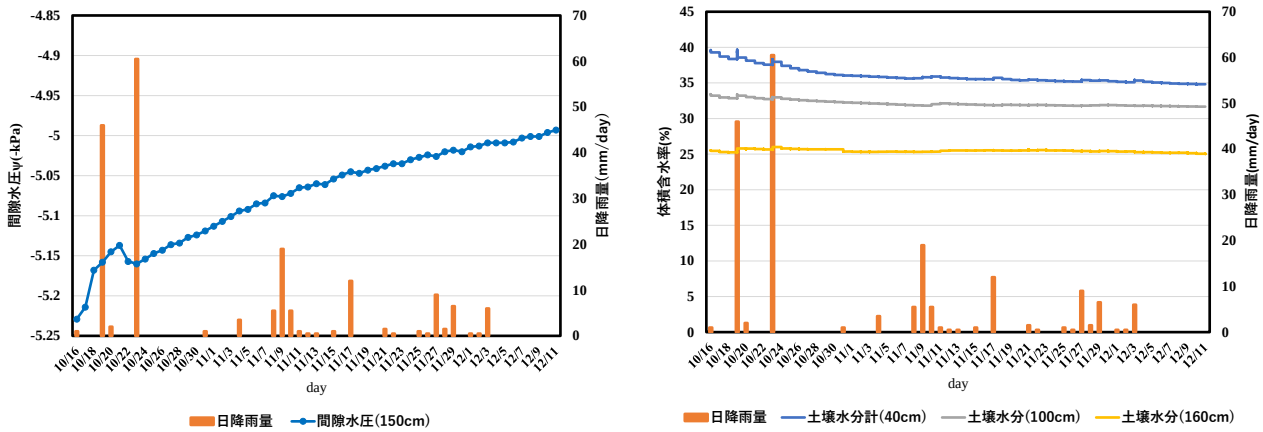


図-12 降雨と土壌水分，テンシオメータ（間隙圧）の関係

7. まとめ

一連の定圧一面せん断試験，段階載荷圧密試験，現地調査・計測によって，以下のような結論を得た．

(1) XRD 試験によって，En-a と Enloam を形成する鉱物が明らかにされた．形成する鉱物は，En-a，Enloam どちらも粘土鉱物であるハロイサイトやモンモリロナイトを多く含んでいることが明らかとなった．その原因として，En 層の上層に湿潤状態の高い Ta-d が堆積しており， En-a の構成物質にある長石などに化学的な反応（H_2O などによる）が起こりやすい環境にあることが確認された．

(2) En-a と Enloam 試料のせん断強度を比較すると，En-a の方が Enloam よりせん断強度が大きいことが確認された．また，2 つの試料ともに，破壊時平均主応力の増加に伴う粒子破砕率の増加が確認された．北海道に分布する火山灰質土の中でも，かなり低い応力場においてせん断抵抗角が低下する特徴を有する土質であることが確認された．

(3) En-a 試料では，圧密過程における粒子破砕の影響がせん断過程のものと比べ，同程度かまたは大きいことが示された．

(4) 現地計測結果より，短期間であるが対象とする切土斜面の気象の変化による斜面内の土壌水分，間隙圧の変化を把握することができた．今後，計測を継続する予定である．

謝辞：本研究を実施するにあたり，JSPS 科研費（基盤研究 B，No.24K01124）から研究助成を受けた．実験の実施では室蘭工業大学大学院 後藤凜君と立野佑希君，現地計測ではフィールドおよびその情報を提供頂いたアロハリゾート井森英里子氏ならびに基礎地盤コンサルタンツ㈱北海道支社 知本康男氏，川村季実佳氏に，記して謝意を表します．

【参考文献】

1) 文部科学省： 地震調査研究推進本部：平成 30 年北海道胆振東部地震の地震活動 概要，地震活動，発震機構と震度（https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismicity_annual/major_act_2018/）
2) 国土地理院：平成 30 年北海道胆振東部地震に関する情報，（http://www.gsi.go.jp/）
3) S. Kawamura, S. Kawajiri, W. Hirose and T. Watanabe: Slope failures/landslides over a wide area in the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, Soils and Foundations, Vol.59, pp.2376-2395, 2019.
4) K. Kawamura, S. Matsumura and S. Kawamura: Laboratory and field monitoring tests of volcanic soil (Ta-d) triggering landslides in the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, Geoenvironmental Disasters, Vol.11, Article number 41, 2024. (https://geoenvironmental-disasters.springeropen.com/articles/10.1186/s40677-024-00303-7)
5) 地震による地すべり災害−2018 年北海道胆振東部地震−, 地震による地すべり災害刊行委員会編, 北海道出版社，pp. 156−162, 2020.
6) 三浦清一，八木一善，川村志麻：北海道火山灰粗粒度の静的および動的力学挙動と粒子破砕，土木学会論文集 No.547/Ⅲ−36，pp159−170，1996.9
7) 実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工，被災事例～，北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会，地盤工学会北海道支部，pp.27-32，2010.12.
8) Hillier S (2000), Accurate quantitative analysis of clay and other minerals in sandstones by XRD: Comparison of a Rietveld and a reference intensity ratio (RIR) method and the importance of sample preparation. Clay Miner35(1):291–302. (https:// doi. org/ 10. 1180/ 00098 55005 46666)
9) 川村季実佳, 川村志麻，古賀匠：樽前降下火砕堆積物（Ta-d）の物理力学特性に及ぼす風化の影響とその評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 61 号, 2021.2.
10) 村川龍介，川村志麻，川村季実佳，松村聡，後藤凜：樽前降下火砕堆積物の圧密・せん断に伴う粒子破砕とその評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 64 号，pp.111-118，2024
11) 石川凌，川村志麻，泉佑太，降下火砕堆積物からなる自然斜面の現地計測と SAR による挙動解析，土木学会第 79 回年次学術講演会，仙台，III-124，2024.
12) 長沢敬之助：カオリン鉱物の生成と変化に関する研究―とくにカオリナイトとハロイサイトの産状と鉱物学的性質との関係について

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

道内火山灰質土からなる斜面の地震および降雨時の崩壊挙動に関する模型実験

室蘭工業大学大学院　　学生会員　　○小松　竜大
室蘭工業大学大学院　　国際会員　　川村　志麻
室蘭工業大学理工学部　　鈴木　元大

1．はじめに

近年，我が国では，予想をはるかに超える集中豪雨によって発生する斜面崩壊，地すべり，土石流などに起因する土砂災害が頻発しており，防災・減災に向けた総合的な対策が求められている．また，我が国は地震大国でもあり，2018 年 9 月に発生した北海道胆振東部地震では，厚真町と安平町周辺において同時多発的かつ広範囲に斜面崩壊が発生している．ここでは，過去に行われた支笏カルデラを噴出源とする柏原火山灰質土[1]，駒岡火山灰質土[2)3)4)]と摩周カルデラを噴出源とする当幌火山灰質土[2)]と同様に，厚真町で採取した樽前山を噴出源とする降下火砕堆積物[5)]（以後，Ta-d と略称）からなる模型斜面の地震および降雨時における崩壊時力学挙動を明らかにした．また，過去の研究[2)4)]において提案した初期含水比と崩壊時含水比の関係を道内火山灰質土と比較し，崩壊時予測のための基礎資料を収集した．

2．試験装置と試験試料

本研究では，北海道勇払郡厚真町幌内の日高幌内川周辺（**図-1**）で樽前山から 9000 年前に噴出・堆積したとされている，「樽前降下火砕堆積物(Ta-d)」を採取[5)]し，試験を行っている．日高幌内川流域には，**図-2** に示すように，露頭表面から深部に向かって 75cm~135cm 地点に①Ta-d 赤褐色層(Ta-d PR 層)，135cm~140cm 地点に②Ta-d 細粒軽石層(Ta-VY 層)，140cm~180cm 地点に③Ta-d 軽石層(Ta-d PG 層)が確認されている．それらの試料は，いずれも指でつぶせるほど脆弱であった．本研究では，Ta-d PR 層から採取した試料を用いて一連の模型試験を行った．物理特性を**表-1** に示す．なお，詳細は既報[5)]に詳しい．

本研究で用いた試験装置の全体図を**図-3** に示す．模型土槽試験装置の内寸法は，幅 2,000 mm，高さ 700 mm，奥行き 600 mm であり，これに一次元振動載荷装置(振動台の寸法:長さ 400 mm，高さ 450 mm，奥行き 580 mm)が付設されている．前面には厚さ 20 mm の強化ガラスが

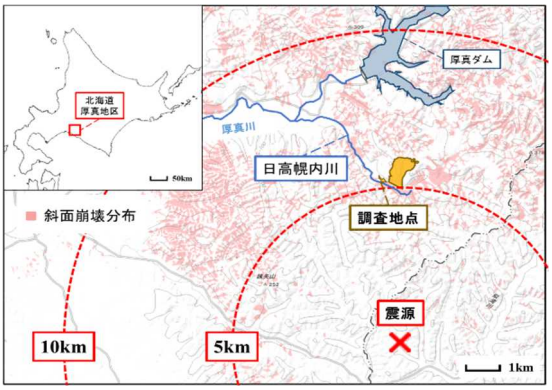


図-1　試料採取地点

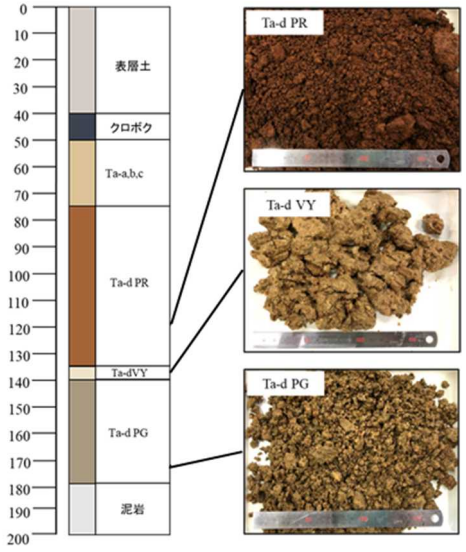


図-2　土柱図

表-1　物理特性

自然含水比 w_n (%)	144.6
土粒子の密度　ρ_s (g/cm³)	2.74
原位置密度 $\rho_{in\text{-}situ}$ (g/cm³)	0.442
最小密度 $\rho_{d\,min}$ (g/cm³)	0.429
最大密度 $\rho_{d\,max}$ (g/cm³)	0.602
液性限界 w_l (%)	N.P.
塑性限界 w_p (%)	N.P.
強熱減量 (%)	11.5
平均粒径 D_{50} (mm)	2.9
均等係数 Uc	5.07

Model experiments on failure of slopes formed from volcanic soil (Ta-d) subjected to rainfall and seismic motion, Ryuta Komatsu, Shima Kawamura, Motohiro Suzuki (Muroran Institute of Technology)

設置され，斜面の変形挙動が観察できるようになっている．振動載荷は油圧シリンダを用いたコンピュータ制御により，最大荷重は 0.15 ton，振幅は最大±50 mm，周波数は 0.05 Hz～5.0 Hz の規則波（正弦波）を与えることが可能になっている．人工降雨は模型土層底面から，2.6 メートルの高さに設置したスプレーノズルから噴霧することにより，再現している．

また，模型振動台実験における相似則 [2)]を**表-2** に示す．この相似則は土構造物の力学現象を支配する物体力を模型と実物で一致させることによって導かれたものであり，本研究においてもこの相似則に基づいて議論した．**図-4** は，Ta-d PR 層の圧密非排水三軸試験（CUB 試験）の主応力比σ'_1/σ'_3とせん断ひずみγの関係を示したものである．なお，せん断ひずみはポアソン比 0.5 として計算している．図から明らかなように，応力-ひずみ関係は有効拘束圧の差によって影響を受けているものの（**図-4(a)**），σ'_cの平方根を用いて整理すれば，近似的にある双曲線で表すことができようである（**図-4(b)**）．このことから，崩壊時の土のせん断強度τは有効拘束圧σ'_cで正規化することで，モデル内の浸透速度と降雨強度が現地のものと一致していれば（Ta-d の透水性は 10^{-5} m/s を超える高い値），Ta-d PR などの非粘着性土材料の模型試験によるシミュレーションは理論的に可能となる．

3．模型斜面作製方法と試験概要

3-1．模型斜面作製方法

本研究では原位置乾燥密度 0.442g/cm³になるように，試料を空中からまきだし，粒子破砕が起こらないように所定の高さになるよう，軽く締固めて作製した．振動載荷試験では，模型斜面の傾斜 45 度，作製時の含水比は自然含水比 144.6%を採用した（**図-5**）．降雨試験では，降雨のみで崩壊が起こる傾斜角 70 度，初期含水比 80%，100%，110%の 3 種類で模型盛土を作製した（**図-6**）．

3-2．試験概要

（1）振動載荷試験

本研究では，模型盛土作製後に 20 回の振動載荷（495gal，540gal，600gal の 3 種類）を模型盛土に与え，それらの要因が斜面崩壊に及ぼす影響を定量化した．**図-5** に盛土内に設置した計測器の配置位置を示す．間隙水圧は間隙水圧計(pw1～pw4)により，飽和度は誘電率型の土壌水分計(sm1～sm6)により計測している．加速度センサーは盛土底部と天端部に設置し，振動台本体にも設置した．また，粒子破砕の有無を確認するため，試験前後の試料において，ふるい分け試験を行い，特に細粒分増加率ΔFc(%)（0.075mm 以下の増加率）を算出し，粒子

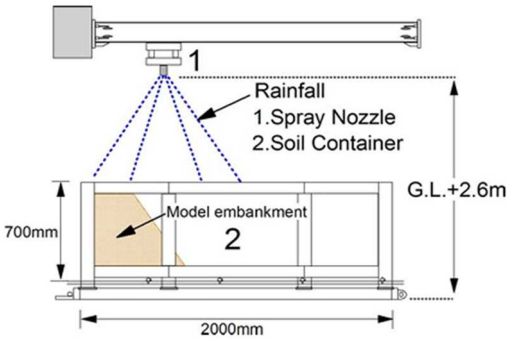


図-3　試験装置

表-2　相似則

Parameters	Scale (Model/Prototype)
Length (L)	$1/\lambda$
Time (t)	$1/\lambda^{0.75}$
Soil density (ρ)	1
Gravity acceleration (g)	1
Stress (σ)	$1/\lambda$
Strain (ε)	$1/\lambda^{0.5}$
Deformation (d)	$1/\lambda^{1.5}$
Friction ($\tan\phi$)	1
Cohesion (c)	$1/\lambda$
Permeability (f)	$1/\lambda^{0.25}$
Pore water pressure (u)	$1/\lambda$
Saturation degree (Sr)	1

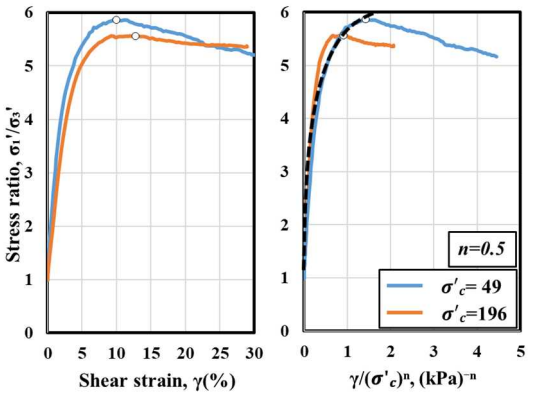


図-4　応力-ひずみ関係

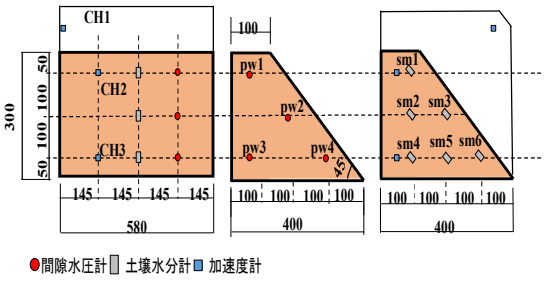


図-5　模型斜面の形状と計器配置図
(振動載荷試験)

破砕の指標とした．なお，このΔFc(%)は，すべり面から幅 300mm，高さ 250mm，奥行き 20mm の範囲の試料を採取し算定している．

（2）降雨試験

本研究では，模型土槽試験装置の右側に模型盛土を作製し，降雨試験を行った．試験手順として，G.L.+2.6m に設置したスプレーノズルの種類，位置，水圧を変化させて，所定の降雨強度(ここでは100mm/h)になるように調整している．模型斜面作製後，**図-3** のスプレーノズルから水を噴霧すると同時に，間隙水圧計(pw1～pw4)，土壌水分計(sm1～sm6)の測定を開始する．**図-6** に盛土内に設置した計測器の配置位置を示す．降雨試験においても，粒子破砕の有無を確認するため，ここでは斜面全体に対し試料採取し，ΔFc(%)を定量化した．

本研究では，既報の研究[2]と同様に，模型斜面作製時に挿入した 6 本の凧糸の変位から算出したせん断ひずみγ（%）をそれぞれ算出し，その平均値が6%になった時点を斜面崩壊と定義している（**写真-1**）．本研究では，地震および降雨時の水分量の変化を，飽和度 Sr を初期値 Sr_0 で正規化した Sr/Sr_0 によって表した．また，間隙水圧は水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$によって評価した．

4．試験結果及び考察

ここでは，はじめに振動載荷時および降雨時の間隙水圧挙動と土壌水分の変化を調べ，それぞれの粒子破砕量の変化について考察した．

4-1. 振動載荷試験

代表的に，入力加速度が 600 gal の時の間隙水圧挙動と飽和度の変化を**図-7** と**図-8** に示す．図示のように，振動載荷を与えることによって，間隙水圧比が上昇していることがわかる．特に，すべり線発生地点近くの計測点（pw1, pw2, pw4）の $\Delta u/\sigma_v'$が大きい．崩壊時の飽和度 Sr を確認すると，それらは 58.6%～62.6%と比較的低いものの，強振動によって間隙水圧値が急激に上昇することによって崩壊に至ったものと推測される．

土壌水分の変化では，すべり線上の計測箇所において（sm1, sm3, sm6），それらの挙動に変化が現れていることもわかる．これはすべりに伴うダイレイタンシー挙動の違いが反映されたものであろう．いずれにしても，強振動を与えることによって，本火山灰質土で作製した模型地盤においても崩壊することが明らかにされた．上記の傾向は，他の加速度

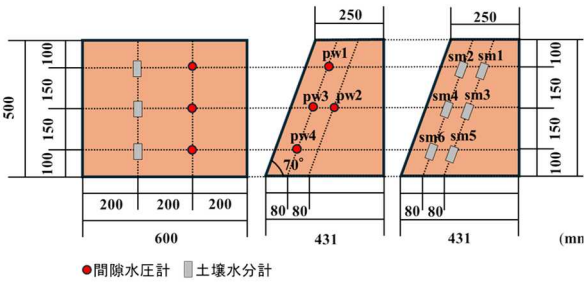


図-6 模型斜面の形状と計器配置図（降雨試験）



写真-1 盛土側面の初期の状況

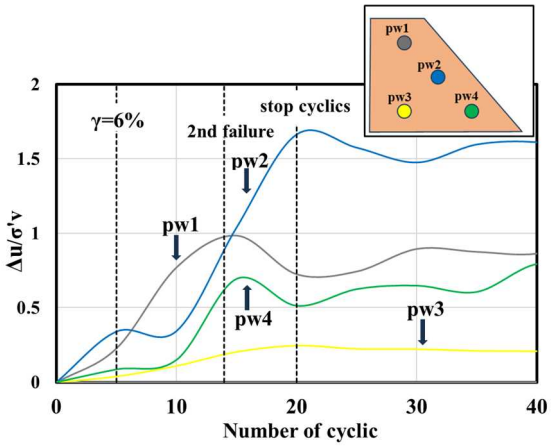


図-7 間隙水圧挙動（振動載荷試験）

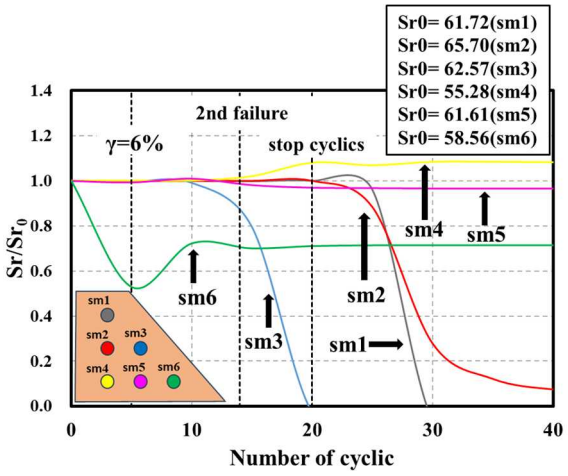


図-8 飽和度の変化（振動載荷試験）

（495gal，540gal）においても同様であった．なお，北海道勇払郡早来町での胆振東部地震時の最大加速度は，水平加速度 672gal，鉛直加速度 396gal であった [6]．

これらの結果に基づいて，図-9 に入力加速度と細粒分増加率ΔFc（%）の関係を示してみた．図より，加速度の増加に伴い，細粒分も増加する傾向があることが確認できる．例えば，600gal になると細粒分が 4%増加している．既報の研究 [5] によれば，本試料では細粒分が 4%増加すると，せん断抵抗角が約 8 度低下することが報告 [6] されている．震度法による極限平衡解析 [7] によって算出した安全率 Fs を確認すると，Fs<1 となる水平加速度 a=480gal が 340gal に低下することが示されており，急激に斜面の不安定化を導いていることを示している（図-10）．

これらのことより，不飽和状態での模型実験では，強振動とそれに伴う粒子破砕によるせん断抵抗角の低下によって，斜面強度が大きく変化することが示された．このことは，粒子破砕が卓越するような火山灰質粗粒土からなる自然斜面では，地震時の繰返しせん断によって粒子破砕が誘発され，そのことが斜面の不安定化を引き起こす可能性があることが模型実験からも示唆された．

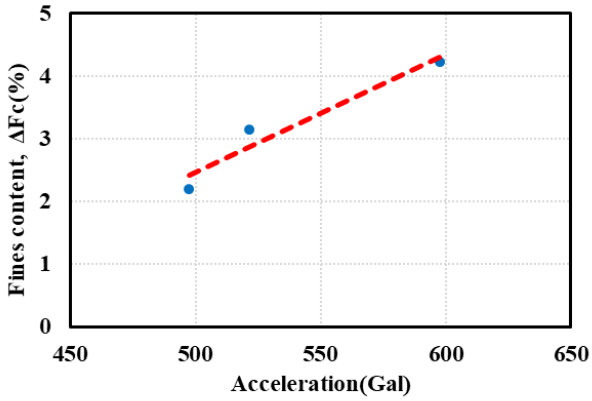


図-9 入力加速度と細粒分増加率

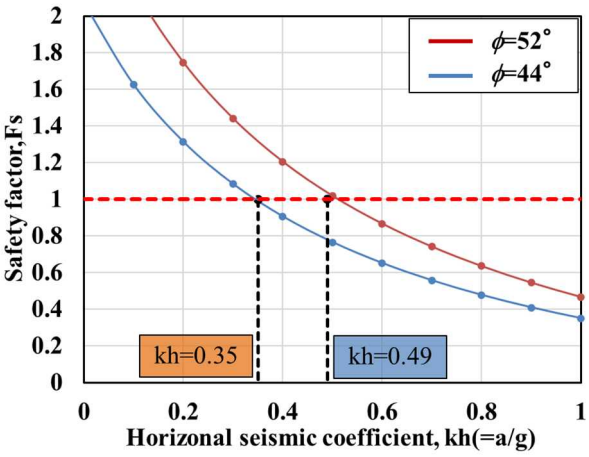


図-10 粒子破砕時のせん断抵抗角の低下による安全率の変化

4-2. 降雨試験

ここでは，初期含水比の違いによる崩壊時挙動の違いを確認するため，斜面角 70 度，初期含水比 80%，100%，110%の降雨試験結果について検討を行った．

はじめに，降雨時の間隙水圧挙動を図-11 に示す．図示のように，初期含水比 80%では，低飽和状態のため，間隙水圧の増加は確認できなかった．一方，初期含水比 100%，110%では崩壊箇所である盛土天端の pw1 の間隙水圧の上昇が確認できる．また，初期含水比 110%の盛土は，γ= 6%に達した時点での間隙水圧は他の 2 ケースに比べてかなり高くなった．飽和度が定常値まで上昇したことで，浸透水圧（間隙水圧）が上昇し，崩壊した可能性が高い．

図-12 に，土壌水分の変化を示す．降雨浸透により，各計測器の値が増加し始める時間は異なっているが，斜面上部と表層において上昇傾向にあることがわかる．特に，初期含水比 80%の模型盛土では，斜面全域で崩壊しており，崩壊に至った付近の sm2，sm4，sm6 が増加している．一方，初期含水比 100%，110%では，斜面上部がすべり落ちており，sm1，sm2 が増加している．なお，せん断ひずみが 6%に達した時点の盛土内部の飽和度は，sm1，sm2 がほぼ定常値まで上昇していた．また，代表的に初期含水比 110%の盛土内の飽和度分布を図-13 に示す．図より，降雨の浸透によって，上部，表層部の含水比が上昇していることが明らかである．なお，2nd failure とは完全にすべり破壊を生じた時点を示す．

図-14 に，初期含水比と粒子破砕量の関係を示す．図より，含水比が高くなるにつれ，細粒分が増加していることがわかる．この土壌水分の変化が斜面全体の安定性にどのような影響を及ぼすのかは未だ不明ではあるが，粒子破砕のメカニズムも含め，今後はこの点も明らかにしたい．

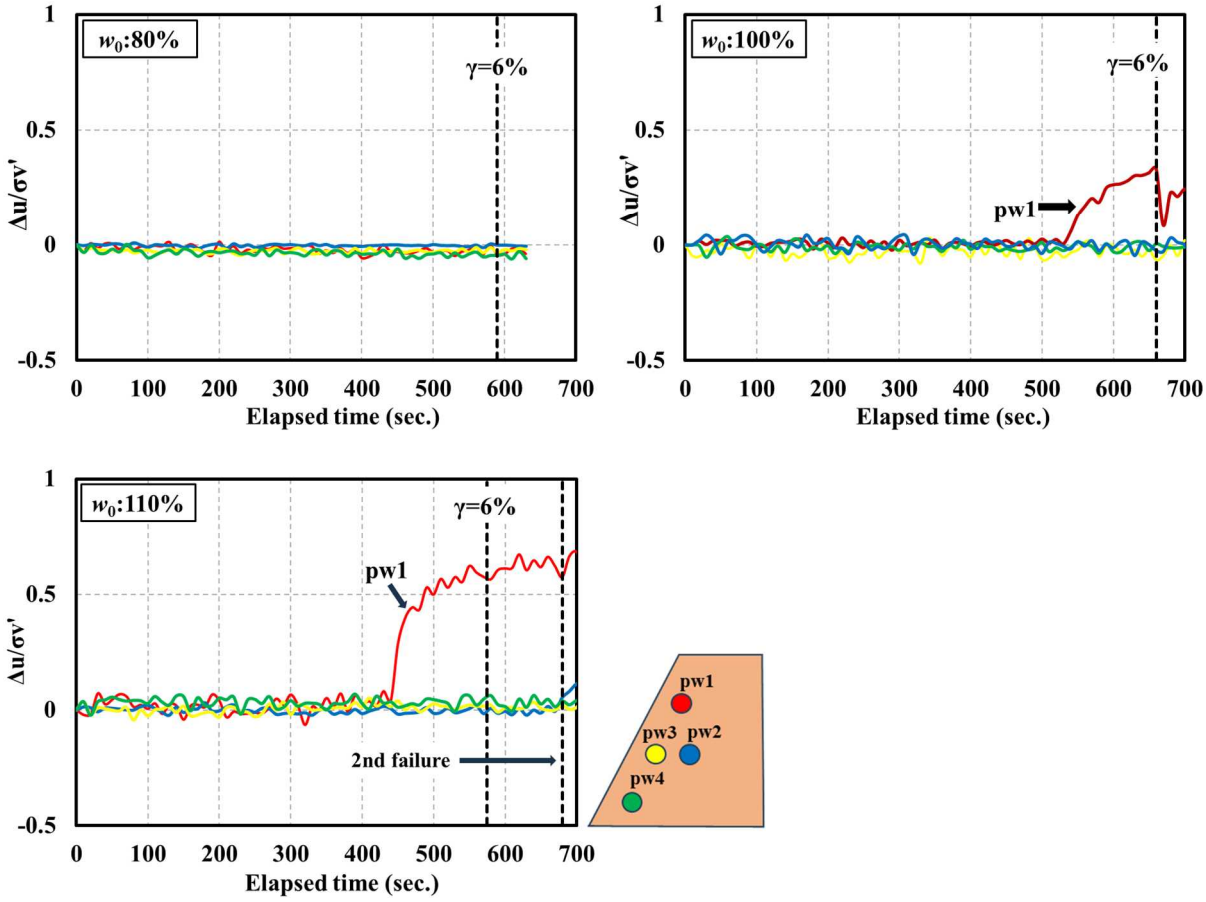


図-11　間隙水圧挙動（降雨試験）

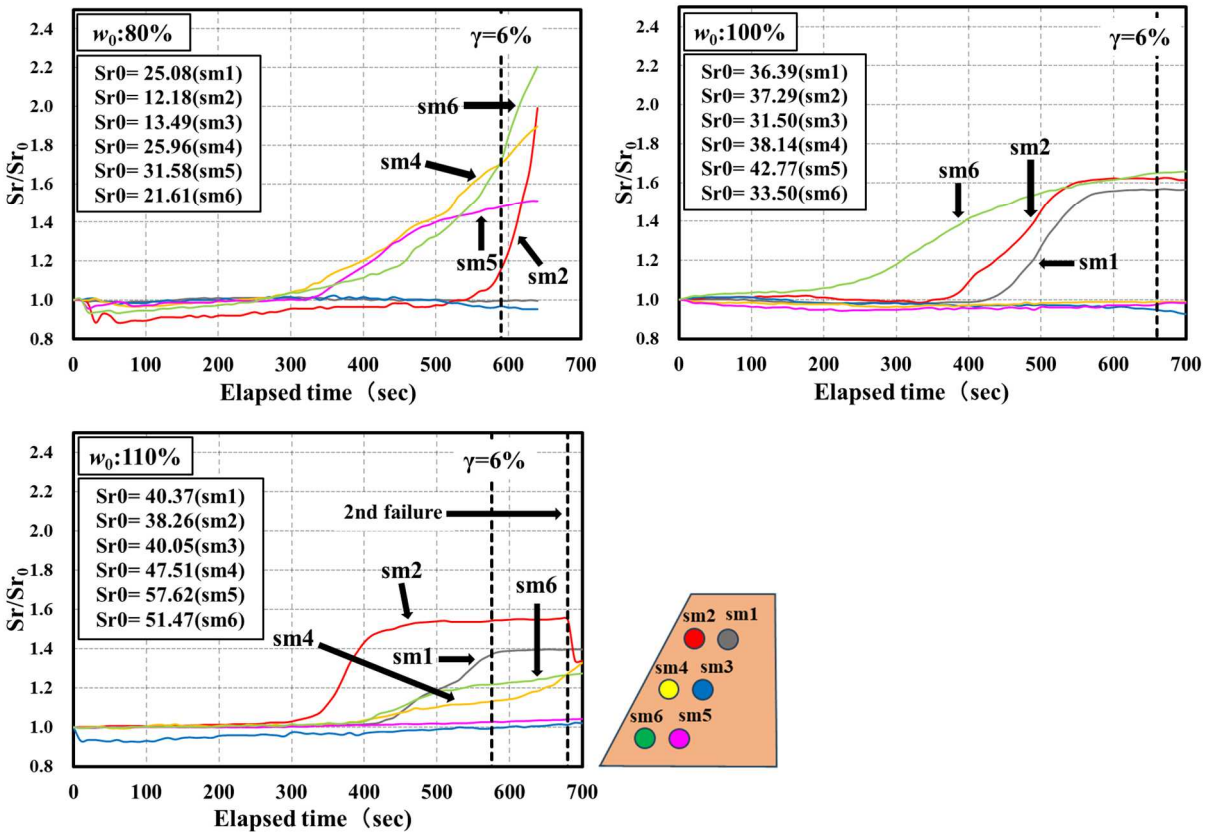


図-12　飽和度の変化（降雨試験）

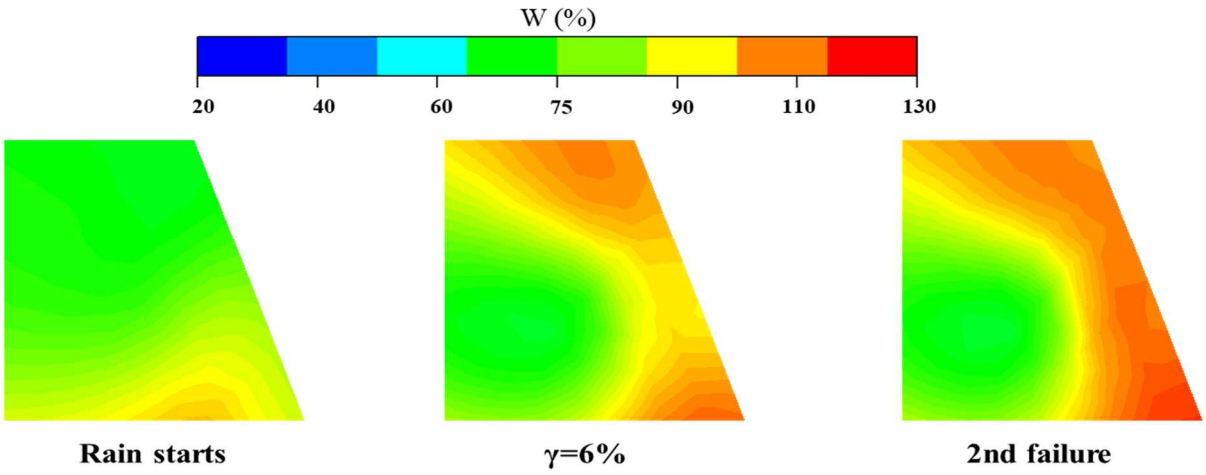


図-13　盛土内の飽和度分布（初期含水比 110%のケース）

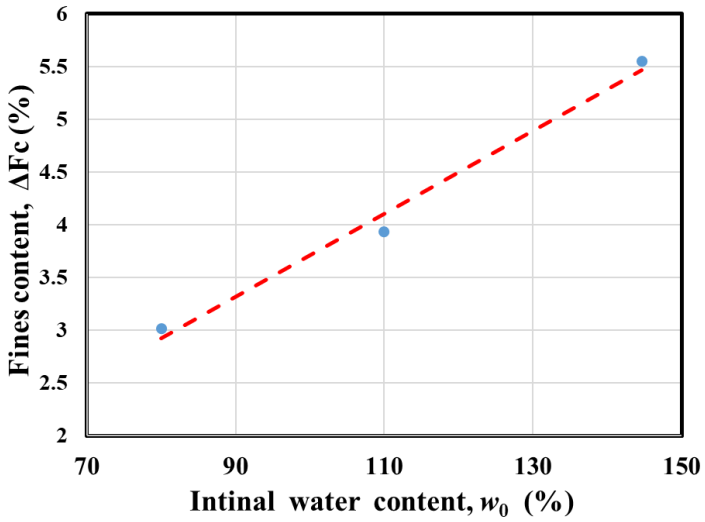


図-14　初期含水比と粒子破砕量の関係

4-3. 初期含水比 w_0 と崩壊時含水比 w_f の関係

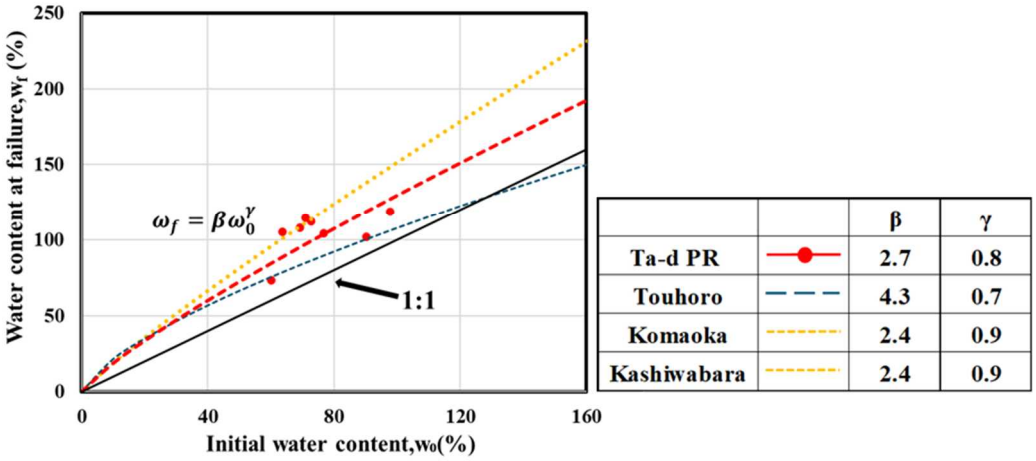
既報の研究[2)]では，土質特性や崩壊モードの違いに関わらず，斜面内に本来保持されている初期含水比 w_0 と崩壊時含水比 w_f の間には一義的な関係が存在することが明らかにされている．その関係を示すと，以下のようになる．

$$w_f = \beta {w_0}^{\gamma} \quad \cdots \qquad (1)$$

ここで，β と γ は土質材料に起因する形状係数である．

これを踏まえて，同様の検討を行った．**図-15** は初期含水比と崩壊時含水比の関係を示したものである．なお，図中には初期含水比のラインを実線で示している．また，同図には，過去の研究[1)4)]で得られた北海道の代表的な火山灰質土である，柏原火山灰質土（Spfa），駒岡火山灰質土（Spfl），当幌火山灰質土（Ma-l）の結果も併せて示している．図から Ta-d PR の降雨試験においても，初期含水比と崩壊時含水比の間にユニークな関係が存在することがわかる．近似線を確認すると，駒岡火山灰質土と柏原火山灰質土と樽前降下火砕堆積物である Ta-d PR はほぼ同程度の曲線形状が得られている．いずれにしても，対象となる斜面において(1)式のような関係（閾値）を得ることができれば，土壌水分計などの計測機器を用いた現地計測によって実用的に斜面安定評価が可能になると考えられる．

なお，現在は，並行して，合成開口レーダ（SAR）から土壌水分の推定に関する検討[9)]も行っており，仮に衛星 SAR の情報から広域の斜面の土壌水分の状況を把握し，上記のような閾値に基づいて危険度の高い斜面を抽出すれば，狭域斜面での具体的な安定性を議論することができるようになる．



		β	γ
Ta-d PR	●	2.7	0.8
Touhoro	– – –	4.3	0.7
Komaoka	------	2.4	0.9
Kashiwabara	------	2.4	0.9

図-15　初期含水比と崩壊時含水比の関係

5. 結論

一連の樽前降下火砕堆積物の振動載荷試験，降雨試験結果と考察から，以下の結論が得られた．

(1) 振動載荷試験では，比較的飽和度の低い状態においても，強振動によって間隙水圧は上昇し，斜面崩壊に至った．

(2) 樽前降下火砕堆積物の模型斜面では，振動載荷による粒子破砕が確認された．このことは，粒子破砕が卓越するような火山灰質粗粒土からなる自然斜面では，地震時の繰返しせん断によって粒子破砕が誘発され，そのことが斜面の不安定化を引き起こす可能性があることが示唆された．

(3) 降雨試験では，初期含水比の違いによって間隙水圧の発達ならびに土壌水分の変化に時間的な相違があるものの，降雨浸透によって崩壊することが示された．また，その時の粒子破砕量は初期含水比の違いによって変化し，特に湿潤状態の方が顕著であることが示された．このことは，既往の研究 [8]で実施された単粒子強度試験においても確認されている．

(4) 初期含水比と崩壊時含水比の間にはユニークな関係が存在し，道内を代表とする火山灰質土とほぼ同様の関係が得られた．

謝辞：本研究を実施するにあたり，令和 6 年度北海道河川財団研究助成金および JSPS 科研費（基盤研究 B, No.24K01124）の補助を得た．記して謝意を表します．

【参考文献】

1) S. Kawamura and S. Miura: Rainfall-induced failures of volcanic slopes subjected to freezing and thawing, Soils and Foundations, Vol.53 No.3, pp. 443-461, 2013.

2) S. Kawamura, S. Miura and S. Matsumura: Stability monitoring of embankments constructed by volcanic coarse grained soil in snowy cold regions, Journal of Cold Regions Engineering, ASCE, Vol.35, Issue 1, pp.1-12, 2021. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CR.1943-5495.0000240

3) Nguyen T. N., S. Kawamura, Dao M. H. and T. Inaba: Influence of fines content on the stability of volcanic embankments under rainfall and earthquake, Water, Special issue on Rainfall-induced Geological Disasters, Vol.14, No.13, 202207; https://doi.org/10.3390/w14132096

4) Nguyen T. N. and S. Kawamura: Earthquake-induced failure of volcanic embankments subjected to previous rainfall, International Journal of GEOMATE, Vol.23, Iss.97, pp.22-30,2022. https://doi.org/10.21660/2022.97.367

5) K. Kawamura, S. Matsumura and S. Kawamura: Laboratory and field monitoring tests of volcanic soil (Ta-d) triggering landslides in the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, Geoenvironmental Disasters, 11, Article

number 41, 2024.12. ; https://geoenvironmental-disasters.springeropen.com/articles/10.1186/s40677-024-00303-7

6) 防災科学技術研究所　強震観測網(K-NET,KIK-net)HP: (防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET,KiK-net) (bosai.go.jp)

7) 村川龍介，川村志麻，川村李実佳，松村聡，後藤凛：樽前降下火砕堆積物の圧密・せん断に伴う粒子破砕とその評価，地盤工学会北海道支部年次技術報告書集，第 64 号，pp.111-118. 2024. 1.

8) 後藤凛，川村志麻，松村聡，村川龍介，樽前降下火砕堆積物の乾燥・湿潤による強度変化，第 59 回地盤工学会研究発表会，旭川，No.25-6-3-06，2024.

9) 石川凌，川村志麻，泉佑太，降下火砕堆積物からなる自然斜面の現地計測と SAR による挙動解析，土木学会第 79 回年次学術講演会，仙台，III-124，2024.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　６５　号
令和７年１月　於　室蘭市

道南地域の斜面災害リスクに及ぼす気候変動の影響評価

北海道大学工学部　○熊田　大晃
北海道大学大学院　国際会員　石川　達也
北海道大学大学院　岡地　寛季

１．はじめに

全国の土砂災害警戒情報システムにおける土砂災害の危険性評価は，短期降雨指標である 60 分間積算雨量（以下 RI）と長期雨量指標である土壌雨量指数（以下 SWI）をグラフ上にプロットしたスネークライン（以下 SL）と，RI と SWI の 2 つの値を用いて 1km メッシュごとに設定されている土砂災害発生危険基準線（以下 CL）に基づいて行われており，SL が CL を超過した場合に土砂災害の危険性が増すとされている。都道府県と気象庁は，2 時間後に SL が CL を超過すると予測される場合，その概ね 2 時間前に土砂災害警戒情報を共同で発表する。気象庁が令和 5 年に設定した現行の CL（以下 R5CL）は，土石流や集中的に発生する大規模な土砂災害を想定しており，住民避難を目的としている。しかし，SL が気象庁の設定した発災時の CL に達していない場合でも法面崩壊などの小規模な斜面崩壊が発生する場合がある。法面崩壊は住民の命にすぐに危険性が迫る訳ではないが，道路の寸断等交通に影響を及ぼす恐れがあることから，道路管理を目的として小規模な斜面崩壊にも対応した CL が別途必要であると言える。これに対し小野らは先行研究 [1]として機械学習を用いた小規模斜面崩壊に対する修正 CL（図-1 参照）の設定方法を提案している。ここで大規模な土砂災害とは住民の避難が必要となる命に危険を及ぼすような土砂災害であり，小規模な斜面崩壊とは路肩の崩壊や法面の崩壊を言う。また，修正 CL とは，発災時の SL に合わせて R5CL を縮小したものである。小野らは，RI が 0 になる CL の X 切片の SWI を SWI_{max} とし，, CL が曲線から直線に変化する点の RI を RI_{cross} とし（図-2 参照），この SWI_{max} と RI_{cross} を 1km メッシュ内の傾斜角などの地形データや雨量の平年値などの気象データを基に推定している。小野らの提案手法は，最終的にこれらの点を通るように修正 CL を予測する CL（以下予測 CL）を R5CL の拡大縮小により設定するものである。気象庁の設定する CL は平坦地や人家，施設の無い地域に設定されていないが，この手法を用いることにより現在 CL が設定されていない地域にもメッシュ内の各種データを用いて CL の設定が可能となる。

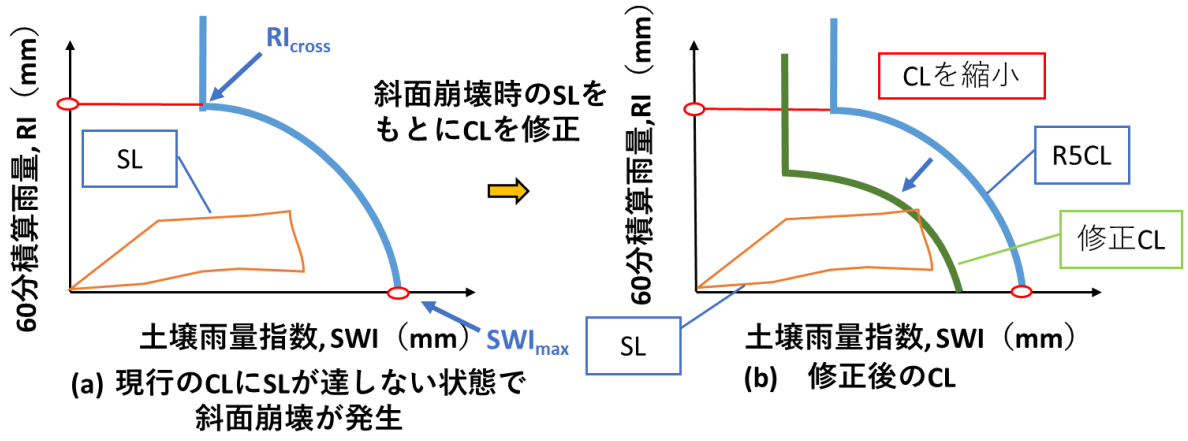


図-1　修正 CL の作成方法

Impact assessment of climate change on slope disaster risk in southern part of Hokkaido

Hiroaki Kumada　Hokkaido University
Tatsuya Ishikawa　Hokkaido University
Hiroki Okachi　Hokkaido University

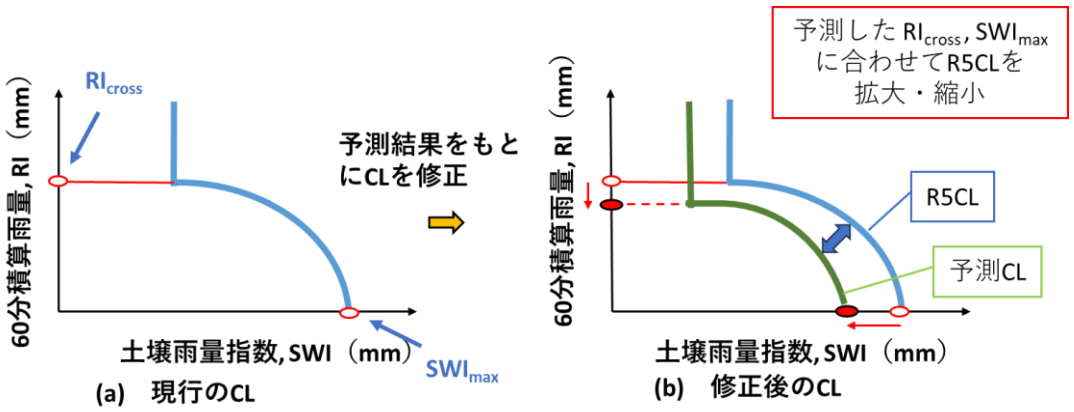


図-2　機械学習を用いた CL の修正

一般に，土砂災害の発生要因の多くは大雨によるものであり，気候変動は雨量にも大きな影響を及ぼすと予測されている。気象庁の予測によると [2]北海道の年間雨量については今世紀末には 20 世紀末に比べ 50 から 100mm の増加が見込まれ，顕著な大雨は今後大幅に増加するとされている。そこで本研究では，気候変動が斜面崩壊リスクに及ぼす影響を検討するため，将来気候と現在気候において CL を超える降雨イベントの回数の比較を行う。また，気象庁が令和 5 年に設定した現行の CL（R5CL）と道路管理において必要となる小規模斜面崩壊を想定した CL（予測 CL）両方について降雨イベントの CL 超過回数の比較を行い，土砂災害警戒情報の発表や土砂災害の発生に伴う通行規制の実施に及ぼす気候変動の影響について検討を行う。

２．解析手順

２－１　解析エリア

本研究では図-3 の赤線エリア内に示す 1km メッシュのうち R5CL が設定されている 100 メッシュを解析対象として検討を行う。なお，図中の青枠は 1 辺が 1km のメッシュであり，黄色で囲ったメッシュは過去に斜面崩壊が発生しているメッシュである。表-1 に示すように A 地点は 2013 年に国道で斜面崩壊が発生した地点，B,C 地点はともに 2013 年に道央道で斜面崩壊が発生した地点である。解析対象のエリアは尾根沢の発達した高さ 300 メートルほどの低山地，海岸線近くまで崖の迫る地域，平地に民家の集まる地域を含むエリアであるが，このエリアを選定した理由としては過去に災害履歴があること，道央地域と道南地域を繋ぐ道央道，国道 5 号が含まれるという点である。

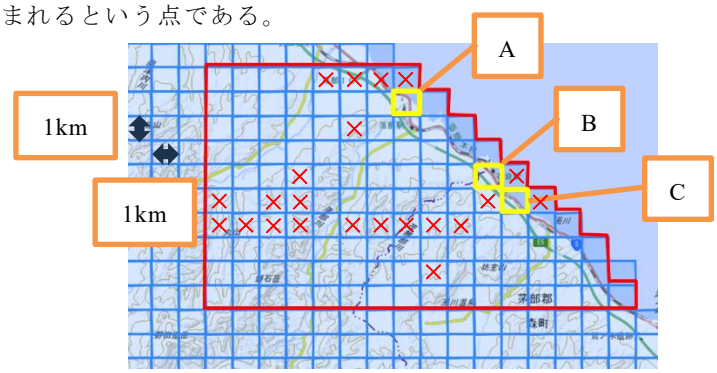


図-3 解析エリア（×印は CL の設定が無いメッシュ）[3) 4)]

表-1　斜面崩壊事例の詳細

	崩壊日時	災害形態	崩壊土量	崩壊時時間雨量	崩壊時連続雨量
A 地点	2013 年 8 月 9 日 20:38	盛土法面崩壊	50m^2	28.25mm/h	97.0mm
B 地点	2013 年 8 月 30 日 6:00	盛土法面崩壊	200m^2	19mm/h	64.0mm
C 地点	2013 年 8 月 9 日 9:50	盛土法面崩壊	540m^2	45mm/h	138.5mm

２−２　現在気候

現在気候の検討では 2020 年における該当メッシュの解析雨量（年間）を用いて解析を行った。現在気候の解析は，2019 年 11 月 1 日から SWI の計算を開始し，2020 年 5 月 1 日から 2020 年 11 月 30 日を対象に SL を描画の上，SL が各種 CL を超過する回数をカウントした。ここで，解析対象年の前年から SWI を計算するのは CL 超過回数を解析する際に SWI が十分安定した状態とする（解析開始時に SWI が 0 でない状態とする）必要があるためである。また，本研究では地盤の凍結融解や積雪・融雪の影響を考えず大雨による土砂災害のみを対象に解析を行うため，夏季のみを CL 超過回数解析の対象とする。CL については気象庁が令和 5 年に設定した CL（R5CL）と小野らが設定した小規模斜面崩壊に対応した CL（予測 CL）のそれぞれについて超過回数・超過頻度をカウントする。ここで，超過回数とは対象期間中に SL が CL を超えた回数，超過頻度とは 1 年間あたりの CL 超過回数とする。

２－３　将来気候

将来気候の検討では地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース（以下 d4PDF）[5]を用いて解析を行った。d4PDF は全世界および日本周辺の領域についてそれぞれ 60km，20km メッシュの大気モデルを使用したモデル実験出力であり，将来気候については産業革命以来 2℃および 4℃上昇した未来の気候についてそれぞれ 3240 年と 5400 年分のモデル実験が行われている。ここで 2℃上昇，4℃上昇は，追加的な温暖化に対する緩和策を取らなかった世界のシナリオである RCP8.5 内でそれぞれ 2050 年, 2100 年ごろを想定している [6]。本研究では 20km メッシュのモデル実験をベースに 5km メッシュへと力学的ダウンスケーリングを行ったデータ [7][8]を用いて解析を行った。将来気候の 5 ㎞メッシュ内にその中心点が含まれる北海道土砂災害警戒情報システムの 1km メッシュすべてが同一の気象条件であると仮定した場合，解析エリアは図-4 のように 7 つのエリアに分けられる。ここで，一部 4×6km の領域が含まれるのは，1km メッシュと 5 ㎞の境界が一致しないためである。図-4 に示すような区分内でそれぞれ 5 ㎞メッシュのデータをエリア内すべての 1 ㎞メッシュの気象条件（降雨）として解析を行った。この力学的ダウンスケーリングモデルは計算条件を変えたものが 2℃上昇シナリオで 282 シナリオ, 4℃上昇シナリオで 1605 シナリオがそれぞれ存在する。2℃上昇シナリオでは現在気候同様に 100 メッシュを解析対象としたが，4℃上昇シナリオについては崩壊履歴のある 3 メッシュのみ解析を行った。

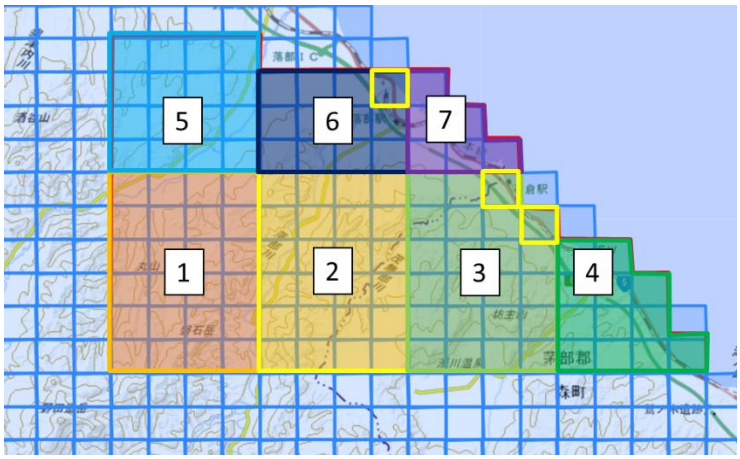


図-4　将来気候解析における気象条件のエリア区分

将来気候の検討では現在気候と同様に夏季のみを対象として解析を行った。将来気候のデータは 7 月 24 日から翌年 8 月 31 日までのデータとなっているため，図-5 のように SWI の計算は通年で行うものの，9 月 1 日から 11 月 30 日, 翌年 5 月 1 日から 8 月 31 日を対象として SL が各種 CL を超過する回数をカウントした。なお，本研究では，この解析期間を夏季と称する。また本研究では 2℃，4℃上昇シナリオのうち夏季降雨量の上位 5%を対象として解析を行った。この際，上位シナリオの選択方法については，事前に年間最大時間雨量と夏季降雨量のどちらを指標として選択するのが適切なのかについて，2℃上昇シナリオのうちそれぞれの上位 5 シナリオについて解析を行った。表-2 を見ると夏季降雨量上位シナリオを用いた場合，CL 超過頻

度が年間最大時間雨量上位シナリオを用いた場合の 1.5 倍となることから解析に用いるデータは夏季降雨量を指標として選んでいる。なお，R5CL の超過頻度が年間最大時間雨量上位シナリオと夏季降雨量上位シナリオで等しくなっているが，これは年間最大時間雨量上位かつ夏季降雨量上位の両方で使用されるシナリオがあり，このシナリオのみで R5CL を超過したためである。



図-5　解析に用いる将来気候の期間

表-2　年間最大時間雨量上位と夏季降雨量上位の CL 超過頻度の比較

	R5CL 超過頻度	予測 CL 超過頻度
年間最大時間雨量上位 5%の場合	0.343（回/年）	1.779（回/年）
夏季降雨量上位 5%の場合	0.343（回/年）	2.422（回/年）

３．解析結果と考察

３－１　現在気候

2020 年の解析雨量を用いて 100 メッシュで解析を行った。ここで，解析エリアから最も近い気象庁の森観測点における 2020 年の年間降水量は 922.5mm，最大時間雨量は 31.0mm/h であった [9]。一方，森観測点の年間降水量の平年値は 1074.8mm，最大時間降水量の平年値は 28.8mm/h であることから，2020 年の降水量は平年と大きく変わらない。解析の結果，R5CL と予測 CL 両方に対して SL が超過するメッシュは存在しなかった。図-6 は 2013 年に法面崩壊が発生している図-3 内の C 地点について 2020 年の解析雨量を用いて描いた SL（緑線）と 2013 年に斜面崩壊が発生した際の SL（赤線）を描いたものである。図-6 に示すように 2020 年の SL は R5CL（黒線），予測 CL（青線）の両方に到達していない。一方で 2013 年に斜面崩壊が発生した際の SL は 2020 年の SL と異なり，予測 CL にほぼ接しており，土砂災害の発生を補足できている。また，2020 年の解析雨量を用いて描いた SL が各種 CL を超過していないことは 2020 年に当該地点にて斜面崩壊が発生していないという事実と一致する。

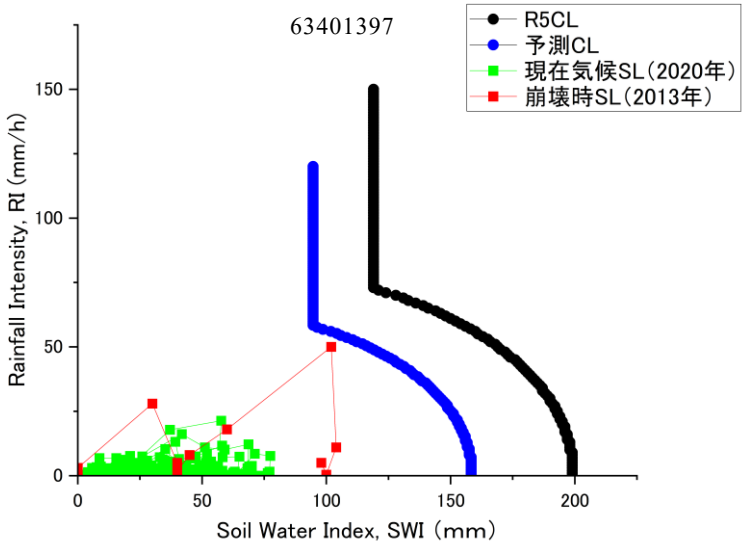


図-6　現在気候における SL の例

３－２　将来気候（2℃上昇）

2℃上昇シナリオでの解析は現在気候と同様に 100 メッシュを対象に行った。1 メッシュあたり夏季降雨量上位 14 シナリオについて解析を行っている。100 メッシュのうち C 地点の 14 シナリオの降雨の傾向を年間降水量と最大時間降水量の関係として図-7 に示す。ほとんどの 2℃上昇シナリオで最大時間降水量と年間降水量の両方が 2020 年の降雨を上回り，2℃上昇シナリオの平均値は 2020 年の最大時間降水量の 1.74 倍，年間降水量の 1.13 倍となった。次に 2℃上昇シナリオを用いた解析の結果得られた SL の一例を図-8 に示す。図-8 の SL のシナリオは夏季降雨量が 1610.02mm と 4 番目に大きいものであり，最大時間雨量は 54.84mm/h である。2℃上昇シナリオを用いた解析では R5CL を超える場合や，図-8 に示すように R5CL は超えないものの予測 CL を超える場合があるという結果が得られた。さらに，14 個の 2℃上昇シナリオに対する全メッシュの超過頻度の平均値（以下エリア平均超過頻度）は R5CL の場合 0.142（回/年），予測 CL の場合は 1.411（回/年）であった。この際，14 個の 2℃上昇シナリオに対する各メッシュにおける SL の予測 CL 超過頻度分布は図-9 のようになった。概ね海岸部に比べ内陸部の超過頻度が高くなっている。これは図-10 に示すように予測 CL の RI_{cross} や SWI_{max} が海岸部に比べ内陸部で小さいすなわち内陸部の予測 CL が海岸部と比較して小さくなる傾向にあることが原因の一つであると考えられる。図-11 は 2℃上昇シナリオにおける 5～8 月と 9～11 月それぞれの時期の各種 CL のエリア平均超過頻度を示したグラフである。図-11 より，予測 CL については，5～8 月のエリア平均超過頻度 1.653（回/年）は 9～11 月のエリア平均超過頻度 1.090（回/年）より多く，小規模斜面崩壊リスクは 5～8 月の方が高いと言える。他方，R5CL については，5～8 月のエリア平均超過頻度 0.044（回/年）が，9～11 月のエリア平均超過頻度 0.288（回/年）より少なくなっており予測 CL の傾向と異なっている。これは，1 メッシュ当たりの平均超過回数が R5CL については 5～8 月の超過回数は 0.359 回，9～11 月は 1.000 回と，予測 CL の 5～8 月の 7.52 回や 9～11 月の 3.76 回と比べて少ないため，シナリオ数が限定されていることもあり，ばらつきが生じた結果であると考えられる。

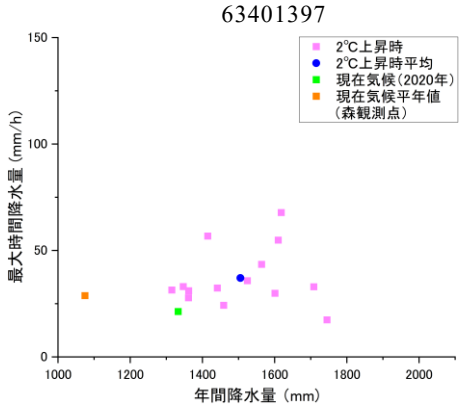


図-7　2℃上昇シナリオの降水特性

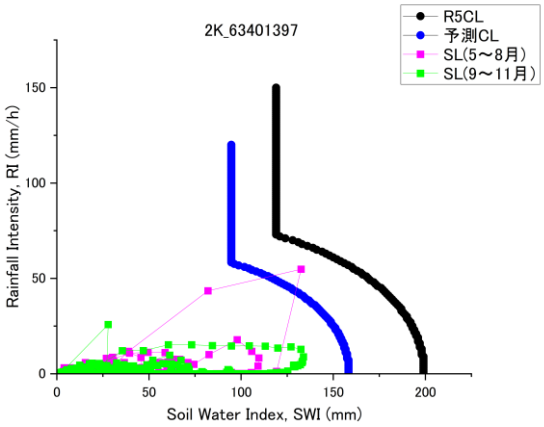


図-8　2℃上昇シナリオにおける SL の例

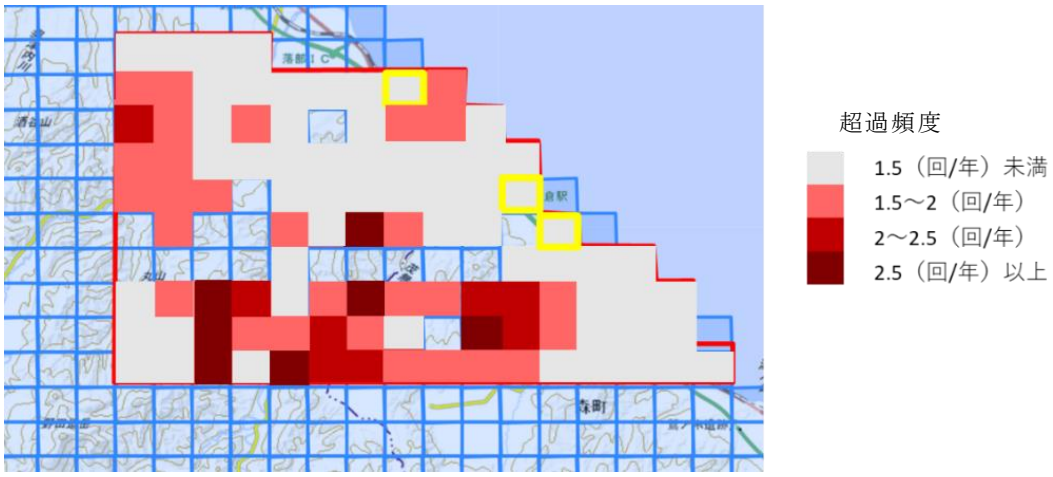
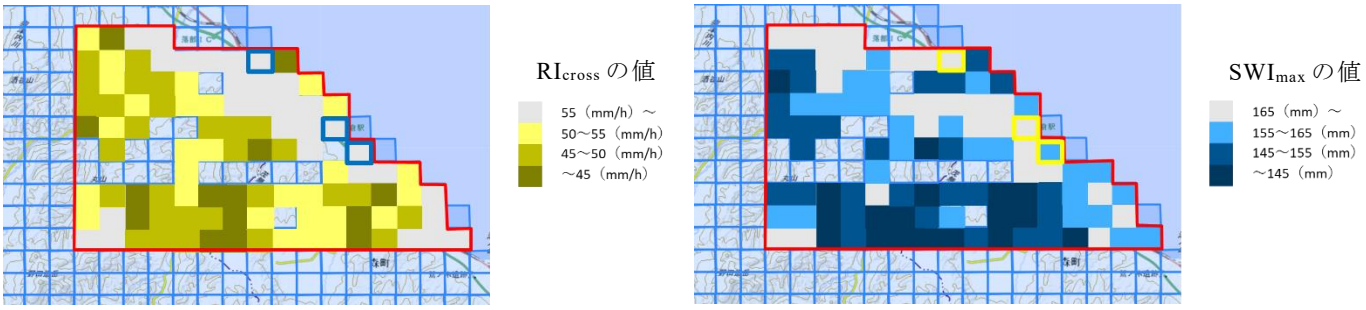


図-9　2℃上昇シナリオにおける予測 CL 超過頻度分布



(a)　RI_{cross} 値の分布　　(b)　SWI_{max} の分布

図-10　予測 CL の指標値分布

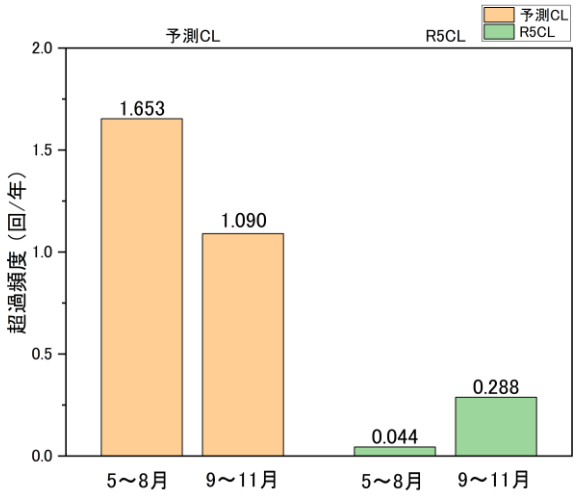


図-11　2℃上昇シナリオにおける CL 超過の時期別頻度

３－３　将来気候（4℃上昇）

4℃上昇シナリオでの解析は図-3 に黄色で示した 3 メッシュに対象を絞って行った。1 メッシュあたり夏季降雨量上位 80 シナリオについて解析を行っている。解析を行ったメッシュのうち C 地点の 80 シナリオの降雨の傾向を年間降水量と最大時間降水量の関係として図-12 に示す。ほとんどの 4℃上昇シナリオの最大時間

降水量，年間降水量が 2020 年の降雨を上回り，4℃上昇シナリオの平均値は 2020 年の最大時間降水量の 2.56 倍，年間降水量の 1.12 倍となる。また，一部の 4℃上昇シナリオでは最大時間降水量が 100mm を超えるものも見られる。次に 4℃上昇シナリオを用いた解析の結果得られた SL の一例を図-13 に示す。 図-13 の SL のシナリオは夏季降雨量が 1228.78mm と 6 番目に大きいものであり，最大時間雨量は 69.97mm/h である。4℃上昇シナリオでは R5CL を大きく超過するシナリオが多く見られたほか，図-13 に示すように複数回 R5CL を超過するシナリオも見られた。また，図-14 は 4℃上昇シナリオにおける時期別の各種 CL のエリア平均超過頻度のグラフである。両 CL とも 5～8 月のエリア平均超過頻度が 9～11 月のエリア平均超過頻度をわずかに上回るが，2℃上昇時に比べるとその差は小さいといえる。これは 4℃上昇シナリオでは 5～8 月だけでなく年間を通して時期の差無く大雨に見舞われる可能性が高まるためであると考えられる。

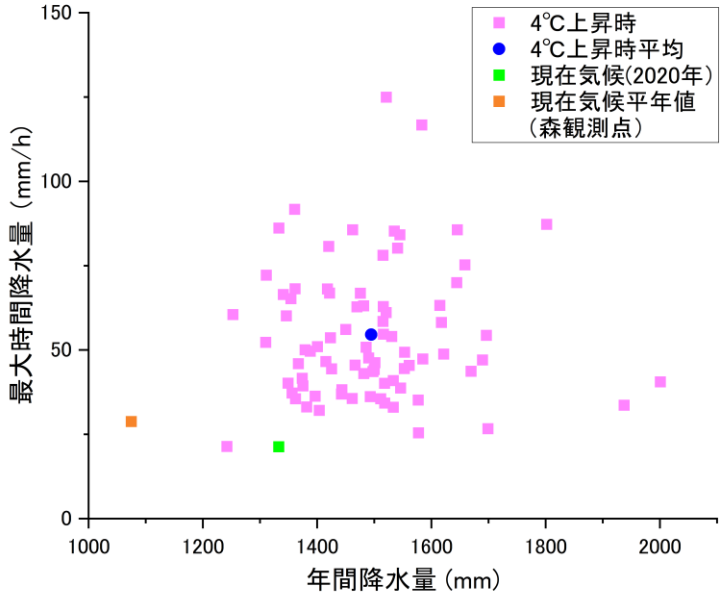


図-12　4℃上昇シナリオの降水特性

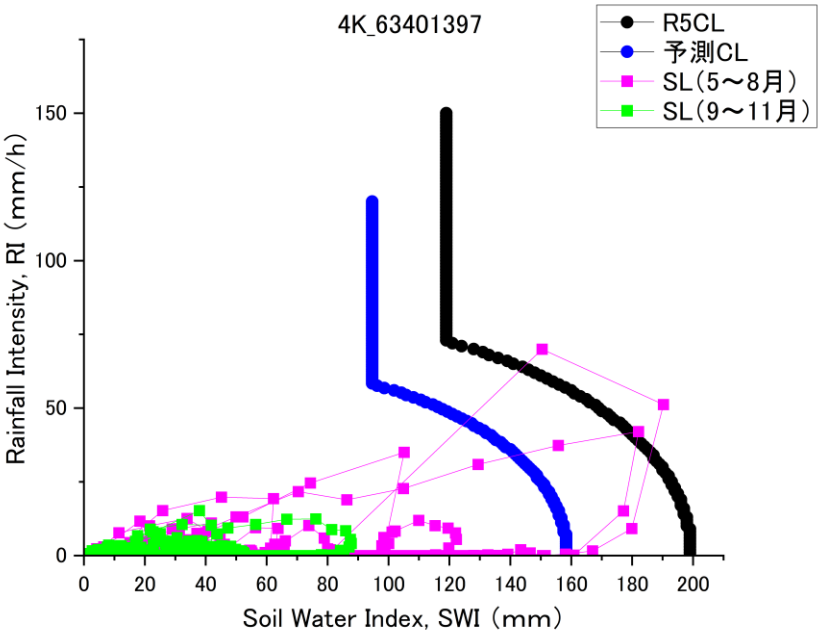


図-13　4℃上昇シナリオにおける SL の例

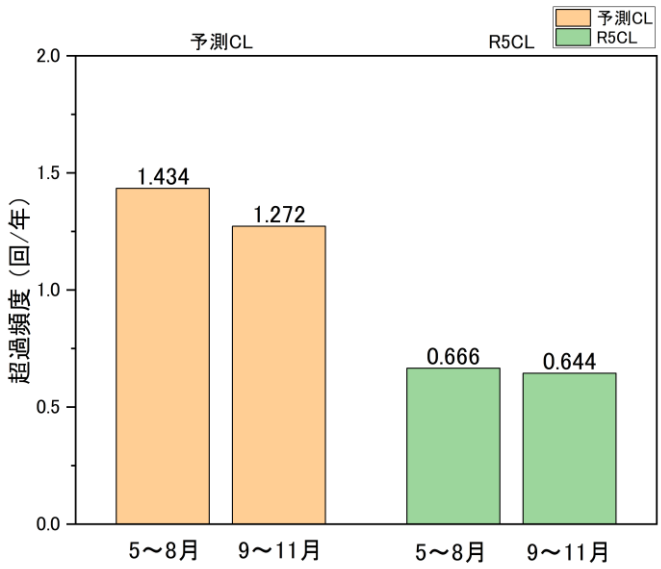


図-14　4℃上昇シナリオにおける CL 超過の時期別頻度

３－４　現在気候と将来気候の比較

まず，100 メッシュで解析を行った現在気候と将来気候（2℃上昇シナリオ）について比較を行う。CL 超過頻度は表-3 のとおりである。

表-3　現在気候と将来気候の CL 超過頻度の比較

	1 メッシュあたり超過回数		超過頻度	
	R5CL	予測 CL	R5CL	予測 CL
現在気候	0 回	0 回	0.000（回/年）	0.000（回/年）
将来気候（2℃上昇時）	1.162 回	11.522 回	0.142（回/年）	1.411（回/年）

この 2 つを比較した際，特に予測 CL において超過可能性が増加することが分かる。現在気候では CL を超える SL は見られなかったものの，2℃上昇シナリオでは予測 CL を超過するシナリオが複数見られた。予測 CL を超過する頻度が 1.411（回/年）となっていることから，小規模な斜面崩壊が発生するリスクが大きくなったと言える。

次に現在気候と将来気候（2℃上昇，4℃上昇）の 3 つについて比較を行う。こちらは 4℃上昇シナリオが崩壊履歴のある 3 メッシュのみについて解析を行っているので 3 メッシュでの超過回数を比較する。CL 超過頻度を表-4 に示す。

表-4　崩壊履歴のあるメッシュでの現在気候と将来気候の CL 超過頻度の比較

	R5CL	予測 CL
現在気候	0.000（回/年）	0.000（回/年）
将来気候（2℃上昇）	0.142（回/年）	0.898（回/年）
将来気候（4℃上昇）	0.657（回/年）	1.365（回/年）

この 3 つを比較すると，気温上昇に従い，CL 超過頻度が R5CL，予測 CL の両方で増加することがわかる。また，2℃上昇シナリオと 4℃上昇シナリオの比較では，4℃上昇シナリオの方が予測 CL 超過頻度に R5CL 超

過頻度が近づく傾向にある（予測 CL は小規模崩壊に対応したものであるので R5CL 超過時は予測 CL も超過する）。これは 4℃上昇シナリオでは大規模な土砂災害のリスクが大きくなるということを示しており，現在気候や 2℃上昇シナリオに比べ最大時間降水量や 1 度の降雨イベントでの降雨量が非常に大きいことが原因であると考えられる（図-15 参照）。このため，極端な大雨の増加は大規模土砂災害の発生リスクに大きな影響を及ぼすと言える。

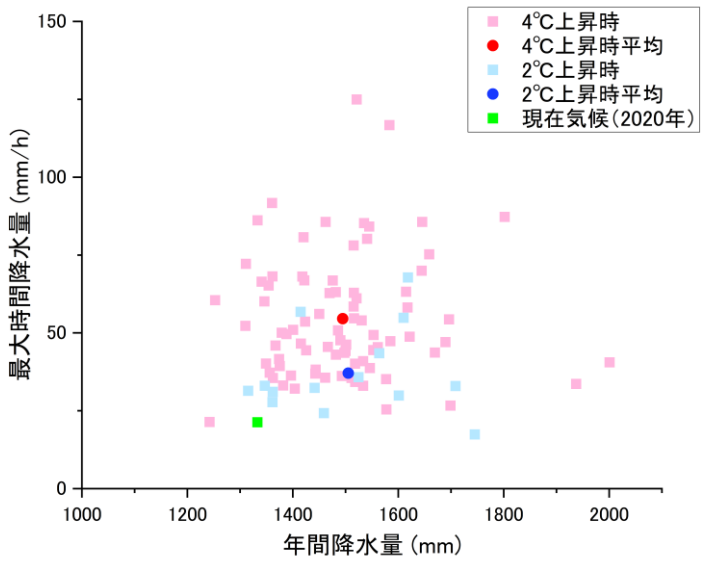


図-15　現在気候と将来気候の降水特性の比較

4　まとめ

本研究により得られた知見は以下のとおりである。

1) 将来の気温上昇は土砂災害リスクに対し大きな影響を及ぼす。
2) 気候変動により小規模な斜面崩壊が増え，更に気候変動が進行すると極端な大雨の増加により大規模な土砂災害の危険性が増す。

本研究では現在気候として 2020 年のデータを利用した。現在気候としてのデータの信頼性を上げるためには前後数年の解析も進めることも必要である。また，将来気候には降水量が上位のシナリオを用いているためこの研究以上の土砂災害リスク増加は考えにくいが，気候変動が続けば土砂災害リスクは確実に増加すると考えられるので対策を検討する必要がある。

謝辞：本研究にあたりまして一般社団法人日本気象協会小倉氏より情報を提供いただきました。また，室蘭工業大学中津川教授，片寄氏に数多くの助言をいただきました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

【参考文献】

1) 小野廉，石川達也，笠間清伸：機械学習を用いた地盤特性を考慮した広域斜面災害リスク評価の精度向上手法の提案，地盤工学会北海道支部論文報告集，第 63 号，p205～214，2023
2) 札幌管区気象台：北海道地方のこれからの気候の変化
入手先＜https://www.jma-net.go.jp/sapporo/tenki/kikou/sp_ccreport/hokkaido/future.html＞（参照 2025.1.4）
3) 国土地理院：地理院地図
入手先＜https://maps.gsi.go.jp/＞（参照 2024.12.29）
4) 政府統計の総合窓口：境界データ 3 次メッシュ
入手先＜https://www.e-stat.go.jp/gis/statmap-search?page=1＞（参照 2024.12.29）

5) Mizuta et al. :Over 5,000 Years of Ensemble Future Climate Simulations by 60-km Global and 20-km Regional Atmospheric Models, Bulletin of the American Meteorological Society, Volume98, p1383～1398, 2017
入手先＜https://journals.ametsoc.org/view/journals/bams/98/7/bams-d-16-0099.1.xml＞（参照 2025.1.13）
6) 国土交通省: 気候変動の影響について
入手先
https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouiinkai/kikouhendou_suigai/1/pdf/09_kikouhendounoeikyou.pdf
（参照 2024.12.29）
7) 山田朋人, アンサンブル手法による気候変動予測・リスク評価の考え方, 雑誌「河川」, 令和 2 年 12 月号, p77-81, 2020 年 12 月 1 日
8) 国土交通省：d4PDF, d2PDF(5km) 解析 の現状
入手先＜https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/chisui_kentoukai/dai03kai/dai03kai_siryou4.pdf＞
（参照 2025.1.7）
9) 気象庁：過去の気象データ検索
入手先＜https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php＞（参照 2025.1.8）

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和7年1月　於　室蘭市

透水異方性を有する無限長斜面への非定常不飽和浸透流の定式化

北海道大学　　国際会員　○西村　聡
北海道大学　　正会員　　佐藤　泰地

１．序論

降雨や融雪による浸透流は盛土・切土等の土工法面や自然斜面の表層不安定化をもたらすため、その解析は重要である。法面・斜面の表層に着目すると、深度zに対して法面平行方向の広がりlが大きいため、$z/l \approx 0$の無限長斜面として近似できる [1]。一方、非定常不飽和浸透流解析は非線形問題であり、任意の水分特性・透水特性を有する地盤中の浸透流挙動を定量的に理解するには数値解析による逐次的な解法を適用する必要がある。数値解析において無限長斜面を表現するには、周期境界の設定など特別な境界条件が必要となり、既存の解析ソフトウェアでは対応できない、あるいはできても容易ではない場合が多い [2]。無限長斜面においては、斜面水平方向の現象一様性によりその自由度が無視できるため、基本的には鉛直あるいは斜面直交方向の 1 自由度問題に帰着（一次元化）することができ、そのような定式化は過去にも公表されている。例えば市販ソフトウェア HYDRUS においては、非定常不飽和浸透流の支配方程式である Richards 式を斜面直交方向に適用する単純なアプローチを用いて一次元化を行っている [3]。Bianchi et al.[4]はこれに加え、斜面平行方向の流れについても定式化を議論している。後者の議論はより包括的であるが、最終的な式の導出過程は必要以上に煩雑なものであること、また透水係数の等方性の仮定に基づいていることに鑑みて、本論文では透水係数の異方性を許容したうえで、より一般的な条件下において無限長斜面中の浸透流解析の一次元的定式化の再整理を行う。二次元解析との比較を通してその検証を行うとともに、周期境界が設定できない既存の解析ソフトウェアにおいて無限長斜面と等価な一次元カラム解析を行う手順を提案する。この定式化の応用例として、無限長斜面に設けられたキャピラリーバリアシステムにおける水分移動の様子を一次元化された等価カラム解析の結果から示す。従来は側方境界の影響を避けるために大きな二次元領域のモデル化が必要とされた問題であるが、一次元化により非常に簡易かつ高速に解を求めることが可能であり、これは間隙水圧観測からのデータ同化による地盤物性（水分特性・透水特性）の逆推定にも大きな利点となる。

２．無限長斜面の非定常不飽和浸透流問題の一次元化

２．１．支配方程式の座標変換

二次元における一般的な非定常不飽和浸透の支配方程式の一つとして、間隙水圧u（あるいは水頭h）を未知数とする形の以下の Richards 方程式がある。体積含水率等を未知数とする形式に比べて体積保存の精度保証に工夫が必要であることが指摘されているものの [5)-7)]、飽和・不飽和一貫して容易に記述でき、土骨格の力学的なつり合い式との連立も容易であるため、多くの解析コードで採用されている。

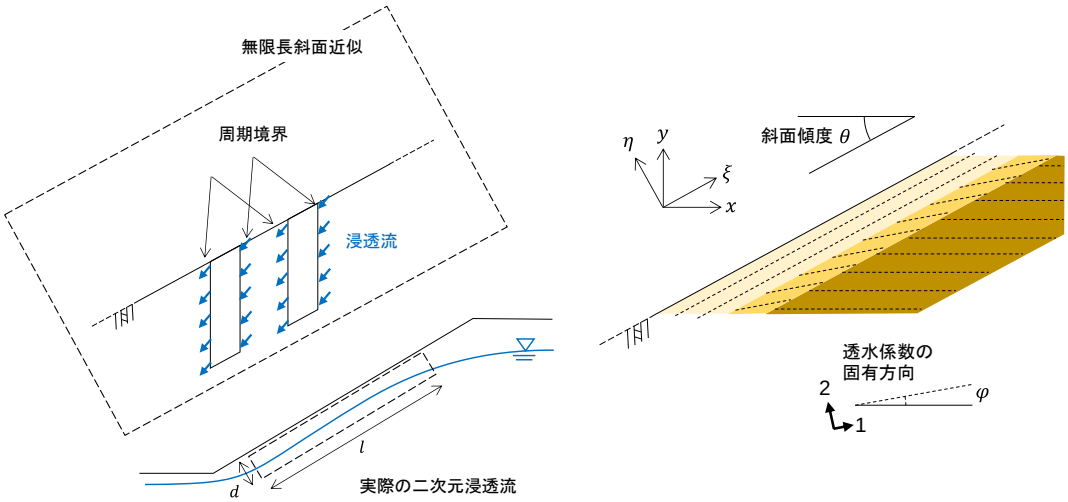
$$\frac{\partial(-v_x)}{\partial x}+\frac{\partial(-v_y)}{\partial y}-c\frac{\partial u}{\partial t}=q \tag{1a}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[k_{xx}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\rho_w g_x\right)+k_{xy}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\rho_w g_y\right)\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[k_{xy}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\rho_w g_x\right)+k_{yy}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\rho_w g_y\right)\right]-c\frac{\partial u}{\partial t}=q \tag{1b}$$

ここでx、yは**図−1** に示す水平・鉛直方向座標、$k_{xx}(u)$、$k_{xy}(u)$、$k_{yx}(u)$、$k_{yy}(u)$は後述する異方透水係数テンソルの要素（ただし動水勾配ではなく圧力勾配に対して定義）、ρ_wは水の密度、g_x、g_yはx、y方向の加速度、cは比貯留係数、tは時間、qはフラックスのシンク／ソースである。ここでは水平（x）方向の加速度を残した一般的な形としている。また、透

Formulation of unsteady unsaturated seepage flow in infinitely long slope with anisotropic permeability

Satoshi Nishimura, Hokkaido University
Taichi Sato, Hokkaido University



図−1　浅層の無限長斜面近似と諸記号の定義

水係数には一般的な異方性を許容しており、**図−1** に示すように主方向と$x-y$軸との角度をφとする。このとき、

$$\mathbf{K_{xy}}=\begin{bmatrix}k_{xx} & k_{xy}\\ k_{yx} & k_{yy}\end{bmatrix}=\mathbf{TK_{12}T^{-1}}=\begin{bmatrix}\lambda k_{22}cos^2\varphi+k_{22}sin^2\varphi & (\lambda-1)k_{22}cos\varphi sin\varphi\\ (\lambda-1)k_{22}cos\varphi sin\varphi & \lambda k_{22}sin^2\varphi+k_{22}cos^2\varphi\end{bmatrix} \tag{2}$$

$$\mathbf{T}=\begin{bmatrix}cos\varphi & -sin\varphi\\ sin\varphi & cos\varphi\end{bmatrix} \tag{3}$$

$$\mathbf{K_{12}}=\begin{bmatrix}k_{11} & 0\\ 0 & k_{22}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\lambda k_{22} & 0\\ 0 & k_{22}\end{bmatrix} \tag{4}$$

と表現できる。ここで**T**は座標変換行列、k_{11}, k_{22}は透水係数テンソルの固有値であり、これらの比を$\lambda=k_{11}/k_{22}$とした。式(1)を**図−1** に示す斜面平行（ξ）－直交（η）方向に変換するにあたり、式(1b)に偏微分の連鎖則を適用すると

$$\frac{\partial(-v_x)}{\partial\xi}\frac{\partial\xi}{\partial x}+\frac{\partial(-v_x)}{\partial\eta}\frac{\partial\eta}{\partial x}+\frac{\partial(-v_y)}{\partial\xi}\frac{\partial\xi}{\partial x}+\frac{\partial(-v_y)}{\partial\eta}\frac{\partial\eta}{\partial x}-c\frac{\partial u}{\partial t}=q \tag{5}$$

無限長斜面の仮定より、変数はξ方向に不変であることからξによる微分項は全て 0 となり、式(1b)中第 2 項中括弧内に示される$-v_x$、$-v_y$を改めて代入すると

$$\frac{\partial}{\partial\eta}\left[k_{xx}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\rho_w g_x\right)+k_{xy}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\rho_w g_y\right)\right](-\sin\theta)+\frac{\partial}{\partial\eta}\left[k_{yx}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\rho_w g_x\right)+k_{yy}(u)\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\rho_w g_y\right)\right]\cos\theta-c\frac{\partial u}{\partial t}=q \tag{6}$$

ここでθは斜面角度である。ここで、

$$\frac{\partial u}{\partial x}=\frac{\partial u}{\partial\xi}\frac{\partial\xi}{\partial x}+\frac{\partial u}{\partial\eta}\frac{\partial\eta}{\partial x}=\frac{\partial u}{\partial\eta}(-\sin\theta) \tag{7}$$

$$\frac{\partial u}{\partial y}=\frac{\partial u}{\partial\xi}\frac{\partial\xi}{\partial y}+\frac{\partial u}{\partial\eta}\frac{\partial\eta}{\partial y}=\frac{\partial u}{\partial\eta}\cos\theta \tag{8}$$

を適用すると式(6)はηに関する一次元の式となる。フィールドでの間隙水圧観測アレー実測値との比較・検

証などを想定すると、表層とはいえある程度以上の深さの観測孔は鉛直に設けられることがほとんどであることから、上記の式は鉛直方向yに対する形に引き戻しておくと便利である。$\partial/\partial y = (\partial/\partial\xi)(\partial\xi/\partial y) + (\partial/\partial\eta)(\partial\eta/\partial y) = (\cos\theta)\partial/\partial\eta$の関係を適用し、さらに式(2)を代入して整理すると、式(6)は以下の形となる。

$$\frac{\partial}{\partial y}\left[k_{22}\frac{\partial u}{\partial y}\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\gamma_1}{\beta_1}k_{22}\rho_w g_x+\frac{\gamma_2}{\beta_1}k_{22}\rho_w g_y\right]-\frac{c}{\beta_1}\frac{\partial u}{\partial t}=\frac{q}{\beta_1} \tag{9}$$

$$\beta_1=\left(-\frac{\sin\theta}{\cos\theta}\right)^2(\lambda\cos^2\varphi+\sin^2\varphi)+2\left(-\frac{\sin\theta}{\cos\theta}\right)(\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi+\lambda\sin^2\varphi+\cos^2\varphi \tag{10}$$

$$\gamma_1=\left(-\frac{\sin\theta}{\cos\theta}\right)(\lambda\cos^2\varphi+\sin^2\varphi)+(\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi \tag{11}$$

$$\gamma_2=\left(-\frac{\sin\theta}{\cos\theta}\right)(\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi+\lambda\cos^2\varphi+\sin^2\varphi \tag{12}$$

本式が一般的な透水異方性を有する無限長斜面中の浸透流を鉛直方向に一次元化したものである。ここで水平方向の加速度g_xを 0 とし、それを一般的な鉛直一次元カラムに対する式

$$\frac{\partial}{\partial y}\left[k_y\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\rho_w g_y\right)\right]-c\frac{\partial u}{\partial t}=q \tag{13}$$

と比較すると、以下のことがいえる。鉛直一次元カラムにおいて鉛直透水係数k_yをk_{22}で置き換え、水の単位体積重量$\rho_w g_y$にγ_2/β_1を乗じ、比貯留係数（水分特性曲線の傾き）cおよび入力フラックスqをβ_1で割ることで無限長斜面の鉛直方向の水圧u分布に関する式と等価になる。これにより、既存の解析ソフトウェアを用いて側方境界を非排水とした鉛直一次元カラムを設け、入力パラメタを上記の通り補正することで無限長斜面の非定常不飽和浸透流解析が可能となる。式(9)は他の解釈も可能であり、例えば既存ソフトウェアが水の単位体積重量の変更を許さない場合、式(9)を以下のように変形する。

$$\frac{\partial}{\partial\left(\frac{\gamma_2 y}{\beta_1}\right)}\left[\frac{\gamma_2}{\beta_1}k_{22}\frac{\partial u}{\partial\left(\frac{\gamma_2 y}{\beta_1}\right)}\right]+\frac{\partial}{\partial\left(\frac{\gamma_2 y}{\beta_1}\right)}\left[k_{22}\rho_w\frac{\gamma_1}{\beta_1}g_x+\frac{\gamma_2}{\beta_1}k_{22}\rho_w g_y\right]-\frac{c}{\gamma_2}\frac{\partial u}{\partial t}=\frac{q}{\gamma_2} \tag{14}$$

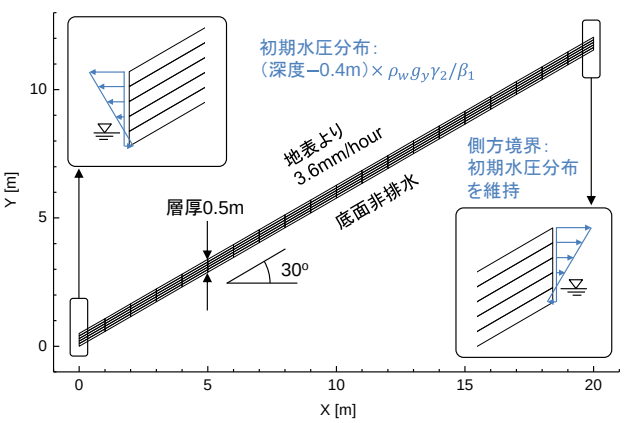
これにより$g_x=0$の場合、対象領域をy方向にγ_2/β_1でスケーリングし、透水係数k_{22}、貯留係数c、入力フラックスqにそれぞれγ_2/β_1、$1/\gamma_2$ 、$1/\gamma_2$ を乗じることで一次元鉛直カラムを無限長斜面と等価な問題とできる。参考までに、$g_x=0$かつ$\lambda=1$（等方透水係数、$k_{11}=k_{22}=k$）とすると上記の式は以下のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial(y\cos^2\theta)}\left[k\cos^2\theta\frac{\partial u}{\partial(y\cos^2\theta)}\right]+\frac{\partial}{\partial(y\cos^2\theta)}\left[k\cos^2\theta\rho_w g_y\right]-c\frac{\partial u}{\partial t}=q \tag{15}$$

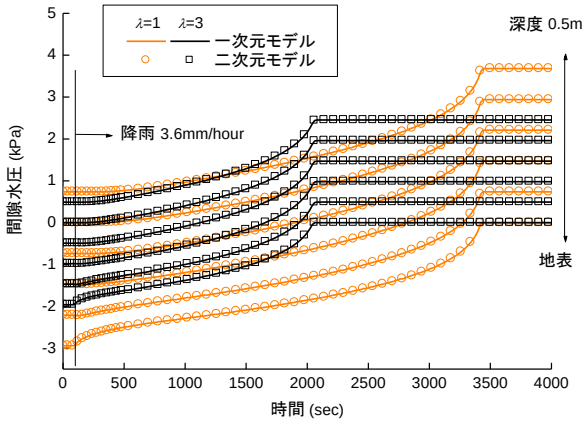
定常状態、つまり$\partial u/\partial t=0$かつq=0 として積分すると$u=\rho_w g_y\cos^2\theta\times$（$y$方向の深度）と表すことができ、土質力学の初等教科書等に見る無限長斜面における定常飽和浸透流の水圧分布となる。

２．２．式の適用性と検証

式が適用できる条件としては、地盤物性と入力が斜面平行方向に均一であることである。**図−1** に示すように、斜面に平行な流れ盤上の地層構造および個々の層が異なる透水異方性を有することは許容される。例えば盛土においては、内部は層ごとの締固めにより透水性の固有方向が鉛直・水平方向にあることが想定される。一方、表層は植生による影響や凍結・融解による構造変化を含む風化、あるいは盛土築造後の覆土（バックホウ等による摺り付け）



図−2　検証用の斜面の二次元モデル



図−3　二次元モデルと一次元等価カラムモデルによる間隙水圧変化

により、透水性は斜面直交・水平方向に固有方向を発達させることが起こりえる。式(9)はこのような状況にも適用可能であるという点で実用性が高い。この式のもう一つの利点は、本来二次元問題である無限長斜面中の浸透流問題を一次元数値解析で解くことができるため、高速な求解が可能であるということである。

前節では単純な座標変換により無限長斜面における非定常不飽和浸透流の式を一次元問題として導出したが、確認のためその正当性を数値的に検証しておく。**図−2** に示す傾き 30° の斜面への降雨浸透を例として用いる。層厚を 0.5m とし、底面は非排水とした。ここでは深さd（=0.5m）と斜面長lの比であるd/lを~0.02 と十分に小さくとることで無限長斜面の近似となる二次元問題を設定し、中央（図中x=10m）の節点の鉛直アレーの出力を抽出する。一方、前節の考えに基づき入力値を調整したうえで鉛直一次元カラムのモデルを設定し、式(9)-(12)を用いて等価な問題として同様に降雨浸透に対する間隙水圧の変化を算出した。いずれも数値解析には著者による有限要素コードを用いた。このコードは他のソフトウェアとの一斉解析 [8]や特定問題への厳密解 [9]との比較を通して十分に精度評価されたものである。降雨としては 3.6mm/hour を与え、地盤物性としては水分特性曲線・相対透水度関数に以下の van Genuchten[10]モデルを用いた。

$$\theta_w = \theta_{wr} + (\theta_{ws} - \theta_{wr})\left[1 + (\alpha u)^{1/(1-m)}\right]^{-m} \tag{16}$$

$$S_e = (\theta_w - \theta_{wr})/(\theta_{ws} - \theta_{wr}) \tag{17}$$

$$k_r = \sqrt{S_e}\left[1 - \left(1 - {S_e}^{1/m}\right)^m\right]^2 \tag{18}$$

ここでθ_wは体積含水率であり、θ_{ws}はその飽和時の値、θ_{wr}は乾燥時残留値である。二次元モデルにおいてはθ_{ws}=0.5、θ_{wr}=0.1 とした。一次元等価カラムにおいては、前記の通り比貯留係数cをβ_1で割る必要があるが、これはθ_{ws}を$\theta_{wr} + (\theta_{ws} - \theta_{wr})/\beta_1$と補正して入力することで満たせる。式(18)中の$k_r$は相対透水度であり、透水係数固有値は$k_{22,0}$を定数として$k_{11} = \lambda k_{22,0} k_r$、$k_{22}$=$k_{22,0} k_r$とした。透水異方性としては$\varphi$=0°、$\lambda$=1 あるいは 3 を適用した。本論文では透水係数は動水勾配ではなく圧力勾配に対して定義しており、ここでは$k_{22,0}$=1.0×10^{-6} (m^2/sec/kPa)とした。これは、より一般的な動水勾配に対する定義としては約 1.0×10^{-5} (m/sec)に相当する。また、α、mは定数で、入力値はそれぞれ-0.1019 (1/kPa)、0.3 とした。このほか、g_x=0 および飽和領域の貯留係数として 1.02×10^{-5} (1/kPa)を適用した。

各深度に対して算出された間隙水圧の時間変化を**図−3** に示す。二次元モデルと一次元モデルによる結果は完全に一致しており、前節で示したアプローチの正当性を確認することができた。これにより、次章以降の計算は全て一次元等価カラムにより実行した。

３．流線の算出とキャピラリーバリアシステムの解析

３．１．流線の算出

式(9)の解として鉛直方向の水圧分布が得られると、これにより流速ベクトルが求められる。ここで、x、y、ξ、ηそれぞれの方向の流速v_x、v_y、v_ξ、v_ηの式を示しておく。

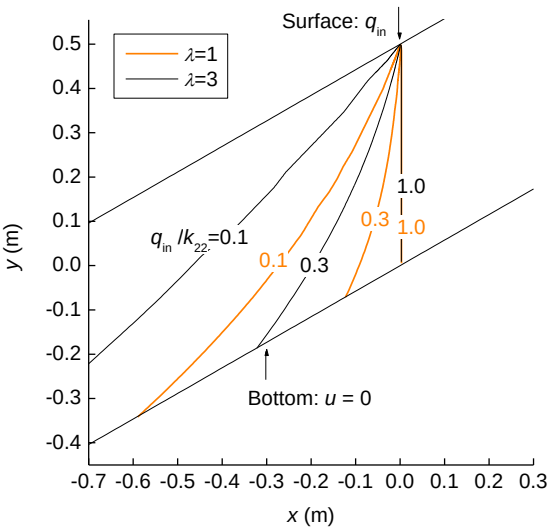
$$-v_x = \left[\left(-\frac{\sin\theta}{\cos\theta}\right)(\lambda\cos^2\varphi + \sin^2\varphi) + (\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi\right] k_{22}\frac{\partial u}{\partial y} + (\lambda\cos^2\varphi + \sin^2\varphi)k_{22}\rho_w g_x + (\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi k_{22}\rho_w g_y \quad (19)$$

$$-v_y = \left[\left(-\frac{\sin\theta}{\cos\theta}\right)(\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi + (\lambda\sin^2\varphi + \cos^2\varphi)\right] k_{22}\frac{\partial u}{\partial y} + (\lambda-1)\cos\varphi\sin\varphi k_{22}\rho_w g_x + (\lambda\sin^2\varphi + \cos^2\varphi)k_{22}\rho_w g_y \quad (20)$$

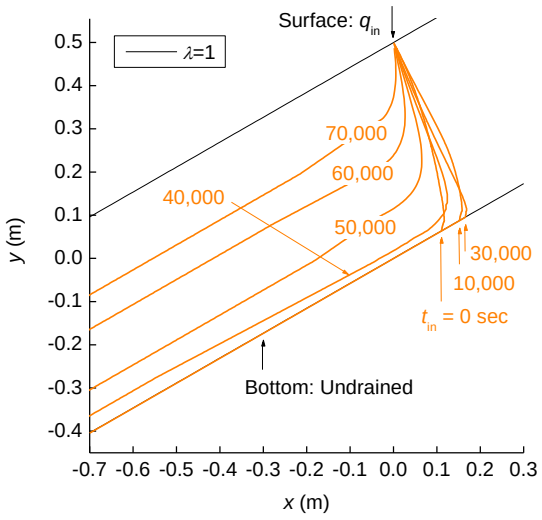
$$v_\xi = v_x\cos\theta + v_y\sin\theta \quad (21)$$

$$v_\eta = -v_x\sin\theta + v_y\cos\theta \quad (22)$$

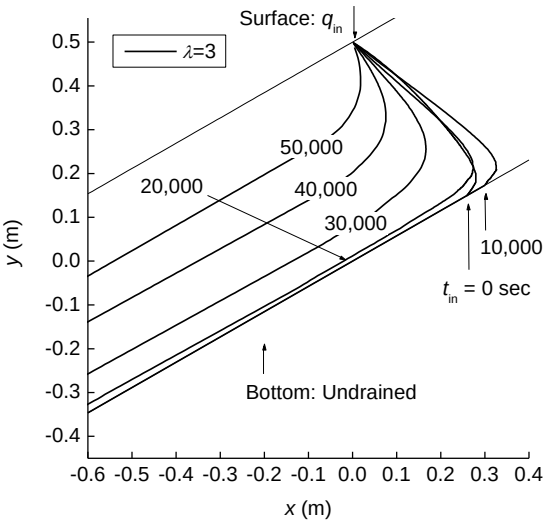
これらはいずれも間隙水圧の鉛直方向勾配$\partial u/\partial y$のみの関数として表現しており、式(9)の解を用いて計算することができる。水の地表面からの浸透軌跡は、時間差分をΔt として Lagrange 的にy座標を$y + v_y\Delta t - v_x\tan\theta\Delta t$と更新しながらこれらを積分していくことで求めることができる。例として、2.2 節で設定した斜面問題への適用を示す。ここでは流線の精度向上のためy方向の層厚 0.5m に対し要素分割数を 25 に増やして一次元モデルで計算を行った。底面境界条件を水圧固定（u=0）とし、これに応じて初期条件は底面座標をy_bとして$u = -(y - y_b)\rho_w g_y\cos^2\theta$=0 とした。地表での降雨強度$q_{in}$を飽和時の鉛直透水係数$k_{22,0}$の 0.1、0.3 あるいは 1.0 倍とした。なお、地表面ではこのようにフラックスを規定しながらも、間隙水圧u=0 を超える場合はu=0 に切り替わる降雨浸透境界条件を適用した。ある水粒子に着目し、これが地表に浸透する時刻を降雨開始からカウントしてt_{in}とし、t_{in}=0 (Sec)の流線、つまり降雨開始とともに地表に浸透した水の軌跡を**図−4** に示す。底面間隙水圧が 0 でかつ浸透速度が許容浸透速度（$q_{in} = k_{22,0}$のケース）に至る場合、地表面での間隙



図−4　無限長斜面へ浸透する流線の例
（底面間隙水圧が 0 で固定の場合）



（b）透水係数が等方的（λ=1）



（a）透水係数が異方的（λ=3）

図−5　無限長斜面へ浸透する水の流線の例（底面非排水の場合）

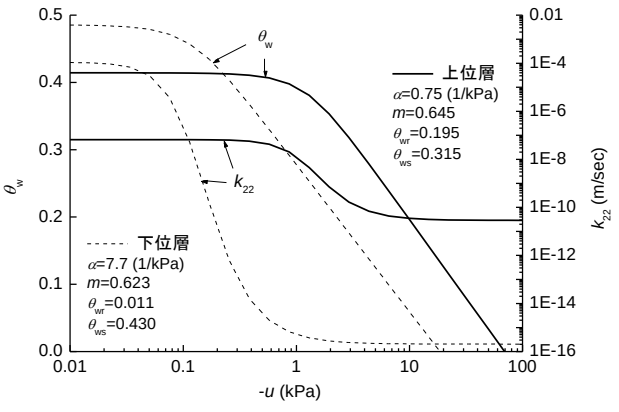
水圧も 0 となり、全領域が間隙水圧 0、つまり飽和する。この場合、Iverson[11]が定常飽和浸透流に対して異なる境界条件において解析的に求めた流線の一つに一致し、鉛直な軌跡を描く。一方、降雨強度q_{in}が小さい場合、地盤は不飽和を保ち、式(18)に従って下方ほど飽和度・透水係数が高い。この場合、Iverson が仮定した定常不飽和浸透流の流線の形状に近い曲線状の軌跡となる。なお、この例においては降雨開始直後よりほぼ定常状態に至り、後続の浸透（t_{in}>0）に対する流線も**図−4** に示すものとほぼ同じになったため示していない。

次に、同問題において底面非排水とした場合の解を**図−5** に示す。地表での降雨強度q_{in}は飽和時鉛直透水係数$k_{22,0}$の 0.1 倍とした。この条件下では浸透水が浸出する境界がないため、時間とともに地盤の飽和度は増加し、降雨強度に関わらずいずれ全領域が飽和する。その過程を明確に見るため、初期条件を$u=-(y-y_c)\rho_w g_y \cos^2\theta$として$y_c$に底面より 5m 下の座標を与え、地盤の初期サクションを大きくして解析を開始した。このケースでは非定常不飽和浸透流が発生し、間隙水の流線は地表から浸透した時刻によって異なるため、異なるt_{in}に対する流線の発展を**図−5** では示している。浸透水が貯留するにしたがって底面より順次、飽和領域が拡大していくが、流線がこの飽和領域に達すると斜面と平行となり下流に向かうことがわかる。これも Iverson が定常飽和浸透流に対して底面非排水の場合に示したものと一致する。飽和領域は貯留係数がゼロであり、斜面直交（η）方向下方には移動できないため当然の結果である。一方で、流線が飽和領域に至るまでの経路は単純ではなく、一次元化された式からの解は斜面表層への浸透の複雑な二次元現象の理解に役立つことがわかる。水平透水係数が鉛直透水係数の 3 倍であるλ=3 のケースにおいては、地表から浸透直後の軌跡があたかも上流側に向かっているようであり直感的でないが、これは同じy座標においてはx方向に進むほど深度が大きく、かつ浸透の初期状態では浅部の間隙水圧が大きくなるため、同じy座標においてx方向に向かって間隙水圧が小さくなるためである。水平透水係数が大きいケースではこの水平方向の浸透が卓越し、あたかも上流側に向かうように見える。

３．２．キャピラリーバリアシステムへの適用

上記の応用例の一つとして、斜面表層に設けられたキャピラリーバリアシステムに対して雨水の浸透がどのような経路を辿るのかという問題がある。キャピラリーバリアとは粗粒土層の上位により細粒な層を設けることで、両者の保水性の相違を利用して粗粒土層以下への降雨浸透を遅延させ、上位層中の斜面平行流により斜面下方より排水を促すものである。しかし、上位層から下位層への浸透は、遅延されるとしても時間の経過とともにいずれ起こるため、これが起こる前に浸透水は上位層を通って排水端へに至るようにシステム設計されなければならない。浸透水が下層に至る現象はブレークスルーと呼ばれ[12]、これが起こる前に浸透流が上層中を斜面平行に流れる距離である限界長を知ることが重要とされる。本来これは多次元問題であるが、式(9)のように一次元化された式がこの問題の解析に有用であることを以下に示す。

ここでは具体的なキャピラリーバリアシステムの例として、傾度 30º の無限長斜面を想定し、細粒層である上位層のy方向厚さを 0.5m、粗粒層である下位層の同厚さを 0.1m とし、下位層の底面を非排水境界とする。地表からはt_{in}=3.6mm/hour の降雨を降雨浸透境界として与えた。それぞれの層の水理特性は澤田ら[13]の研究を参考にして**図−6** のように設定した。一次元等価カラムにより計算したが、水分特性曲線が変化するサクション帯が狭いため、先の例よりもメッシュを細分化し、要素は領域厚さ 0.6m に対して 0.01m 刻みで 60 個とした。なお、比較のため下位層の物性を上位層と同じにしたケースも設け、これを No CB（キャピラリーバリアなし）とした。



図−6　キャピラリーバリアシステムの解析に用いた水分特性（文献 13 を参考）

上位層と下位層の境界（深度 0.5m）において計

算された間隙水圧の時刻歴を図-7 に示す。底面非排水であるためいずれ間隙水圧は増大し全領域が飽和するが、この位置において間隙水圧が 0 に至る時点がブレークスルーの発生と解釈できる。透水異方性に関わらずキャピラリーバリアによりブレークスルーの発生は各段に遅延されることが確認できる。図-8 はt_{in}=0、つまり降雨開始時に地表に浸透した水の流線を示しており、図-7 で確認されたブレークスルーの発生点もプロットしている。下位層に粗粒土を用いることにより、表面浸透からブレークスルーまでの距離である限界長は 2 倍以上に延長されていることがわかる。なお、浸透開始前から地盤中は水分が存在し、この水分が下位層に侵入することでブレークスルーが始まるため、地表からの流線は必ずしも下位層に達しない。これは図-5 で観察した通りである。ブレークスルーの発生後は下流端で本来起こるべき排水の影響が無視できないため、その後の挙動の解析は二次元解析を必要とするが、側方境界の恣意的な設定の影響を受けない無限長斜面の解析は、二つの層の相互作用の本質的な理解と土質設計に利用できる。

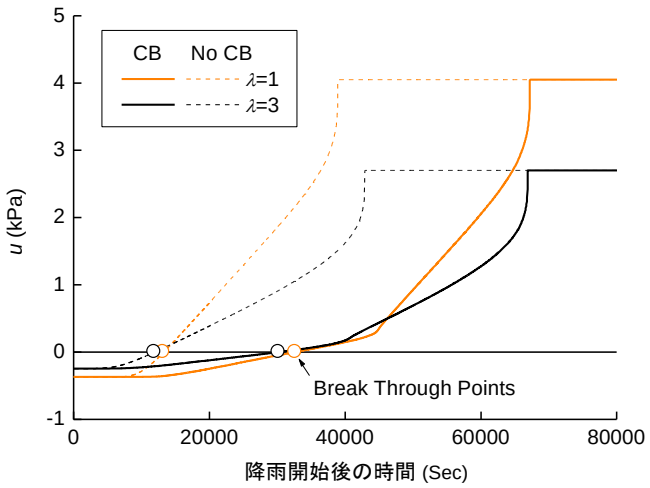


図-7　キャピラリーバリア（CB）の有無による上下層境界での間隙水圧 u の変化

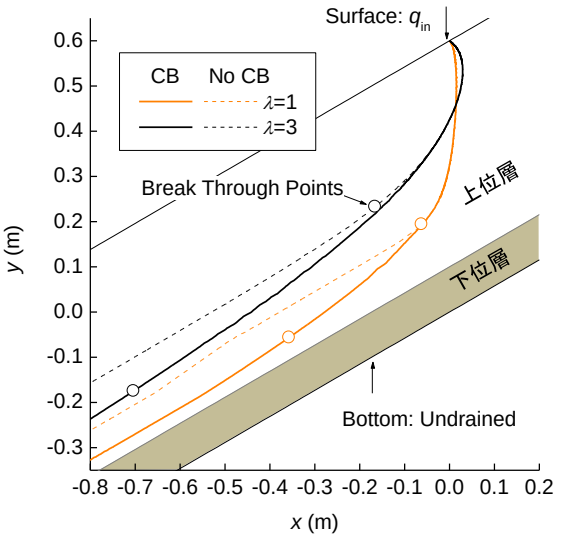


図-8　キャピラリーバリア（CB）の有無による流線の相違（降雨開始時に地表に浸透した流線）

4．結論

本研究では無限長斜面への二次元非定常不飽和浸透流問題について、現象の斜面平行方向一様性を用いて一次元化した Richards 方程式を導出した。これにより、有限要素法をはじめとする数値解析においては周期境界の適用など特別な処理が必要であった無限長斜面を一次元の等価なカラムとしてモデル化することができ、非常に簡易かつ高速に解を求められることを示した。これにより周期境界の機能を持たない既存の解析ソフトウェアを用いて無限長斜面の解析が可能である。一次元の数値解析はマトリクスの対角上に非ゼロ項が集中するため求解が非常に高速であり、原位置の斜面中間隙水圧観測結果からデータ同化により地盤物性を推定するにあたって大量の順解析アンサンブルを用意するときなどに効果を発揮する [14]。本論文では間隙水圧の鉛直方向勾配から流速を算出し、無限長斜面への浸透水が描く軌跡である流線を異なる条件に対して示し、その特徴を議論した。地盤が飽和した領域では定常流が起こり、その流線は Iverson[11]などが示した既往の解に一致することも示された。また、斜面表層に設けられたキャピラリーバリアシステムを無限長斜面としてモデル化し、システム設計に必要とされるブレークスルーの発生の予測や、限界長の算出にも適用できることを示した。無限長斜面はあくまで実際の斜面の近似であるものの、解析においては二次元解析で必要な側方境界に関する解析者の恣意的な判断が不要になるなどの利点もあり、先に挙げた解析の高速性と合わせて、そのように近似することは高い実用性を有しているといえる。

【参考文献】

1) 佐藤泰地・西村聡 (2025) 斜面浅層における不飽和浸透流への無限長斜面適用条件の体系化. 地盤工学会北海道支部技術報告集 65 （本号）
2) 若井明彦・堀匡佑・渡邉暁乃・蔡飛・深津ひろみ・後藤聡・木村誇 (2019) 有限要素解に基づく斜面浅部の地下水位上昇量の簡易予測式の提案. Journal of the Japan Landslide Society 56 Special Issue 227, 17-29.
3) Šimůnek, J., Šejna, M., Saito, H., Sakai, M. and van Genuchten, M. Th. (2013) The HYDRUS-1D Software Package for simulating the one-dimensional movement of water, heat and multiple solutes in variably-saturated media. Department of Environmental Sciences, University of California Riverside.
4) Bianchi, D., Gallipolo, D., Bovolenta, R. and Leoni, M. (2024) Analysis of unsaturated seepage in infinite slopes by means of horizontal ground infiltration models. Géotechnique 74 (8) 820-828.
5) Celia, M. A. and Bouloutas, E. T. (1990) A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. Water Resource Research 26 (7) 1483-1496.
6) Rathfelder, K. and Abriola, L. M. (1994) Mass conservative numerical solutions of the head-based Richards equation. Water Resource Research 30 (9) 2579-2586.
7) 日比義彦 (2008) 不飽和流れの表現. 地下水学会誌, 50 (3) 171-177.
8) 新清晃・西村聡・藤澤和謙・竹下祐二・河井克之・佐古俊介・森啓年・山添誠隆・太田雅之 (2019) 河川堤防への降雨浸透と浸潤状態予測に関する一斉解析からの知見. 土木学会論文集 C（地圏工学）75 (4) 398-414.
9) Tracy, F. T. (2006) Clean two and three dimensional analytical solutions of Richards' equation for testing numerical solvers. Water Resources Research 42 (8) W08503.
10) van Genuchten, M. Th. (1980) A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal 44 892-898.
11) Iverson, R. M. (1990) Groundwater flow fields in infinite slopes. Géotechnique 40 (1) 139-143.
12) 森井俊広 (2011) 土のキャピラリー・バリア. 地盤工学会誌 59 (2) 50-51.
13) 澤田茉伊・三村衛・吉村貢 (2016) キャピラリーバリアを用いた古墳の雨水の浸透抑制に関する研究－キャピラリーバリアのメカニズムに関する実験および解析的検討－. 土木学会論文集 C（地圏工学） 72 (2) 101-116.
14) 佐藤泰地・西村聡・豊原耀太 (2024) アンサンブル型のモデル逆推定手法の提案と広域観測データを用いた土壌浸透パラメータ及び表面浸透量の逆解析. 地盤工学会北海道支部技術報告集 64 167-174.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

斜面浅層における不飽和浸透流への無限長斜面適用条件の体系化

北海道大学大学院　正会員（学生）　○佐藤　泰地
北海道大学大学院　国際会員　　西村　聡

１．はじめに

斜面崩壊は世界各地で発生する地盤災害であり，交通網の長期的な遮断や人的被害をもたらす．一般に，斜面崩壊は深層崩壊と浅層崩壊に大別され,それぞれの規模やタイムスケールに応じたリスク評価が学術的に行われてきた(Hinds et al., 2019, 2021; Subramanian et al., 2017)．また，近年では気候変動の影響と考えられる複雑な気象シナリオによって引き起こされる浅層崩壊が報告されている．特に積雪寒冷地では，急激な気温上昇による大量の融雪や，融雪と降雨が一体化して地盤へと浸透する「レインオンスノー現象」に起因する浅層崩壊が顕著である(He et al., 2023)．こうした崩壊現象へとつながる地盤の特性変化として，地表面の凍結融解(Ishikawa et al., 2015)，植生変動に伴う斜面浅層の浸透特性の変化(Nishimura et al., 2015)が挙げられる．このように複雑化した気象・地盤条件に対応し，長期的かつ短期的なリスク評価を行うためには，斜面浅層の適切なモデリング手法が不可欠である．

斜面浅層のモデリング手法として, 無限長斜面条件を仮定した安全率計算や浸透流解析が代表的である(Lu & Godt, 2008; Ray et al., 2010; Skempton & Delory, 1957)．これに関連した既往の研究は，解析解を導出するものと，斜面方向に支配方程式を変換して数値解を導出するものに大別される．前者では，異方的な飽和浸透条件下の定常解(Iverson, 1990)，等方的な不飽和浸透条件下の定常解(Bianchi et al., 2022)，さらには二層構造の斜面(Zhan et al., 2013)や種々の降雨パターンに対応した不飽和浸透の非定常解の導出(Zhan et al., 2016)が報告されている．一方，後者では，斜面法線・平行方向における浸透流の一次元化モデル(Šimůnek et al., 2013)や, 筆者らの研究グループが報告した異方的な飽和･不飽和浸透を考慮した一次元化モデル(西村･佐藤, 2024)が挙げられる．

無限長斜面条件を仮定した研究は数多く存在する一方で，その適用限界に関する学術的検討は十分に行われていない. ここで, 既往研究(Gabet & Dunne, 2002; Larsen et al., 2010; Milledge et al., 2014; Morgan et al., 1995; Paudel et al., 2003; Rice et al., 1969; Warburton et al., 2008)に基づき，斜面浅層崩壊の発生箇所における斜面水平長さと斜面鉛直深さの比（L/H）を整理し図 1 に示した．図 1 からL/Hが 4 を超えるのは報告例の 90%以上であることが分かる．無限長斜面条件の適用限界を議論した研究例としては，Griffiths et al. (2011)や Milledge et al. (2012)が挙げられる．特に，Milledge et al. (2012)では 5000 通りの斜面・土質条件に対する自重変形の有限要素解析が実施され，安全率の解析解との比較を通じて，無限長斜面条件が適用可能な斜面形状（L/H）の限界を 25 と報告している．一方，斜面内の飽和・不飽和浸透流に対し，無限長斜面での浸透流とみなせる領域（以下，適用可能域とする）の定量化に関する研究は報告されていない．

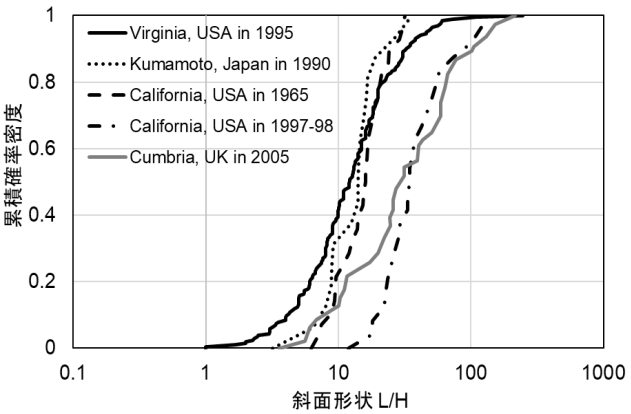


図 1 既往文献で報告された斜面崩壊形状データ
（Gabet & Dunne, 2002; Larsen et al., 2010; Milledge et al., 2014; Morgan et al., 1995; Paudel et al., 2003; Rice et al., 1969; Warburton et al., 2008 の斜面崩壊形状データを基に作成）

本研究では，無限長斜面における非定常二次元不飽和浸透流を一次元化したモデル（以下，準二次元モデ

Infinite slope conditions on unsaturated seepage flow in a shallow part of slope

Taichi Sato, Hokkaido University
Satoshi Nishimura, Hokkaido University

ルとする）を用い，二次元及び準二次元解析の斜面領域の節点解析値の比較を通じて，天端や法尻を有する二次元的形状の土構造物表層領域への無限長斜面条件の適用可能域の定量化・体系化を実施した．本研究では斜面不安定化の主な要因である表面からの降水浸透現象にのみ焦点をあて，斜面内間隙水圧を変数とした議論に限定する.具体的には,二次元及び準二次元の斜面モデルを用いたパラメトリックスタディを通じて，二次元モデルの斜面領域での解析誤差分布を可視化する．さらに，浸透流方程式から導出される無次元化時空間（無限長斜面条件の適用可能域，L/H比，境界フラックスと透水係数の比）に基づきすべての解析結果を解釈する．

本研究の成果により，以下の二点が期待される．第一に，斜面における現地観測(例えば Nishimura et al., 2020)を行う際，観測結果の解釈に無限長斜面条件を活用するためには，どこに計測点を設ければよいかを明確化することである．第二に，観測値を活用した解析（例：Li et al., 2021 や佐藤ら, 2024 で報告されたような土壌浸透特性や地表面浸透量の逆解析）において，どの斜面領域を準二次元としてモデリング可能かについて指針を提供することである．

２．不飽和浸透流解析によるパラメトリックスタディ：手法と条件設定

２．１．　二次元及び準二次元の不飽和浸透流解析

本研究では，種々の解析条件に対して二次元及び準二次元浸透流のパラメトリックスタディを実施し，それらの解析誤差を基に無限長斜面の適用条件を導出する．Richards 式(Richards, 1931)から導出された二次元及び準二次元不飽和浸透流解析の支配方程式を，有限要素法により離散化し，逐次数値解析を実施した．なお，詳細な導出に関しては，既往の文献(西村・佐藤, 2024)を参照されたい．以下に二次元不飽和浸透流解析の支配方程式を示す．

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[K_x(u)\left(\frac{\partial u}{\partial x}+\rho_w g_x\right)\right]+\frac{\partial}{\partial y}\left[K_y(u)\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\rho_w g_y\right)\right]=c\frac{\partial u}{\partial t}+q \tag{1}$$

ここで，xと yは水平・鉛直方向座標．uは間隙水圧．$K_x(u)$と$K_y(u)$は x,y 方向の透水係数（ただし動水勾配ではなく圧力勾配に対して定義）で，透水特性の等方性を仮定した．ρ_wは水の密度，g_xとg_zはxと y方向の重力加速度，cは比貯留係数，qはシンク/ソース，tは時間を表す．

対象とする斜面を無限長斜面としてみなせるとき$(L/H \gg 0)$, 各種変数は斜面平行方向に一様であることを考慮すると同方向への微分項は全て無視することができ，以下の準二次元不飽和浸透流解析の支配方程式が導出される．

$$\frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\partial u}{\partial y}K_y(u)+K_y(u)\rho_w g_y cos^2\theta\right]=c\frac{\partial u}{\partial t}cos^2\theta+qcos^2\theta \tag{2}$$

なお，重力加速度$g_x=0$とした．

二次元解析に用いた境界条件を図 2 に示す．解析モデルの表面には浸透境界条件，底面には自由排水条件を与え，これらは以下のように示される．

$$K_y(u)\left(\frac{\partial \mathrm{u}}{\partial \mathrm{y}}+\rho_w g_y\right)\Big|_{y=H}=Q,\qquad \frac{\partial u}{\partial y}\Big|_{y=0}=0 \tag{3}$$

Qは浸透境界フラックスである．モデル側方（図 2 中の点線）には非排水条件を与え，斜面領域の端面から$2H$（斜面深さの 2 倍）離し，モデル側方の非排水条件が斜面領域の解析結果に影響しないように設定した．

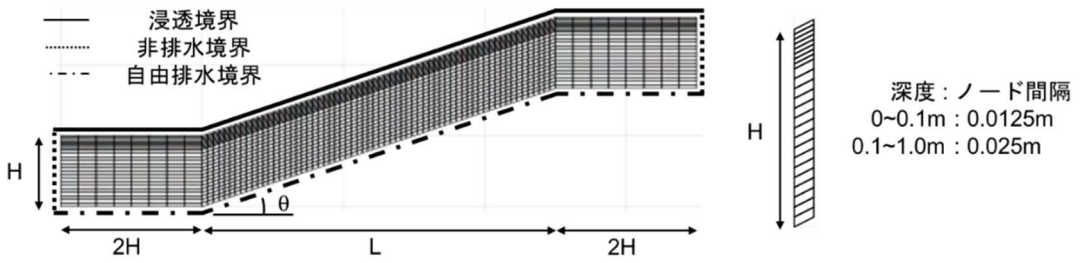


図 2 境界条件と解析に使用した有限要素メッシュ（左は二次元，右は準二次元解析に用いたモデル）

２．２．　条件設定

パラメトリックスタディで操作する変数は，①盛土形状，②気象シナリオ，③盛土の土質条件とし，これらを表 1 に示した．

表 1 解析条件

気象データ（AMeDAS 札幌） （括弧内はそれぞれ順に降水量の総量，平均，最大値）	通常降雨パターン（130 mm，1.62 mm/day，7 mm/h） / 豪雨パターン（129 mm，50 mm/day，18 mm/h） / 融雪パターン（294 mm，2.06 mm/day，0.37 mm/h）
斜面深さ $H(m)$	0.5 / 1.0
斜面形状 L/H	5 / 10 / 20 / 30 / 40
斜面角度 $\theta(°)$	14 / 18.4 / 26.6 / 45
土壌浸透特性（詳細は図 4）	砂質土 1~3，粘性土 1

① 盛土形状

解析は盛土斜面浅層の浸透現象を対象とし，解析モデルの形状は図 1 を基に決定した．変数として，盛土の水平長さL，鉛直深さH，斜面角度θを設定した．L/Hが 5, 10, 20, 30, 40 となるように形状パターンを設定し，後述する浸透現象の体系化を図った．

有限要素解析について，二次元解析では図 2 に示す有限要素メッシュを，表 1 の盛土形状に合致するよう縦横を縮尺して用いた．一方，準二次元解析で用いたモデルについて，図 2 には便宜上 4 節点要素からなるメッシュを示しているが，実際には 2 節点要素からなる一次元モデルと式(2)を用いて等価な一次元解析を行った．なお，補間関数は一次式を用い，ガウス積分次数はいずれも 3 とした．

本研究では，二次元・準二次元浸透流解析の斜面領域における節点解析値の誤差評価により適用可能域の評価を行うが，その解析結果はメッシュの密度に影響を受ける可能性がある．特に，浸透流解析では浸透境界での動水勾配が大きく変動する．そこで，鉛直方向のノード間隔は既往の文献(Li et al., 2022)を参考に，深度ごとに異なるノード間隔を設定した（図 2 右）．水平方向のノード数については，盛土水平長さが 60 (m)より小さいときは 65 点，60(m)以上では 100 点とした．

② 気象シナリオ

盛土表面に適用する境界条件として，通常の降雨，豪雨，融雪の 3 パターンを想定し，AMeDAS 札幌の気象データを基に設定した．降雨については，降水量をそのまま浸透境界条件に変換した．一方，融雪に関しては積雪深の減少量に積雪密度 0.1 (kg/m^3)を掛けることで，簡易的に 1 シーズン分の融雪浸透条件を設定した．これらの逐次浸透量は図 3 に示しているが，各浸透シナリオの特徴として，通常の降雨は「断続的」，豪雨は「短期的かつ集中的」，融雪は「長期的」な浸透条件を示す．本研究の目的の一つは，このような多様な浸透シナリオに対して無限長斜面条件の適用性を検討することである．

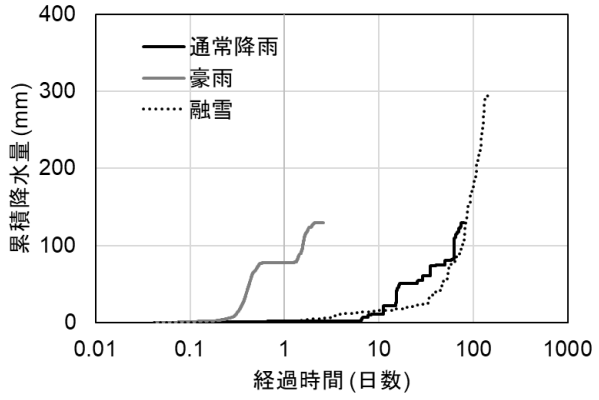


図 3 本解析で設定した気象シナリオ

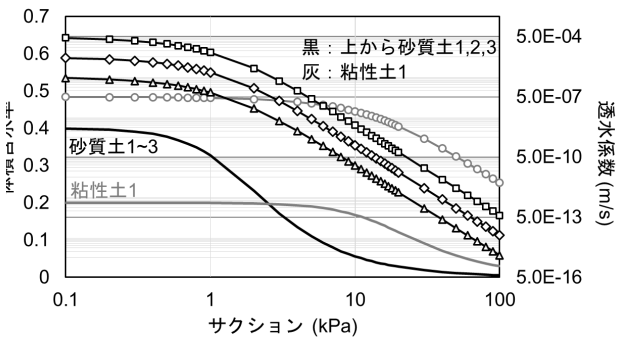


図 4 本解析で設定した水分特性曲線（マーカーなし）と不飽和透水係数曲線（マーカー付き）

解析結果では，解析開始時の間隙水圧初期分布の影響が現れないようにするため，それぞれ検討対象の浸透シナリオ（浸透イベント期間はそれぞれ，通常降雨：83 日，豪雨：2.5 日，融雪：141 日）を 2~3 回繰り返す境界条件を与え，それに伴う全節点でのサクション変動サイクルが収束することを確認し，最後の 1 サイクルを解析誤差変動の評価に用いた．このような操作を行う理由は，モデル底面に自由排水境界条件を与えると，底面から恒久的にフラックスが流出してしまい，初期水圧分布が安定しないためである．

③　盛土の土質条件

本研究では，盛土は単一の土質から構成されるとし，その不飽和水理特性については 4 種類の砂質土及び粘性土を想定して図 4 のように設定した，不飽和水理特性には VG モデル(van Genuchten, 1980)を用いた．本研究では，土壌水分特性のヒステリシスや，盛土が二層以上の土質からなる場合，透水係数が異方性及び固有方向を持つ場合については考慮していない．粘性土 1 については，豪雨パターンを与えると，全節点の間隙水圧がほぼ 0 となり，間隙水圧応答が頭打ちになる不自然な挙動が見られたため，後述する解析結果からは省いた．これは，粘性土に浸透が続く場合，式(3)で表される底面境界条件は現実には今回の解析で設定したよりも深い位置で発現し，図 2 のモデル領域では扱いきれなかったためである．全ての土質において飽和時の比貯留係数を 0.0001 (1/kPa)に統一した．本研究の条件下では，盛土が単一の土質から構成され，底面には自由排水条件を与えているため，恒常的な地下水位は発生せず浅層は主に不飽和状態に留まる．したがって，比貯留係数の設定が解析結果に与える影響は小さいものと判断した．

３．解析結果の解釈

３．１．　解析誤差の定義

解析誤差は各タイムステップにおいて，二次元及び準二次元モデルの節点間隙水圧解析値の差の絶対値をとり，以下の無次元数として定義した（無次元数の導出は 3.3.で述べる.）.

$$\frac{\Delta u}{\rho_w g_y H} = \frac{\left|u_{2D} - u_{quasi}\right|}{\rho_w g_y H} \tag{4}$$

このとき，$\Delta u\ (kPa)$は節点間隙水圧値の絶対誤差，$u_{2D}\ (kPa)$と$u_{quasi}\ (kPa)$は，それぞれ二次元及び準二次元モデルでの節点間隙水圧値である．無限長斜面条件の適用可能域については，二次元モデルの斜面領域と準二次元モデルの節点解析値を比較し，コンターを図 5 のように正規化平面で示し，図 5 中の 10 個の点の座標を用いて定義した．コンターの図示には節点間隙水圧の解析誤差に対する閾値が必要となるが，本研究では 0.05, 0.03, 0.01, 0.005 の 4 通りを検討した．

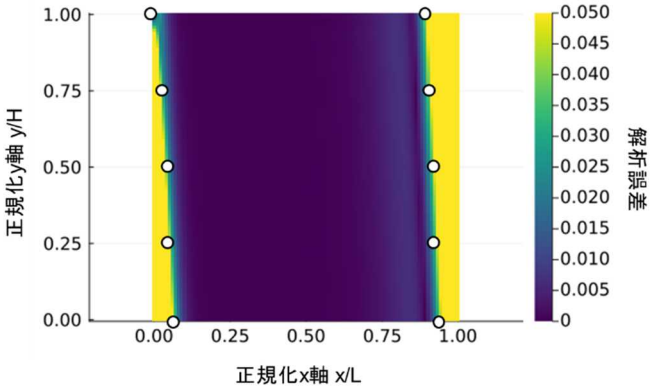


図 5　正規化平面における解析誤差コンターと適用可能域の定義（解析誤差の閾値を 0.05 とした時）

３．２．　浸透流方程式の無次元化

パラメトリックスタディの結果を体系的に解釈するため，浸透流方程式を近似的に変形し，浸透現象を支配するパラメータを求める．以下では，式(2)において$w = cos^2\theta$とし，係数や変数を定数としてみなして近似的に式を変形する．両辺$K_y(u)\rho_w g_y$で割ると，

$$\frac{\partial}{\partial y}\left[\frac{\partial u}{\rho_w g_y \partial y} + w\right] = \frac{wc}{K_y}\frac{\partial u}{\rho_w g_y \partial t} + \frac{wq}{\rho_w g_y K_y} \tag{5}$$

左辺の第二項の定数 w は，y で微分されるため消え，両辺にH^2/Hを掛け，定数ごとにまとめると，

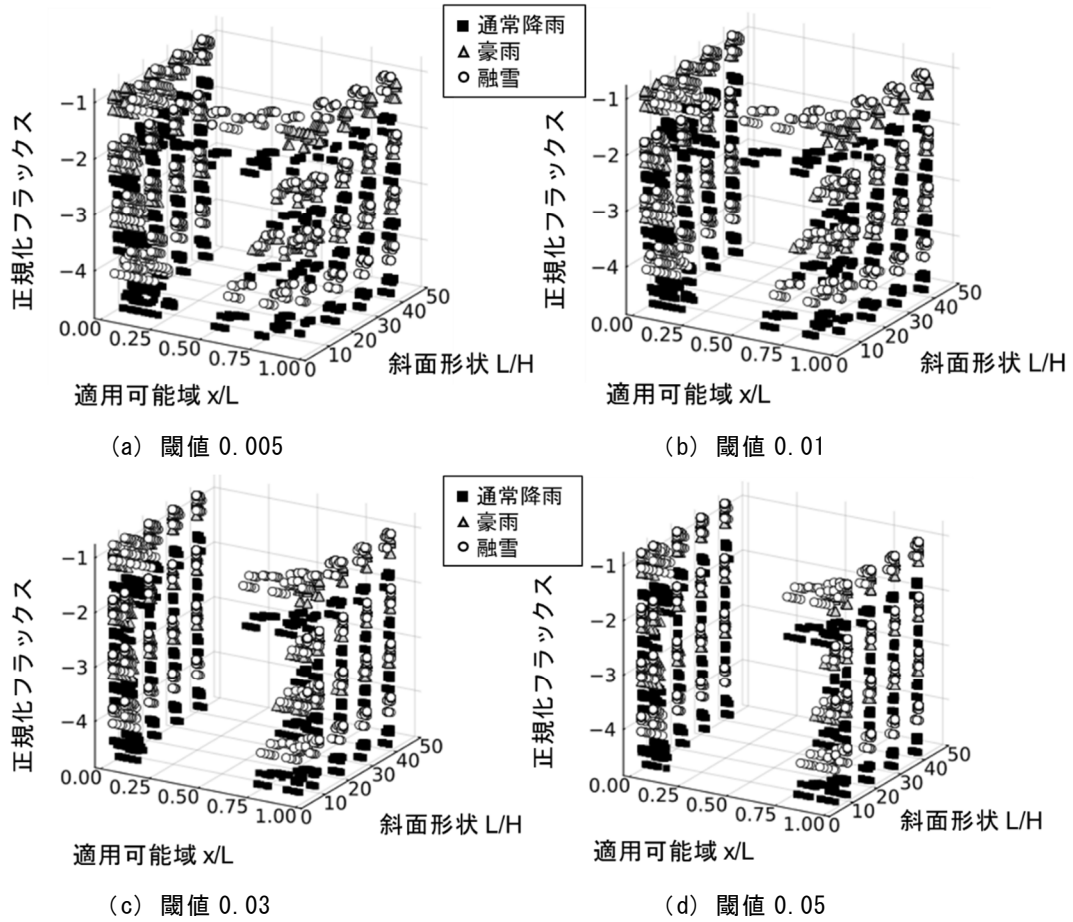
$$\frac{\partial}{\partial Y}\left[\frac{\partial U}{\partial Y}\right] = \frac{\partial U}{\partial T} + \frac{wqH}{\rho_w g_y K_y} \tag{6}$$

$$\left(Y=\frac{y}{H}, U=\frac{u}{\rho_w g_y H}, T=\frac{K_y t}{wcH^2}\right) \tag{7}$$

となり，支配方程式の無次元化が達成された．以上より，境界フラックスと透水係数の比$wqH/\rho_w g_y K_y(u)$（以下，正規化フラックスとする）や空間スケールH^2，傾斜効果wおよび時間tから決定されるTによって規定される無次元化時空間において，無次元化した間隙水圧Uにより解析誤差を評価することで，無限長斜面条件の体系化が期待される．

４．解析結果と解釈

全ての解析結果を，適用可能域x/L，斜面形状L/H，正規化フラックス$wqH/\rho_w g_y K_y(u)$に基づき，まとめたものを図 6 に示す．なお，適用可能域は解析ケースごとの節点解析誤差の最大値を，先述した 4 通りの閾値に対して評価し，図 5 中の 10 個の点の x 座標として定義した．正規化フラックスについて，分子のqHは解析対象の浸透イベントの浸透量の平均値（表 1 中に図示），分母は解析対象の土の飽和透水係数とした．

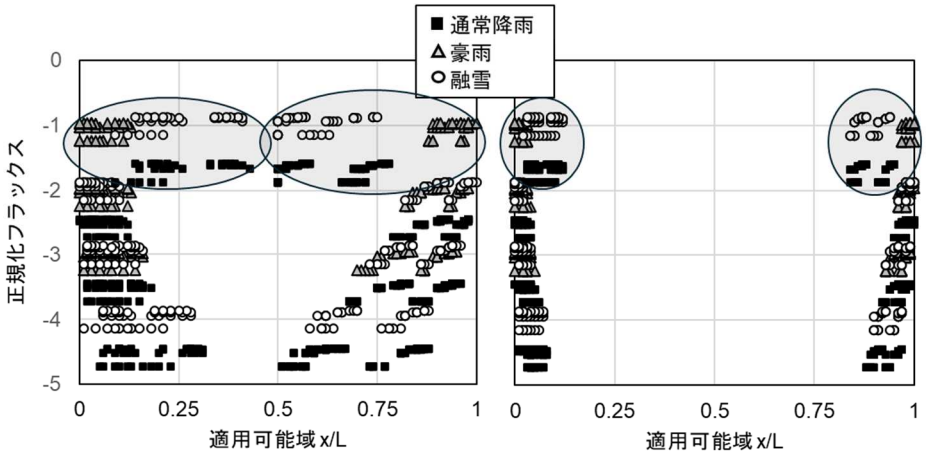


（a）閾値 0.005　　（b）閾値 0.01

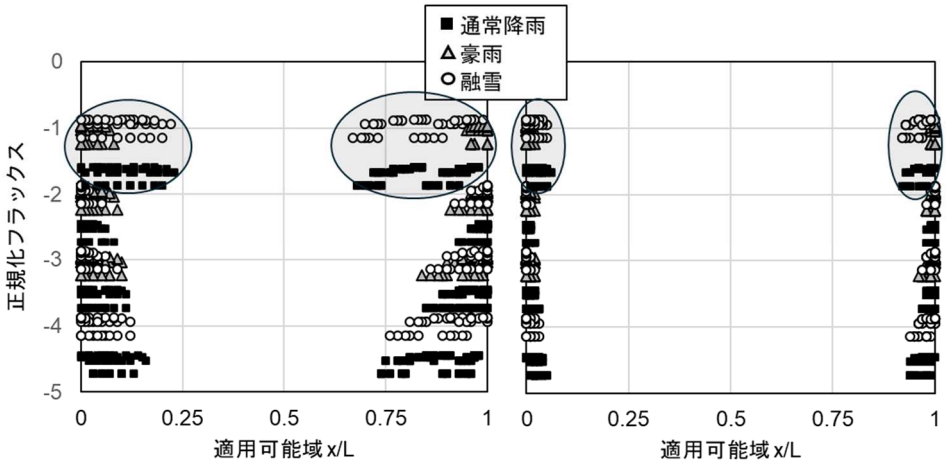
（c）閾値 0.03　　（d）閾値 0.05

図 6 適用可能域 x/L，斜面形状 L/H，正規化フラックス（対数軸）の関係

図 7 には，図 6 の閾値 0.005, 0.03 の場合のL/H=5, 20 における断面図を示した．図 7 から，全体として正規化フラックスが小さくなるほど，適用可能域が小さくなるといえるが，図中の丸で囲ったプロット群（粘性土 1）においては例外的に適用可能域が小さいことが分かる．これは，本研究で扱う浸透イベントに対して，実際に変動する粘性土 1 の水分拡散係数が大きいためである．3 つの浸透条件に対する各土質の間隙水圧の変動範囲を，準二次元解析を基に図 8 に示すと，実際の間隙水圧変動帯では粘性土 1 の水分拡散係数が最も大きいことが分かる．また，L/H=5, 20 を比較すると，L/Hが大きくなると適用可能域が大きくなることが分かる．



（a）斜面形状 L/H=5，閾値 0.005　　（b）斜面形状 L/H=20，閾値 0.005



（c）斜面形状 L/H=5，閾値 0.03　　（d）斜面形状 L/H=20，閾値 0.03

図 7 異なる斜面形状と閾値に対する適用可能域 x/L と正規化フラックス（対数軸）の関係

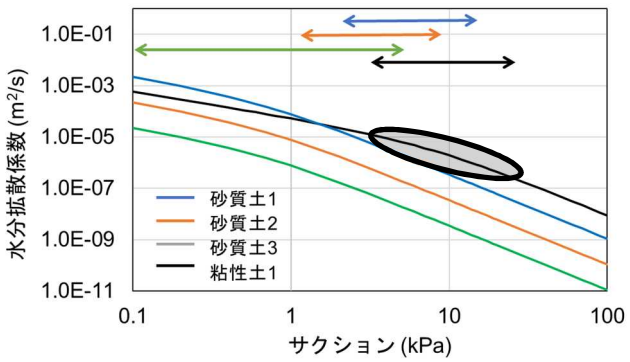


図 8 4 種類の土質の水分拡散係数と本解析における間隙水圧変動幅

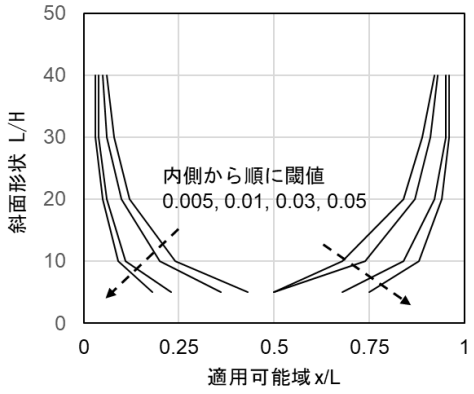


図 9 本解析における浸透イベントの最小適用可能域の包絡線と斜面形状 L/H の関係

図 9 には，図 6 の全てのプロットを z 軸方向（正規化フラックス）へ投影し，最小適用可能域の包絡線を取った．$L/H > 30$においては閾値によらず適用可能域は左右端から 0.05 程度でほとんど変わらないことが分かる．Milledge et al. (2012)では，斜面中央における安全率計算から無限長斜面条件$L/H > 25$を導出しており，本研究では斜面領域全体での誤差計算を行っているものの，斜面中央への影響を考慮すると概ね合致しているといえる．

５．おわりに

本研究では，無限長斜面における非定常二次元不飽和浸透流を一次元化した準二次元モデルを用い，二次元及び準二次元解析の斜面領域の節点解析値の比較を通じて，天端や法尻を有する二次元的形状の土構造物表層領域への無限長斜面条件の適用可能域の体系的な定量化を実施した．具体的には，二次元及び準二次元の斜面モデルを用いたパラメトリックスタディを通じて，二次元モデルの斜面領域での解析誤差分布を可視化した．さらに，浸透流方程式から導出される無次元化時空間（無限長斜面条件の適用可能域，L/H 比，境界フラックスと透水係数の比）に基づきすべての解析結果を体系化した．

解析結果からは，$L/H > 30$においては閾値によらず適用可能域は左右端から 0.05 程度でほとんど変わらないことが分かった．Milledge et al. (2012)では，無限長斜面条件として$L/H > 25$が導出されており，本研究の解析結果での斜面中央への影響を考慮すると概ね合致しているといえる．本研究の成果は，斜面における現地観測スキーム（例えば，どこに計測点を設ければ，無限長斜面での浸透流としてみなしてよいか）や，観測値を活用した解析のスキーム（どの斜面領域を準二次元としてモデリング可能か）に指針を提供する．

【参考文献】

Bianchi, D., Gallipoli, D., Bovolenta, R., & Leoni, M. (2022). Analysis of unsaturated seepage in infinite slopes by means of horizontal ground infiltration models. *Géotechnique*, 1–9. https://doi.org/10.1680/jgeot.22.00042

Gabet, E. J., & Dunne, T. (2002). Landslides on coastal sage-scrub and grassland hillslopes in a severe El Niño winter: The effects of vegetation conversion on sediment delivery. *Bulletin of the Geological Society of America*, *114*(8), 983–990. https://doi.org/10.1130/0016-7606(2002)114<0983:LOCSSA>2.0.CO;2

van Genuchten, M. Th. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, *44*(5), 892–898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

Griffiths, D. V., Huang, J., & deWolfe, G. F. (2011). Numerical and analytical observations on long and infinite slopes. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *35*(5), 569–585. https://doi.org/10.1002/nag.909

He, W., Ishikawa, T., & Zhu, Y. (2023). Wide / narrow-area slope stability analysis considering infiltration and runoff during heavy precipitation. *Soils and Foundations*, *63*(1). https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101248

Hinds, E., Lu, N., Mirus, B., & Wayllace, A. (2019). Effects of Infiltration Characteristics on Spatial-Temporal Evolution of Stability of an Interstate Highway Embankment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *145*(9). https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002127

Hinds, E. S., Lu, N., Mirus, B. B., Godt, J. W., & Wayllace, A. (2021). Evaluation of techniques for mitigating snowmelt infiltration-induced landsliding in a highway embankment. *Engineering Geology*, *291*, 106240. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106240

Ishikawa, T., Tokoro, T., & Seiichi, M. (2015). Geohazard at volcanic soil slope in cold regions and its influencing factors. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, *1*(1), 1–20. https://doi.org/10.3208/jgssp.key-1

Iverson, R. M. (1990). Groundwater flow fields in infinite slopes. *Géotechnique*, *40*(1), 139–143.

Larsen, I. J., Montgomery, D. R., & Korup, O. (2010). Landslide erosion controlled by hillslope material. *Nature Geoscience*, *3*(4), 247–251. https://doi.org/10.1038/ngeo776

Li, N., Yue, X. Y., Wang, W. K., & Ma, Z. T. (2021). Inverse Estimation of Spatiotemporal Flux Boundary Conditions in Unsaturated Water Flow Modeling. *Water Resources Research*, *57*(1). https://doi.org/10.1029/2020WR028030

Li, X., Li, X., Wu, Y., Wu, L., & Yue, Z. (2022). Selection criteria of mesh size and time step in FEM analysis of highly nonlinear unsaturated seepage process. *Computers and Geotechnics*, *146*. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104712

Lu, N., & Godt, J. (2008). Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions. *Water Resources Research*, *44*(11). https://doi.org/10.1029/2008WR006976

Milledge, D. G., Griffiths, D. V., Lane, S. N., & Warburton, J. (2012). Limits on the validity of infinite length assumptions for modelling shallow landslides. *Earth Surface Processes and Landforms*, *37*(11), 1158–1166. https://doi.org/10.1002/esp.3235

Milledge, David G., Bellugi, D., McKean, J. A., Densmore, A. L., & Dietrich, W. E. (2014). A multidimensional stability model for predicting shallow landslide size and shape across landscapes. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *119*(11), 2481–2504. https://doi.org/10.1002/2014JF003135

Morgan, B. A., Wieczorek, G. F., Campbell, R. H., & Gori, P. L. (1995). *Debris-Flow Hazards in Areas Affected by the June 27, 1995 Storm in Madison Country, Virginia*. Retrieved from http://web.wm.edu/geology/virginia/madison/9-27-1995.html

Nishimura, S., Tokoro, T., Yamada, T., Izumi, N., & Rivas, M. F. (2015). A case study of long- and short-term hydraulic state changes in embankment in Hokkaido. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, *1*(7), 34–39. https://doi.org/10.3208/jgssp.JPN-38

Nishimura, S., Sasahara, K., & Ishikawa, T. (2020). Effect of snow cover evolution on pore water pressure behaviour in embankments and cut slopes: Field observations. In *8th Japan-China Geotechnical Symposium: Challenges to Breakthrough in Geotechnic* (pp. 288–293). Japanese Geotechnical Society. https://doi.org/10.3208/jgssp.v08.j07

Paudel, P., Moriwaki, K., Morita, K., Kubota, T., & Omura, H. (2003). An Assessment of Shallow Landslides Mechanism Induced by Rainfall in Hakoishi Areajaponica. *Kyusyu Journal of Forest Research*, (56), 122–128.

Ray, R. L., Jacobs, J. M., Asce, M., & De Alba, P. (2010). Impacts of Unsaturated Zone Soil Moisture and Groundwater Table on Slope Instability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(10), 1448–1458. https://doi.org/10.1061/ASCEGT.1943-5606.0000357

Rice, R. M., Crobett, E. S., & Bailey, R. G. (1969). Soil Slips Related to Vegetation, Topography, and Soil in Southern California. *Water Resources Research*, *5*(3), 647–659. https://doi.org/10.1029/WR005i003p00647

Richards, L.A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. Physics 1 (5), 318–333.

Šimůnek, by J., Šejna, M., Saito, H., Sakai, M., & Th van Genuchten, M. (2013). *The HYDRUS-1D Software Package for Simulating the One-Dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media*.

Subramanian, S. S., Ishikawa, T., & Tokoro, T. (2017). Stability assessment approach for soil slopes in seasonal cold regions. *Engineering Geology*, *221*, 154–169. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.03.008

Skempton, A. W., & Delory, F. A. (1957). Stability of Natural Slopes in London Clay. In *4th International Conferenceon Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 378–381).

Warburton, J., Milledge, D., & Johnson, R. (2008). Assessment of shallow landslide activity following the January 2005 storm, Northern Cumbria. In *Proceedings of the Cumberland Geological Society* (Vol. 8).

Zhan, T.L.T., Qiu, Q. W., & Xu, W. J. (2016). Analytical solution for infiltration and deep percolation of rainwater into a monolithic cover subjected to different patterns of rainfall. *Computers and Geotechnics*, *77*, 1–10. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.03.008

Zhan, Tony L. T., Jia, G. W., Chen, Y. -M., Fredlund, D. G., & Li, H. (2013). An analytical solution for rainfall infiltration into an unsaturated infinite slope and its application to slope stability analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *37*(12), 1737–1760. https://doi.org/10.1002/nag.2106

西村聡，佐藤泰地．(2024). 無限長斜面における非定常不飽和浸透流解析の一次元化について，第 59 回地盤工学研究発表会.

佐藤泰地，西村聡，豊原耀太．(2024). アンサンブル型のモデル逆推定手法の提案と広域観測データを用いた土壌浸透パラメータ及び表面浸透量の逆解析，第 64 号地盤工学会北海道支部技術報告集, pp.167-174.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

種々の凍結粘性土の微小ひずみ剛性特性とモデル化

北海道大学　　正会員　　○深田　佑
北海道大学　　国際会員　　西村　聡

１．はじめに

凍土は高い強度や遮水性を有することから，人工地盤凍結工法により地下構造物の安定した建設が可能となる．しかしながら，人工地盤凍結工法では水から氷に状態変化する際の 9%の体積膨張を生じる凍上現象や，作用する荷重による凍土自体の変形により，地上構造物に変位やひずみを生じてしまうことが問題である．本研究では後者の問題に焦点をあて，力学的な変形特性に注目する．凍土の剛性が問題になる例として，アンダーピニング工法（既設構造物の基礎の支持力が不足している場合に後から新設や補修を行う工法）のように凍土にも十分な荷重が作用することが懸念される場合が挙げられ，凍土の変形を表す微小ひずみ剛性は重要な地盤特性の 1 つとなる．また，微小ひずみ剛性モデルを確立することは，地盤深部での応力変化による近接埋設構造物への影響を弾塑性解析により評価する際に不可欠となる弾性部分の評価の観点でも工学的意義がある．

今日の土質力学において，非凍結状態の剛性モデルは，Viggiani and Atkinson (1995) や Hardin and Black (1969) などにより確立されており，一方で凍結状態の剛性モデルは，Nishimura et al. (2019) や Li et al. (2023) など近年提案されたものがある．しかし，凍結から融解までの剛性を一気通貫して説明するモデルはまだ確立されていない．一般化された剛性モデルを確立することは，0℃近傍の温度変化による顕著な剛性の変化の正確な評価の観点や，融解温度で凍結モデルから非凍結モデルに切り替える必要がない安定した弾塑性解析の実行の観点などで意義がある．

本報告では，笠岡粘土（以下，純笠岡粘土），カオリン，豊浦砂と笠岡粘土を質量比 50% : 50%で混ぜた混合土の凍結時の剛性特性を比較する．各粘性土が持つ剛性の特性を評価し，既往のモデルの適用の検討とモデルの一般化を目的とし，ベンダーエレメントとは異なる非貫入型のディスク型ピエゾ振動子（ディスクトランスデューサ）による弾性波速度を，様々な有効拘束圧p'，温度Tに対して計測を行った．また，近年提案された Nishimura et al. (2019) や Li et al. (2023)のモデルを実験結果に適用し，これらのモデルの一般化を行った．

２．既往の凍結剛性モデル

2.1 Nishimura et al. (2019) のモデル

Nishimura et al. (2019) によると，凍結した笠岡粘土の剛性は，非凍結剛性E_{0uf}と間隙氷剛性E_{pi}の和で表現される．非凍結剛性は Viggiani and Atkinson (1995) の式を用いている．Viggiani and Atkinson (1995) の式は，剛性が有効応力，過圧密比，間隙比に依存するとして式(1)右辺の第 1 項で与えられる．間隙氷剛性は，間隙中に存在する氷の体積割合$n_i S_i$に氷自体の剛性E_{ice}を乗じることで表現している．このモデルでは，間隙氷剛性E_{pi}は非凍結剛性E_{0uf}と比べて非常に大きい値を取る．また，凍結直前に作用させた有効応力p'_{pre}の増加に伴い間隙水が減少するので，氷に状態変化できる間隙水の体積割合が小さくなり，結果として凍土剛性が減少するメカニズムを提案している．これらは以下の式(1)で表現される．

$$E_0 = E_{0uf} + E_{pi} = A \cdot p_r \cdot OCR^k \cdot \left(\frac{p'}{p_r}\right)^n + n_i S_i E_{ice} \tag{1}$$

ここに，

A, k, n：土質材料固有の無次元パラメータ　p_r：基準圧力(= 1 [kPa])　OCR：過圧密比　p'：有効応力

The Small Strain Stiffness Characteristics of various Frozen Clays and their Modeling

Yu Fukada, Hokkaido University
Satoshi Nishimura, Hokkaido University

n_i：氷に関する間隙率（不凍間隙水体積V_{wu}と氷の体積V_{ice}の和が間隙）
S_i：氷に関する飽和度(= 氷の体積/間隙の体積)　E_{ice}：氷自体の剛性

2.2 Li et al. (2023) のモデル

Li et al. (2023) によると，凍結粘性土の剛性は，間隙中の氷の充填程度と Clapeyron-Clausius 式から導出されるサクションが支配的なメカニズムとして式(2)で提案されている．氷の充填程度は，非凍結剛性で用いられる間隙比関数$f(e)$を用いて表現される．$f(e)$は圧密有効応力の増加に伴って増加する関数である．故に凍結直前有効応力p'_{pre}の増加に伴って凍結剛性も増加する．Clapeyron サクションψは，氷の圧力p_{ice}と不凍間隙水圧力p_wの差で与えられる．

$$G_0 = Af(e)g(\psi) = A \cdot \frac{(C-e)^2}{1+e} \cdot \left\{ \left[\ln\left(\frac{\psi}{p_0}+1\right) \right]^n + 1 \right\} \tag{2}$$

$$\psi = p_{ice} - p_w = -\rho_{ice} L_f \frac{T - T_0}{T_0} = -1.12(T - T_0) \tag{3}$$

ここに，
A, C, n：土質材料に固有の無次元パラメータ　e：間隙比（不凍間隙水体積V_{wu}のみ間隙）T_0：凍結融解温度
p_0：基準圧力(= 1 [kPa])　ρ_{ice}：氷の密度(= $\rho_w/1.09 = 917.4$ [kg/m^3])　L_f：比融解潜熱(= 334[kJ/kg])

以上より，Nishimura et al. (2019) のモデルと Li et al. (2023) のモデルで凍結直前有効応力の影響のメカニズムが真逆である．よって，力学的メカニズムの検証と一般化が必要である．

３．実験条件・弾性波速度測定

3.1 ディスクトランスデューサによる弾性波速度測定

一般に，土供試体の弾性波速度の測定ではベンダーエレメント（以下，BE）が用いられることが多い．土供試体に貫入された BE が振動することにより弾性波を発生させ，弾性波速度を測定することができる．しかし，BE のような局所的な波源を用いた場合，供試体中での弾性波の反射や近接効果の影響が懸念され，弾性波到達時間に誤差が生じるリスクがある．そこで，Suwal and Kuwano (2013) は，BE に代わるフラットな面が振動するディスクトランスデューサ（以下，DT）を開発した．DT は，供試体断面積全体の接触でせん断を伝達するため，近接効果の影響は生じにくい．さらにせん断のみならず，供試体に対して垂直に振動することで圧縮波を発生させることもできる．本研究で使用した DT と凍結圧密 PS 弾性波計測セルをそれぞれ Fig. 1，Fig. 2 に示す．DT は，ピエゾ効果（物体に圧力が加わると電圧が生じる効果）を利用した圧電素子により，送信側で電気エネルギーを振動するためのエネルギーに変換することで，供試体中に弾性波を伝搬させる．逆に受信側では振動エネルギーを電気エネルギーに変換し，オシロスコープに波形を表示する．

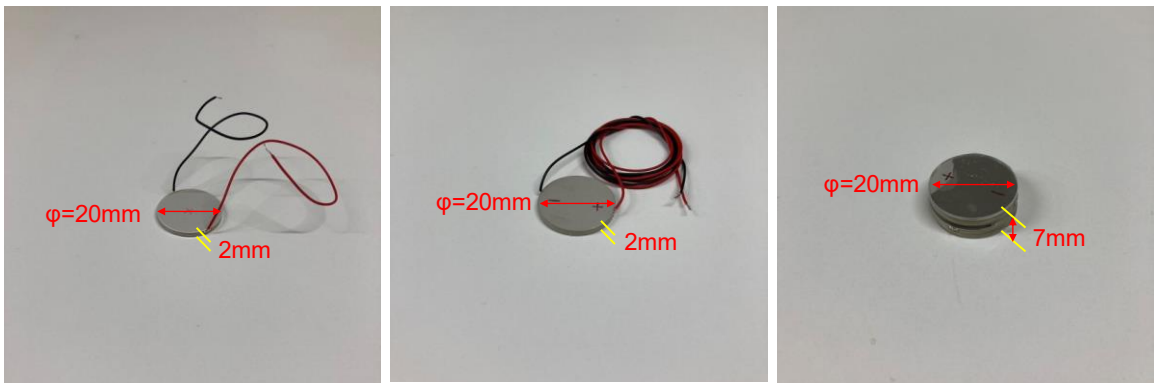


Fig. 1　ディスク型ピエゾ振動子（ディスクトランスデューサ）

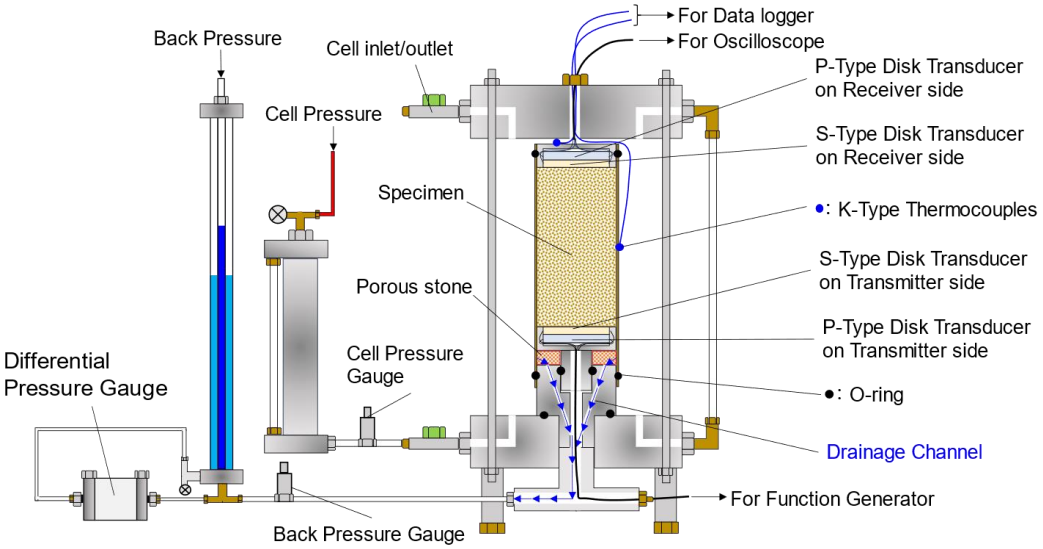


Fig. 2　凍結圧密 PS 弾性波計測セル

本研究では，せん断波・圧縮波を与えられる DT（それぞれ S 型，P 型）を用いて，せん断波速度V_sと圧縮波速度V_pの計測と，せん断剛性率Gとポアソン比νの計算を行った．弾性体力学における 1 次元波動方程式の係数の定義より，せん断剛性率は以下の式で与えられる．

$$G = \rho_t {V_s}^2 \tag{4}$$

ここに，ρ_t：供試体の湿潤密度

また，せん断波速度V_sと圧縮波速度V_pを用いてポアソン比は以下の式で与えられる．

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left\{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right\}} \tag{5}$$

本研究で使用した S 型・P 型圧電セラミック素子を Fig. 1 に示す．PS 型振動子はそれぞれの外側と間に 1mm のアクリルを重ねて構成される．積層した振動子を Fig. 2 に示すセルに組み込んで弾性波速度の計測を行った．Fig. 2 に示す凍結圧密 PS 弾性波計測セルは，三軸試験装置とは異なり軸方向に載荷軸が存在しないため，等方圧密条件となる．圧密による高さ変化は，圧密中の等方変形を仮定することで以下の式で与えられる．

$$\Delta L = \varepsilon_a L_0 = \frac{\varepsilon_v}{3} L_0 = \varepsilon_v = \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta V}{V_0} \cdot L_0 \tag{6}$$

ここに，

ε_a：軸ひずみ　L_0：圧密前の供試体高さ[mm]　ε_v：体積ひずみ

ΔV：圧密による体積変化（二重管ビュレットの水位変化）[mm^3]　V_0：圧密前の供試体体積[mm^3]

供試体の凍結の際には，エチレングリコール不凍液を用いた．Fig. 2 に示した耐圧セルを，あらかじめ-20℃に冷却された不凍液に浸漬させることで，拘束圧作用下にある供試体の急速な凍結を行った．また，圧密や凍結時の計測の時間間隔について，非凍結状態においては，拘束圧載荷または除荷後 6 時間の時間間隔を置いて弾性波速度測定を実施した．凍結状態においては，拘束圧作用後は 2 時間，温度変化後は 8 時間以上の時間間隔を置いて定常状態と見なし，弾性波速度測定を実施した．

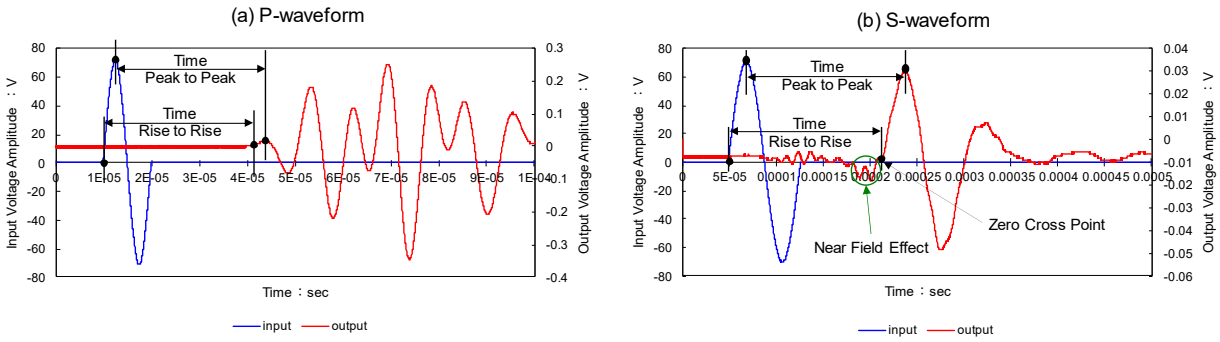


Fig. 3　波形例：(a) P 波；(b) S 波

本研究で得られた波形例を Fig. 3 に示す．波形到達時間の時間領域方の解釈方法のうち，Peak-to-Peak と Rise-to-Rise を用いた．Peak-to-Peak では，入力波の振幅の最大値に相当する時間と最初に到達した出力波の最大値に相当する時間の差からt_{ptp}が得られる．Rise-to-Rise では，入力波の起ち上がりの時間と最初に到達した出力波の起ち上がりの時間の差からt_{rtr}が得られる．これらの平均を取って到達時間を決定した．到達波形の決定は Suwal and Kuwano (2013) と同じ基準を適用した．S 波には，P 波の直進成分も含まれており，それが Near Field Effect や境界面の反射により立ち下がる部分として現れる．よって，Near Field Effect の直後の Zero Cross Point を通過した波を最初の到達波として決定した．

3.2　温度依存性確認実験の凍結後拘束圧・温度条件

非凍結状態と凍結状態において，凍結後拘束圧及び温度の依存性を検討する目的のもと実験を行った．非凍結状態については，100→200→100→400→200→100→600→400→200→100 [kPa]の拘束圧履歴を設定し，有効応力，過圧密比，間隙比の依存性を検討した．凍結状態については，非凍結状態の実験における最終応力状態（$OCR = 6$）から急速に凍結を行い，$-20℃, -10℃, -5℃, -2℃$の順でそれぞれ 100→200→400→600→400→200→100 [kPa]の凍結後拘束圧を作用させた．

3.3　正規圧密状態比較実験の拘束圧・温度条件

非凍結状態における凍結直前の圧密有効応力の大きさが及ぼす凍結時の剛性への影響を検討する目的のもと実験を行った．すなわち，圧密応力の増加に伴い凍結時に氷へ状態変化できる間隙水の体積割合が減少するため，氷の体積割合が剛性に及ぼす影響を検討する．1 つの土質材料に対して供試体を 4 体用意し，それぞれ凍結直前に作用させた圧密有効応力の大きさ$p'_{pre} = 100, 200, 400, 600$ [kPa]を作用させ，凍結後に$T = -20℃, -10℃, -5℃, -2℃$の順で弾性波速度測定を行った．

3.4　使用土質材料の概要

上記 2 種類の実験では，純笠岡粘土（KC），カオリン（KL），笠岡粘土と豊浦砂を質量比 1:1 で混ぜた土（CS）を用いた．各試料の物性を以下に示す．笠岡粘土，カオリン，混合土のスラリーから 1 次元的に予圧した再構成試料を用いて供試体を作製した．

Table. 1　各土質試料の物性

土質材料	液性限界 w_L [%]	塑性限界 w_p [%]	土粒子密度 ρ_s [g/cm^3]	圧縮指数　λ
笠岡粘土	56.4	27.1	2.738	0.173
カオリン	44.4	23.1	2.711	0.088
豊浦砂	-	-	2.681	-

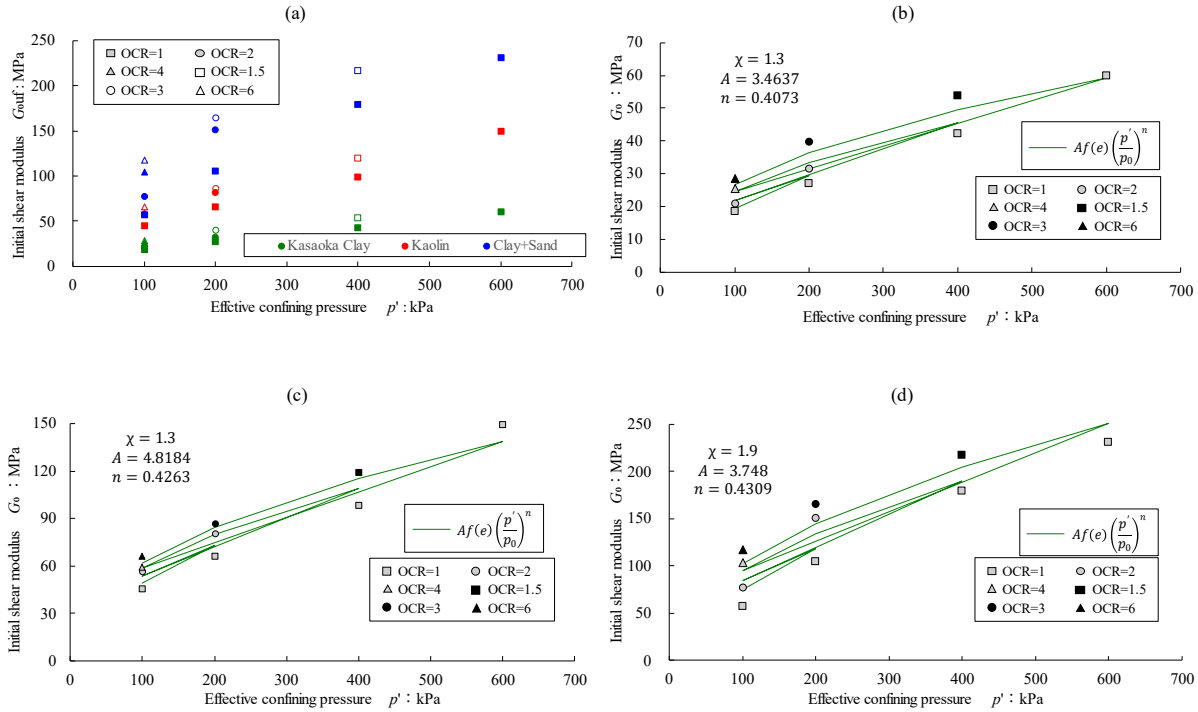


Fig. 4　非凍結剛性とモデル化：(a) 全実験結果；(b) 笠岡粘土；(c) カオリン；(d) 混合土

４．実験結果と考察

4.1 温度依存性実験−非凍結状態の微小ひずみ剛性特性とモデル化

非凍結状態の剛性の測定結果を Fig. 4 に示す．全ての土質試料において，有効応力p'，過圧密比OCRの増加に伴い剛性は増加する傾向が確認された．これは，Viggiani & Atkinson (1995) の式における剛性の有効応力p'，過圧密比OCRへの依存性を反映している．

$$G_0 = A \cdot p_r \cdot OCR^k \cdot \left(\frac{p'}{p_r}\right)^n \tag{7}$$

ここで，有効応力p'，間隙比e，過圧密比OCRは互いに従属しているため，3 つのパラメータのうち 2 つを用いて非凍結剛性を表現できる．式(5)の過圧密比の代わりに，圧密により間隙比が減少し，土粒子骨格の摩擦抵抗が増加するに伴い骨格剛性が増加することを表す間隙比関数$f(e)$を用いて剛性を表現することもでき，以下の式で与えられる．

$$G_0 = Ap_r f(e)\left(\frac{p'}{p_r}\right)^n = Ap_r e^{-\chi}\left(\frac{p'}{p_r}\right)^n \tag{8}$$

ここに

A, n, χ：土質材料に依存する無次元パラメータ

式(6)の両辺を間隙比関数$f(e)$で除して常用対数をとると，以下の様に表される．下式によれば，縦軸を剛性，横軸を有効応力に取ったとき，傾きが両対数グラフ上でnの直線となる．パラメータχは，Fig. 4 に見られるような過圧密比OCRによる枝分かれを解消して直線関係となるように決定される．この操作を行いモデル化した結果が Fig. 4 (b), (c), (d)に示す緑線である．間隙比関数を用いた式(6)による表現においても，過圧密比の影響を比較的よく反映している．

$$\log\frac{G_0}{f(e)} = \log Ap_r + n\log\frac{p'}{p_r}$$

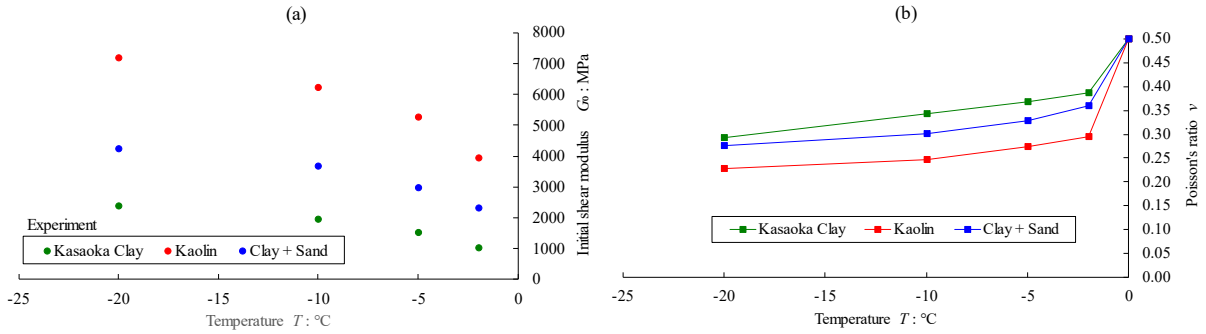


Fig. 5 凍結状態の実験結果：(a) せん断剛性；(b) ポアソン比

4.2 温度依存性実験 － 凍結状態の微小ひずみ剛性特性

凍結状態の剛性とポアソン比の測定結果を Fig. 5 に示す．凍結後拘束圧にほとんど依存しない傾向が確認されたことから，100→200→400→600→400→200→100[kPa]の拘束圧履歴のうち，供試体が 2 回作用を受ける 100,200,400[kPa]の剛性の値は 2 回の平均をとって Fig. 5 にプロットしている．せん断剛性G_0は，温度の低下に伴って増加する傾向が確認された．また，非凍結剛性と比較して凍結剛性は非常に大きい値を取っている．なお，本実験では試料は全て飽和しており非排水凍結されたため，凍結状態は間隙水の膨張により非凍結状態よりも全体としての密度は減少している．よって，凍土では土粒子骨格による摩擦抵抗よりも，氷の物性が支配的であることが分かる．間隙中に生成された氷について，氷自体の剛性の温度依存性，または各土質材料が持つ塑性の差異による不凍水分量の変化が剛性に影響を与えると考えられる．

ポアソン比νは，温度の低下に伴って低下する傾向が確認された．これは，凍結による体積弾性率の増加ΔKよりもせん断剛性率の増加ΔGが顕著であることが考えられる．せん断剛性率Gと体積弾性率Kの比はポアソン比の関数として以下の式で与えられる．右辺はポアソン比に関する単調減少関数である．

$$\frac{G}{K}=\frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \tag{9}$$

非凍結時の飽和粘土の場合，土粒子間は間隙水で満たされており，液体水の性質により，非排水条件における土全体系のポアソン比は 0.5 に近い値を取る．しかし，凍結時は間隙水が固相の氷へ状態変化し，間隙水の物性が固体の挙動に近づくためせん断剛性が格段に増加する．これが凍結による氷の体積弾性率の変化よりも顕著であるため，ポアソン比は低下すると解釈できる．

4.3 正規圧密状態比較実験 － 異なる状態から凍結させた粘性土の微小ひずみ剛性特性

異なる圧密状態から凍結させたときのせん断剛性とポアソン比の結果を Fig. 6 に示す．全ての土質材料において，凍結直前有効応力p'_{pre}が増加するとせん断剛性が減少する傾向が確認された．これは，凍結によって氷に状態変化することができる間隙水の体積の違いが影響していると考えられる．すなわち，凍結直前に作用させる有効応力が大きいと圧密による間隙水の排水量が多くなり，凍結時の氷の体積が小さくなるためであると考えられる．これは，Nishimura et al. (2019)のモデルの間隙氷剛性の影響と同じ傾向である．

ポアソン比νは，温度の低下に伴って低下する傾向が全ての供試体で確認された．しかしながら，ポアソン比の凍結直前有効応力p'_{pre}依存性については一貫した傾向は得られなかった．ポアソン比の凍結直前有効応力p'_{pre}への依存性があまり顕著ではなく，また同様の傾向が体積弾性率に対しても想定されるため，ポアソン比の圧密状態への依存性は低く，使用土質材料と氷の物性および温度でおおよその値が決まる．

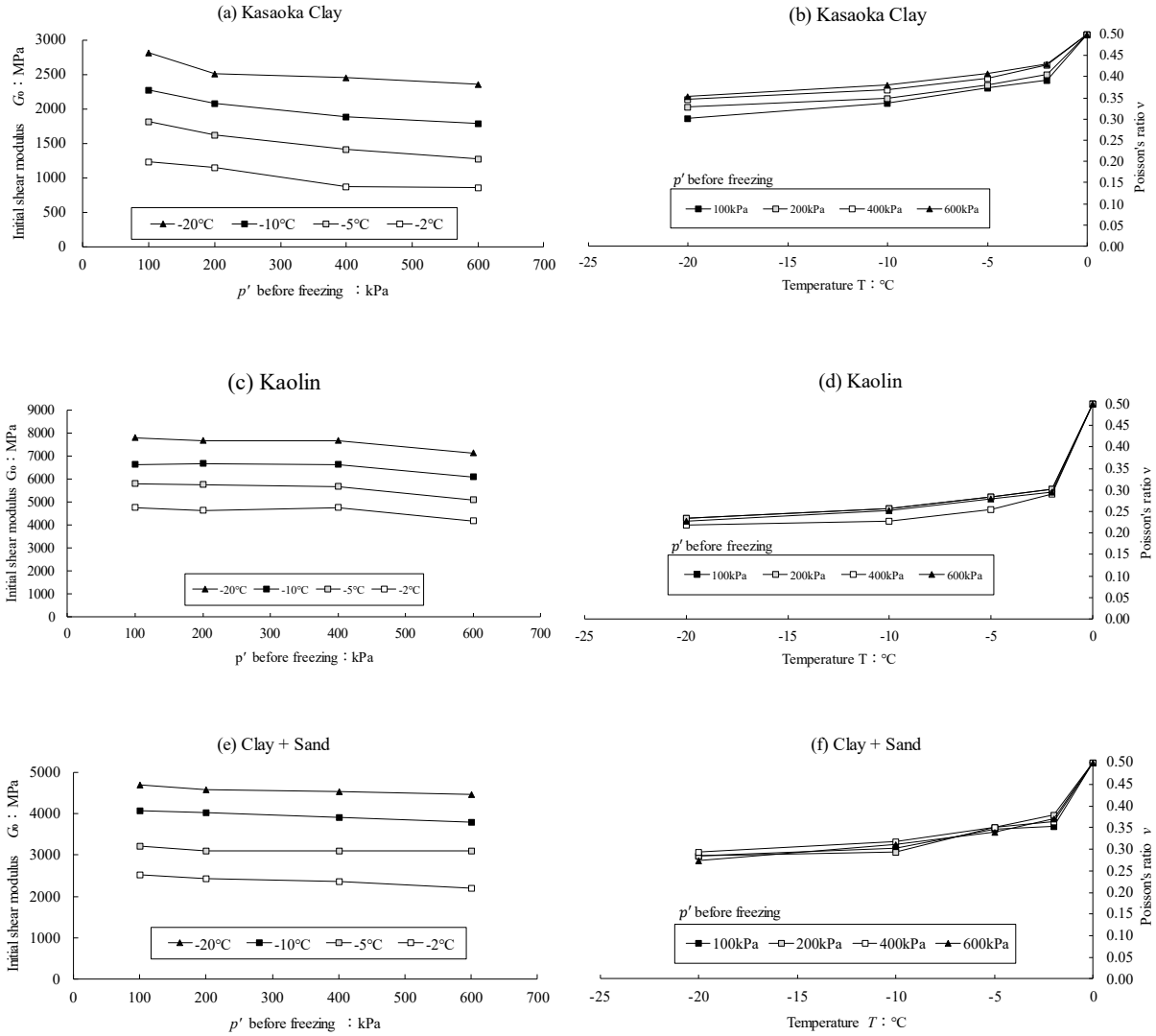


Fig. 6 異なる圧密状態から凍結させた供試体のせん断剛性率とポアソン比：
(a) 笠岡粘土-G_0 ；(b) 笠岡粘土−ν ；(c) カオリン-G_0 ；(d) カオリン-ν ；(e) 混合土-G_0 ；(f) 混合土-ν

5. 凍結状態の剛性のモデル化

5.1 温度依存性実験 - モデル化

凍結状態のせん断剛性の実験について，Nishimura et al. (2019) と Li et al. (2023) のモデルをフィッティングした結果を Fig. 7 に示す．Nishimura et al. (2019) のモデルでは，氷自体のヤング率E_{ice}をフィッティングパラメータとしてモデル化している．モデル化のために，E_{ice}が各土質材料で異なる値を取る必要性がある結果となった．本来，E_{ice}は土質材料に依存せず氷の物性のみで決定されるべきパラメータである．よって，剛性は間隙氷剛性E_{pi}のみでは説明できず，凍結に支配的な他のパラメータを組み込む必要がある．

Li et al. (2023) のモデルでは，無次元パラメータA, C, nをフィッティングパラメータとしてモデル化している．全ての土質材料でC, nの値を同じ値で固定して，Aのみを変動させたとしてもフィッティングの妥当性が確認された．式(2)においてAの変化は縦軸方向の平行移動を表すため，各土質材料が持つ塑性による剛性の差は無次元パラメータAで主に説明されると考えられる．

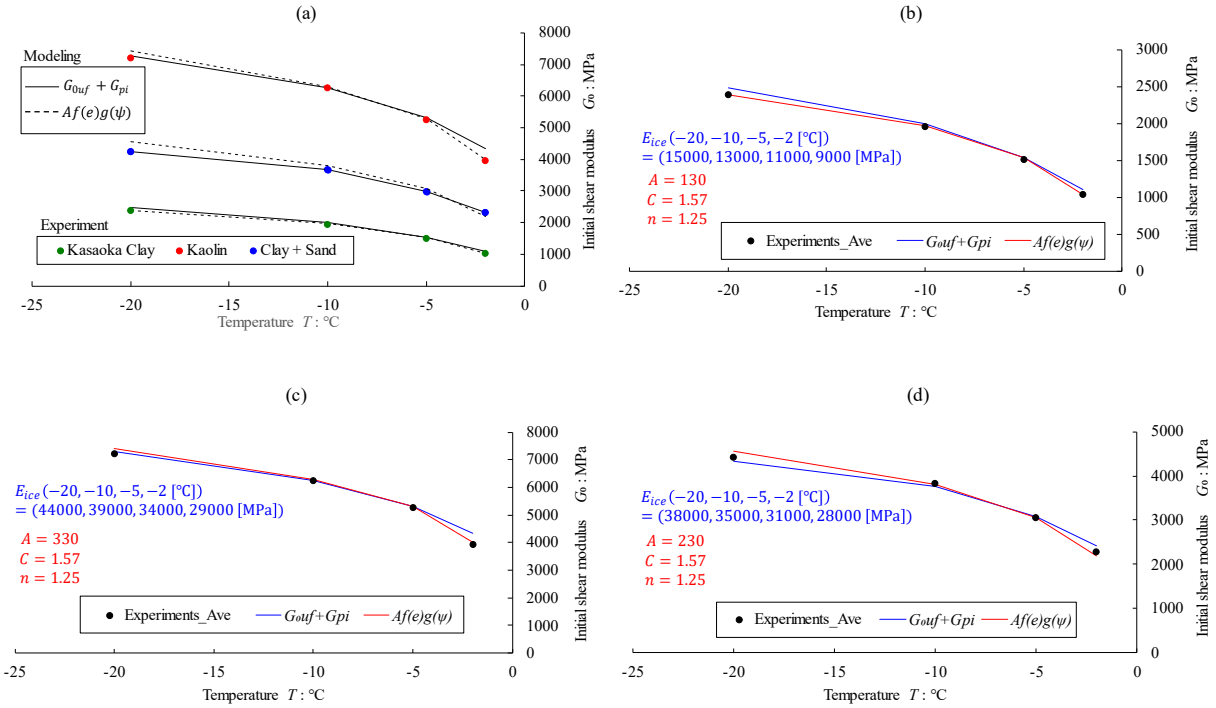


Fig. 7 凍結剛性のモデル化：(a) まとめ；(b) 笠岡粘土；(c) カオリン；(d) 混合土

5.2 正規圧密状態比較実験 - モデル化

凍結直前有効応力をパラメータとして凍結させた土供試体のせん断剛性の実験について，Nishimura et al. (2019) と Li et al. (2023) のモデルをフィッティングした結果を Fig. 8 に示す．各土質材料の不凍水分量は Table. 2 に示した通りである．p'_{pre}の増加に伴って，氷に状態変化できる間隙水の体積減少し，間隙氷剛性が低下する Nishimura et al. (2019) のモデルは実験結果を比較的よい精度で表現できていると考えられる．よって，モデル化では間隙氷剛性項を組み込むことでp'_{pre}の影響を説明できる．ただし，5.1 で示したように，Fig. 8 のようなフィッティングを得るためには，間隙氷剛性を土質によって恣意的に変化させる必要があるという問題が残ることから，間隙氷剛性以外のパラメータも組み込む必要がある．例えば，Clapeyron-Clausius 式から導出されるサクション$\psi \approx -1.12\Delta T$ など凍結に支配的な物理量を考慮する．

一方，Li et al. (2023) のモデルでは，圧密応力の増加に伴い骨格剛性が増加することを表す単調増加な間隙比関数$f(e)$を用いているため，実験結果のp'_{pre}の影響を説明できない．また，実験結果のp'_{pre}=100kPa~600kPa の変化量に対するせん断剛性の変化量は比較的大きく，間隙比関数では説明しきれない．

Table. 2 各土質材料の氷に関する飽和度S_i（黒字は体積膨張法により決定（混合土は笠岡粘土と同じ不凍水分曲線を仮定），赤字は不凍水分曲線の回帰式から決定，青字は Nishimura et al.[4])）

温度/土質材料	氷に関する飽和度S_i		
	笠岡粘土	カオリン	混合土
-20℃	0.820	0.985	0.820
-10℃	0.787	0.966	0.787
-5℃	0.732	0.963	0.755
-2℃	0.642	0.937	0.620

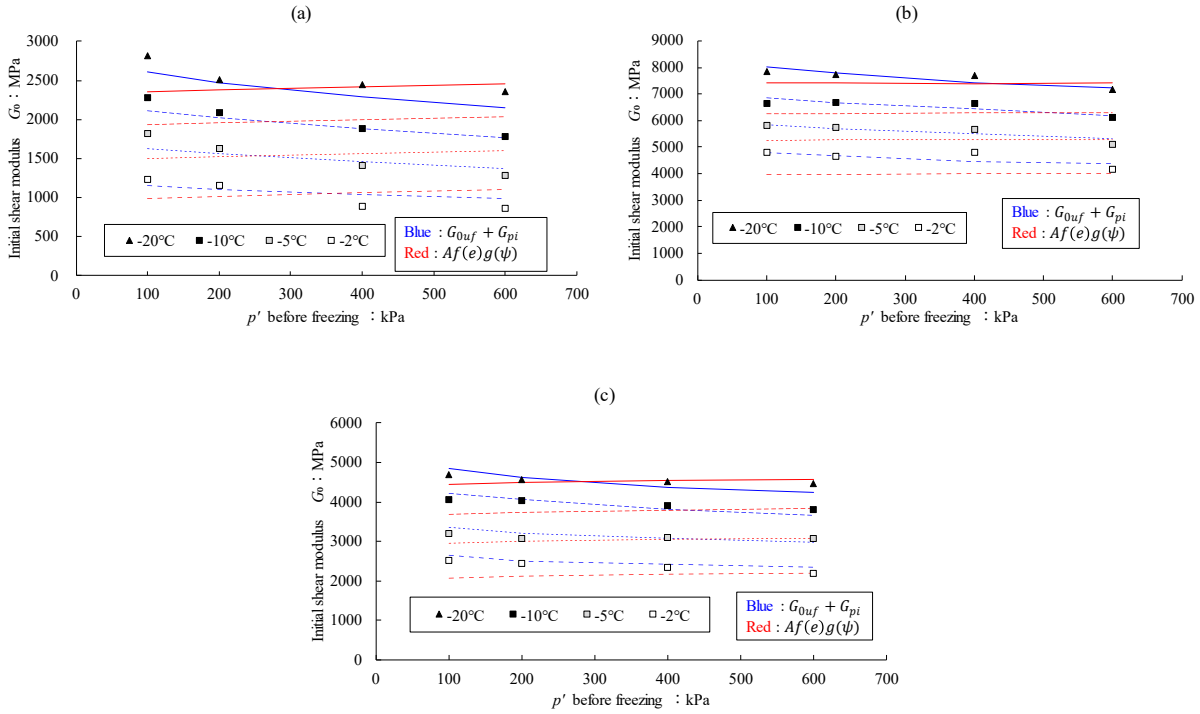


Fig. 8 異なる圧密状態から凍結させた粘性土の剛性のモデル化（入力パラメタ値は Fig. 7 と同様）：(a) 笠岡粘土；(b) カオリン；(c) 混合土

5.3 修正モデルの構築

上記の実験結果を踏まえ，間隙氷剛性，サクション，有効応力による摩擦抵抗の増加の 3 つのメカニズムを並列に考慮したモデル式を検討した．結果，上に記した 2 つのモデルを統合した以下の形式を提案する．

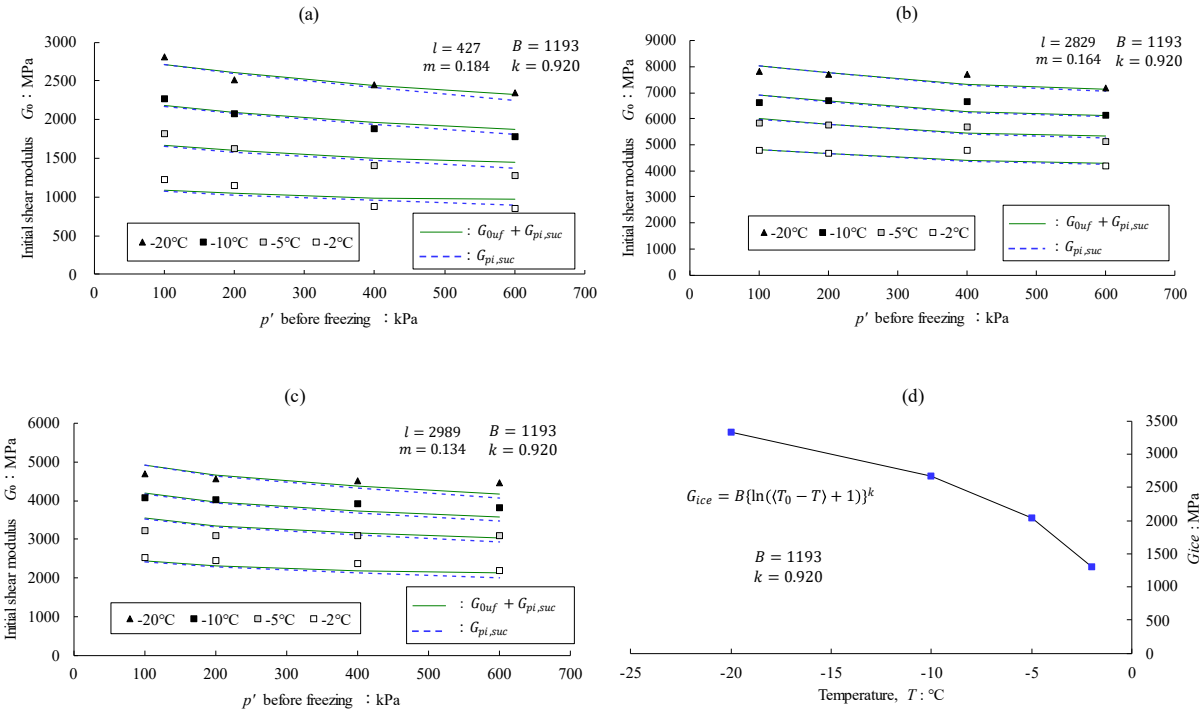


Fig. 9 モデルの適用結果：(a) 笠岡粘土；(b) カオリン；(c) 混合土；(d) 氷の剛性

$$G_0 = G_{0uf} + G_{pi,suc} = Ap_0 f(e_i)\left(\frac{p'}{p_0}\right)^n + n_i S_i\{G_{ice}(T) + g(\psi)\}$$
$$= A \cdot p_0 \cdot e_i^{-\chi} \cdot \left(\frac{p'}{p_0}\right)^n + n_i S_i \left\{ p_0 B\{\ln(\langle T_0 - T\rangle + 1)\}^k + p_0 l\left(\frac{1.12\langle T_0 - T\rangle}{p_0}\right)^m \right\} \quad (10)$$

ここに，

G_{0uf}：土粒子骨格によるせん断剛性　$G_{pi,suc}$：間隙氷とサクションによるせん断剛性

$\langle T_0 - T\rangle$：マコーレーの括弧（$T_0 - T > 0$のとき$T_0 - T$，$T_0 - T \leq 0$のとき 0）

l, m：サクション関数$g(\psi)$に関する無次元フィッティングパラメータ

B, k：氷の剛性$G_{ice}(T)$に関する無次元フィッティングパラメータ

式(10)の修正モデル式により，モデルと実験の値の差は若干あるものの，氷の剛性G_{ice}を土質材料に依存させずにp'_{pre}の増加に伴うせん断剛性の減少傾向を比較的精度良く説明できている．Fig. 9 のモデル線$G_{0uf} + G_{pi,suc}$と$G_{pi,suc}$の比較より，式(10)に基づけば，間隙氷とサクションによる剛性$G_{pi,suc}$が凍結土全体系の剛性の主体である．また修正モデルでは，サクション項が Nishimura et al. (2019)モデルの間隙氷体積$n_i S_i$に応じて変化する関数形である．これは，凍結直前有効応力p'_{pre}の増加に伴い間隙水及び間隙氷が減少するので，それに伴い不凍間隙水と間隙氷の間で生じるサクションが作用することができる総表面積が小さくなると解釈することで関数形の力学的メカニズムが説明できると考えられる．また，$G_{ice}(T)$と$g(\psi)$は共に温度$-T$に関する単調増加関数なので，式(10)中の$n_i S_i$に掛けられた中括弧の関数をまとめて式(11)のように無次元パラメータをB^*, k^*の 2 つで表現しても Fig. 9 と同様にせん断剛性を表現することができる．

$$G_{ice}(T) + g(\psi) = p_0 B^*\{\ln(\langle T_0 - T\rangle + 1)\}^{k^*} \quad (11)$$

6. 結論

本研究では，弾性波速度測定により，凍結後拘束圧・温度および凍結直前有効応力をパラメータとして種々の凍結粘性土の微小ひずみ剛性の定量化を行った．以下に得られた知見を示す．；

1. Nishimura et al. (2019) モデルにおいて，氷自体の剛性E_{ice}は土質材料に応じて異なる値を取るが，本来は氷の物性により一意に定まる．従って，氷自体の剛性以外のパラメータを組み込む必要がある．
2. Nishimura et al. (2019) モデルにおいて，本研究の実験結果は凍結直前有効応力の増加に伴い氷へ状態変化できる間隙水体積が減ることで凍土全体系の剛性が低下するメカニズムを比較的よく反映していた．
3. 氷の剛性とサクション項を間隙氷体積に乗じた修正モデル式により，凍結直前有効応力の増加に伴う間隙氷体積の減少とサクションが作用する不凍間隙水と氷が接触している総表面積の減少が凍結土全体系の剛性に支配的な影響を与えるメカニズムが作用するとして凍結土全体系の剛性を説明した．

【参考文献】

1) S. Nishimura, S. Okajima, J. Wang, B.R. Joshi: Small-strain deformation behavior of a clay at frozen and unfrozen states: A comparative study, 7th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Glasgow 2019
2) L.P. Suwal, R. Kuwano：Disk shaped piezo-ceramic transducer for P and S wave measurement in a laboratory soil specimen, The Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations ;53(4): pp510-524, 2013
3) G. Viggiani, J.H. Atkinson：Stiffness of fine-grained soil at very small strains, Geotechnique 45, No2 pp249-pp265, 1995
4) S. Nishimura, S. Okajima, B.R. Joshi, Y. Higo, T. Tokoro：Volumetric behavior of clays under freeze‐thaw cycles in a mesoscopically uniform element Geotechnique 71, No. 12, pp1150‐1164, 2021
5) Q. Li, D. Zhang, P. Li, K. Cui, X. Jing: The small-strain stiffness of clay soils at different temperatures and initial water contents: Experimental study and predicted model, Cold Regions Science and Technology 215, 2023
6) Hardin,B.O., Black,W.L.：Vibration modulus of normally consolidated clay, closure. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE95(SM6), 1531–1537.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和7年1月　於　室蘭市

熱・水・土連成有限要素解析による粘土の凍上に対する過圧密の影響に関する考察

北海道大学工学院　　正会員　　○野澤　慶人
北海道大学大学院　　国際会員　　西村　聡

１．はじめに

寒冷地では，凍土造成のプロセスとして土が凍結し地盤を地表垂直方向に押し上げる，凍上現象が発生することが知られている．これは内部の水の相変化に加えて，粘土などの細粒土が凍結フリンジ（frozen fringe）で相変化する際には周囲から間隙水を吸引する作用があり，その水分が逐次凍結することで 0℃等温線に並行な方向に氷の塊，アイスレンズを形成することによる。この凍上現象により道路の隆起や建物の不均等隆起による被害が起こる（久保,1990；藤村,1990）ため，工学的な検討が必要な現象となっている．

また，凍土にまつわる施工方法として人工地盤凍結工法 (AGF) が挙げられる．これは，地下構造物が集中する大都市の地下工事などにおいて，地盤内に埋設したパイプに冷却液を循環させることで凍土の壁を造成し，地盤を凍結させ強度を高めるほか，遮水性を持たせることで主に周囲からの地下水流入の影響を受けずに施工を行うために用いられる補助施工方法である．東京湾アクアラインのトンネル掘削防護として安全の確保に用いられたほか，近年は福島第一原発の汚染水流入対策として適用されている事例もある（凍土分科会, 2014）．一方で，マイナスな側面としては人工地盤凍結工法の際には凍土造成時の地盤膨張により，周囲の構造物の変状が発生する．人工地盤凍結工法を行うような都市部の地盤は除荷を含む複雑な応力履歴を経験している可能性が高く．周辺の構造物に対する凍上による変形を正確に把握し被害を最小限に抑えるため，複雑な応力経路を辿った地盤挙動を予測する技術が望まれている．凍結中の地盤挙動の予測のためにはその挙動解明・数値解析による検討が必要であり，数値解析の側面では熱・水・土連成有限要素モデルを用いた解析が行われているが，一般的，合理的なモデルは未だ確立されていない．

このような背景の下，熱・水・土骨格 (Thermo-Hydro-Mechanical: THM) 連成有限要素解析を用いて凍上の予測を行うことが提案されている（Nishimura et al,2009）．そして，西村 (2022) により凍結粘土の強度 (Wang et al., 2017) や正規圧密状態での粘土の一次元急速凍上試験の凍上量（Zheng et al., 2020）等に対しての数値再現が行われたが，長時間かけて比較的層の厚いアイスレンズを生成するような凍上試験や過圧密状態での凍上量に対する実証はまだ行われていない．そこで，本研究では，圧密による透水係数変化と上載圧による不凍水の透水性の変化に着目して凍上試験を行い，凍上量を数値解析モデルにより再現してそれぞれを比較することで解析モデルの妥当性について検討する．

２．用いる数値解析モデル

２－１．解析モデルの理論と定式化

本研究で用いる数値解析モデルは前述した，熱・水・土骨格の連成に基づく有限要素解析モデルを用いる．本節では，西村 (2022) のものを本論文に関係する部分だけ引用しながら，適用した関係式とその説明を述べる．基本的には Nishimura et al. (2009) を踏襲して定式化されているものであり，詳細な理論や導出はそちらを参照されたい．

熱・水・土骨格連成解析は言い換えるならば温度・間隙水圧・土骨格変形の 3 要素についてそれぞれの相互作用を評価し，そのうえで境界条件に基づき地盤の応答を求めるものである．それぞれの要素は非線形性を有しているため，熱の移動（伝導）に伴う相変化，それによる水や氷の圧力変化，それらによる保水性や透水性変化・弾塑性変形を同時かつ逐次的に解いていくこととなる．また，この数値解析モデルの特徴は圧密による透水係数変化を考慮していることに加えて，凍結中載荷応力による影響が凍上量に反映されることが理論的に導出されている点である．凍結開始時の有効応力が大きい場合には，各種の連成式・構成式を通

Study on the Effects of Overconsolidation on Frost Heave in Clay through Thermo-Hydro-Mechanical Coupled Finite Element Analysis, Nozawa Keito (Hokkaido University), Satoshi Nishimura (Hokkaido University)

して，凍結により発生するサクションが低減し、外部からの水の供給源との水頭差が減少することで凍上量が減少するように構築されている．また，間隙比変化による粘土の固有透水係数変化は以下に示す式で表す．

$$k_0 = k_0^{ref} e^{\left(\frac{v-2}{\lambda_k}\right)} \tag{1}$$

ここで，k_0：固有透水係数，k_0^{ref}：参照固有透水係数，v：比体積，λ_k：透水係数変化率である．指数中の 2 は，v=2 にてk_0^{ref}を定義していることによる．ここで，粘土の透水係数変化率λ_kは正規圧縮曲線のλとほぼ同じであることが知られている．

西村 (2022)による解析のうち，本論文に特に関連する変数間関係式は以下の通りである．

(1) 相平衡：Clausius-Clapeyron 式（$dp_l - dp_l - dT$関係）

$$dp_i = \frac{\rho_i}{\rho_l} dp_l - \frac{\rho_i l}{T_f + T} dT = \frac{\rho_i}{\rho_l} dp_l - \frac{\rho_i l}{T^*} dT^* \tag{2}$$

ここで，p_l・p_i:間隙水（液相・固相）圧，　ρ_l・ρ_i:間隙水（液相・固相の密度），T_fは凍結温度(K)であり，T^*(K)は温度 T(℃)を絶対温度で表したものである．また，lは水の融解時潜熱を表す．

(2) 水分特性曲線

不飽和土の保水性のアナロジーより，水分特性曲線を用いて液体飽和度S_lと cryogenic suction s（$= p_i - p_l$）の関係を表す．Van Genuchten (1980)のモデルを用い，以下のように表す．ここで，Pおよびm_1はモデル定数である．

$$S_l = \left[1 + \left(\frac{p_i - p_l}{P}\right)^{\frac{1}{1-m_1}}\right]^{-m_1} \tag{3}$$

(3) 透水モデル（ダルシー則）

間隙液体フラックス$\mathbf{v}$はダルシー則に基づき，以下の式で表す．

$$\mathbf{v} = -\frac{k_r k_0}{\eta_w} (\nabla p_l - \rho_l \mathbf{g}) \tag{4}$$

ここで，k_r: 相対透水度，k_0: 固有透水係数，η_w: 液体水の粘性定数，$\mathbf{g}$: 重力加速度ベクトルである．相対透水度は van Genuchten – Mualem のモデルにより以下のように表す．ここで，m_2はモデル定数である．

$$k_r = S_l^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - S_l^{\frac{1}{m_2}}\right)^{m_2}\right]^2 \tag{5}$$

ここで，凍上量は透水モデルに大きく依存する．透水係数は固有透水係数k_0と相対透水係数k_rの積としており，前者は式(1)に示すように，飽和粘土の間隙比の変化に伴い固有透水係数k_0が指数的に変化している．後者は凍結により液体透過体積が液体飽和度S_lとともに減少する性質を表すものである．さらに，凍結は凍上あるいは間隙水の相変化を伴うため，低透水性土質では全体として体積膨張を起こす。このとき，本モデルでは凍結時の間隙の増大により除荷・載荷曲線（URL）に沿って有効応力が減少すると解釈する．そのため，全応力一定の場合には凍結に伴い，有効応力の原理より間隙水圧が増加すると考える。本モデルでは

間隙水圧は間隙液体圧と間隙氷圧の体積重み付け平均である$S_l p_l + (1 - S_l) p_i$として計算しているが，簡単に説明するため，凍結によって液体飽和度S_l=0 になった場合を仮定すると，有効応力p'の減少はp_iの増加と等しくなる．間隙液体圧変化dp_lは式(2)より以下に示す式(6)のように表されるが，氷の圧力p_iの増加(=有効応力p'の減少)に伴い間隙水圧p_lが増加することが分かる．

$$dp_l = \frac{\rho_l}{\rho_i} dp_i + \rho_l l \ln\left(\frac{T^*}{T_f}\right) \tag{6}$$

例として**図-1** により説明する．小さい有効応力p'_{Ac}で圧密された供試体 A とより大きい有効応力p'_{Bc}で圧密された供試体 B をそれぞれその上載圧（=全応力）を保ったまま凍結する場合を考える．簡単のため，凍結による膨張量e_{change}を両ケースで一定（実際はより初期間隙の大きい供試体の方が凍結により若干膨張する）と仮定しても，NCL，URL が対数的に変化する影響により，凍結時の有効応力p'_{Af}，p'_{Bf}に至るまでの有効応力減少量が異なる．**図-1** のように，より凍結中の上載圧が大きいケース（供試体 B）では上載圧が小さいケース（供試体 A）より有効応力p'が大きく低下し，式(6)より間隙水圧p_lが増加することが説明できる．最終的には，間隙水圧p_lの増加の影響により，凍結中上載圧が増加すると力の釣り合いより吸水が行われづらくなる．これは，圧密による固有透水係数k_0の変化とは別に凍上量へ影響を与えるものである．

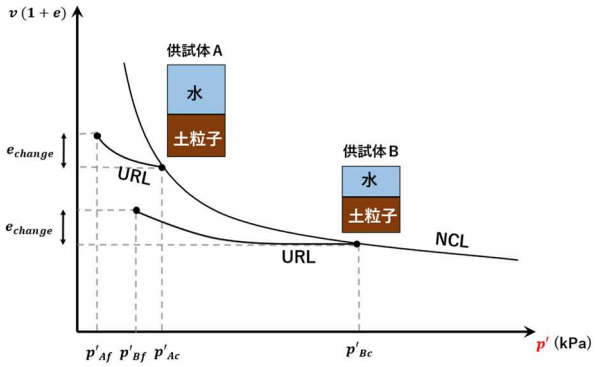


図 － 1 上載圧が異なる供試体の凍結による有効応力変化の例

(4)土骨格構成モデル

土骨格（及びそれに付随する間隙氷）の変形を表す構成モデルは，降伏曲面がサクションsに依存する限界状態モデルである限界状態モデルを用いている．これは修正カムクレイモデルをベースとしたものに，s軸に対して降伏曲面を拡張したものである．土の圧縮性が凍結時に低下するのは，透水係数が（式番号，van Genuchten – Mualem のモデル）により極端に低下することで非排水状態になるとこのモデルでは解釈し，凍結・非凍結時の$e - p'$関係は同一とした．つまり，等方応力に対する正規圧縮曲線及び除荷・再載荷曲線がs軸に対して変化しないものを用いている．

２－２．解析に用いたパラメータ

上記の数値解析モデルを用いて凍上試験を模擬した際の統一的なパラメタを**表-1**，**表-2** に示す．ここで，一次元急速凍結融解の実験(Nishimura et al, 2021)のシミュレーションを行った際に西村 (2022)で凍上試験の結果と解析結果がより一致していたとされるモデル定数を基に検討を行った．笠岡粘土の固有透水係数k_0は約 1×10^{-16}m^2 程度であるとされている（一般的な透水係数に直すと約 1×10^{-9}m/sec 程度）しかし，本論文では実験結果に近くなるような固有透水係数の値を調整した．

表 － 1 モデル入力パラメタ（物理的性質その他）

パラメタ		入力値
ρ_s	土粒子密度 (Mg/m^3)	2.70
ρ_i	水（固相）密度 (Mg/m^3)	0.91
ρ_l	水（液相）密度 (Mg/m^3)	1.00
η_w	水の粘性係数（一定）	1.0×10^{-6}
K_i	水（固相）体積圧縮係数 (kPa)	2.0×10^{6}
K_l	水（液相）体積圧縮係数 (kPa)	2.0×10^{6}

表 － 2 モデル入力パラメタ（土骨格・水理・熱的性質）

パラメタ			入力値
土骨格	λ	正規圧縮曲線の傾き	0.21
	κ	除荷・載荷曲線の傾き	0,05
	N	正規圧縮曲線のp'=1kPa 切片	3.15
	M	限界状態定数 (q/p')	1.08
	v	非凍結時ポアソン比	0.30
	α_q	凍結による CSL 切片の変化係数	0.135
	α_M	凍結による CSL 傾きの変化係数 (1/kPa)	0.00015
	β_s	凍結による剛性の変化係数	1
水理	k_{0x}^{ref}	初期水平方向固有透水係数 (m^2)	4.0×10^{-16}
	k_{0y}^{ref}	初期鉛直方向固有透水係数 (m^2)	4.0×10^{-16}
	P	水分特性モデル定数 (kPa)	100
	m_1	水分特性モデル定数	0.20
	m_2	相対透水度モデル定数	0.25
熱	c_s	土粒子比熱容量 (J/kg)	874
	c_i	水（固相）比熱容量 (J/kg)	2095
	c_l	水（液相）比熱容量 (J/kg)	4190
	k_s	土粒子熱伝導係数 (W/mk)	3.0
	k_i	水（固相）熱伝導係数 (W/mk)	2.2
	k_l	水（液相）熱伝導係数 (W/mk)	0.6
	l	非潜熱（融解熱）(KJ/kg)	334
	T_f	融点温度 (K)	273.15

３．笠岡粘土での凍上試験

３－１．凍上試験の概要

実際の地盤内の応力を模した凍結中の地盤挙動を再現するため，室内試験として凍上試験を行った．凍上試験の地盤工学会基準には，JGS0171「凍上量予測のための凍上試験方法」，もしくは，自然の寒冷気象かにおける置換土材料あるいは地盤土の凍上性を判定するための JGS0172「凍上性判定のための土の凍上試験方法」があり，これらは主に凍上速度を知るために用いられる．しかし，今回本研究で行う凍上試験では数値解析との比較を目的として凍上量（凍上によって生じた供試体の鉛直高さの増加量）を経時的に測定するであるため，供試体のトリミングや手順を参考にするのみで必ずしもその規格に則ったものではないことに留意されたい．

３－２．用いた試料

試料は高塑性・低透水性粘土である笠岡粘土を用いた．**表-3** に笠岡粘土の基本的な物性値を示す．

表 － 3 実験に用いた笠岡粘土の物性値

物性値		測定値
ρ_s	土粒子密度 (Mg/m^3)	2.696
w_L	液性限界 (%)	57.0
w_p	塑性限界 (%)	30.4

この試料を水と 1:1 で混ぜたスラリーを後述する実験条件の圧密応力になるように一次元的に予圧した．その後，直径 50mm,高さ 50mm になるようにトリミングし，内側にグリースを内面に薄く塗った凍上試験用アクリル製モールドに供試体を押し込んだ．

３－３．実験装置

図-2 に凍上試験機の模式図を示す。凍上試験機は供試体容器とそれに付属するモールド，温度制御装置，温度計（白金抵抗体 PT100），変位計，吸水量計測用差圧計，データロガーで構成されている．恒温槽は EYELA 東京理科器械株式会社のプログラム精密低温恒温水槽（プロクールバス）NCB-3110 を用いた．この恒温槽はプログラマブル温度制御装置により漸増・漸減温度変化を再現できるものとなっており，恒温槽内で温度管理した不凍液を循環させ，試験機の供試体上端・下端それぞれの温度を制御できる．

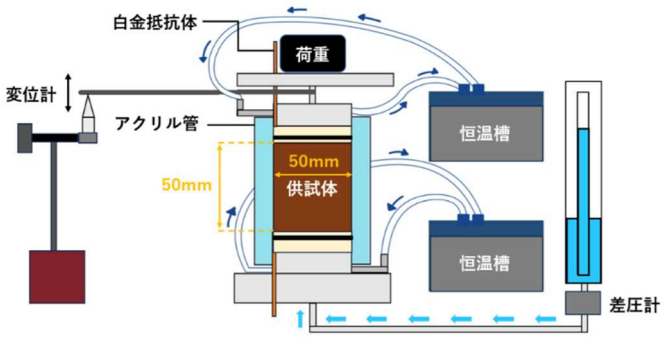


図 － 2 凍上試験機模式図

３－４．実験条件

まず，**表-4** に実験で行う際の荷重条件を示す．それぞれ圧密応力と凍結中上載圧を変化させて実験を行った．①②③では，正規圧密条件での実験を行った．これに加えて，応力履歴・密実化の影響を見るために⑤⑥では過圧密比を変化させた実験を行った．

表 － 4 実験中荷重条件

荷重条件	圧密応力 (kPa)	凍結中上載圧 (kPa)
①NC100kPa	100	100
②NC200kPa	200	200
③NC300kPa	300	300
④OCR2 100kPa	200	100
⑤OCR3 100kPa	300	100

供試体下端は吸排水端として凍結しないよう 2℃で一定に設定し，凍結端である供試体上端は**図-3** の温度制御プログラムを設定して一定速度で温度を凍結温度以下まで低下させた。具体的には，それぞれの供試体を室温の状態で**表-4** の圧密応力で十分に圧密を行った．凍結端である上端には氷核形成のためサーマルショックを与えた．上載荷板温度を水の凝固点より大幅に低い-7℃に設定し一旦急激に供試体上端の温度を下げた．ここで実際に上端凍結を目視確認し，計測温度が潜熱解放により一時的に上昇することを確認した．サーマルショック後，上端の初期温度を - 2℃として設定し，この状態を 2 時間保持した。これは，サーマルショック後に大きく吸水量計測用差圧計の値が反応することを防ぐためである．凍結過程では，- 2℃から - 7℃まで 50 時間かけて上端温度を低下させた．また，これらはあくまで設定した温度制御プログラムであり，実際の実験環境では恒温槽と供試体の間のホース内で温度が変化していることから実際の計測温度とは差が生じることに留意されたい．

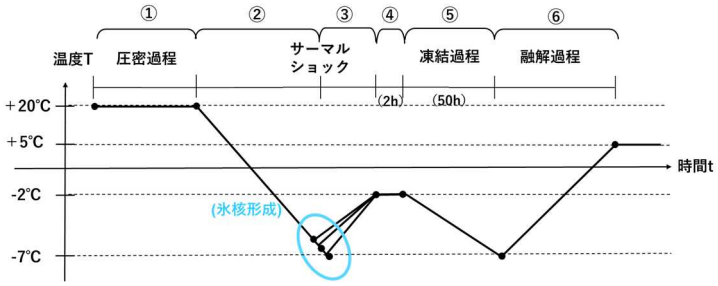


図 － 3 凍結端（上端）の温度制御プログラム

３－５．実験結果

表-5 に計測した上下端の温度変化，50 時間凍結後の凍上量を示す．正規圧密条件・過圧密条件それぞれの凍結過程に対して計測した凍上量Δhの変化を**図-4**, **図-5** に示す．

表 － 5 実験条件毎の 50 時間凍結後凍上量

荷重条件	上端温度範囲（℃）	下端温度範囲（℃）	50時間凍結後凍上量 (mm)
①NC100kPa	-1.63⇒-6.32	1.39±0.04	7.68
②NC200kPa	-1.59⇒-6.26	1.5±0.1	4.38
③NC300kPa	-1.63⇒-6.29	1.5±0.1	1.83
④OCR2 100kPa	-1.63⇒-6.26	1.5±0.1	10.09
⑤OCR3 100kPa	-1.59⇒-6.19	1.5±0.03	6.25

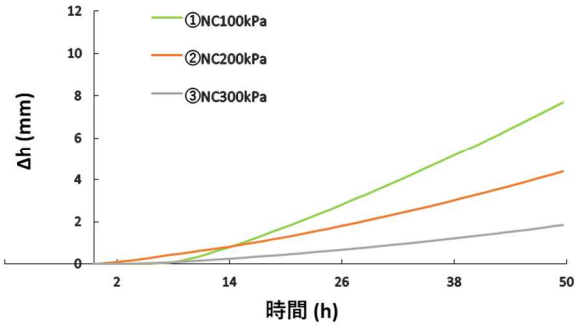


図 － 4 正規圧密条件の実験における凍上量

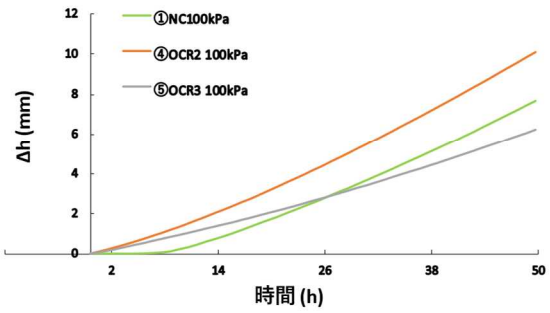


図 － 5 異なる過圧密条件での実験における凍上量

正規圧密条件に着目すると，圧密応力・凍結中上載圧の増加に伴い，凍上量が減少していることがわかる．過圧密条件では過圧密比による凍上量への影響は、傾向が明確には現れなかった．

４．実験値と解析値の比較

４－１．解析で設定した境界条件

本研究において上記の数値解析モデルを用いたシミュレーションを行うにあたり，**図-6** のように 25 要素にメッシュを切って供試体を模擬した．ここで，大字は要素番号，下線のついた小文字は節点番号を示す．予備実験より全節点初期温度 0.7℃を仮定し，下端は吸水端であるため液圧は 0kPa としている．すべての節点で x 方向変位を固定，下端ではそれに加えて y 方向変位も固定した．下端以外は非排水することで一次元の凍上試験を再現した．本研究で用いる数値解析モデルは過冷却を考慮しておらず，実験で与えたサーマルショックは解析上では再現しなかった．

解析手順としては，**表-3** で示した物性値を持った土を自重解析により供試体の形に形成した状態にした．上端に圧密応力を載荷し，間隙水圧が完全に消散して静水状態になり，圧密が終了するまで時間を経過させた．その後，応力を載荷した状態で上端の温度を 50 時間かけて低下させ，凍上を発生させた．この際，実験の物性値を再現して計算が行えているか確認するために，解析中で凍結直前に算出された間隙比が，実験した笠岡粘土の凍結直前間隙比間隙比と同じになっているかを確認した．

初期圧密中の供試体内の有効応力状態は$e-\log p'$曲線に基づいた非線形の有効応力経路を辿ることになる．しかし，すべての時間に対して$e-\log p'$曲線の線形近似を仮定して計算を行っては実験初期の載荷応力の小さい状態において間隙比が発散し，計算が不安定になってしまう．そのため，初期の 10000 秒経過時点までは線形弾性を仮定した条件で計算を行い，それ以降は弾塑性理論に基づいた計算を行った．解析の終了後，時間経過した際の節点変位や間隙率分布をもとに実験値と解析値の比較を行った．

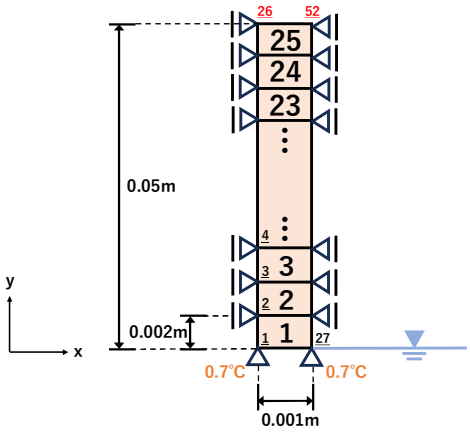


図 - 6 解析で仮定した有限要素メッシュ

４－２．正規圧密条件の凍上量・間隙率分布比較

正規圧密条件での実験値・解析値の凍上量比較（①NC100kPa, ②NC200kPa, ③NC300kPa）を**図-7** に，間隙率$\varphi(=e/(1+e))$分布の解析結果と 50 時間凍結終了時の供試体写真の比較を**図-8, 9, 10** に示す．**図-7** において、正規圧密条件における実験結果と解析結果は概ね同様の傾向を示したが、100 kPa の条件では解析結果が実験値を大幅に上回る結果となった。今回の解析では、前述の通りk_0と k_rを逐次計算しながら凍上量を算出しているが、この影響を以下の追加解析にて検討した。非凍結時の透水係数であるk_0の値は式(1)により密度に依存するが，追加解析ではこの値を上記ケースの上載圧 100 kPa での正規圧密状態における凍結前の値として一定とした．この結果、**図-11** に示すように上載圧が 100 kPa であっても、ケース①のような極端な凍上量の増加は見られなかった。この結果から、**図-7** での比較に差異が生じた要因は、凍結前の間隙比が 1.2 を超えるようなケースにおいて、凍結前の固有透水係数が高いために、frozen fringe により多くの水分が吸収されることにより間隙比が増加し、その結果、凍結中の固有透水係数がさらに高まるという不安定化が強く働いたためであると考えられる。**図-8** の解析結果に示すように、透水係数が増加したことにより 0℃等温線より大幅に上部にも吸水が発生し、間隙率の分布が増加していることが確認された。実際の凍上現象では、吸水後に凍結が進行し、アイスレンズが形成されることで、最も新しいアイスレンズより後方への液体の流入は停止するはずである。そのため、凍結中の透水係数を非凍結時の透水係数k_0と液体飽和度S_lのみに基づくk_rの積として計算する方法には限界があることが確認された。

一方で，**図-9**，**図-10** の凍結前間隙比が比較的低い条件下では，間隙率分布と凍結終了時アイスレンズ形成の様子を比較したところ，アイスレンズが最後に形成された位置においては間隙率が大きくなるといった部分が良好に再現できている．また，上載圧の増加による吸水，アイスレンズの形成の抑制についても再現できており吸水メカニズムそのものはこのモデルにおいて正規圧密の場合に非常に良く再現できていることが確認できた．

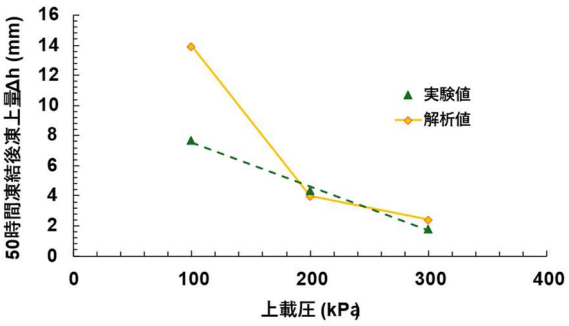


図 － 7 正規圧密条件での凍上量比較

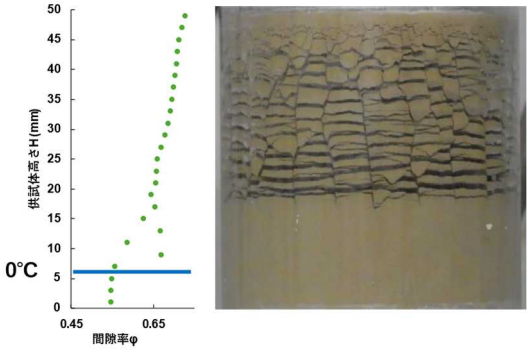


図 － 8 ①NC100kPa の凍結後
供試体と解析間隙率分布

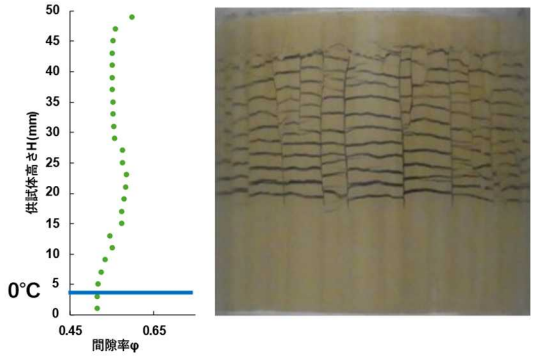


図 － 9 ②NC200kPa の凍結後
供試体と解析間隙率分布

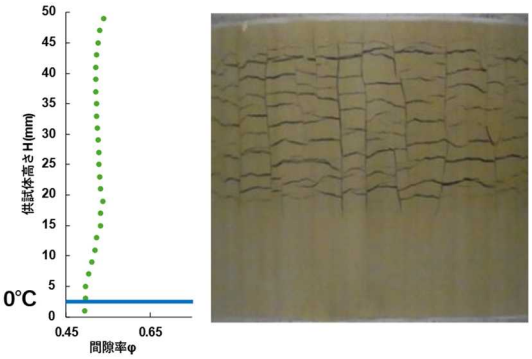


図 － 10 ③NC300kPa の凍結後
供試体と解析間隙率分布

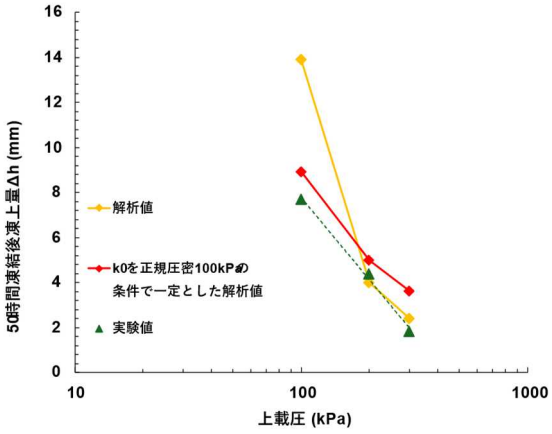


図 － 11 固有透水係数の密度依存性の有無による
解析凍上量比較

４－３．過圧密条件の凍上量

過圧密条件での実験値・解析値の凍上量比較（①NC100kPa (=OCR1), ④OCR2 100kPa, ⑤OCR3 100kPa）を図-12 に，OCR3 条件の間隙率$\varphi(=e/(1+e))$分布の解析結果と 50 時間凍結終了時の供試体写真の比較を図-13 に示す．なお， OCR3 の条件での凍結終了後の供試体写真は得られておらず(図-14 に解析間隙率分布のみを示す)．ここで示した解析 NC100kPa 条件の凍上量は 前述した初期透水係数上昇により，実験値に比べ大幅に大きいものとなっている．一方で OCR2，OCR3 の解析値では OCR の増加に伴い実験値同様に

凍上量が緩やかに低下する傾向を示していると言える．

図-13 に示す過圧密条件の OCR2 では先行圧密応力により初期透水係数が低下しているため，解析でも図-8 に示した NC100kPa 条件の飽和度分布のように供試体上端に極端な間隙率増加が発生することなく再現が出来ている．これは図-14 に示す OCR3 のケースでも同様のことが示せており，図-8 と同じ上載圧 100kPa でありながらも，過圧密条件下では凍結中の間隙率分布は良く表せていると言える． 高 OCR 条件では先行圧密応力が高いため供試体の間隙率が小さく，数値モデルにおいては凍上による膨張を経ても透水係数が比較的低く保たれる．このような条件下では正規圧密条件と同様，数値モデルと実験による凍上量の整合は良好である．ここでの検討からも，現行の数値モデルの課題として，凍上アイスレンズ形成により過大な膨張を経た部分を密度の減少した連続体とみなしてその透水係数を高く評価してしまう式(1)の見直しが必要であることがわかる．

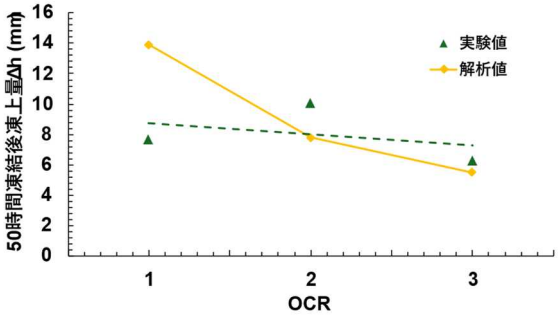


図 － 12 過圧密条件での解析と実験での凍上量比較

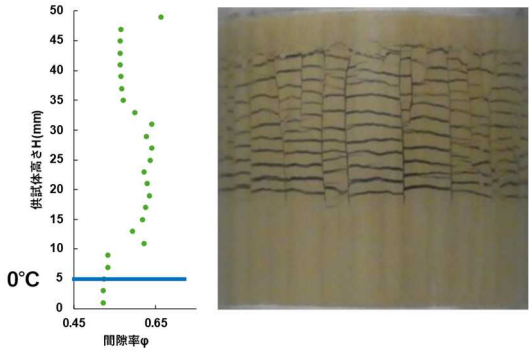


図 － 13 ④OCR2 100kPa の凍結後供試体と間隙率分布

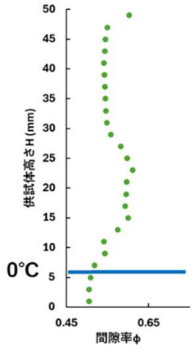


図 － 14 ⑤OCR3 100kPa の間隙率分布

５．まとめ

西村 (2022)により定式化，有限要素解析コード化された熱・水・土連成有限要素解析の数値解析モデルの妥当性を検証するため，圧密による透水係数変化と上載圧による吸水の変化に着目して凍上試験を行い，凍上量と飽和度分布を数値解析で再現し比較した．正規圧密条件での凍上試験結果の比較より，凍結前間隙比が高いケース（①NC100kPa）の凍上量においては固有透水係数が凍結に伴う吸水により間隙比が増加し，結果として透水係数が不安定化することで実験値より大幅に高い解析値を示すことを確認した．また，それ

以外のケースでの凍上量は実験値をかなり高い精度で再現できていることを確認した．凍結前間隙比が比較的高い場合を除くと，間隙率分布に関しても，実験で得られたアイスレンズの位置・大きさに対応した再現が本数値解析モデルで可能であることが確認できている．過圧密条件での比較でも凍上量・間隙率は良好に表せていることが確認できた，さらに，この実験では全ケース上載圧が 100kPa の過圧密条件であることからも，上載圧の影響ではなく，凍結前透水係数が高い影響で実験値と解析値に乖離が起きていたということが示された．今後は凍結前間隙比が高いケースに対応できるように定式化を見直した上で，二次元問題や実際の地盤に適用するなどで解析モデルの洗練・向上につなげていく予定である．

【参考文献】

久保 宏．地盤の熱的問題−7−地盤の凍結と凍上−2−道路の凍上被害と対策．土と基礎 : 地盤工学会誌 / 地盤工学会「土と基礎」編集委員会 編．38(5) 1990.05,p.p77～84. https://ndlsearch.ndl.go.jp/books/R000000004-I3663451

藤村 成夫. 地盤の熱的問題-7-地盤の凍結と凍上-4-建物の凍上被害と対策. 土と基礎 : 地盤工学会誌 / 地盤工学会「土と基礎」編集委員会 編. 38(6) 1990.06,p.p78～80. https://ndlsearch.ndl.go.jp/books/R000000004-I3663453

凍土分科会. 凍土の知識 : 人工凍土壁の技術. 雪氷 : journal of the Japanese Society of Snow and Ice / 日本雪氷学会 編. 76(2):2014.3,p.179-192. https://ndlsearch.ndl.go.jp/books/R000000004-I025386943

Nishimura, S., Gens, A., Olivella, S. and Jardine, R. J. (2009) THM-coupled finite element analysis of frozen soil: Formulation and application. Géotechnique 59 (3) 159-171. DOI: 10.1680/geot.2009. 59.3.159

西村，聡．(2022)．熱・水・土骨格連成数値解析による粘土の凍結・融解挙動の再現．地盤工学会北海道支部技術報告集，62, pp. 11-20.

Wang, J., Nishimura, S. and Tokoro, T. (2017) Laboratory study and interpretation of mechanical behavior of frozen clay through state concept. Soils and Foundations 57 (2) 194-210. DOI: 10.1016/j.sandf.2017.03.003

Nishimura, S. (2021) A model for freeze-thaw-induced plastic volume changes in saturated clays. Soils and Foundations 61 (4) 1054-1070. DOI: 10.1016/j.sandf.2021.05.008

Van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* 44 (5) 892-898. DOI:10.2136/sssaj1980/j.sandf.2017.03.003

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

凍上試験の冷却温度が泥岩の凍上性評価に与える影響

（国研）土木研究所寒地土木研究所　　正会員　　○御厩敷　公平
（国研）土木研究所寒地土木研究所　　正会員　　深田　愛理
（国研）土木研究所寒地土木研究所　　正会員　　山木　正彦

１．はじめに

北海道のような積雪寒冷地の斜面では，冬期に凍結融解や凍上に起因する表層の脆弱化が進行し，さらに春先に融雪水や降雨の影響が加わることで数多くの崩壊が発生している [1)]．切土のり面においては，切土による応力解放後，乾燥，湿潤，凍上・凍結融解の繰り返し作用により急速に風化し崩壊を起こす場合があるため，切土部分の地質構造，土質・岩質などの地盤条件に加えて，凍上・凍結融解の影響評価の結果を踏まえて勾配やのり面保護工など必要に応じて対策を講じなければならない．

岩盤斜面において凍上が発生した場合，岩盤崩落などの大災害に繋がる危険性もあることから，地盤工学会北海道支部が発行した「斜面の凍上被害と対策のガイドライン」[2)]および「斜面の凍上対策の調査・設計マニュアル（案）」[1)]において，岩盤，岩石の凍上について注意喚起がなされた．これらにより，岩盤，岩石も土と同様に凍上し，これが崩壊の主要因となりうるという認識の浸透が期待される．さらに，岩盤，岩石の凍上に関する知見の蓄積や被災事例や損傷メカニズムを踏まえた対策工を検討していくことは，積雪寒冷地域における土工構造物の凍上に対する耐力を向上させる一助になると考えられる．そこで本研究では，高い凍上性を有している泥岩からなる岩盤のり面において，凍上・凍結融解が岩盤の強度に与える影響の把握を目的とした現地計測を行った．さらに，調査箇所より採取した試料に対して冷却温度をパラメータとした凍上試験を実施し，冷却温度が泥岩の凍上性評価に与える影響について検討した．

２．凍上・凍結融解による岩盤切土のり面の表層崩壊

本研究の現地調査箇所は，北海道東部の十勝郡浦幌町の切土のり面である．なお，後述する凍上試験に使用した試料は当該切土のり面より採取した試料である．国土交通省北海道局（旧 北海道開発庁）発行の 5 万分の 1 地質図幅（浦幌）[3)]より，切土のり面の地山は新第三紀厚内累層の凝灰質シルト岩，砂岩，礫岩および凝灰岩に区分されている（以下，浦幌泥岩とする）．**写真-1a)**はのり面整形前の調査箇所の様子である．当該のり面では，表層崩壊が発生しており，のり面の上部に岩盤が露出し，中腹からのり尻にかけて土砂化した崩土が厚く堆積した状態が確認できた．そこで，**写真-1b)**に示すように，のり面表層の崩土除去を目的として深さ 0.5m，幅 11.0m，のり長 4.0m の範囲を勾配が 1:1.2 となるように掘削した．その後，**写真-1c)** に示すように温度センサーおよび凍上対策工を設置した．本研究では，当該のり面の崩壊に与える凍上・凍結融解の影響を把握するため，掘削後に植生等によるのり面保護を行っていない（**写真-1c)**無対策範囲）．温度センサーはのり面に対して垂直に機械ボーリングで削孔して設置した．温度センサーの設置間隔はのり面表層から深度方向に

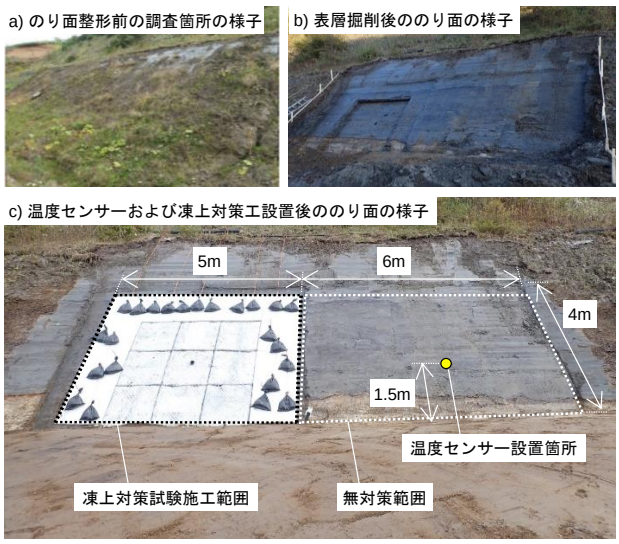


写真-1　調査箇所ののり面の様子

Effect of Cooling Temperature Condition in Frost Heave Test on Frost Susceptibility Evaluation of Mudstone.
Kohei Onmayashiki, Eri Fukada and Masahiko Yamaki (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

100mm 間隔であり，のり面表層から深度 1000mm まで設置した．また，調査箇所ののり面近傍では外気温の計測を実施した．さらに，LiDAR センサー搭載の携帯端末による凍上量の計測を行った他，凍上・凍結融解が岩盤のり面の強度に及ぼす影響を把握するために，のり面整形後と凍上・凍結融解後にポータブルコーン貫入試験を実施した．なお，設置した凍上対策工の効果検証結果については御厩敷ら [4]を参照していただきたい．

図-1 は調査箇所における 2022 年 11 月から 2023 年 4 月末までの気象条件および無対策範囲における地盤の凍結深さの経時変化である．積雪深さと日降水量は AMeDAS 浦幌観測所 [5]で計測された値であり，日平均気温は実大実験ヤード内で計測した値である．この計測結果より，2022 年 12 月 1 日から日平均気温がマイナスの日が続いており，2023 年 1 月中旬にかけて，積雪深さは 0~15cm 程度であったことがわかる．このため，当該のり面は積雪による断熱効果の影響をほとんど受けず，寒気の影響を受けやすい条件であったと考えられる．また，本計測期間における凍結指数は 522℃・days であった．例えば，道路土工要綱 [6]に記載の北海道札幌市の 20 年確率凍結指数は 490℃・days であり，本計測箇所では札幌市の 20 年確率凍結指数を上回る凍結指数が計測されたことから，寒冷な条件であったといえる．

温度センサー設置時のボーリング調査で得られたボーリングコアの観察結果および室内試験の結果から，当該のり面はのり面に対して垂直方向に岩質の変化がほとんどないことを確認している．このため，**図-1** 中の凍結深さについては，深度方向に設置した温度センサーから得られた計測結果を比例配分して求めた 0℃の位置とした．計測期間における地盤の最大凍結深さは，500mm であり，地盤が凍結していた期間は 142 日間であった．凍結融解挙動に着目すると，2022 年 12 月上旬からの寒気に伴い地盤の凍結が進行し，2023 年 2 月上旬に凍結深さが 480mm に達した後，凍結深さは概ね横ばいであった．2 月上旬以降は凍結深さに大きな変化が確認されなかった一方，日平均気温がプラスとなった 3 月中旬以降に地表面からの融解が計測されたことから，日平均気温の上昇に伴い地盤の融解が進行していることが確認できる．

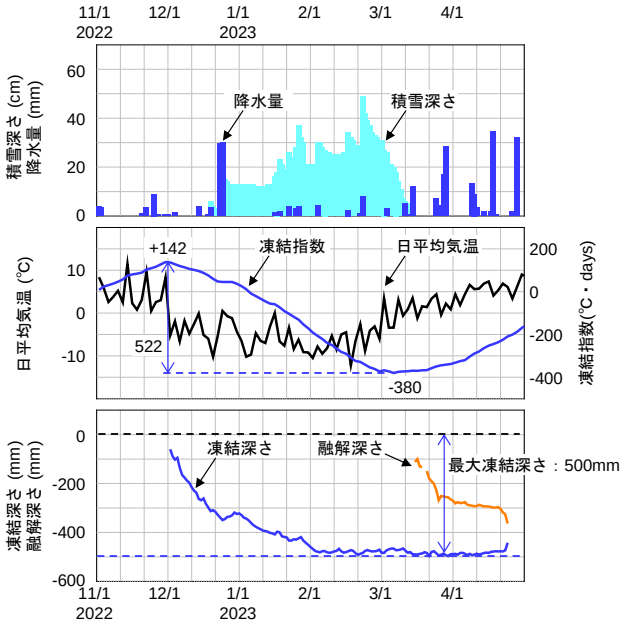


図-1　調査箇所の気象条件および凍結深さ

図-2 は LiDAR 測量結果から算出した無対策範囲における凍上量分布である．ここでは，掘削直後（**写真-1c**）の状態）を変位 0mm（凍上未発生）として，厳冬期（2023 年 2 月下旬）の測量結果との差分を凍上量として示す．この結果より，無対策範囲における凍上量は 80~160mm であり，調査箇所ののり面では，地盤の凍結に加えて凍上が発生していることが確認された．

写真-2 は定点カメラで撮影した当該のり面の様子である．掘削から 2 週間後の 2022 年 11 月 1 日（**写真-2a**））では，切土面は施工直後（**写真-1c**））と変わらない状態で維持されている．急激な気温の低下が計測された 12 月 1 日（**写真-2b**））では，のり肩からのり尻にかけて表面水の凍結が確認できる．2023 年 1 月 12 日（**写真-2c**））の様子からわかるように，冬期間は凍結を促進させるため定期的に除雪を行った．**図-1** に示した積雪深さの経時変化および 3 月 7 日（**写真-2d**））と 3 月 18 日（**写真-2e**））の様子から，その期間に急激に融雪

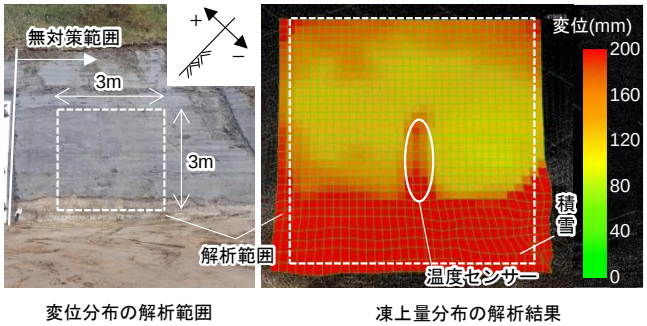


図-2　厳冬期における無対策範囲の凍上量の分布



写真-2　調査箇所ののり面の経時変化

が進んだことがわかる．そして，3 月 18 日（**写真-2e**））の無対策範囲では，のり面表層部の土砂化およびのり肩からのり尻にかけて複数のクラックが確認できる．4 月 30 日（**写真-2f**））には，無対策範囲の表層崩壊の進行が確認できる．定点カメラによる観察から，3 月中旬以降の降雨（**図-1** 参照）により，この表層崩壊が顕著に進行する様子が確認された．また，凍上・凍結融解により土砂化して不安定となったのり面表層が崩落したことで，のり肩部では，掘削直後に確認された風化履歴のない岩盤が確認できる．よって，当該のり面では凍上・凍結融解による表層の土砂化とその後の崩壊が繰り返し発生することが考えられる．

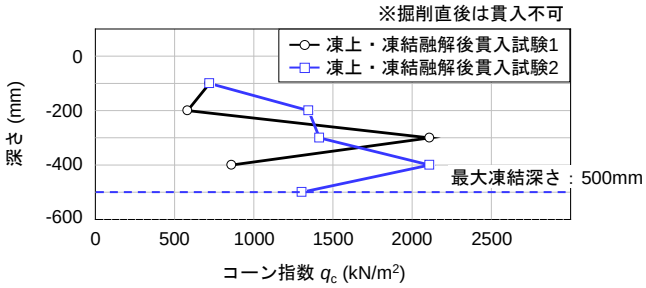


図-3　ポータブルコーン貫入試験結果

図-3 にポータブルコーン貫入試験の結果を示す．施工直後と凍上・凍結融解後に実施したが，掘削直後は貫入不可能であった．一方で，凍上・凍結融解後には地表面から最大で深度 500mm まで貫入可能であることを確認した．これは，無対策範囲における最大の凍結深さと一致しており，凍上・凍結融解により土砂化して強度が低下した深度を境界として表層崩壊が発生したことが明らかとなった．これらの計測結果より，岩盤からなる切土のり面が凍上・凍結融解により崩壊に至ることが確認された．以降では，調査箇所の切土のり面より採取した試料に対して冷却温度をパラメータとした凍上試験を実施した結果について報告し，冷却温度が泥岩の凍上性評価に与える影響について述べる．

３．凍上試験方法

３．１　凍上性判定のための土の凍上試験方法

図-4 に地盤工学会基準（JGS 0172）基準の凍上試験機[7)]を示す．凍結方法は，供試体上下端面の冷却盤の温度を制御して，下端面温度を一定の速度で降下させ，供試体高さ方向に凍結線（0℃線）を進行させることにより供試体の凍結を進めるものである．この際の凍結速度は 1.0mm/h ～ 2.0mm/h と定められており，下部冷却盤の温度低下速度を 0.1℃/h あるいは 0.2℃/h として試験を実施することで，多くの場合十分に精度の高い凍上性判定のための凍上速度の値が得られるとされている．なお，実現象と異なり凍結方向を下方から行うのは，モールドと供試体の凍着による摩擦を軽減するためである．凍上性の評価は，試験結果より得られる凍上量 - 時間曲線の最急勾配から求められる凍上速度を用いる．評価の基準は，凍上速度 $U_h = 0.1$mm/h 未満で凍上性が低い，0.1mm/h ～ 0.3mm/h で凍上性が中位，0.3mm/h 以上で高いと判定される．

３．２　岩石の凍上試験

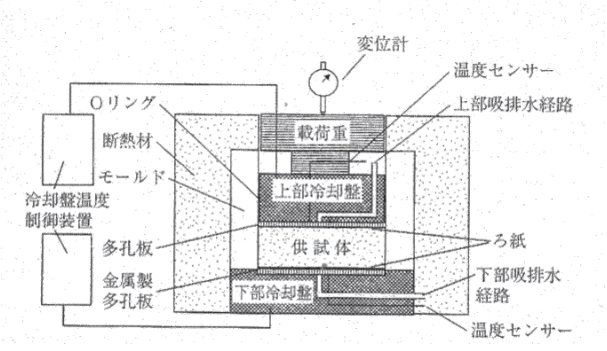
本研究では，中村らの実験方法 [8]を参考に試験を実施した．試験装置の詳細については中村ら [8]を参照していただきたい．以下に，土の凍上試験方法との違いや凍上性の評価方法について概説する．

土の凍上試験では，供試体の下方からの凍結が基本とされている一方，岩石の凍上試験では上部冷却盤の温度を低下させ，供試体の上方から凍結を行う．土の凍上試験では，モールド内面と供試体との凍着の影響を防ぐために供試体下方からの凍結が基本とされているが,岩石の凍上試験では,供試体周囲にセルを立て，セル内部に粒状断熱材を敷き詰めることで，供試体と断熱材との凍着によって凍上量の測定に誤差が生じるのを防いでいる．また，土の凍上試験では，下部冷却盤の温度低下速度は 0.1℃/h あるいは 0.2℃/h が基本とされているが，岩石の凍上試験では，例えば上盤温度-15℃，下盤+5℃のように試験中の冷却盤の温度は一定である．岩石は土に比べて大きな強度を有しているため，アイスレンズを発生，成長させるためには，潜在するクラックが伸展，結合し，岩石が割れなければならないと考えられている [9]．そこで，中村らは，試験中の上下盤温度を一定に保ち,凍結線を岩石中に停滞させることで発生する凍上圧(アイスレンズの成長圧)により，岩石が割れるか割れないかで岩石の凍上性を判定した [8]．岩石の凍上性の評価について，凍上性の有無は上述のとおり岩石が割れるか否かで判定しており，凍上性の高低については土の凍上試験と同様に試験結果から得られる凍上速度で判定している．後述する本研究における凍上試験結果についても同様の手法により凍上性を評価した．

４．供試体の準備方法および凍上試験の温度条件

表−1 に実施した凍上試験の条件を示す．ケース A は前述の調査箇所ののり面の崩土（以下，土砂化泥岩とする）を締固めて作製した供試体に対して，JGS 基準の凍上試験を行ったものである．**表−2** に土砂化泥岩の物性値を示す．土砂化泥岩は細粒分含有率 F_c が高く，地盤材料の工学的分類では砂まじりシルト（高液性限界）に分類される．この土砂化泥岩を自然含水比状態（w_n = 53.4%）で JIS A 1210 突き固めによる土の締固め試験方法 [10]の A 法で締固めた試料を直径 99.0mm, 高さ 50.0mm に整形したものを供試体として使用した．**表−1** に示すとおり，ケース A は温度条件として，供試体上端面温度を 0℃で一定に保ち，供試体下端面温度を 0.2℃/h で降下させた条件である．なお，冷却開始前は，上下冷却盤温度を共に 0℃とし，供試体を養生した．その他，載荷応力 σ は標準とされている 10kN/m^2 としており,凍結過程直前の供試体飽和度は 96.0%であった．

ケース B は前述の調査箇所ののり面（浦幌泥岩）におけるボーリングコアを直径 47.0mm，高さ 70.6mm の円柱形となるように整形した供試体に対して，岩石の凍上試験を行ったものである．**表−1** に示すとおり，ケース B は温度条件として，供試体上



図−4　地盤工学会（JGS 0172）基準の凍上試験機 [7]

表−1　凍上試験の条件

試験ケース		A	B	C	D
供試体準備方法		土砂化泥岩を自然含水比状態で締固めて作製	調査箇所ののり面におけるボーリングコアを整形	調査箇所ののり面におけるボーリングコアを整形	調査箇所ののり面におけるボーリングコアを整形
供試体直径		99.0mm	47.0mm	68.6mm	68.7mm
供試体高さ		50.0mm	70.6mm	100.0mm	100.0mm
凍上試験方法		JGS 0172 凍上性判定のための土の凍上試験方法[7]	中村ら[8]の岩石の凍上試験方法に準拠	本研究で検討した方法	本研究で検討した方法
温度条件	供試体上端面温度	0℃で一定	-15℃で一定	0.1℃/hで降下	0.5℃/hで降下
	供試体下端面温度	0.2℃/hで降下	+5℃で一定	0℃で一定	0℃で一定

端面温度を-15℃，供試体下端面温度を+5℃で一定とした条件である．なお，冷却開始前は，上下冷却盤温度を共に+5℃とし，供試体を養生した．その他，上載質量は中村ら[8]の実験方法に従い 1.5kg（約 7kPa）とした．供試体に作用する圧力は後述する試験結果において，凍上を妨げることはなかった．また，試験中は供試体への水分供給のため供試体下面に 10mm 程度の水位を与えた．

ケース C と D は浦幌泥岩を直径 68.6mm ~ 68.7mm，高さ 100.0mm の円柱形となるように整形した供試体に対して，本研究で検討した方法により凍上試験を行ったものである．本研究では，岩石の凍上試験方法と同様に供試体周囲にセルを立て，セル内部に粒状断熱材を敷き詰めることで，供試体と断熱材との凍着によって凍上量の測定に誤差が生じるのを防ぎ，上部冷却盤の温度を低下させ，供試体の上方から凍結を行った．後述するが，本研究で使用した浦幌泥岩は強度の低い軟質な岩石であるため，小さな凍上圧により岩石が割れると考えられる．そこで，土の凍上試験のように冷却面温度を一定の速度で降下する方法で試験を実施した．本試験では，供試体上端面温度を 0.1℃/h で降下させた条件（ケース C）と 0.5℃/h で降下させた条件（ケース D）で試験を実施し，温度条件が凍上試験結果に及ぼす影響について検討した．なお，供試体下端面温度は 0℃で一定とした．また，冷却開始前は上下冷却盤温度を共に 0℃とし，供試体を養生した．その他，上載質量はケース B と同様に 1.5kg（約 7kPa）とし，試験中は供試体への水分供給のため供試体下面に 1mm ~ 2mm 程度の水位を与えた．

表-3 にケース B，C，D で使用した浦幌泥岩の物性値を示す．なお，**表-3** には比較のため中村ら[11]が岩石の凍上試験に使用した試料の物性値も記載している．一軸圧縮強さは岩石の一軸圧縮試験（JGS 2521）[12]より得られた値であり，乾燥，湿潤状態における岩石の一軸圧縮強さを求めている．供試体の乾燥，湿潤は常温・常圧で行うことで，乾湿の繰り返しによるスレーキング作用によって供試体にクラックが発生するのを防いだ．**表-3** より，本研究で使用した浦幌泥岩は他の岩石試料と比べて吸水率，空隙率が高く，強度の低い軟質な岩石であることがわかる．

５．凍上試験結果および冷却温度が浦幌泥岩の凍上性評価に与える影響について

図-4 および**表-4** に凍上試験結果，**写真-3** に凍上試験終了後の供試体の様子と調査箇所ののり面における厳冬期ボーリングコアの断面写真を示す．土砂化泥岩に対し JGS 基準の凍上試験を行ったケース A では，凍上速度 $U_h = 1.40$mm/h のため，土の凍上性の判定指標より，凍上性が高いと

表-2　土砂化泥岩の物性値

地盤材料の分類名	土質分類	土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)	塑性指数 I_p	細粒分含有率 F_c (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm³)	最適含水比 w_{opt} (%)	自然含水比 w_n (%)
砂まじりシルト	MH-S	2.57	25.1	86.1	1.18	38.1	53.4

表-3　凍上試験に使用した浦幌泥岩の物性値

	岩石名	乾燥密度 (g/cm³)	吸水率 (%)	空隙率 (%)	一軸圧縮強さ (MN/m²)	
					乾燥状態	湿潤状態
中村らが岩石の凍上試験に使用した試料[11]	札幌軟石	1.22	28.6	36.4	12.1	12.3
	大谷石	1.35	29.2	39.8	14.7	5.4
	来待砂岩	1.98	11.7	22.2	68.5	23.5
	登別軟石	1.86	15.1	29.2	20.4	16.6
	丸瀬布凝灰岩	1.78	10.7	20.2	51.9	40.7
	生田原凝灰岩	1.17	44.6	52.8	15.1	3.6
	留辺蘂凝灰岩	1.64	20.8	36.1	13.3	4.9
	弟子屈凝灰岩1	1.65	20.5	35.9	6.4	2.7
	弟子屈凝灰岩2	1.74	19.4	34.2	26.8	12.2
	弟子屈凝灰岩3	1.70	17.5	31.1	7.2	2.6
本研究で凍上試験に使用した試料 →	浦幌泥岩	1.20	44.3	52.6	1.9	0.6

判定される．**写真-3a)**より凍上試験終了時には供試体下面（冷却面側）より 50mm 程度では霜降状のアイスレンズが発生しており，50mm より供試体上面の範囲では霜降状のアイスレンズが徐々に厚く形成されていることが確認された．試験開始から 50 時間経過時点で未凍結部分が 8mm 程度残っていたが，凍上速度およびアイスレンズ発生状況の観察から，高い凍上性を有することが明らかであったため凍結を停止した．

浦幌泥岩に対して岩石の凍上試験を行ったケース B では，**写真-3b)**に示すとおり，供試体下面より 18mm~30mm の範囲に厚い霜柱上のアイスレンズの形成が確認されており，凍上圧により岩石が割れたことがわかる．また，**図-4**，**表-4** に示した凍上試験結果より，ケース B の凍上速度 $U_h = 0.75$mm/h のため，凍上性の判定指標より凍上性が高いと判定される．

浦幌泥岩に対して供試体上端面温度を 0.1℃/h で降下させたケース C では，**図-4**，**表-4** に示した凍上試験結果より，凍上速度 $U_h = 0.58$mm/h のため，凍上性の判定指標よ

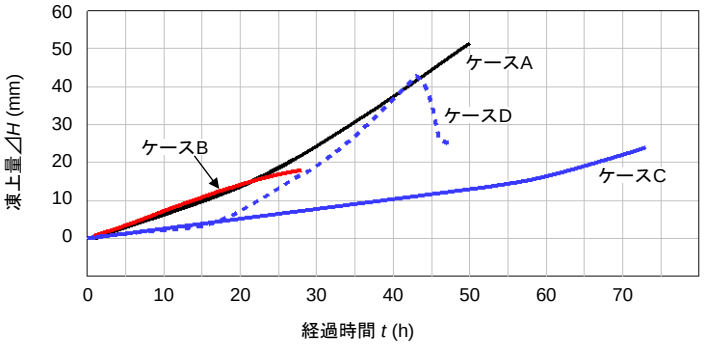
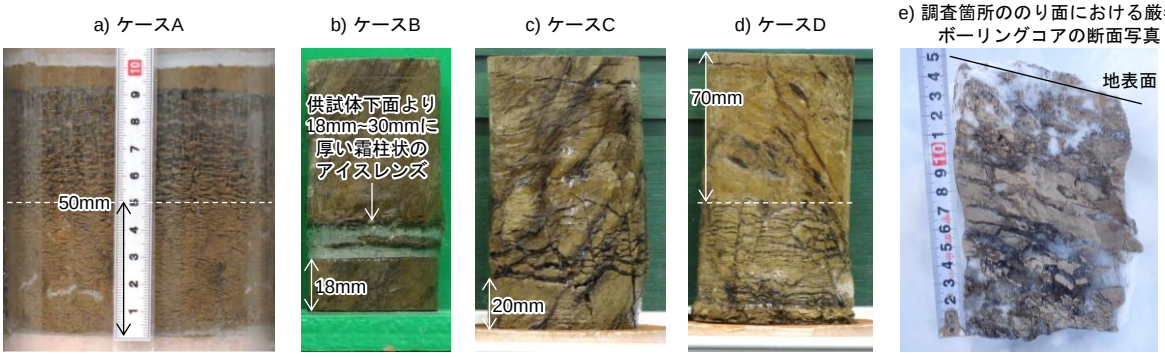


図-4　凍上試験結果（凍上量-時間曲線）

表-4　凍上試験条件および凍上試験結果

試験ケース		A	B	C	D
供試体準備方法		土砂化泥岩を自然含水比状態で締固めて作製	調査箇所ののり面におけるボーリングコアを整形	調査箇所ののり面におけるボーリングコアを整形	調査箇所ののり面におけるボーリングコアを整形
凍上試験前	供試体直径 (mm)	99.0	47.0	68.6	68.7
	供試体高さ (mm)	50.0	70.6	100.0	100.0
凍上試験方法		JGS 0172 凍上性判定のための土の凍上試験方法[7]	中村ら[8]の岩石の凍上試験方法に準拠	本試験で検討した方法	本試験で検討した方法
温度条件	供試体上端面温度	0℃で一定	-15℃で一定	0.1℃/hで降下	0.5℃/hで降下
	供試体下端面温度	0.2℃/hで降下	+5℃で一定	0℃で一定	0℃で一定
凍上試験結果	凍結速度 U (mm/h)	0.84	-	1.10	2.33
	凍上速度 U_h (mm/h)	1.40	0.75	0.58	1.97
	凍結終了時の凍上量 ΔH_f (mm)	51.5	18.1	24.0	25.5 （42.8※）
	凍結膨張率 ξ (%)	103.1	25.6	24.0	42.8
	凍上性の判定	凍上性が高い	凍上性が高い	凍上性が高い	凍上性が高い

※供試体下面とポーラスストーンの間付近の氷の融解前には，
試験開始から43時間経過時点で42.8mmの変位が確認されている．図-4 参照



供試体下面20mm~
供試体上面10mm間に
霜降状アイスレンズ

供試体上面より70mm
から供試体下面まで
霜降状アイスレンズ

ボーリングコア下部には厚い
霜柱状アイスレンズ，その上
部には厚さ数mm程度のアイ
スレンズ

写真-3　凍上試験終了後の供試体の様子と調査箇所ののり面における厳冬期ボーリングコアの断面写真

り凍上性が高いと判定される．**写真-3c**)より凍上試験終了時には供試体下面 20mm~供試体上面 10mm 間に霜降状のアイスレンズの形成が確認できる．また，供試体下面になるにつれて厚いアイスレンズが形成されていることがわかる

浦幌泥岩に対して供試体上端面温度を 0.5℃/h で降下させたケース D では，試験開始から 43 時間経過時点で,供試体下面の一部とポーラスストーンの間付近での氷の成長が確認できたため,下盤のみ温度上昇させ，供試体下面付近の氷を融解させた（**図-4** ケース D 参照）．**図-4**，**表-4** に示した凍上試験結果より，凍上速度 U_h = 1.97mm/h のため，凍上性の判定指標より凍上性が高いと判定される．**写真-3d**)より凍上試験終了時には供試体上面より 5mm~70mm 間は極微細な霜降状アイスレンズが形成されており，供試体上面より 70mm から供試体下面まで霜降状のアイスレンズの形成が確認された．供試体下面になるにつれて厚いアイスレンズが形成される凍結様式はケース C と同様であり，この理由として凍結の進行によって未凍土部の厚さが減少していくために，給水条件が変化したためと考えられる．

土砂化泥岩のケース A と固体の岩石のケース B，C，D の試験結果から，本試験に使用したような凍上性軟岩の場合，供試体の準備方法や凍上試験方法，温度条件の違いにより凍上性の有無や凍上性の評価が覆ることはなかった．

供試体の物性値が等しい固体の浦幌泥岩に対して，温度条件が異なる凍上試験を行ったケース B，C，D の試験結果およびそれぞれのケースの凍上試験終了後の供試体のアイスレンズ発生状況(**写真-3b**)～d))から，本試験に使用したような凍上性軟岩の場合，従来の岩石の凍上試験のように凍結線の位置を供試体内で一定とせずに，凍結線を進行させる温度条件でも凍上性を判定できることがわかった．また，**写真-3e**)は調査箇所ののり面における厳冬期ボーリングコアの断面写真である．ボーリングコア下部に厚いアイスレンズが確認され，その上部（地表面側）には霜降状のアイスレンズが確認できる．ケース B，C，D の凍上試験終了後の供試体のアイスレンズ発生状況（**写真-3b**)～d)）は**写真-3e**)のアイスレンズ発生状況を概ね再現できており，本試験で検討した凍上試験方法においても概ね妥当な凍上性判定が行えることを裏付けている．

凍上試験方法が等しく，温度降下速度が異なるケース C（0.1℃/h）とケース D（0.5℃/h）の試験結果より，温度降下速度の速いケース D の方が凍上速度の値が大きくなり，凍結終了時の凍上量および凍結膨張率は約 1.75 倍となった．小島ら[13]は 45 種類の土に対して凍上試験を実施しており，同じ試料であっても凍結速度の値が大きい場合，凍上速度の値が大きくなる傾向が確認されており，本試験においても同様の傾向が確認された．

本試験では，供試体の準備方法や凍上試験方法，温度条件の違いにより，得られる凍上速度は異なり，アイスレンズの発生状況も変化した．しかし，本試験に使用した浦幌泥岩の場合，供試体物性値や凍上試験方法，温度条件の違いに依らず，すべてのケースにおいて凍上性の有無および凍上性の評価が同じ結果になるという知見が得られた．これは，今回の試験に使用したような凍上性軟岩に限っては，供試体の状態（土砂化または固体）や凍上試験方法の差異が凍上性判定結果に及ぼす影響が小さいことを示唆している．

６．一軸圧縮試験による乾燥，湿潤，凍上・凍結融解後の強度の比較

２．で述べたように整形した岩盤のり面が凍上・凍結融解により一冬で表層崩壊に至る可能性があることが明らかとなった．そこで，凍上・凍結融解が浦幌泥岩の強度に与える影響を把握するために，凍上・凍結融解履歴の有無における一軸圧縮試験を実施した．具体的には，上述したケース C，D の凍上試験終了後の供試体を室温で融解させた供試体に対して実施した一軸圧縮試験結果を，凍上・凍結融解後の一軸圧縮強さとし，**表-3** に示した浦幌泥岩における乾燥,湿潤状態の一軸圧縮強さと比較した．以下では，乾燥状態における一軸圧縮強さを q_{ud}，湿潤状態における一軸圧縮強さを q_{uw}，凍上・凍結融解後の一軸圧縮強さを q_{uf} とする．

表-5 に試験結果を示す．ケース C とケース D では凍上試験時の温度条件や凍上試験結果（凍結速度，凍上速度，凍結膨張

表-5　乾燥，湿潤，凍上・凍結融解後の一軸圧縮試験結果

乾燥状態 q_{ud} (MN/m²)	湿潤状態 q_{uw} (MN/m²)	凍上・凍結融解融解後 q_{uf} (MN/m²)	
		ケースC	ケースD
1.9	0.60	0.057	0.050
		0.054（平均値）	

率）が異なるものの，q_{uf}が同程度となったため，凍上試験時の温度条件が凍上・凍結融解後の一軸圧縮強さに及ぼす影響はほとんどないと判断できる．よって，以降では平均値である $q_{uf} = 0.054$ MN/m^2 を説明に用いる．試験結果より，$q_{ud} = 1.9$MN/m^2，$q_{uw} = 0.60$MN/m^2，$q_{uf} = 0.054$ MN/m^2 であり，一軸圧縮強さの大小は乾燥＞湿潤＞凍上・凍結融解後となった．q_{uw}はq_{ud}に対して32%程度の強度であることから，浦幌泥岩は湿潤状態では強度が低下することがわかる，また，q_{uf}はq_{ud}に対して3%程度の強度であることから，浦幌泥岩は凍上・凍結融解により著しく強度が低下することがわかる．また，q_{uf}はq_{uw}に対して9%程度の強度であることから，浦幌泥岩の強度低下の支配的要因は凍上・凍結融解であるといえる．

7．まとめ

本研究では，高い凍上性を有している岩盤のり面において，凍上・凍結融解履歴が岩盤の強度に与える影響の把握を目的とした現地計測を行った．さらに，調査箇所より採取した試料に対して冷却温度をパラメータとした凍上試験を実施し，冷却温度が泥岩の凍上性評価に与える影響について検討した．得られた主な知見を以下にまとめる．

- 現地計測結果より，岩盤からなる切土のり面が凍上・凍結融解により崩壊に至ることが明らかとなった．また，ポータブルコーン貫入試験の結果より，凍上・凍結融解により土砂化した深度まで強度が低下していることを確認した．
- 土砂化泥岩や固体の泥岩に対して凍上試験方法，温度条件の異なる凍上試験を実施したところ，それぞれのケースにおいて得られる凍上速度は異なり，アイスレンズの発生状況も変化した．
- 一方で，本試験に使用したような凍上性軟岩の場合，供試体の物性値や凍上試験方法，凍上試験時の温度条件の差異に依らず，すべてのケースにおいて凍上性の有無および凍上性の評価が同じ結果になるという知見が得られた．これは，本試験に使用したような凍上性軟岩に限っては，供試体の状態（土砂化または固体）や凍上試験方法の差異が凍上性判定に及ぼす影響は小さいことを示唆している．
- 一軸圧縮試験による乾燥，湿潤，凍上・凍結融解後の強度の比較より，一軸圧縮強さの大小は乾燥＞湿潤＞凍上・凍結融解後となった．また，現地計測の際に確認された表層崩壊は強度低下によるものであるが，浦幌泥岩の強度低下の支配的要因は凍上・凍結融解であることが明らかとなった．

【参考文献】

1) 公益社団法人　地盤工学会北海道支部　凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会：斜面の凍上対策の調査・設計マニュアル（案），2016.
2) 社団法人　地盤工学会北海道支部　斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン，2010.
3) 国土交通省北海道局（旧 北海道開発庁）：5 万分の 1 地質図幅（浦幌），1965.
4) 御厩敷公平，野村孝志，林宏親，佐藤厚子：凍上性岩盤斜面の動態観測と対策工の検討，地盤工学会北海道支部　技術報告集，第 64 号，pp.185-192，2024.
5) 国土交通省　気象庁：気象庁ホームページ　過去の気象データ検索，http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php（参照 2024.12.25）
6) 社団法人　日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版），pp.381-385，2009.
7) 公益社団法人　地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］，pp.253-272，2020.
8) 中村大，後藤隆司，鈴木輝之，伊藤陽司，山下聡：岩石の凍上に関する基礎的研究，Journal of MMIJ，Vol.124，pp.231-239，2008.
9) 中村大：岩石と土の凍上特性の差異に関する実験的研究，北見工業大学博士論文，2011.
10) 公益社団法人　地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］，pp.393-402，2020.
11) 中村大，後藤隆司，川口貴之，伊藤陽司，山下聡，山崎新太郎：岩石の凍上性判定法に関する一考察，地盤工学会北海道支部　技術報告集，第 53 号，pp.247-254，2013.
12) 公益社団法人　地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］，pp.892-899，2020.
13) 小島一宏，鈴木輝之，山下聡，澤田正剛：新しい凍上性判定試験法の適用性について，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.333-334，2003.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和7年1月 於　室蘭市

カーボンナノチューブ混合土の強度特性

北見工業大学大学院　正会員（学生）　○矢代雄一
北見工業大学　国際会員　山下聡
北見工業大学　坂上寛敏

1. はじめに

地球温暖化問題に対する取り組みの中で、温室効果ガス削減の促進と植林や森林管理等による吸収量の増加を行うことで実質的な CO_2等の温室効果ガス排出ゼロにするという、カーボンニュートラルという取り組みが行われている。その中に火力発電等で用いられる燃料を水素ガスにすることで燃焼時の CO_2排出を抑えるという取り組みが行われている。しかしながら、化石燃料に置き換わるほどの十分な量の水素ガスを天然資源で補うことは困難なため、メタンや水などの水素を含む物質を分解して得る必要がある。

現在、水素ガスを供給するための方法としては、天然ガスを分解して得る方法がとられており、主にメタン-水素変換という方法が用いられている。これには水蒸気改質法と呼ばれる技術が使われており、国内で最も普及している分解方法ではあるが、メタンを燃焼した際と同量の CO_2が生じることと、水素変換によって生じた CO_2の貯留についての問題が存在している。

この解決策として、北見工業大学の研究グループでは、CO_2の副生成がない「メタン－水素変換（メタン直接改質）」を可能にする触媒開発に成功している[1)]。本反応では、CO_2副生成はなく、メタンに含まれる炭素はカーボンナノチューブ（CNT）として回収・固定するため「脱炭素技術」として従来方法（水蒸気改質）より優れている。今後、水素ガスの利用によりメタン直接改質技術が普及すれば、大量の CNT が生産されることが考えられるため、利用方法や貯留方法を検討しなければならない。

そこで本研究では、これまで全く考えられてこなかった地盤材料への適用性や浅層地盤に堆積させた場合の沈下、強度特性を検討することを目的とし、CNT の基本的物性値の把握と改良土への適用性の検討を行った。

2. カーボンナノチューブの基本的物性値の把握

試験に用いた CNT（図 1）は、市販されている水素ガスから本学においてメタン直接改質によって生成させたものである。比較試料として、同じ炭素からなるカーボンブラック（CB：東海カーボン社製、シースト 3）と、粘性土試料として笠岡粘土と藤森粘土を用いた。図 2 に笠岡粘土と藤森粘土の粒度分布を示す。なお図中には、後述の改良土への適用性を検討する際に用いた NSF クレイの粒度分布も示している。

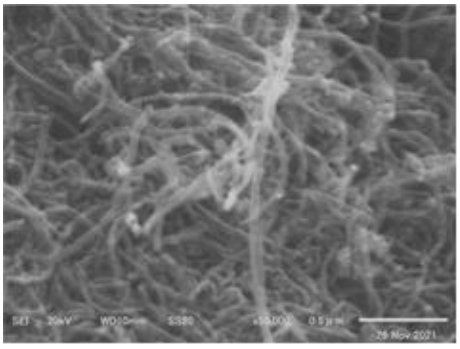


図 1　純メタンから副生成された CNT の SEM 画像

行った試験は、土粒子の密度試験と圧密試験である。圧密試験では、載荷段階ごとにベンダーエレメント（BE）試験も行っている。ここで、CNT は疎水性の高い材料であり、水に混ざりにくい物質である。一方、簡易に疎水性を低下させる方法として、お茶に含有するカテキンが有効であるとの報告がある[2)]。そこで、本研究では市販の緑茶（伊藤園社製、おーいお茶濃い茶：以下濃い茶）を溶液として用いた。図 3 は、蒸留水と濃い茶に CNT と CB を入れ撹拌した後の状況を示したものである。蒸留水の場合には、CNT と CB ともに水と分離し、混合していないことがわかる。特に、CNT の方が CB よりも疎水性が高いことがわかる。一方、濃い茶の場合には、CNT と CB ともに疎水性が低下し分離が認められなかっ

Strength Properties of Carbon Nanotube Mixed Soil
YASHIRO Yuichi, YAMASHITA Satoshi,
SAKAGAMI Hirotoshi, Kitami Institute of Technology

た。そこで、圧密試験においては、蒸留水の代わりに溶液として濃い茶を用いた。

圧密試験においては、内径 60mm、高さ 60mm の圧密容器に、蒸留水を混ぜスラリー状にした笠岡粘土と藤森粘土、濃い茶と混ぜ合わせた CNT と CB を入れ、圧密特性とせん断波速度の計測を行った。なお、CNT と CB については、乾燥状態の試料での圧密試験も行った。

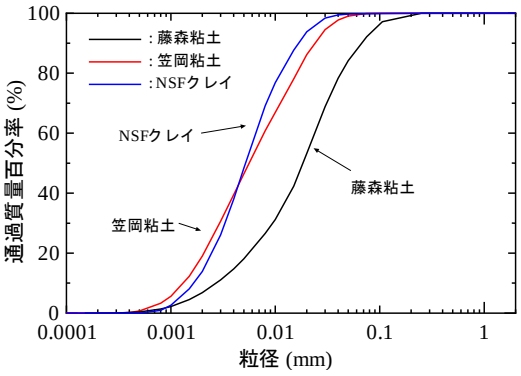


図 2　用いた粘性土試料の粒度分布

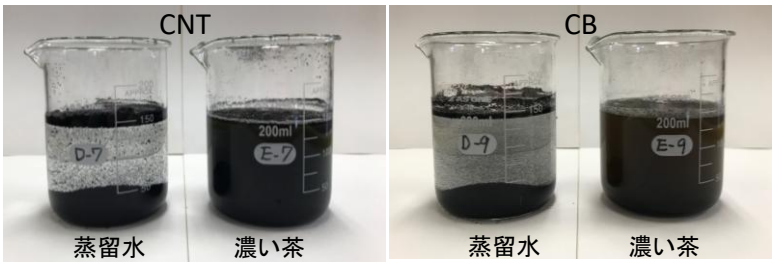


図 3　蒸留水と濃い茶に撹拌させた CNT と CB

2.1 土粒子の密度試験結果

CNT と CB の密度を求めるために土粒子の密度試験を行った。CNT や CB では、溶液として蒸留水を用いた場合に、分離することによって、正確な密度を求められない恐れがあったので、溶液として濃い茶も用いた。また、溶液として濃い茶を用いることによる影響を調べるために、粘性土試料においても溶液として蒸留水と濃い茶を用いた。表 1 は、土粒子の密度試験を各 3 回行った結果の平均値を示したものである。土粒子の密度は、粘性土よりも CNT や CB の方が低く、CNT の方が CB よりも密度がやや高い結果となった。溶液の影響については、粘性土試料の場合には、溶液として蒸留水を用いた場合よりも濃い茶を用いた方が、やや低い値が得られた。一方、CNT や CB では、ほぼ同じ値が得られた。これは、お茶自体の粒子密度が粘性土試料よりも低く、CNT や CB に近い値であったため、溶液の影響が表れなかったものと考えられる。このように、CNT は一般の土質材料に比較して密度が低い材料であることがわかった。

表 1　土粒子の密度試験結果

溶　液	笠岡粘土	藤森粘土	CNT	CB
蒸留水	2.730	2.707	1.929	1.829
濃い茶	2.697	2.676	1.935	1.830

土粒子の密度の単位は g/cm^3

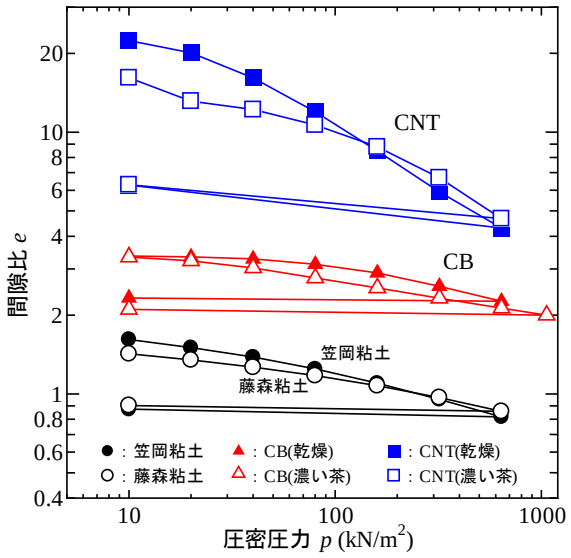


図 4　圧密圧力と間隙比の関係

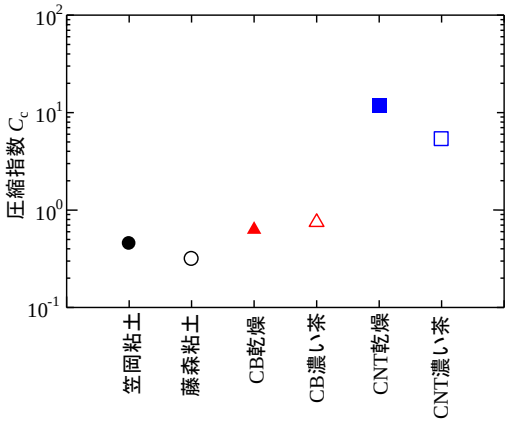


図 5　各試料の圧縮指数

2.2 圧密試験結果

図 4 は、圧密試験での圧密圧力と間隙比の関係を示したものである。また、図 5 は、圧縮曲線から求めた圧縮指数 Cc を各試料で比較したものである。CNT や CB は、粘性土試料に比較して、同じ圧密圧力での間隙比が高く、圧縮指数も高くなっている。特に CNT では、粘性土試料の 10 倍近い間隙比の値が得られている。また、CB に比較しても、CNT の圧縮指数が高くなっており、CNT は圧縮性の高い材料といえる。これは、CNT は図 1 に示したように、チューブ状の構造を有しているため、CB よりも圧力の変化による圧縮性が高くなったものと考えられる。なお、乾燥状態の CNT と CB の結果には、飽和試料との大きな相違は認められなかった。

図 6 は、圧密試験から求めた各載荷段階での透水係数の変化を示したものである。笠岡粘土と藤森粘土では、シルト分の多い藤森粘土の方が透水係数が高くなっている。CNT と CB については、粘性土試料よりも透水係数は高いが、両試料の差は少ない。また、シルト分の多い藤森粘土よりも透水係数がやや高い程度で大きな差ではない。したがって、CNT の透水性に関しては、砂よりもシルトに近いと考えられる。

図 7 は、各載荷段階での BE 試験から求めたせん断剛性率を示したものである。シルト分の多い藤森粘土の剛性率が最も高く、CB は笠岡粘土と同程度となった。一方、CNT は比較した試料の中では、最も剛性率が低くなった。これは、CNT の間隙比が最も高いことが要因と考えられる。このように、CNT は圧縮性の高い材料であることがわかった。

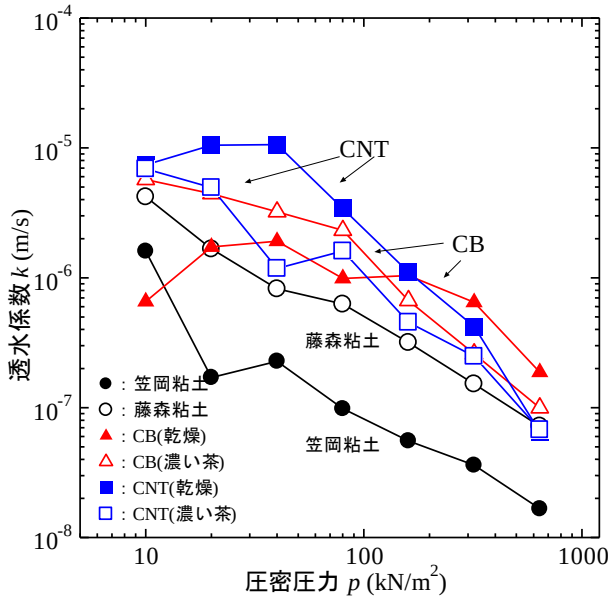


図 6　圧密圧力と透水係数の関係

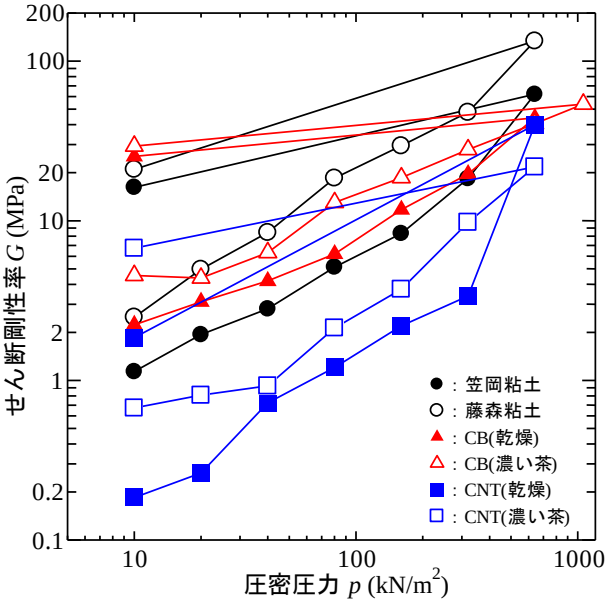


図 7　圧密圧力とせん断剛性率の関係

3. カーボンナノチューブ混合土の強度特性

次に、CNT の改良土への適用性を検討するために、粘性土試料（NSF クレイ）に CNT とセメントを種々の割合で混合し、強度特性を調べた。行った試験は一軸圧縮試験とベーンせん断試験、コーン貫入試験である。

3.1　試験概要

供試体の作製方法は、NSF クレイに CNT を質量比で 0, 5, 10, 15％の割合で加え、含水比 100％となるように蒸留水または濃い茶を混ぜ合わせ、セメント水比（C/W）10％でセメントを加えた。比較のために CNT の代わりに CB も用いた。混合した試料は、直径 50mm、高さ 100mm のモールド 3 本に分けて入れたのち 7 日間養生したものに対して一軸圧縮試験を行った。同様に混合した試料を直径 160mm、高さ 60mm の円形容器に入れ 7 日間養生したものに対してベーンせん断試験とコーン貫入試験を行った。

なお、CNT15%を加えた試料に関しては、含水比 100%では試料の混合が十分にできなかったため含水比を 150%に変更して作製した。

一軸圧縮試験では載荷前にベンダーエレメント（BE）を用いてせん断波速度の計測をしている。

ベーンせん断試験は、直径 10 mm、高さ 20 mm のベーンブレードを小型のトルクドライバーに取り付けて試験を行った。ブレード先端を 30 mm 貫入してトルクドライバーを回転させ、このとき得られた最大トルク値から次式よりベーンせん断強さτ_v（kN/m^2）を求めた。

$$\tau_v = \frac{M}{\pi(\frac{D^2H}{2}+\frac{D^3}{6})} \qquad (1)$$

ここで，M は最大トルク（kN・m）、D はベーン直径（m）、H はベーン高さ（m）である。

コーン貫入試験には、デジタルフォースゲージの先端部分にコーンと突き当てつばを取り付けた試験器を用いた。コーンの先端角は 30° 、コーン直径は 9 mm、貫入深は 16.8 mm である。コーン貫入抵抗 q_c（kN/m^2）は次式より求めた。

$$q_c = \frac{Q}{A} \qquad (2)$$

ここで、Q は貫入抵抗（kN）、A はコーン断面積（m^2）である。

3.2　一軸圧縮試験結果

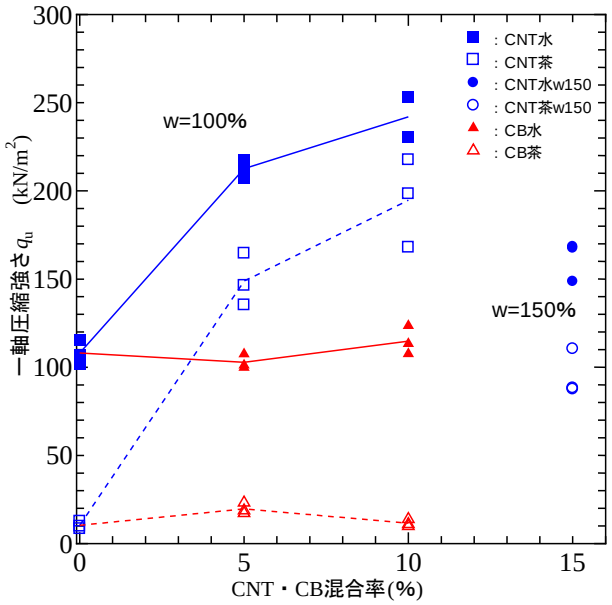


図 8　圧縮圧力とカーボン混合率の関係

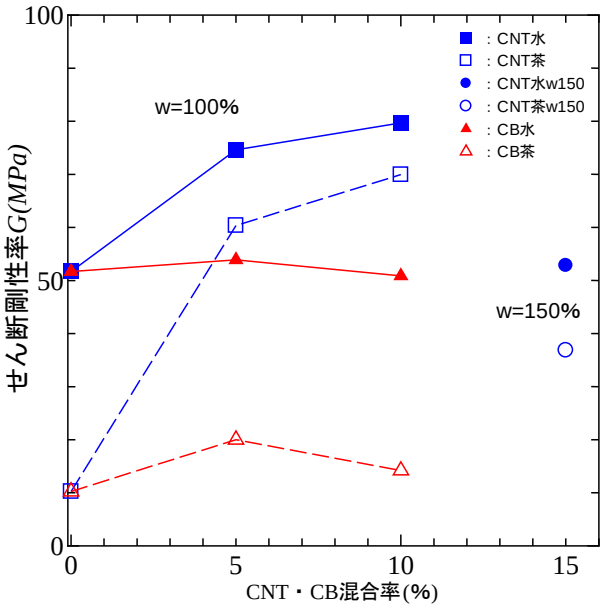


図 9　せん断剛性率とカーボン混合率の関係

図 8 は、一軸圧縮試験から得られた各供試体の一軸圧縮強さ q_u と CNT または CB 混合率との関係を示したものである。NSF クレイ単体の試料と比較して、溶液にかかわらず CNT を混合した試料の圧縮応力が高くなっているのがわかる。また、濃い茶との混合試料よりも蒸留水との混合試料のほうが圧縮強さが高くなる結果となった。これは、溶液を濃い茶とした際にセメントの水和反応を阻害する働きを起こしているのではないかと考えられる。含水比を 150%としたときの結果は、水量が多くなったため強度の低下が認められたが、CNT を加えていない試料よりも高くなっている。また、濃い茶と比較して蒸留水を溶液とした混合試料のほうが圧縮強さが高くなるという結果に変わりはなかった。

CB を混合した試料については、CNT 混合試料と比べて圧縮強さが低く CB を混合していない試料と同程度の値となった。このように CNT を加えた試料のみ強度が高くなった要因は、CNT がチューブ状の形状をしているのに対して、CB は球状の粒がつながった形をしているという、形状の違いが考えられる。また、CNT15%混合試料では水量が足りずに混合が困難であったことから CNT と粘土混合試料は吸水性が向上したことも考えられる。

図 9 は、BE で求めたせん断剛性率と CNT または CB 混合率の関係を示したものである。せん断剛性率に関しても一軸圧縮強さと同様に NSF クレイ単体試料と比べ CNT 混合試料のせん断剛性率が高くなった。また、濃い茶との混合試料と比べ蒸留水との混合試料のせん断剛性率が高くなる結果となった。CB 混合試料に関しては、CNT 混合試料よりも値が低く、CNT または CB を混合していない試料と同程度の値が出る結果となった。

3.3　ベーンせん断試験及びコーン貫入試験結果

図 10 は、ベーンせん断強さと CNT または CB 混合率の関係を示しており、図 11 は、コーン貫入抵抗と CNT または CB 混合率の関係を示している。NSF クレイ単体試料と比べ CNT 混合試料のベーンせん断強さが強くなった。また、濃い茶との混合試料と比べ蒸留水との混合試料のベーンせん断強さが強くなる結果となった。CB 混合試料に関しては、CNT 混合試料よりも値が低く、CNT を混合していない試料と同程度の値が出る結果となった。また、CNT 混合試料に関して、一軸圧縮強さとせん断剛性率は、CNT の混合率が増加すると、強度増加率が低下しているが、ベーンせん断強さとコーン貫入抵抗は混合率に対して線形的に増加している。

含水比 150%で CNT を 15%混ぜ合わせたものに関しては、一軸圧縮試験結果と同様に、水量が多くなったことによる強度の低下が認められたが、CNT を加えない試料よりも高くなっている。また、濃い茶と比較して蒸留水を溶液とした混合試料のほうが強度が高くなるという結果に変わりはなかった。

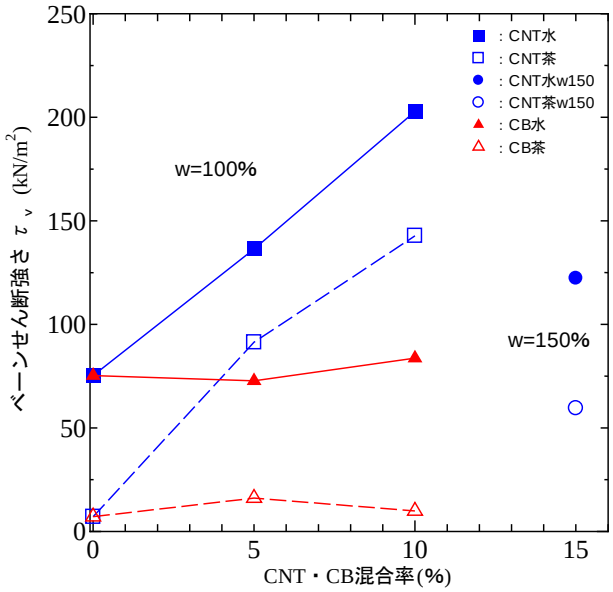


図 10　ベーンせん断強さとカーボン混合率の関

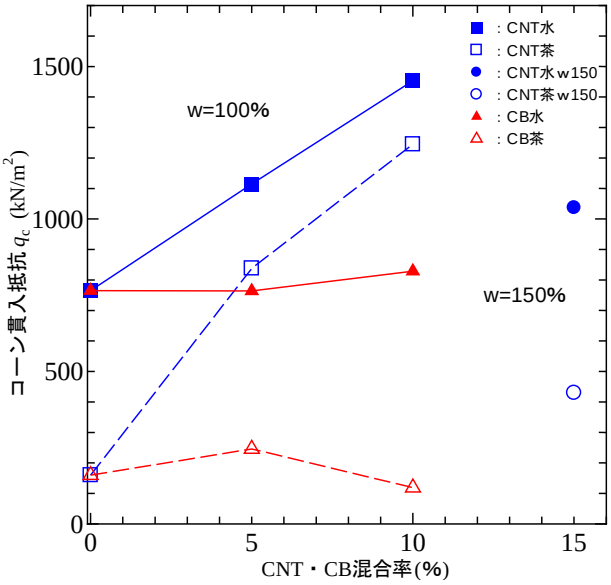


図 11　コーン貫入抵抗とカーボン混合率の関係

4. 結論

1)　CNT は一般の土質材料と比較して、粒子の密度が低く、圧縮性が高いことがわかった。一方、透水性に関してはシルトと同程度であり、土質材料の範囲内にある。また、疎水性の高い材料であるため、単体で用いる場合には疎水性の改善が必要である。

2)　粘土試料にセメントを混合した試料では、CNT の混合率が高くなるほど強度の増加が認められた。一方、同じ炭素からなる CB では、強度の増加が認められなかった。また、溶液を濃い茶とした場合には、セメントの水和反応を阻害するためか、強度増加は溶液として水を用いた場合よりも低かった。

今後は、NSF クレイ以外の地盤材料と混合した際にも強度の向上がみられるかを検討する予定である。

【参考文献】

1) 多田旭男, 岡崎文保:応用を視野に入れたメタン直接改質技術, 触媒, Vol.50, No.2, pp.193-194, 2008.
2) Nakamura, G., Narimatsu, K., Niidome, Y. and Nakashima, N.: Green Tea Solution Individually Solubilizes Single-walled Carbon Nanotubes, Chemistry Letters, Vol.36, Issue 9, pp.1140-1141, 2007.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

固化破砕土による試験盛土の時間経過と強度特性

土木研究所寒地土木研究所　国際会員　○佐藤　厚子
土木研究所寒地土木研究所　正会員　山木　正彦
北海道開発局札幌開発建設部岩見沢河川事務所　廣瀬　純司
北海道開発局札幌開発建設部岩見沢河川事務所　山崎　智弘

1．はじめに

河川の治水対策として、洪水を安全に流下させるための河道掘削が進められており多量の土砂が発生している。北海道の石狩川流域の北村遊水地周囲堤等の整備にはこの発生土を用いているが、発生土が軟弱な場合は改良した土により施工している。改良の一つの方法として、発生土に固化材を混合して固化破砕土とする方法があり、これを用いた工事が多くなっている [1)]。固化破砕土は、固化材混合後に一定期間の置土により強度発現したものを破砕、転圧して使用するため固化土と比較して少ない固化材混合量で転圧時のトラフィカビリティを得ることができる [2)]。北村遊水地では泥炭地盤上の大きな沈下を生じる箇所での盛土が行われるが、固化破砕土は固化したものを一度破砕することから、沈下変形に追随しやすい変形特性を有する改良土となっている。

これまで固化破砕土に関する検討を行ってきたところ、室内試験では固化破砕土は固化土よりも発現強度が低いものの、固化材混合量や放置時間によっては、時間の経過により一軸圧縮強さがかなり大きくなる場合があることがわかっている [3)]。一方、固化破砕土による盛土では、軟弱地盤の変形に追随し変形することも確認されている [4)]。一般的に固化改良した材料により盛土を施工する場合、室内試験の結果を用いるが、実際の盛土が室内試験に対してどのような強度であるか把握できればより合理的な設計が可能となる。そこで、北村遊水地整備事業で実際に行った試験盛土を利用して固化破砕土による盛土の強度と室内試験結果を比較するとともに施工から 1 年にわたり調べ室内試験の結果と比較した。本報告はその結果をまとめたものである。

2．固化破砕土

試験盛土に用いた固化破砕土は、対象土（以降原土と称する）に固化材を混合し、ある程度時間が経過して固化した固化土を破砕し、締固め可能にしたものである。本文では、用いる用語を図-1 の通り定義する。

・固化土：固化材と原土を混合したもの。
・固化破砕土:固化反応が進んだ固化土を破砕したもの。
・放置時間:固化材を混合してから破砕するまでの時間。
・養生時間：固化土および固化破砕土について供試体を作製してから各種試験を実施するまでの時間。

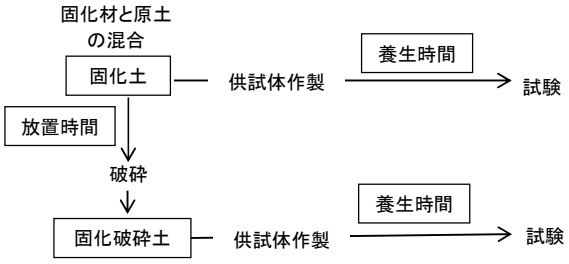


図-1　用語の定義

締固めた固化破砕土は、放置時間により強度が異なる [5)]。放置時間が短いと固化反応の途中で破砕するので、締固めた直後の固化破砕土の強度は低いが、固化能力がまだ残っているので、養生時間が長くなると強度は大きくなる。放置時間が長くなると強度が大きい状態で破砕するので、締固めた直後の固化破砕土の強度は大きくなるが、固化能力が少なくなっているため、養生時間が長くなっても強度はそれほど大きくならない。

Changes in geotechnical properties of embankments made of solidified crushed soils over time ;
Atsuko Sato and Masahiko Yamaki(Civil Engineering Research Institute for Cold Region), Junji Hirose and Tomohiro Yamazaki (Hokkaido Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism)

３．固化破砕土による盛土施工

北村遊水地整備事業では、これまで、図-2 に示すような流れで固化破砕土による築堤工事を行ってきた。工事周辺で発生した不良な土砂を原土として固化破砕土による盛土を施工するために、あらかじめ室内において盛土に必要な条件として、締固め度と転圧可能な強度となるような概略の固化材量と固化材の種類を決める。このとき、堤防が漏水しないこと、およびセメント系固化材を用いる場合は六価クロム溶出量が基準値以下であることを確認する。次に、実際に工事で使用する機械（不良土と固化材の混合、固化破砕土の作製および転圧などの施工）により試験盛土を行い、盛土に必要な条件を満足する転圧回数と固化材量を決め、本施工を行う。

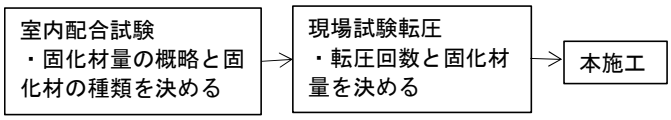


図-2　固化破砕土の施工の流れ

４．試験方法

この検討で用いた原土の基本物性値を表-1 に示す。細粒分が多いシルト質粘性土で、コーン指数が 29.6kN/m^2 と極めて低くそのままの状態では施工機械の走行性を確保できない[6]。

表-1　原土の基本物性値

土粒子密度 ρ_s(g/cm^3)		2.601
自然含水比 w_n(%)		57.6
粒度特性	2mm 以上(%)	0.4
	75μm～2mm(%)	9.1
	75μm 以下(%)	90.5
コンシステンシー限界	液性限界 w_L(%)	61.2
	塑性限界 w_P(%)	26.4
地盤材料の分類記号		CH-S
コーン指数 q_c(kN/m^2)		29.6
最大乾燥密度 ρ_{dmax}(g/cm^3)		1.396
最適含水比 w_{opt}(%)		28.4

試験の手順を図-3 に試験の条件を表-2 に示す。あらかじめ行った室内配合試験により、固化破砕土の作製のために使用する固化材はセメント系固化材、放置時間は 7 日である。試験盛土の固化材混合量は 90、100、110、120、140kg/m^3 である。原土と固化材を混合して固化土とし、現場ヤード内で仮置きした。7 日後、固化土をバックホウで破砕し固化破砕土とした。この固化破砕土を盛土の仕上がり高さが 0.3m となるように敷均して、転圧回数 2、4、6、8 回でコンバインド振動ローラ 4t 級により転圧し試験盛土とした。試験盛土施工の直後、盛土の密度をコアカッター法または砂置換法により求めた。また、施工直後、施工から 45 日、149 日 359 日目に盛土の強度として試験盛土の表面の衝撃加速度[7]を測定した。試験盛土の表面が乾燥の影響を受けて変化することを抑制するため、施工後は土木シートで覆い、衝撃加速度を測定するとき、試験盛土の表面を 5cm 程度はぎとって測定している。

室内試験では、試験盛土の施工時に原土と固化材を混合し仮置きしたとき、固化土を採取し室内に搬入した。このとき、現場混合のばらつきを少なくするため、採取した固化土をホバート型ミキサーで 10 分程度撹

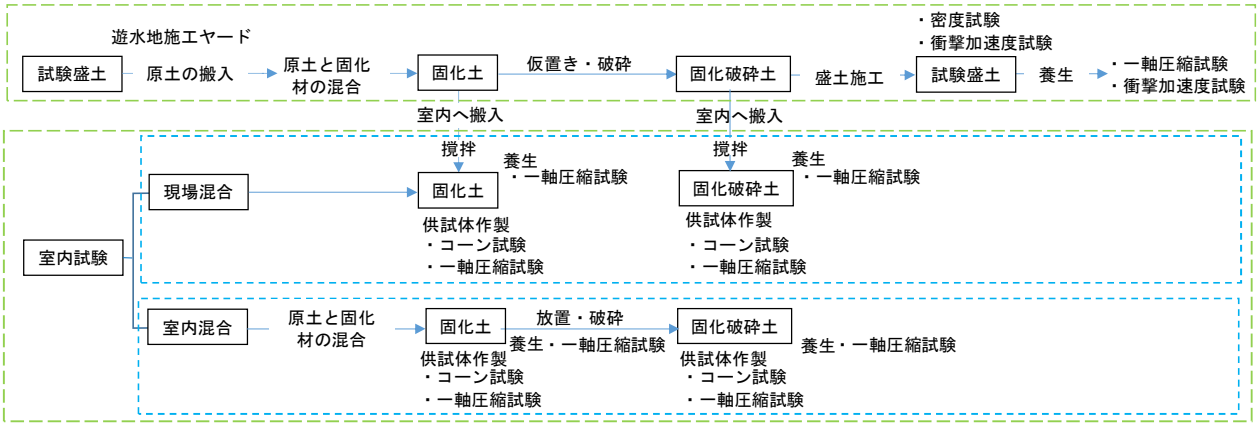


図-3　試験の手順

表-2　試験の条件

	混合破砕方式	配合(kg/m³)	転圧回数	調査項	養生時間(日)
試験盛土	現場混合・破砕	90,100,110,120,140	2,4,6,8	乾燥密度 衝撃加速度 一軸圧縮強さ	0
		90,100,110,120,140	2,4,6,8		0,45,149,359
		90,100,110,120,140	2,4,6,8		359
室内試験	現場混合・破砕・室内混合	90,100,110,120,140		コーン指数 一軸圧縮強さ	1,9,35,150,200,370
	室内混合・破砕	90,110,120,130			0,7,28,91,180,400

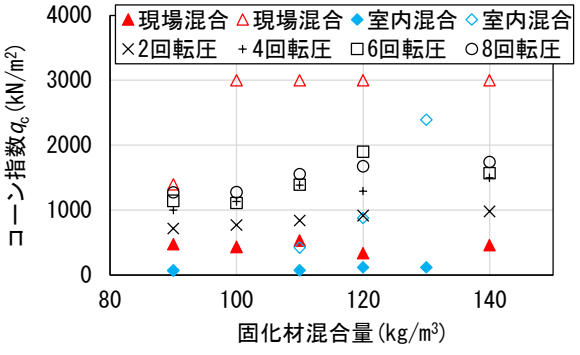
拌してコーン試験用供試体（直径 15cm モールド）と一軸圧縮試験用供試体（直径 5cm、高さ 10cm）を作製した。また、遊水地施工ヤードで仮置き、破砕して作製した固化破砕土を採取し室内に搬入し、固化土と同様な方法でコーン試験および一軸圧縮試験用供試体を作製した。この試験を以降現場混合と称する。さらに、室内配合試験を想定して、現場に搬入された原土と固化材によりコーン試験用供試体と一軸圧縮試験用供試体を作製した。以降室内混合と称する。原土のばらつきを抑えるため、遊水地施工ヤードに搬入された後、バックホウのバケット 1 杯分をバケットにより、15 分程度練り込むようにして混合撹拌した。盛土施工から約 1 年後、各固化材混合量、各転圧回数の盛土からブロックサンプリングした試料を一軸圧縮試験用供試体に成形した。1 試験当たり直径 5cm、高さ 10cm の供試体を 3 個成形し平均値を一軸圧縮強さとした。室内試験では、現場混合、室内混合ともに撹拌混合した後、4.75 mm ふるいを通過させて供試体を作製した。このとき、セメント協会の供試体作製方法 [8]を参考として、標準エネルギーで締め固めたときの供試体と同じ密度として各試験用の供試体を作製した。各供試体作製直後にコーン指数と一軸圧縮強さを測定した。さらに、所定の期間養生した後、一軸圧縮試験を行った。コーン指数はモールドの中心部 2 点、深さ 2.5cm、5.0cm で測定し平均した。一軸圧縮強さは 3 供試体で測定し、平均値を一軸圧縮強さとした。室内混合の固化土の供試体を作製するとき、どの固化材混合量であっても、軟弱で締め固めることができなかったので、安定処理土の締固めをしない供試体作製方法により一軸圧縮試験用供試体を作製した。その他の試料については安定処理土の静的締固めによる供試体作製方法によった。

５．試験結果

5.1　室内混合と現場混合による固化破砕土のコーン指数

固化破砕土は固化材混合後に所定の期間放置し、盛土として使用する際に破砕、転圧した時点で目標強度となるコーン指数が得られるよう配合量を決定する。なお、北村遊水地事業では主な転圧機械に 4t 級振動コンバインドローラーを使用しており、この機械の走行性を確保できるコーン指数は 400kN/m² である。一方、固化土は所定の養生期間後に目標となる一軸圧縮強さを得ることができる混合量を設定するが、盛土は固化材混合直後に実施するため混合直後の固化反応が少ないセメント系固化材では施工時のコーン指数が低い。

図-4 は現場混合、室内混合、試験盛土の固化土と固化破砕土のコーン指数の関係を示したものである。今回の試験においても、現場混合および室内混合ともに固化土ではコーン指数が低く、固化破砕土では施工に必要なコーン指数 400kN/m² を確保している。現場混合 120kg/m³ の固化土では目標値を確保できなかった。固化材の混合直後では固化反応がほと



色塗り：固化土
白抜き：固化破砕土
転圧は試験盛土の転圧回数

図-4　室内混合と現場混合、試験盛土の固化土および固化破砕土のコーン指数

んど進んでいないため、固化材を混合しても含水比が多少低下するに過ぎず、固化材混合量を多くしてもそれほどコーン指数は大きくならなかった。これに対し、固化破砕土は固化反応が進んでから破砕、転圧するため固化材混合量の増加に対するコーン指数の増加量が大きい。

室内混合と現場混合の固化破砕土のコーン指数を比較すると、室内混合よりも現場混合、試験盛土のコーン指数が概ね大きく、現場混合で室内と同等以上のコーン指数が得られる結果となった。また、固化破砕土のコーン指数は転圧回数とともに増加する傾向がみられた。遊水地事業における近年の結果も同様の傾向を示しており、室内試験の結果を現場試験の結果に当てはめる現在の方法が適しているといえる。

5.2　室内混合と現場混合による固化破砕土の一軸圧縮強さ

室内混合の養生時間と一軸圧縮強さの関係例として固化材混合量 90、110、120kg/m^3 を図-5 に示す。これまでの結果 [3)]と同様に、養生時間が長くなると固化土、固化破砕土の一軸圧縮強さは大きくなっている。90kg/m^3 では固化破砕土の一軸圧縮強さが固化土よりも大きく、110kg/m^3、120kg/m^3 ではでは固化破砕土の一軸圧縮強さしは固化土とほぼ等しくなった。これまでの試験では、同じ養生時間において固化土の一軸圧縮強さが固化破砕土の一軸圧縮強さよりも大きかったが、今回の原土では、養生時間に対する一軸圧縮強さの関係は固化土と固化破砕土で大きな違いがないように見える。固化材混合量が多くなると発現強度は大きく、1 年で 1000kN/m^2 を超えた。

次に現場混合による固化破砕土の養生時間と一軸圧縮強さの関係例として室内混合と同じ固化材混合量の 90、110、120kg/m^3 の結果を図-6 に示す。90kg/m^3 では固化破砕土の一軸圧縮強さが固化土よりも小さく、110kg/m^3、ではほぼ同じ、120kg/m^3 では固化破砕土の一軸圧縮強さは固化土よりも大きくなった。現場混合の固化破砕土は養生日数 30 日ころまで強度発現し、100 日を超えるとほとんど強度は増加しなくなった。

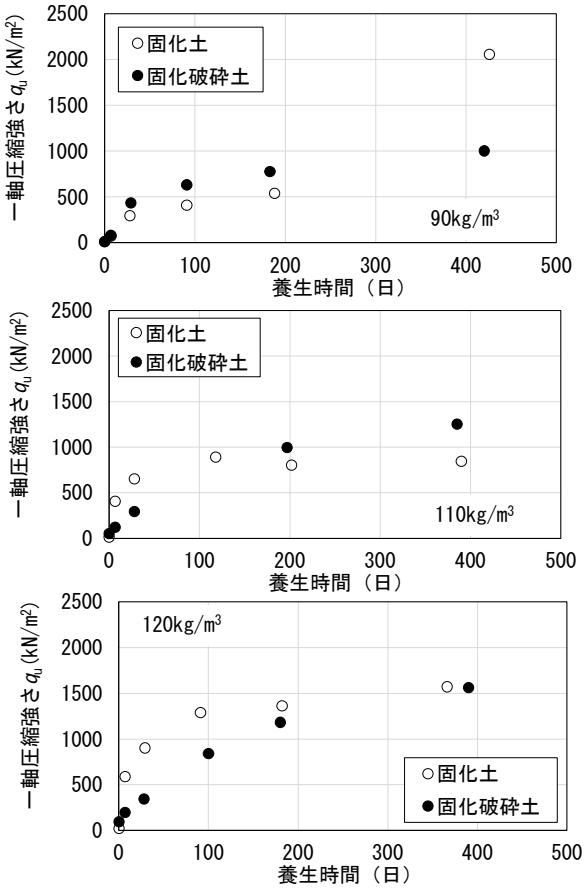


図-5　室内混合・破砕による供試体の養生時間と一軸圧縮強さ

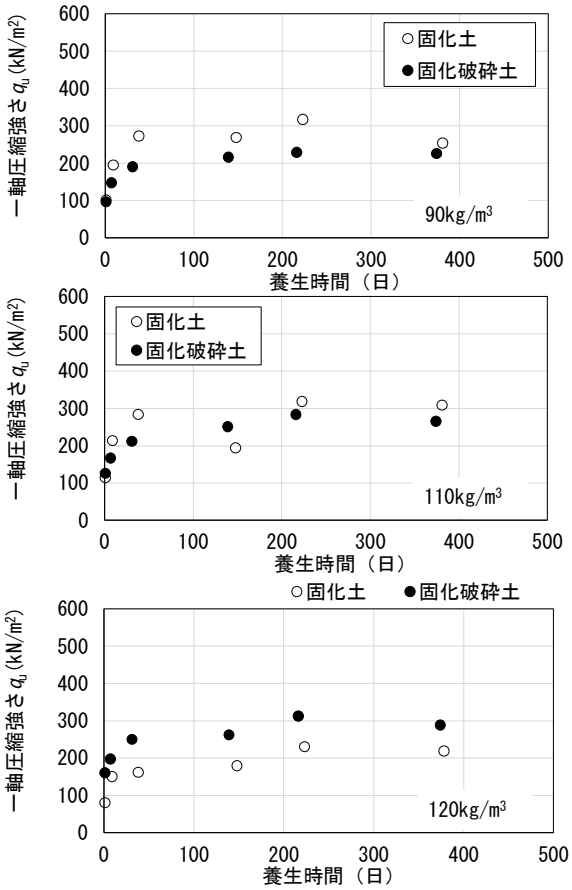


図-6　現場混合・破砕・室内混合による供試体の養生時間と一軸圧縮強さ

図-5 と図 6 を比較すると、いずれも同じ条件で室内養生したが、室内混合と現場混合では養生期間に対する強度発現の大きさはかなり異なっていた。固化材混合量の設定に用いる湿潤密度は原土を標準エネルギーで突き固めたときの密度を用いているが、現場混合では日々使用する土が変化するため事前に含水比と湿潤密度の関係を求め、当日の含水比により湿潤密度を設定している。そのため、湿潤密度の差により、現場配合と室内配合で混合した固化材量に差がある可能性も考えられる。少なくとも現場で混合し締め固めて作製した供試体は室内で作製した固化破砕土を締め固めた供試体よりも一軸圧縮強さは小さかった。

今回使用したセメント系固化材は、初期強度が大きく、その後時間が経過しても強度増加が少ない特性があるとされている。固化土、固化破砕土のいずれもある程度の強度になるとそれ以降は養生時間が長くなっても強度が大きく変わらないように見える。固化破砕土への改良としては適した固化材であるといえる。

5.3　試験盛土の養生時間と強度

試験盛土の強度として養生時間と衝撃加速度の関係を図-7 に示す。固化材混合量が 90kg/m^3 では転圧回数を大きくしても衝撃加速度は大きく変化しなかったが、固化材混合量が 110kg/m^3、120kg/m^3 では転圧回数を大きくすると衝撃加速度も大きくなる傾向が見られた。また、転圧回数が大きくなると衝撃加速度も大きくなった。固化材混合量が 100kg/m^3、140kg/m^3 でも同様な傾向が見られた。衝撃加速度は養生時間 140 日を超えると大きくならないようである。

次に試験盛土の施工から 1 年後の一軸圧縮強さを図-8 に示す。転圧回数 2 回のときは盛土の一軸圧縮強さに大きくばらつきがあり、一軸圧縮強さも大きい。転圧回数 2 回を除けば、転圧回数が大きくなると一軸圧縮強さも大きくなっているように見える。各転圧回数で比較すると転圧回数 2 回では、固化材量が多くなると一軸圧縮強さも大きくなっているが 140kg/m^3 では供試体の成形ができなかった。転圧回数 4 回では、110kg/m^3 で供試体の成形ができなかったが、固化材量が多いほど、わずかに一軸圧縮強さは低くなった。転圧回数 6 回では、100kg/m^3 で 1 供試体のみ試験ができたが、固化材量が多いほど、わずかに一軸圧縮強さは低くなった。転圧回数 8 回でも 100kg/m^3 で 1 供試体の一軸圧縮強さが大きかったが、固化材量が多いほどわずかに一軸圧縮強さは低くなった。

図-5 および図-6 と比較すると試験盛土の一軸圧縮強さは室内配合および現場配合よりもかなり小さく、現場配合の 1/2 程度であった。なお、試験のための供試体の成形にはサンプリングを 7 ブロック用意したが、固化材量が多くなると土砂より少し大きな土塊が多数含まれる状態となり、成形が困難になった。固化破砕土に改良することにより、小さな土塊の集合体の土砂となり、固化材による固化反応が少

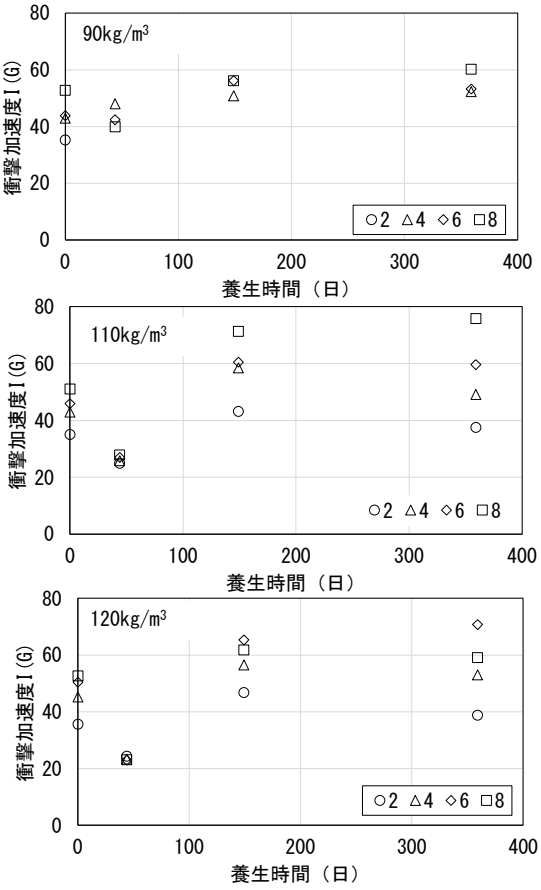


図-7　固化破砕土による試験盛土の養生時間と強度

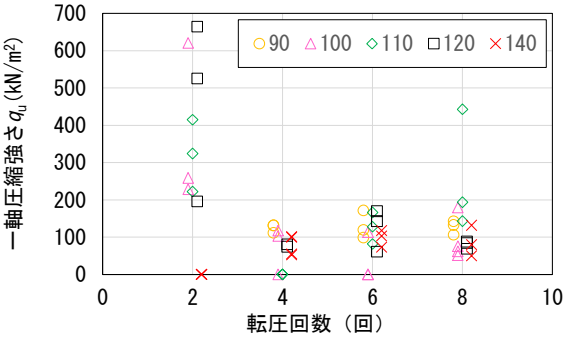
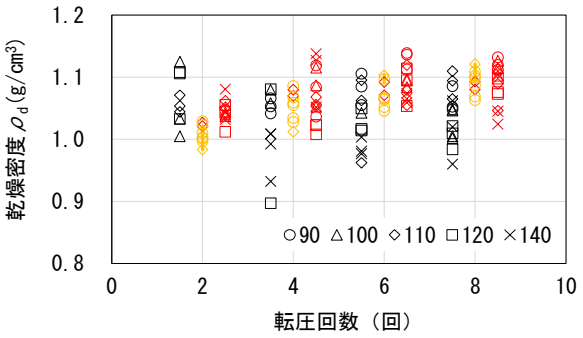


図-8　試験盛土の一軸圧縮強さ

なくなり、一軸圧縮強さも小さくなったと考えられる。混合量の大きい固化破砕土は一軸圧縮強さで評価するには不適切な土質となるが、盛土としては十分な強度[9]を持ち合わせていると考えられる。

試験盛土の施工時の乾燥密度と施工1年後の乾燥密度を比較し図-9に示す。一部施工から1年後の密度低くなっているが盛土の密度は1年が経過しても変化がないといえる。



黒　　：1年後の盛土の密度
オレンジ：施工時の密度（砂置換）
赤　　：施工時の密度（コアカッター法）

図-9　試験盛土の一軸圧縮強さ

６．まとめ

固化破砕土による盛土の時間経過による強度を室内養生による締め固めた固化破砕土の一軸圧縮強さと比較した。その結果、原土の種類、混合機、施工時期など、今回の試験条件ではあるが次のことがわかった。

室内混合と現場混合の固化破砕土のコーン指数を比較すると、室内混合よりも現場混合、試験盛土のコーン指数が概ね大きく、現場混合で室内と同等以上のコーン指数が得られる結果となった。室内混合による現場混合量の推定が可能と考えられる。固化破砕土の一軸圧縮強さは、同じ養生条件でも、室内混合、現場混合により大きく異なり、固化材混合量の大きいものでは固化により粘土が粒状化し土砂化したため一軸強度が著しく低下するものもあった。これより固化破砕土が固化改良土ではなく土砂となったことを確認できた。

【参考文献】

1) 中野龍己、鈴木利幸、渡邊一靖：北村遊水地における河道掘削土を活用した軟弱地盤上の堤防盛土について－真空圧密ドレーン工法と固化破砕土の併用－、第66回北海道開発技術研究発表会、2023.
2) 寒地地盤チーム：固化破砕土について、寒地土木研究所月報 No.849、pp.47-51、2023.
3) 佐藤厚子、山木正彦、林宏親、廣瀬純司、山崎智弘：固化破砕土による試験盛土の強度特性、第16回地盤改良シンポジウム論文集、pp.544-549、2024.10.
4) 佐藤厚子、畠山乃：固化破砕土の作製条件と物性値および強度との関係、第14回地盤改良シンポジウム論文集、pp.175-182、2020.12.
5) 佐藤厚子、西川純一、北野初雄：固化破砕土の強度特性について、第32回地盤工学研究発表会、pp.2423-2424、1997.7.
6) 社）日本道路協会：道路土工要綱、p.287、2009.
7) 北海道開発局：道路･河川工事仕様書、付表、2024.
8) 一般社団法人セメント協会：セメント系固化材による改良体の強さ試験方法、2006.
9) 土木研究所寒地土木研究所：北海道における不良土対策マニュアル、2013

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

廃石膏ボードの地盤材料へのリサイクル方法に関する検討

萩原建設工業株式会社 正会員　○江本　啓二
株式会社ドーコン　　正会員　　高橋　秀彰

１．はじめに

石膏ボードは建築物の壁や天井材等の内装材料として大量に使用されており、新築及び解体工事の建築現場からは石膏ボードの廃材が発生する。そのうち新築系廃材はリユースが進んでいるが、解体系廃材は一部がセメント用原料や土質改良資材としてリサイクルされているものの、大部分はその他の廃棄物とともに埋め立て処分されている。今後の廃石膏ボード排出量の増大を考えると、最終処分場の確保の問題もあり、廃石膏ボードの再資源化は重要課題 [1]である。道内で硫化水素ガス発生により廃石膏ボードの埋め立て処理を停止している処理場もあり、処分先確保はこれまで以上に問題となる可能性もある。

既往研究による廃石膏ボードの地盤材料へのリサイクルに関しては石膏ボード(二水石膏)の改良効果を高めるため焼成処理し半水石膏として利用する例が数多く報告されている [2) 3)]が、半水石膏によるリサイクルは焼成処理プラントを必要とすることや原料のバラツキに伴う改質材としての品質管理の難しさ、フッ素溶出の懸念があること等から現状では普及に至っていないものと思われる。そこで著者らは、リサイクル二水石膏の簡易かつ大量使用可能な活用法として、以下の方針のもと検討を進めた。

① 特殊な設備を使用しないことを前提に、不純物（壁紙等）の分別と粉砕のみで二水石膏のまま再利用。
② 二水石膏に対し改良材としての品質を規定せず（有害物質を溶出するものは除く）、砂等の土質材料と同様に不良土の改良後の強度で配合を規定して再利用。
③ 既往研究 [4)5)]にてアルカリ環境ではフッ素溶出、硫化水素ガス発生が低減することが報告されていること、二水石膏単体では改良効果が小さいことを考慮し、セメントとの二材混合による改良材として再利用。

石膏はセメントの製造工程において主に硬化速度を調整するために添加される成分であるが、大量の混合によりセメント安定処理土の物理化学特性を変化させる可能性がある。そこで本報告では、廃石膏ボードの簡易な再利用に向け、粉砕した二水石膏による不良土のコーン指数、一軸圧縮強度改良効果、重金属溶出について室内試験及び現地試験施工による検討を行ったので結果を報告する。

２．実験概要

検討は北海道陸別地区で採取した火山灰質粘土(表-1)に対し、二水石膏(表-1)を一般的な土質材料と同様に改良材として混合した場合(Case1)と、二水石膏とセメント粉体の二材混合した場合(Case 2)について実施した。前年度実施した先行研究 [5)]では二水石膏は礫状に破砕されたものであったが、今回の研究では供給先が変わったため粉末状に破砕されたものであり粒度特性が異なっている(表-1)。なお、先行研究で二水石膏のみで締固め試験をしたのちに再度粒度試験を実施し締固め時の破砕性について確認したが、標準締固めエネルギー程度ではほとんど破砕が生じていないことを確認している。

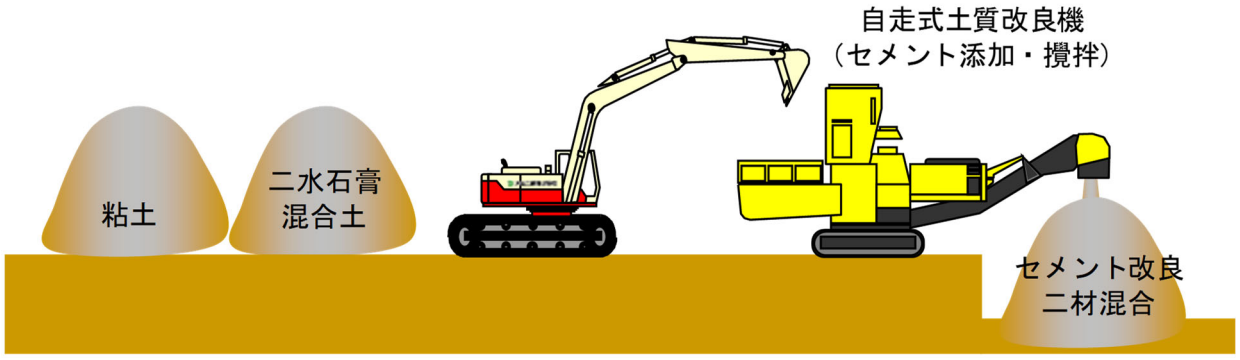
Case1 では改良対象粘土と二水石膏を体積比 4:1～6:1 の配合でソイルミキサーにより攪拌し、締固めた土のコーン指数を測定し、コーン指数改良効果を把握した。Case2 では粘土にセメント(高炉 B 種)のみ混合したもの（以下セメント改良と記載）と二水石膏とセメントの二材混合したものを、締固めにより 50×100mm 供試体に成形し 7 日、28 日養生後に一軸圧縮強度の比較を行った。配合量は改良対象粘土 1m^3 あたり 30、60、90kg としており、セメント改良と二材混合のケースのセメント量は同じである。上記 2 ケースの二水石膏の混合土の環境影響の検討として最大配合試料に対し、六価クロム、フッ素を主とした溶出試験を実施している。

Study on Recycling Methods of Waste Gypsum Board as Ground Materia, Keiji Emoto (Hagiwara construction industry co.ltd), Hideaki Takahashi (Docon.co.ltd)

表-1　改良対象土及び二水石膏の物性値

試験試料	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	自然含水比 w_n (%)	粒度特性 礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	コンシステンシー 液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p	締固め 最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最適含水比 w_{opt} (%)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	コーン指数 q_c (kN/m^2)
R5粘土	2.685	26.2	10.9	26.6	27.9	34.6	47.4	23.7	23.7	1.560	24.7	1.932	62
R6粘土(室内)	2.711	82.0	0.6	21.2	56.8	21.4	90.1	59.5	30.6	1.011	49.6	1.474	275
R6粘土(現場)	2.809	51.1	25.2	20.0	33.8	21.0	73.8	41.7	32.1				
R5二水石膏(締固め後)	3.077	19.3	22.1 (23.2)	49.2 (50.5)	28.7 (26.3)							0.875	1546以上
R6二水石膏	3.183	17.6	0.3	47.4	52.3							0.937	1546以上

現地試験施工では粘土単体及び粉末状二水石膏をバックホウ撹拌により事前に混合した試料(配合比 6:1、5:1）に対し、高炉 B 種セメント粉体を自走式土質改良機により撹拌した。撹拌後ただちに厚さ 35cm に敷き均し転圧回数 6 回のコーン指数の測定を行った(図-1)。なお、セメント配合量は室内配合試験と同じであり、配合量 60kg/m^3 の現地撹拌試料では 7 日、28 日養生の一軸圧縮試験を実施し室内現場強度比の測定を行った。



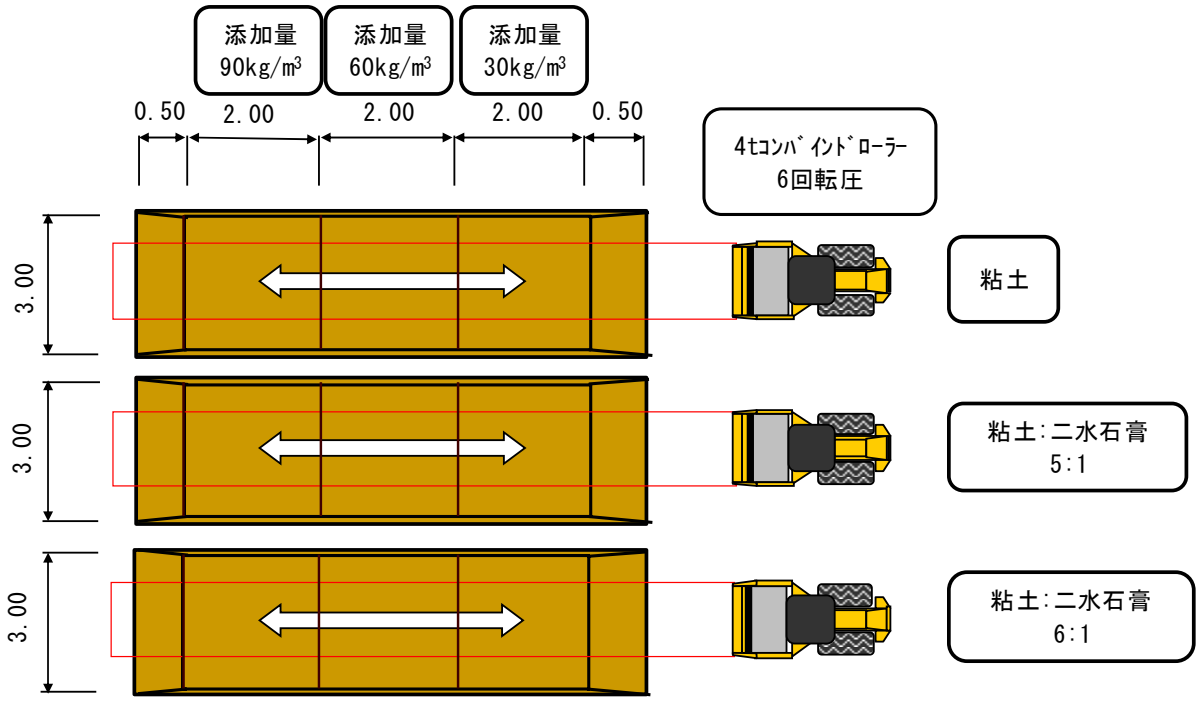


図-1 試験施工概要図

３．室内試験結果

(1) Case1 二水石膏単体でのコーン指数改良効果

二水石膏混合土の締固めた土のコーン指数を測定した結果、R5 粘土では体積比 4:1、R6 粘土では体積比 6:1 以下でも湿地ブルに必要なトラフィカビリティの目安となる q_c=300kN/m^2 を満足する結果となった(図-2)。粒状化した二水石膏は単体を締固めるとコーン指数 q_c≧1546kN/m^2 の強度を有している材料であり、混合によるコーン指数増加が期待できることが確認できた。また、改良対象粘土に違いがあるため一概には評価できないが、砂、細粒分主体の R6 二水石膏で大きなコーン指数増加が得られている。一般に土質材料では細粒分が少ない材料のほうが粒度改良によるコーン指数増加が大きくなる傾向があるのに対し、二水石膏は細粒化することで二水石膏の化学反応による改良効果が強く働いたことも考えられる。二水石膏単体によるコーン指数改良においては、二水石膏の破砕時の粒度と改良効果に関してより効果的な方法を今後も検証する必要があるが、二水石膏はコーン指数改良材として十分効果を発揮することが確認できた。

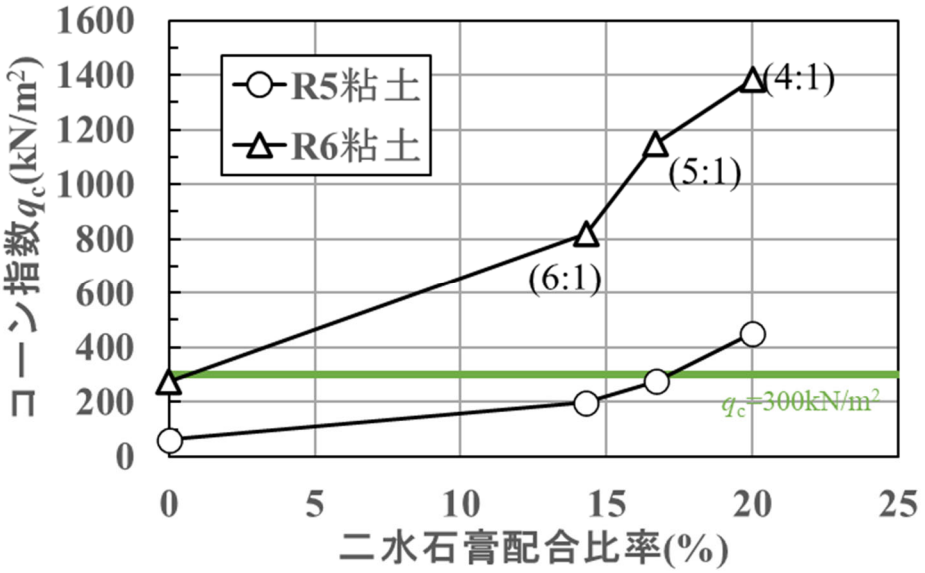


図-2 二水石膏配合比率とコーン指数の関係

(2) Case2 二水石膏とセメント粉体の二材混合した場合

セメント改良と二材混合の一軸圧縮強度を比較した結果、R5 粘土ではセメント改良と比較して二材混合(粘土:二水石膏=6:1)の一軸圧縮強度 q_{u28} は 1.5～2.8 倍に増加し、R6 粘土ではセメント改良と比較して二材混合(粘土:二水石膏=6:1、5:1)の一軸圧縮強度 q_{u28} は 1.5～1.8 倍に増加している(図-3)。一軸圧縮強度とセメント配合量の関係は、特に R6 粘土では平行にスライドするように増加しており、一軸圧縮強度増加量は二水石膏配合量により概ね一定値を示す傾向が確認された。R6 年度の粘土と二水石膏の配合比 6:1 と 5:1 で一軸圧縮強度にほとんど差が見られておらず、数%程度の二水石膏添加量の差では明瞭な強度さが出なかったことから今後は二水石膏の添加量の範囲を広くして改良効果を検証する必要がある。

二材混合改良土を一般的な道路盛土等に利用することを想定した場合、必要とされる強度は概ね q_{u28}=90～150kN/m^2 程度となることが多いことから、この程度の低強度改良の場合に二水石膏が一定の一軸圧縮強度増加効果を有することで従来のセメント改良における添加量を低減できる可能性があり、コスト面でメリットを有する可能性もあると考えられる。

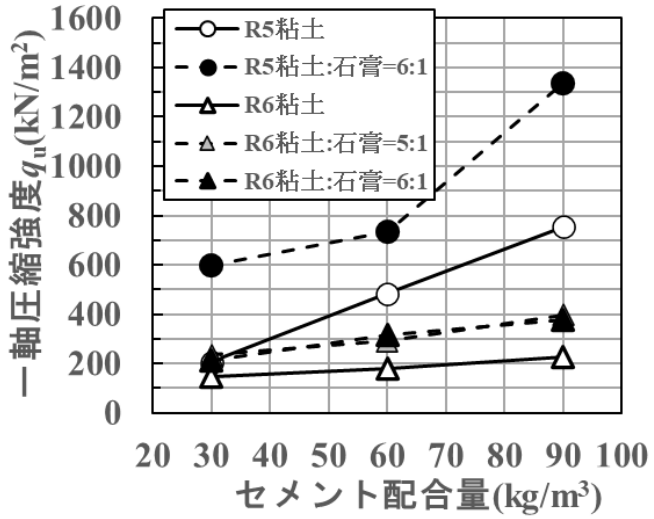


図-3 セメント改良土及び二材混合土の一軸圧縮強度

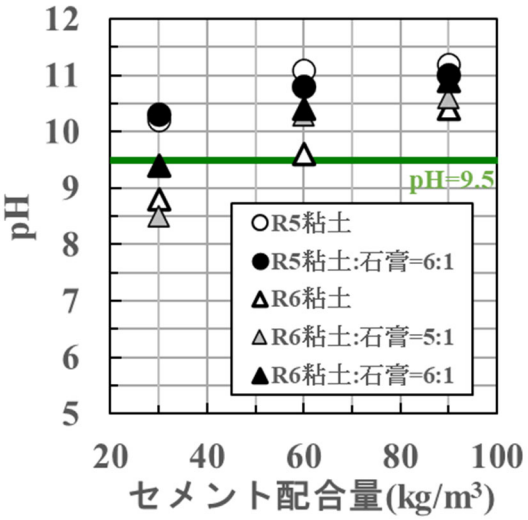


図-4 セメント改良土及び二材混合土の pH

(3) 重金属溶出試験結果

セメント改良土においては六価クロム溶出量の確認が必要とされているが、今回は二水石膏混合土の事例が少ないため数ケースで土壌汚染対策法における重金属 9 項目の溶出試験を行った(表-2)。既往研究では石膏混合土ではフッ素溶出量が多くアルカリ環境下ではフッ素溶出量が低減するとの報告が多いが、R5 粘土の二水石膏混合土(粘土:二水石膏=4:1)でも基準値上限となる 0.8mg/L のフッ素の溶出がみられた。R6 粘土では二水石膏混合土(粘土:二水石膏=4:1)でフッ素溶出量 0.5mg/L に対し、二材混合(粘土:二水石膏=5:1～6:1)のフッ素溶出量がそれぞれ 0.4mg/L、0.6mg/L となり、アルカリ環境によるフッ素溶出量低減効果は明確に確認できなかった。、また、二材混合により六価クロム溶出量が変化する傾向がみられており、R5 粘土では二材混合により六価クロム溶出量が増加、R6 粘土では低下する傾向が見られた。今回対象とした火山灰質粘土は比較的六価クロム溶出が生じやすい材料であり、溶出試験結果は改良対象粘土の性質によるところが大きい可能性が高いが、二水石膏が溶出量に及ぼす影響に関して今後事例を積み重ね検証する必要がある。なお、六価クロム溶出に関しては実務的には二水石膏混合量の上限設定や六価クロム対応セメントによる対処が可能と考える。

また、硫化水素ガスの発生に関しては再生石膏粉の有効利用ガイドライン(第一版)[5]において pH=9.5 以上での発生リスクはほとんどないとされている。今回の二材混合土に関しては配合量 30kg/m³ を除き pH=9.5 以上であり(図-4)、廃石膏ボードを単体で用いるよりも二材混合は硫化水素ガス発生リスクを抑制できる手法と考えられる。

表-2 改良土の溶出試験結果

改良対象粘土	R5粘土			R6粘土(室内)				土壌環境基準
粘土:二水石膏混合比	4:1	−	6:1	4:1	−	5:1	6:1	
セメント添加量	-	高炉B種 90(kg/m³)	高炉B種 90(kg/m³)	-	高炉B種 90(kg/m³)	高炉B種 90(kg/m³)	高炉B種 90(kg/m³)	
カドミウム(mg/l)	<0.0003		<0.0003	0.001		<0.0003	<0.0003	0.003mg/l以下
六価クロム(mg/l)	<0.005	0.015	0.052	<0.005	0.12	0.065	0.072	0.05mg/l以下
全シアン(mg/l)	不検出(<0.1)		不検出(<0.1)	不検出(<0.1)		不検出(<0.1)	不検出(<0.1)	検出されないこと
総水銀(mg/l)	<0.0005		<0.0005	<0.0005		<0.0005	<0.0005	0.0005mg/l以下
セレン(mg/l)	<0.001		<0.001	<0.002		<0.002	0.002	0.01mg/l以下
鉛(mg/l)	<0.001		<0.001	<0.005		<0.005	<0.005	0.01mg/l以下
砒素(mg/l)	<0.001		0.006	<0.001		0.001	<0.001	0.01mg/l以下
ふっ素(mg/l)	0.8		0.6	0.5		0.6	0.4	0.8mg/l以下
ほう素(mg/l)	<0.1		<0.1	<0.1		<0.1	<0.1	1mg/l以下

４．現地試験施工結果

現地試験施工では二水石膏とセメントの二材混合の施工性を確認するとともに、セメント改良と二材混合の撹拌及び転圧直後のコーン指数の比較を行った(図-5)。セメント改良では初期強度が上がりにくいため、配合量 90kg/m^3 でも湿地ブルに必要なトラフィカビリティの目安となるコーン指数 q_c=300kN/m^2 を確保できない。一方、二材混合では二水石膏のコーン指数改良効果で同一のセメント配合量でもコーン指数 q_c は 300～400kN/m^2 程度大きい結果となった。セメント配合量 60kg/m^3 を対象に一軸圧縮強度の室内現場強度比の確認を行ったが、室内試験時と現場試験時で現地の粘土の含水比や粒度構成が異なっていたため、今回の試験では二材混合では現場強度が 2 倍程度大きい結果となった(図-6)。一方、セメント改良では室内強度の半分程度となっており、室内現場強度比に関しては今後事例を積み重ね検証する必要がある。

二材混合の施工性に関しては自走式土質改良機が 1 種類の添加材しか供給できない設備のため、今回は二水石膏を散布しバックホウによる事前撹拌を行い、改良機による二材混合を実施している(写真 1～3)。使用した二水石膏が細粒分を多く含む粉体状で粉じんの問題があったこと、二水石膏の計量、撹拌に時間を要するという課題があった。粉体状の二水石膏を用いるのであればセメント同様にサイロを活用した供給も考えられることから、二材添加が可能なプラント撹拌設備が効率的となることが想定される。実用化にあたっては廃石膏ボードの処理施設の能力や現場までの運搬方法も含め、施工方法の詳細を検討していきたい。

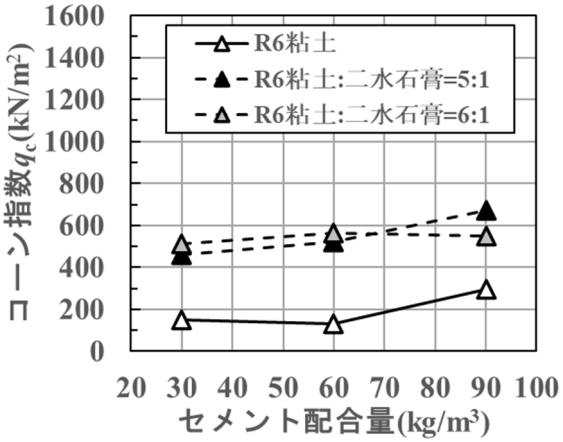


図-5 セメント改良土及び二材混合土の撹拌直後のコーン指数

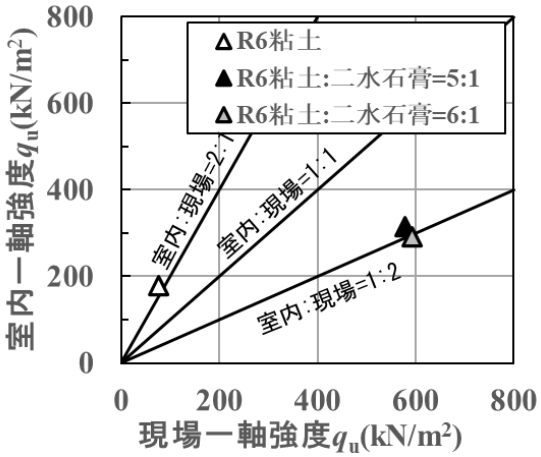


図-6 室内と現場の一軸圧縮強度の比較



写真-1 二水石膏バックホウ撹拌状況

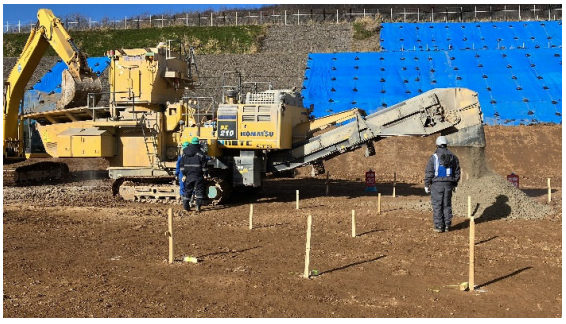


写真-2 セメント撹拌状況（自走式土質改良機）



写真-3 転圧状況

５．まとめ

廃石膏ボードの簡易な再利用方法として、粉砕した二水石膏とセメントを併用した二材混合による土質改良に関する検討を行い以下の知見を得た。

・粘土に二水石膏単体で混合することにより、粘土のコーン指数（トラフィカビリティ）を改善できることを確認した。

・二水石膏とセメントの二材混合により粘土のコーン指数と一軸圧縮強度を改善できることを確認した。二水石膏による一軸圧縮強度改善効果はセメントよりも小さいが、攪拌直後のコーン指数を改善できることから、トラフィカビリティの面でセメント単体の改良に対してメリットがあることを確認した。

・二水石膏混合土はフッ素溶出量が大きく環境基準に近い値を示すケースがあった。セメントによりアルカリ環境にすることにより溶出量が低減する場合もあるが、今回の試験の範囲ではその効果は不明瞭であった。また、六価クロム溶出量に関してもセメント改良と二材混合で増減が見られ、その要因は不明確であるが実務的には二水石膏混合量の上限設定や六価クロム対応セメントで対処可能であると考える。

・今回の二材混合では配合量 60kg/m^3 以上で硫化水素ガス発生のリスクを無視できる pH=9.5 以上となり、廃石膏ボード単体で改良材として再利用するよりも硫化水素ガス発生のリスクを低減できる手法であることが確認できた。

以上より、廃石膏ボードの再利用方法としてセメントとの二材混合が有効な手法となりえることを示したが今後の課題として、廃石膏ボードの確保（分別回収の促進）、異物除去、破砕を含む処理方法、運搬方法の確立、複数土質における改良効果の確認、長期的な強度、化学的安定性の確認等について検討を進め、実用化に向けた取り組みを継続していきたいと考えている。

【参考文献】

1) 環境省大臣官房廃棄物・リサイクル対策部:平成 20 年度 廃石膏ボードの再資源化促進方策検討業務調査報告書,pp.1-53
2) 亀井健史,小川靖弘,志比利秀:半水石膏を利用したセメント安定処理土の一軸圧縮特性に及ぼす養生期間の影響-廃石膏ボードの有効利用-,地盤工学ジャーナル 2009 年 4 巻 1 号,pp.99-105
3) 伊藤恵輔,佐藤研一,押方利郎,大山勝久:廃石膏ボードから得られる半水石膏の地盤改良材への適用性の検討,地盤工学会第 8 回環境地盤工学シンポジウム,pp.99-102,2009.7
4) 亀井健史,蓬莱秀人:高炉セメント B 種による半水石膏のフッ素不溶化技術の開発,地盤工学ジャーナル 2009 年 4 巻 1 号,p.91-98
5) 国立研究開発法人国立環境研究所資源循環・廃棄物研究センター;再生石膏粉の有効利用ガイドライン(第一版),p.44
6) 江本啓二,高橋秀彰: 廃石膏ボードの地盤材料へのリサイクル方法に関する実験的検討, 第 59 回地盤工学研究発表会, 2024, p.23-6-5-06

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

プラスチックボードドレーンの地盤補強効果に関する予備的検討

錦城護謨株式会社　正会員　○日下部 祐基
同　上　同　上　山内　義文
同　上　同　上　大寺　正志
同　上　同　上　本間　祐樹

1．はじめに

プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法の材料の一つであるプラスチックボードドレーン（以下、PBD）を用いた工法は、軟弱地盤の圧密促進工法として広く普及している。積雪寒冷地の北海道においても、特殊土を含む泥炭性軟弱地盤で採用されてその有効性が確認[1]されている。しかし、従来の研究では、PBD の圧密促進効果に焦点を当てたものが多く、地盤補強効果に関する研究は十分に行われていない。

本研究では、PBD が地盤の力学特性に与える影響を定量的に評価し、PBD 工法の新たな可能性を模索することを目的とする。筆者らは、これまでに PBD の地盤補強効果の有無を検証する目的で実施した室内土質試験の結果や、既存の試験施工データを用いて予備的な検討を行い報告[2) 3)]した。ここでは、追加実施した試験施工のデータを比較検討し、その結果を報告する。

2．実施した室内土質試験

2.1 試験概要

今回の実験では、市販されている荒木田土と青粘土の 2 種類の材料土を用いて、ドレーンが土の性質にどう影響するかを調べた。材料土の物理特性を表-1 に示す。なお、荒木田土の物理特性は、既往文献[4)]の値を一部参考にしている。ドレーン材の材質等は後掲の表-2 と同様である。本研究ではこれまでに、荒木田土を用いてドレーンを埋め込んだ供試体を作成して土の三軸圧縮試験（UU 試験）を行った[2)]。その結果、全ての供試体が圧縮変形を示して側方向応力に依存していないことから、粘着力のみの c 材であることが判明した。そこで、今回追加した試験は $c=qu/2$ の関係を用いて一軸圧縮試験を行った。

表-1　材料土の物理特性（荒木田土：一部参考値[4)]）

材料土	土粒子密度 ρ_s (Mg/m^3)	粒度				液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
		礫分（%）	砂分（%）	シルト分（%）	粘土分（%）			
荒木田土	2.686	3.3	22.3	19.6	54.8	50.7	23.3	27.5
青粘土	2.741	0.0	15.8	49.0	35.2	43.0	21.4	21.6

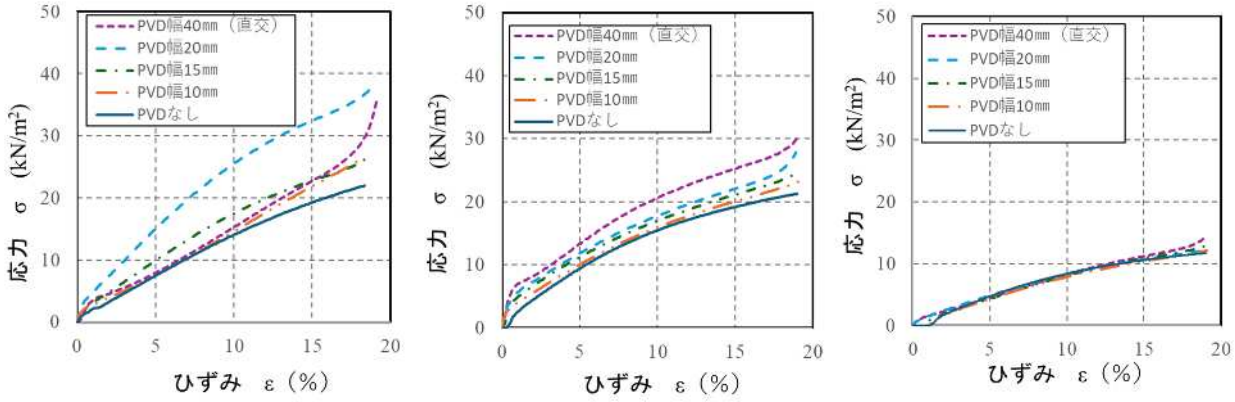
一軸圧縮試験では、供試体内にドレーンを埋め込むために供試体を一度半割にするため、この影響が懸念された。この対策として前回実施した三軸圧縮試験では供試体を作製して即日に試験を行ったのに対して、今回の一軸圧縮試験では供試体作製後にモールドに収めた状態で 4 日間の養生期間を設けた。その結果、試験時の観察では半割面が剥がれるなどの異常はみられなかった。なお、同条件とするために PBD なしの供試体についても半割にして同様の養生期間を設けた。

試験は、荒木田土については前回の三軸圧縮試験に用いた供試体と同含水比（37%）で 1 試験、青粘土については含水比 34%，38%の 2 試験の計 3 試験で、各試験とも PBD なし、および PBD 幅 10，15，20，40（20+20）mm の計 5 ケース実施した。供試体の形状は、前回の三軸圧縮試験と同様に φ100×H200 mm である。なお、青粘土の 2 含水比については、本試験前に含水調整した試料の一軸圧縮試験を行い、前回目標強度に設定した qu=20 kN/m^2 の含水比を求め、それを参考に設定した。

2.2 試験結果と考察

図-1 は、3 試験 5 ケースの応力ひずみ曲線を示したものである。PBD なしの強度が 20kN/m^2 程度（15%ひ

Preliminary study on the ground reinforcement effect of plastic board drains
Yuki Kusakabe, Yoshihumi Yamauchi, Tadashi Oodera and Yuki Honma (Kinjo Rubber)



a.荒木田土 含水比 w=37%　　b.青粘土 含水比 w=34%　　c.青粘土 含水比 w=38%

図-1 一軸圧縮試験結果

ずみ）の荒木田土（37%）と青粘土（34%）の試験では PBD 埋込により強度増加がみられる。PBD なしの強度が小さい青粘土（38%）（10kN/m² 程度（15%ひずみ））では、明確な強度増加がみられない。

図-2 は、PBD の幅と粘着力 c の関係を示したものである。ここで、PBD 幅 20 mm を 2 枚用いた直交配置のケースは PBD 幅を 40 mm としている。図には、過去に実施した荒木田土の三軸圧縮試験結果も示している。全体的な傾向としては、両値には比例関係がみられ、ドレーン材の幅を大きくするほど地盤補強効果が大きくなることが推察される。各材料土についてみると、荒木田土では三軸圧縮試験と一軸圧縮試験の値に大きな違いがなく、粘着力のみの c 材としての特徴がみられる。青粘土については、含水比が高い(w=38%)供試体の強度は小さいが、強度の増加傾向がみられる。

図-3 は、粘着力については PBD なしのケースの値との比に、PBD の幅については供試体径との比にして正規化した関係を示したものである。両値は比例関係にあり、回帰直線および分布範囲として以下の関係が認められた。

$$y_{c1} = 3.43x_b + 1.00 > y_{c2} = 0.86x_b + 1.00 > y_{c3} = 1.00 \quad (1)$$

ここに、$y_{c1\sim3}$：粘着力比（各 PBD ありの粘着力 c_i／PBD なしの粘着力 c_0），x_b：PBD の幅径比（PBD の幅 B_i／供試体の直径 D）

また、荒木田土と青粘土で分布範囲が異なっているようにみられる。荒木田土と青粘土のそれぞれの相関式を示すと以下の式である。

荒木田土：　$y_c = 1.27x_b + 1.00$　　(2)

青粘土：　$y_c = 0.44x_b + 1.00$　　(3)

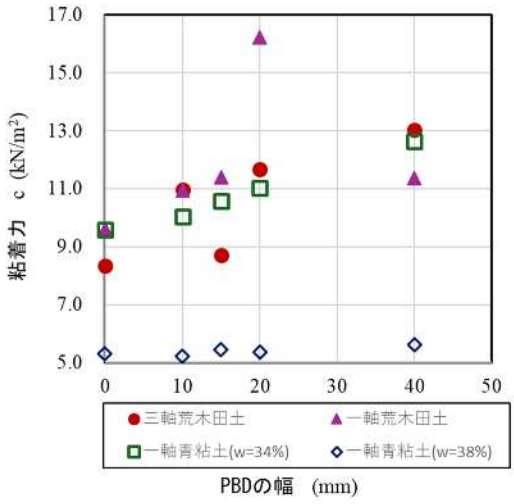


図-2 PBD の幅と粘着力 c の関係

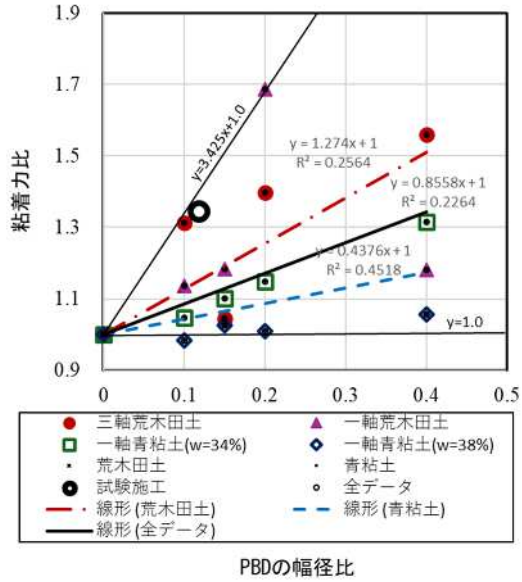
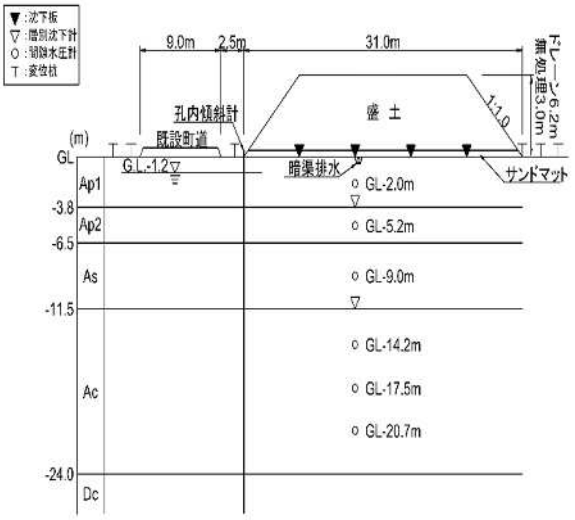


図-3 PBD の幅径比と粘着力比の関係

３．既存の試験施工データによる検討

3.1　現場概要

試験施工は、北海道で現在も建設工事が進められている道央圏連絡道路の当別町で行われた。この施工現場において、120m の区間に PBD 区間（40m）、無処理区間（80m）で試験盛土を行っている。試験盛土は、無処理区間では盛土厚 2.4m の時点で盛土天端面でのクラックならびに側溝に変状が発生したことから、盛土施工を中止している。PBD 区間では、盛土厚 5.1m まで施工され、変状は確認されなかった。詳細は既往文献を参照[5)6)]するとして、地盤は未分解の泥炭層の下位に若干粘土を含んだ泥炭層が堆積し、その下にある細粒砂層と沖積・洪積粘性土層で構成されている。以下の検証では、細粒砂層より上の泥炭層を一層に換算して用いた。図-4[6)]に一部加筆修正した施工断面図を示す。



文献 6）の図-2 に一部加筆修正

図-4　施工断面図

プラスチックドレーンは、厚さ 3.9 ㎜、幅 94 ㎜（表-2 参照）のものを 70 ㎝間隔で打設され、沖積粘土層と洪積粘土層の境界までの改良長としている。

表-2　ドレーン材の材質・性状表

項　目		単位	ドレーン材の材質・性状
材　質	芯　体	-	ポリオレフィン樹脂
	フィルター	-	ポリエステル系合成繊維
寸　法	厚　さ	mm	3.6±0.5
	幅	mm	94.0±2.0
透水係数	垂直方向	m/sec	1.0×10^{-2}
	水平方向	m/sec	1.0×10^{-4}
引張強度	製品幅	kN	2.5 以上

3.2　既存データを用いた検証

林ら[5)6)]は、泥炭地盤での PBD 工法の改良効果を、圧密に関係する強度増加率を変化させて評価している。PBD 工法を用いた地盤では、逆算した強度増加率が大きくなり、改良効果が確認されたという報告である。PBD 工法が圧密促進工法であることを考えると、改良効果を圧密に関係する係数で評価することは妥当であろう。

本研究では、PBD 工法が圧密促進による地盤の強度増加に加えて PBD と地盤との摩擦抵抗等による強度増加があるという視点で実施するものである。基本的には地盤の強度増加率とは、増加応力と圧密度に依存する各地盤固有の定数であり、圧密の速度等に依存するものではないと考えられる。したがって、林らが示した強度増加率の増加分は、PBD 打設による地盤の補強効果であることが推測される。それを式で示すと以下のとおりである。

地盤の圧密沈下による強度増加は、衆知のように以下の式で求められる。

$$c_{d1}=c_0+\mathrm{m}\cdot\Delta p\cdot U \tag{4}$$

ここに、c_{d1}：圧密後の粘着力(kN/m^2)，c_0：初期の粘着力(kN/m^2)，m：強度増加率，Δp：増加応力(kN/m^2)，U：圧密度

林らは上式による評価として、泥炭層の一般的な強度増加率の値 m=0.4 に対して PBD を打設した場合には m=0.6 で 1.5 倍の増加がみられたというものである。著者らの過去の報告[3)]では、この増加分を PBD を打設したことによる強度増加 α として加算した以下の式を用いて検討した。

$$c_{d2}=c_{d1}+\alpha \tag{5}$$

ここに、c_{d2}：PBD 打設による強度増加を考慮した粘着力(kN/m^2)，α：PBD による増加強度(kN/m^2)

前章にある室内土質試験の結果では、ドレーンを設置した供試体は側方向応力に依存しない粘着力を主体とした c 材であり、設置したドレーンの幅に依存して幅が広いほど強度が増加する傾向を示した。また、相関式よりドレーンによる強度増加は、圧密による強度増加を含む粘着力 c_{d1} との比として関係することが予想される。そこで、粘着力に掛かる以下の式の粘着力比 y_c を、試験施工で実施された各調査結果を用いて求めた。

$$y_c = \frac{c_{d2}}{c_{d1}} \tag{6}$$

ここに、y_c：圧密による強度増加を含む粘着力 c_{d1} に対する粘着力比

その結果、粘着力比 y_c=1.34 が得られた。また、試験施工現場の PBD の幅径比は、ドレーンの幅が 9.4cm、径をドレーンの打設間隔 d=70 ㎝から有効直径 de を求めると de=1.13d=79.1cm となり、幅径比が 0.12 となる。これらの関係を図-3 に外挿して示した。この関係をみると、y_c は上限値付近に位置する。平均的な値にならなかった原因としては、室内試験と現場との変形挙動の相違、すなわち圧縮変形とせん断変形の変形モードの違いや､室内試験では 1 本のドレーンに対して実現場では複数本のドレーンが相互関係した強度増加、および粘土と泥炭の土質の相違などが影響していると推測される。

４．まとめと今後の方針

本研究の結果、PBD による地盤補強効果がある程度期待できることが推察された。林らは、先に示した文献 6)のなかで「PBD 工法の安定性に関する改良効果が、単に圧密促進効果としての評価以上に発揮された」と述べている。このことからも、PBD 打設による地盤補強効果があることが示唆される。ただし、PBD による地盤補強メカニズムは、PBD と地盤との相互作用、および PBD の配置や形状など、様々な要因によって複雑に変化すると考えられる。今後、これらの要因が地盤補強効果に与える影響を定量的に評価し、PBD 工法の設計・施工における最適化に貢献したい。

なお、本報告をまとめるにあたり、寒地土木研究所　寒地地盤チーム主任研究員　林宏親氏には貴重なご意見等を頂いた。ここに深く感謝の意を表します。

【参考文献】

1) 林宏親，西川純一，江川拓也：泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の圧密促進と強度増加，第 37 回地盤工学研究発表会講演集，pp1149-1150，2002
2) 日下部祐基，山内義文，大寺正志，本間祐樹，平野浩一：プラスチックボードドレーンによる地盤補強効果―　予備試験として実施した室内土質試験による一考察　―，（公社）日本材料学会，第 16 回地盤改良シンポジウム，pp334-337，2024
3）日下部祐基，山内義文，大寺正志，本間祐樹：プラスチックボードドレーンによる地盤補強効果に関する一考察，第 59 回地盤工学研究発表会講演集，25-7-3-08，2024
4) 川瀬翔太，大塚秀三，赤谷樹一郎，竹村雅行，遠野未来，荒巻卓見：伝統工法による版築壁の圧縮強度および形状変化に及ぼす調合および施工要因の影響，日本建築仕上学会，2012 年大会学術講演会研究発表論文集，pp54～57，2012
5) 林宏親，西川純一，江川拓也，石塚達也：プラスチックドレーン工法の泥炭性軟弱地盤への適用，地盤工学北海道支部技術報告会第 41 号，pp193-198，2001
6) 林宏親，西川純一，江川拓也：泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の改良効果，寒地土木研究所月報，No.585，pp2-8，2002

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

泥炭地盤での真空圧密併用盛土における間隙水圧挙動に関する考察

株式会社ドーコン　正会員　　○高橋　秀彰
錦城護謨株式会社　国際会員　　白神　新一郎
錦城護謨株式会社　正会員　　榊原　司

１．はじめに

石狩川(下流)河川整備計画に基づく洪水時の流量調節施設として北村遊水地の整備が進められている [1)]。遊水地周囲堤区間の一部には極めて軟弱な泥炭地盤が分布しており、のり勾配 5 割、最大高さ 9m を超える新規盛土の軟弱地盤対策として真空圧密ドレーン工法が採用されている。著者らは当該現場を含むこれまでの設計や施工管理から従来の解析手法では泥炭の真空圧密併用盛土の沈下速度やすべり安全率を過大評価する傾向があることを経験してきた。そこで、泥炭の圧縮による透水性の低下に伴う過剰間隙水圧の消散の遅れに着目し、ドレーン打設機を利用した簡易な計測機設置手法を用いて盛土横断方向の間隙水圧分布の測定を行い、測定された間隙水圧による有効応力の圧密度は沈下の圧密度と比較して半分程度であったことを確認するとともに、ドレーン間の地盤を模した FEM 解析によりドレーン間中央の間隙水圧の再現が概ね可能であることを示した [2)3)]。本論文では、ドレーン間の間隙水圧の分布形状をより詳細に確認するために複数の間隙水圧計による計測を実施し、水圧分布の実測及び解析による再現を試みた。また、複数のパラメータを使用して一般的な一次元圧密解析、すべり安定解析との比較を行い有効応力の圧密度の遅れが解析結果に与える影響を示し、真空圧密工法の設計における課題を示した。

２．検討概要

(1)施工条件および計測概要

今回対象としたのは、軟弱層厚 15m(うち改良対象層 6.5～7.5m)、盛土高約 7.0m の泥炭地盤上の周囲堤盛土である(図-1)。中間砂層以下の粘性土層は沈下対象ではあるが泥炭層の改良のみですべり安定性を満足したため、改良対象としていない。本工事の前年には予め負圧保持と重機のトラフィカビリティ確保を目的とした 1m 程度の盛土とドレーン打設を行っており、本工事では 102 日間で 6.0m の盛土を実施している。真空圧密ドレーン工法は深度 7.5～8.5m を対象に 1.0m 間隔の正方形配置としており、表層の泥炭層の変位低減、安定性確保を目的に負圧シール層は盛土 1m としている。改良対象層の下位に存在する砂層からの揚水を防ぐ下部シール層 1m を確保し、ドレーン長は 6.5～7.5m としている。

改良対象層のうち上部泥炭層(Ap1)は含水比 w=220～480%、電気式コーン貫入抵抗 q_t=150kN/m^2 程度、下部泥炭層(Ap2)は w=50～320%、q_t=250kN/m^2 程度の極めて軟弱な地盤である。間隙水圧測定は盛土のり肩付近とのり尻付近のそれぞれ 1 か所で Ap1 層に対しドレーンから 10cm、30cm、50cm、70cm の離れで計測を行った。のり肩の計測ではドレーン直交方向と対角方向の 2 方向の計測を行っている(図-2)。

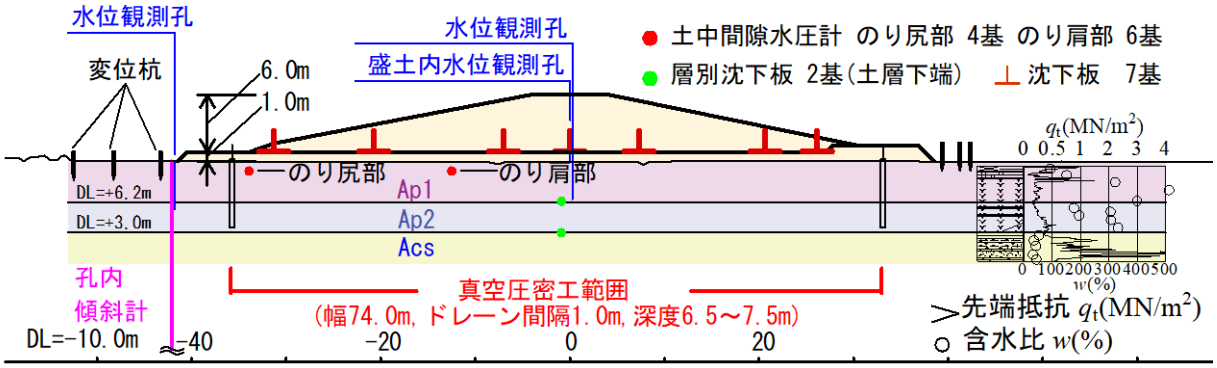


図-1 施工概要図

Consideration Behavior of Pore Pressure in Embankments Combined with Vacuum Consolidation on Peat Ground
Hideaki Takahashi (Docon Co.,Ltd), Shinichiro Shiraga , Tsukasa Sakakibara (Kinjo Rubber Co., Ltd))

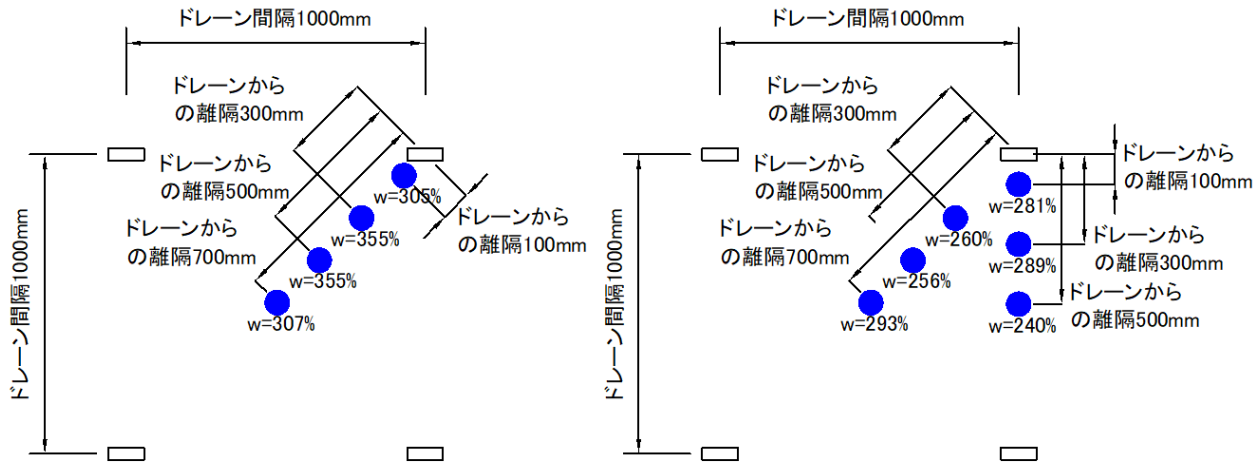


図-2 ドレーン間の間隙水圧計測位置（左：盛土のり尻部、右：盛土のり肩部）

(2)解析条件

解析は二次元弾塑性解析を用い、解析モデルはドレーンを中心軸とした軸対象モデルとした(図-3)。ドレーンは排水境界として与え、実施工でドレーン先端の間隙水圧計で観測された値と同等の負圧を圧力水頭として与えた。今回の主な計測は今年度盛土開始時点から実施しているため、シール層盛土 1m 実施した状態を初期地盤としてモデル化した。実施工で間隙水圧測定を行った地点での推定盛土荷重(盛土厚 6.0m)と同等の鉛直荷重を実際の平均盛土速度で載荷し、載荷終了直後の過剰間隙水圧分布と実測値を比較した。なお盛土の単位体積重量は施工管理時の実測値から γ_t=16kN/m^3 程度であった。

また、今回の解析ではドレーン間の沈下量はほぼ一律と仮定し、解析モデルの上面を一様に沈下させるため、モデル上面に極端に剛性を大きくしたメッシュを 1 列配置した。初期地下水位は間隙水圧計設置時の初期値から推定されるシール層盛土上面に設定した。

改良対象とした泥炭層は含水比、有機物含有量のバラツキが大きく、間隙水圧計設置位置においても含水比は 240～355%の範囲となっている(図-2)。そこで設置箇所近傍も含めた含水比 394%、243%、65%の 3 種の泥炭及び有機質粘土の土質試験結果(表-1)から、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル[4]に基づき 3 通りの土質パラメータを設定した(表-2)。設定根拠となる圧密試験による e-log$P$ 曲線及び透水係数減少率を示す(図-4, 5)。

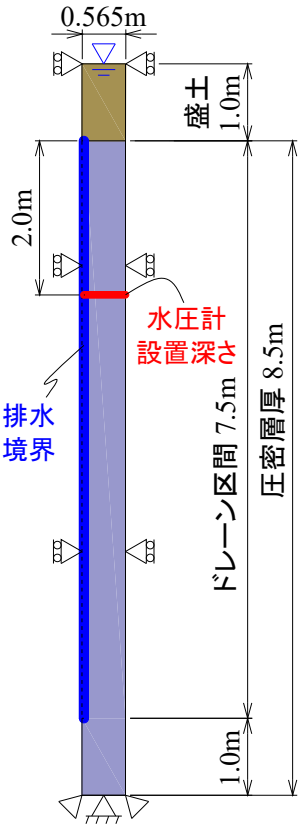


図-3 解析モデル図

表-1 泥炭の土質試験結果

土質	試料採取深さ (m)	含水比 w (%)	強熱減量 L_i (%)	単体体積重量 γ_t (kN/m^3)	圧密		$\overline{CU}$三軸	
					圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 P_c (kN/m^2)	粘着力 c' (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ' (°)
泥炭① w ≒400%	1.4～2.3	394.7	50.4	10.03	5.837	17.8	5.837	17.8
泥炭② w ≒240%	1.5～2.4	243.0	39.2	13.93	2.370	45.6	5.400	36.3
有機質粘土 w ≒65%	6.0～6.9	65.5	—	15.94	0.590	80.7	4.200	46.9

表-2 解析用土質パラメータ

土質	構成則	単体体積重量 γ_t (kN/m^3)	変形係数 E (kN/m^2)	ダイレタンシー係数 D	不可逆比 Λ	限界状態応力比 M	有効ポアソン比 ν'	X方向透水係数 k_x (m/s)	Y方向透水係数 k_y (m/s)	透水係数減少率 λ_k	過圧密比 OCR	静止土圧係数 K_0	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	鉛直応力に対する間隙比 e_0
盛土	線形弾性	16.0	14000				0.333	1.00E-07	1.00E-07						
泥炭① w≒400%	修正カムクレイ	10.0		0.1249	0.900	1.684	0.255	1.91E-07	1.91E-07	1.395	1.00	0.343	2.535	0.253	9.850
泥炭② w≒240%	修正カムクレイ	13.9		0.1097	0.900	1.475	0.290	5.32E-08	5.32E-08	0.449	1.00	0.408	1.029	0.103	4.722
有機質粘土 w≒65%	修正カムクレイ	15.9		0.0673	0.900	1.283	0.320	1.68E-08	1.68E-08	0.200	1.00	0.472	0.256	0.026	1.671

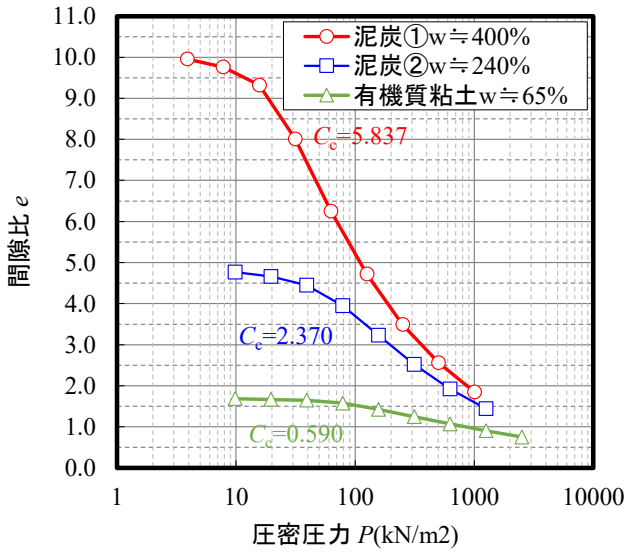


図-4 対象とした泥炭の圧密試験結果

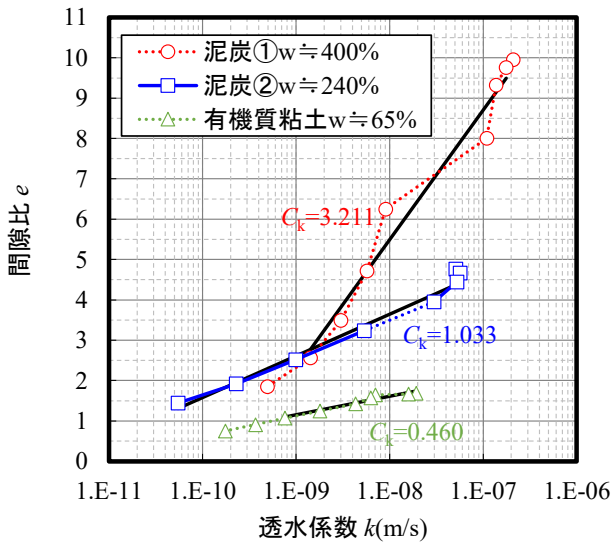


図-5 対象とした泥炭の間隙比と透水係数の関係

３．動態観測結果

盛土の施工は 7/5 から 10/14 の 102 日間、真空圧密工法の載荷は 6/19 から試運転調整を行い 7/4 から 11/18 の 138 日間で実施された。設計負圧は 60kN/m^2 であるがドレーンを連結する集水管が完全に地下水位以下に沈下するまでは作用負圧は 40kN/m^2 程度と小さく、その後徐々に大きくなり最大で 70kN/m^2 程度の負圧が作用していた(図-6)。地表面沈下量は 190cm 程度と盛土施工厚の 1/3 程度であるが、計測の初期値は今年度工事開始時点であり、前年度の 1m のシール層盛土による沈下は含まれていない。

間隙水圧計測地点での盛土荷重は推定 74kN/m^2 程度であったが、載荷された荷重(=間隙水圧)は消散しながら過剰間隙水圧として累積し、過剰間隙水圧の最大値はドレーン間中央部で 25kN/m^2 程度であった。盛土荷重と作用負圧の合計 144kN/m^2 程度に対し、盛土中に消散した過剰間隙水圧は 49kN/m^2 程度であり載荷荷重の 34%程度であった。ドレーン間の間隙水圧分布を見るとドレーン直近の離隔 10cm の数値が極端に低く、離隔距離とともに水圧が上昇する傾向が見て取れた(図-7)。結果は既往の解析結果による予測とほぼ一致しておりドレーン間で上に凸の形状になることが実測により確認された。また、のり肩部におけるドレーン直交方向と対角方向の 30cm、50cm 離れの過剰間隙水圧がほぼ一致していることから、今回の計測ではドレーン間の間隙水圧はほぼ同心円状に分布することを確認した。

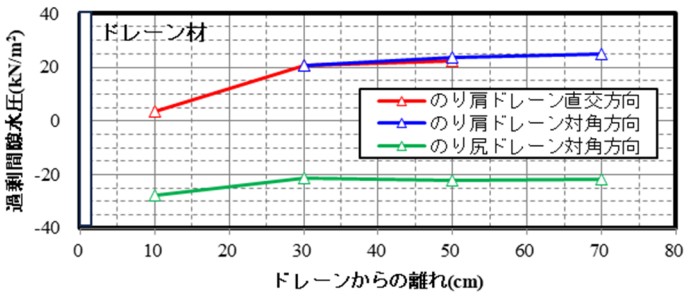


図-7 盛土立上り時のドレーンからの離れと過剰間隙水圧

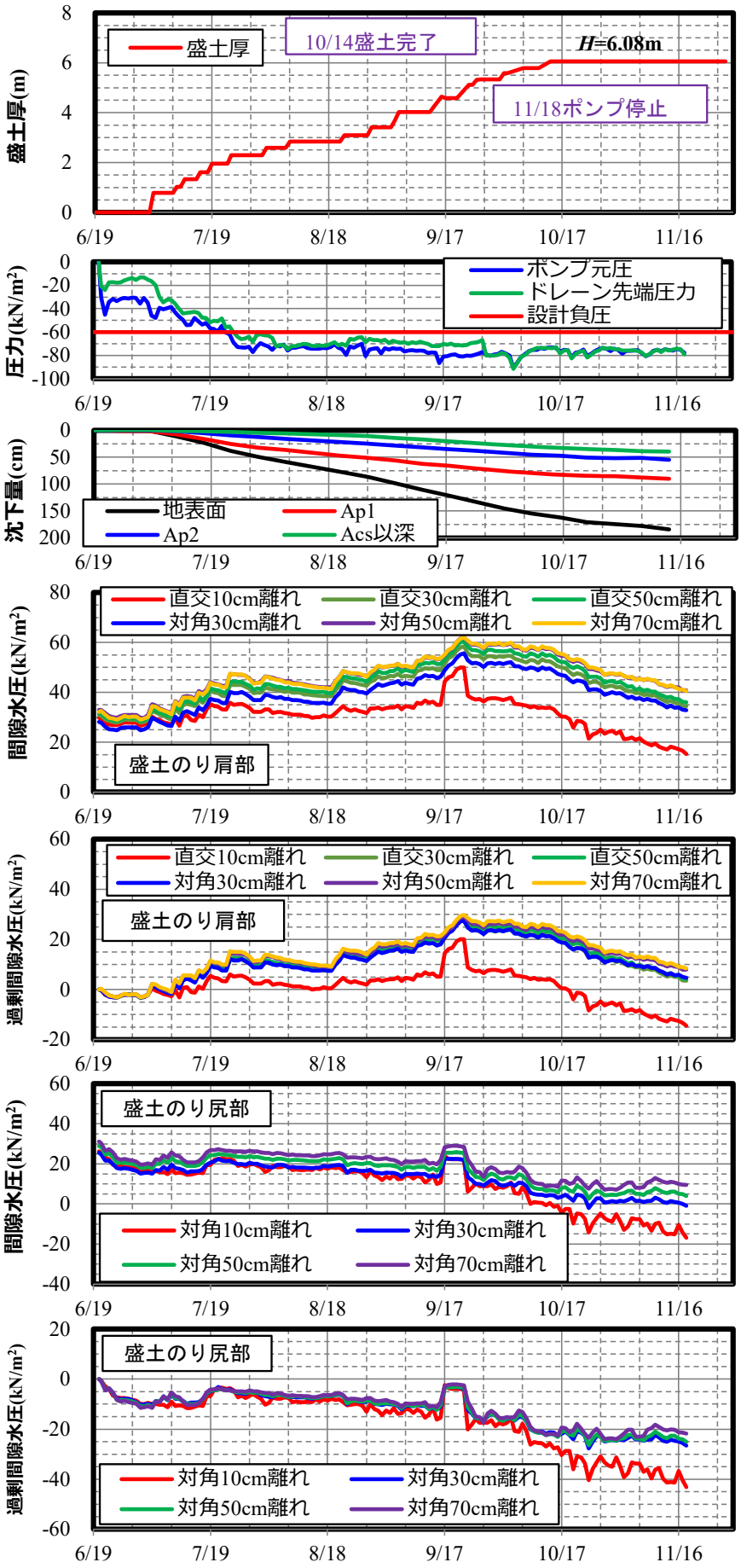


図-6 盛土厚と沈下量、作用負圧、土中間隙水圧の経時変化

４．FEM 解析結果

(1)間隙水圧の再現解析結果

3 通りの土質パラメータによる 3 ケースの軸対象解析結果と実測値の経時変化(図-8, 9)の比較では、3 通りのパラメータの中で泥炭①w≒400%及び泥炭②w≒240%が実測値をよく再現できている。また、ドレーン間の盛土立上り時点の過剰間隙水圧の分布形状(図-10)はすべてのケースにおいてドレーン周辺の水圧が大きく低下した上に凸の形状となり、計測結果と同様の傾向を示す。以上より、適切なパラメータ設定を行えばドレーンを軸とした軸対象解析によりドレーン間の間隙水圧分布を再現できると考えられる。

軸対象解析結果を比較すると、初期の透水係数の差は 1 オーダー程度と小さいが、圧密後の透水係数が小さい泥炭ほどドレーン直近の間隙水圧が大きく低下する上に凸のカーブが急になる傾向がある(図-10)。

間隙水圧の経時変化、横断方向分布形状ともに泥炭①②と有機質粘土では大きく異なっており、泥炭の圧縮性と透水係数の低下による特徴的な間隙水圧挙動と考えられる。泥炭は初期の透水係数が粘土より大きくても真空圧密においてドレーン間の過剰間隙水圧が消散しにくいことが計測と解析の両面から示されており、設計におけるドレーン間隔や盛土施工速度の設定において考慮する必要があると考える。

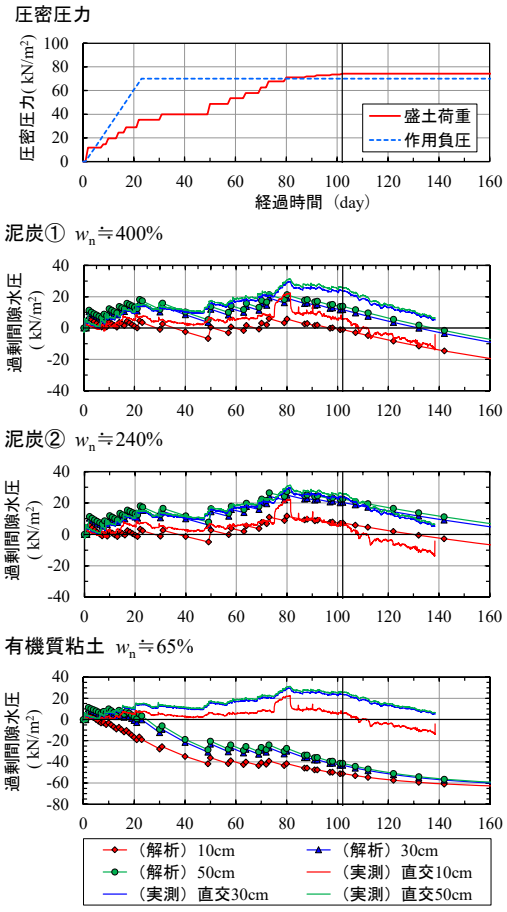


図-8 過剰間隙水圧の経時変化（のり肩部）

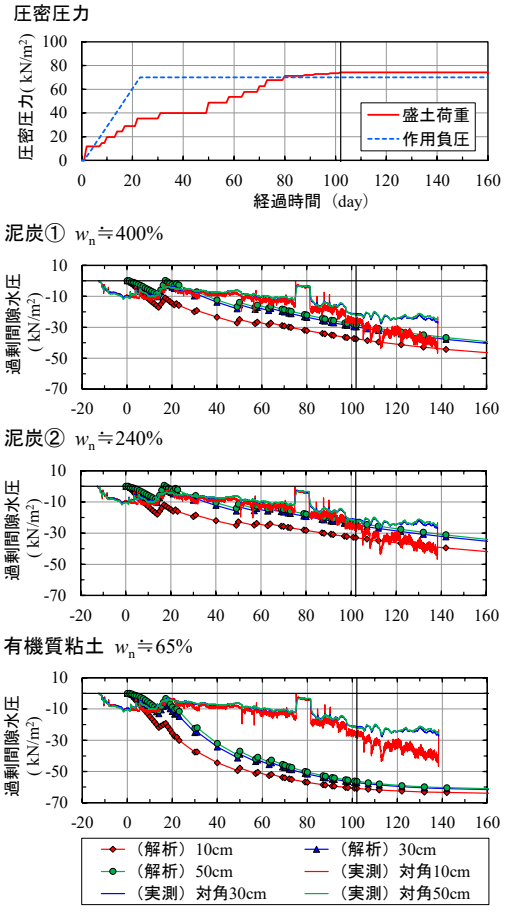


図-9 過剰間隙水圧の経時変化（のり尻部）

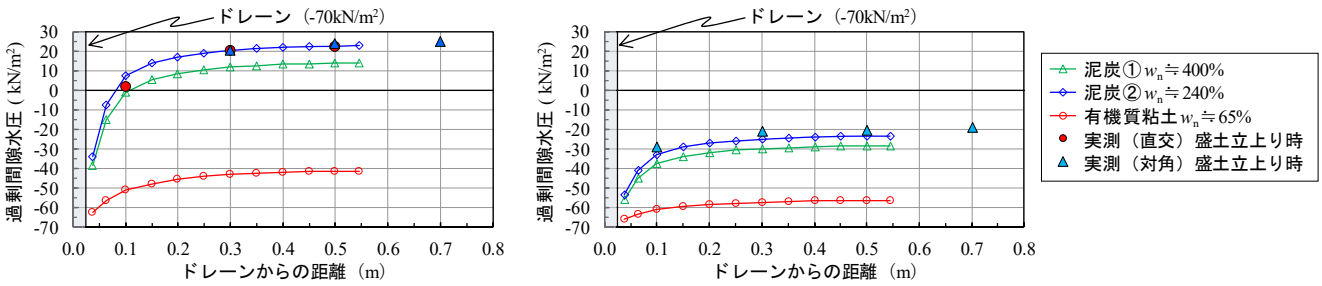


図-10 盛土立上り時点の過剰間隙水圧分布（左：のり肩部、右：のり尻部）

(2)沈下量及び沈下の圧密度評価に関する考察

沈下解析の比較では簡便に一次元圧密解析との比較を行うため、作用負圧、盛土荷重条件を簡略化している(図-11)。今回の解析では、含水比が複雑に分布する泥炭層を 3 通りのパラメータの単一土層として解析しているため実測値と解析値の比較は参考程度ではあるが、有機質粘土の単一土層としたケースが最も再現性がよい。計測箇所近傍の調査では含水比 300%程度が主体であることから泥炭①②の解析結果が実測値に近いことが予想されたが、含水比が 240%程度のパラメータを用いても解析沈下量が大きく、特に盛土初期の沈下量に差が大きいことから、過圧密の影響も考えられるが今回の解析では過圧密比は考慮していない。

圧密度を算出する際の最終沈下量は解析上、盛土完成後 2000 日時点とした。実測沈下量は盛土後の計測期間が短いため信頼性が低いが双曲線法による最終沈下量を推定すると盛土立上り時点ののり肩部の圧密度は 64%であった。一次元圧密解析では圧密前後の平均圧力相当の圧密係数 c_v と最終圧密圧力相当の c_v の 2 ケースの計算を実施しているが、どちらも沈下速度が速く盛土立上り時点の圧密度は泥炭②で 80%程度、泥炭①と有機質粘土ではほとんど 100%であった。軸対象解析による鉛直ひずみの圧密度は泥炭①で 76%、泥炭②で 65%であり、実測沈下量の圧密度に近い結果が得られた。軸対象解析の沈下の圧密度の方が実測値の圧密度を再現していた要因としては、泥炭の真空圧密では今回の計測や軸対象解析結果に見られるように負圧による圧密でドレーン周辺の圧密が進行し局所的に透水係数が低下することでドレーン間の過剰間隙水圧の消散が遅れることが要因と考える。

また、沈下量に関しては泥炭①ではほぼ同じ、その他は軸対象解析より一次元圧密解析が大きい傾向を示すが、同じ圧密定数を用いているにもかかわらず沈下量に差が出た要因としては、一次元圧密解析では真空圧密の作用負圧を鉛直応力として計算し側方応力の増加を考慮できないのに対し、FEM 解析では負圧荷重が等方的に作用していることの差と考える。

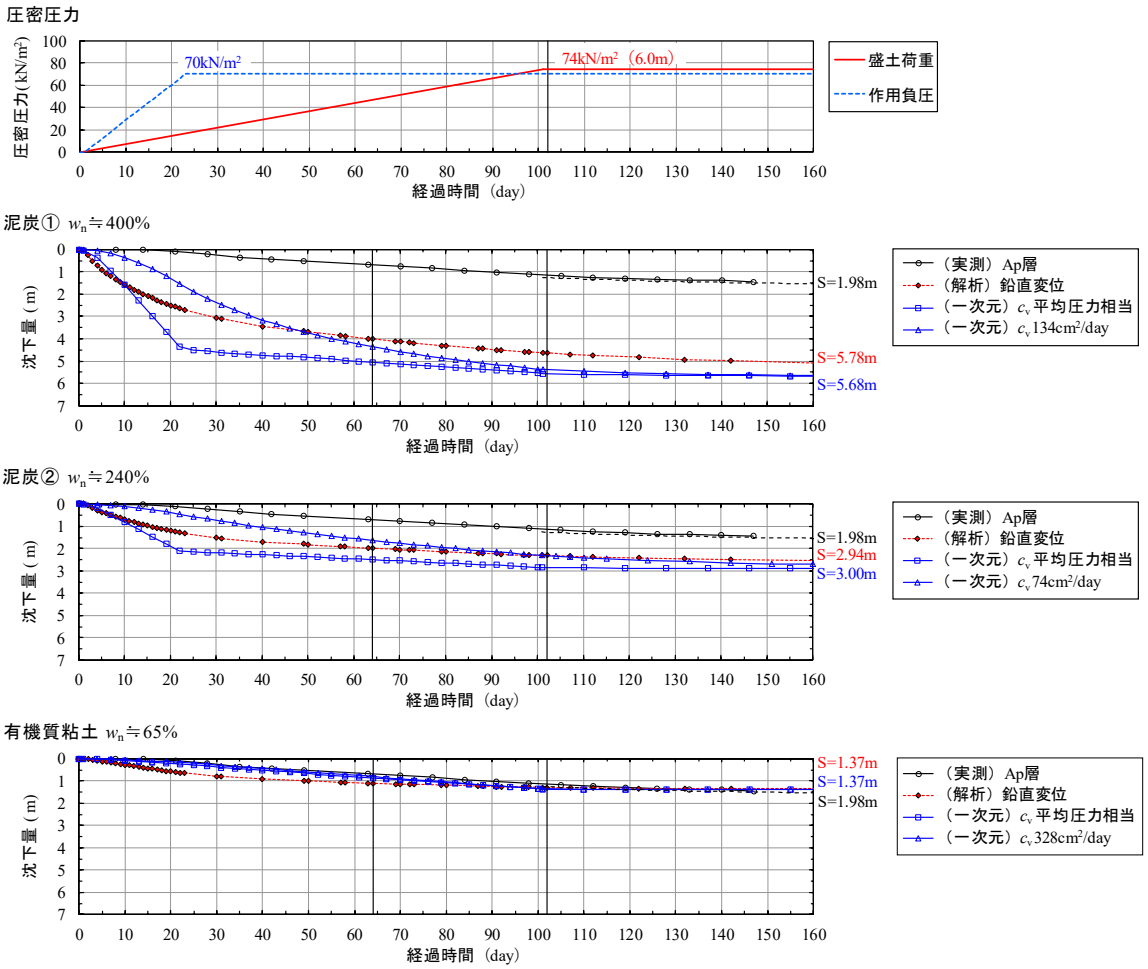


図-11 軸対象解析の鉛直ひずみ及び一次元圧密解析の沈下量の経時変化（のり肩部）

(3)有効応力の圧密度評価に関する考察

有効応力の圧密度については軸対象解析における平均有効主応力で評価した。今回の解析ではモデル上面の沈下量を一定としており、モデル水平方向の応力分布は一定とならないため間隙水圧計測深度の水平方向の応力の平均値にて圧密度を算出した。平均有効主応力については実測できていないが、泥炭①、②のモデルについては実測間隙水圧挙動を概ね再現できていたことから、軸対象解析の有効応力の圧密度は概ね妥当な値と考える。

軸対象解析の鉛直ひずみの圧密度と平均有効主応力の圧密度の比較では、盛土立上り時点で泥炭①は 52%、泥炭②は 43%となり、鉛直ひずみの圧密度の 7 割程度の値であった(**図-12**)。過剰間隙水圧の圧密度と有効応力の圧密度は一致するとされている [5]ため、盛土荷重+作用負圧荷重に対する過剰間隙水圧の消散度合いを間隙水圧計測結果から算出したところ、のり肩部のドレーン間センターで 34%となり、平均有効主応力の圧密度の 6～8 割程度であった。これは、泥炭ではドレーン間の過剰間隙水圧が曲線的に分布し一様では無くドレーン間センターの消散が遅れることが主な要因と考える。また、軸対象解析における間隙水圧の経時変化から今回の間隙水圧計測深度の最終値を確認したところ、間隙水圧は-60 kN/m^2 程度でありドレーンに作用した負圧-70 kN/m^2 程度と一致しなかった(**図-13**)。今回は地表面を排水境界、モデル下面を水位一定(静水圧)の排水境界としているが、地下水位の影響で最終的な真空圧密改良地盤の作用負圧=ドレーン内負圧とならないことも過剰間隙水圧の圧密度を低めに算出している要因と考える。

沈下と有効応力の圧密度の関係は式(1)で表され応力増分に依存する [5]が、今回の軸対象解析の鉛直ひずみの圧密度と地中応力から有効応力の圧密度を算出すると、有機質粘土では平均有効主応力の圧密度とほぼ一致しているのに対し、泥炭では 15%程度小さい傾向がみられた(**表-3**)。有効応力の圧密度の遅れは圧密による透水係数の変化が大きい泥炭の真空圧密においては応力増分のみではなく透水係数の変化率にも依存する可能性が示唆された。また、式(1)による泥炭の真空圧密での有効応力の圧密度の算出は FEM 解析結果を小さく見積もり解析上は安全側に働くことから簡易的に有効応力の圧密度を推定する方法としてもよいが、前述の通り一次元圧密解析における沈下量の圧密度は実測値を過大評価する傾向があることに留意する必要がある。

$$U_p = \frac{\left(\frac{p_2}{p_1}\right)^{U_\varepsilon - 1}}{\left(\frac{p_2}{p_1}\right) - 1} \quad \cdots \quad \text{式(1)}$$

ここに、p_1：載荷前の地中応力
p_2：載荷後の地中応力
U_p：応力の圧密度
U_ε：沈下の圧密度

表-3 鉛直ひずみの圧密度からの有効応力の圧密度の推定値

土質条件	載荷前の地中応力 p_1 (kN/m^2)	載荷後の地中応力 p_2 (kN/m^2)	FEMで算出した鉛直ひずみの圧密度 $U_{\varepsilon\text{-FEM}}$ (%)	FEMで算出した平均有効主応力の圧密度 $U_{\text{p-FEM}}$ (%)	$U_{\varepsilon\text{-FEM}}$から関係式を用いて算出した応力の圧密度 U_p (%)	$U_{\text{p-FEM}} / U_p$
泥炭①w≒400%	6.1	150.1	76.8	52.0	45.3	1.15
泥炭②w≒240%	13.9	157.9	65.8	43.9	38.1	1.15
有機質粘土w≒65%	17.5	161.5	93.1	86.6	84.1	1.03

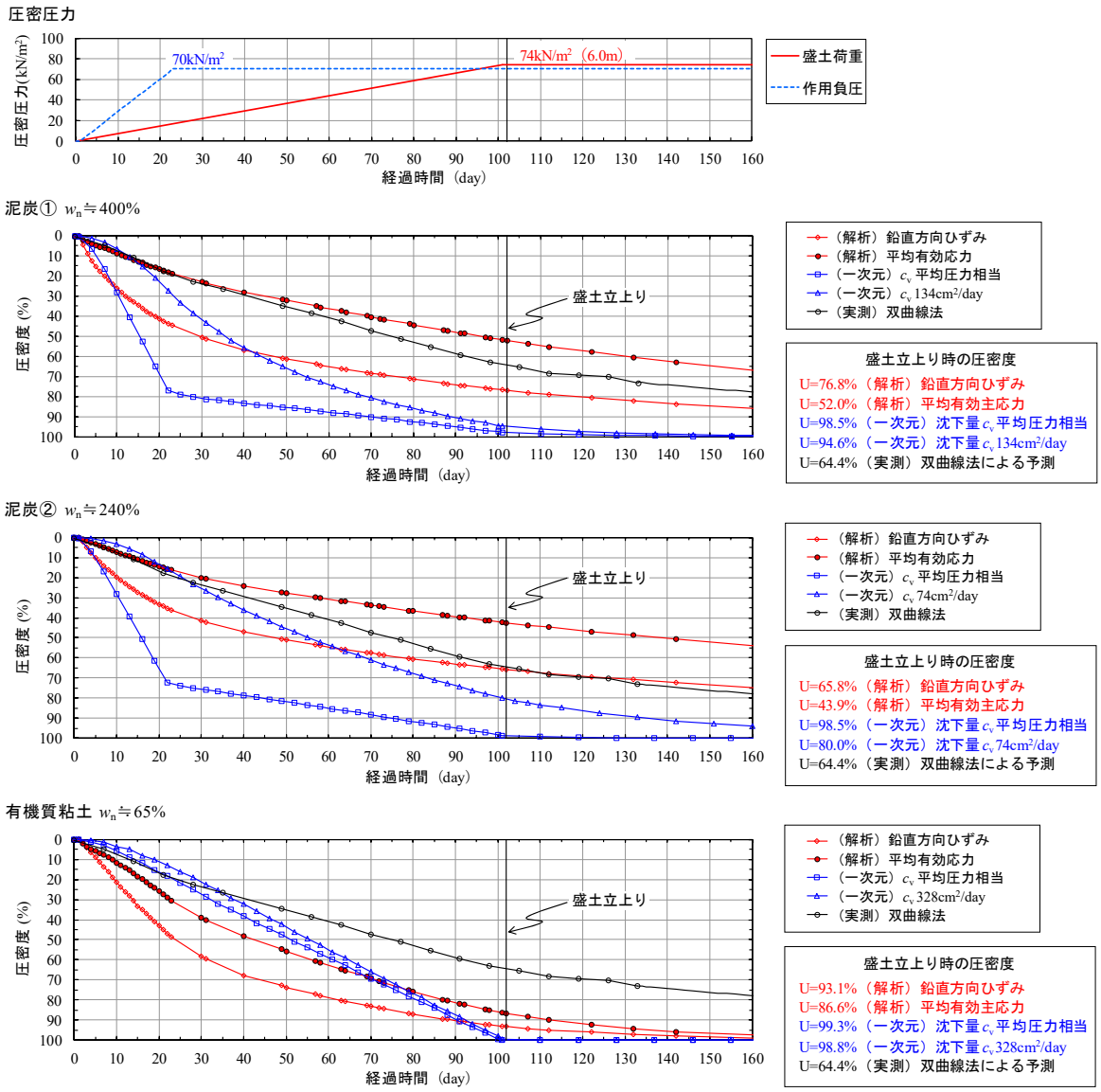


図-12 沈下の圧密度と平均有効主応力の圧密度の関係（のり肩部）

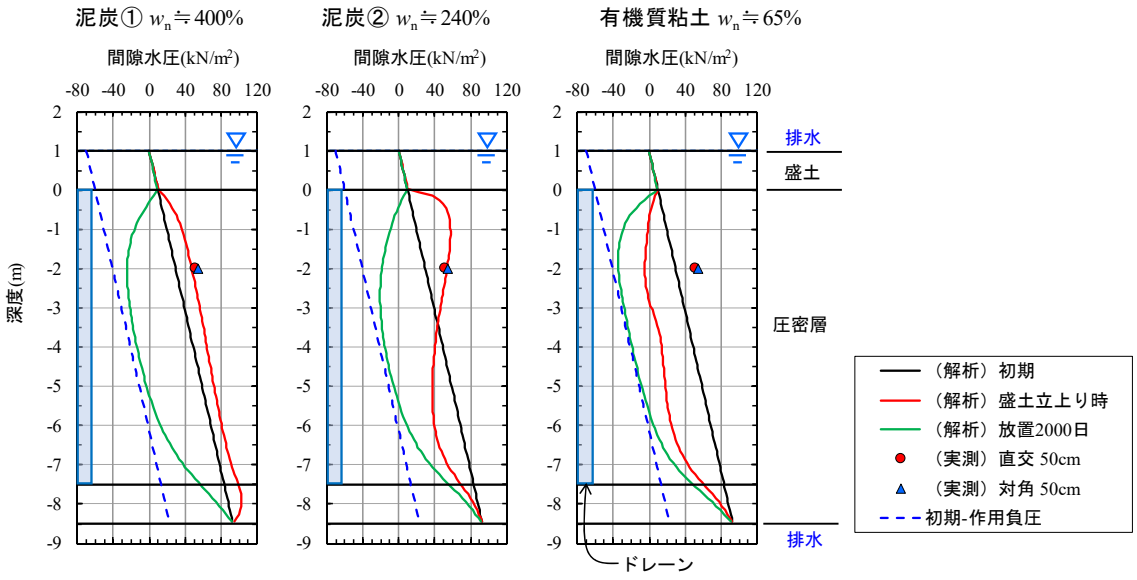


図-13 深度方向の間隙水圧分布の経時変化（のり肩部）

(4)強度増加率とすべり安全率に関する考察

施工後の電気式コーン貫入試験から得られた強度増加量と実測圧密度及び泥炭②のパラメータを用いた解析結果による圧密度を用いて強度増加率を算出すると、沈下量の圧密度を用いると見かけ上、強度増加率を低く評価する結果となり、有効応力の圧密度を用いたほうが泥炭の強度増加率の一般値 m=0.5 に近い結果が得られた(**表-4**)。

また、盛土立上り時点での沈下の圧密度と有効応力の圧密度を用いたすべり解析結果を比較すると(**表-5**)、泥炭の強度増加率を m=0.5 とした場合、盛土立上り時点のすべり安全率は 1 以上の差があり、沈下の圧密度を用いた安全率が大きく、危険側の評価となることを示唆した。なお、有機質粘土ではすべり安全率の差は小さく、泥炭の真空圧密併用盛土で生じる特徴的な問題と考えられる。

表-4 沈下、応力の圧密度を用いて算出した強度増加率(解析は泥炭②を使用)

施工前		施工後								
q_t値 (kN/m^2)	粘着力 $c_0=q_t/20$ (kN/m^2)	q_t値 (kN/m^2)	粘着力 $c=q_t20$ (kN/m^2)	粘着力増加量 $\Delta c=c-c_0$ (kN/m^2)	盛土荷重 P (kN/m^2)	作用負圧 ΔU (kN/m^2)	圧密圧力 $\Delta P=P-\Delta U$ (kN/m^2)	圧密度 U (%)	圧密度算出方法	強度増加率 m
100	5.0	650	32.5	27.5	74.0	-70.0	144.0	64	実測沈下量	0.30
								34	実測過剰間隙水圧の消散度合い	0.56
								98	一次元圧密沈下(平均圧密圧力のc_v)	0.19
								80	一次元圧密沈下(最終圧密圧力のc_v)	0.24
								65	FEM鉛直ひずみ	0.29
								43	FEM平均有効主応力	0.44

表-5 FEM の沈下、応力の圧密度を用いたすべり解析結果

圧密度算出方法		実測沈下量	実測過剰間隙水圧	泥炭①w≒400%				泥炭②w≒240%				有機質粘土w≒65%			
				一次元圧密沈下		軸対象FEM解析		一次元圧密沈下		軸対象FEM解析		一次元圧密沈下		軸対象FEM解析	
				平均c_v	最終圧力c_v	鉛直ひずみ	平均有効主応力	平均c_v	最終圧力c_v	鉛直ひずみ	平均有効主応力	平均c_v	最終圧力c_v	鉛直ひずみ	平均有効主応力
圧密度U(%)	のり肩	64	34	98	94	76	52	98	80	65	43	100	98	93	86
	のり尻	-	46	100	95	86	72	99	82	75	62	100	98	96	94
すべり安全率	Fs	1.85	1.27	2.56	2.48	2.16	1.71	2.56	2.19	1.93	1.51	2.59	2.55	2.47	2.35

５．まとめ

泥炭地盤の真空圧密併用盛土においてドレーン間の間隙水圧分布の計測及び FEM 解析による再現、一次元圧密解析との比較を行うことにより以下の知見を得た。

・ドレーン間の直交方向と対角方向に複数設置した間隙水圧計により、ドレーン間の間隙水圧はドレーンを中心とした同心円状に分布することを確認した。分布形状はドレーン周辺の水圧が大きく低下した上に凸の形状となり、ドレーン間を模した軸対象解析で概ね実測間隙水圧分布を再現できることを確認した。

・軸対象解析結果、間隙水圧の経時変化、横断方向分布形状は泥炭と有機質粘土では大きく異なっており、泥炭の圧縮性と透水係数の低下による特徴的な間隙水圧挙動と考えられる。泥炭は初期の透水係数が粘土より大きくても真空圧密併用盛土においてドレーン間の過剰間隙水圧が消散しにくいことが計測と解析の両面から示されており、設計におけるドレーン間隔や盛土施工速度の設定において考慮する必要があると考える。

・今回の解析では、含水比が複雑に分布する泥炭層を 3 通りのパラメータの単一土層として解析しているた

め実測値と解析値の比較は参考程度ではあるが、軸対象解析の方が一次元圧密解析よりも沈下量、沈下速度の再現性がよい。泥炭の真空圧密では今回の計測や軸対象解析結果に見られるように負圧による圧密でドレーン周辺の圧密が進行し局所的に透水係数が低下することでドレーン間の過剰間隙水圧の消散が遅れることが要因と考える。

・同じ圧密定数を用いているにもかかわらず沈下量に関しては軸対象解析より一次元圧密解析が大きい傾向を示す。沈下量に差が出た要因としては、一次元圧密解析では真空圧密の作用負圧を鉛直応力として計算し側方応力の増加を考慮できないのに対し、FEM 解析では負圧荷重が等方的に作用していることの差と考える。

・軸対象解析における盛土立上り時点の鉛直ひずみの圧密度に対し平均有効主応力の圧密度は 6～8 割程度の値であった。盛土荷重+作用負圧荷重に対する過剰間隙水圧の消散度合いはドレーン間の改良地盤の間隙水圧計測により簡易に計測できるが、泥炭ではドレーン間センターの過剰間隙水圧の消散が遅れるため平均有効主応力の圧密度より過小評価する傾向があった。

・沈下の圧密度からの有効応力の圧密度の関係式を軸対象解析の鉛直ひずみと平均有効主応力の圧密度に適用すると、有機質粘土では計算値と軸対象解析値がほぼ一致するが、泥炭では 15%程度の小さく算出する傾向がみられた。有効応力の圧密度の遅れは圧密による透水係数の変化が大きい泥炭の真空圧密においては応力増分のみではなく透水係数の変化率にも依存する可能性が示唆された。

・盛土前後の実測強度増加量から強度増加率を算出する際に、盛土立上り時点での計算では沈下の圧密度を用いると強度増加率を見かけ上小さく評価し、有効応力の圧密度を用いたほうが泥炭の一般値に近い値が得られた。

・泥炭の強度増加率の一般値と沈下及び有効応力の圧密度を用いたすべり計算結果では、盛土立上り時点のすべり安全率は 1 以上の差があり、沈下の圧密度を用いた安全率が大きく、危険側の評価となることを示唆した。なお、有機質粘土ではすべり安全率の差は小さく、泥炭の真空圧密併用盛土で生じる特徴的な問題と考えられる。

本研究で用いたドレーンを軸とした軸対象解析は、局所的な解析ではあるが泥炭の真空圧密併用盛土の沈下挙動を一次元圧密解析より適切に再現でき、併せて有効応力の圧密度を算出できることを示した。設計時点で一次元圧密沈下解析の圧密度と泥炭の強度増加率の一般値を用いたすべり安定計算を行うと、沈下速度及びすべり安全率を過大評価する傾向が示唆されたことから、今後は有効応力の圧密度を算出する FEM 解析とすべり安定計算を連動させた設計手法の検討を進めていきたい。

謝辞　本研究の計測データは国土交通省北海道開発局岩見沢河川事務所の許可をいただき使用している。また、動態観測では岩田地崎建設株式会社に協力いただいた。これらの協力に深甚な謝意を表する。

【参考文献】

1) 中野龍己,鈴木利幸,渡邊一靖：北村遊水地における河道掘削土を活用した軟弱地盤上の堤防盛土について－真空圧密ドレーン工法と固化破砕土の併用－,第 66 回北海道開発技術研究発表会, 2023.2.
2) 榊原司,高橋秀彰,白神新一郎,日下部祐基:PVD 打設機で設置した間隙水圧計と層別沈下計を用いた真空圧密併用盛土の計測結果, 第 59 回地盤工学研究発表会, 2024.7.
3) 高橋秀彰,白神新一郎,榊原司,日下部祐基: 泥炭地盤での真空圧密併用盛土の圧密効果に関する検討, 第 59 回地盤工学研究発表会, 2024.7.
4) 独立行政法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.5-80, 2017.3.
5) 土質工学会：土質工学用語辞典,pp.94-95,1985.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和7年1月　於　室蘭市

種々の配合条件で原位置養生された繊維材混合流動化処理土の繰返し非排水三軸せん断特性

室蘭工業大学大学院　正会員(若手)　○佐藤　優光
室蘭工業大学大学院　国際会員　木幡　行宏

1. はじめに

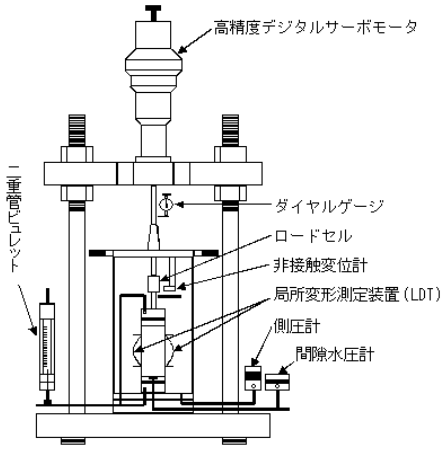
現在，特に発展途上国において都市化の進展に伴う都市建設では大量の建設残土が発生し，適切な処理を行わない場合には環境に悪影響を及ぼす可能性があることから,大きな環境問題を生じることとなる.また，国土の狭いわが国や発展途上国においても，最終処分場の不足などの環境問題や，良質な砂質土を採取するための土取り場の枯渇の懸念などの資源制約にも直面している．そのため，掘削土の適切な用途を見つけることが望まれている.

これまでわが国では，特に首都圏では，掘削土の有効利用の一つとして「流動化処理土」が広く普及してきている [1)]．流動化処理土は，スラリー系事前混合処理土に分類されるセメント改良土であり，その力学特性は,固化材添加量を増やして強度を増加させると,脆性的な挙動を示し耐震性の低下が懸念される.近年，流動化処理土の耐震性向上に関する様々な研究が行われ，繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性に関する研究も多数行われている [2)~5)]．しかし，繊維材混合流動化処理土の繰返し荷重に対する十分な検討は行われておらず，繰返し変形特性に関する直接的な検討はあまり実施されていない [6),7)]．わが国では,「東北地方太平洋沖地震」や「能登半島地震」などの大地震の発生や，近い将来,「南海トラフ巨大地震」の発生が想定されているが，埋戻し材，擁壁背面の裏込め材，あるいは空洞充填材として用いられる流動化処理土が，大きな振幅を持つ地震動によって作用する繰返し載荷の影響を，どれくらい受けるのかということに関する研究がほとんど行われておらず，未解明な部分が多い.

そこで，本研究では，種々の配合条件で原位置養生された繊維材混合流動化処理土の繰返し非排水三軸せん断特性を検討するために，泥水密度 1.280, 1.216 g/cm^3，繊維材添加量 10 kg/m^3，養生日数 28 日,固化材添加量 100 kg/m^3 として原位置養生にて作製した繊維材混合流動化処理土に対して，有効拘束圧 σ_c'= 98.1 kPa，軸差応力の片振幅 σ_d= 140, 160, 180 kPa で繰返し非排水三軸試験を実施した.また,固化材添加量を変化させた場合のせん断特性を比較・検討するために，泥水密度 1.280 g/cm^3，繊維材添加量 10 kg/m^3，養生日数 28 日，固化材添加量 80, 100 kg/m^3 として，原位置養生にて作製した繊維材混合流動化処理土に対して，有効拘束圧 σ_c'= 98.1 kPa，軸差応力の片振幅 σ_d= 160, 180, 200 kPa の繰返し非排水三軸試験を実施した.

表−1　NSF-CLAY の物理的性質

土粒子密度	ρ_s (g/cm^3)	2.762
液性限界	W_L (%)	60.15
塑性限界	W_p (%)	35.69
塑性指数	I_p	24.46



図−1　試験装置概略図

2. 試料および実験

2.1. 試料

本研究では，母材の均質性を考慮して，物理的特性が明らかになっている市販の粘性土である NSF-CLAY を母材として用いた．その物理的性質を**表−1** に示す．固化材には特殊土用セメント系固化材(太平洋セメント，ジオセット 200)を用いた.繊維材には，入手が容易な新聞紙をフードプロセッサーによって綿状に粉砕して加工したものを使用した.

Cyclic Undrained Triaxial Shear Properties of Liquefied Stabilized Soils Mixed with Fiber Material Cured at In-Situ under Various Mixing Conditions : Masahiko Sato (Graduate student,　Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology)

表-2　実験条件

	養生日数 (日)	泥水密度 (g/cm^3)	繊維材 (g/cm^3)	固化材添加量 (kg/m^3)	σ_c' (kPa)	σ_d (kPa)	載荷速度 (%)	σ_s (kPa)
C1	28	1.280	10	100	98.1	140	5.04	0
C2						160		
C3						180		
C4						200		
C5		1.216		100		140		
C6						160		
C7						180		
C8		1.280		80		160		
C9						180		
C10						200		

流動化処理土の作製方法には，掘削発生土に適度な水を加えて，密度調整された泥水を作製した後，固化材を混合する「泥水式」と，掘削発生土に加水して砂または粘性土を調整剤として加えて泥水を作製した後，固化材を混合する「調整泥水式」の 2 種類がある．「調整泥水式」は，主に，掘削発生土に細粒分が多く含まれる場合に適用されるが，この方法は，処理土の密度，材料分離抵抗性，流動性などを考慮して配合を決定する必要があることから，条件とするパラメータが多くなる．したがって，本研究では，作製過程が簡便でパラメータを少なくすることが可能な「泥水式」による方法で流動化処理土を作製した．

2.2．実験

本研究では，三軸試験装置を用いて，繰返し非排水三軸試験を実施した．**図-1** に試験装置の概略図を示す．本研究で実施した繰返し非排水三軸試験の実験条件の一覧を**表-2** に示す．すべての供試体で，原位置での養生日数を 28 日，繊維材添加量 10 kg/m³，有効拘束圧 σ_c'＝98.1 kPa，等方圧密を 15 時間，繰返し載荷時の軸ひずみ速度 5.04 %/min，載荷振幅の中立軸となる軸差応力σ_s'＝ 0 kPa（等方応力），繰返し載荷回数 10000 回として，載荷波形を三角波で軸ひずみ制御にて繰返し載荷を行った．なお，供試体の飽和は二重負圧法で行い，背圧を 196 kPa とした．表-2 に示す実験条件 C1～C4 は，泥水密度 1.280 g/cm³，固化材添加量 100 kg/m³ で作製した供試体に対して，4 種類の軸差応力振幅の片振幅 σ_d＝140, 160, 180, 200 kPa で，実験条件 C5～C7 は，泥水密度 1.216 g/cm³，固化材添加量 100 kg/m³ で作製した供試体に対して，3 種類のσ_d＝140, 160, 180 kPa で，実験条件 C8～C10 は，泥水密度 1.280 g/cm³，固化材添加量 80 kg/m³ で作製した供試体に対して，3 種類のσ_d＝160, 180, 200 kPa で，それぞれ繰返し載荷を実施した．

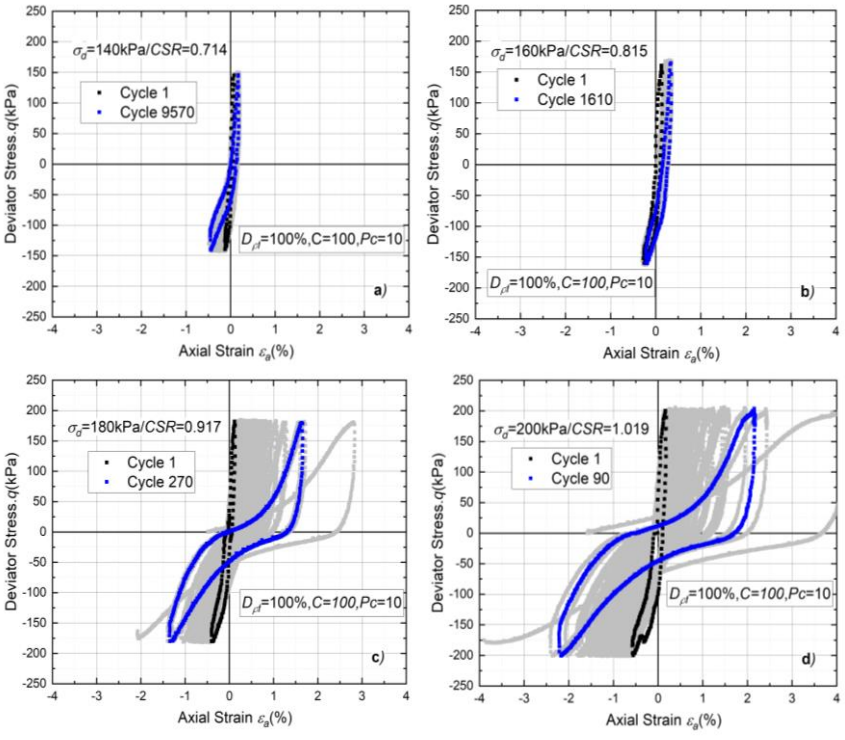
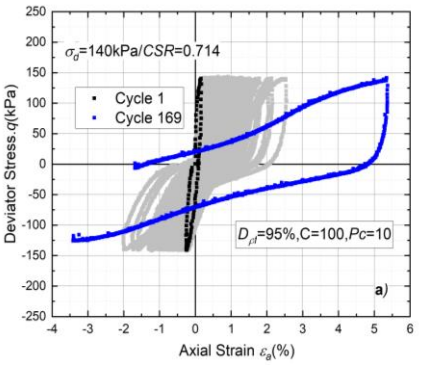


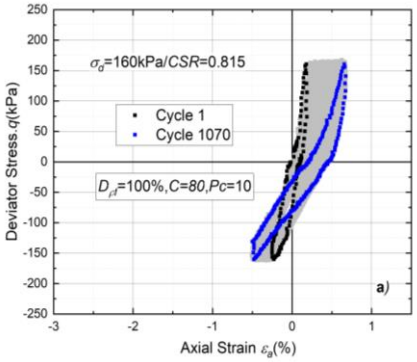
図-2 繰返し載荷中の q～ε_a関係：D_{pf}=100 %,C=100 片振幅 140~200 kPa

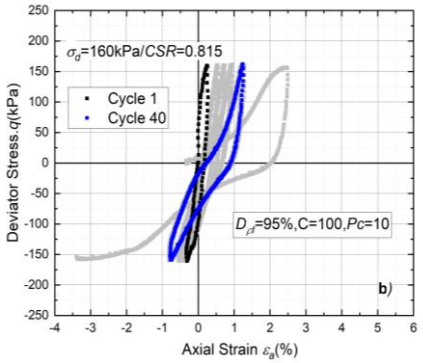
3．試験結果と考察

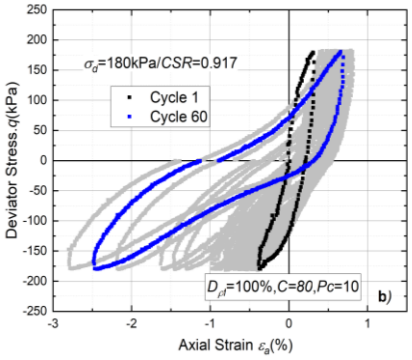
3.1．q～ε_a関係

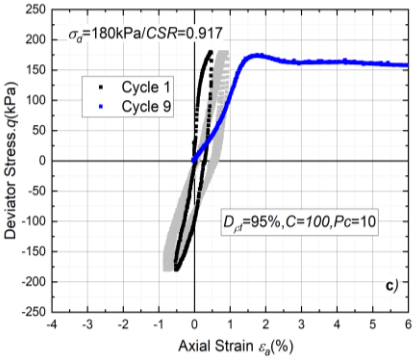
図-2 は泥水密度ρf = 1.280 g/cm³ (泥水密度比 $D_{\rho f}$= 100 % = 1.280/1.280×100)，固化材添加量 C=100 kg/m³ の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa，σ_d=140, 160, 180, 200 kPa の条件で実施した繰返し非排水三軸試験における軸差応力 q と軸ひずみε_aの関係を，**図-3** は泥水密度ρf = 1.216 g/cm³ (泥水密度比 $D_{\rho f}$=95 % = 1.216/1.280×100)，C=100 kg/m³ の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa，σ_d=140, 160, 180 kPa の条件で実施した q～ε_a関係を，**図-4** は $D_{\rho f}$=100 %，C=80 kg/m³ の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_d=160, 180, 200 kPa, σ_c'=98.1 kPa の条件で実施した q～ε_a関係を，それぞれ示している．**図-2**, **3**, **4** において最初の履歴ループを黒色で，最後の履歴ループを青色で，それ以外の履歴ループを灰色で表示した．また，図中，CSR は繰返し応力振幅比(σd/2σc')である．本研究では，σ_c'は一定値(= 98.1 kPa)としているため，CSR の値は，σ_dにのみに依存する値である．**図-2** を見ると，σ_dの増加に伴い，発生する軸ひずみが増大するとともに，σ_d= 180 kPa 以上では，q～ε_a関係が紡錘型から S 字型に変化している，また，最後の履歴ループの載荷回数が減少している．これは，砂の繰返し非排水三軸試験結果で見られる現象と同様であるが，繊維材混合流動化処理土では液状化現象が見られず，伸張側でネッキングや限界状態に接近するためであると考えられる，**図-2** と**図-3**，**図-4** を比較すると，泥水密度を減少させた場合，あるいは，固化材添加量を減少させた場合には，少ない載荷回数で大きな軸ひずみが発生している．このことから，泥水密度，固化材添加量を減少させると，限界状態に早く接近すると考えられる．また，σ_d= 160 kPa (図-2-(b), 図-3-(b), 4-(a))，およびσ_d= 180 kPa (図-2-(c), 図-3-(c), 4-(b))の q～ε_a関係から，繰返し非排水三軸せん断特性の強度に及ぼす影響は，泥水密度のほうが固化材添加量より大きいと考えられる．











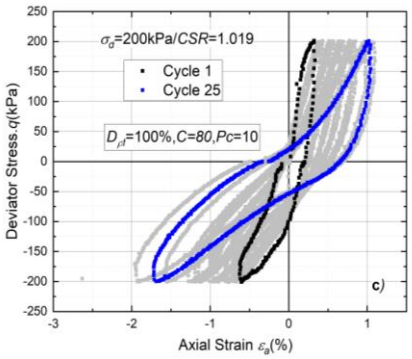


図-3 繰返し載荷中の q～ε_a関係：$D_{\rho f}$=95 %,C=100 片振幅 140~180 kPa

図-4 繰返し載荷中の q～ε_a関係：$D_{\rho f}$=100 %,C=80 片振幅 160~200 kPa

3.2．$\Delta u'$~N 関係

図-5 はρf = 1.280 g/cm³ ($D_{\rho f}$= 100 %), C=100 kg/m³ の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa, σ_d=140, 160, 180 kPa の条件で実施した繰返し非排水三軸試験における過剰間隙水圧比$\Delta u'(=\Delta u/\sigma'_{03})$と載荷回数 N の関係を，**図-6** はρf = 1.216 g/cm³ ($D_{\rho f}$=95 %)，C=100 kg/m³ の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa, σ_d=140, 160, 180 kPa の条件で実施した$\Delta u'$~N 関係をそれぞれ示している．$\Delta u'$の発生量は載荷振幅が大きいほうが，少ない載荷回数で大きくなっている．これは，載荷振幅が大きくなるとともに，限界状態に接近して

いくためであると考えられる．また，泥水密度を変化させたときの$\Delta u'$~N 関係においては，載荷振幅に関わらず，泥水密度が小さいほうが少ない載荷回数で，$\Delta u'$が急激に増加している．これは，泥水密度が小さい場合には，泥水密度が大きい供試体に比べ供試体内の間隙が大きく，相対的に，供試体内の間隙水圧が上昇しやすい状態になっているためであると考えられる．

図-7 はρ_f = 1.280 g/cm^3 (泥水密度比 $D_{\rho f}$= 100 %)，C=100 kg/m^3 の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa，σ_d=160, 180, 200 kPa の条件で実施した繰返し非排水三軸試験における過剰間隙水圧比$\Delta u'(=\Delta u/\sigma'_{03})$と載荷回数 N の関係を，**図-8** は$\rho_f$ = 1.280 g/cm^3 (泥水密度比 $D_{\rho f}$=100 %)，C=80 kg/m^3 の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa，σ_d=160, 180, 200 kPa の条件で実施した$\Delta u'$~N 関係をそれぞれ示している．$\Delta u'$の発生量は，固化材添加量の大小に関わらず，載荷振幅が大きいほうが少ない載荷回数で大きくなっている．これは，前述したように，載荷振幅が大きくなるとともに，限界状態に接近していくためであると考えられる．また，固化材添加量を変化させたときの$\Delta u'$~N 関係においては，固化材添加量が小さい場合のほうが，少ない載荷回数で，$\Delta u'$の発生量が大きい．これは，固化材添加量が小さいと，固化材によるセメンテーション効果が小さくなるため，供試体内の間隙水に作用する繰返し応力の影響が大きくなり，間隙水圧が発生しやすくなるためであると考えられる．

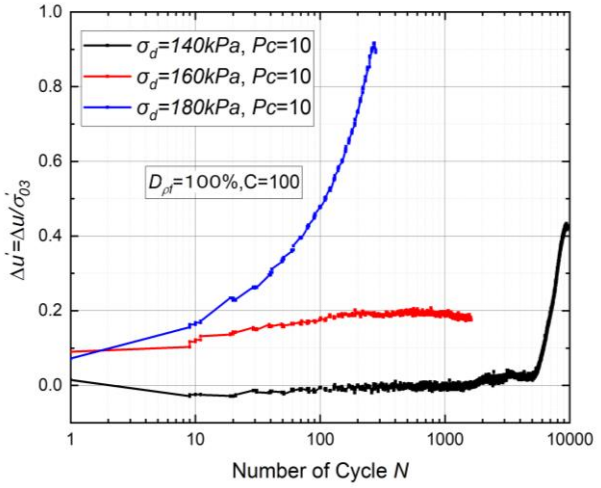


図-5 $\Delta u'$~N 関係：$D_{\rho f}$=100 %,C=100 片振幅 140~180 kPa

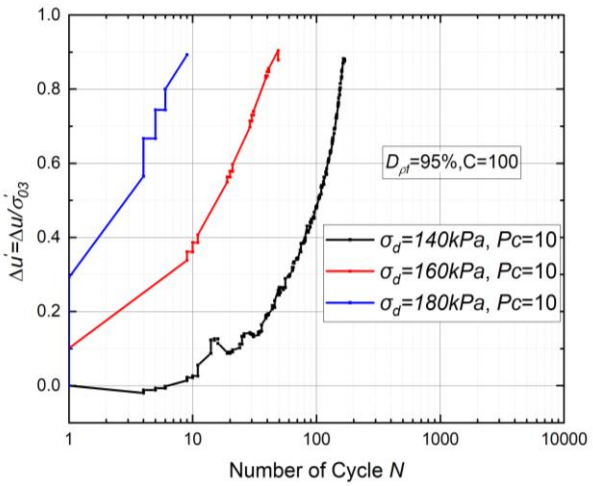


図-6 $\Delta u'$~N 関係：$D_{\rho f}$=95 %,C=100 片振幅 140~180 kPa

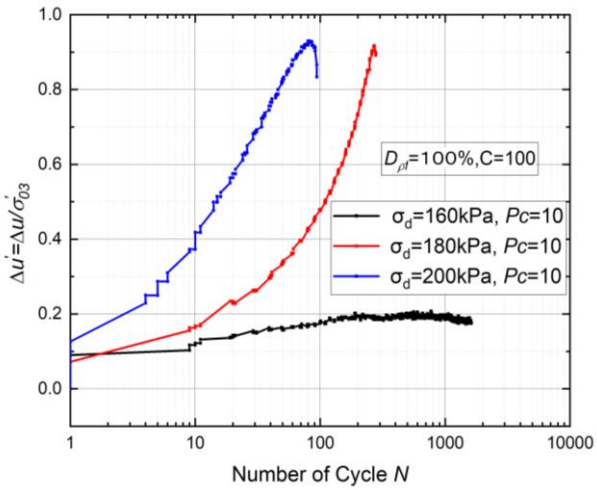


図-7 $\Delta u'$~N 関係：$D_{\rho f}$=100 %,C=100 片振幅 160~200 kPa

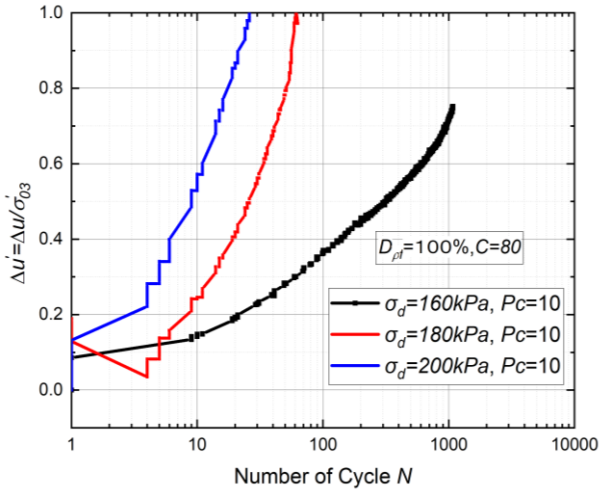


図-8 $\Delta u'$~N 関係：$D_{\rho f}$=100 %,C=80 片振幅 160~200 kPa

3.3. ε_a~N 関係

図-9 はρ_f = 1.280 g/cm^3 ($D_{\rho f}$= 100 %), C=100 kg/m^3 の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa, σ_d=140, 160, 180 kPa の条件で実施した繰返し非排水三軸試験における軸ひずみ$\boldsymbol{\varepsilon_a}$と載荷回数 N の関係を，**図-10** は$\rho_f$ = 1.216 g/cm^3 ($D_{\rho f}$=95 %)，C=100 kg/m^3 の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa，σ_d=140, 160, 180 kPa の条件で実施した$\boldsymbol{\varepsilon_a}$~$\boldsymbol{N}$ 関係をそれぞれ示している．泥水密度の大小にかかわらず，繰返し載荷振幅が大きくなると，少ない載荷回数で軸ひずみの発生量が大きくなり限界状態に達していることが分かる．また，泥水密度を変化させたときの$\boldsymbol{\varepsilon_a}$~$\boldsymbol{N}$ 関係は，泥水密度が小さいほうが，少ない載荷回数で大きな軸ひずみが発生している．これは，前述のように，泥水密度を小さくすると，供試体内の間隙が大きくなると粒子間の構造骨格が弱くなり，繰返し応力の影響が大きくなるからであると考えられる．

図-11 はρ_f = 1.280 g/cm^3 ($D_{\rho f}$= 100 %)，C=100 kg/m^3 の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa, σ_d=160, 180, 200 kPa の条件で実施した繰返し非排水三軸試験における$\boldsymbol{\varepsilon_a}$~$\boldsymbol{N}$ 関係を，**図-12** はρ_f = 1.280 g/cm^3 ($D_{\rho f}$=100 %)，C=80 kg/m^3 の繊維材混合流動化処理土に対して，σ_c'=98.1 kPa，σ_d=160, 180, 200 kPa の条件で実施した$\boldsymbol{\varepsilon_a}$~$\boldsymbol{N}$ 関係をそれぞれ示している．固化材添加量の大小にかかわらず，繰返し載荷振幅が大きくなると，少ない載荷回数で軸ひずみの発生量が大きくなり限界状態に達していることが分かる．また，固化材添加量を変化させたときの$\boldsymbol{\varepsilon_a}$~$\boldsymbol{N}$ 関係は，固化材添加量が小さいほうが少ない載荷回数で大きな軸ひずみが発生している．これは，固化材添加量が少ないと固化材のセメンテーション効果が小さくなるため，繰返し載荷の影響が大きくなり，結果的に軸ひずみの発生量が大きくなるためあると考えられる．

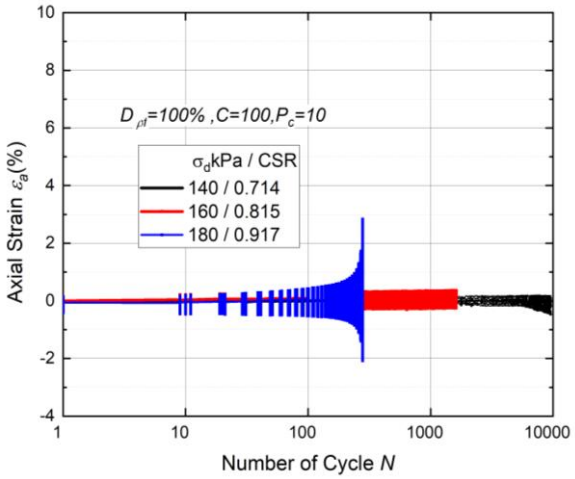


図-9 ε_a~N 関係：$D_{\rho f}$=100 %,C=100 片振幅 140~180 kPa

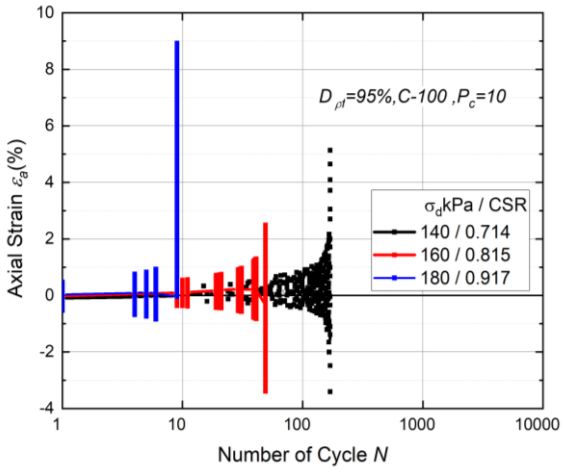


図-10 ε_a~N 関係：$D_{\rho f}$=95 %,C=100 片振幅 140~180 kPa

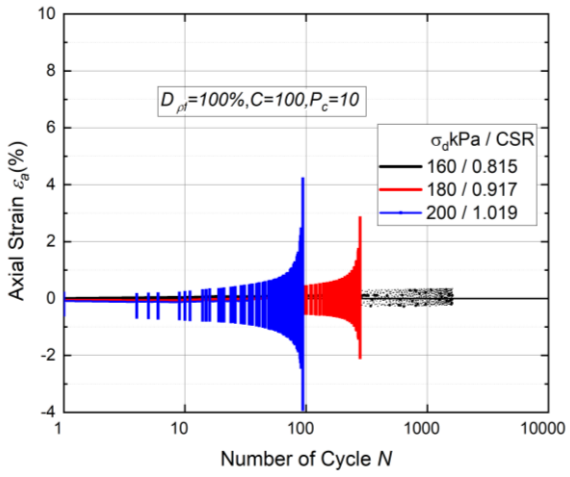


図-11 ε_a~N 関係：$D_{\rho f}$=100 %, C=100 片振幅 160~200 kPa

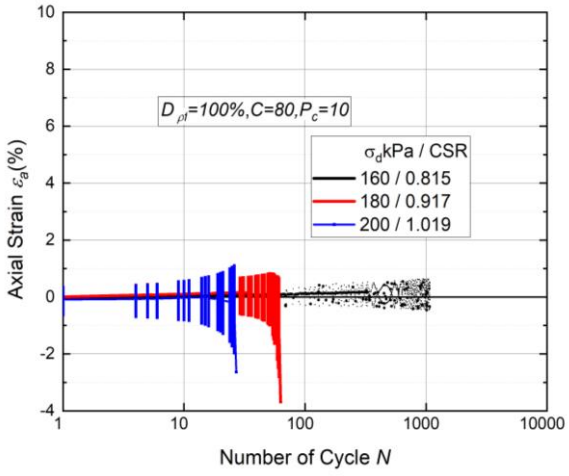


図-12 ε_a~N 関係：$D_{\rho f}$=100 %, C=80 片振幅 160~200 kPa

4．まとめ

原位置養生された繊維材混合流動化処理土の繰返し非排水三軸せん断特性に及ぼす泥水密度，固化材添加量，繰返し載荷振幅影響を比較・検討するために，種々の条件で繰返し非排水三軸試験を実施した結果，本研究の範囲内で以下の知見を得た．

1) 繰返し非排水三軸試験の q~ε_a関係において，強度に及ぼす影響は，泥水密度のほうが固化材添加量より大きいと考えられる．
2) 繰返し非排水三軸試験の$\Delta u'$ ~N 関係において，繰返し応力振幅を大きくすると，少ない載荷回数で限界状態に接近する．一方，繰返し応力振幅が大きい場合には，泥水密度，固化材添加量が小さいほうが過剰間隙水圧の発生量が大きく，早く限界状態に接近すると考えられる．
3) 繰返し非排水三軸試験のε_a~N 関係において，繰返し応力振幅を大きくすると，少ない載荷回数で大きな軸ひずみが発生し，限界状態に達する．一方，繰返し応力振幅が大きい場合には，泥水密度，固化材添加量が小さいほうが大きな軸ひずみが発生し，限界状態に接近すると考えられる．

【謝辞】本研究の遂行にあたっては，試料の作製，実験及びデータ整理に室蘭工業大学 4 年生，尾崎俊輔君及び佐藤晟君の協力を得た．末筆ながら，深甚なる感謝の意を表します．

【参考文献】

1) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再利用技術」，技報堂出版，1997.
2) 木幡行宏・對馬広紀：流動化処理土の三軸せん断特性に及ぼす繊維材混合の影響，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.721-722，2004.7.
3) 木幡行宏，市川昌嗣，Nguyen Cong Giang，加藤勇一：繊維補強した流動化処理土の三軸せん断に伴う損傷特性の検討，ジオシンセティックス論文集第 22 巻，pp.56-62，2007.12.
4) 伊藤企陽司，木幡行宏，小山雄大：繊維材混合流動化処理土の力学特性に及ぼすセメント系固化材の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 51 号，pp.131-136，2011.1.
5) 佐々木将人，木幡行宏：繊維材混合流動化処理土の三軸せん断特性に及ぼす泥水密度の影響，地盤工学会北海道支部技術報告書，第 57 号，pp.83-88，2017.1.
6) 渡邉詩織，木幡行宏，岡田稜平，Le Khac Hung：圧縮側での繰返し載荷を受ける繊維材混合流動化処理土の変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告書，第 63 号，pp.121-126，2023.1.
7) 渡邉詩織，木幡行宏：単調および繰返し載荷による繊維材混合流動化処理土の非排水三軸せん断特性，第 58 回地盤工学会研究発表会講演集，pp.13-5-1-06，2023.7.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

屋外掘削溝地盤の崩壊前兆把握および土砂ガードによる崩壊土の移動防止効果

北海道大学　国際会員　○横浜　勝司
労働安全衛生総合研究所　国際会員　玉手　聡
労働安全衛生総合研究所　国際会員　堀　智仁
日本スピードショア株式会社　国際会員　菊田　亮一

１．はじめに

地盤掘削を伴う工事では掘削壁面保護のための土止め支保工の先行実施が必須である．厚生労働省の行政指導通達(平成 15 年 12 月 17 日付け基発第 1217001 号「土止め先行工法に関するガイドラインの策定について [1)]」では事故防止のため 1.5m 以上の溝掘削の際には土止め支保工の設置を推奨している．一方，掘削深さが 1.5m 未満の工事においては土止めの設置を必須としない条件もあること，また土止め支保工の先行実施が難しい施工状況がある等の事情もある．そのような状況での労働災害防止に資するために，経済的な安全対策方法の 1 つとして労働安全衛生総合研究所と日本スピードショア株式会社による掘削溝の崩壊土砂移動を遮蔽する安全装置（以降，土砂ガードを称する）が開発され，その機能が室内での実物大実験 [2),3),4),5),6),7)] にて検証されている．本研究では土砂ガードによる掘削溝地盤の崩壊土砂による溝空間の閉塞防止効果を検証するための屋外計測を実施した．計測結果から，掘削溝地盤からの崩壊土砂の受け止め挙動を観測し，土砂ガードの内部空間の確保性能を検証した．加えて地盤崩壊の前兆を感知する機器を周辺地盤に設置しその応答挙動に関する検討も行なった．

２．土砂ガードの概要

図-1 は本研究で用いた土砂ガードの仕様を示す．土砂ガードのフレームはアルミ合金製であり，側面には崩壊土砂を受けるポリエステル製の受圧シートが設置されている．フレームは 2 本の斜材を中央部よりやや下側に偏心した位置で連結したものと上下の計 4 箇所の梁材で構成されている．斜材は長さ 1600mm，幅および高さが 30mm，60mm の矩形断面を有し，肉厚が 3mm の部材である，梁材は長さが 1334mm または 1400mm，幅 30mm および高さ 60mm の矩形断面を有する部材である．掘削溝内に設置した土砂ガードの

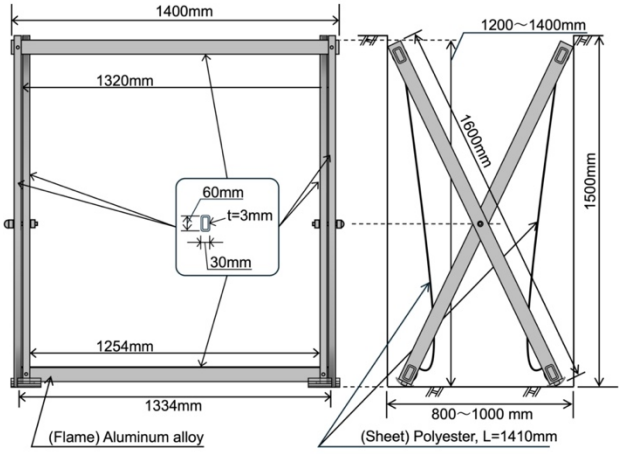


図-1 土砂ガードの仕様





図-2 屋外計測の準備状況：(a)掘削溝の造成，(b)土砂ガードの設置状況

Identifying the signs of collapse in the outside excavated trench ground and preventing movement of collapsed soil by soil guard : Shoji Yokohama (Hokkaido University), Satoshi Tamate, Tomohito Hori (National Institute of Occupational Safety and Health, Japan), Ryoichi Kikuta (Japan Speed Shore Co., LTD)

内部で作業を行うことで作業者周辺の崩壊土砂による溝閉塞を防ぎ安全性を確保することを図る．土砂ガードの空間確保性能を正常に発揮するために，土砂ガードの上部開きおよび高さをそれぞれ 800～1000mm および 1200～1400mm 程度にして使用するものである．設置した受圧シートの長さは 1410mm である．既往の研究では屋内施設で造成した実物大溝地盤の崩壊時の土砂ガードの効果 [2),3),4),5),6),7)]を検証しているが，屋外での実証事例が少ないことから本計測を実施した．

３．屋外計測の実施状況

3.1 掘削溝造成および土砂ガード設置状況

屋外計測は北海道雨竜町オシラリカ地区で 2024 年 7 月 4 日から実施した．**図-2**(a)，(b)は掘削溝の造成および土砂ガードの設置状況を示す．(a)は計測実施箇所の敷地内の一部を重機で掘削している状況を示す．地盤掘削および土砂ガードの設置は 2024 年 7 月 4 日の 10 時から 13 時に実施した．掘削溝は幅が約 1m，深さが約 1.8m，掘削溝の長さが約 5m である．造成した掘削溝内での地下水面は見られなかった．(b)は造成した掘削溝内に土砂ガードを設置した状況を示す．土砂ガードの脚部が掘削溝の壁面に接触して自立しているが，土砂ガードの上部と溝壁面は接触していない状態であった．この状況を初期状態として降雨等による地盤崩壊を待ち土砂ガードの挙動を観測した．掘削溝の周囲には掘削溝および土砂ガードの挙動を撮影するためのデジタルカメラを設置した．掘削溝の 3 箇所にはその崩壊挙動を感知する器具である表層ひずみ棒センサー（Mini Pipe Strain meter，MPS と称する）[2),7)]を設置した．崩壊土砂を受け止めた際の土砂ガードのフレームの曲げ特性を調べるために，土砂ガードの上部 2 本の梁材および斜材にひずみゲージを設置した．

3.2 掘削溝の崩壊および土砂ガードの挙動

設置したデジタルカメラで 1 時間に 1 回の頻度でのインターバル撮影を実施した．**図-3**(a)，(b)はそれぞれ 2024 年 7 月 4 日の 17:06 頃の掘削溝の開口部（以降，正面とする）および背後から撮影した画像である．(a)での正面側では掘削溝の崩壊挙動は見られないが，(b)に示す背後側では土砂ガードの脚部を含む範囲で掘削溝が崩壊し，崩壊土砂が受圧シートおよびフレームに接触した様相が見られた．**図-4**(a)，(b)は 7 月 8 日の 19:06 頃の正面および背面からの画像である．(a)によると掘削溝の右側で剥離型の崩壊が発生した．左側では土砂ガードの手前の箇所で崩壊が発生したこと，掘削壁面が受圧シートに近づいたような挙動を見ることができる．(b)の背面からの画像でも(a)での内容を確認でき，掘削溝の形状が保持されていることがわかる．その後 7 月 24 日の日中に掘削溝の崩壊が顕在化した．**図-5**(a)，(b)はそれぞれ 7 月 24 日の 4:05 および 12:05 での正面からの画像である．(a)での状況は前掲の 7 月 8 日の状況（**図-4**(a)参照）と類似した様子であり掘削溝の新たな崩壊は見られない．5 時間経過後，(b)が撮影された際では掘削溝の左側で崩壊が発生し，土砂ガードの手前における崩壊土砂の堆積も見られた．2024 年 7 月 24 日の早朝からの顕著な降雨により崩壊が発生したと考えられる．

2024 年 8 月 8 日に崩壊状況および土砂ガードの形状を観測した．**図-6**(a)，(b)はそれぞれ正面および背面からの状況を示す．(a)で示す画像では 7 月 24 日の崩壊状況（**図-5**(b)参照）との明瞭な違いがなく，崩壊時の状況が保持されていることがわかる．(b)の背面からの画像によると，土砂ガードの左右両方から崩壊土砂により圧縮されながらも受圧シート内部での空間の存在を確認できる．土砂ガードの左右で崩壊形態が異なることも見られた．**図-6**(b)での右側地盤（正面から見て左側）では土塊形状が残存した状態で土砂移動が阻止されている．他方では掘削壁面がほぼ鉛直に崩れ，その崩壊土砂が受圧シートで受け止められた様相が見られた．このことは，土砂ガードの機能として崩壊土砂の溝内流入防止だけでなく，崩壊土塊の移動防止効果があることも示唆している．

掘削溝地盤の現場密度を屋外計測実施前（2024 年 5 月 30 日）および崩壊後（2024 年 8 月 8 日）に計測した．**表-1** は掘削溝地盤の物理特性などの一覧を示す．屋外計測実施前では掘削溝地盤の天端部での砂置換法で，崩壊後では溝底部に堆積した崩壊土砂からのサンプリングにより密度および含水比を計測した．崩壊前後で乾燥密度が ρ_d=1.270～1.278(Mg/m^3)であり，締固め度では 71%程度に相当することから計測箇所の地盤は緩い状態であったことが伺える．

崩壊前後の掘削溝および土砂ガードの形状を LiDAR により計測し断面形状を**図-7**(a)～(d)に描画した．

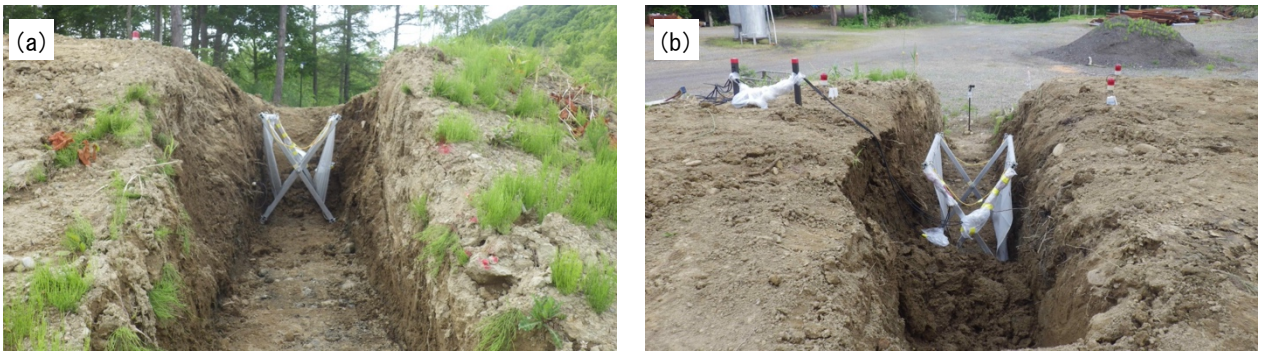


図-3 2024 年 7 月 4 日での掘削溝の状況：(a) 17:07（正面），(b) 17:06（背面）

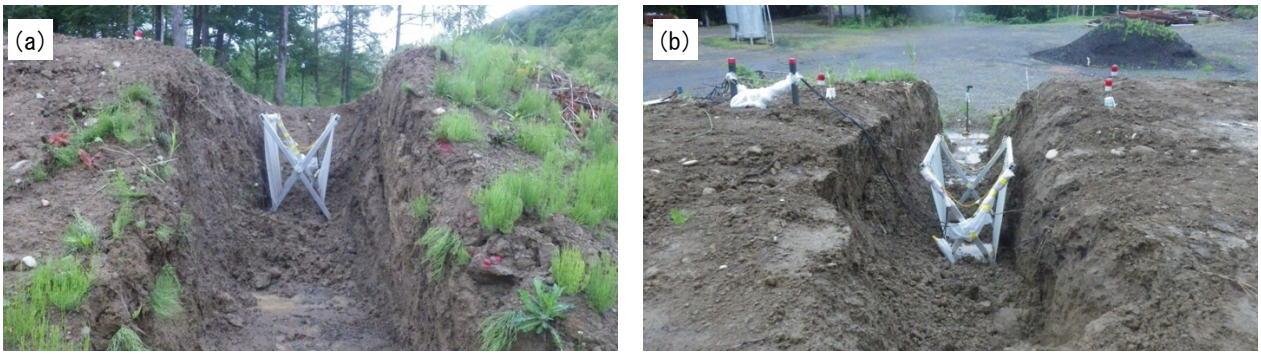


図-4 2024 年 7 月 8 日での掘削溝の状況：(a) 19:07（正面），(b) 19:06（背面）

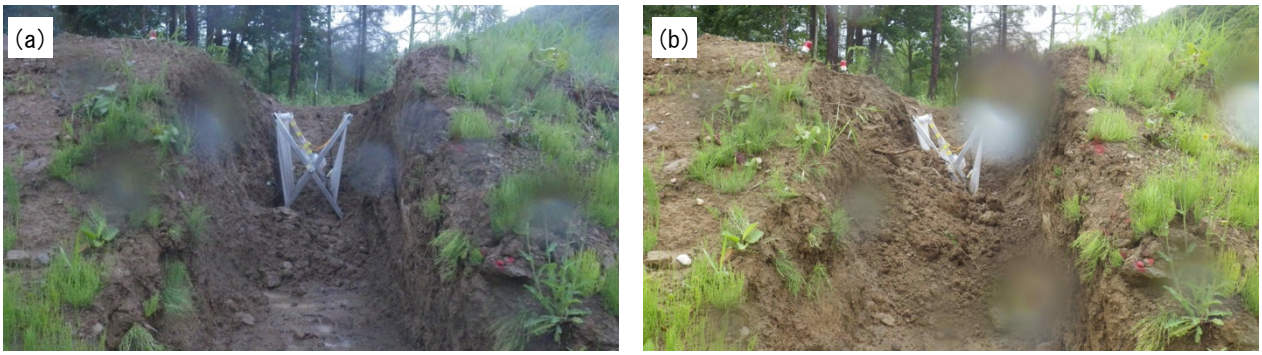


図-5 2024 年 7 月 24 日での掘削溝の状況（正面）：(a) 4:05，(b) 12:05



図-6 2024 年 8 月 8 日での掘削溝崩壊後の状況：(a) 正面，(b) 背面

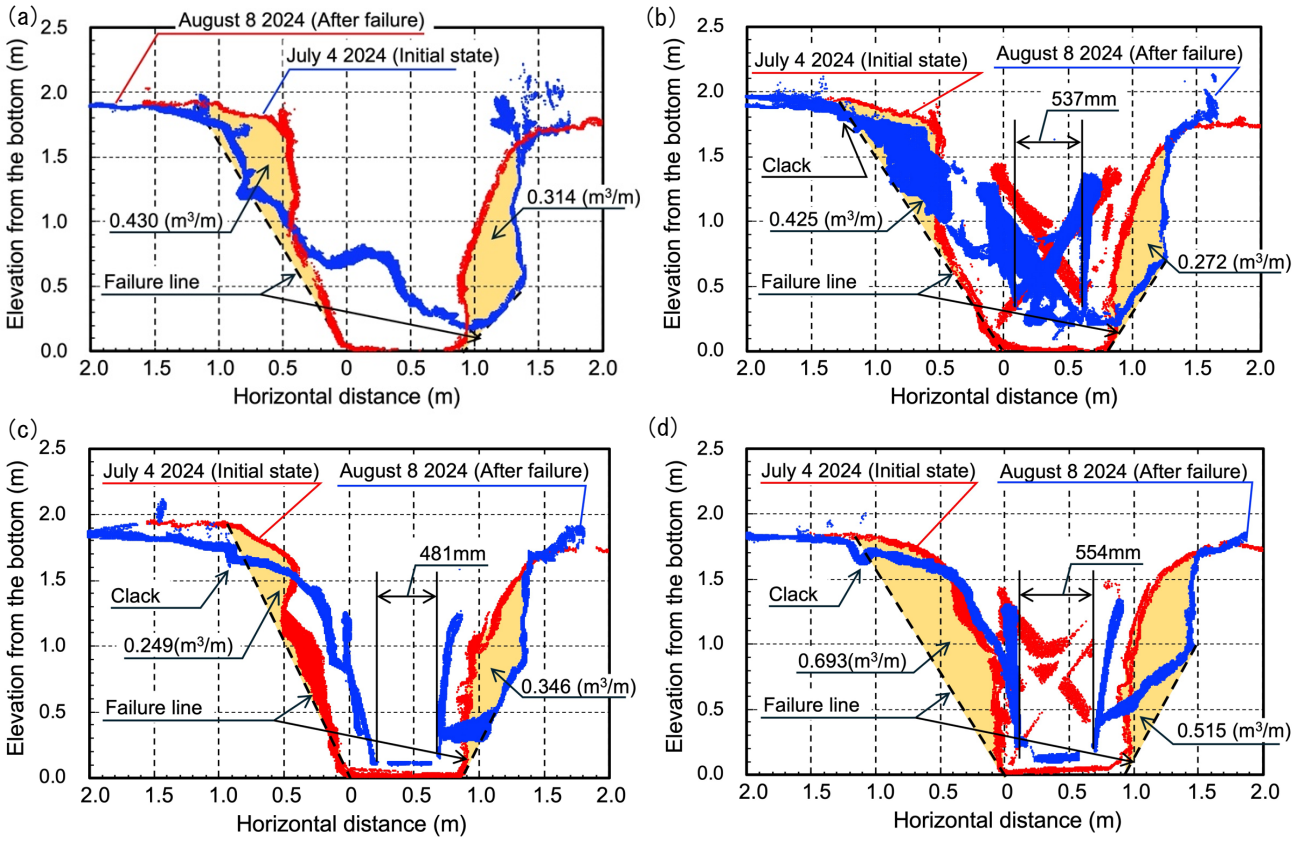


図-7 掘削溝の断面形状：(a) 土砂ガードから手前に 0.3m，(b) 手前側の斜材フレームの位置，(c) 土砂ガードの中央部，(d) 背面側の斜材フレームの位置

表-1 掘削溝の現場密度等の情報

			in-situ, initial (average) (May 30, 2024)			in-situ (average) (Aug 08, 2024)		
ρ_s (g/cm^3)	$\rho_{d\,max}$ (g/cm^3)	w_{opt} (%)	ρ_t (Mg/m^3)	ρ_d (Mg/m^3)	w_n (%)	ρ_t (Mg/m^3)	ρ_d (Mg/m^3)	w_n (%)
2.546	1.80	16.0	1.640	1.278	28.2	1.651	1.270	30.1

D_{max} (mm)	D_{50} (mm)	F_c (%)	CUB test (D≦9.5mm)	
			ϕ' (deg)	c' (kN/m^2)
38.1	0.51	26.2	38.7	0

(a) は土砂ガードの手前側から 0.3m 離れた位置での断面形状，(b) は手前側の斜材フレームの位置，(c) は土砂ガードの中央部，(d) は背後側の斜材フレームの位置の断面形状を示す．(a) より土砂ガードが無い箇所では左右両側で崩壊が発生し溝内部の崩壊土砂が堆積した状況が見られた．地盤内のすべり線を直接視認できなかったため，崩壊土量の推定のために地盤内のすべり線形状（各図中の Failure line）を仮定する．具体的には，左側の地盤では天端部のクラックから溝壁下部を繋ぐ直線形状として，右側では露出した崩壊面先端から溝壁下部までを繋ぐ形状としてそれぞれのすべり線を仮定した．すべり線上の土砂を崩壊箇所とした際の単位奥行き辺りの体積は左右それぞれで 0.430m^3/m，0.314m^3/m を得た．同様の崩壊形状は掘削溝の手前側の約 2m までの範囲で見られた．

次に土砂ガード設置部での崩壊形状を調べる．**図-7** (b)～(d) からは左側の天端部に明瞭なクラックが出現しすべり崩壊が生じたこと，右側では天端から 0.6m～1.0m の範囲で鉛直な崩壊面が現れる崩壊挙動が発生したことがわかる．受圧シート内部への土砂流入は見られず空間が確保されたこともわかる．シート間の空間は土砂ガード中央部で 481mm（(c) 参照），斜材フレームの位置（(b) および (d) 参照）では 537mm，554mm

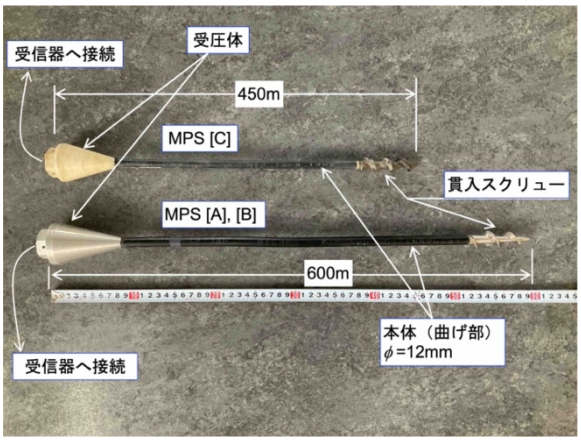


図-8 本計測に用いた MPS

でありいずれも青年男性の平均背肩幅の平均値である 439.5mm [8] よりも長く，その空間確保性能を確認することができた．これらの断面においてもすべり面を図-7(a)と同様に仮定し、図中の黄色で示した領域が崩壊範囲として考えた上で土砂ガードの範囲（奥行き 1.4m 分として）での崩壊箇所の体積を推定すると，左右で 0.566m^3 および 0.518m^3 となった．表-1 での崩壊後の湿潤密度を適用すると崩壊部の湿潤重量は左右でそれぞれ 9.16kN および 8.38kN となった．

3.3 掘削溝の崩壊挙動の把握および土砂ガードのフレームの曲げひずみ特性

掘削溝地盤の崩壊挙動を把捉するために土砂崩壊の簡易危険検出システム（表層ひずみ棒センサー，Mini Pipe Strain meter，以降 MPS[2),7)]と称する）を掘削溝地盤の 3 箇所に設置した．図-8 は MPS の画像である．使用した MPS は本体長さが 0.45m または 0.6m である棒状のセンサーである．先端に貫入スクリューがありハンドドリル等を用いてねじ込むことで地盤内への設置が可能となっている．MPS の棒状部分での曲げ変形に応じて電圧が発生し，発生した電圧値は MPS の上部にある受圧体に接続した受信器に記録される．地盤内のせん断変形に伴う MPS の曲げ変形を感知して地盤崩壊の前兆把握を行うことを意図している．記録された電圧値に基づいて地盤の換算せん断ひずみθ を算出する．θ は MPS の貫入スクリュー先端と受圧体との相対変位 s と本体長さ L との比および MPS 本体の曲げ極性の情報から得られるが，θ の変化挙動を調べることで地盤崩壊の前兆を把握する．その有効性は室内での実大模型実験にて確認されている．

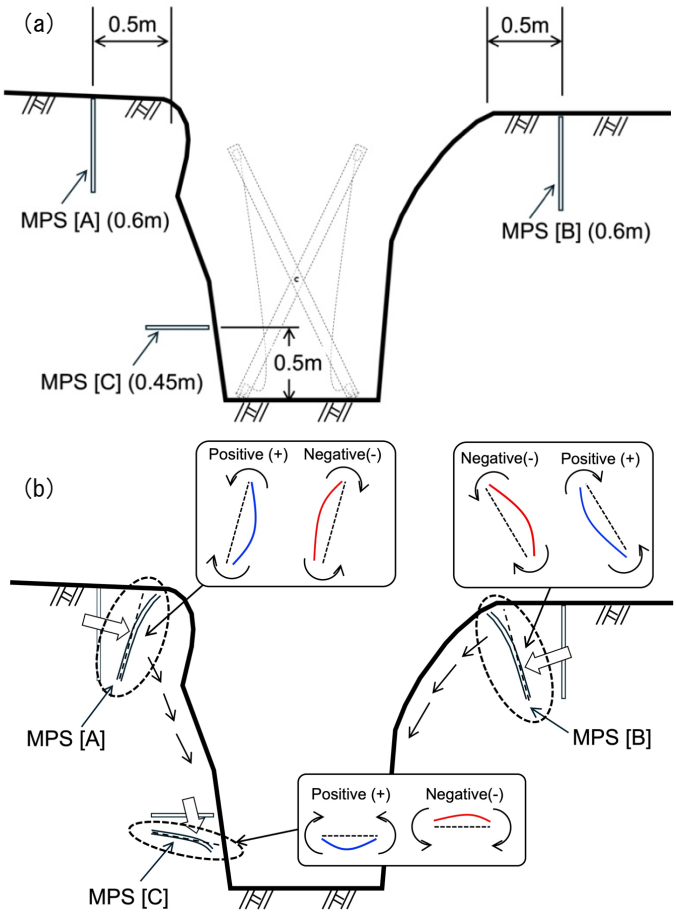


図-9 MPS の設置状況：(a)設置位置，(b)出力値の極性と曲げ挙動

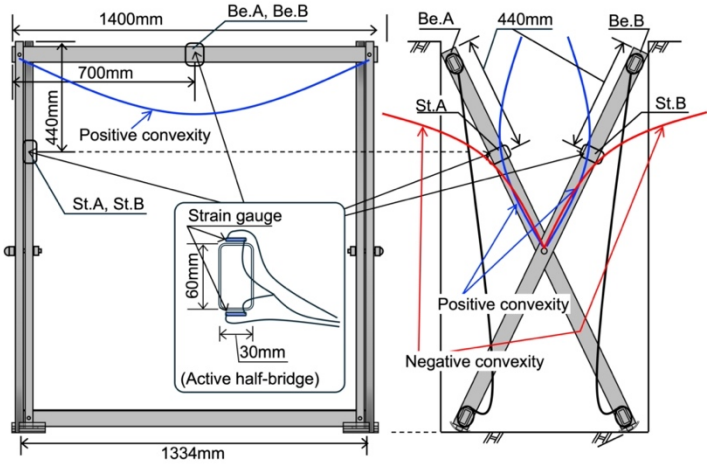


図-10 ひずみゲージの設置個所と曲げ極性

図-9(a)，(b)はそれぞれ MPS の設置位置および MPS の出力極性（正負）を示す．図-9(a)のように MPS を全部で 3 本用意し，そのうちの 2 本を掘削溝の天端部の 2 箇所に MPS を設置した．土砂ガード中央断面上の左右の天端の端部から 0.5m の位置に深さ 0.6m まで MPS を鉛直に挿入した．左右の MPS をそれぞれ

MPS [A]および[B]と称する．さらに正面から見て左側の掘削壁面の 1 箇所にも MPS（MPS [C]とする）を設置した．土砂ガードから 0.3m だけ正面側に離れた位置で掘削溝底面から高さ 0.5m の場所に MPS（長さ 0.45m）を水平に挿入した．図-9 (b)は MPS 出力の極性と曲げ挙動の関連を示す．天端に設置した MPS [A]および[B]では，MPS 本体が掘削溝の内側に凸になる曲げ挙動を感知した際に正極性の電圧または換算せん断ひずみ θ 値を，掘削溝の外側に凸になる曲げ挙動を感知した際に負極性の θ 値を発信するように設定した．一方，掘削壁面に水平に設置した MPS [C]では MPS 本体が下方に凸になる挙動で正極性の θ 値を，上方に凸になる挙動で負極性の θ 値を出力するように設定した．いずれの MPS でもその先端が地盤内の不動点に達している保証が無く掘削溝の変形に伴って MPS 自体が移動することが考えられるが，本研究では MPS の初期位置からの移動量は計測していない．

崩壊土砂を受け止めた際の土砂ガードの挙動を把握するために，部材にひずみゲージを設置し曲げひずみを計測した．図-10 は各部材に張り付けたひずみゲージの位置を説明している．ひずみゲージは土砂ガードの斜材および上部梁材に設置した．掘削溝の正面から見て左側の斜材と上部梁材に設置したひずみゲージを St.A, Be.A と称する．また正面から見て右側の斜材と上部梁材のひずみゲージを St.B，Be.B と称する．斜材，梁材ともに部材が下に凸になる曲げ変形を感知した際に正極性の出力をするように設定した．

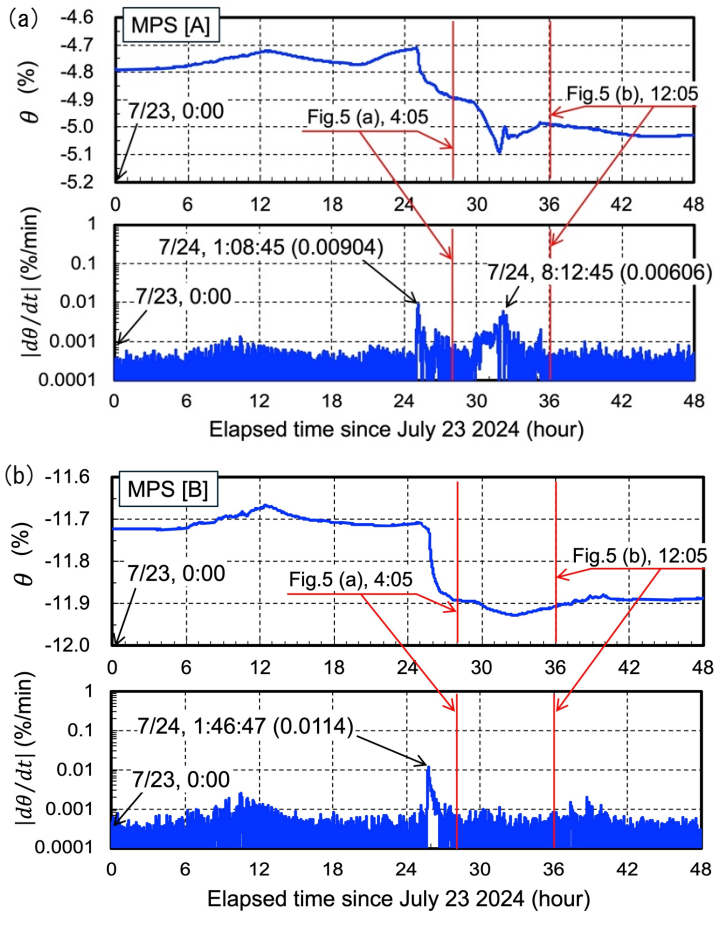


図-11 θ および $|d\theta/dt|$：(a) MPS [A]，(b) MPS [B]

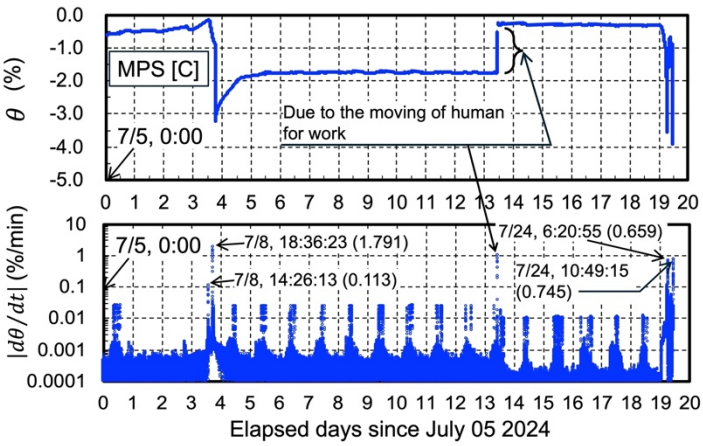


図-12 MPS[C]での θ および $|d\theta/dt|$

図-11 (a)，(b)はそれぞれ MPS [A]および[B]から出力した換算せん断ひずみ θ と θ の時間変化率の絶対値 $|d\theta/dt|$ を 2024 年 7 月 23 日 0 時からの経過時間との関係で整理したものである．(a)に示す MPS [A]では 7 月 24 日の 1:08 および 8:12 に $|d\theta/dt|$ 値が顕著に発生した様相が見られた．前出の図-5 (a)，(b)によると掘削溝地盤の崩壊は 7 月 24 日の 4:05 から 12:05 の間に発生していることから，地盤崩壊発生より少なくても約 3 時間前に地盤内のせん断変形に伴う MPS の応答があったことがわかる．(b)での MPS [B]でも同様の結果が得られており，地盤崩壊より以前の 7 月 24 日 1:46 に $|d\theta/dt|$=0.0114 %/min の出力を得ており，MPS[B]でも掘削溝崩壊の 2 時間以上前での応答があった．これらの結果から今回の掘削溝地盤では崩壊発生の 2～3 時間前に換算せん断ひずみ値 θ が急変し，その変化率 $|d\theta/dt|$ が 0.009～0.01%/min であったことが確認できた．本計測箇所から約 9.2km 離れた位置での気象観測データ [9]では 7 月 23 日 19:40 から 7 月 24 日 11:40 に合計 71mm の降雨が記録されており，本崩壊は強い降雨により発生したと考えられる．

土砂ガードの手前に設置した MPS [C]の出力結果を**図-12** に示す．図では 2024 年 7 月 5 日からの結果を示す．7 月 18 日（経過日数 13 日）での θ および$|d\theta/dt|$の突発的な変動は MPS に内蔵しているバッテリーの交換作業を掘削溝天端にて作業をしたために発生したと考えている．MPS [C]での$|d\theta/dt|$値の顕著な変動は掘削溝の崩壊が見られた 7 月 8 日（**図-4**(a),(b)参照）および 7 月 24 日（**図-5**(a),(b)参照）に見られており地盤崩壊の発生と MPS の出力挙動との良好な対応が確認できる．MPS[A]および[B]での反応挙動を踏まえて地盤崩壊の前兆把捉のための閾値を $|d\theta/dt|$ = 0.01 %/min と仮定すると，MPS [C]では 7 月 8 日以降の全ての日において $|d\theta/dt|$ = 0.01 %/min を超える応答をしていたことから，MPS [C]の設置断面ではせん断変形が断続的に発生し崩壊しやすい状況に至ったことが推察される．

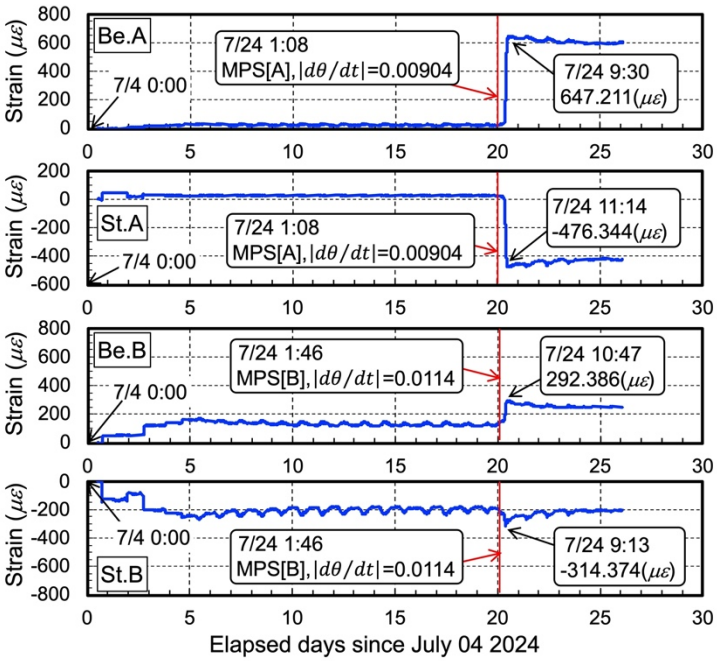


図-13 各フレームの曲げ応答

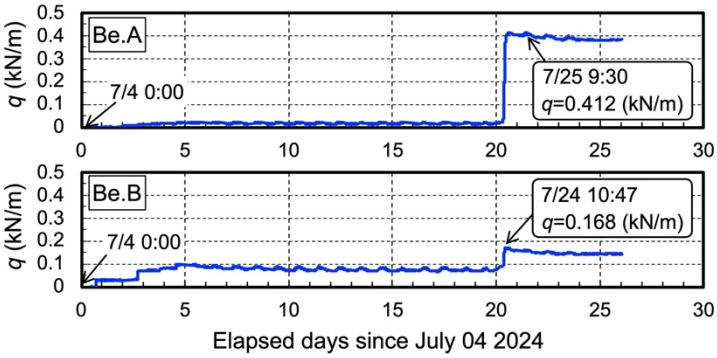


図-14 上部梁材の換算等分布荷重

崩壊土を受けた際の土砂ガードのフレームにおける応答を見る．**図-13** は土砂ガードに設置したひずみゲージの出力値（応答ひずみ値とする）を 2024 年 7 月 4 日からの経過日数との関係として描画したものである．図中には MPS [A]，[B]から得た$|d\theta/dt|$値の一例を併記した．図より，掘削溝の左側では計測開始日から経過日数が 20 日までの間では Be.A および St.A の応答ひずみ値に顕著な変動は見られない．7 月 24 日（経過日数 20 日）の 1:08 に MPS [A]で$|d\theta/dt|$=0.00904 %/min を記録した数時間後に Be.A および St.A での応答ひずみ値の顕著な変化を見ることができた．掘削溝の左側では崩壊土砂が土砂ガードに接触するような崩壊形態を示しており（**図-6**(a)，(b)参照），崩壊土砂と土砂ガードの接触および土砂を受けたシートの変形に伴い Be.A および St.A で応答したことが予想される．一方，掘削溝の右側にある Be.B および St.B では計測開始日（7 月 4 日）の掘削溝の一部崩壊に対応した反応を示した．経過日数 5 日から 20 日までは顕著な応答はないが，20 日目（7 月 24 日）の午前中に MPS [B]で$|d\theta/dt|$=0.0114 %/min を記録後，Be.B および St.B でそれぞれ 292.386 $\mu\varepsilon$ および-314.374 $\mu\varepsilon$ の応答ひずみ値を確認した．本研究で用いたものと同仕様の部材で別途実施した曲げ検定試験では塑性変形が発生し始める応答ひずみ値が 8000 $\mu\varepsilon$ 程度であったことから今回の崩壊挙動ではフレームの曲げ破壊等の破損は生じていないと考えられる．

図-14 は 2 本の上部梁材のひずみ応答値に基づいて計算した上部梁材に作用する換算等分布荷重 q の時間変化を示す．q の計算では梁材を単純梁として考えた．別途実施したフレームの曲げ検定試験の結果をもとに梁材中央での応答ひずみ値から曲げモーメント値を求め，その値から梁材に作用する換算等分布荷重を得た．図より掘削溝の発生日である 7 月 24 日（経過日数 20 日に相当）に Be.A および Be.B の q 値の増加が見られた．Be.A および Be.B の q の最大値はそれぞれ 0.412 および 0.168kN/m であった．Be.A の q 値が Be.B の 2 倍以上となったのは土砂ガードの左右で崩壊形態が異なったことが理由の一つであると考えられる．換算等分布荷重 q から上部梁材に作用する合力は Be.A および Be.B でそれぞれ 0.577 および 0.235kN であった．

LiDAR による 3D 計測結果に基づいて推定した崩壊土砂の湿潤重量の推定値は左右でそれぞれ 9.16 kN および 8.38 kN であった．Be.A および Be.B で得た上部梁材での作用合力が受圧シートの張力に相当すると考えると左右でのシート張力はそれぞれ崩壊土砂重量の 6.3%および 2.8%であった．受圧シートの引張強さが 61.4 kN/m であり [6]，本計測で得た換算等分布荷重 q はその値より十分に小さいことがわかる．屋外計測後に受圧シートを観測したところ目立った破損や伸び等は確認されなかった．以上のことから，本計測の崩壊規模では，崩壊土砂を受け止めた土砂ガードのフレームの曲げモーメントおよび受圧シートの張力がそれぞれの材料の強度を下回ることが明らかとなった．

本計測結果から崩壊土砂による溝内閉塞の防止を確認した．地盤掘削を伴う工事では地盤崩壊の可能性を感知した直後の迅速な避難および掘削溝内の閉塞による労働災害を防ぐことが必要となる．本研究で用いた MPS および土砂ガードを活用することで先行土止め工の実施が困難であるような掘削溝内の工事における安全確保に資することが可能であると考えられる．

４．結論

地盤崩壊の前兆把握および土砂ガードによる掘削溝閉塞防止に関する屋外計測を実施し以下の結論を得た．

1) 造成した掘削溝地盤に土砂ガードを設置し，地盤崩壊時の挙動を調べた．土砂ガードの左右両側から崩壊土砂による土圧を受けても，土砂ガード内部に最小で 481mm の空間が確保されたことを確認した．
2) 造成した掘削溝地盤に MPS を設置し応答を調べた．その結果，MPS の応答と掘削溝地盤の崩壊挙動とに良好な対応関係が見られた．換算せん断ひずみの時間変化率$|d\theta/dt|$がに着目すると 1 分間あたり 0.009～0.01 以上の変化率となった時点から崩壊発生までに 2～3 時間の猶予が見られた．
3) 土砂ガードの応答ひずみ値を検討した結果，今回の計測ではフレームおよび受圧シートの破損は見られず，崩壊土砂の受け止め後においても土砂ガードの機能損失の恐れは少ないことが確認できた．

【参考文献】

1) 厚生労働省：基発 1217001 号 土止め先行工法に関するガイドラインの策定について (https://www.mhlw.go.jp/content/11200000/000509090.pdf)
2) 玉手聡，堀智仁：掘削溝の肩付近に現れる崩壊予兆に関する実大模型実験，土木学会論文種 C（地圏工学)， Vol.73，No.3，pp.282-293，2017.
3) 堀智仁，玉手聡，菊田亮一：溝崩壊時の被災防止システムに対する衝突実験，第 56 回地盤工学研究発表会発表講演集（CD-ROM)，論文番号 13-10-4-02，2021.
4) 菊田亮一，玉手聡，堀智仁：溝工事用被災防止システムの部材強度に関する実験的検討，第 56 回地盤工学研究発表会発表講演集（CD-ROM)，論文番号 13-10-4-03，2021.
5) 菊田亮一，玉手聡，堀智仁：溝作業用被災防止システムの適用深さに関する実大模型実験，第 57 回地盤工学研究発表会発表講演集（CD-ROM)，論文番号 21-12-1-01，2022.
6) 菊田亮一，玉手聡，堀智仁：溝掘削工事で使用する被災防止システムの改良と実験的検証，第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集（CD-ROM)，論文番号 23-13-2-06，2024.
7) 玉手聡，堀智仁，菊田亮一：棒状センサーを用いた溝肩と溝壁における崩壊前のせん断ひずみ計測，第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集（CD-ROM)，論文番号 24-8-3-01，2024.
8) 河内まき子，持丸正明：AIST/HQL 人体寸法・形状データベース 2003，産業技術総合研究所，H18PRO-503，2006.（https://www.airc.aist.go.jp/dhrt/fbodydb/index.html）
9) 気象庁ホームページ（https://www.data.jma.go.jp/stats/etrn/index.php）

【謝辞】

屋外計測の実施には畠山寿市氏（北海道指導林家，暑寒の森道づくり研究所所長）の多大なご協力を得ました．データ整理には斎藤怜太氏，西山遼氏（北海道大学大学院)，早田秀平氏（北海道大学）の協力を得ました．謝意を表します．

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

物理探査による泥炭性軟弱地盤に沈埋した盛土の状態把握に関する検討（その２）

国研）土木研究所寒地土木研究所　正会員　○深田　愛理
国研）土木研究所寒地土木研究所　国際会員　橋本　聖
国研）土木研究所寒地土木研究所　正会員　山木　正彦
国研）土木研究所　正会員　尾西　恭亮

１．はじめに

北海道では泥炭性軟弱地盤が広く分布し，その地盤上に道路盛土が施工，供用されている路線が多数ある．泥炭地盤は地盤の中でも非排水せん断強さが著しく小さく，かつ圧縮性が高い土質である．そのため，載荷重工法，圧密促進工法，固結工法などの地盤改良後に盛土を構築する場合が多い．泥炭地盤に載荷重工法や圧密促進工法など，泥炭の物性を変えない工法で施工した地盤上に盛土を構築した場合，盛土は泥炭地盤内に深く沈埋し，地下水位以下に沈埋した盛土の一部は飽和状態となる．このため，砂質土のような液状化しやすい盛土材が使用された道路盛土に地震動が作用した場合，盛土自身が液状化し大崩壊に至ることが知られている[1),2)]．道路橋示方書に示される液状化の判定法は F_L 法が用いられる．F_L 法は動的せん断強度比 R と地震時せん断応力比 L の比である液状化に対する抵抗率 F_L を求め，この値が 1.0 以下では液状化すると判断する．本判定手法は，不撹乱試料を用いた繰返し三軸圧縮試験から求めた液状化強度 Rt と標準貫入試験から得られた N 値，土の平均粒径 D_{50}，細粒分含有率 F_c などの地盤定数の関係の整理結果に基づいた動的せん断強度比 R，強震観測記録の整理結果と地震応答解析結果に基づく地震時のせん断応力比の比であるが，いずれも調査地点における深度方向の地盤情報であり，いわゆる「点」の評価である．

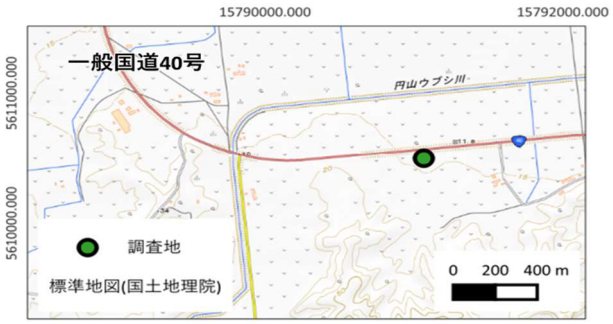
しかしながら，泥炭地盤に沈埋した道路盛土は相当延長あると推定され，定性的にでも広範囲かつ面的に飽和盛土部を把握し液状化の有無を評価することは，道路盛土の維持管理の視点からも重要であると考える．

橋本ら[3)]は，北海道内の泥炭性軟弱地盤上に施工された盛土で物理探査の一種である電気探査をおこない，泥炭地盤に沈埋した道路盛土と泥炭層上部の境界を把握することは可能であると示唆している．しかしながら，盛土材の物性の違いが探査に及ぼす影響や泥炭地盤の物理的特性については明らかでない．

筆者らは昨年，物理探査の中でも地下水状況の把握に使用され，道内でも先行事例がある電気探査と電気探査よりも調査効率に優れている電磁探査（以下，EM 探査）[4)]を用いて泥炭性軟弱地盤に沈埋した粘性盛土の盛土内水位と盛土下部と泥炭層上部の境界を把握することを目的に調査を実施した．その結果，電気探査と EM 探査では盛土の盛土内水位は捉えることができなかったが，盛土下部と泥炭層上部の境界は定性的に把握することができた．今年度は粗粒分が卓越した盛土材に着目し，泥炭性軟弱地盤に沈埋した砂質盛土の①盛土内水位と②盛土下部と泥炭層上部の境界の把握を目的に調査をおこなったので，以下に報告する．

２．調査地と地盤の物性の概要

国土交通省北海道開発局が事業主体の事業区間である天塩町ウブシの一般国道 40 号近傍の防雪林帯盛土（以下，盛土）で調査を実施した（図−1）．表−1 は計測項目，表−2 は盛土および泥炭層の物性，図−2 は調査地の横断図，図−3 は調査地の平面図をそれぞれ示す．ボーリング地点から約 12m 離れた位置（KP=184.897）でおこなった事前の地盤調査では泥炭層厚 3.25m，自然含水比 w_n=594.0～813.6%，



図−1 調査位置

Evaluation of the road embankment condition immersed on peaty ground by using geophysical surveys Part2, Eri FUKADA, Hijiri HASHIMOTO, Masahiko YAMAKI (Civil Engineering Research Institute for Cold Region) and Kyosuke Onishi (Public Works Research Institute)

オランダ式コーン貫入試験から得たコーン指数 q_c=0.10～0.65kN/m^2 であり，北海道内の泥炭地盤でも高含水比かつ，非排水せん断強さが著しく低い超軟弱な状態である．調査地の盛土は防雪林の設置が目的であるため，軟弱地盤対策が実施されておらず，施工速度 5.0cm/day で必要盛土厚さ（H_t=2.8m）まで構築された．また，事前に調査地付近の盛土表層から採取した試料で実施した室内試験の結果，盛土材は細粒分

表-1　計測項目

調査項目	取得した値	目的
ボーリング	層厚(m)	調査対象層厚の把握
標準貫入試験(SPT)	N値	N値による土の硬軟 乱した試料の採取
電気検層	比抵抗(Ω・m)	深度方向の比抵抗分布
室内試験	ρ_s, w_n, L_i	各層の物理特性の把握
電気探査	比抵抗(Ω・m)	連続的な比抵抗分布の把握
電磁探査(EM探査)	導電率(mS/m)	連続的な導電率分布の把握

表-2　盛土および泥炭層の物性

土層記号				P-1	P-2	P-3	T-1	T-2
採取深度(m)				0.65～0.95	1.15～1.45	1.60～1.90	3.00～3.80	4.50～5.30
一般	土粒子の密度	ρ_s	(g/cm^3)	2.657	2.656	2.685	1.662	2.111
	自然含水比	w_n	(%)	15.6	17.1	21.0	706.9	356.7
	間隙比	e		-	-	-	14.451	7.063
	飽和度	Sr	(%)	-	-	-	94.6	95.1
粒度	礫分		(%)	9.9	9.9	1.1	-	-
	砂分		(%)	77.3	74.9	96.1	-	-
	シルト分		(%)	8.6	9.1	1.9	-	-
	粘土分		(%)	4.3	6.1	0.9	-	-
	細粒分含有率	F_c	(%)	12.8	15.2	2.8	-	-
	均等係数	Uc		8.6	16	1.9	-	-
コンシステンシー特性	液性限界	w_L	(%)	NP	NP	NP	-	-
	塑性限界	w_p	(%)	NP	NP	NP	-	-
	塑性指数	I_p		-	-	-	-	-
	強熱減量	L_i	(%)	-	-	-	84.2	39.6
分類	地盤材料の分類名			粘性土礫まじり砂 (S-CsG)	礫まじり粘性土質砂 (SCs-G)	分級された砂 (SP)	高有機質土 (Pt)	高有機質土 (Pt)

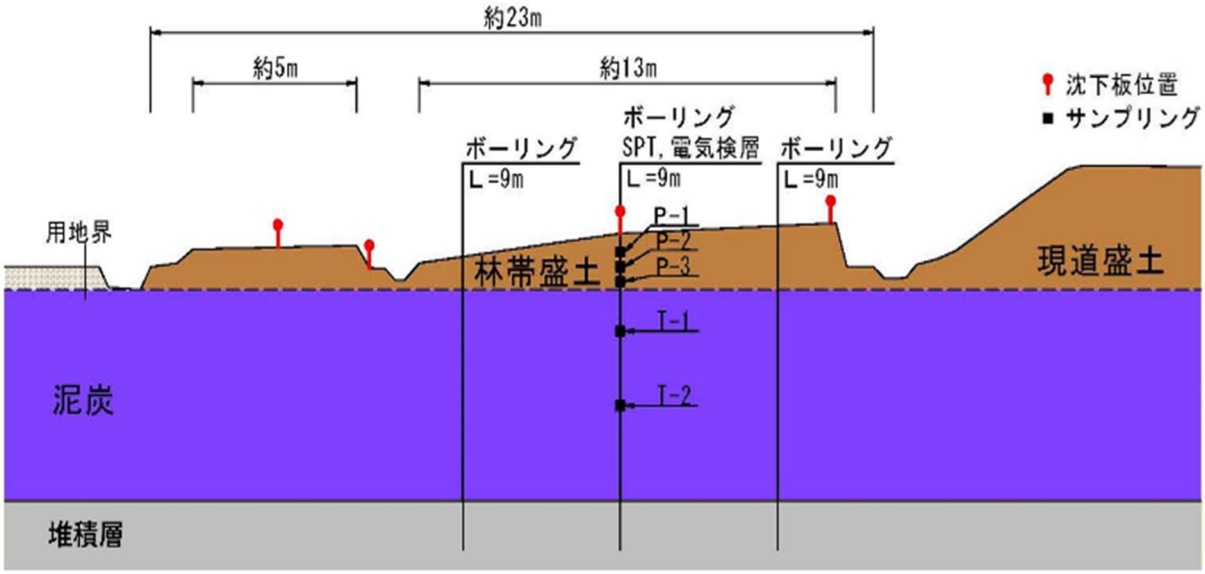


図-2　調査横断図

含有率 F_c=5.7%と粗粒分が卓越した粘性土まじり礫質砂であった．これらのことから，相当量の盛土が泥炭層に沈埋して飽和領域の砂質盛土が連続的に形成されていることが想定されたため，当該盛土を調査地に選定した．

概略的なサンプリング位置は図-2 に示すが詳細は図-6 に後述する．地盤構成は盛土上部（P-1），盛土下部（P-2）ともに砂分が70%以上占める非塑性の砂質土である．サンドマット（P-3）は透水性が高い細粒分含有率 F_c=3%以下 [5]（F_c=2.8%）の分級された砂が使用されていた．サンドマット下位の泥炭層は泥炭層上部(T-1)では自然含水比 w_n=706.9%，強熱減量 L_i=84.2%，泥炭層下部(T-2)では自然含水比 w_n=356.7%，強熱減量 L_i=39.6%であり，泥炭層の上下部で有機分含有量が大きく異なる．本研究では，泥炭層上部(T-1)と泥炭層下部(T-2)で泥炭の物性に大きな違いがみられたため，サンドマット直下から深度 4.0m までを泥炭層上部，深度 4.0m から泥炭層下端までを泥炭層下部とし，議論を進める．調査の対象外だが，泥炭層の下層は沖積粘性土（Ac1）である（図-6）ため，調査箇所は北海道に分布する典型的な泥炭性軟弱地盤である．

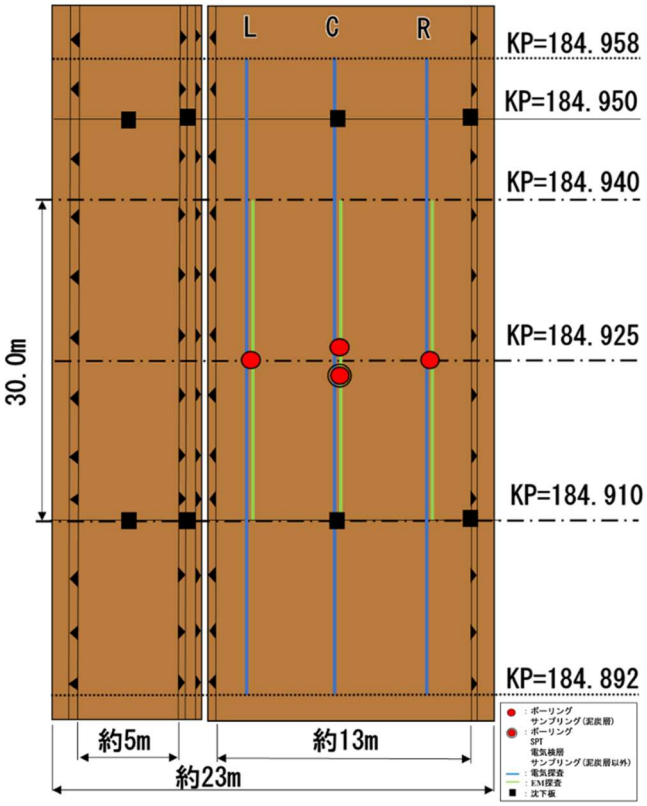


図-3　調査平面図

３．調査方法

３．１　地盤調査

地盤調査ではボーリング，標準貫入試験(以下，SPT)，室内試験，電気検層を実施した(図-2，図-3)．

ボーリングは KP=184.925 の盛土中央部，同左右法肩部で実施し，飽和領域の盛土厚，泥炭層厚，盛土内水位を計測した．盛土中央部では SPT のペネ試料に加え，盛土で打込み式シングルコアチューブ(直径 φ86mm)によるサンプリング試料，泥炭層でシンウォールサンプリング試料を取得し，物理試験を実施した．

電気検層は地盤工学会基準（JGS1121）[6] に準拠の元，盛土中央部（KP=184.925）のボーリング孔で実施し，深度方向の比抵抗 ρ_T（以降，ρ_T）を計測した．電気検層の目的は，ボーリングや SPT で得られる盛土，泥炭層の貫入抵抗および物理特性と後述する物理探査（電気探査，電磁探査）結果を比較するためにおこなった．なお，電気検層は孔内水の比抵抗が計測結果に影響を及ぼすことが懸念されたため，電極をボーリング孔壁に圧着させて測定するマイクロ検層で電極間隔 a=5.0cm の値を評価対象とした．電気検層は孔内水を介して電流を流して，電位を測定するため一般的な適用範囲は地下水位以深とされている [6]．本研究では盛土中央部のボーリング孔の地盤標高を深度 G.L.-0m とし，盛土内水位以深を評価対象とした．

３．２　物理探査

物理探査では電気探査と EM 探査を実施した．物理探査は共通の測線を用い，KP=184.925 の盛土中央部，同左右法肩部のボーリング位置が各測線の中央となるよう配置した(図-2)．電気探査では地盤内の電気の流れにくさを示す比抵抗，EM 探査では比抵抗の逆数であり，地盤内の電気の流れやすさを示す導電率を取得できる．

電気探査とは地盤内の電気的性質がそれぞれ異なること，あるいは異なるために自然に生じている現象を利用して地盤構造を明らかにしようとする物理探査手法 [7] である．本研究では電気探査で最も一般的に利用

される比抵抗法を用い，地盤内の比抵抗 ρ_a（以降，ρ_a）を連続的に取得した．比抵抗法とは，地盤の地表に設置した電極から人工的に直流電流を通電し，通電した時に生じる電位差から比抵抗を求める手法 [8]（電位差が大きいと比抵抗も大きい）である．計測には AGI 製，SuperSting R8/IP（定電流型比抵抗測定装置）を用いた．本研究の目的は浅部の地盤構成の把握であるため，比抵抗法の中でも水平多層構造の調査に適するウェンナー法（4 極法）[9]を採用した．電気探査の探査対象領域と探査範囲は図-4 の通りである．本研究の探査対象領域は KP=184.910～KP=184.940，探査対象域の深度 8m としたため，探査範囲の全測線長は KP=184.892～KP=184.958 までの 66.0m 設け，電極（ステンレス電極，φ15mm×l=400m）を 1.0m 間隔に 67 個設置した．解析にはダイヤコンサルタント社，E-tomo Ver.5.0 の解析プログラムを用いた．電気探査を用いて現地で取得できるデータは見掛比抵抗値である．解析では取得した見掛比抵抗値と現地計測した測量データ（各測点の座標と標高）を用いて FEM 法による逆解析から ρ_a を求めた．

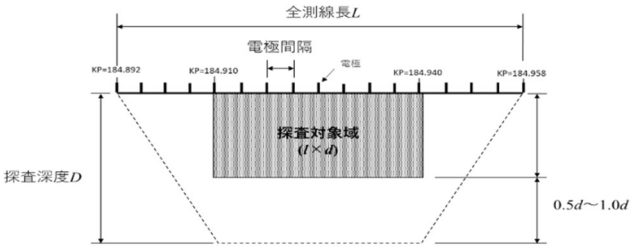


図-4　電気探査における探査対象域と探査深度

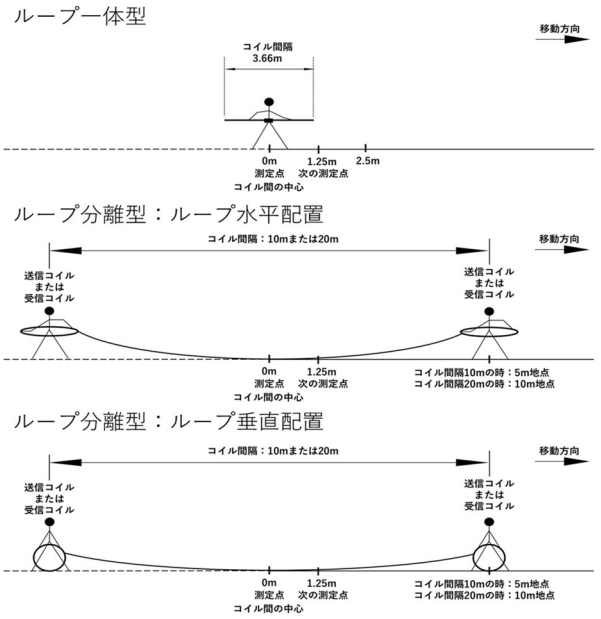


図-5　ループ・ループ法よる測定手法

EM 探査とは地盤や地下構造に起因する導電率の違いを電磁誘導現象を利用して調査する物理探査手法 [10]である．本研究では簡易に地盤浅部の水平構造を把握することを目的に利用されるループ・ループ法を用い，地盤内の導電率を連続的に取得した．ループ・ループ法とは，変動磁場を人工的に発生させた時に，変動磁場を妨げる方向に発生する誘導磁場の大きさから導電率を求める手法 [11](誘導磁場が大きいと導電率も大きい)である．ループ・ループ法では一般的に深度 5m以浅をループ一体型，深度 5m以深をループ分離型の探査装置 [4]を用いる（図-5）．ループ一体型の計測には GENICS 社製，EM31，ループ分離型の計測には GENICS 社製，EM34 を用いた．ループ分離型の探査装置では，ループ配置とループ間隔によって探査可能な深度が異なる [12]．本研究の目的は浅部の地盤構成の把握であるため，ループ配置は水平配置と垂直配置，ループ間隔は 10m と 20m で実施した．また，測定間隔は 1.25m 毎にデータを取得し，解析には INTERPEX 社，IX1D v3 の解析プログラムを用いた．得られた深度毎のデータから一次元の断面構造解析をおこない，その解析結果から理論モデルとの残差が十分に小さくなるまで統計処理をおこない，二次元の導電率断面図を作成した．

４．結果

４．１　盛土および泥炭層の構成および物理特性

４．１．１　盛土と泥炭層の地盤構成

図-6 は盛土中央部および同左右法肩部よりボーリングで得た盛土横断面（KP=184.925）の土層構成である．いずれのボーリング位置も盛土下部にサンドマットが存在していた．盛土は砂質土が優先の一層構造であり，層厚は L 測線で 1.20m，C 測線で 1.60m，R 測線で 2.00m と右にいくにつれ 40cm ずつ高くなっていた．盛土内の水位標高は L 測線で 10.409m，C 測線で 10.460m，R 測線で 10.267m と盛土中央部で最も高かったが，盛土内で大差はみられなかった．飽和盛土領域の厚さは L 測線で 0.25m，C 測線で 0.35m，R 測線で 0.40m と右側にいくにつれ少しずつ高くなっていた．また，サンドマットの層厚 0.20～0.30m，泥炭層の層厚は 3.90～4.00m といずれもすべての測線で同程度であった．

４．１．２　盛土と泥炭層の物理特性

図-7 は盛土中央部（KP=184.925）のボーリング孔で得られた盛土と軟弱地盤の柱状図，SPT の結果，各物理特性，電気検層の結果である．

SPT は，盛土上部の不飽和領域（P-1）のサンプリング位置付近で N=9，盛土下部の飽和領域（P-2）のサンプリング位置付近で N=4 であった．サンドマットのサンプリング位置付近では N=1 であった．泥炭層の N

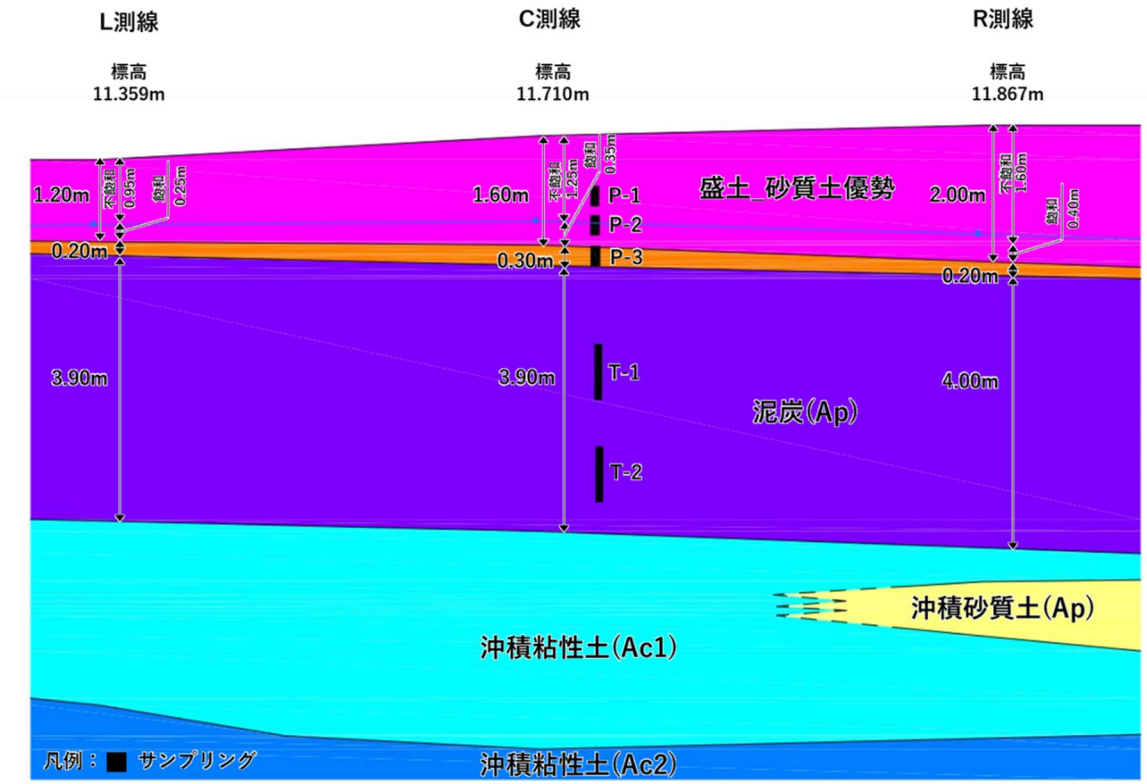


図-6　調査時の盛土と軟弱地盤状況

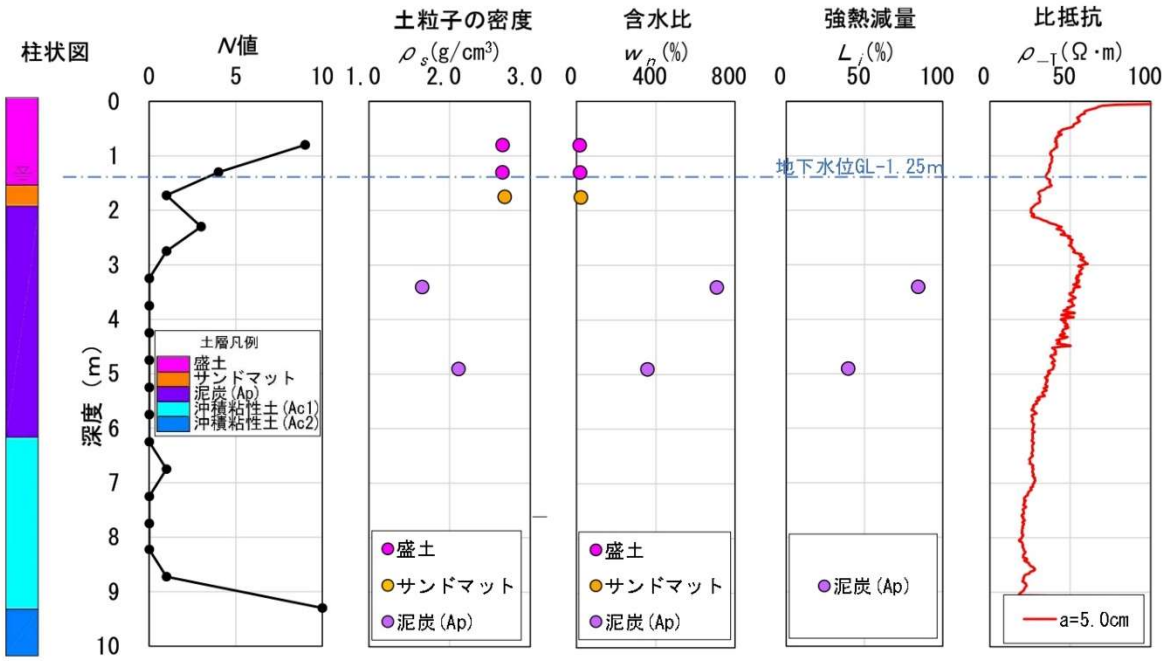


図-7　深度方向の物理インデックスと物理検層の結果

値はサンドマット近傍では N=3 だが，それ以深では N=0 であった．

図-7 において電気検層で取得した ρ_T は深度 G.L.-0m から表示されているが，評価対象は図-6 の C 測線の盛土内水位以深（G.L-1.25m 以深）である．盛土の ρ_T はサンドマットに近づくにつれ小さくなり，飽和領域では最大値 ρ_T=38.3Ω・m，最低値 ρ_T=34.6Ω・m，平均 ρ_T=36.3Ω・m であった．サンドマットの ρ_T は，最大値 ρ_T=33.8Ω・m，最低値 ρ_T=28.1Ω・m，平均 ρ_T=30.7Ω・m であった．泥炭層の ρ_T は，最大値 ρ_T=60.8Ω・m，最低値 ρ_T=25.4Ω・m，平均 ρ_T=43.1Ω・m であった．泥炭層ではサンドマット直下の深度 2.02m で最低値となった後，急に比抵抗値が上昇し，深度 2.98m で最大値を示した．また，深度 4.0m 以上の泥炭層上部(P-1)の ρ_T は，最大値 ρ_T=60.8Ω・m，最低値 ρ_T=25.4Ω・m，平均 ρ_T=47.9Ω・m，深度 4.0m 以深の泥炭層下層(P-2) の ρ_T は，最大値 ρ_T=50.2Ω・m，最低値 ρ_T=25.9Ω・m，平均 ρ_T=37.5Ω・m と泥炭層上部(P-1)で全体的に比抵抗が高い傾向がみられた．

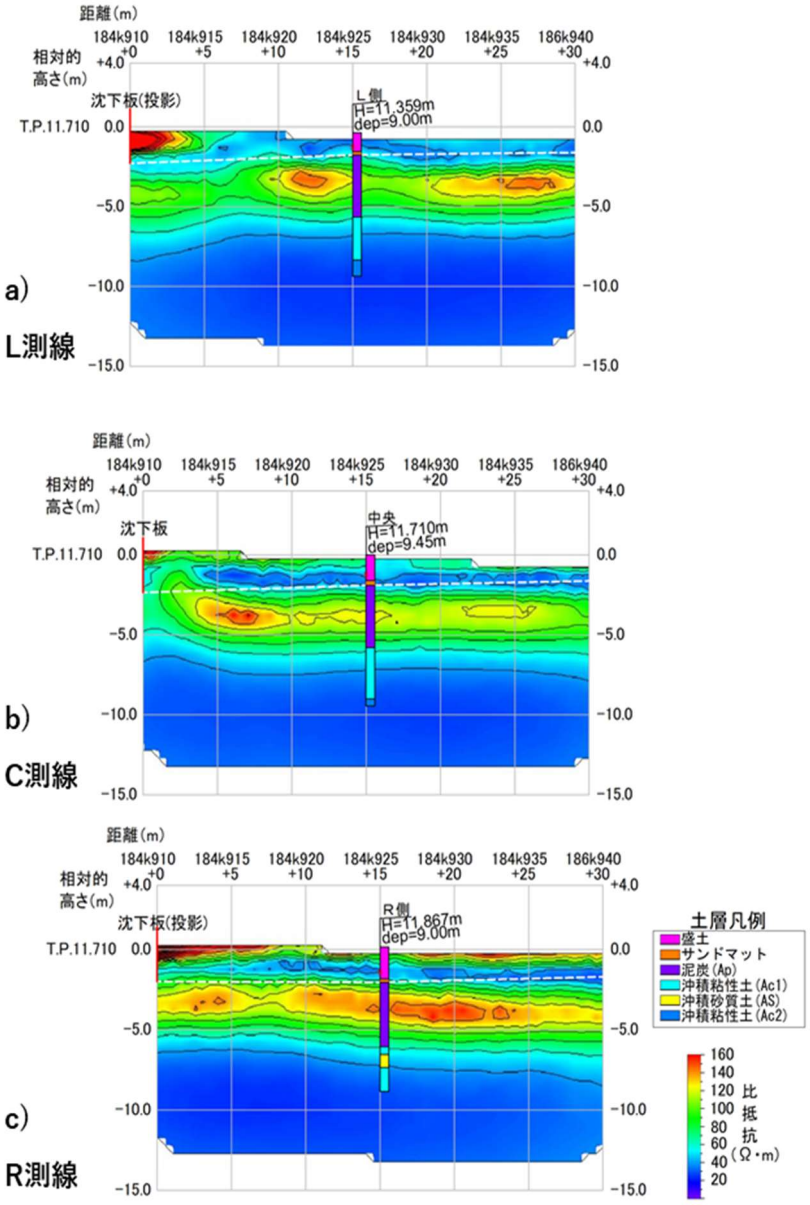


図-8　電気探査の結果

４．２　電気探査および EM 探査で捉えた地盤状態

４．２．１　電気探査

図-8 a)は L 測線，図-8 b)は C 測線，図-8 c)は R 測線で実施した電気探査で取得した ρ_a の結果を示す．図には計測箇所に設置している沈下板の位置（サンドマット直下＝泥炭層上部）とそこから内挿した泥炭層上端の白破線も併記した．また，各測線の地盤高は C 測線のボーリング孔口の標高 T.P=11.710m を G.L=0m とした．

盛土内の ρ_a は全測線で表層浅部の一部分に ρ_a =160Ω・m 以上の高比抵抗域がみられたものの，飽和・不飽和を問わず，ρ_a =60Ω・m 以下が大半を示しており，測線別に大きな違いはなかった．サンドマットの ρ_a は L 測線と C 測線で ρ_a =60Ω・m 以下，R 測線では ρ_a =80Ω・m 以下であり，サンドマット上下に位置する盛土下部，泥炭層上部とは大きな差がみられなかった．泥炭層の ρ_a は全測線で ρ_a =70～130Ω・m であり，盛土より全体的に高比抵抗域が確認された．

４．２．２　EM 探査

図-9 a)は L 測線，図-9 b)は C 測線，図-9 c)は R 測線で実施した EM 探査で取得した導電率の結果を示す．図-8 と同様に，計測箇所に設置している沈下板の位置（サンドマット直下＝泥炭層上部）とそこから内挿した泥炭層上端のラインも併記した．

盛土内の導電率は飽和・不飽和を問わず，導電率 30mS/m 以下であり，測線別に大きな違いはなかった．サンドマットの導電率は全測線で 30～40mS/m であり，サンドマット上下に位置する盛土下部，泥炭層上部とは大きな差がみられなかった．泥炭層の導電率は L 測線と C 測線で 30～80 mS/m，R 測線で 30～55 mS/m であり，盛土より全体的に高導電率域(=低比抵抗域)が確認された．

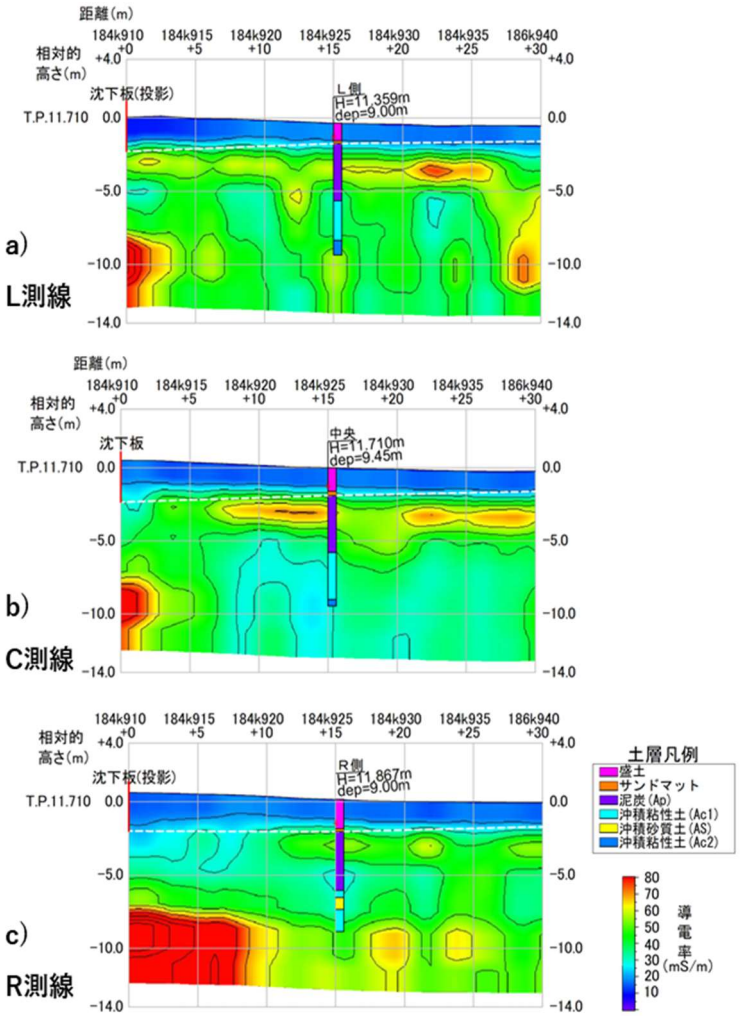


図-9　EM 探査の結果

５．考察

５．１　物理探査による盛土内水位および盛土下部と泥炭層上部の境界の評価

本章では，4 章の結果を踏まえて本研究の目的である①泥炭層に沈埋した盛土の盛土内水位と②盛土下部と泥炭層上部の境界を物理探査で把握が可能かについて考察する．

電気検層の結果は盛土中央部のボーリング孔の地盤標高を深度 G.L.-0m とし，盛土内水位以深を評価対象としたため，①泥炭層に沈埋した盛土の盛土内水位はボーリング孔で取得した盛土内水位と物理探査の結果から考察する．

また，②盛土下部と泥炭層上部の境界は，電気検層で取得した ρ_T を正値とし，電気探査で取得した ρ_a と EM 探査で取得した導電率を比較し考察する．電気検層で得られた比抵抗 ρ_T は，盛土下部で得られたサンドマットの ρ_T の平均値 ρ_T=31Ω・m，泥炭層上部はサンドマット下位の 1.9m から 2.2m までの 0.3m の厚さ（サンドマットの厚さと同じ厚さ）を対象に ρ_T の平均値 ρ_T=28Ω・m の値から，盛土下部と泥炭層上部の境界は ρ_T=30Ω・m を評価の目安とする．

５．１．１　電気探査

①の泥炭層に沈埋した盛土の盛土内水位を把握するにあたり，ボーリング孔による水位計測の結果，盛土の盛土内水位は図-6 の通りであった．一方，電気探査の結果，盛土内の飽和領域・不飽和領域の ρ_a に差異は確認されなかった．この理由としてまず，盛土内の飽和領域の厚さが小さかったことが挙げられる．飽和盛土領域の厚さは L 測線で 0.25m，C 測線で 0.35m，R 測線で 0.40m であり，電気探査の分解能 1m よりも小さかった．また，表-2 の均等係数 U_c を確認すると，盛土上部(P-1)では 8.6，盛土下部(P-2)では 16 と多少の粒度のばらつきがみられた．以上のことから，飽和領域・不飽和領域による比抵抗の変化よりも電気探査の分解能の影響と粒度のばらつきによる比抵抗の変化が大きかったため，盛土内水位の把握ができなかったと考えられる．

②の盛土下部と泥炭層上部の境界の把握をするために電気探査を実施した結果，ρ_a のトレンドは全体的に違いが確認された．図-11　a)は電気検層で取得した ρ_T と電気探査で取得した ρ_a を重ね合わせた図である．比較すると，盛土下部と泥炭層上部の境界は ρ_a=60Ω・m 程度であり，電気検層で捉えた盛土下部と泥炭層上部の境界値 ρ_T=30Ω・m よりも大きい．一方，電気探査では電気検層と同様に深度 2～4m の泥炭層上部では ρ_a =60～130Ω・m と盛土と比較して高比抵抗域がみられた．なお，盛土下部と泥炭層上部の境界の

把握と直接的な関係は無いが，泥炭層上部より下部へ深度が深くなるに従って比抵抗が小さくなる傾向も一致していた．従って，定性的ではあるが盛土下部と泥炭層上部の境界は把握できたといえる．

５．１．２　EM 探査

①の泥炭層に沈埋した盛土に対して EM 探査を実施した結果，導電率は盛土内の飽和領域・不飽和領域に差異はなかった．この理由として，盛土内水位の深度が想定より浅層にあり，本研究で用いた EM 探査の探査適用深度よりも盛土内水位が浅かったことが挙げられる．ループ・ループ法は 1 つの測定手法で 2 深度階の情報を取得することができる手法であり，本研究では 3 種の測定手法を用いたため，6 深度階の情報を取得している．最も浅部の探査適用深度はループ一体型の水平配置による探査であり，探査適用深度は 9ft(約 3m) [13]である．本研究で捉えた盛土内水位は G.L-1.25m であり，最も浅部の探査適用深度よりも浅く，分解能を満たしていなかったといえる．そのため，盛土内水位を捉えることが難しかったと考えられる．また先述の通り，比抵抗は粒度のばらつきによる比抵抗の変化に対して敏感といえる．EM 探査で取得した導電率は比抵抗の逆数であるため，比抵抗と同じ傾向がいえる．従って，導電率も比抵抗と同様，飽和領域・不飽和領域による導電率の変化よりも分解能の影響と粒度のばらつきによる導電率の変化が大きかったため，盛土内水位の把握ができなかったと考えられる．

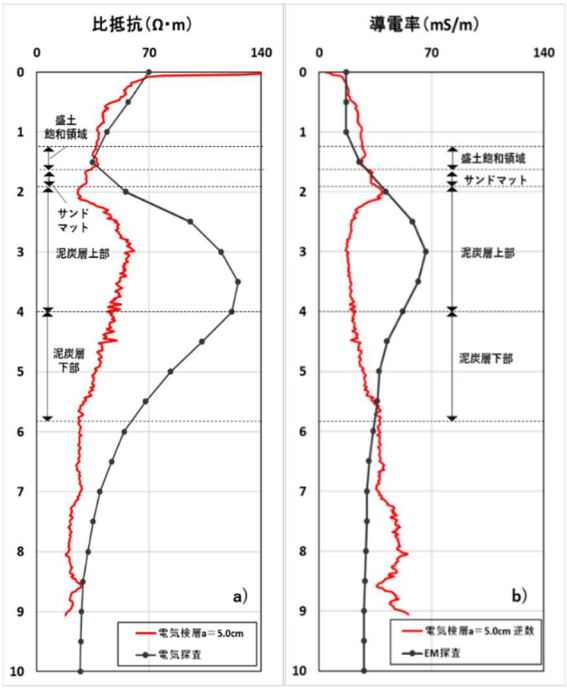


図-10　ρ_T と ρ_a，導電率の比較図

②の盛土下部と泥炭層上部の境界の把握において EM 探査の結果から，導電率のトレンドは全体的に違いが確認された．図-11　b)は電気検層で取得した ρ_T の逆数と EM 探査で取得した導電率を重ね合わせた図である．これらを比較すると，EM 探査の導電率は深度 2～4m の泥炭層上部では 40～65mS/m と盛土に対して高導電率域(低比抵抗域)がみられた．一方，電気検層で得られた比抵抗の逆数は泥炭層上部から下部へ深度が深くなるのに従って導電率は小さくなる傾向がみられ，異なるトレンドを示した．

この理由として，①の盛土内水位が捉えることができなかった理由と同じく，本研究で適用した EM 探査の探査適用深度より，盛土下部と泥炭層上部の境界が浅かったことが挙げられる．盛土下部と泥炭層上部の境界は G.L-1.9m であり，最も浅部の探査適用深度よりも浅かった．また，EM 探査の探査測定深度は電気探査の探査測定深度 （電気探査では探査深度 1m 毎に見かけ比抵抗を取得）よりも測定点が少ないにもかかわらず本研究の EM 探査の解析はボーリングの結果や電気検層の結果を受けて補正せずにしなかったため，EM 探査では電気探査に比べ精度良く地盤の電気的特性を捉えられなかったと推測される．今後は電気検層の結果を基軸に再解析する必要があると考えられる．

５．２　泥炭性軟弱地盤の電気的特性の解明に向けての今後のアプローチ

電気検層を用いて取得した ρ_T は泥炭層上部(T-1)と泥炭層下部(T-2)では 2 倍以上異なった．Asadi [14]はマレーシアのセランゴール州の 2 つの異なる場所において，非常にわずかに分解した泥炭層と高度に分解した泥炭層の代表的なサンプルを用い，原位置で比抵抗を測定する装置を用いて泥炭層の比抵抗値を比較した．その結果，泥炭層の比抵抗は①含水量が多い，②有機物含有量が多い，③有機物の分解が進んでいるほど大きくなる傾向にあると報告している．

表-2 より，自然含水比 w_n と有機物含有量の指標である強熱減量 L_i を泥炭層上部(T-1)と泥炭層下部(T-2)で比較すると，自然含水比 w_n と強熱減量 L_i ともに 2 倍程度，泥炭層上部(T-1)で大きい．また，一般的に飽和度や間隙率も岩石や土質の比抵抗に影響することが知られている [7), 8), 9)]．表-2 において飽和度 S_r を比較すると泥炭層上部(T-1)では 94.6%，泥炭層下部(T-2)では 95.1%と同程度であった．間隙比 e を比較すると泥炭層上部(T-1)では 14.451，泥炭層下部(T-2)では 7.063 と 2 倍以上の差がみられた．

これらのことから，本研究で計測した泥炭層では Asadi [15]先行研究と同様に含水比，有機物含有量が大きかったため，泥炭層上部(T−1)で高比抵抗になったと考えられる．これに加えて，間隙比 e も泥炭層上部(T−1)で大きかったことから間隙比 e の影響も少なからずあった可能性が高いと推測される．従って，同じボーリング孔で掘削した泥炭といえども電気的特性が大きく異なる場合があるといえる．

本研究の調査では泥炭層上部で自然含水比が高く，高有機分に富んだ高比抵抗の泥炭層が存在していたため，砂質盛土との比抵抗の差が大きかった．そのため，地盤の電気的特性を電気探査で捉えることができた可能性が高い．しかしながら，一般的に泥炭層の比抵抗の範囲は砂質の比抵抗に包含されている [15), 16)]．そのため，仮に砂質盛土と同じような電気的特性の泥炭層だった場合，比抵抗や導電率などの電気的特性に明瞭な差がでない場合も十分にあると予測される．泥炭層でも自然含水比が低く有機分が少ない泥炭層に沈埋した砂質盛土では，電気探査と EM 探査を用いて定性的に地盤構成を捉えることができない可能性も十分にあるといえ，注意が必要である．そのため今後は，泥炭層のサンプリング数を増やし，多くの泥炭地盤での比抵抗や導電率の比較・検討が必要であるといえるため，今後，実施していきたい．

６．まとめ

本稿は泥炭地盤に沈埋した砂質盛土の盛土内水位およびサンドマットと泥炭層上部の境界部を電気探査と EM 探査で把握することを主目的として，従来の地盤評価手法であるボーリング，SPT，電気検層と電気探査，EM 探査の結果を比較して次の知見を得た．

1) 泥炭層に沈埋した盛土の盛土内水位は電気探査，EM 探査を用いて計測することはできなかった．これは，飽和領域・不飽和領域による比抵抗または導電率の変化よりも物理探査の分解能と粒度のばらつきによる影響が大きかったためと考えられる．
2) 盛土と泥炭層の境界部は電気探査で定性的に捉えることはできたが，EM 探査で捉えることができなかった．これは，本研究で適用した EM 探査の探査適用深度(約 3m)より盛土と泥炭層の境界部(G.L-1.9m)が浅かったことに加え，EM 探査では電気探査より深度方向の測定点が少ないためと考えられる．
3) 本調査の泥炭地盤は，自然含水比が高く，有機分に富んだ泥炭層のため高比抵抗であり，盛土と泥炭層の境界部を電気探査で捉えられたが，自然含水比が低く有機分が少ない泥炭層では砂質盛土の比抵抗との差違が小さいため，その見分けが困難になる可能性がある．

本調査の結果，電気探査や電磁探査は定性的ではあるが，ボーリングや沈下板の位置など点の情報を補完する位置づけで，盛土下部と泥炭層上部の境界部を定性的かつ連続的に評価する可能性を有することを示した．今後は供用中の泥炭性軟弱地盤上の道路盛土で調査をおこなうほか，異なる物理特性を有する泥炭層の比抵抗や導電率などの電気的特性を取得・比較していきたい．

謝辞：本調査を実施するにあたり，北海道開発局留萌開発建設部羽幌道路事務所の千葉事業専門官，清野道路施工保全官に格別のご配慮を頂きました．ここに記して謝意を表します．

【参考文献】

1)北海道開発局開発土木研究所：1993 年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告，第 100 号，pp.13-32，1993. 2)独立行政法人北海道開発土木研究所：北海道開発土木研究所月報 特集号（平成 15 年 十勝沖地震被害調査報告），2003. 3)橋本聖，林宏親：物理探査を活用した泥炭性軟弱地盤に沈埋した盛土の状態把握に関する検討，地盤工学会北海道支部技術報告集第 63 号，pp.243−250，2023. 4)(社)物理探査学会 標準化検討委員会：新版物理探査適応の手引き−土木物理探査マニュアル 2008-，第 7 章電磁探査(電磁誘導法)，pp.201-205，2008. 5)(独)土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.108，2011. 6)(公社) 地盤工学会：地盤調査基本と手引き 第 6 章電気検層，pp.41-46，2013. 7) (公社)物理探査学会：物理探査ハンドブック第三版 第 5 編電気探査，pp.311-392，2024. 8) (社)物理探査学会標準化検討委員会：新版物理探査適用の手引き－土木物理探査マニュアル 2008－第 6 章電気探査，pp.127-199，2008. 9) (公

社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説－二分冊の 1－ 第 3 編物理探査・検層 第 5 章電気探査，pp.120-126，2013．10）（公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説－二分冊の 1－ 第 3 編物理探査・検層 第 10 章その他の物理探査・検層 10.4 電磁探査，pp. 155-158，2013．11）光畑裕司：電磁探査法による海岸平野における高塩分地下水調査 −九十九里浜平野における例−，地学雑誌，115(3)．pp.416-424，2006．12）(公社)物理探査学会：物理探査ハンドブック第三版 第 6 編電磁探査，pp.393-515，2024．13) https://geonicstraining.com/troubleshooting-geonics-em-38-31-61-34/geonics-em31-suggestions-and-common-problems/． 14）Afshin Asadi and Bujang B.K.Huat: Electrical Resistivity of Tropical Peat, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, *Vol.14*, *pp.1-8*, 2009．15）島祐雅，梶間和彦，神谷英樹：建設・防災・環境のための新しい電気探査法 比抵抗映像法，古今書院， pp.1−206，1995． 16）V.N.Dakhn: Геофизические методы изучения нефтегазоносных коллекторов，Гостоптехиздат，1959.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和7年1月　於　室蘭市

山岳地沢部における工事用盛土への浸水・排水対策工の検討事例

日本工営株式会社　国際会員　　○石川　裕規
日本工営株式会社　正会員　　橋本　和明

1．はじめに

近年、「宅地造成及び特定盛土等規制法」が施行され、山岳地沢部における盛土の安定性検討の必要性が高まっている。これらの盛土では降雨や地山からの浸透水によって水位上昇や盛土のぜい弱化を招き、すべり被害の恐れがある。また、豪雨災害は近年増加しているため、水位上昇・低下を考慮した解析、盛土内水位の低下を図る対策工の検討が必要である。本報告では、山岳地沢部における工事用盛土を対象に近傍の雨量データに基づいた浸透流解析を行い、盛土内水位を求め、現況地盤破壊解析に反映した。また、排水工について、浸透流解析及び地盤破壊解析を行い、盛土内水位低下効果の検証を行った事例を紹介する。

2．解析条件

浸透流解析は、「河川堤防の構造検討の手引き [1)]（改訂版）（以下、「手引き」とする）」に準拠し、非定常の飽和・不飽和浸透流解析を行った。本業務では手引きに示されるソフトのうち、「SAUSE」を使用した。

（1）解析モデル

検討対象は、基礎地盤の粘性土層が最も厚く、地山からの地下水位浸透が多い地形に計画された盛土高約 20m の工事用の盛土で、地盤改良による対策を必要とする。また、雨水の浸透に対する対策工として水平排水工、地下排水工等のドレーン材の設置を計画した。図-1 に地盤モデル、表-1 に地盤定数一覧を示す。なお、不飽和浸透特性は手引きの一般値を使用した。

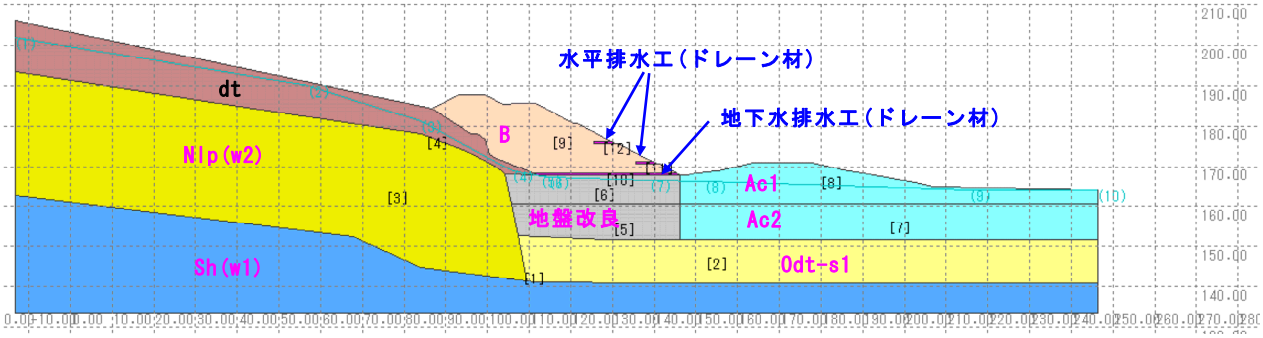


図-1　地盤モデル

表-1　地盤定数一覧

地層名	記号	設計N値	飽和単位体積重量 γ_{sat}(kN/m^2)	湿潤単位体積重量 γ_t(kN/m^2)	粘着力 c(kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ(°)	飽和透水係数 k(m/sec)	比貯留係数 Se(1m/s)	備考
計画盛土	B	－	20.0	19.0	0	30	1.E-05	1.E-04	土質材料（砂質土）を想定
崖錐堆積物（粘性土）	dt	4	15.0	15.0	24	0	1.E-08	1.E-03	粘性土地盤一般値
ニセコ火山基底堆積物下部（礫質土）	Nlp(w2)	31	17.5	17.5	0	33	1.E-08	1.E-03	固結状のため難透水層とする
基礎地盤（粘性土）	Ac1	3	17.0	17.0	40	0	1.E-08	1.E-03	粘土一般値
基礎地盤（シルト）	Ac2	4	17.0	17.0	50	0	1.E-07	1.E-03	シルト一般値
基礎地盤（砂質土）	Odt-s1	7	17.0	17.0	0	29	1.E-07	1.E-04	D20平均値0.013(Creager式)
軟岩（泥岩）	Sh(w1)	131	16.4	16.4	310	21	1.E-08	1.E-03	岩盤のため難透水層
地盤改良		－	17.0	17.0	100	0	1.E-08	1.E-03	難透水性地盤とする
ドレーン材		－	21.0	20.0	1	40	1.E-03	1.E-04	

A case study on flood and drainage prevention measures for construction embankments in mountainous valleys, Hiroki Ishikawa and Kazuaki Hashimoto, Nippon Koei, Co., Ltd.

（２）照査外力

本検討では、近傍の雨量緩速所の「共和（気象庁）」の雨量データより、1976 年の観測開始後の最大降雨量である 1981 年 8 月の降雨を参考に照査外力を図-2 に示すように設定した。月降雨量 335mm より、①事前降雨量は(1mm×335hr)、24 時間雨量 122mm より、②豪雨時(10mm×12hr)とした。

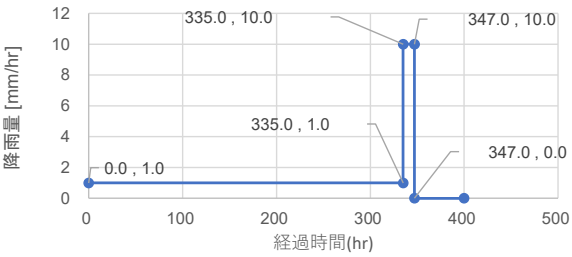


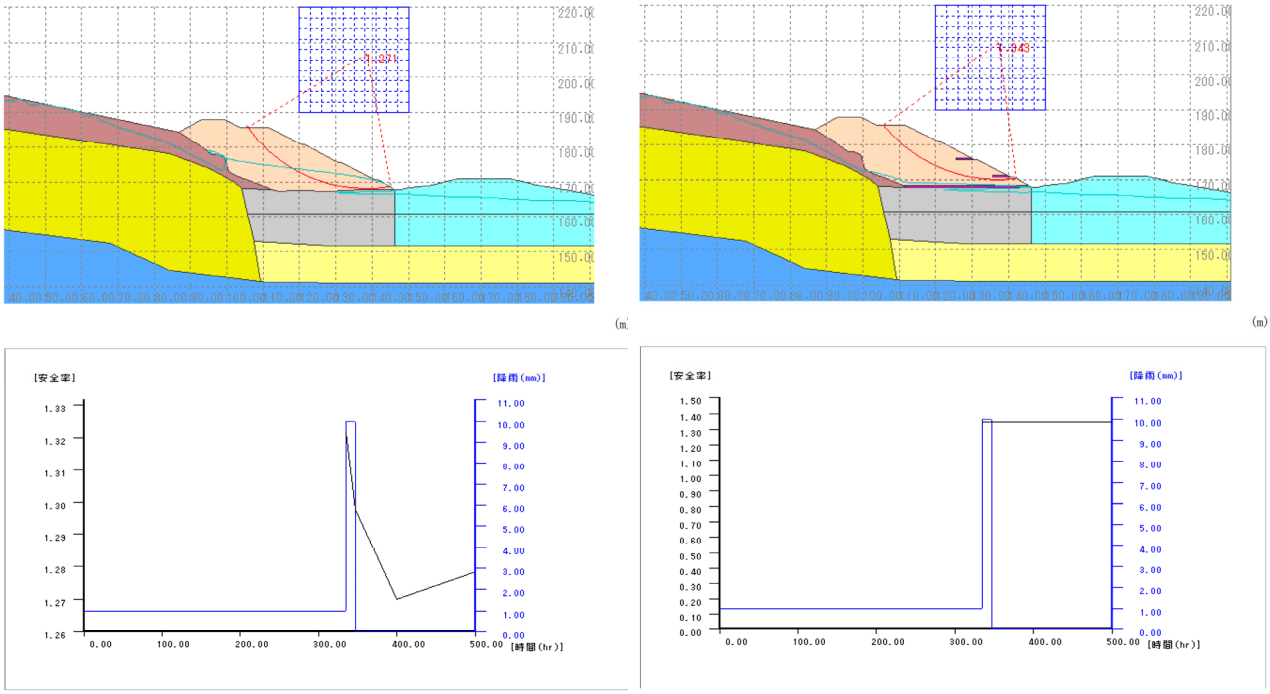
図-2　降雨波形

３．解析結果

浸透流解析の結果、無対策の場合にも地下水の上昇は見られたものの、盛土のすべり破壊に対して最小安全率が 1.271 となり照査基準を満足した。一方、排水工を設置した場合は、盛土のすべり破壊に対して最小安全率が 1.343 となり照査基準を満足した。本対象箇所の基礎地盤は難透水地層が主体であるため盛土への降雨に加えて地山からの地下水の流入によって盛土内水位が上昇し、降雨後も地下水が低下するまでに時間を要する。本業務では、降雨が盛土内水位の上昇を抑えるために、水平排水材、地下排水工等のドレーン材の適切な配置することですべり安全率が大きくなり、対策工の効果を確認することができた。

評価時間(hr)	最小安全率	照査基準	判定
400.000	1.271	Fs≧1.200	OK

評価時間(hr)	最小安全率	照査基準	判定
400.000	1.343	Fs≧1.200	OK



（ａ）無対策時　　（ｂ）対策時（排水工）

図-2　浸透流解析結果

４．まとめ

山岳地沢部における工事用盛土を対象に近傍の雨量データに基づいた浸透流解析を行い、無対策の場合には雨水の浸透による浸潤面の上昇することを確認した。また、対策工として排水工の配置により浸潤面の上昇を抑制する効果を確認した。

【参考文献】

1)財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、H24.2.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和7年1月　於室蘭市

UAV 点群データによる軟弱地盤上の盛土の動態観測の検証

宮坂建設工業株式会社 正会員　○熊谷　大輔
〃　菅野　豪紀
〃　小寺　恒平
〃　稲船　晃
〃　正会員　林　啓二

1.はじめに

軟弱地盤上に道路盛土を構築する場合には，盛土荷重による沈下・すべり破壊に対する安定性・周辺地盤への変位（鉛直・水平）を地表面沈下板や地表面変位杭（以下，沈下板，変位杭と呼ぶ）による動態観測を実施して，沈下管理と安定管理による情報化施工が行われている．これら動態観測の計測方法としては，従来，沈下板はレベルとスタッフを用いた水準測量で行い，変位杭については鉛直変位を沈下板と同じく水準測量，水平変位を不動杭からのメジャー計測で行われていた．そのため，盛土規模が大きくなると非常に時間がかかる作業となり，道路盛土のような延長がある工事の場合には，二人一組で終日作業となることもよくあることのようであった．それが測量機器の性能の向上に伴って，トータルステーション（TS）による光波測距儀を用いた方法が用いられるようになり，近年では自動追尾トータルステーションによるワンマン測量による計測が実施されるようになっている．

さらに近年は自動遠隔観測システムを用いた自動計測により，計測したデータを軟弱地盤動態観測システムに直接転送し整理できるようになっており，動態観測に費やす時間と人の省力化が進んできている．ただし，この方法では盛土高が大きい場合や盛土の延長が長い現場条件では，測量機器を何度も移動させなければ測定ポイントに設置されたターゲットが見えない状態となり，まだまだ手間と時間がかかっているのが現実であり，これが地上作業での限界となっている．

この課題を解決するため， UAV を用いた空中測量によって動態観測を行うことはできないかについて実際の工事現場において検証してみた．ここではレーザー測量よりも現時点では汎用性が高い UAV 写真測量による点群データを用い，沈下板と変位杭の天端の各測定ポイントには評定点（対空標識）を設置した状態での写真測量による測定値と地上での TS 測量による測定値を比較検討し考察した．

本報告は，軟弱地盤上の盛土の沈下管理及び安定管理の動態観測について，UAV 写真測量を用いた手法の可能性について提言するものである．

2.地形地質概要

当該工事箇所は，南幌町市街地から 3～4km 程度南西側の長沼町と南幌町の町境の南幌町側に入った田園地帯に位置する．地形的には，旧夕張川の中流部に位置し石狩川低地帯の一部である．図－1 の土層縦断図を示すように，当該動態観測検証区間は第四紀現世の後背湿地堆積物にあたり，表層から粘土・シルトを主体とする粘性土地盤が約 21m の厚さで分布している．泥炭層は縦断的に連続して厚さ 0.5～1.0m 程度で粘性土層に内に狭在しており，その厚さは終点側へ近づくほど厚くなり 2m ほどの厚さとなっている．

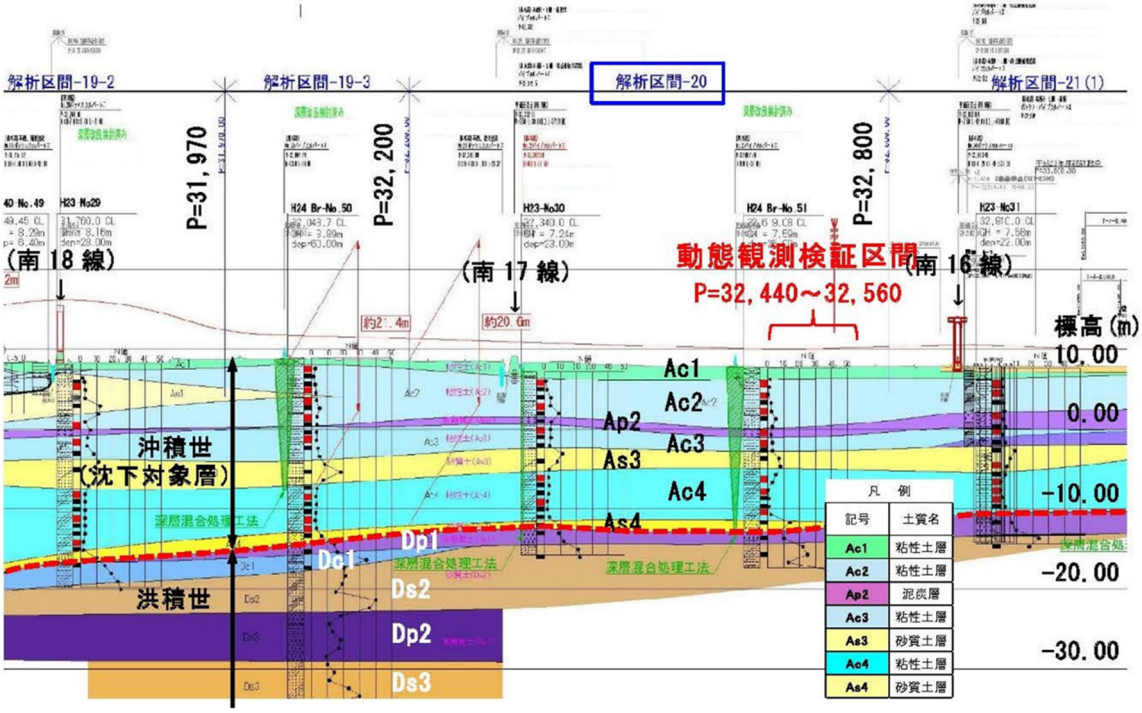
これらの軟弱地盤の土性的については，表－1 より粘性土層（Ac1～Ac4）は単位体積重量γt=17.0kN/㎥，含水比 w=55～60%，粘着力 C=30～35kN/㎡となっており，さらに，図－2 に示す圧密特性としては初期間隙比 e0=1.1～1.7 で北海道における一般的な軟弱粘性土と同様の土質性状[*1)]となっている．

一方，粘性土層の GL-4～5m 程度に狭在する泥炭層（Ap2：厚さ 0.9m 程度）については，単位体積重量γt=10.5kN/㎥，含水比 w=450%となっており，さらに，土被り圧による圧密による強度増加により粘着力

Verification of dynamic observation of embankments on soft ground using UAV point cloud data.
Daisuke Kumagai ,Hidetoshi Kanno ,Kouhei Kotera ,Akira Inafune ,Keiji Hayashi.
（Miyasaka Construction Industry Co., Ltd.)

C=30kN/㎡となっており，石狩低地帯の表層部に分布する泥炭層とは異なり，前出の粘性土層のせん断強度と同等となっている．

このような軟弱地盤上の道路盛土であるので，沈下・すべり破壊・周辺地盤への変位に留意した動態観測を用いた施工管理を要する地盤である．

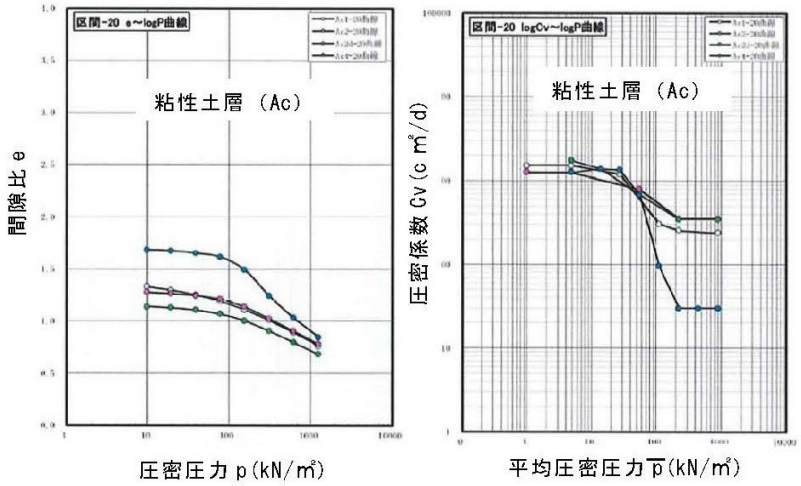


図－1　当該地の土層縦断図*2) 加筆・修正

表－ 1　当該地（解析区間-20）の土質定数*3)

3工区：区間-20　SP32, 200～SP32, 800　　V=3cm/d　浮力補正　WL=1.0m

土質記号	代表柱状図	深度 (m)	層厚 (m)	含水比 (%)	単位重量 (kN/m³)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 φ (度)	圧密特性
Ac1	H23 -No30	2.40	2.40	-	17.5	30	0	Ac1-21
Ac2		7.10	4.70	55	17.0	29	0	Ac2-20
As2		7.40	0.30	-	17.0	0	25	砂質土
Ap2		8.30	0.90	450	10.5	30	0	泥炭式
Ac3 (Ac2d)		11.40	3.10	55	17.5	35	0	Ac2d-20
As3		14.30	2.90	35	17.0	0	25	砂質土
Ac4		20.50	6.20	60	17.0	33	0	Ac4-20
Dp1		片面	-	140	-	-	-	非圧密



図－2　当該粘性土層（Ac）の圧密特性*3)



図－3　当該箇所の地質図幅[*4)]

3．軟弱地盤解析結果の概要

当該盛土区間（P=32,440～32,560）を含む軟弱地盤解析結果については，図－1 の解析区間-20（P=32,200～32,800）として前出の報告書に整理されている．

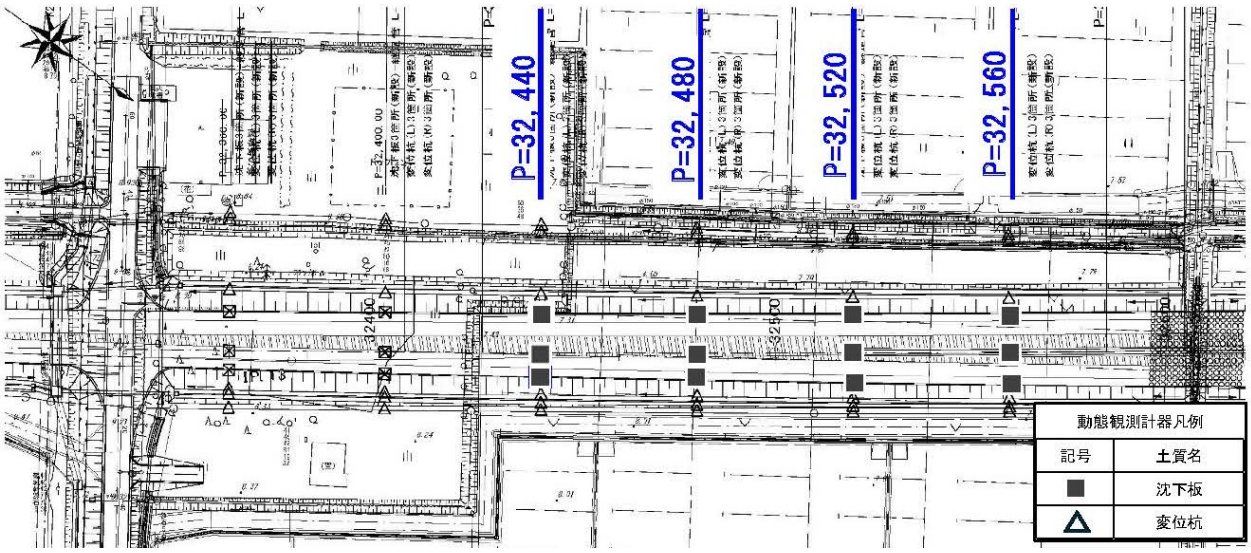
それによると，軟弱層厚 21m に対して，盛土材料の単位体積重量 γt=19.0kN/㎥，粘着力 c=10kN/㎡，内部摩擦角 φ=30°，（サンドマット単位体積重量 γt=19.0kN/㎥，粘着力 c=0kN/㎡，内部摩擦角 φ=30°）盛土計画高 2.12～3.78m で，それによる沈下量 0.62～1.11m となっている．また，安定対策として緩速載荷工法による盛土施工速度は 3cm/日となっており，盛土期間（163 日）と残留沈下量を満足させるための放置期間（108 日）を合わせた施工期間は 271 日（約 1 年）となっている[*5)]．この盛土施工速度に関しては，軟弱層厚（5m 以上）から求まる[*6)]もので，すべり安定計算上の限界盛土厚は 6.6m となっているので，十分に安全な施工での解析結果となっており，これらを基に，施工計画を立案し盛土施工を行った．

4．盛土の動態観測の検証に用いた計器

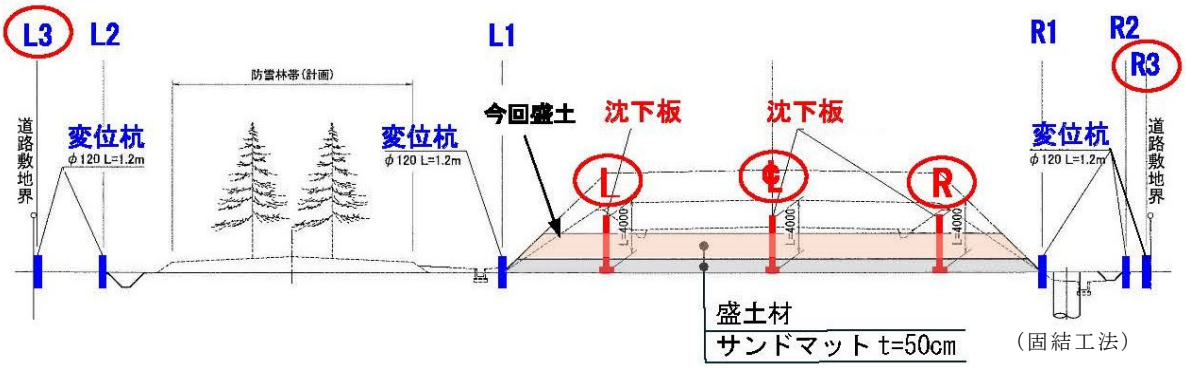
当該工事の盛土の施工に関しては，沈下対策として載荷重工法を採用し，部分的に盛土高の比較的大きい区間については，プレファブリケイティッドバーチカルドレーン（PVD 工法）による沈下時間短縮と，PVD 工法による地盤の強度増加を考慮した安定対策を実施している区間もある．また，盛土のすべり破壊に対する安定対策として緩速載荷工法が採用されている．

当該工事の盛土区間においては，全線に沈下板と変位杭による沈下管理と安定管理を実施する情報化施工が採用されている．これら盛土区間のうち図－4 に示す測点 P=32,440，P=32,480，P=32,520，P=32,560 の 4 側線に設置した沈下板と変位杭を対象として検証を行った．

検証区間での計器については，図－5 に示すように，1 側線当たり沈下板は盛土センターと両のり肩の 3 点で，変位杭は L 側 3 点，R 側 3 点の計 6 点が計画されていたが，盛土施工時は側溝掘削工程や深層混合処理工法のふけ土の仮置きヤードとしての関係上，変位杭に関しては両サイドの 2 点（L3 と R3）だけの計測としており，今回の検証は，全体として沈下板 12 点，変位杭 L 側 4 点と R 側 4 点とした．



図－4　当該盛土施工で比較検証した動態観測計器設置平面図



図－5　動態観測計器設置断面図

５.TS 測量による動態観測結果

（1）沈下板による沈下量

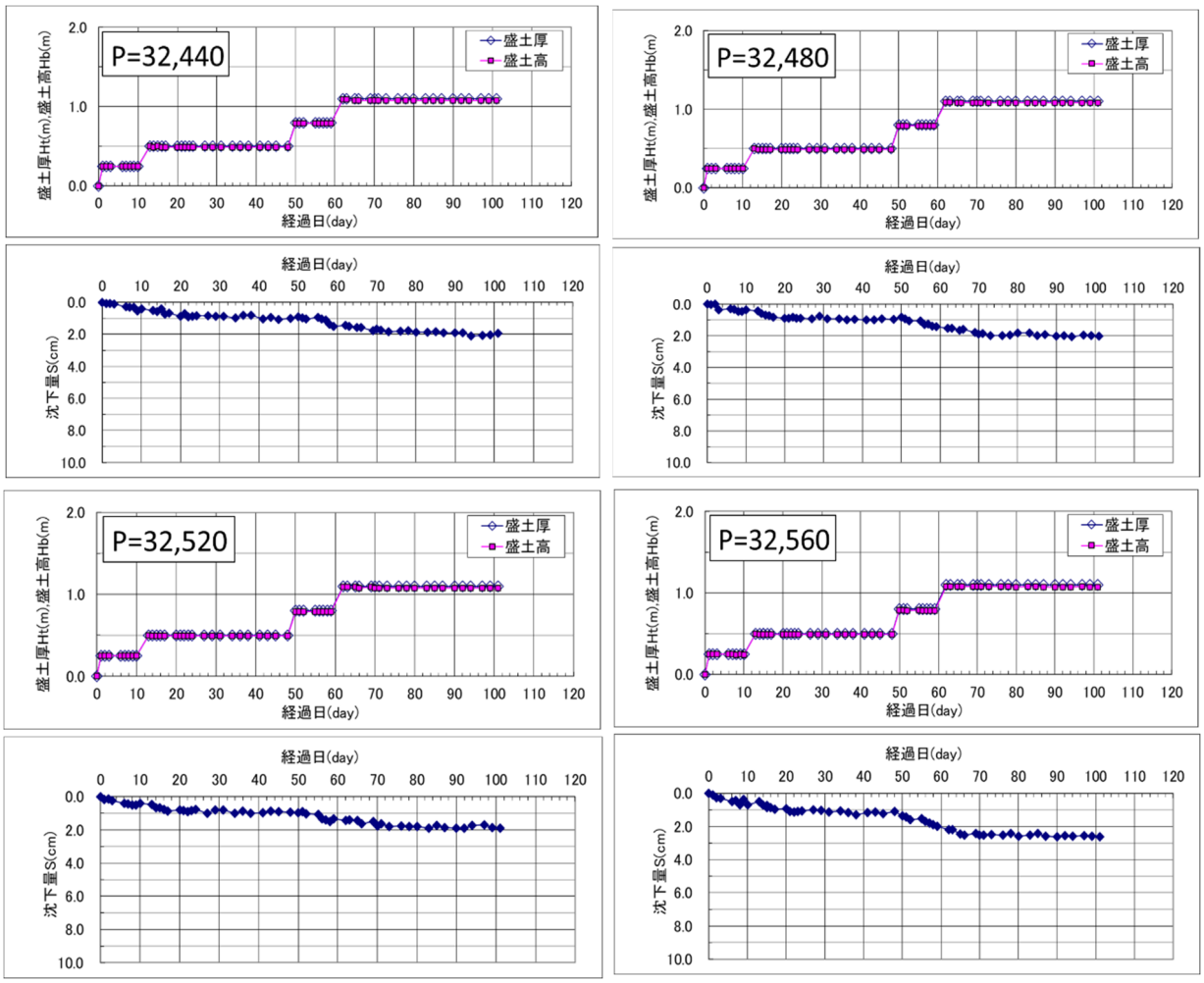
図－6 に測点 P=32,440，P=32,480，P=32,520，P=32,560 のセンターの盛土厚（盛土高）と TS 測量による沈下量の推移を示す．いずれの測点も盛土厚 1.10m（全体の 1/3 程度）まで施工されており，沈下量は 2cm 程度しか発生していない．当解析区間については，盛土最小計画高 2.12m で沈下量 62cm，盛土最大計画高 3.78m で沈下量 111cm 発生する計算結果で，沈下量／計画高≒30%であるので同じく考えると盛土厚 1.10m では沈下量を概ね 30cm 程度と想定できるので，現時点では実測沈下量が非常に小さい傾向で推移しているといえる．ただし，過去においては概ね盛土厚が 2.0m を超えてから本格的に沈下が推移した事例も少なくないので，現時点で沈下量の評価をすることは不適である．

いずれにせよ，本論の目的は TS 測量と UAV 点群データとの比較であるので，この図－6 による沈下量の推移を基本データとすることにした．

（2）変位杭による水平変位量

水平変位量に関しては，水平変位量の時間的変化に注目する栗原・高橋の方法[*7)]，つまり，日水平変位量による安定管理図で整理する予定であったが，変位杭 L3 および R3 については，盛土による沈下量が小さいことに加え，L3 については盛土のり尻からの距離が比較的あり，R3 については盛土のり尻部に引き込み沈下対策として固結工法が打設されていることにより，水平変量はほとんど計測することはできなかった．この結果については，図－4 に示す 4 側線とも同じ傾向となっている．

そのため，TS 測量と UAV 点群データとの比較については，TS 測量による水平変位量をゼロとして比較することにした．



図－6　盛土厚（盛土高）と TS 測量による沈下管理図（盛土センター）

6.UAV 写真測量による点群データでの動態観測結果

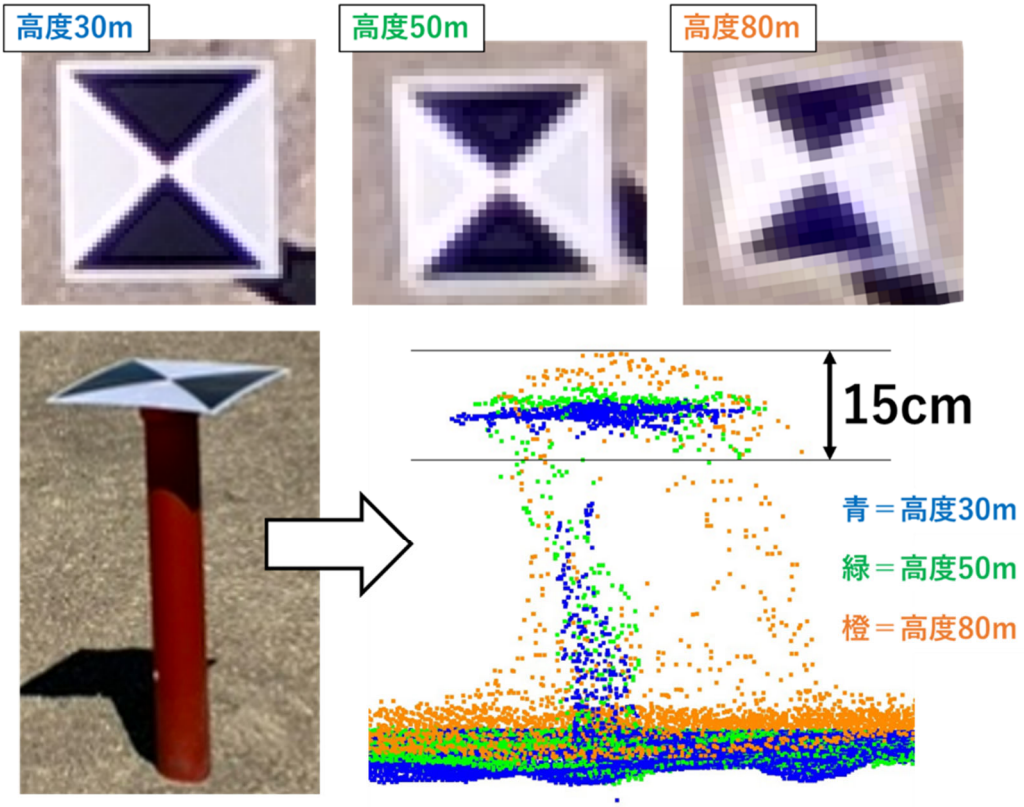
写真－1 は，図－6 で整理した沈下板や変位杭の周辺地盤に設置した評定点と，解析した点群データのキャプチャ画像である．



写真－1　評定点設置および解析後の点群データ

UAV 写真測量によって得られる点群データの精度は，ドローンの機体性能（カメラ・RTK 搭載の有無）や評定点の設置計画や飛行計画，計測日の天候（明るさ，影の有無など），点群生成時の基準点設定および解析パラメータ設定によって影響され，一般工事における出来形管理では±5cm 以内の精度が求められる．今回の UAV 写真測量は，ICT 活用工事と同様に『空中写真測量（無人航空機）を用いた出来形管理要領（土工編）[*8)]』に則りながら，基準を満たす機器と解析ソフトウェアを使用して行い，精度検証としてドローンの飛行高度を地上から 30m,50m,80m,の 3 パターンで行った．高度が低いほど写真の解像度が上がり，生成される点群の密度は濃くなるが，解析時間が増大し，評定点の設置個数も増やす必要がある．従来は 70m～80m の高度で行うため，これと同条件になるように，評定点の数は変更しない検証とした．

それぞれの高度で撮影された評定点の写真と，点群化した際の Z 方向のばらつきを図－7 に示す．高度 30m は写真の解像度が高く，評定点と地面との境目も明確であるため，生成された点群のノイズは少なく高密度である．高度 80m の写真は解像度が低く，評定点と地面との境目が曖昧で，点群のノイズが多く低密度である．Z 値のばらつきは約 15cm あった．

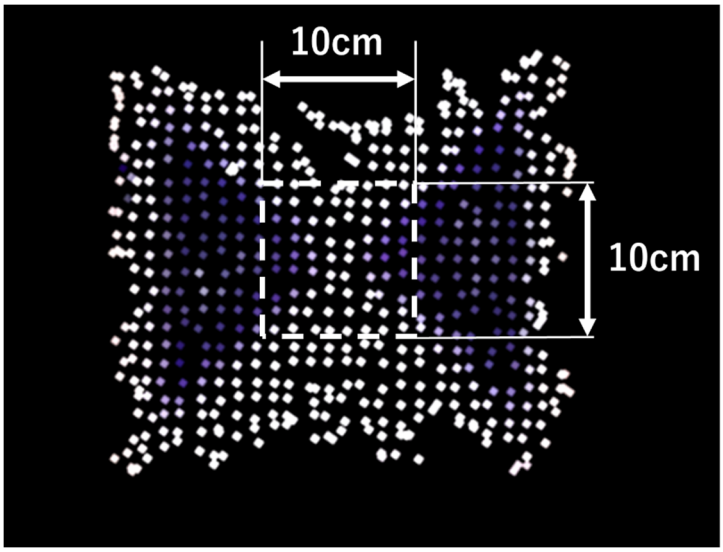


図－7　評定点写真および解析後の点群データの分布

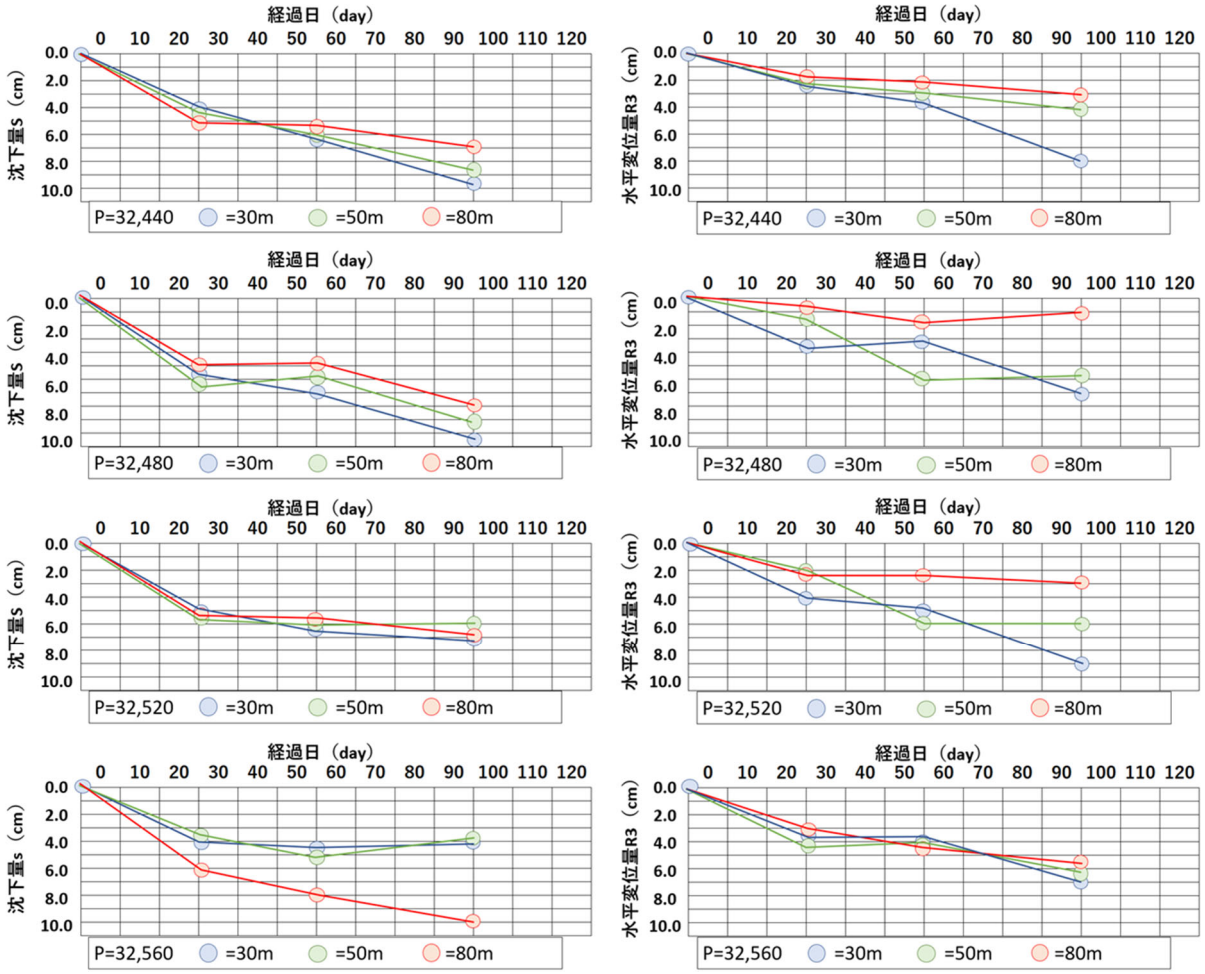
沈下量を算出するために，上記の点群から人の目で任意の点を抽出すると，観測者によってばらつきが生じ再現性が保たれない．また，点群データは面的に座標を計測する特性上，必ずしも評定点の中心に座標点が生成されるとは限らないため，中心と推定される範囲内の点群から平均値を抽出する必要がある．

図－8 に示すように，今回は生成された点群の色情報から中心点を推定し，そこを中心に一辺が 10cm の正方形を抽出する範囲と設定して Z 値を算出した．

本検証ではドローン計測を 3 回に分けて実施し，上記の点群データよりそれぞれ，ソフトウェア上で沈下量および水平変位量を確認し図－9 として整理した．



図－ 8　評定点の中心付近 10cm 範囲の抽出



図－ 9　評定点設置および解析後の点群データ

7. 比較検討結果とまとめ

（1）沈下量の比較

TS 測量による沈下量の推移が 2cm 程度であったことに対し，点群データから算出した数値は 4cm から 10cm 以上へと大きく変化している他，一部の杭に置いて沈下量が逆転している個所も見受けられた．これは

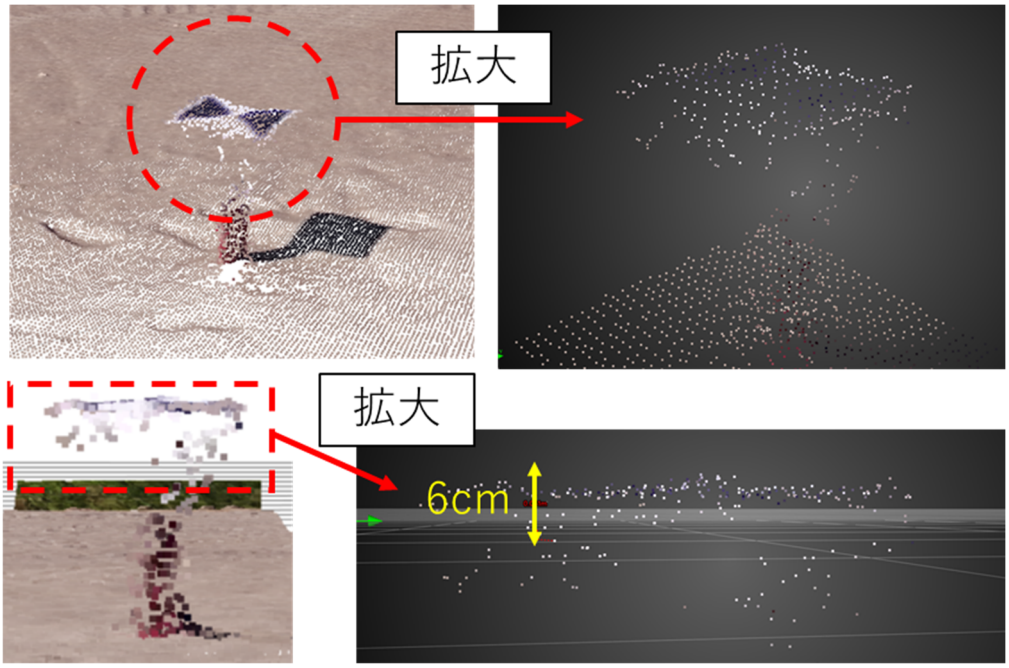
図－7 で示した通り，±方向に帯状で精度のばらつきがある点群データの特性と，点群データ生成時の基準点の位置設定や写真の解像度，さらには写真の明るさ等によって計測ごとに結果が変化する．

図－10 に高度 30m で測量したデータを示す．生成した点群の密度は高く，Z 方向でのばらつきは 6cm 程度と小さく抑えられているが，TS 測量と同様に釘の 1 点を特定して抽出する方法とは異なること，また，点群データ生成時に生じる誤差により，数値の逆転も起こりやすくなっている状態と考えられる．

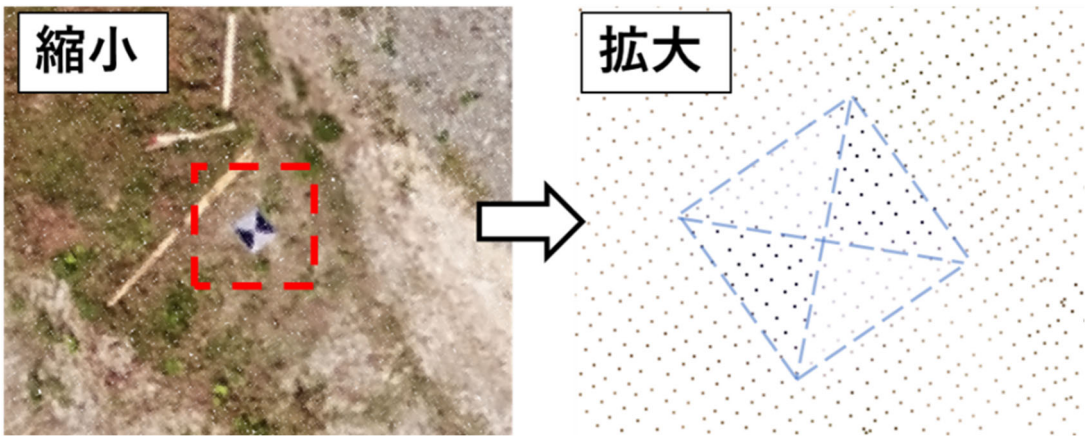
（2）水平変位量の比較

水平変位量の算出は，UAV 測量によって撮影した写真データから RGB の色情報を抽出し，その数値を点群データに付与することで，色で評定点の中心を判断し 1 点を取り出す方法となる．図－11 に示すように，縮小して確認する際は評定点の中心位置が判別できるが，点群データを拡大すると表示尺度により点間距離が開き，どの点が釘の 1 点かを判別することは困難となる．

また，写真の色の付与も点群データと同様に，点群データ生成時の設定による誤差を持つため，写真の色の位置が正しい位置を示しているとは限らない．併せて，求める釘の位置の 1 点に点群が生成されるかどうかは判別できず，あくまで計測点と思われる個所の付近の点群を抽出するため，ここでも誤差が生じる．このように，面的な計測による点群データから，点的な位置を抽出して推移を観測するのは不向きである．



図－ 10　点群データのばらつき（高度 30m）



図－ 11　色による点群データ判別

（3）比較検討結果のまとめ

TS 測量は変位杭・沈下板といった 1 点を計測し続ける点的な観測であるが，UAV 写真測量は地形全体の傾向を把握することに長けた面的な測量である．計測した 1 点の結果の推移ではなく，複数の点群から任意の点を抽出する比較のため，推移にもばらつきが生じ動態観測の判断が難しい．更に UAV 写真測量は X,Y の水平変化量より，Z の変化量の方が大きな誤差が生じるため，沈下量の誤差が大きく出る結果となった．

また高度を 30m,50m,80m と変更することで，より解像度の高い 30m が最も精度が高いと推測したが，点群の密度が増えたことで抽出する座標点が増えた反面，データ生成時により多くの評定点を設置し合成誤差を抑える必要があるため，従来の 70m～80m の高度での評定点設置数では逆に誤差が大きくなる結果となった．評定点を増やすことでより精度の高い結果が取得できると推測されるが，評定点設置の手間やデータ生成の時間が倍加することにより，省力化とのバランスが取れなくなってしまうため，現実的には 70m～80m の高度で点群データを取得することが望ましい．

８.おわりに

UAV 写真測量による ICT 活用工事は，土工の起工測量および出来形測量には大きな省力化をもたらしているが，点的な測量と面的な測量では，その目的および用途が異なる．また，1cm 以下の精度を求める観測には，従来の ICT 活用工事において使用される UAV 写真測量では精度を担保できない．

近年の機器の進化により，RTK-GNSS を搭載した UAV 写真測量では，写真に精度の高い位置情報を持たせることが可能となり，評定点の設置を省略することが可能である．更に，UAV レーザー測量を用いることで，データ解析にかかる時間を省力化し，点群生成のばらつきも抑えられる．

それでも面的な測量であることは変わりがないため，点的な測量に置き換えて活用するには，点群データの特徴を把握した上での適用方法を構築する必要がある．

また，ドローンに AI を搭載することで，事前に設定された経路を特定の時間に従い飛行する自動撮影や，AI による評定点の自動判別といった技術も事例として提示されている．現場の計測業務とその準備にかかる時間は、機器の技術的進歩により大幅な省力化が進行している．それでも，点群データは面的な測量であることには変わりがないため，点的な測量に置き換えて活用するには，点群データの特徴を把握した上で，動態観測の管理に適用可能な方法を構築する必要性がある．

例えば，変位杭・沈下板自身に IoT 観測機器を設置し，リアルタイムで盛土の挙動を把握することができれば，測量自体が省略化できる期待が持てるが，現在は機器設備を整えるコストが見合わない．建設 DX を推進していく上で，省力化とコストのバランスを見極めながら，将来の改善に通ずるように管理手法を検証していくことが重要となる．

昨今の ICT の進歩は目まぐるしく，UAV 測量の技術も数年で大きく進歩しているため，従来の測量の手法や管理方法も建設 DX により大きく変化し改善されていくように，本稿の検証結果を糧に今後も検証を続けていきたい．

最後に，本検証の UAV 写真測量状況を写真－ 2 に示し，本稿作成に協力頂いた皆様への感謝の意を表す．



写真－ 2　UAV 写真測量状況

＜参考文献＞

*1）土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.5，H29.3.

*2）日本工営株式会社：令和5年度　道央圏連絡道路 長沼町外 長沼南幌道路軟弱地盤解析業務　報告書，P.9-4～9-5，令和6年3月.

*3）日本工営株式会社：令和5年度　道央圏連絡道路 長沼町外 長沼南幌道路軟弱地盤解析業務　報告書，P.4-70，令和6年3月.

*4）北海道立地下資源調査所：地質図表示システム　地質図 Navi，5万分の1地質図幅（江別），昭和46年.

*5）日本工営株式会社：令和5年度　道央圏連絡道路 長沼町外 長沼南幌道路軟弱地盤解析業務　報告書，P.8-4，令和6年3月.

*6）土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.57，H29.3.

*7）土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.224，H29.3.

*8）国土交通省：空中写真測量（無人航空機）を用いた出来形管理要領（土工編），H29年3月.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

道路盛土で用いた泥岩材料の吸水膨張膨潤特性とその評価

室蘭工業大学大学院工学研究科　学生会員　○小原　拓己
室蘭工業大学大学院工学研究科　国際会員　安部　哲生
室蘭工業大学大学院工学研究科　国際会員　川村　志麻
川崎地質株式会社　正会員　三嶋　信雄

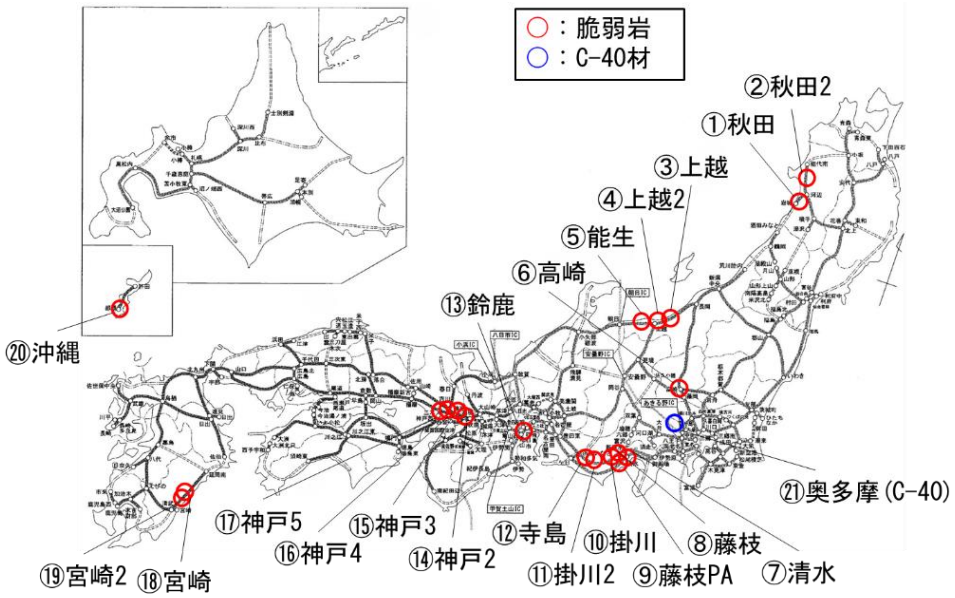
１．はじめに

我が国の道路盛土では，現地発生土を利用して構築するのが一般的であり，現地発生土が泥岩のようなスレーキング性を有する地盤材料であっても利用されている．過去，駿河湾沖地震による東名高速道路盛土の表層崩壊の例に見られるように，脆弱岩を含む地盤材料を用いて構築された道路盛土の表層崩壊が問題視されている．このような崩壊は，スレーキング性のある盛土材の細粒化による強度低下が主因とみられているものの，崩壊した盛土が既に数十年以上経過していることを考えると，他の要因が存在する可能性もある．このことから，著者らは泥岩を用いて構築された道路盛土ののり面崩壊の要因の一つとして，泥岩材料を用いた盛土は，施工(締固め)直後から降雨等による水の影響を受けると，盛土が吸水膨張することに着目した．著者らはこれまでに，道路盛土の構築に用いられた 20 種類の泥岩を対象に，吸水膨張膨潤試験を実施し，膨張特性とスメクタイトとの関係を整理した研究 [1)2)]や，泥岩盛土の安定性評価の基準となる泥岩の吸水膨張特性の区分化の確立を目指した研究 [3)]を進めてきた．この論文は，泥岩の吸水膨張膨潤特性の区分化によって分類された，泥岩の膨張特性区分と，泥岩の強熱減量や活性度，泥岩に含まれるスメクタイトの含有率との関係性を，明らかにするものである．

２．試験方法

２．１　試験材料

各種試験に用いた地盤材料は，日本各地の道路盛土に用いられた 20 種類の脆弱岩（泥岩）（赤丸）を採取したものと，比較のために採取した C-40 材（青丸）である．各試料の採取位置を**図−1** に示す．なお，物性値等の詳細は既報 [1)]に詳しい．



図−1　試料採取位置

Swelling characteristics of mudstone materials in road embankments and its evaluation: Takumi Obara, Tetsuo Abe, Shima Kawamura (Muroran Institute of Technology) and Nobuo Mishima (Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd.)

２．２　吸水膨張膨潤試験

吸水膨張膨潤試験に用いる試料は，JIS A 1211「CBR 試験」に準じ，尖頭粒度である目開き 37.5mm のふるいを通過したものを用いた．また，供試体内の粒度の違いが試験結果に影響を及ぼさないよう分級を行い，粒度調整を行った．分級は，粒径 37.5mm 未満～19mm 以上，19mm 未満～4.75mm 以上，4.75mm 未満の 3 つの粒径に分けた．各試料において目標とした供試体の密度は，脆弱岩を用いた高速道路盛土（路体）の品質管理基準の下限値である空気間隙率 v_a=15%かつ JIS A 1210 突固めによる土の締固め試験 B-c 法により求めた最大乾燥密度ρ_{dmax}の 90%（a 点）とした（**図-2**）．締固め 1 層ごとに用いる試料は，分級した試料を用いて試料毎の尖頭粒度になるよう再配合を行い，目標とした密度となるよう粒度と含水比を整えた．

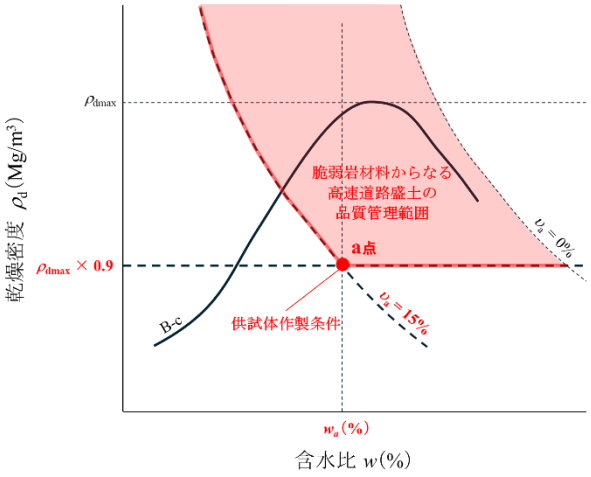


図-2　供試体作製条件と品質管理基準の関係

吸水膨張膨潤試験に用いる供試体の作製は，JIS A 1211 に示す直径 15cm モールドを用い，供試体高さが 125mm になるよう 3 層に分け，静的に締固めた．モールド内に入れる試料の量は，各層が均等な厚さとなるように 1 層当たりの試料をモールドに入れ，所定の高さとなるまで円筒形の載荷板を介して圧縮装置により静的に締固めた．各層の締固め面は，層間の密着を図るために，へらなどを用いて刻みをつけ，次の層の試料を入れて静的に締固めた．

吸水膨張膨潤試験は JIS A 1211「CBR 試験」に示す吸水膨張試験に準じた．膨張量の読み取りは，スメクタイトに起因する吸水膨張膨潤特性を把握するために，水浸後 1 時間までは 6 分ごとに読み取り，その後 8 時間までは 1 時間ごとに読み取りを行い，あとは 24 時間ごとに 720 時間まで読み取りを行った．試験で用いた上載荷重は 0kg，5kg，9.8kg，19.4kg の 4 種類である．なお，これらの上載荷重は盛土のり面部，路床部，盛土（路体）部を想定したものである(**図-3**).

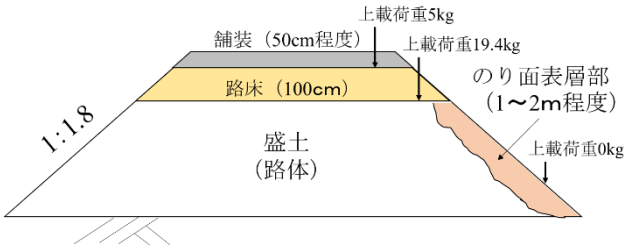


図-3 研究の対象領域

２．３　強熱減量試験

強熱減量試験は，JIS A 1226:2020「土の強熱減量試験方法」に準じて行った．試験に用いた試料は 20 種類の泥岩材料である．泥岩試料は，こぶし大の岩を破砕し，所定の粒度に調整したもの（母岩試料という）と，試料採取時の尖頭粒度である目開き 37.5mm ふるいを通過したものを，粒度調整したもの（尖頭試料という）の 2 条件で試験を行っており，各試料についてそれぞれ 10 個ずつ強熱減量試験を実施した．強熱減量は**式-1** を用いて算出し，10 点の算術平均値を採用した．

$$L_i = \frac{m_a - m_b}{m_a - m_c} \times 100(\%) \cdots\cdots (式\text{-}1)$$

L_i：強熱減量(%)

m_a：炉乾燥試料及びるつぼの全質量(g)

m_b：強熱後の試料及びるつぼの全質量(g)

m_c：るつぼの質量(g)

強熱減量 L_i の評価は，南坂らの研究[4]において，強熱減量の範囲が $L_i \leqq 2$ では砂，$2 \leqq L_i \leqq 4$ では中間土，$L_i \leqq 4$ では粘土と，強熱減量の値が 2%ごとに比較的明瞭に区分されていることから，本研究では粘土と区分される $Li \leqq 4$ を基準として，その閾値を 2%ごとに設定し，$L_i \leqq 4$，$4 < L_i \leqq 6$，$6 < L_i \leqq 8$，$8 < L_i$ の 4 段階に分類し，評価を行った．

２．４　XRD 試験

泥岩に含まれていると考えられる膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトの含有率を確認するために，20 種類の泥岩材料に対し，**表-1** に示す条件の下で XRD 試験を実施した．XRD 試験に用いた試料の粒径は 45μm 通過試料と，試験の簡略化の可能性を検討するために 75μm 通過試料の 2 種類の試料を採用している．また，強熱減量試験と同様に，泥岩材料と C-40 材は母岩試料と尖頭試料に対し，それぞれの試験を行った．各試料に対し，それぞれ 3 個ずつ試験を実施し，その平均から各種の推定を行った．

表-1　XRD 試験の試験条件

試験装置	Smart Lab XRD
X線条件	CuKα線,40kV,30mA
回折域	2θ=4～12°※1
	2θ=4～35°※2
ステップ間隔	0.02
スキャン速度	0.5°/min
	1.0°/min
解析ソフト	PDXL2

※1：含有の有無の判断における条件
※2：含有率の判断における条件

スメクタイトの含有の有無の確認では，回折域 2θ = 4～12°にて，エチレングリコール処理を施した試料と無処理の試料に対して XRD 試験を実施し，それぞれの回折線を比較した結果，スメクタイトのピークの移動が確認できる試料に対して，スメクタイトの含有を有りと判定した．また，スメクタイト含有率（相対強度）の算出では，2 つの粒径のもの及び母岩・尖頭試料ごとに，回折域 2θ＝4～35°にて，スメクタイトの特徴的なピーク位置である 5～7°の角度域に確認されたものを回折ピーク強度I^iとした．その後，20 種類の試料内で最も高い回折ピーク強度I^iを最大回折ピーク強度I^imaxとして採用し，I^iをI^imaxで除すことで，相対的なスメクタイト含有率Ir^iを算出した（**式-2**）．ただし，極端に高い回折ピーク強度が検出された試料は，試料ごとの比較検討を容易にするために，最大回折ピーク強度I^imaxとしての採用は行っていない．

$$Ir^i = \frac{I^i}{I^imax} \times 100(\%) \cdots\cdots (式-2)$$

Ir^i: 相対的なスメクタイト含有率(%)
I^imax: 全試料における最大回折強度(cps)
I^i: 対象試料の回折強度(cps)

３．泥岩の吸水膨張膨潤特性の区分化

３．１　区分化

図-4 は 20 種類の泥岩材料のうち，吸水膨張膨潤特性が特徴的である 4 種類の泥岩（秋田 2，上越，清水，鈴鹿）と，比較のために行った C-40 材の吸水膨張膨潤試験から得られた結果を示したものである．なお，図中の一次膨張量は供試体作製直後から変曲点 a までの膨張量，二次膨張量は変曲点 a から変曲点 b までの膨張量，三次膨張量は変曲点 b から水浸終了時の膨張量を示す．ここで，変曲点 a と b は近似直線の交点から求めた値である．図より，5 つの膨張パターンが存在していることがわかる．それぞれのパターンの特徴は，①パターン 1：一次・二次・三次膨張が発現するもの，②パターン 2：一次・二次膨張の二つが発現するもの，③パターン 3：一次膨張のみが発現するもの，④パターン 4：膨張量が 0mm からほとんど変化しないもの，⑤パターン 5：収縮・圧縮沈下量が見られる

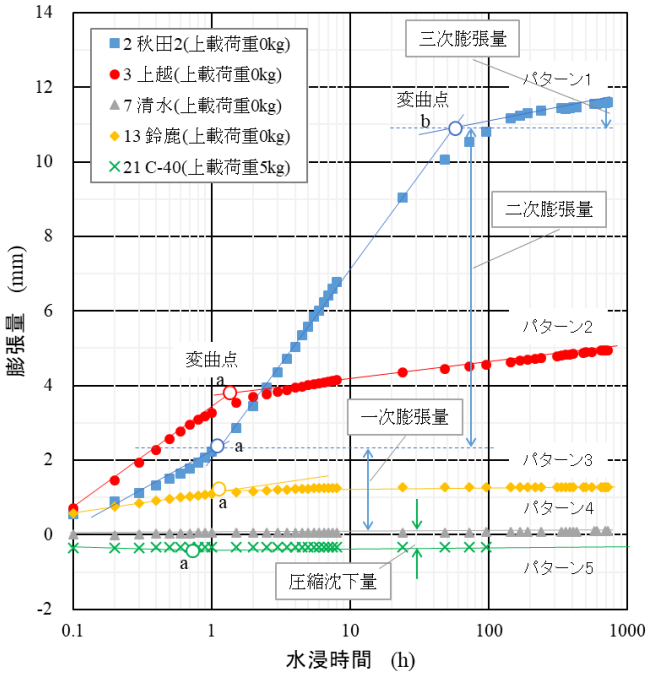


図-4 膨張量と膨張パターンの例

ものである．

一方，地盤工学会が示す膨張比[5]の目安(**表-2**)では，上載荷重 5kg かつ 96 時間水浸後の膨張比 r_{e96} が，3 以上で不良な状態，1 以下で良好な状態とされていることから，この 96 時間水浸後の膨張比 r_{e96} を区分化の基準とし，その閾値を $3<r_{e96}$，$1<r_{e96}\leqq 3$，$r_{e96}\leqq 1$ に設定した．本研究では**図-3** に示す 5 つのパターンと閾値をもとに，泥岩の膨張特性を A 群，B 群，C 群に区分することにした．ここで，各群は，**A 群**:膨張に伴い強度低下を起こす可能性があり，盛土の安定性に影響がでるもの，**B 群**:若干の膨張は伴うものの盛土の健全性は確保されているもの，**C 群**:膨張および強度低下はほとんどせず盛土の安定性に影響を与えないものと評価した．

表-2 路床での膨張比の目安(土質工学会[5])

路床の状態	膨張比(%)
良好な状態	1以下
通常の状態	3以下
不良な状態	3以上
腐植土	7～20

３．２　区分結果

表-3～5 に，道路盛土に使用されている 20 種類の泥岩の，それぞれの盛土部位を想定した上載荷重下での吸水膨張膨潤試験結果を，泥岩の膨張特性の区分により分類したものを示す．ここで，20 種類の泥岩は**図-1** の番号と同じである．なお，20 種類の泥岩材料の吸水膨張膨潤試験の結果の詳細については，既報[2]に詳しい．

盛土のり面を想定とした場合（0kg）では(**表-3**)，11 種類の泥岩が吸水膨張により盛土の安定性に影響がでる A 群に区分されることが明らかとなった．また，盛土の安定性に影響がない程度の膨張量となる B 群は 6 種類，膨張がほとんど見られない C 群は 3 種類に区分化された．

一方，路床部を想定とした条件（5kg）では（**表-4**），A 群と区分されていた泥岩の多くが，B 群に移動することが確認できた．

盛土（路体）部を想定した場合（19.4kg）では（**表-5**），全ての泥岩が B 群・C 群に区分されることが明らかとなった．また，その中でも 13 種類の泥岩が膨張を起こさない C 群と区分されることも示された．

以上の結果から，泥岩の吸水膨張膨潤特性を考慮することによって，泥岩からなる盛土構造物の吸水膨張に対する安定性の評価指標が提案できることが示唆された．次章からは，この区分化によって示された中で最も危険側である，盛土のり面を想定とした場合の泥岩材料の膨張特性群(**表-3**)と，各種試験結果との関係を考察する．

表-3　盛土のり面表層部を対象とした区分

パターン Dc=90% ／ 膨張比r_e(%)		膨張パターンの区分(上載荷重0kg)※1)		
		パターン1	パターン2	パターン3,4,5
小 ← r_e → 大	$3<r_e$	A群 ③⑭⑮⑰	A群 ⑫	A群
	$1<r_e\leqq 3$	A群 ④	B群 ②⑨⑬⑲	B群
	$r_e\leqq 1$	A群 ①⑤⑳	B群 ⑥⑧⑯⑱	C群 ⑦⑩⑪

※1) **図-4**に示すパターン参照

表-4　路床部を対象とした区分化

パターン Dc=90% ／ 膨張比r_e(%)		膨張パターンの区分(上載荷重5kg)※1)		
		パターン1	パターン2	パターン3,4,5
小 ← r_e → 大	$3<r_e$	A群	A群	A群
	$1<r_e\leqq 3$	A群 ⑰	B群 ③⑫⑭⑮	B群 ⑤⑥
	$r_e\leqq 1$	A群	B群 ①②④⑧⑨⑩ ⑪⑬⑯⑱⑳	C群 ⑦⑲

※1) **図-4**に示すパターン参照

表-5　盛土（路体）部を対象とした区分化

パターン Dc=90% ／ 膨張比r_e(%)		膨張パターンの区分(上載荷重19.4kg)※1)		
		パターン1	パターン2	パターン3,4,5
小 ← r_e → 大	$3<r_e$	A群	A群	A群
	$1<r_e\leqq 3$	A群	B群	B群 ③
	$r_e\leqq 1$	A群	B群 ⑧⑫⑭⑯⑳	C群 ①②④⑤⑥⑦⑨ ⑩⑪⑬⑮⑰⑱⑲

※1) **図-4**に示すパターン参照

４．区分化された膨張特性と各種試験結果との関係

４．１　強熱減量と膨張特性

表-6 に，膨張特性と強熱減量との関係を示す．A 群に分類されるものには，強熱減量 L_i が 6%を上回るものが多いことが明らかになった．しかし，B 群，C 群と

の有意な差は見られず，泥岩の膨張特性群と強熱減量の間には明確な相関関係は確認できなかった．

上記のように，強熱減量のみの値では盛土の吸水膨張膨潤に伴う安定性を評価することは難しいことが明らかになった．しかし，同時に強熱減量の値が 6%を超える場合には，盛土が膨張を起こす A 群・B 群に区分される割合が高いことから，他の物理指標と組み合わせて評価することで，より精度の高い評価が可能になるものと考えられる．

表-6　区分化された膨張特性と強熱減量の関係（泥岩）

膨張特性(0kg) ＼ 強熱減量L_i(%)		尖頭試料			母岩試料		
		A群	B群	C群	A群	B群	C群
45μm	$8<L_i$	①⑳	⑯		①④⑤⑳	⑥⑯	⑦
	$6<L_i\leqq8$	③④⑤⑰	②⑥⑱⑲	⑦	③⑭⑰	②⑧⑱⑲	⑩
	$4<L_i\leqq6$	⑭⑮	⑧⑨	⑩⑪	⑮		⑪
	$L_i\leqq4$	⑫	⑬		⑫	⑨⑬	
75μm	$8<L_i$	①③④⑤⑳	②⑥⑯	⑦	①⑳	⑥⑯	⑦
	$6<L_i\leqq8$	⑭⑰	⑱		③⑤	②⑧⑱	
	$4<L_i\leqq6$	⑮	⑧⑨⑲	⑩⑪	④⑭⑰	⑲	⑩⑪
	$L_i\leqq4$	⑫	⑬		⑫⑮	⑨⑬	

４．２　活性度と膨張特性

表-7 に，泥岩材料の活性度と膨張特性との関係を示す．ここで，泥岩材料の活性度は，土の液性限界・塑性限界試験に用いた試料中の 2μm の割合を用いて，Skempton による活性度 A[6]を参考に，式-3 より算出している．また，活性度 A の評価も Skempton を参考に，A＞1.25 並びに 1＜A≦1.25 を「活性粘土」，0.75＜A≦1 を「通常の粘土」，0.5≦A≦0.75 と A≦0.5，Ip=NP を「非活性粘土」に分類して評価を行った．

$$A=\frac{\text{塑性指数}I_P}{0.425\text{mm ふるい通過試料の占める }2\mu\text{m の割合(\%)}}\quad\cdots\cdots\text{(式-3)}$$

表-7 から， A 群に区分されている泥岩材料の活性度 A は，「活性粘土」と分類される範囲の値となっていることが確認できる．同様に，活性度 A がより低い区分に分類されるほど，泥岩材料の膨張特性が B 群，C 群に区分化される傾向にある（右下方向にシフトする）ことが見て取れる．

この結果から，泥岩の活性度と群区分には，ある程度の相関関係があることが明らかとなった．これにより，簡単な物理試験結果から得られる活性度 A を利用することによって，ある程度，泥岩材料の危険度判別が可能となることが示唆された．

表-7　区分化された膨張特性と活性度の関係（泥岩）

膨張特性(0kg) ＼ 活性度A	A群	B群	C群
1.25<A	③④⑤⑮⑰	②⑬	
1.0<A≦1.25	①⑫⑭⑳		⑩
0.75<A≦1.0		⑥	⑪
0.5<A≦0.75		⑧⑨⑯⑱⑲	
A≦0.5,I_P=NP			⑦

４．３　スメクタイト含有率と膨張特性

表-8 に，群区分と各種試料及び粒径の相対的スメクタイト含有率との関係を示す．ここで，XRD 試験の

結果から推定した泥岩の相対的スメクタイト含有率は，永田らの論文[7]を参考にし，I^i＜40%を「少量含有する」，40%≦I^i＜70%を「中程度含有する」，70%≦I^iを「多量に含有する」と分類し，評価を行った．

表-8 から，相対的スメクタイト含有率が 70%を超えている泥岩材料のほとんどが，膨潤特性群の A 群に分類されることが明らかになった．また，膨張特性が B 群，C 群である泥岩材料のほとんどは，相対的スメクタイト含有率が 70%を下回ることが分かった．スメクタイトの含有率が少量と推定される（I^iがI^i＜40%）の泥岩材料でも A 群に分類されている試料が若干確認されているが，泥岩に含まれるスメクタイトの含有量と膨張特性区分に関連性があることが確認された．

表-8　区分化された膨張特性と相対的スメクタイト含有率の関係（泥岩）

膨張特性(0kg) ＼ 相対的スメクタイト含有率I_r(%)		尖頭試料			母岩試料		
		A群	B群	C群	A群	B群	C群
45μm	70≦I_r	④⑮⑰	⑨	⑦	⑤⑰⑭⑮		
	40≦I_r<70	⑤⑭	②⑬⑯⑱	⑪	④		⑩
	I_r<40	①③⑫⑳	⑥⑧⑲	⑩	①③⑫⑳	②⑥⑧⑨⑬⑯⑱⑲	⑦⑪
75μm	70≦I_r	⑤⑮⑰			⑤⑮⑰		
	40≦I_r<70	③④⑭		⑦	③⑭	②⑥	⑦⑩⑪
	I_r<40	①⑫⑳	②⑥⑧⑨⑬⑯⑱⑲	⑩⑪	①④⑫⑳	⑧⑨⑬⑯⑱⑲	

次に，泥岩の膨張特性群（A，B，C）と相対的スメクタイト含有率の関係の詳細な検討を試みた．ここでは，膨張比 r_{e96} と 5 つの膨張パターンとの相関関係（**図-4** と **表-2**）を用いて，**図-5** と **表-9** に整理した．

図-5 より，泥岩に含まれるスメクタイトの含有率と膨張比の間には，試験条件ごとでのバラつきも大きく，明確に関係があるとは言い難い．このバラつきの要因としては，本研究にてスメクタイト含有率を求める際に用いた式は，スメクタイトのピーク位置に近い鉱物(例えば緑泥石等)のピークであっても，スメクタイトのピークであるとみなして算出を行うために，この影響を受けてしまうこと，或いは XRD 試験における粘土鉱物の定量分析は，一般的に 2μm 以下の粒径で行われることから，粒径が大きいことによる検出の不良が起こってしまった可能性が考えられる．

上記の結果を踏まえ，パターンによる特徴を確認してみた．**表-9** より，相対的スメクタイト含有率が 70%を超えている泥岩材料のほとんどが，その膨張パターンがパターン 1 であることが明らかになった．また，膨張パターンが 2~5 である泥岩材料のほとんどは，相対的スメクタイト含有率が 70%を下回ることが分かった．この特徴は，**表-9** で示した泥岩の膨張特性群とスメクタイト含有率との関係では，泥岩に含まれるスメクタイト含有率は，膨張特性群の特に膨張パターンと強い相関を示すことが明らかになった．また，**表-3** と **表-9** を比較すると，A 群の中でも膨張比が 1 を下回るものは①秋田と⑳沖縄である．膨張パターンがパターン 2 である⑫寺島は，すべての試験条件においてスメクタイトの含有率が 40%未満であることがわかった．

これらの結果から，スメクタイトの含有率は，泥岩材料の膨張過程に影響する可能性が挙げられ，特に**図-4** に示した 3 次膨張量の発現に関係していると考えられる．このことから，スメクタイトの含有率が大きい泥岩材料は，長期間にわたり吸水膨張を続ける可能性があり，さらには，より大きい膨張量を示す可能性が高く，盛土の安定性の低下に大きく関与していると考えられる．今後，泥岩の膨張パターンとのり面災害との関連性をより詳細に明らかにしていくことで，スメクタイト含有率を用いた泥岩盛土の安定検討や品質管理が可能になると考える．

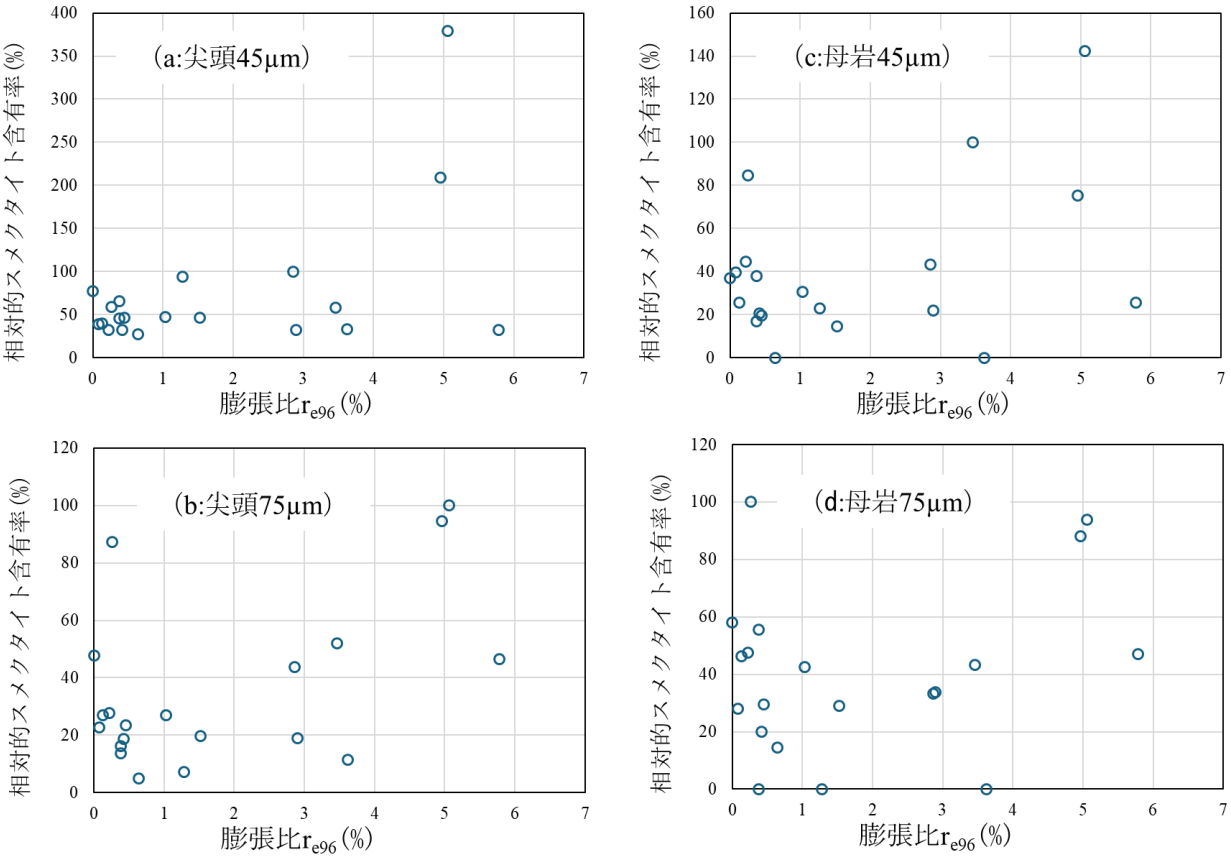


図-5　膨張比と相対的スメクタイト含有率の関係（泥岩）

表-9　膨張パターンと相対的スメクタイト含有率の関係（泥岩）

膨張パターン(0kg) / 相対的スメクタイト含有率I_r(%)		尖頭試料			母岩試料		
		パターン1	パターン2	パターン3,4,5	パターン1	パターン2	パターン3,4,5
45μm	$70 \leqq I_r$	④⑮⑰	⑨	⑦	⑤⑰⑭⑮		
	$40 \leqq I_r < 70$	⑤⑭	②⑬⑯⑱	⑪	④		⑩
	$I_r < 40$	①③⑳	⑥⑧⑫⑲	⑩	①③⑳	②⑥⑨⑬⑯⑱⑲	⑦⑪
75μm	$70 \leqq I_r$	⑤⑮⑰			⑤⑮⑰		
	$40 \leqq I_r < 70$	③④⑭		⑦	③⑭	②⑥	⑦⑩⑪
	$I_r < 40$	①⑳	②⑥⑧⑨⑫⑬⑯⑱⑲	⑩⑪	①④⑳	⑧⑬⑱⑲	

５．まとめ

泥岩の吸水膨張膨潤特性を利用し，これを区分化することによって得られた泥岩材料の膨張特性と，各種指標との関係性について，以下の結論を得た．

1. 泥岩の吸水膨張膨潤特性をパターン化し，地盤工学会が定める膨張比 r_{e96} と組み合わせることによって，吸水膨張膨潤特性を考慮した新たな泥岩盛土の安定性評価指標を提案した．
2. 泥岩材料の膨張特性と強熱減量との関係では，両者の間に相関関係は見い出せなかったが，強熱減量の値が 6%を超える場合には，泥岩材料の膨張特性は A 群・B 群に区分される可能性が高いことが明

らかになった．

3．泥岩材料の膨張特性と活性度との関係では，両者の間に比較的強い相関関係が見られた．今後，より詳細に両者の関係性を明らかにしていくことで，活性度を道路盛土の安定性検討基準として活用できる可能性が示唆された．

4．泥岩材料の膨張特性とスメクタイト含有率の比較では，相対的スメクタイト含有率が 70%を超えている泥岩材料のほとんどが，その膨張特性を A 群と分類されることが明らかになった．また，膨張特性が B 群，C 群である泥岩材料のほとんどは，相対的スメクタイト含有率が 70%を下回ることがわかった．群区分の閾値である膨張比 r_{e96} 及び 5 つの膨張パターンと，スメクタイトの関係を調べた結果，スメクタイトの含有率は泥岩の膨張パターンと強い相関を持つことが明らかとなった．

謝辞：本研究を実施するにあたり，室蘭工業大学理工学部 4 年山本陸斗君，川崎地質㈱ 佐々木朋子氏の協力を得た．記して深甚なる謝意を表します．

【参考文献】

1) 川村志麻，三嶋信雄：異なる泥岩の吸水膨張膨潤挙動並びに X 線回折によるスメクタイト含有量及び型推定に関する研究：国立大学法人室蘭工業大学大学院・川崎地質㈱　報告書，2024.1.
2) 市岡卓磨，川村志麻，小原拓己，三嶋信雄，安部哲生：異なる泥岩の膨張特性とスメクタイトとの関係，地盤工学会北海道支部年次報告集，第 64 号，pp.199-204，2024.1.
3) 小原拓己，市岡卓磨，川村志麻，三島信雄：異なる泥岩の吸水膨張特性とその区分化，第 59 回地盤工学研究発表会，No.23-11-3-07，旭川，2024.7.
4) 南坂貴彦，田中洋，下脇猛司：中間土の判断指標としての強熱減量の利用，全地連「技術 e-フォーラム 2009」松江．
5) 土質工学会編：土質試験法（第 2 回改定版），p.318，1979.
6) Skempton, A. W. : The colloidal activity of clay, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, pp. 57-61, 1953.
7) 永田政司，Sharmily BHOWMIK，菊本統，藤原優，佐藤尚弘：半世紀にわたる泥岩切土法面の風化過程と法面安定への影響，地盤工学ジャーナル Vol.17，No.1，pp73-89，2017.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

開削トンネルの地震時相互作用力に関する模型実験
（地盤変位載荷実験と函体強制せん断実験の比較）

中央大学大学院　正会員（学生）　○七里　蒼
中央大学　国際会員　西岡　英俊
（株）HRC 研究所 正会員　島田　貴文
（公財）鉄道総合技術研究所　土井　達也，井澤　淳

１．はじめに

開削トンネル等の地中構造物は，周囲を地盤で囲まれていることから，その耐震設計において構造物と地盤の関係性を適切に評価する必要がある．一般に耐震設計において考慮すべき地震作用には，主に慣性力に起因するものと周辺地盤のせん断変形に伴う地盤変位に起因するものがある．開削トンネル等の地中構造物の多くは比較的大きな内空を有することから，これらのうち慣性力の影響は比較的小さく，地盤変位の影響が支配的になる．また，地震時に自然地盤にせん断ひずみγ_{gn}が生じた際の開削トンネルの躯体（以下，函体）に生じるせん断ひずみγ_sの大きさは，開削トンネル函体のせん断剛性率G_sと地盤のせん断剛性率G_gの比率（剛性比G_s/G_g）に大きく依存すると考えられる．

このような剛性比に着目した既往の研究として，西岡・運上による解析的検討[1)]など，存在する．西岡・運上は，地震時における函体と地盤のせん断応力のつり合いを式(1)として示した．

$$G_s\gamma_s = G_g(\gamma_{gn} - \gamma_s) + G_g\gamma_{gn} \tag{1}$$

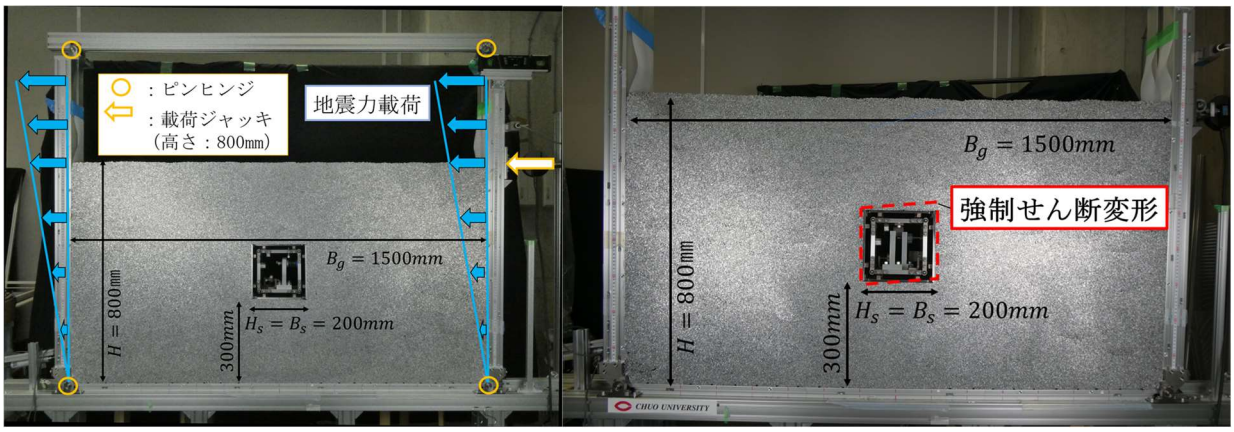
式(1)中の左辺は構造物反力であり，右辺第１項は相互作用力，第２項は切り欠き力である．相互作用力は地盤と函体の相対変位に起因する外力であり，切り欠き力は，構造物の存在しない空洞地盤を変形させるために生じる外力で，応答変位法における周面摩擦力に相当する．西岡・運上は，式(1)に基づき，函体のせん断ひずみγ_sと自然地盤のせん断ひずみγ_{gn}の比率γ_s/γ_{gn}（ひずみ伝達率）と剛性比G_s/G_gの関係を示し，2次元有限要素解析（応答震度法によるプッシュオーバー解析）によりその妥当性を検証している．この関係式を式(2)として示す．

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_{gn}} = \frac{2}{1 + G_s / G_g} \tag{2}$$

ただし，西岡・運上の解析条件は，地盤を均質な弾性体でモデル化しており，函体表面での滑動挙動も考慮されていない．そのため，地盤の非線形挙動や函体表面での滑動が生じうる実構造物では，式(1)や式(2)とは異なる挙動を示す可能性がある．そこで，本研究グループでは，地震時における開削トンネル函体と周辺地盤の相互作用力やひずみ伝達率に剛性比が及ぼす影響に着目し，地盤の非線形性も考慮した条件下で基礎的な実験として，中密な砂に似た強度変形特性と正のダイレイタンシー特性を呈するアルミ棒積層地盤を用いて，せん断剛性率を任意に設定可能な函体模型を埋設した地盤に強制的にせん断変形を与える模型実験（以下，地盤変位載荷実験）を実施してきた[2),3),4),5)]．

これらの地盤変位載荷実験では，地盤自体のせん断変形に伴って地盤剛性率が低下するサイト非線形性と函体近傍における局所的な地盤の変形に伴うローカル非線形性の両方の影響が同時に現れる．後者のローカル非線形性は，地盤と函体の変形差が大きくなるほど函体近傍のひずみの局所化が生じやすくなることから主に式(1)第１項の相互作用力に影響し，単独では地盤内で函体を強制的にせん断変形させる実験（以下，函体強制せん断実験）時のせん断変形と表面力の関係として評価することが可能と考えられる．本論文では，

Model Experiment on Seismic Interaction Forces in Cut-and-Cover Tunnels
(Comparison of forced ground displacement loading test and forced box shear displacement loading test)
So Nanasato (Chuo University graduate school) Hidetoshi Nishioka (Chuo University),
Takafumi Shimada (HRC institute) Tatsuya Doi and Jun Izawa (Railway Technical Research Institute)



(a)地盤変位載荷実験　　(b)函体強制せん断実験

図−1　模型装置外観

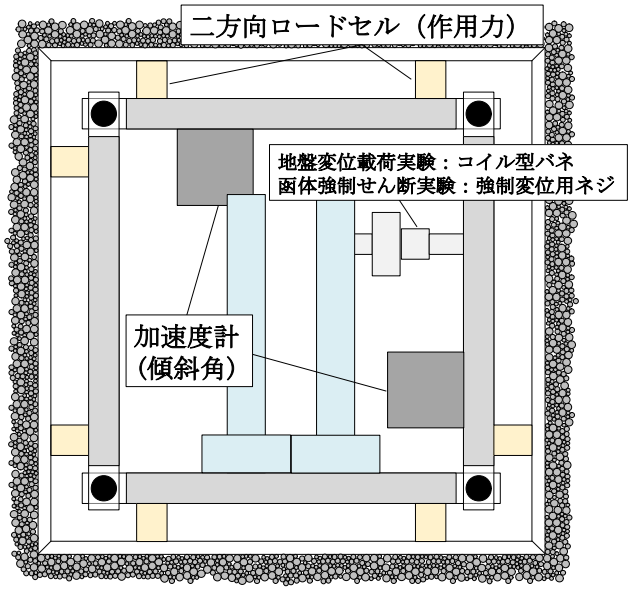


図-2　函体模型模式図

この函体強制せん断実験を実施し，地盤変位載荷実験と比較した結果について報告する．

２．実験概要

２．１　せん断土槽

本研究に用いた実験装置の外観を**図-1(a),(b)**に示す．この実験装置は，**図-1(a)**の先行研究 [6]で用いた装置と同一である．せん断土槽は，内面間距離 B_g=1500mm の左右が剛な側壁フレームの上端・下端にピンヒンジを有し，ジャッキにより単純せん断変形を生じさせる構造となっている．この模型地盤の上面を開放した状態で，土槽側壁に設置したジャッキで水平方向に載荷し，模型地盤に単純せん断変形を生じさせ，土槽の変形が地盤に伝達されることで，函体模型に外力が届き地震時を模擬している．なお，本研究では，**図-1(a)**に示す左方向へのせん断変形を正方向とする．

２．２　模型地盤

本研究では，**図-1(a),(b)**に示している模型地盤の高さは H_g=800mm である．なお，土槽底面から高さ 300mm に土槽中心の位置に函体模型（高さ 200mm，横幅 200mm，奥行 150mm）を埋設している．模型地盤の材料は，3 種類（直径 1.5 mm，2 mm，3 mm）のアルミ棒（長さ 150mm）を重量比 1:1:1 で混合したアルミ棒積層体を用いている．この地盤の単位体積重量は 21.4kN/m^3 である．模型地盤作成方法は，土槽フレーム下面より高さ 300mm まで地盤を積み上げた後に函体模型を設置し，函体の変形が過度にならないように左右均等

に地盤を所定の高さ（800 mm）まで積み上げた．なお，この模型地盤のせん断変形特性について把握するために，別途函体模型を埋設しない模型地盤単独での載荷実験（以下，模型地盤単独載荷実験）を行っている．

２．３　先行研究と本研究における函体模型の違いについて

本研究で用いた函体模型の模式図を**図-2** に示す．函体模型の内部は上下床版と左右側壁がヒンジで連結され，せん断変形を生じさせることができる機構となっている．

図-1(a)で示した地盤変位載荷実験ではコイル型バネを函体内部の仕切り壁と側壁の遊間に配置することで函体剛性を変化させている．本論文で比較対象とする地盤変位載荷実験のケースは，先行研究 [6]における最も函体剛性が高いケースであり，ひずみ伝達率は 0.2 程度と小さい値となっている．対象の選定理由は，函体剛性が相対的に大きく，函体のせん断変形がほとんど生じないケースでは，地盤が函体から押し込まれる形となり，函体強制せん断実験と同程度の相互作用が生じうると考えられるためである．

図-1(b)の本研究における函体強制せん断実験では**図-2** の通り，コイル型バネに代えて強制変位用ネジを配置している．強制変位用ネジを手動で回転させることにより，右向きに側壁を押し出し，強制的に函体を負側にせん断変形させる．なお，**図-1(b)**において，右向きに載荷して負側のせん断変形を生じさせた理由は，函体表面に生じる地盤反力（以下，表面力）の向きを地盤変位載荷実験と一致させるためである．

この表面力を計測する手段として，函体とヒンジの間に 2 組の 2 方向ロードセルを剛な受圧板を介して配置している．各ロードセルの計測結果から，函体壁面全体の法線方向の垂直力 N_i と接線方向のせん断力 S_i および垂直力の偏心量 e_i（＝受圧板中心回りモーメント÷垂直力 N_i）を算出することができる．また，これらの表面力が函体のせん断変形を生じさせる（あるいは函体に強制的にせん断変形を与えると反力としてこれらの表面力が生じる）こととなる．その影響は，**図-3** に示す正方向のせん断変形が生じた際に，表面で計測した表面力を**図-3** に矢印の向き・位置を正として，函体中心回りのモーメント（せん断モーメント M_{sf}，偏心モーメント M_{se}）として集約すれば，式(3)に示す換算モーメント M_c に表面力を換算することができる．

$$M_c = \sum_{i=1}^{4}\left(N_i \cdot e_i\right) + \sum_{i=1}^{4}\left(S_i \cdot L_i\right) = M_{se} + M_{sf} \tag{3}$$

２．４　函体と地盤の傾斜角の定義

函体のせん断変形量については，**図-2** に示している加速度計により側壁と床版の傾斜角をそれぞれ求めることにより，函体のせん断ひずみ γ_s を算出している．**図-4(a),(b)**に示しているような地盤変位を左方向へ載荷した際に生じた函体変形を正として側壁傾斜角 θ_{s1}，床版傾斜角 θ_{s2}，函体回転角 θ_{sr} を定義した．同様に，模型地盤についても鉛直側線傾斜角 θ_{g1}，水平側線傾斜角 θ_{g2}，地盤回転角 θ_{gr} を定義している．（側壁および函体全

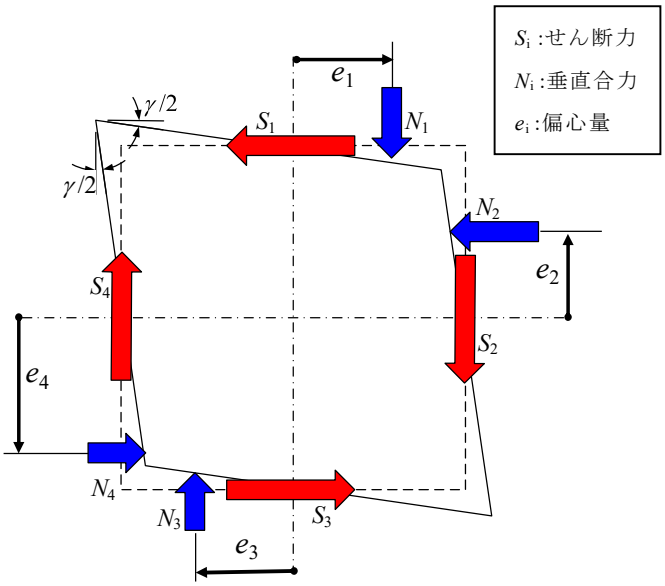
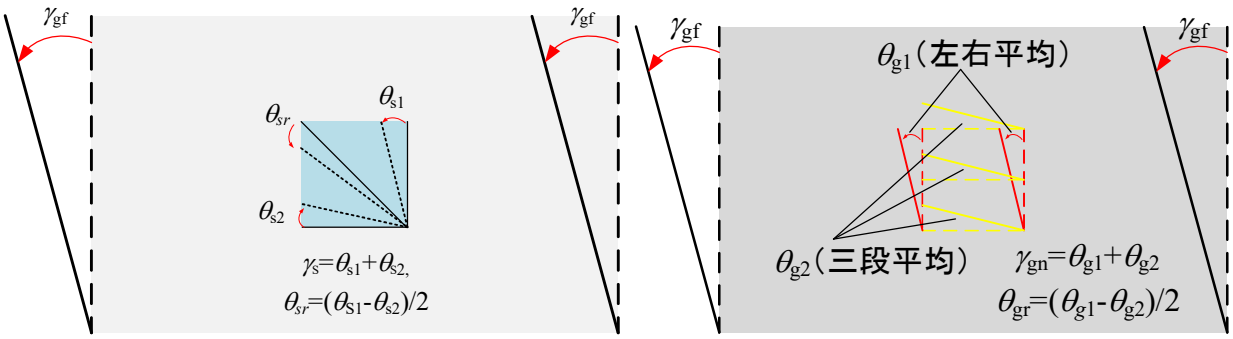
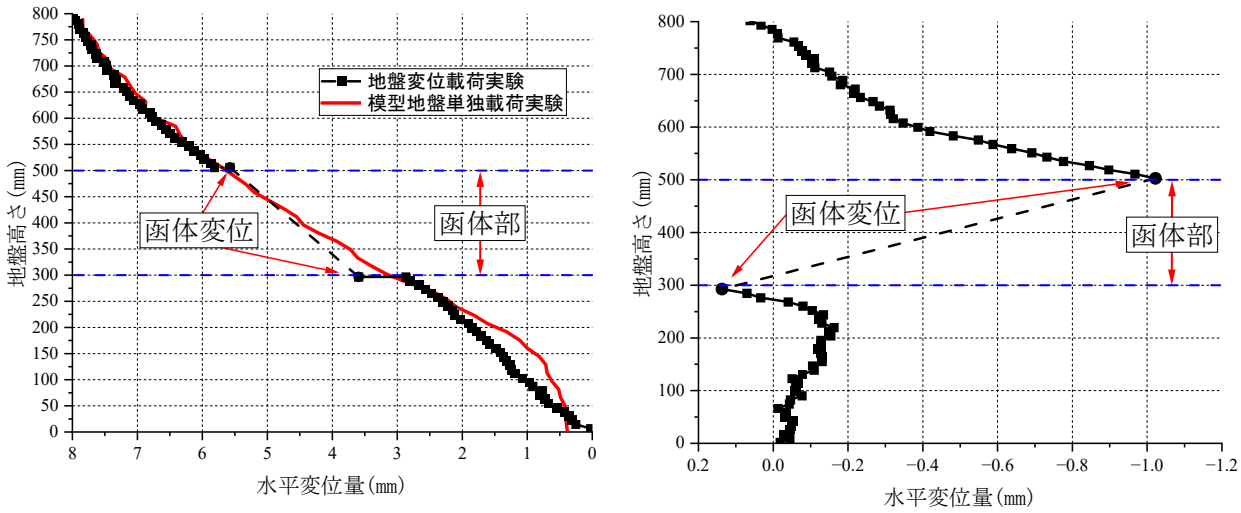


図-3　函体模型で実測される表面力の符号の定義



(a)函体における符号の定義（正の方向）　　(b)模型地盤における符号の定義（正の方向）

図-4　傾斜角，回転角とせん断ひずみの符号の定義



(a) 地盤変位載荷実験　　(b)函体強制せん断実験

図-5　函体中心位置における鉛直側線の水平変位量

体の回転角は左向き＝反時計回りが正，床版はせん断ひずみが正となる際に生じる時計回りが正）

３．実験結果

３．１　函体周辺地盤の変位

初めに，地盤のせん断変形挙動を観察するため，画像解析を行った．**図-5**(a)，(b)に各実験のγ_s, γ_{gn}=1.0%時における函体中心位置の鉛直側線深度分布（水平変位量）を示す．なお，画像解析では地盤変位載荷実験における載荷方向を正とした．更に，**図-5**(a)には，模型地盤単独載荷実験における鉛直側線を追記した．また，この模型地盤単独載荷実験は全深度に応じた水平変位の平均勾配を地盤変位載荷実験と一致させるように図化した．地盤変位載荷実験と模型地盤単独載荷実験の比較では，函体上下床版位置での地盤変位は概ね一致しており，函体内部での変位量に差が生じていることが分かる．これは，上下床版の位置である高さ 300 ㎜と 500 ㎜付近において，滑動が生じたためであり，函体位置での鉛直側線傾斜角θ_{g1}は函体側壁部における傾斜角θ_{s1}より大きくなる．反対に，函体強制せん断実験では上下床版位置における地盤が函体せん断変形に追従する形で移動していることにより滑動が生じていない．これにより，上床版では，上床版の移動方向（図中では負の値となる）へ移動し，下床版では，正の方向へ移動する結果となった．

３．２　函体壁面における滑動

続いて，**図-6** に，地盤変位載荷実験における各壁面の滑動量を示す．なお，滑動量における正負は，**図-3** におけるせん断力が正の向きを正とした．地盤変位載荷実験においては，全ての面で滑動が生じており，正の方向へ増加していることが分かる．右側壁が最も滑動が顕著であり，次いで上下床版，下床版の順となっている．一方，函体強制せん断実験では，画像解析上で確認される限り滑動が生じていないことが分かっている．

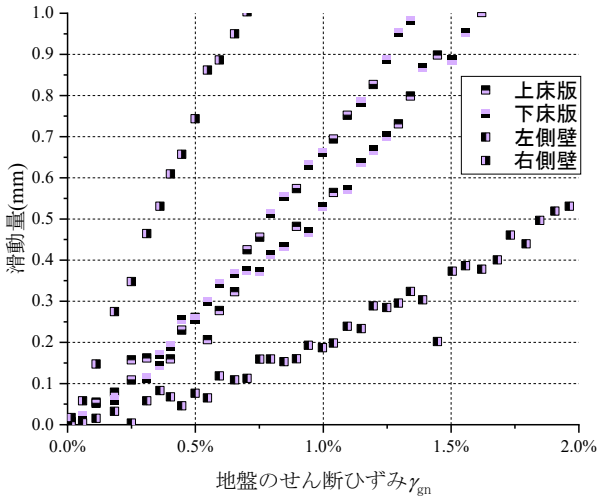
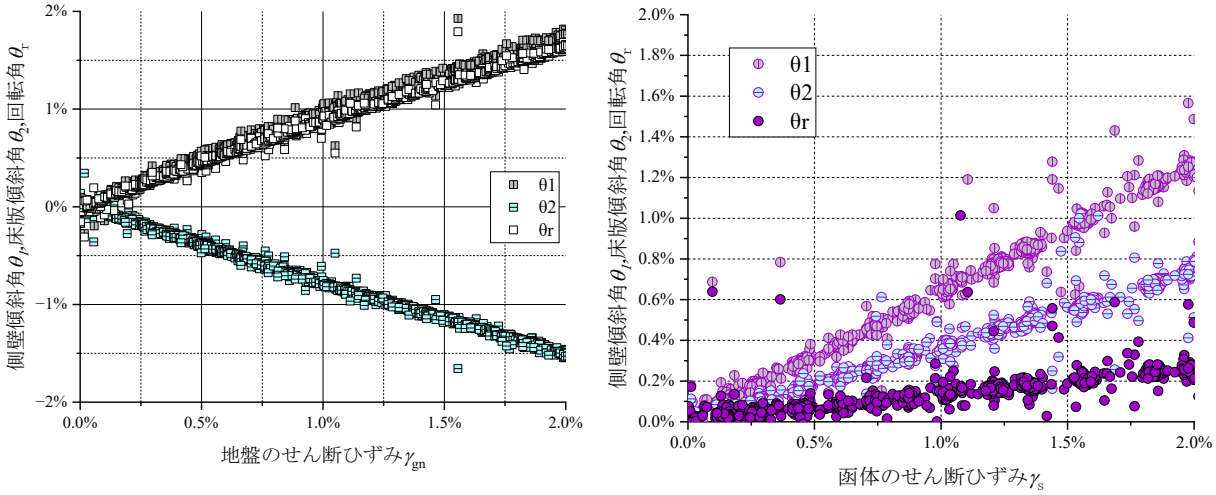


図-6　地盤変位載荷実験における各壁面の函体と地盤の滑動量



(a) 地盤変位載荷実験　　(b)函体強制せん断実験

図-7　函体の側壁・床版傾斜角θ_{s1} θ_{s2}，函体回転角θ_{sr}とせん断ひずみγ_{gn}, γ_sの関係

３．３　函体と地盤の変形

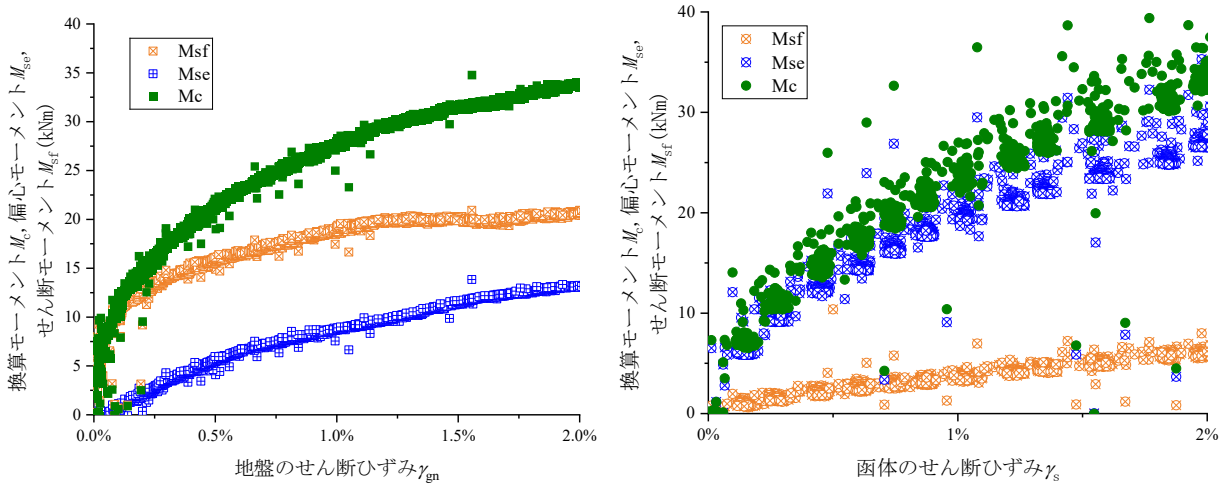
次に，函体のせん断変形挙動に着目するため，函体の側壁傾斜角θ_{s1}，床版傾斜角θ_{s2}，函体回転角θ_{sr}とせん断ひずみγ_{gn}, γ_sの関係を**図-7(a)**, (b)に示す．傾斜角・回転角の正負は**図-4**に示した通りである．

図-7(a)地盤変位載荷実験では，側壁傾斜角は正の値を取るが，床版傾斜角が側壁傾斜角を若干下回る程度の負の値となった．このことから函体のせん断変形がほとんど生じず回転が発生していることが分かる．一方，**図-7(b)**の函体強制せん断実験は，側壁傾斜角，床版傾斜角，共に正の値を取っており，函体のせん断変形に応じて，線形的に増加している．函体の隅角部の対角線の回転θ_{sr}は傾斜角θ_1, θ_2と比較すると小さく，模型実験上の載荷による函体の剛体回転成分の影響は小さいことが分かる．この函体回転角の値は地盤変位載荷実験と比較し大幅に小さくなっており，載荷方法の違いを表していると言える．

３．３　表面力

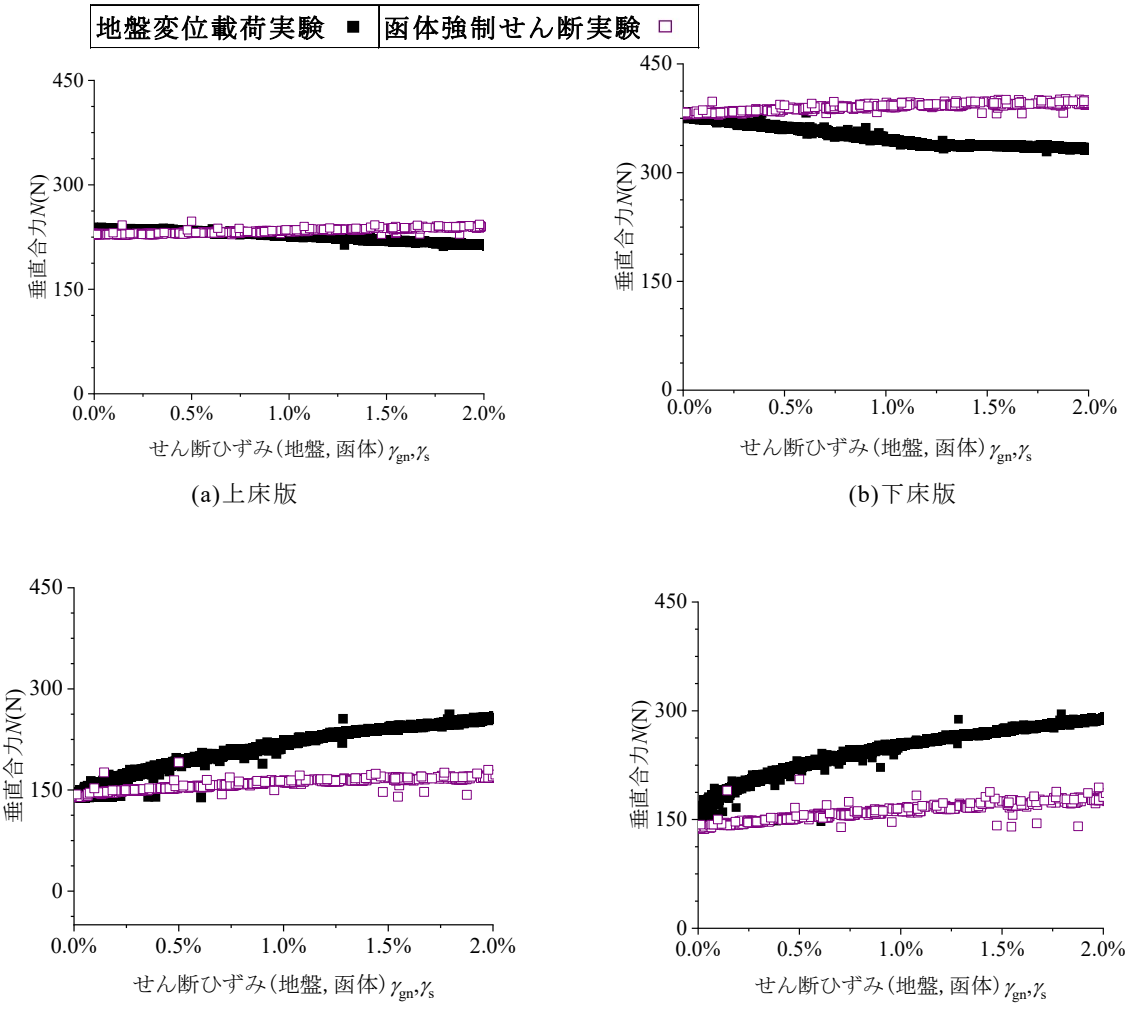
各表面力の挙動を比較するため，載荷の進行（地盤変位載荷実験ではγ_{gn}の増加，函体強制せん断実験ではγ_sの増加）に対する４面合計の換算モーメントM_c，せん断モーメントM_{sf}，偏心モーメントM_{se}の変化を**図-8(a)**, (b)に示す．換算モーメントM_cは，両実験とも載荷量に応じて上昇している．しかしながら，換算モーメントの内訳が異なっており，せん断力モーメントと偏心モーメントの割合に違いがある．函体強制せん断実験は，せん断モーメントM_{sf}がγ_s=2.0%時では5kNm付近であり，線形的に増加している．この値は，地盤

変位載荷実験でのγ_{gn} =2.0%時における 20kNm の 1/4 程度であり，小規模な増加であると言える．このことから，函体強制せん断実験における作用力の変化は，主に垂直力 N_i によって生じる偏心モーメント M_{se} の変化であり，せん断力 S_i によって生じるせん断モーメント M_{sf}，の影響が小さいことが分かる．反対に，地盤変



(a) 地盤変位載荷実験　　(b) 函体強制せん断実験

図-8　換算モーメント M_c，せん断モーメント M_{sf}，偏心モーメント M_{se} とせん断ひずみγ_{gn}, γ_s の関係



(a)上床版　　(b)下床版

(a)左側壁　　(b)右側壁

図-9　函体各面における垂直力 N とせん断ひずみγ_{gn}, γ_s の関係

位載荷実験は，常にせん断力モーメントが偏心モーメントを上回っており，地盤変位による外力は，周辺地盤のせん断ひずみを生じさせ，周面摩擦力となり函体の変形に影響を及ぼすことが分かる．

先述の**図-8** で，函体強制せん断実験におけるせん断力の影響が小さいことを示した．そこで，両実験での垂直力に着目し，載荷の進行に伴う函体各面における垂直力の変化を**図-9**(a)，(b)，(c)，(d)に示す．先に，函体強制せん断実験について述べる．各面ともわずかであるが増加傾向であり，垂直力の変化は小さいことが分かる．一方，地盤変位載荷実験は，上下床版では減少し，左右側壁では増加しており，地盤のせん断変形に応じて，垂直力（土圧）自体が増減することが分かった．

４．　考察

４．１　地盤変位載荷実験と強制せん断実験での相互作用力の違い

相互作用力について考察するにあたり，まず式(1)と式(3)の関係について整理する．式(1)第2項の切り欠き力は，周辺地盤のせん断ひずみに起因して発生する周面摩擦力であり，式(3)でせん断力Sから算定されるせん断力モーメントM_{sf}に対応する．それを踏まえると，式(1)のもう一方の項（第1項）の相互作用力は，式(3)の第1項の偏心モーメントM_{se}に対応し，地盤と函体の変位差に伴う各面の垂直土圧が相互作用力を生じさせると解釈できる．

そこで本研究では，各面での相互作用力の特性を定量的に評価するため，両実験での地盤と函体の変形差と各面での偏心モーメント $M_{se,i}$（$=N_i \cdot e_i$）あるいは偏心量 e_i を載荷幅 B = 150 mm で除した偏心比 e_i/B との関係に着目する．なお，式(1)では相互作用力は地盤と函体のせん断ひずみの差に比例するとされているが、

※凡例**図-9** と同様

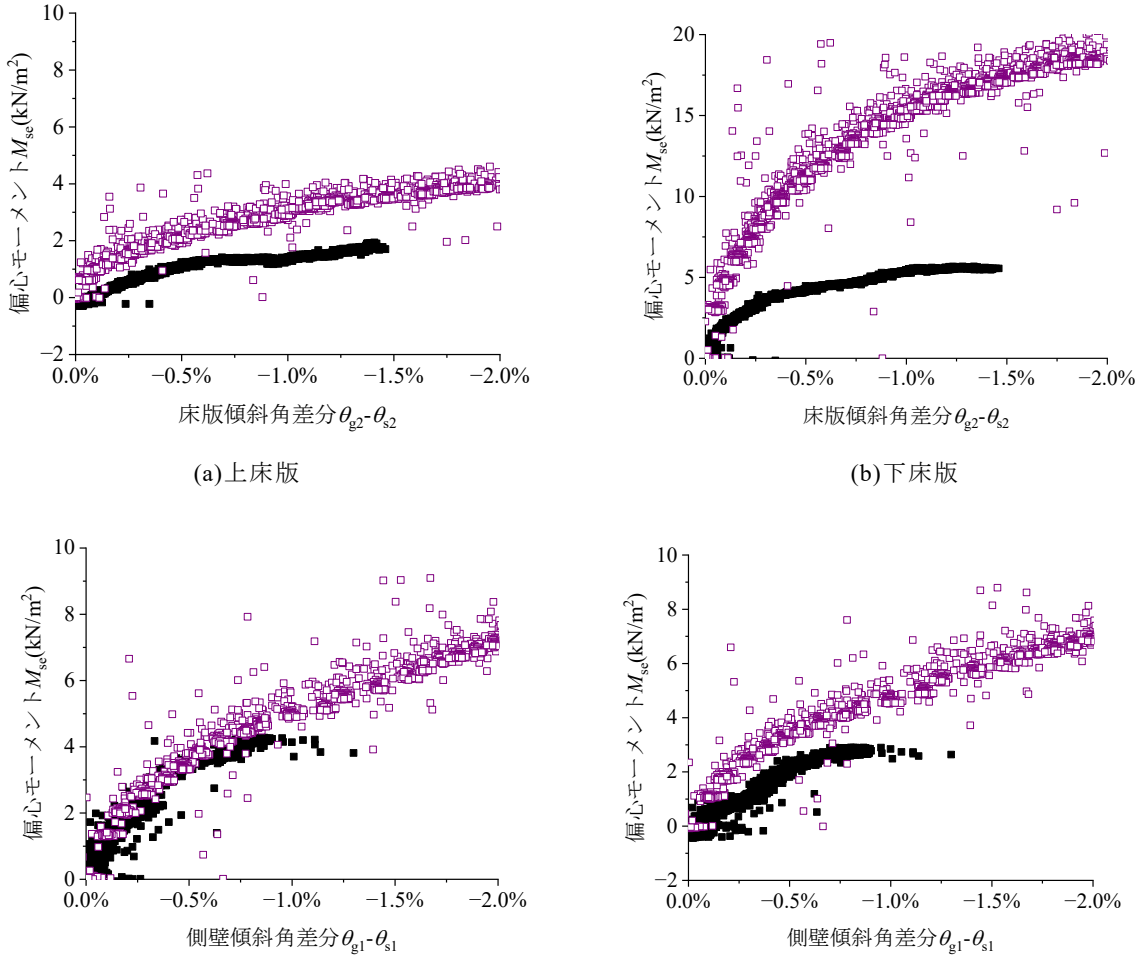


図-10　偏心モーメント（増分）と傾斜角の差分(θ_{g1}-θ_{s1},θ_{g2}-θ_{s2})の関係

各面の偏心モーメント・偏心比については，各面の地盤と函体の傾斜角の差との関係で整理する．まず，偏心モーメント M_{se}（地盤あるいは函体のせん断変形開始前からの増分）と地盤の鉛直側線・水平側線と函体の上下・左右面における傾斜角差分(θ_{g1}-θ_{s1},θ_{g2}-θ_{s2})の関係を**図-10**(a)，(b)，(c)，(d)に示す．

図-10 の偏心モーメント（増分）と傾斜角差分との関係のうち，函体強制せん断実験の結果を見ると，傾斜角差分の増加に伴って曲線の勾配が低下する傾向が確認でき，特に下床版でその傾向が顕著である．これらの勾配低下が，純粋な相互作用力のローカル非線形性を表していると解釈することができる．また，各面の大小関係は，大きい順に下床版，左右側壁，上床版であり，土被り圧の大小関係に沿った傾向となっている．これに対して，地盤変位載荷実験の結果を函体強制せん断実験と比較すると，左側壁は概ね同程度であるが，上床版や右側壁では地盤変位載荷実験の方が若干小さく，下床版では地盤変位載荷実験の方が函体強制載荷実験の 1/2 以下となっていることが分かる．すなわち，地盤変位載荷実験ではローカル非線形性の他にもサイト非線形性やその他の影響（函体表面での滑動や函体全体の回転の発生）の影響を受けて，相互作用力が生じにくくなっていることが分った．

次に，偏心比 e_i/B と地盤と函体の傾斜角差分(θ_{g1}-θ_{s1}，θ_{g2}-θ_{s2})の関係について，**図-11** (a)，(b)，(c)，(d)に示す．偏心比について，一般に，直接基礎の耐震設計では，地震時に回転モーメントが作用して偏心比 e/B が 1/6 を超えると基礎底面の端部が浮き上がり，回転モーメント～回転角関係の勾配が低下しはじめることが知られおり，函体の各面でも同様に偏心比 e_i/B が 1/6 を超過すると函体表面端部の浮き上がり（下床版以外では地盤と函体表面端部との剥離）が生じると考えられる．**図-11** の各面の偏心比に着目すると函体強制せ

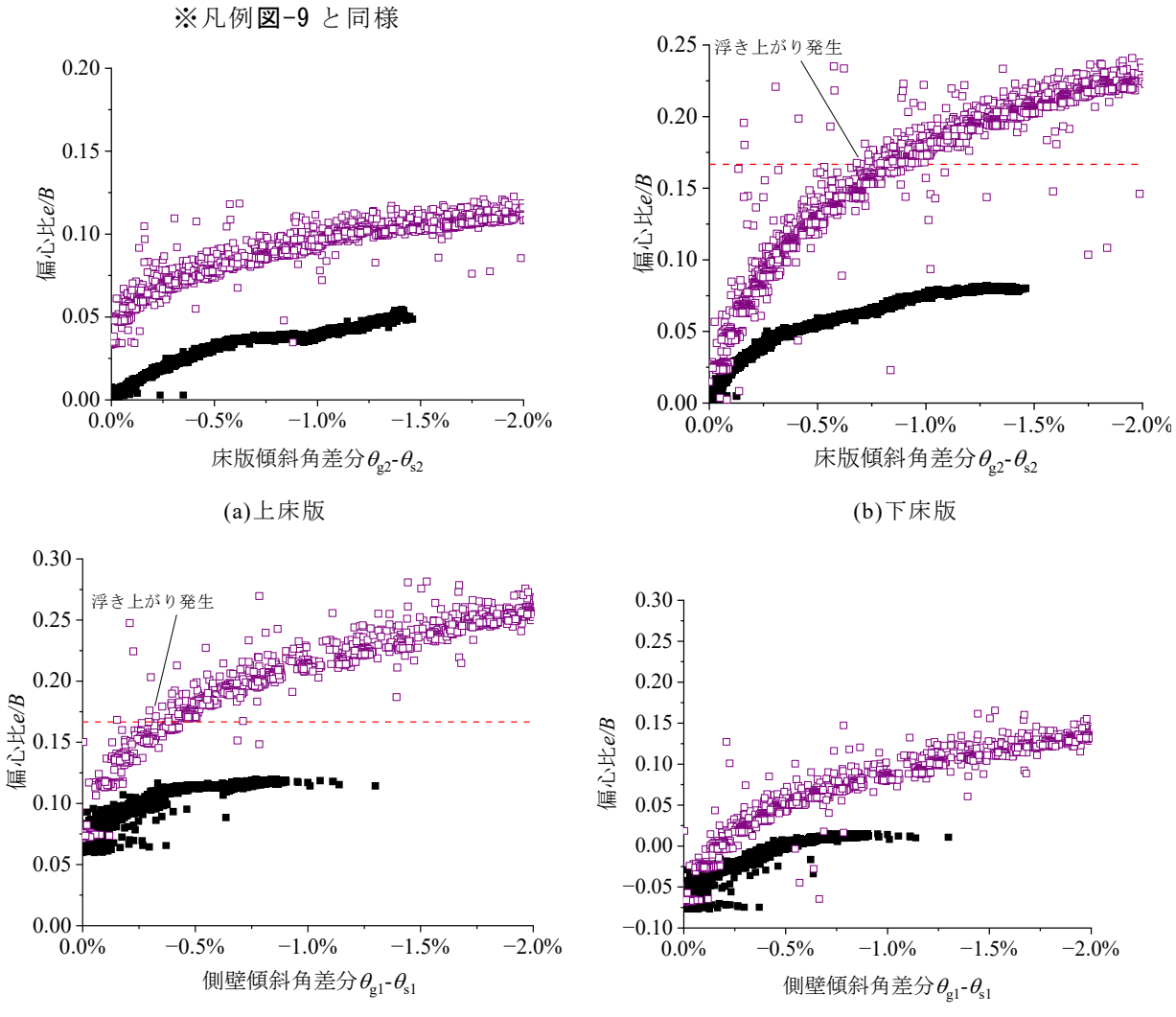


図-11　偏心比と傾斜角の差分(θ_{g1}-θ_{s1},θ_{g2}-θ_{s2})の関係

ん断実験における左側壁，下床版の 2 面のみが偏心比 e_i/B が 1/6 を超過して浮き上がる結果となり，函体強制せん断実験の右側壁・上床版及び地盤変位載荷実験の全 4 面では，浮き上がり・剥離は生じていないことがわかった．すなわち，浮き上がり・剥離の発生はローカル非線形性自体の非線形性を生じさせる要因となっている可能性はあるものの，**図-10** で確認したサイト非線形性やその他の影響による相互作用力の低下の直接的な要因とは考えにくいことが分かった．

４．２　函体と地盤の変形状況と表面力分布の特徴

これまで示した合力や偏心モーメントなどのデータを基に，変形図を作成し可視化する．

図-12 に浮き上がりが生じた際の函体強制せん断試験における土圧分布と地盤変位を表した模式図を示す．**図-9** で示したように垂直合力の変化は小さい．載荷に伴い函体の変形が生じることで，壁面が傾斜する．これにより，地盤が壁面端部により押し除けられ，下床版・左側壁においては，剥離や浮き上がりの発生が生じるほど偏心することで，偏心モーメントを増加させ，土圧のつり合いを保ちながら，換算モーメントの増加を担っていると考えられる．一方で，上床版，右側壁については，下床版や左側壁における剥離や浮き上がりのような現象は生じておらず，偏心比が若干増加する程度に留まっている．そのため，上右端部での土圧が増加し，上左端部や下右端部では，土圧が低下する分布形状となった．

次に，**図-13** に地盤変位載荷実験における土圧分布と地盤変位の模式図を示す．**図-9** における垂直合力（土

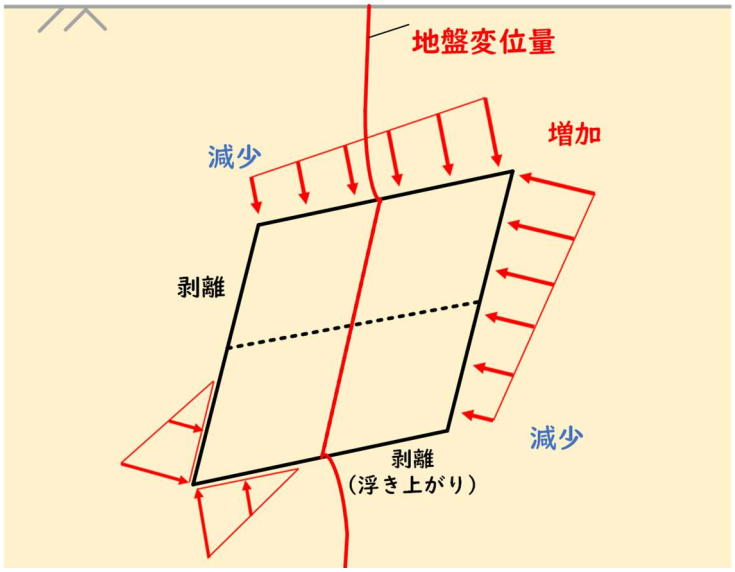


図-12　函体強制せん断試験変形模式図

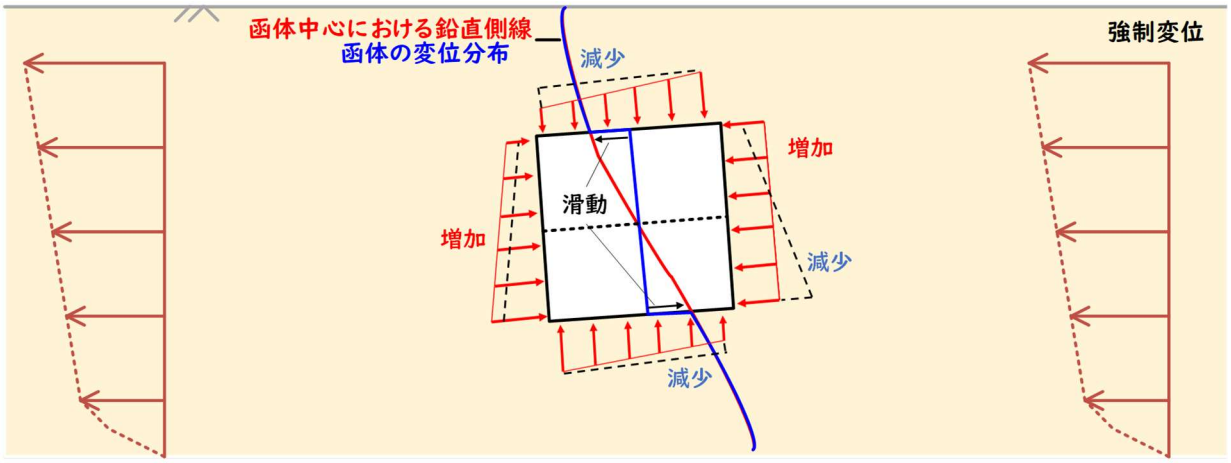


図-13　地盤変位載荷実験における土圧分布と鉛直側線の模式図
（函体せん断変形を無視して図化）

圧）の変化は上下床版では減少し，左右側壁は上昇する．函体と地盤変位の差（傾斜角の差）によるものと考えられる．函体位置では，図のように赤線で示した地盤の鉛直側線と青線で示している函体の傾斜に差が生じている．地盤の変形が本来赤線まで生じるはずだが，実際には青線までの変位に留まっている．これにより，右側壁上部と左側壁下部では，傾斜角の差分に応じて，地盤に押し込まれることにより垂直合力の増加が生じると同時に偏心比の増加が生じたと考えられる．

５．まとめ

本研究では，函体強制せん断実験（地盤中に配置した函体模型を変形させる実験）を行い，先行研究における地盤変位載荷実験との比較を行った．以下に得られた知見を示す．

1) 函体強制せん断実験では，主に垂直力 N_i によって生じる偏心モーメント M_{se} が発生した．一方，地盤変位載荷実験では，せん断力 S_i によって生じるせん断モーメント M_{sf} が主体となって函体に変形を生じさせていることが分かった．
2) 函体強制せん断実験で得られるローカル非線形性のみを考慮した相互作用力に比べて，地盤変位載荷実験で実測される相互作用力は低下する傾向か確認できた．この低下は，サイト非線形性の影響の他，函体表面での滑動や函体全体の回転の発生の影響を受けていると考えられる．

今後の課題としては，地盤変位載荷実験では，地盤の非線形性のほかに，函体表面の滑動の影響が存在することから，滑動の影響を排除できる条件下での実験を実施することで，地盤の非線形性のみを対象とした実験を行う．

謝辞：本研究の一部は，JSPS 科研費 基盤研究(C) JP23K04030 の助成を受け実施した．ここに記して謝意を表する．

【参考文献】

1) 西岡勉，運上茂樹：ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の推定，土木学会論文集，No. 710/I-60, pp. 273-282, 2002. No. 710/I-60, pp. 273-282, 2002,
2) 島田貴文，西野風雅，西岡英俊：地盤の非線形性が開削トンネルの地震時ひずみ伝達率に及ぼす影響に関する実験的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 78, No. 4, pp. I_613-I_623, 2022. Vol. 78, No. 4, pp. I_613-I_623, 2022.
3) 伊野将矢，西野風雅，西岡英俊，島田貴文：開削トンネルと地盤の剛性比に着目した地震時の函体変形特性に関する実験的研究，土木学会第 32 回トンネル工学報告集，2022，2022.
4) 西野風雅，伊野将矢，西岡英俊，島田貴文：せん断土槽実験に基づく開削トンネルの地震時表面力に及ぼす函体・地盤剛性比の影響評価，土木学会論文集，Vol79，No.13（特集号：地震工学），2023.
5) 島田貴文，古川喬大，西野風雅，西岡英俊：開削トンネルの地震時挙動に及ぼす周面摩擦の影響に関する実験的検討，土木学会第77回年次学術講演会講演概要集，CS10-90, 2022， CS10-90, 2022.
6) 七里蒼，伊野将矢，西岡英俊，島田貴文，土井達也，井澤淳：地中構造物の地震時ひずみ伝達特性に地盤の非線形が及ぼす影響に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集vol44(投稿中)

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

単調および繰返し載荷による軽量盛土材の三軸せん断特性

室蘭工業大学大学院　正会員（若手）　○田澤　宏太
室蘭工業大学大学院　国際会員　木幡　行宏
(株)構研エンジニアリング　正会員　菅原　正則

１．はじめに

近年，日本の道路橋梁に代表される社会基盤において老朽化が進んでおり，修繕や維持管理が喫緊の課題となっている．一方，それらの維持管理費用の削減も求められており，そのためには，例えば，交通量が多い道路で発生する不同沈下や道路が軟弱地盤上に建設された場合に生じる残留沈下を抑制するための手段として路盤材の荷重を軽減する方法などが考えられる．本研究においては，荷重軽減策の一つとして路盤材に軽量盛土材を適用することを目標としている．

日本国内で高盛土の道路が軟弱地盤上に建設された場合には，橋台背面と橋台の取り付け部における段差や路線における不同沈下が発生することがあり，その場合の修繕コストや舗装の維持管理コストが増大する場合が多い．一般に，段差や不同沈下，あるいは舗装表面にクラック等が発生した場合，車両走行性や耐久性，舗装の構造機能を確保するための維持修繕として，路面切削オーバーレイを実施することが多いが，交通量が多い道路や局所的な修繕では，路面切削を行わないでオーバーレイのみで修繕する場合がある．このような場合には表層の厚さが増大することにより，上載荷重が増加するため，長期的にはさらなる残留沈下が発生し，再補修が必要になる原因の一つとなっている．一方，不同沈下や段差が大きくなっている箇所や短期間で路面にクラックが生じて補修回数が多い箇所では，路盤まで掘削する大規模な補修を行う場合がある．このような場合には長期的な通行止めとなり，物流等に与える社会的な影響が大きくなるとともに，補修費用が増加する．そこで，残留沈下や不同沈下の抑制のための解決策の一つとして，路盤材に軽量盛土材を用いる方法が考えられる．

これまでの筆者らの研究では,路盤荷重を軽減する方法の一つとして,新たな軽量路盤材の開発を目的に，人工軽量盛土材に標準砂や珪砂 5 号を混合した路盤材料を用いて，三軸圧縮試験を実施し，その強度・変形特性に及ぼす拘束圧，並びに，締固め度の影響を検討してきた [1-5]．その結果，総合的に判断して，軽量盛土材・珪砂混合材料は，質量比 2:1 程度の粒度分布に調整すれば，路盤材料として適用可能であることが明らかにされた [1]．しかし，軽量盛土材・珪砂混合材料の作製には手間がかかること，珪砂を混合することによって，軽量であるという軽量盛土材の利点が薄れることなどの理由から，本研究では，軽量盛土材単体での路盤材への適用を検討することを目的として，軽量盛土材の三軸せん断特性に及ぼす拘束圧および繰返し載荷履歴の影響について検討した．

２．試験試料および試験方法

一般的に，道路の路盤は上層路盤と下層路盤で構成されており，その機能として，アスファルト舗装の場合は表層，基層からの交通荷重を分散し路床に伝達することが求められる [6]．したがって，基層からの荷重を支持する上層路盤には，下層路盤より強度，剛性が大きい地盤材料として，粒度調整砕石や再生粒度調整砕石，あるいは粒度調整スラグや水硬性粒度調整スラグのほか，安定処理路盤材料が用いられる．筆者らの一連の研究では，軽量であること，ある程度の強度を有していること，土工に人工軽量盛土材として，使用実績があることなどを考慮してカルグリ [7]を用いることとした．カルグリは膨張性頁岩を粉砕・焼成して製造される人工軽量材である．均等係数 Uc が 19～31 程度であり，単粒度砕石までには至らないが，やや分級された礫であるため，単体で用いるには締固めに適さない材料である．そのため，筆者らのグループの既往研究では，基礎的研究として路盤材としての締固めを可能にすることに加え，その力学的特性を検討するた

Triaxial shear characteristics of lightweight embankment material under monotonic and cyclic loading: Kouta Tazawa (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Masanori Sugawara (Koken Engineering Co., Ltd)

めに，これまで多く使用され，性質が良く分かっている標準砂をカルグリとの混合材として選定した[1-3]．その後の研究では，標準砂は高価であり実用的ではないとの判断から，安価で入手しやすく，より実用的な混合材として珪砂 5 号を選定し，カルグリと珪砂 5 号を最適含水比にて質量比 1:1，2:1，3:1 で混合した軽量盛土材・珪砂混合材料の強度・変形特性を検討した[4), 5)]．その結果，カルグリ・珪砂混合材料は，質量比 2:1 程度の粒度分布に調整すれば，路盤材料として適用可能であることが示された．しかし，珪砂を混合することにより，軽量という利点が活かされないことから，本研究では，カルグリ単体の強度・変形特性を検討することとした．本研究では，粒径が比較的大きな粒子で構成された粒度分布を上限と定義する．**図-1** には，カルグリ原粒度およびカルグリを後述する方法で粒度調整して作製した粒度 1，粒度 2，粒度 3 の粒径加積曲線を示す．また，図中には，「JIS A 5001：道路用砕石」に示される粒度調整砕石 M-40 の粒度範囲を示した．図より，カルグリ原粒度の粒度分布は，M-40 の粒度分布の上限をやや超える粒度であり，砂分の粒子が少ない礫材料であることが分かる．カルグリ単体の三軸せん断特性に関する筆者らの既往研究では，カルグリの強度・変形特性に及ぼす拘束圧および繰返し載荷履歴の影響は大きいことが示され，下層路盤への適用は可能であると考えられるが，上層路盤への適用は難しいと判断された[8)]．そこで，M-40 の粒度分布の範囲内となるように粒度調整したカルグリを用いた場合の適用性について検討することが研究課題となった．本研究では，M-40 の粒度範囲の中央となる粒度分布を目標に調整したカルグリを粒度 1 とし，M-40 の粒度範囲の下限となる粒度分布を目標に調整したものを粒度 2，さらに細かい粒子を多く含むように M-40 の下限の粒度分布における粒径の 1/2 を目標に調整したものを粒度 3 として，カルグリの粒度調整砕石を作製した．それぞれの粒径加積曲線は**図-1** に示すとおりである．原粒度に比べ，粒度 1，2，3 の順に砂分（0.075～2 mm）が多い．このうち，本研究では，既往研究の原粒度と粒度 1 の三軸せん断特性について比較・検討した．粒度 1 の平均粒径 D_{50} は 4.6 mm，最大粒径 D_{max} は 9.5 mm，均等係数 Uc は 30 程度であった．**図-2** には，A-b 法によって得られた締固め曲線を示す．**図-2** より，本研究で用いた粒度 1 の最適含水比 w_{opt} = 9.58 %，最大乾燥密度 ρ_{dmax} = 1.197 g/cm^3 が得られた．

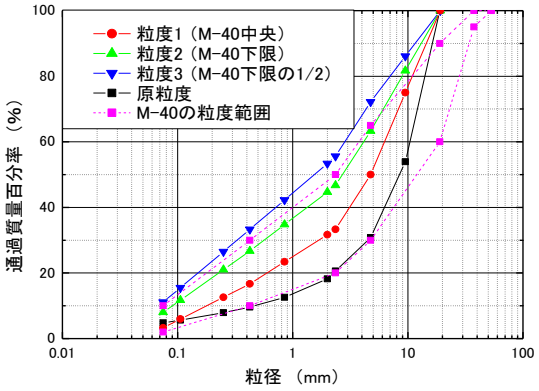


図-1 粒径加積曲線

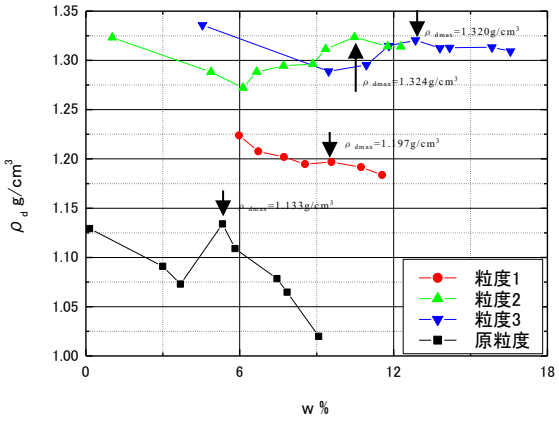


図-2 締固め曲線

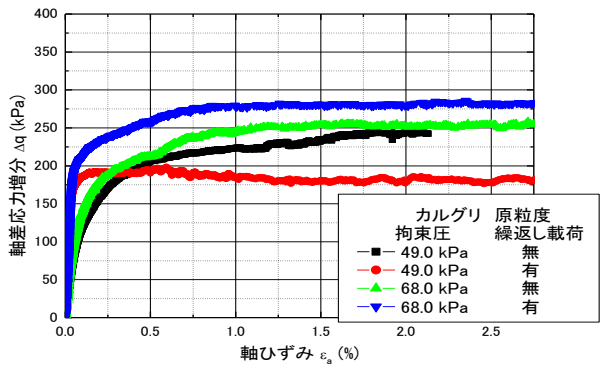
表-1 供試体の初期条件 原粒度

繰返し載荷履歴	拘束圧(kPa)	ρ_d (g/cm^3)	試験前含水比w_1(%)	試験後含水比w_2(%)	振動時間
無	49.0	0.926	17.60	17.21	7min
有	68.0	0.874	23.15	20.28	
無	49.0	0.874	22.42	19.26	
有	68.0	0.907	18.83	16.40	

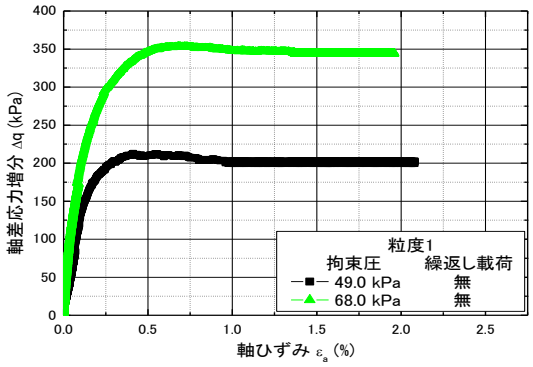
表-2 供試体の初期条件 粒度 1

繰返し載荷履歴	拘束圧(kPa)	ρ_d (g/cm^3)	試験前含水比w_1(%)	試験後含水比w_2(%)	振動時間
無	49.0	1.189	9.51	9.32	11min
無	68.0	1.178	9.47	9.14	

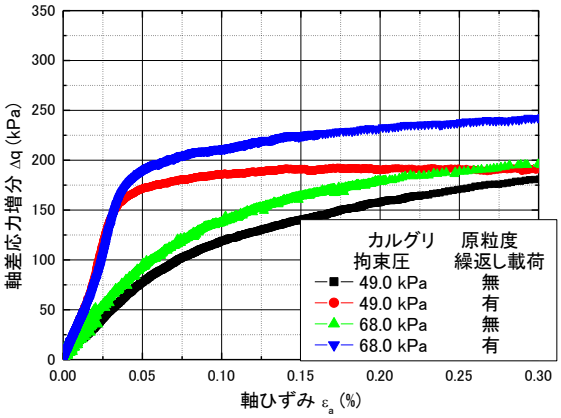
試験に用いた供試体は，円柱供試体で直径 15 cm，高さ 36 cm のモールドに試料を 6 層に分け，各層ごとに上載式バイブレータによって振動締固めを行い，最後に上端をナイフで摺切りにし，作製した．試験に用いた試料は A-b 法における最適含水比に近い w_{opt} = 9.58 %にて調整を行い，各条件で比較・検討を行った．**表-1** に原粒度の供試体作製時の初期条件，**表-2** に粒度 1 の初期条件を示す．供試体作製終了後，等方応力状



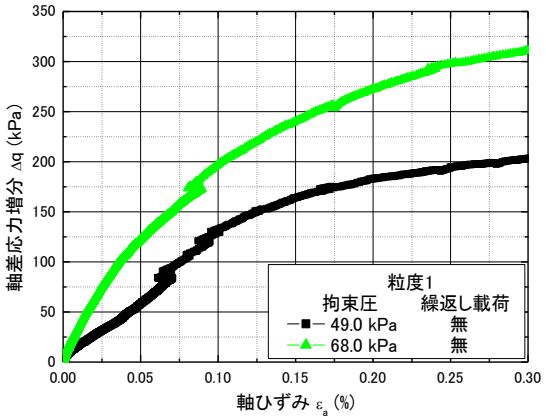
(a) 全体 原粒度



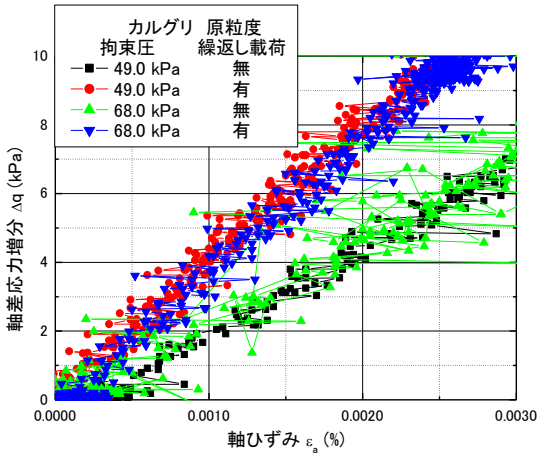
(b) 全体 粒度 1



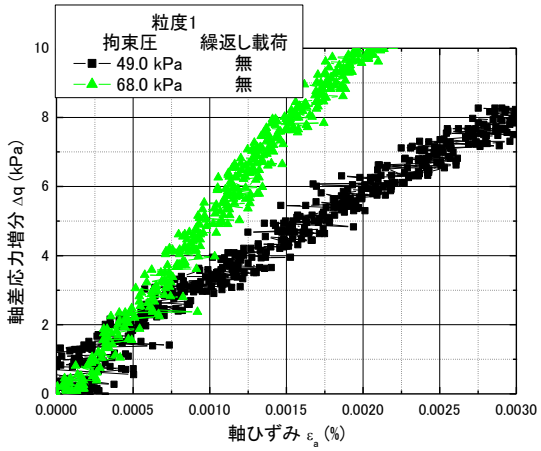
(c) ε_a = 0.3 %まで 原粒度



(d) ε_a = 0.3 %まで 粒度 1



(e) ε_a = 0.003 %まで 原粒度



(f) ε_a = 0.003 %まで 粒度 1

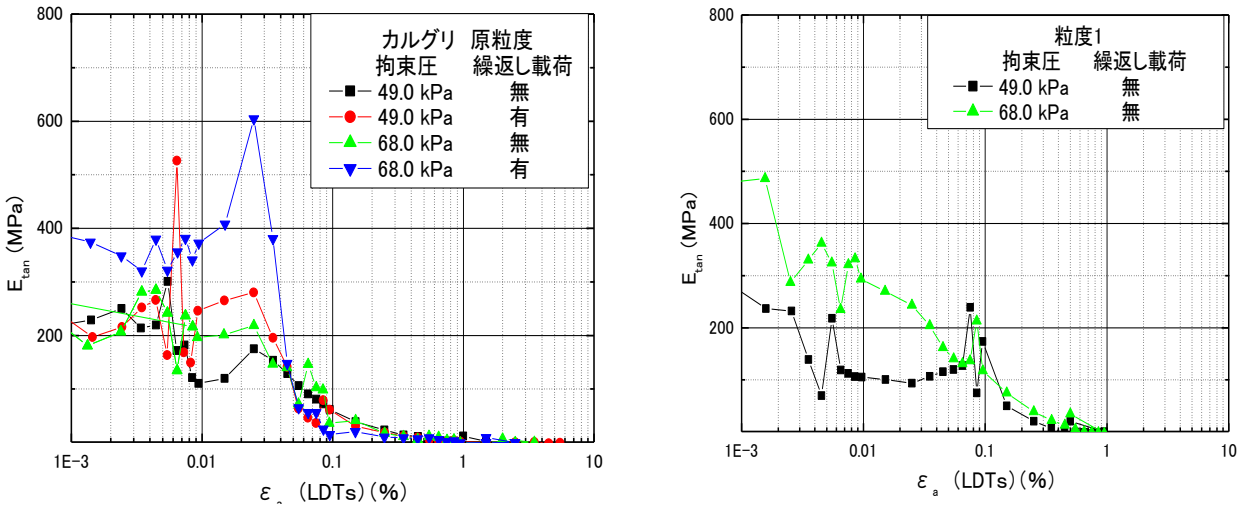
図-3 $\Delta q \sim \varepsilon_a$ 関係

態で拘束圧 49.0，68.0 kPa を負圧によって 16 時間程度与え等方圧密終了後，単調載荷三軸圧縮試験を軸ひずみ速度 0.05 %/min にて，排気・排水条件で行った．繰返し載荷履歴を与える場合には，等方圧密終了後に，所定の拘束圧で等方応力状態から軸差応力振幅 Δq （= $(q_{cyc})_{max}$-$(q_{cyc})_{min}$） = 62.2 kPa， $(q_{cyc})_{max}$ = 101.6 kPa， $(q_{cyc})_{min}$ = 39.4 kPa を載荷周波数 0.125 Hz の正弦波で 10000 回の繰返し載荷を与え，その後，単調載荷三軸圧縮試験を行った．

3．試験結果と考察

3．1 単調載荷における軸差応力-軸ひずみの関係

図-3(a)～(f)に，σ_c' = 49.0，68.0 kPa で実施した三軸圧縮試験による軸差応力増分Δq と軸ひずみε_a の関係を，軸ひずみの範囲ごとにまとめた．図-3(a)，(b)から分かるように原粒度の試料で供試体を作製した場合と粒度 1 で作製した場合，粒度 1 は原粒度で作製した場合に比べて軸差応力増分Δq がピークに至るまでに発生



(a) 原粒度　　(b) 粒度 1

図-4　E_{tan}～ε_a 関係

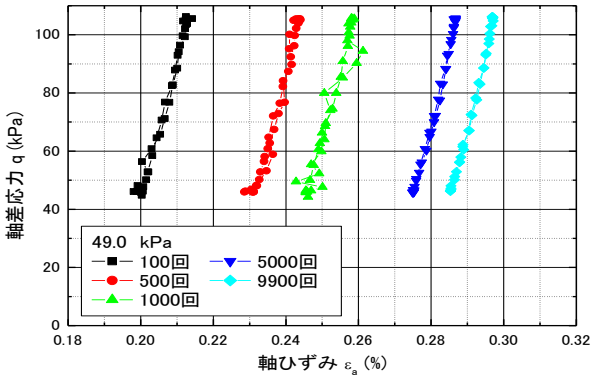
する軸ひずみの発生量が小さく，最大軸差応力 q_{max} が大きい．**図-3(c)**，**(d)**は，軸ひずみを 0.3 %まで拡大した図であり，原粒度の場合は繰返し載荷を与えた場合，一般的な粒度調整砕石と同様，Δq~ε_a 関係は S 字型を示していることがわかる．これは繰返し載荷を与えることにより，軸ひずみの弾性成分が卓越したことに起因すると考えられる．また**図-3(e)**，**(f)**より，$\varepsilon_a = 0.001$ %程度で $E_0 = \Delta q/\Delta\varepsilon_a$ で定義される初期剛性 E_0 は，**図-3(e)**に示す原粒度の場合には，拘束圧の大きさに関わらず，繰返し載荷履歴を与えた場合の初期剛性は，与えない場合に比べて大きい．また，**図-3(f)**に示す粒度1の場合には，拘束圧が大きい方が初期剛性 E_0 は大きい値を示している．原粒度と粒度 1 の E_0 を比較すると，粒度 1 の E_0 のほうが大きい．これは，粒度 1 のほうが原粒度に比べ砂分が多く，また，粒度 1 の供試体作製時の初期乾燥密度ρ_d が原粒度のρ_d に比べて大きいことに起因していると考えられる．

３．２　接線変形係数−軸ひずみ関係

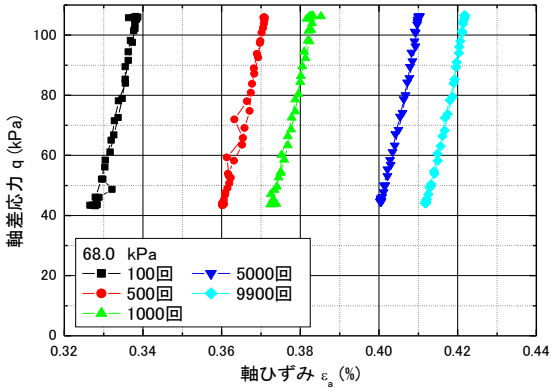
図-4(a)，**(b)**は，Δq~ε_a 関係における接線勾配として定義される接線変形係数 E_{tan} の軸ひずみレベル依存性を示している[1]．**図-4(a)**の原粒度を用いた試料は，繰り返し載荷履歴を与えた場合，載荷初期からせん断の進行とともに E_{tan} が増加傾向にあり，その傾向は拘束圧が大きいほうが顕著であり，E_{tan} の値は粒度調整調整（M 材）や切込み砕石（C 材）の E_{tan} の値に比べてわずかに小さい程度であるが，繰返し履歴を与えない場合には，M 材や C 材の E_{tan} に比べて 1/2 程度小さい値である．一方，**図-4(b)**の粒度 1 では，$\sigma_c' = 49.0$ kPa の場合には E_{tan} の値は原粒度の値と同程度であるが，$\sigma_c' = 68.0$ kPa の場合には$\varepsilon_a = 0.01$ %程度の範囲で，E_{tan} の値は原粒度の値の 1.5 倍程度である．

３．３　原粒度の繰返し載荷中の変形特性

図-5(a),**(b)**は，それぞれσ_c' = 49.0，68.0 kPa で実施した繰返し載荷中の各載荷回数における軸差応力 q と軸ひずみε_a の関係である．**図-5(a)**,**(b)**より，カルグリにおける繰返し載荷中の軸差応力振幅は，両者とも設定した値で制御されていることが分かる．載荷回数 100 回の繰返し載荷で発生した軸ひずみ量は，$\sigma_c' = 68.0$ kPa のほうが 49.0 kPa に比べて大きいが，100 回から 10000 回ではほぼ等しい値となっている．この軸ひずみ量は，筆者らのグループによる既往研究[9),10)]で報告したσ_c' = 29.4 kPa で C-30 材に対する 10000 回の繰返し載荷での軸ひずみ発生量と同程度の値である．しかし，既往研究[1)]で報告したσ_c' = 68.0 kPa でのカルグリと珪砂 5 号を最適含水比にて質量比 2:1，3:1 で混合したカルグリ・珪砂混合材料に対する 10000 回の繰返し載荷での軸ひずみ発生量に比べると，3 倍程度大きい．一方，両者において各載荷回数ごとの除荷／載荷の履歴ループに着目すると，曲線はほぼ重なっており，弾性的な挙動を示している．**図-6(a)**,**(b)**は，それぞれσ_c' = 49.0, 68.0 kPa における繰返し載荷中の各載荷回数の側方ひずみε_r と軸ひずみε_a の関係を示す．ε_r の負方向の増加（ε_r 値が減少する方向）が，供試体が側方に膨張する状態を表している．ε_r~ε_a 関係の履歴ループは載荷

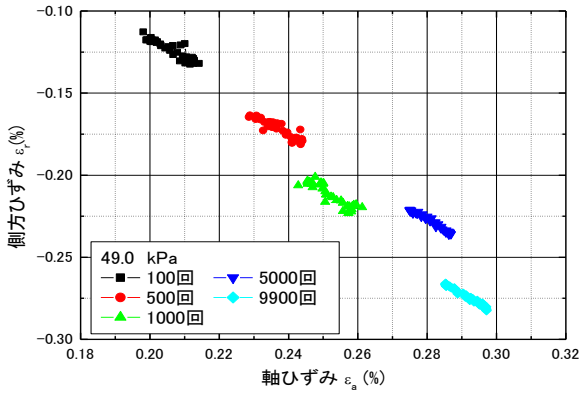


(a)　49.0 kPa

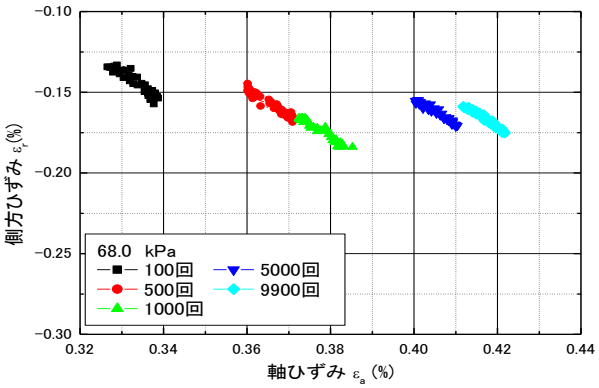


(b)　68.0 kPa

図-5　q～ε_a 関係



(a)　49.0 kPa



(b)　68.0 kPa

図-6　ε_r～ε_a 関係

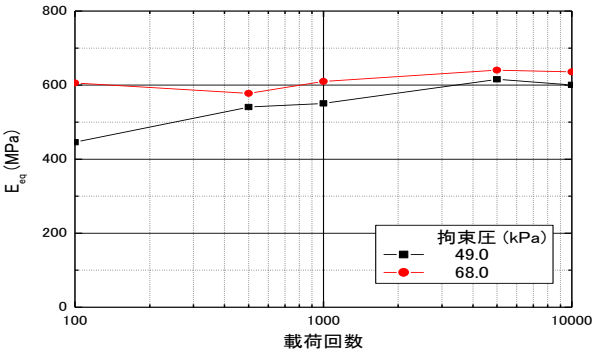


図-7　E_{eq}～載荷回数関係

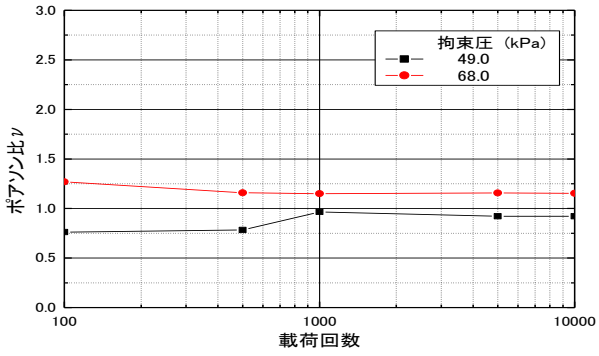


図-8　ポアソン比νと載荷回数関係

回数，拘束圧に関わらず線形的な傾向を示している．σ_c' = 49.0 と 68.0 kPa のε_r~ε_a関係を比較すると，σ_c' = 49.0 kPa の場合には，ε_r が載荷回数とともに負方向に増加しているのに対して，σ_c' = 68.0 kPa の場合には，載荷回数に伴うε_r の減少量がわずかである．**図-7** に履歴ループの傾きから得られる繰返し載荷中の剛性を表す等価変形係数 E_{eq} と載荷回数の関係を示す．σ_c'= 49.0 kPa の場合，載荷回数 100 回で E_{eq}= 440 MPa であるが，500 回以降で E_{eq} は 620 MPa 程度に収束している．σ_c'= 68.0 kPa の場合には，載荷回数 100 回から 10000 回まで，E_{eq} は 620 MPa 程度でほぼ一定の値を示している．この値は，同じ拘束圧で実施した質量比 2:1，3:1 で混合したカルグリ・珪砂混合材料に対する既往の研究[1)]による E_{eq} の値と同程度の値である．

図-8 にε_r~ε_a 関係における履歴ループの傾きの絶対値で表されるポアソン比νと載荷回数の関係を示す．拘束圧，載荷回数に依らず，ほぼ一定値を示しているが，σ_c' = 68.0 kPa の場合のνは 1.1 程度，σ_c' = 49.0 kPa の場合のνは 0.8 程度であり，σ_c' = 68.0 kPa のほうがσ_c' = 49.0 kPa に比べてわずかに大きい．これは，σ_c' = 68.0 kPa の場合のほうがσ_c' = 49.0 kPa の場合に比べて，発生するε_a が大きいことに起因していると考えられる．

４．まとめ

軽量盛土材の路盤材への適用を検討することを目的として，カルグリ原粒度と M-40 の粒度分布幅の中央となるようにカルグリの砂分を増やして粒度調整したカルグリ粒度 1 の強度・変形特性について比較・検討した結果，本研究の範囲内で以下の知見を得た

(1) 本研究に用いた原粒度試料の繰返し載荷後の単調載荷時における初期剛性は，拘束圧の大きさに関わらず，繰返し載荷履歴を与えた場合ほうが与えない場合に比べて大きい．また，拘束圧が大きい場合には，原粒度に比べ粒度1のほうが，最大軸差応力，初期剛性，ともに大きい値となった．繰返し載荷履歴を与えた場合の E_{tan} の値は，M 材や C 材の E_{tan} の値に比べてわずかに小さい程度であった．

(2) 原粒度における載荷回数 10000 回における変形係数は，拘束圧に依らず，600 MPa 程度に収束しており，この値はカルグリ・珪砂混合材料と同程度の値である．

(3) 原粒度における E_{eq} とポアソン比の値は，拘束圧が大きい方が両者とも値は大きくなっており，E_{eq} の値は載荷回数が増えるにつれ値が増加しているが，ポアソン比の値はほぼ一定の値を示している．

(4) 総合的に判断すると，粒度 1 の強度・変形特性は，原粒度の強度・変形特性に比べて，路盤材の性能としての観点からは良好であると考えられる．今後，粒度 1 の繰返し載荷履歴の影響および粒度2，3の単調および繰返し載荷による三軸せん断特性について検討する予定である．

【謝辞】

本研究において，試料の作製，実験の実施およびデータ整理について，本学 4 年生の川中健聖君，森澤大輝君の協力を得た．ここに記して謝意を表します．

【参考文献】

1) 遠藤弘気，菅原正則，木幡行宏：軽量盛土材・珪砂混合材料の三軸せん断特性に及ぼす粒度分布の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 63 号，pp.305-310，2023.
2) 菅原正則，海部友和，菊池優希，木幡行宏：軽量盛土材と標準砂による混合土の強度・変形特性に関する基礎的検討，第 56 回地盤工学研究発表会講演集，No.DS-1-03，2021.
3) 木幡行宏，Zhao Yafei：繰返し載荷履歴を受けた人工軽量盛土材・標準砂混合土の三軸せん断特性，第 56 回地盤工学研究発表会講演集，No.DS-1-04，2021.
4) 遠藤弘気，木幡行宏，HUANG Tianxing：軽量盛土材・珪砂混合土の三軸せん断特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 62 号，pp.51-56，2022.
5) 遠藤弘気，木幡行宏：軽量盛土材・珪砂混合材料の強度・変形特性，第 57 回地盤工学研究発表会講演集，No.20-4-2-03，2022.
6) 土木学会：路床・路盤材料の特性と評価，舗装工学ライブラリー，13b，pp.1-4，2016.
7) 日本メラサイト工業株式会社「軽量盛土材 カルグリの概要」，2018，(最終閲覧日：2023.1.8)，https://www.mitsui-kinzoku.co.jp/group/mesalite/technology/karuguri.html
8) Nao Minzhure，木幡行宏，菅原正則：繰返し載荷履歴を受けた軽量盛土材の力学特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 64 号，pp.119-124，2024.
9) 木幡行宏，天野友貴：細粒な粒度を含む路盤材の三軸せん断特性に及ぼす繰返し載荷履歴の影響，第 52 回地盤工学研究発表会講演集，pp.909-910，2017.
10) 木幡行宏，天野友貴：繰返し載荷履歴を受けた M 材および C 材の強度・変形特性，第 53 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1193-1194，2018.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

室内における簡易動的コーン貫入試験の原位置試験への適応性及び土質定数との関係

室蘭工業大学大学院　正　会　員　○水野　敏裕
室蘭工業大学大学院　国際会員　川村　志麻
川崎地質株式会社　正　会　員　三嶋　信雄
室蘭工業大学大学院　正　会　員　小原　拓己

１．はじめに

既設の大規模盛土において，豪雨や地震等を起因とした崩落災害が近年多く発生している．そのような災害を未然に防ぐため，全国に点在する多くの土構造物の健全度を調査して安定性評価をするには，標準貫入試験等の比較的時間と費用を要する調査を行うことが主流であり，その安定性評価には多くの時間と費用が必要となっている．

一般的に地盤調査等に用いられるサウンディング試験の原位置および室内の実施箇所による区分を**表 1** に示す．簡易動的コーン貫入試験は，原位置および室内の両箇所で簡易に実施可能である試験であることから，室内試験において各種力学指標との比較が可能である．しかし，作製する供試体にはモールドの側方拘束の影響を受けるため，原位置試験結果と同様に扱うことは困難である．

本報文は，人力で簡易に実施可能である簡易動的コーン貫入試験に着目し，室内試験により得られる N_{di} 値と各種力学指標との関係式から，側方拘束の影響を補正して原位置試験値と整合を図る N_{df} 値と各種力学指標との関係式から，概略的な安定性評価に用いる土質定数の算定方法を明らかにしている．

２．試験材料と供試体の作製

２－１．試験材料

本研究では実務への適応性を図るよう特有の地域に依らない関係を得るために，**表 2** に示す全国各地 33 箇所から採取した試料を材料とした（**図 1**）．その土質区分は，粗粒土のうち砂質土，礫質土のうち脆弱岩，細粒土としている．今回提案する N_{di} 値と各力学指標との関係式の適用範囲は，N_{di} 値＜30(回)とする．

表 1　主な試験実施箇所における区分

試験名称	原位置	室内	実施試験
標準貫入試験　JIS A 1219　N 値	可	—	
スウェーデン式サウンディング試験　JIS A 1221 W_{sw}，N_{sw}	可	—	
機械式コーン貫入試験　JIS A 1220　q_{c10} (コーン先端角 60(deg.) (M4)　底面積 A=1000mm^2)	可	—	
締固めた土のコーン指数試験 JIS A 1228　$q_{c3.24}$ (コーン先端角 30(deg.)　底面積 A=324mm^2)	可*2	可	○
簡易動的コーン貫入試験　JGS 1433　N_{di} 値 (コーン先端角 60(deg.)　底面積 A=491mm^2)	可	可	○

*1　地表から 500mm 程度を対象

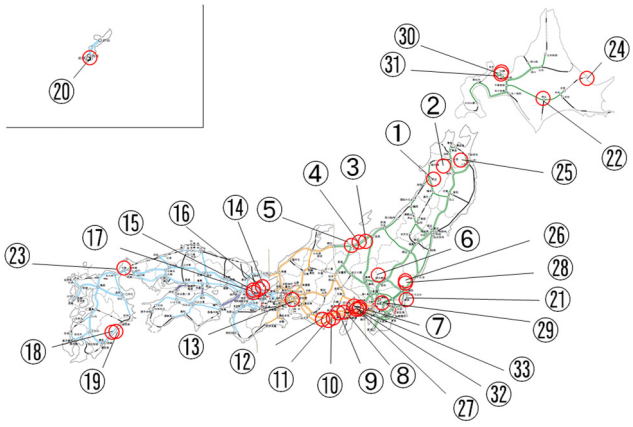


図 1　試料採取位置

Relationship of Nd values between laboratory tests and in-situ tests and its evaluation

Toshihiro Mizuno, Shima Kawamura, Takumi Obara (Muroran Institute of Technology) , Nobuo Mishima (Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd.)

表 2　地盤材料の物性値

試料名				1 秋田	2 秋田 2	3 上越	4 上越 2	5 能生	6 高崎	7 清水	8 藤枝	9 藤枝 PA	10 掛川	11 掛川 2
俗称名				泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	砂岩+泥岩（砂岩優勢）	砂岩+泥岩（砂岩優勢）	砂岩+泥岩（泥岩やや優勢）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）
地盤材料の工学的分類				(G-FR)	(GF-SR)	(GF-SR)	(GFS-R)	(G-R)	(G-FR)	(G-SR)	(GF-SR)	(GF-SR)	(G-FR)	(GF-R)
自然含水比		w_n	%	48.6	46.8	13.4	13.4	16.4	18.5	6.0	4.8	6.6	19.2	21.1
土粒子の密度		ρ_s	Mg/m^3	2.59	2.64	2.72	2.69	2.68	2.63	2.70	2.74	2.73	2.72	2.70
粒度組成 *1	最大粒径	D_{max}	Mm	150	150	150	300	150	106	106	300	300	150	150
	石分（75mm 以上）		%	12.5	6.8	5.1	0.6	8.1	3.6	8.9	5.4	13.0	42.6	1.2
	礫分（2～75mm）*2		%	75.6	61.9	66.4	62.6	88.4	80.6	80.3	72.2	62.6	51.7	61.9
	砂分（75μm～2mm）*2		%	1.6	12.0	10.9	16.9	0.7	2.3	9.2	5.5	8.1	1.1	3.2
	細粒分（75μm 未満）*2		%	10.3	19.3	17.6	19.9	2.8	13.5	1.6	16.9	16.3	5.0	33.7
コンシステンシー	液性限界	w_L	%	80.5	67.3	54.4	44.1	51.0	56.1	NP	25.1	23.4	40.6	44.2
	塑性限界	w_P	%	43.0	28.8	16.2	15.8	21.0	30.5	NP	15.2	13.5	25.3	26.1
	塑性指数	I_p		37.5	38.5	38.2	28.3	30.0	25.6	NP	9.9	9.9	15.3	18.1

試料名					13 鈴鹿	14 神戸 2	15 神戸 3	16 神戸 4	17 神戸 5	18 宮崎	19 宮崎 2	20 沖縄	21 鉾田	22 帯広
俗称名				泥岩+砂岩（泥岩優勢）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（脆弱岩）	泥岩（島尻ｸﾚｰ）	山砂	山砂
地盤材料の工学的分類				(G-FR)	(G-FSR)	(GF-R)	(GF-SR)	(G-FR)	(GF-SR)	(GF-SR)	(GF-SR)	(GF-R)	(S-F)	(S-G)
自然含水比		w_n	%	12.2	17.1	34.3	17.0	27.0	17.4	17.6	10.4	23.6	13.7	16.1
土粒子の密度		ρ_s	Mg/m^3	2.67	2.67	2.76	2.64	2.62	2.70	2.67	2.71	2.76	2.68	2.68
粒度組成 *1	最大粒径	D_{max}	Mm	106	106	300	300	106	300	300	106	300	4.75	4.75
	石分（75mm 以上）		%	3.2	2.8	3.8	7.2	10.6	18.7	15.2	2.1	13.9	0.0	0.0
	礫分（2～75mm）*2		%	85.7	79.6	69.7	57.5	78.0	60.7	55.0	57.8	64.6	0.1	6.4
	砂分（75μm～2mm）*2		%	2.0	6.3	1.4	13.4	0.6	7.3	11.7	12.2	2.7	90.0	89.2
	細粒分（75μm 未満）*2		%	9.1	11.3	25.1	21.9	10.8	13.3	18.1	27.9	18.8	9.9	4.4
コンシステンシー	液性限界	w_L	%	35.0	34.7	74.8	40.2	62.6	56.5	35.0	23.8	63.8	NP	NP
	塑性限界	w_P	%	21.1	18.9	34.3	22.0	28.3	22.1	21.1	18.2	29.5	NP	NP
	塑性指数	I_p		13.9	15.8	40.5	18.2	34.3	34.4	13.9	5.6	34.3	NP	NP

試料名				23 下関	24 網走	25 十和田	26 水戸	27 秦野	28 水戸 1	29 千葉	30 小樽	31 小樽 1	32 泰野 1	33 泰野 2
俗称名				まさ土	しらす	しらす	ローム（褐色）	ローム	粘土（乳白色）	海成粘土	粘土（褐色）	粘土（褐色）	立川ローム（ｽｺﾘｱ混り）	武蔵野ﾛｰﾑ（ｽｺﾘｱ混り）
地盤材料の工学的分類				(SF)	(SFG)	(SFG)	(VH2-S)	(VH2-S)	(CHS)	(MHS-G)	(CH)	(CH)	(VH2)	(VH1)
自然含水比		w_n	%	17.9	39.2	32.5	122.5	101.9	41.9	47.8	53.9	57.5	74.6	45.2
土粒子の密度		ρ_s	Mg/m^3	2.71	2.37	2.41	2.65	2.85	2.65	2.58	2.74	2.77	2.87	2.85
粒度組成 *1	最大粒径	D_{max}	Mm	4.75	26.5	26.5	2	5	2	19	10	5	7	7
	石分（75mm 以上）		%	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	礫分（2～75mm）*2		%	3.4	18.4	24.5	0.0	1.9	0.0	10.2	2.8	0.6	23.4	15.9
	砂分（75μm～2mm）*2		%	72.6	63.6	49.1	5.1	5.0	27.1	34.7	3.0	5.9	11.2	35.3
	細粒分（75μm 未満）*2		%	24.0	18.0	26.4	94.9	93.1	72.9	55.1	94.2	93.5	65.4	48.8
コンシステンシー	液性限界	w_L	%	NP	NP	NP	170.9	122.3	96.8	81.9	84.3	89.0	91.2	58.6
	塑性限界	w_P	%	NP	NP	NP	108.1	85.4	27.4	39.1	51.0	45.9	61.1	49.1
	塑性指数	I_p		NP	NP	NP	62.8	36.9	69.4	42.8	33.3	43.1	30.1	9.5

*1 試料採取時の粒度

*2 全量に対する質量分率（石分まじりの試料の場合，地盤材料全量に対する質量分率

２－２．供試体の作製

供試体の作製については，室内と原位置の関係より精密なものとするため，全ての試料に対して粒度試験を実施し，粒径を 4.75mm 以下，4.75～19mm，19mm～37.5mm の 3 種類に分け，締固め層ごとに試料採取時の粒径となるように調整を行った．

各種試験での供試体の作製に用いた含水比は，自然含水比(w_n)を基本に，その材料に加水または乾燥させた 2 種類(計 3 種類)である．また，供試体の作製に用いた湿潤密度(ρ_t)は，地盤材料及び含水比毎に JIS A 1211 CBR 試験方法に準じ 4.5kg ランマー，落下高さ 450mm，締固め回数 3 層 67 回にて締め固めた時の湿潤密度とした．試験に用いる供試体は，同一湿潤密度になるよう圧縮装置を使用して静的に締め固め，精密に作製した（**図 2, 3**）．

３．室内試験による N_{di} 値と各種力学指標との関係

３－１．試験方法

力学試験は，**表 3** に示した規格を準用して，室内で簡易動的コーン貫入試験，機械式コーン貫入試験，コーン指数試験， CBR 試験，一軸圧縮試験を行った．供試体は**表 4** に示すとおり同一試料で同一湿潤密度かつ同一含水比にて作製した．

簡易動的コーン貫入試験は，モールドに入っている状態の供試体に対して，コーン先端角 60(deg.) 底面積 A=491m m^2 のコーン先端を供試体上面の中央に静置し，5kg ランマーを 500mm の高さから自由落下させて，



図 2　静的締固めによる供試体作製

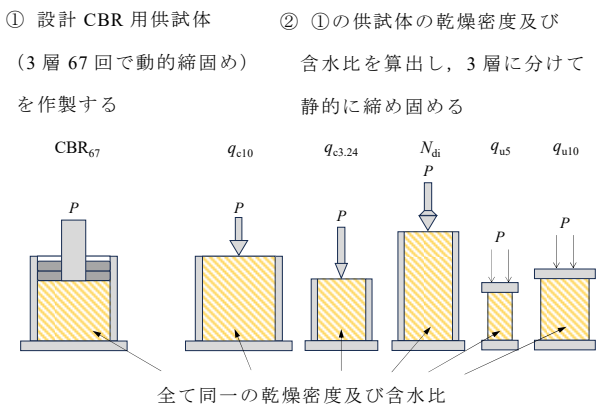


図 3　試験に用いた供試体

表 3　供試体作製方法

試　験　方　法	試験に用いた最大粒径 (mm)	供試体作製(モールド)*2)			得られる強度定数
		内径 (mm)	高さ(mm)	締固め層数	
CBR 試験*1　JIS A 1211	37.5	150	125	3 層 67 回	CBR_{67}
簡易動的コーン貫入試験　JGS 1433 (コーン先端角 60(deg.) 底面積 A=491mm2)	37.5	100	200	4 層	N_{di} 値
室内機械式コーン貫入試験　JHS 135 (コーン先端角 60(deg.) (M4) 底面積 A=1000mm^2)	37.5	150	125	3 層	q_{c10}
締固めた土のコーン指数試験　JIS A 1228 (コーン先端角 30(deg.) 底面積 A=324mm^2)	37.5	100	127.3	3 層	$q_{c3.24}$
土の一軸圧縮試験　JIS A 1216 (50mm モールド)	19	50	100	3 層	q_{u5}
一軸圧縮試験　JGS 0811 (100mm モールド)	37.5	100	127.3	3 層	q_{u10}

*1　CBR 試験の供試体作製のみ動的に締固め 3 層 67 回にて作製

100mm 以上コーンを貫入させた時の打撃回数を求め，貫入量との関係式から算定した（**式-1**）.

$$N_{di} = 100 \frac{N}{\Delta h} \qquad (式-1)$$

N：打撃回数

Δh：打撃回数に応じた貫入量（mm）

コーン指数試験によりコーン先端角 30(deg.) 底面積 A=324mm^2 で得られたコーン指数を $q_{c3.24}$，機械式コーン貫入試験によりコーン先端角 60(deg.)(M4) 底面積 A=1000mm^2 で得られたコーン貫入抵抗を q_{c10} として，試験はコーン先端を供試体上面の中央に静置し，自動貫入装置を用いて 1.42mm/s の速度でコーンを一定に貫入させた．この際，モールドの深さ方向に対して 10mm 単位で試験値を記録し，貫入上端部と下端部の値を除いた貫入層の平均値を強度として算定した．

一軸圧縮試験は，供試体を下部加圧板の中央に置き，供試体に圧縮が加わらないように上部加圧板を密着させ，その後変位計，荷重計の原点を調整した．得られた強度定数は，供試体のサイズが直径 50mm，高さ 100mm のものを q_{u5}，直径 100mm，高さ 127mm のものを q_{u10} とした．

なお，本研究で求めた各種力学指標は，簡易動的コーン貫入試験によって得られた N_{di} 値，コーン断面積が異なるコーン指数 $q_{c3.24}$(kN/m^2)およびコーン貫入抵抗 q_{c10}(kN/m^2)，2 種類の供試体サイズを用いた一軸圧縮強さ：q_{u5}，q_{u10} (kN/m^2)および 3 層 67 回突き固めた供試体に対して CBR 試験によって得られた CBR_{67}(%) である．

表 4　各種力学試験に用いた材料の供試体作製条件

材料名称（呼称）	含水比 w(%)	湿潤密度 ρ_t(Mg/m^3)	材料名称（呼称）	含水比 w(%)	湿潤密度 ρ_t(Mg/m^3)
1 秋田	48.2	1.66	14 神戸 2	30.9	1.85
	52.6	1.67		31.9	1.86
	61.4	1.53		33.5	1.85
2 秋田 2	36.4	1.78	15 神戸 3	15.9	2.02
	39.1	1.73		16.8	2.03
	45.7	1.65		18.9	2.04
3 上越	13.6	2.11	16 神戸 4	22.7	1.87
	17.2	2.09		25.1	1.88
	23.4	1.93		26.2	1.89
4 上越 2	13.1	2.05	17 神戸 5	22.7	1.97
	13.6	2.08		26.0	1.95
	15.7	2.10		32.1	1.84
5 能生	16.2	2.03	18 宮崎	18.3	2.10
	18.4	2.05		21.7	2.00
	19.7	2.04		24.3	1.96
6 高崎	18.5	1.85	19 宮崎 2	10.1	2.01
	21.1	1.92		15.5	2.13
	23.0	1.96		19.3	2.06
7 清水	6.8	2.13	20 沖縄	24.7	1.93
	10.6	2.25		29.6	1.92
	10.8	2.26		35.7	1.81
8 藤枝	4.3	2.19	26 水戸	115.1	1.35
	5.8	2.29		125.5	1.32
	7.4	2.34		139.7	1.29
9 藤枝 PA	7.6	2.34	28 水戸 1	36.6	1.81
	7.7	2.34		42.0	1.75
	12.1	2.24		46.8	1.69
10 掛川	19.4	2.11	30 小樽	49.4	1.69
	21.4	2.03		54.4	1.67
	23.3	1.98		59.5	1.60
11 掛川 2	20.6	2.01	31 小樽 1	53.7	1.66
	21.3	2.00		57.8	1.63
	23.6	2.00		64.4	1.67
12 寺島	9.8	2.17	32 泰野 1	72.3	1.50
	11.8	2.22		74.9	1.51
	14.5	2.19		81.3	1.45
13 鈴鹿	12.8	2.11	33 泰野 2	38.8	1.68
	14.7	2.12		43.4	1.70
	16.7	2.09		48.7	1.70

３－２．コーン貫入による各種力学試験結果

室内試験により得られたコーン貫入による各種力学試験結果について，簡易動的コーン貫入試験 N_{di} 値との関係にまとめる．

1) N_{di} 値とコーン指数 $q_{c3.24}$ の関係

N_{di} 値とコーン指数 $q_{c3.24}$ の関係性を**図 4** に示す．脆弱岩は砂質土，細粒土と比較するとコーン指数に対して N_{di} 値は高い値を示す傾向にあるが，材料の違いによる傾向はほぼ同様を示し，材料に関わらず高い相関が認められ，以下の関係式が得られた．

$q_{c3.24}$ (kN/m^2) = 254.2 N_{di}　　（**式-2**）

砂質土：$q_{c3.24}$ (kN/m^2) = 298.8 N_{di}

細粒土：$q_{c3.24}$ (kN/m^2) = 291.1 N_{di}

脆弱岩：$q_{c3.24}$ (kN/m^2) = 244.8 N_{di}

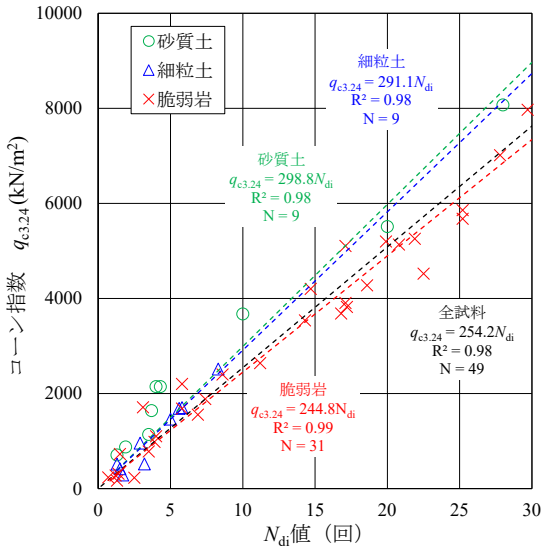


図 4　N_{di} 値とコーン指数 $q_{c3.24}$ の関係

2) N_{di} 値とコーン貫入抵抗 $q_{c10.0}$ の関係

N_{di} 値とコーン貫入抵抗 $q_{c10.0}$ との関係性を**図 5** に示す．脆弱岩は砂質土，細粒土と比較するとコーン貫入抵抗に対して N_{di} 値は高い値を示す傾向にあるが，コーン指数と同様に，材料の違いによる傾向はほぼ同様を示し，材料に関わらず高い相関が認められ，以下の関係式が得られた．

$q_{c10.0}$ (kN/m^2) = 196.1 N_{di} （式-3）

砂質土：$q_{c10.0}$ (kN/m^2) = 242.7 N_{di}

細粒土：$q_{c10.0}$ (kN/m^2) = 232.8 N_{di}

脆弱岩：$q_{c10.0}$ (kN/m^2) = 186.2 N_{di}

この結果から，静的または動的により貫入方法は異なるが，同様の先端角(60deg.)を有したコーン貫入により得られる値は，材料の違いは多少確認されるものの，関係式に高い相関が認められる．

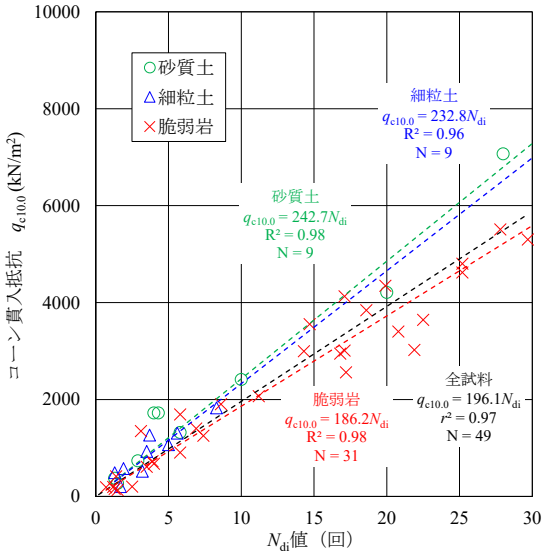


図 5　N_{di} 値とコーン貫入抵抗 $q_{c10.0}$ の関係

３－３．各種力学試験結果

室内試験により得られた各種力学試験結果について N_{di} 値との関係にまとめる．

1) N_{di} 値と CBR_{67} 値の関係

N_{di} 値と CBR 試験により得られた CBR_{67} 値の関係性を**図 6** に示す．砂質土および細粒土は一律な高い相関が認められる．脆弱岩については，N_{di} 値が 15(回)を閾値として相関が異なる傾向を示した．15(回)以下の関係は高い相関が認められるが，15(回)を超えた値からその関係にばらつきが生じている．これは脆弱岩のような締固めによって容易に破砕されて粘土化するような材料では，コーン貫入による塑性域の広がりと CBR 試験による貫入ピストンの塑性域の広がりの違いによる貫入量の差が一定以上の強度では影響しているものと推測する．これらの関係から以下の関係式が得られた．

砂質土：CBR_{67} (%) = 1.14 N_{di}

細粒土：CBR_{67} (%) = 1.00 N_{di}

脆弱岩：CBR_{67} (%) = 0.76 N_{di} (N_{di}≦15 回)

CBR_{67} (%) = 2.12 N_{di}-20.47 (N_{di}>15 回)

（式-4）

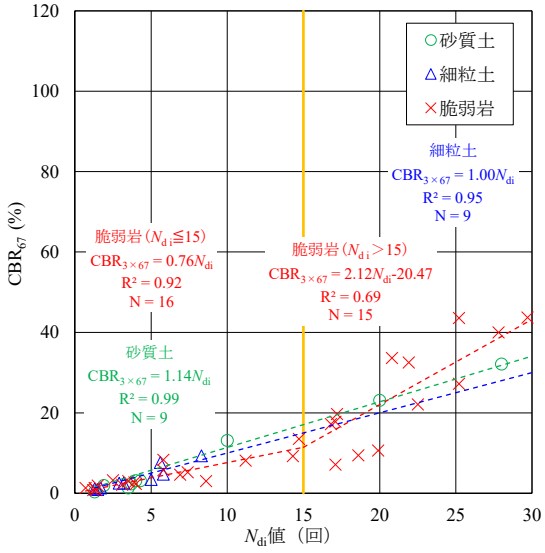


図 6　N_{di} 値と CBR_{67} 値の関係

2) N_{di} 値と一軸圧縮強さ q_{u5} の関係

N_{di} 値と一軸圧縮強さ q_{u5} の関係性を**図 7** に示す．土質区分によって異なる傾向を示した．砂質土の傾きは 10.9 を示したのに対し，細粒土は 27.8，脆弱岩は 18.5 と材料によって異なる傾向にある．これらは拘束圧を作用させない状態で圧縮して求める一軸圧縮強さであるため，材料の違いにより傾向が多少異なる．各材料では高い相関が認められ，全試料の関係式においても相関が認められるため，比較的強度の低い盛土表層にお

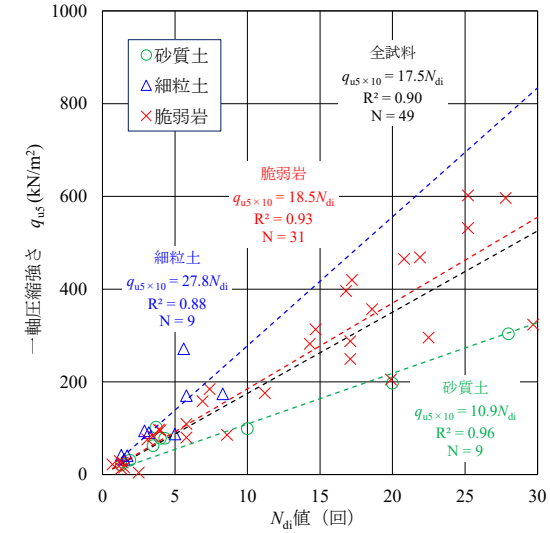


図 7　N_{di} 値と一軸圧縮強さ q_{u5} の関係

ける概略的な安定性評価に全試料の関係式を用いることは可能といえる．これらの関係から以下の関係式が得られた．

q_{u5} (kN/m^2)　= 17.5 N_{di}　　（式-5）

砂質土：q_{u5} (kN/m^2)　= 10.9 N_{di}

細粒土：q_{u5} (kN/m^2)　= 27.8 N_{di}

脆弱岩：q_{u5} (kN/m^2)　= 18.5 N_{di}

3) N_{di} 値と一軸圧縮強さ q_{u10} の関係

N_{di} 値と一軸圧縮強さ q_{u10} の関係性を**図 8** に示す．一軸圧縮強さ q_{u5} と同様の傾向を示した．各材料では高い相関が認められ，全試料の関係式においても相関が認められる．比較的強度の低い盛土表層における概略的な安定性評価に全試料の関係式を用いることは可能といえる．これらの関係から以下の関係式が得られた．

q_{u10} (kN/m^2)　= 18.5 N_{di}　　（式-6）

砂質土：q_{u10} (kN/m^2)　= 11.1 N_{di}

細粒土：q_{u10} (kN/m^2)　= 32.0 N_{di}

脆弱岩：q_{u10} (kN/m^2)　= 19.6 N_{di}

4．モールドの側方拘束検討

室内試験により得られた N_{di} 値と各種力学指標との関係式から，側方拘束の影響を補正して原位置試験値と整合を図る N_{df} 値への補正式を検討する．

4－1．試験方法

室内試験におけるモールドの側方拘束が N_{di} 値に及ぼす影響（**図 9**）を把握するために，**図 10** に示す径 ϕ 100mm，ϕ 150mm，ϕ 194mm，ϕ 250mm，ϕ 300mm の 5 種類について高さを 200mm に統一したモールドを用いた．同一試料で同一湿潤密度および含水比として，各種力学試験に用いた供試体と同様に締め固めた．**表 5** に，コーン貫入試験を実施した各試料の供試体に対して基準とした湿潤密度と含水比を示す．

試験はコーン先端角 60(deg.) 底面積 A=491mm^2 のコーン先端形状で簡易動的コーン貫入試験を行い，その得られた値を N_{di} 値とした．試験は 5kg ランマーを 500mm の高さから自由落下させて，打撃回数と貫入量の関係式から算定した（**式-1**）．

ここでモールドの拘束の影響を深さ方向に対しても考慮する必要があることから，深さ方向に対する試験値を 10mm 単位で記録して，その採用範囲を検討した．代表的な試験値を抜粋して N_{di} 値の採用範囲を**図 11** に示す．供試体の表層付近では Nd 値が過小な値を

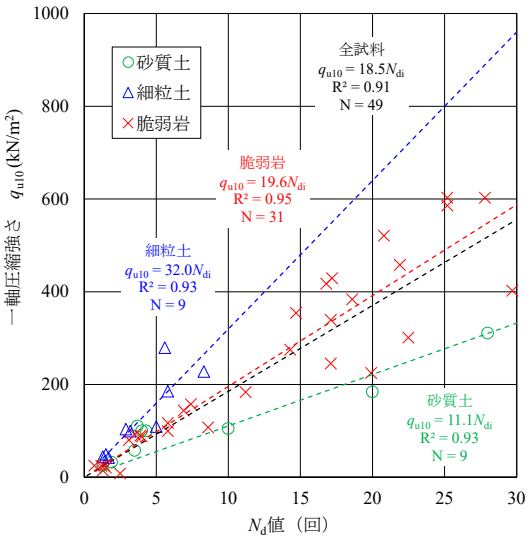


図 8　N_{di} 値と一軸圧縮強さ q_{u10} の関係

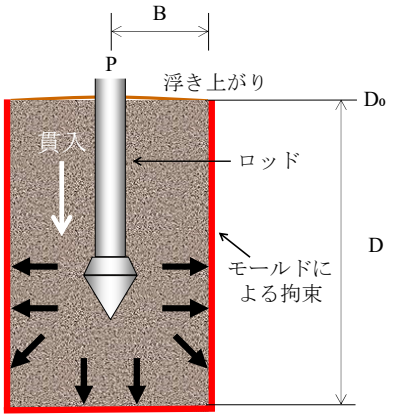


図 9　モールド拘束イメージ図

表 5　側方拘束検討に用いた材料の供試体作製条件

材料名称（呼称）	含水比 w(%)	湿潤密度 ρt(Mg/m^3)	材料名称（呼称）	含水比 w(%)	湿潤密度 ρt(Mg/m^3)
9 藤枝 PA	7.2	2.03	23 下関	13.4	1.80
	7.3	1.90		13.5	1.75
	–	–		–	–
13 鈴鹿	10.6	1.74	24 網走	35.7	1.20
	14.2	1.70		40.3	1.15
	–	–		–	–
15 神戸 3	18.0	1.74	25 十和田	28.1	1.50
	17.2	1.64		27.8	1.40
	–	–		–	–
16 神戸 4	24.4	1.64	26 水戸	126.0	1.40
	21.0	1.60		125.7	1.34
	22.7	1.55		–	–
17 神戸 5	26.0	1.74	27 秦野	96.7	1.30
	25.5	1.70		96.2	1.20
	26.1	1.65		–	–
21 鉾田	5.5	1.75	29 千葉	29.2	1.60
	10.2	1.70		47.6	1.55
	–	–		–	–
22 帯広	11.6	1.80			
	13.6	1.75			
	–	–			

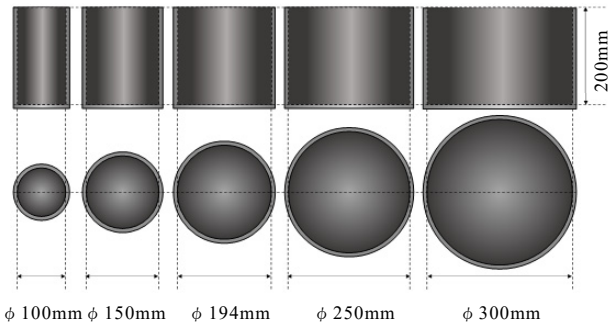


図 10　側方拘束検討に用いた模式図

示す傾向があることから，深度 50mm 以浅の値を除外した．また，モールド底面から 100mm 以内の範囲において試験値が過大方向にばらつきが生じている．よって，試験値はモールドの深さ方向 50～100mm を採用し，その平均値を N_{di} 値とした．

４－２．試験結果と補正式

図 12 にコーン先端からモールド壁面までの距離と N_{di} 値の関係を示す．細粒土に拘束の影響を示さない材料がありばらつきが確認されるが，いずれの材料区分においても，N_{di} 値はモールド径 φ 100mm で最も高く，モールド径 φ 194mm 以上では概ね一定の値を示す傾向が認められた．この傾向から，φ 150mm より径が小さいモールドでは側方拘束の影響を受けるものであり，φ 194mm 以上のモールド径では影響を受けない可能性を示した．

図 13 に側方拘束の影響を受けない φ 194mm モールドで得られた $N_{di19.4}$ 値と，φ 100mm モールドで得られた $N_{di10.0}$ 値の関係を示す．モールドによる拘束の影響を補正した値，すなわち原位置試験により得られる N_{df} 値に対応させるための補正式を求めると，**(式-7)** となる．この関係式から，原位置試験で求められる N_{df} 値は，室内試験で求められる N_{di} 値から推定可能になるといえる．

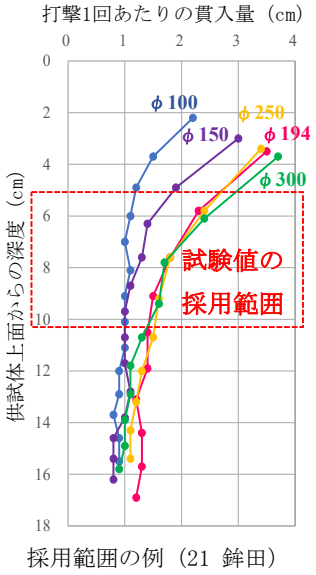
$$N_{df} = 0.73 \times N_{di} \qquad \text{(式-7)}$$

N_{df}：原位置試験 N_d 値　　N_{di}：室内試験 N_d 値

４－３．N_d 値と各力学指標の関係式

本研究により求めた N_d 値と各力学指標の関係式について，室内試験で求めた関係式およびモールドの側方拘束の影響を補正した関係式を**表 6** にまとめる．

これら関係式は，実務において盛土の安定性が懸念されるような比較的強度の低い盛土表層における概略的な安定性評価に用いる関係式を提案したものであり，土質区分によってより精度を求める場合は各土



採用範囲の例（21 鉾田）

図 11　深さ方向における採用区間例

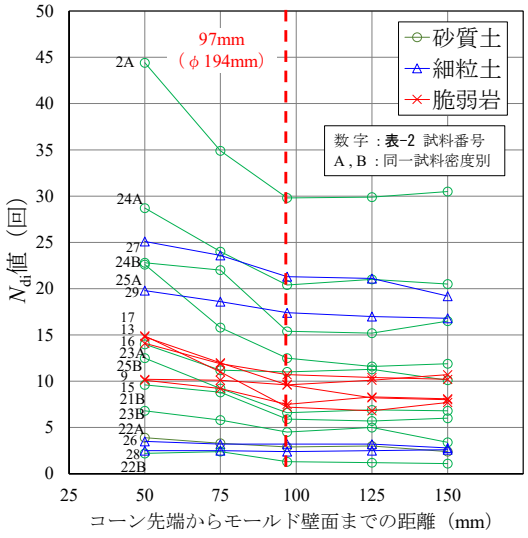


図 12　モールド壁面までの距離と N_{di} 値の関係

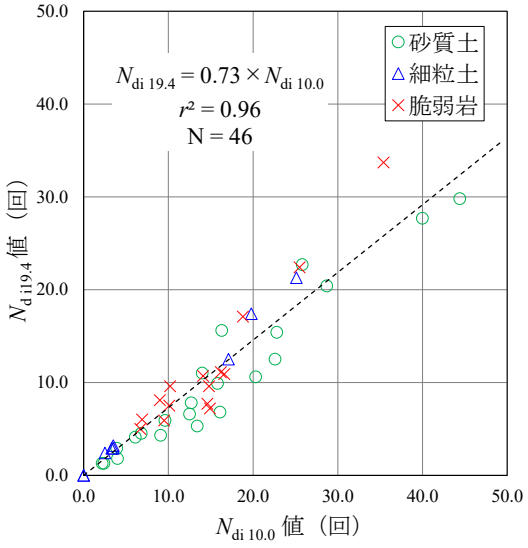


図 13　$N_{di10.0}$ 値と $N_{di19.4}$ 値の関係

質区分により求めた関係式を用いるのがよい．また，既往の関係式の条件と合致する場合はその関係式を用いるとよい．

４－４．関係式から導く土質定数

モールドの側方拘束を補正した関係式を用いて，原位置試験で求めた N_{df} 値から土質定数を算出する手法について，一軸圧縮強さ q_{u5} の算出を例として示す．

原位置における簡易動的コーン貫入試験は「24 網走」の採取箇所にてした．試験は 5kg ランマーを 500mm の高さから自由落下させ，測定間隔 100mm ごとの打撃回数と貫入量の関係式から算定した（**式-1**）．

コーン貫入の深度方向に得られた N_{df} 値と，**表 6** に示した関係式から算出した一軸圧縮強さ q_{u5} について**図 14** に示す．図のように設計等に必要となる箇所に応じて，原位置試験結果から室内試験が必要な土質定数を推定することができる．

５．結論

1) N_{di} 値と室内試験により得られた各力学指標に相関式が成り立つことを示した．
2) 室内試験により得られる N_{di} 値は，ϕ 194mm 以上のモールド径で側方拘束の影響を受けない可能性を示した．
3) モールドの側方拘束を補正した関係式を用いて，原位置試験で求めた N_{df} 値から各土質定数を推定できる可能性を示した．

表 6　N_d 値と各力学指標の関係式

室内試験で求めた関係式	モールドの側方拘束を補正した関係式	決定係数 R^2
$q_{c3.24} = 254.2\ N_{di}$	$q_{c3.24} = 185.6\ N_{df}$	0.98
$q_{c10.0} = 196.1\ N_{di}$	$q_{c10.0} = 143.2\ N_{df}$	0.97
砂質土：$CBR_{67} = 1.14\ N_{di}$ 細粒土：$CBR_{67} = 1.00\ N_{di}$ 脆弱岩： $CBR_{67} = 0.76\ N_{di}$ (N_{di}≦15 回) $CBR_{67} = 2.12\ N_{di} - 20.47$ (N_{di}>15 回)	砂質土：$CBR_{67} = 1.14\ N_{df}$ 細粒土：$CBR_{67} = 1.00\ N_{df}$ 脆弱岩：[4] $CBR_{67} = 1.05\ N_{df}$ (N_{df}≦12 回) $CBR_{67} = 3.52\ N_{df} - 29.57$ (N_{df}>12 回)	0.99 0.95 0.92 0.69
$q_{u5} = 17.5\ N_{di}$	$q_{u5} = 12.8\ N_{df}$	0.90
$q_{u10} = 18.5\ N_{di}$	$q_{u10} = 13.5\ N_{df}$	0.91

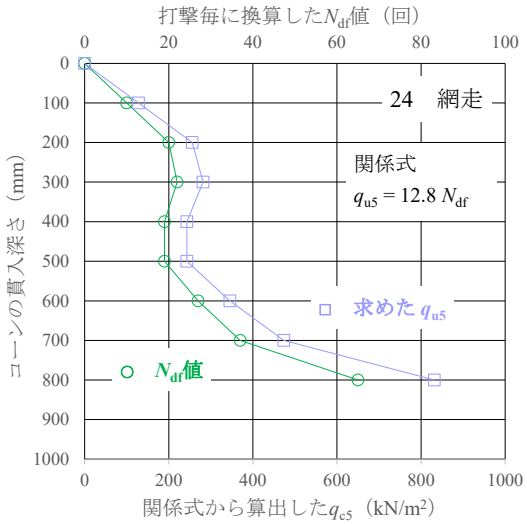


図 14　原位置試験 N_{df} 値と算定した q_{u5} の関係

【参考文献】

1) 佐々木優 他：泥岩材料の強度特性と簡易的な強度定数の評価手法，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.62，2021．2) 市岡卓磨 他：簡易動的コーン貫入試験によって得られた N_d 値と各種力学指標との相関，地盤工学研究発表会，No.57，2022．3) 玉那覇聖芽 他：側方拘束下における N_d 値の検討，地盤工学研究発表会，No.58，2023．4) 水野敏裕 他：室内試験における N_d 値の評価と原位置試験への適応性，地盤工学研究発表会，No.59，2024．5) （公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説，p.318，2013．

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

北海道江別市の泥炭地盤における各種コーン貫入試験

秋田工業高等専門学校　正会員　○山添　誠隆
北海道大学名誉教授　国際会員　田中　洋行
北海道大学大学院　国際会員　西村　聡
北海道土質試験協同組合　正会員　中川　範彦
株式会社ドーコン　正会員　高橋　秀彰
ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社　正会員　石井　正紀
株式会社シーウェイエンジニアリング　国際会員　齋藤　礼位
土木研究所　寒地土木研究所　国際会員　林　宏親

1.はじめに

関東以北に広範囲に分布する泥炭は未分解の植物繊維及びその分解成分を多量に含み，高い圧縮性を示すとともに，せん断強さが著しく小さい。そのため泥炭地盤上での構造物の建設では，室内試験又はサウンディングにより地盤定数を推定し，安定計算によって基礎地盤の短期安定性を評価する必要がある。しかし，繊維質の泥炭はサンプリングがむずかしく[1]，試料を確保しても成形が難しい。また，例えば一軸圧縮試験ではせん断中に多量の排水が生じ強度を過大評価している可能性が指摘されている[2]。このため，室内試験から泥炭の地盤定数を求めることはほとんど行われていない。軟弱地盤の代表的なサウンディングの一つである原位置ベーンせん断試験に関しては，ベーンに繊維が絡みつくなどの理由から，得られた値の解釈が難しいとされている[3]。また，不均一性が著しい泥炭地盤において，深さ方向及び平面的に変化するデータを迅速に取得することが困難である。こうした経緯があって北海道では，過去の盛土の破壊事例から機械式コーン貫入試験（以下 CPTM）により得られた貫入抵抗と安全率との関係が検討され[4]，その結果に基づき CPTM を用いて非排水せん断強さ s_u を推定する方法が古くから採用[5]されている。しかし世界的に見ると，深度方向に連続的なデータが得られ，貫入抵抗の他に間隙水圧及び周面摩擦抵抗も計測できる電気式コーン貫入試験（以下 CPT）への移行が進んでいる。このような技術動向に呼応して，「軟弱地盤対策工マニュアル[5]」においても泥炭地盤の調査法に CPT の使用を認めている。

本論文では，2024 年 8 月に北海道江別市の泥炭地盤で実施された各種コーン貫入試験の結果を報告する。この調査では CPT 及び CPTM の他，球状の貫入先端を用いたボール貫入試験（BPT），ラジオアイソトープを使用したコーン貫入試験（RI-CPT）が実施された。またサンプリングによって採取された試料を用いて室内試験を行った。これらの結果から，泥炭地盤におけるコーン貫入試験の結果の解釈や問題点について述べるとともに，それらを解決するための糸口を示す。

2.サイトの概要及び試験方法

2.1 サイトの概要

地盤調査は図 1 に示す北海道江別市の江別太遊水地内にて実施した。図 2 は，調査箇所の地盤物性値の深度分布である。調査箇所には表層に泥炭が堆積し，以深に粘性土が厚く分布する典型的な泥炭性軟弱地盤である。コーン貫入試験後の貫入孔を利用してピートサンプラーを用いてサンプリングを実施し，採取試料に対して JIS 基準にしたがい密度試験，含水比試験，強熱減量試験，粒度試験，液性・塑性限界試験を実施し

Several penetration tests on peat ground at Ebetsu, Hokkaido
Nobutaka Yamazoe (National Institute of Technology, Akita College), Hiroyuki Tanaka (Emeritus Professor, Hokkaido University), Satoshi Nishimura (Hokkaido University), Norihiko Nakagawa (Hokkaido Soil Research Cooperative Association), Hideaki Takahashi (Docon Co., Ltd.), Masanori Ishii (Soil and Rock Engineering Co., Ltd.), Reii Saito (C-way Engineering Co., Ltd.), Hirochika Hayashi (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

た。地下水位は深度 0.65m に位置しており，これより下位は飽和状態（飽和度 S_r=100%）と見なし間隙比 e を求め，飽和密度 ρ_{sat} を計算した。また表層付近に堆積する泥炭については，バックホーで深度 1m まで掘削し，表面を乱さないようにナイフで平坦にしたのち，刃先が付いた長さ 150–200mm の円柱状の短管を置き，掛けやで瞬間的に打設した（非排水条件）。短管の底面をナイフで慎重に切断し，繊維に引張り力が作用しないように採取した（サンプリング方法の詳細は文献 7)を参照のこと）。このように採取した泥炭試料を用いて圧密試験及び三軸圧縮試験を実施した。圧密試験は定ひずみ速度圧密試験（JIS A 1227）とし，供試体の寸法は直径 60mm，高さ 20mm，ひずみ速度 0.02%/min とした。三軸圧縮試験は圧密非排水条件とし（JGS 0523），直径 70mm，高さ 140mm の供試体を飽和後に圧密し，3t 法で圧密を打ち切ったのち，0.1%/min の軸ひずみ速度でせん断した。

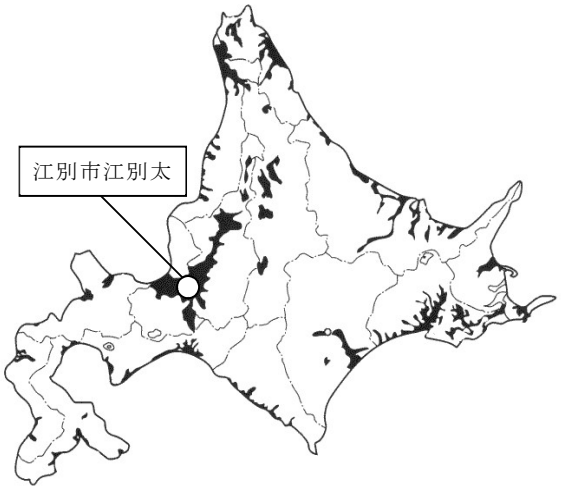


図 1　北海道における泥炭の分布域 [6]と調査地

図 2 より，調査地には泥炭が深度 2.5m まで堆積し，以深は粘性土である。表層の 0.3m は表土である。泥炭の自然含水比は w_n=300–600%，強熱減量 L_i=50–90%を示し，高含水で繊維質な泥炭である。飽和密度は ρ_{sat}=1.1Mg/m^3 と水と同程度の値であり，きわめて小さい。圧密降伏応力 σ'_{vy} と鉛直有効応力（有効土被り圧）σ'_{v0} の関係から，基礎地盤はほぼ正規圧密状態にある。図には示していないが，圧密試験から求めた圧縮指数は C_c=5.2，圧密非排水三軸圧縮試験から求めた有効せん断抵抗角は ϕ'=72° であった。泥炭の下位に堆積する粘性土は w_n=50%で，液性限界 w_L 及び塑性限界 w_p の関係から塑性状態にある。

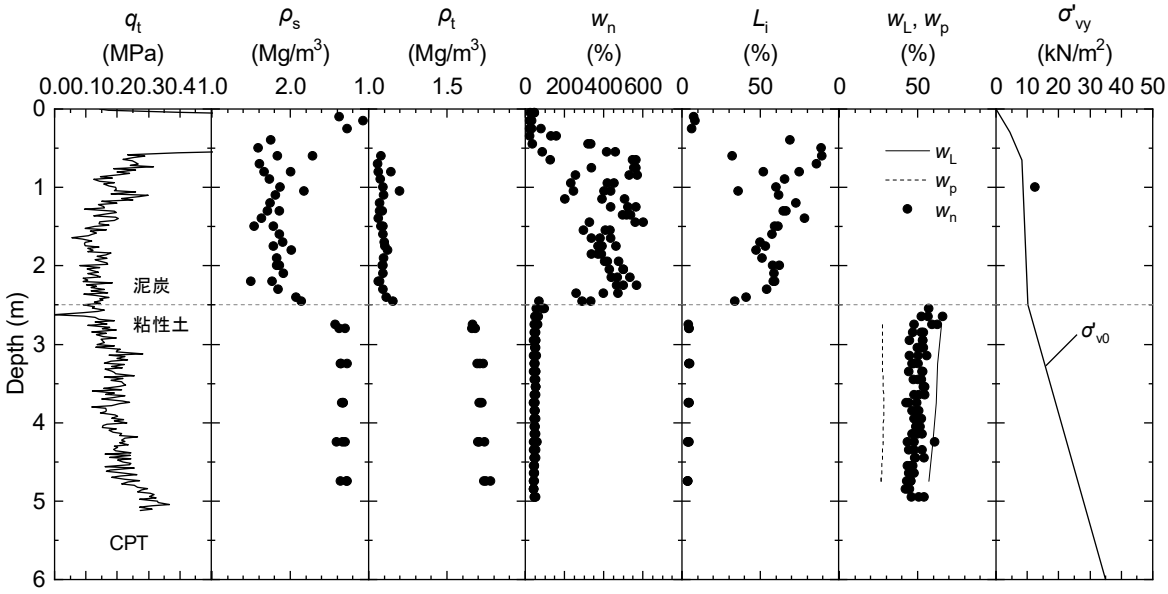


図 2　地盤の物性値

2.2 試験方法

コーン貫入試験は，土質別による貫入抵抗の相違を調べるため調査深度は 5m とし，泥炭のみならず粘性土も調査対象に含めた。表 1 は実施したコーン貫入試験及び貫入先端の仕様である。コーン貫入試験は計 4 つの試験を行った。電気式コーン貫入試験（CPT）は断面積 A_c=1000mm^2，先端角度 60°の円錐形のコーンを用いて JGS 1435 にしたがって実施した。測定成分は測定コーン貫入抵抗 q_c，周面摩擦抵抗 f_s，間隙水圧 u である。CPT は u を測定するため，測定された q_c から式(1)を用いて補正コーン貫入抵抗 q_t を求めた。

$$q_t = q_c + u\,(1-a) \qquad (1)$$

ここで， $a(=A_n / A_c)$：有効面積比（A_n：シャフトの断面積，A_c：コーン底部の断面積）である。機械式コーン貫入試験（CPTM）に関しては，JIS A 1220: 2013 において ISO 規格に対応するため 4 つのタイプの貫入先端が示されているが，本調査では北海道の実務で用いられている M1 タイプを使用した。なお，我が国では M1 貫入先端以外の使用実績がないため，改正された JIS A 1220: 2024 では他の貫入先端の規定は削除された。CPTM と CPT とでは，コーン貫入抵抗に影響を及ぼすコーン部の形状及び断面積が同じであるが，貫入先端の形状に若干の違いがある。測定成分は q_c のみである。ラジオアイソトープコーン貫入試験（RI-CPT）は，ラジオアイソトープを内蔵したコーンを利用して三成分（q_t，f_s，u）の他に湿潤密度 ρ_t，水分量 ρ_m も測定できる。用いたコーンの仕様及び試験方法は CPT と同じである（JGS 1435）。ボール貫入試験（BPT）は，貫入部の先端形状が球状である。ボールの断面積 A_c とロッドの断面積 A_r の比である断面積比 $\beta(=A_r/A_c)$は表 2 に示すように 0.1, 0.17, 0.33, 1.00 とし，4 つのボールを用いた。BPT では u の測定は行わず，測定成分は q_c のみである。

表 1　実施したコーン貫入試験と貫入先端の仕様

	貫入部の先端形状	コーンの断面積 A_c (mm^2)	コーンの先端角度(°)	有効面積比 a	貫入速度 (mm/s)	貫入方法	測定成分
CPT	円錐形	1000	60	0.8	20	連続	q_c, f_s, u
CPTM	円錐形(M1)	1000	60	1.0	20	不連続	q_c (=q_t)
RI-CPT	円錐形	1000	60	0.75	20	連続	$q_c, f_s, u, \rho_t, \rho_m$
BPT	球状	表 2 参照	－	1.0	20	連続	q_c (=q_t)

CPT：電気式コーン貫入試験，CPTM：機械式コーン貫入試験，RI-CPT：ラジオアイソトープ(RI)コーン貫入試験
BPT：ボール貫入試験，q_c：測定コーン貫入抵抗，f_s：周面摩擦抵抗，u：間隙水圧，ρ_t：湿潤密度，ρ_m：水分量

表 2　使用したボール（BPT）の断面積と断面積比 β

	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
直径 D(mm)	112.8	87.4	61.8	35.7
ボールの断面積 A_c (mm^2)	10000	6000	3000	1000
ロッドの断面積 A_r (mm^2)	1000	1000	1000	1000
断面積比 $\beta(=A_r/A_c)$	0.10	0.17	0.33	1.00

非排水せん断強さ s_u(kN/m^2)は，q_t(kN/m^2)を用いて次式により算出できる。

$$s_u = \frac{q_t - \beta \cdot \sigma_{v0}}{N_{kt}} \qquad (2)$$

ここに，N_{kt}：コーン係数，σ_{v0}：鉛直全応力(kN/m^2)である。断面積比は BPT 以外のコーン貫入試験では β=1 である。粘性土のコーン係数は通常 $N_{kt} \approx 10$–14[8]が用いられる。一方，泥炭では CPTM の q_c を用いて，式(2)において σ_{v0} を考慮しない形（後述する式(6)）で $N_{kt} \approx 20$ としている。この値は粘性土の場合と比較するとかなり大きい。泥炭の N_{kt} は，北海道の泥炭地においてすべり破壊を起こした盛土工事を対象として，一

様な s_u をもつ地盤を仮定し，円弧状すべり面での安全率を F_s=1 と仮定したうえで逆算によって求めた s_u と原位置ベーンせん断試験で求めた非排水せん断強さ s_{fv} との関係，及び s_{fv} と CPTM の q_c との相関関係より求められたものである [4]。

3.試験結果

3.1 CPT の結果及び考察

はじめに電気式コーン貫入試験（CPT）の結果について述べる。図 3 は CPT により得られた補正コーン貫入抵抗 q_t，周面摩擦抵抗 f_s，間隙水圧 u である。また，式(3)–(5)により算出される規準化した先端抵抗 Q_t，周面摩擦抵抗 F_r，間隙水圧 B_q も図に示した。

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \qquad (3)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\ (\%) \qquad (4)$$

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \qquad (5)$$

ここに，σ_{v0}：鉛直全応力，σ'_{v0}：鉛直有効応力，u_0：静水圧である。実質的な貫入抵抗 $q_t-\sigma_{v0}$ は有効拘束圧に比例するので，$q_t-\sigma_{v0}$ を σ'_{v0} で除した応力比で表したのが Q_t である。F_r は $q_t-\sigma_{v0}$ に対する f_s の大きさを表し，粘性土ではこの値が大きく，砂分を含むと小さくなる。B_q は地盤に $q_t-\sigma_{v0}$ を作用させたときにどの程度過剰間隙水圧（$u-u_0$）が発生するのかを表したものである。B_q は，せん断により負のダイレイタンシー特性を示す土では大きくなる一方，密な砂のように正のダイレイタンシー特性を示す土では小さくなる。

図 3 によると，泥炭の q_t は 0.15MPa ときわめて小さい。泥炭の下位に分布する粘性土は q_t=0.15–0.3MPa で泥炭よりも大きく，深度方向に増加する傾向を示す。なお，深さ 0.3m までは砂質シルトの表土で，q_t が大きい。コーンの先端部で計測された間隙水圧 u は，泥炭及び粘性土ともに静水圧 u_0 よりも大きな値を示し，コーンの貫入によって地盤内には正の過剰間隙水圧（$u-u_0>0$）が発生した。Q_t は，粘性土では 6–10 であるが，泥炭では 10 以上を示し粘性土よりも大きな値であった。泥炭は有効応力以外に繊維によってもせん断に抵抗する。このことが粘性土よりも大きな Q_t 値を示した要因の一つであると推測される。当該地に堆積する泥炭は繊維を多く含む高含水な泥炭であるが，F_r については粘性土との間に明確な差異が認められなかった。B_q に関しては，粘性土では 0.3–0.4 を示すのに対して泥炭は 0.2 程度と小さい。田中ら [9]は北海道内の 4 地点の泥炭地において CPT を実施した結果，B_q 値は 0.1 以下であったことを報告している。

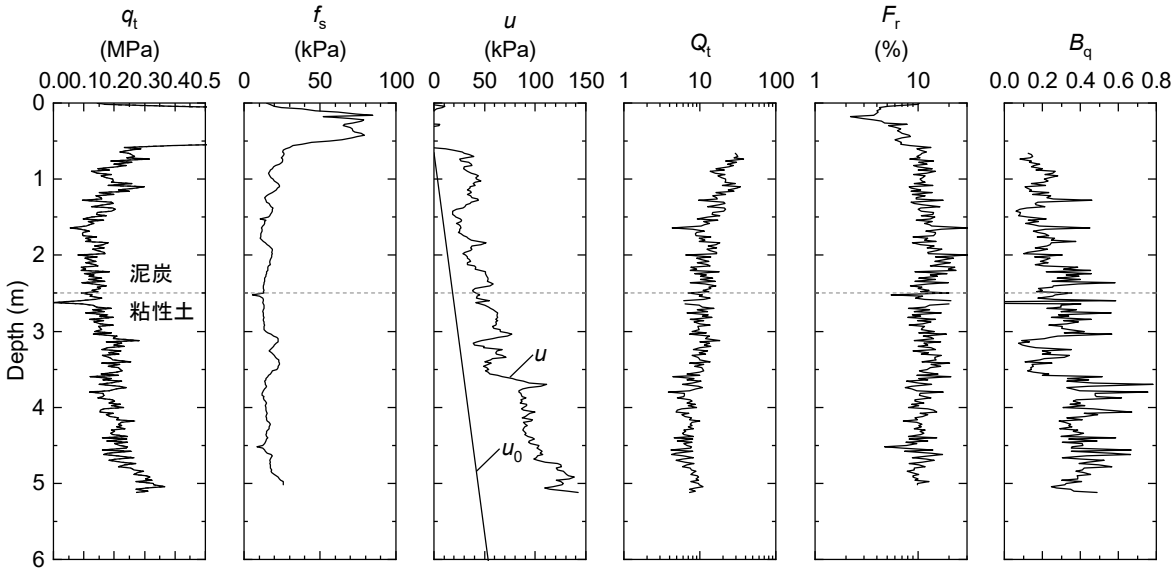


図 3　電気式コーン貫入試験（CPT）の結果

このように泥炭地盤の B_q 値は粘性土と比較すると小さい。異方応力が鉛直方向に作用した場合の破壊時の間隙水圧の変化は Skempton の間隙水圧係数 A_f と呼ばれる。正規圧密状態にある粘土の間隙水圧係数は A_f=0.7–1.3 であり，泥炭に関しても粘土と同程度の A_f=0.8–1.1[10]を示す。B_q は A_f に相当する値と考えられるが，原位置で計測された B_q は泥炭の方が小さかった。この原因については 3.4 節で考察する。

CPT は深度方向に連続した測定が可能であるため，この利点を利用して層序を詳細に把握できる。貫入抵抗は粘性土では小さいが，砂では比較的大きい。また，粘性土は貫入抵抗に対して周面摩擦抵抗が大きいが，砂分を含むと周面摩擦抵抗は減少する。Robertson はこうした測定値の関係を利用して，図 4 に示した Q_t と F_r の関係から土質を分類する方法を提案した[11]。本調査で得られた泥炭及び粘性土の結果をこの図にプロットすると，泥炭は粘性土と同じ分類記号 3 の「粘土～シルト質粘土」に区分される。同様の結果は，繊維分が卓越する新篠津村の泥炭についても報告[12]されている。北海道の泥炭は繊維質に富み相対的に Q_t が大きく測定されることが要因の一つと考えられる。このように Robertson による土質分類は，泥炭性状の地域性に起因して適用が困難な場合がある。

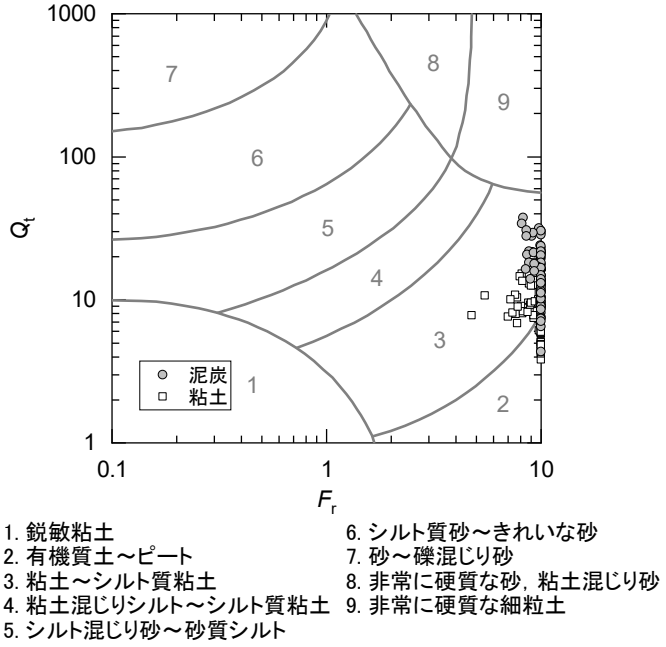


図 4　Robertson による土質分類[11]
（F_r>10 の場合，F_r=10 としてデータをプロット）

3.2 CPTM の結果及び考察

北海道の実務では，1 章で述べたように機械式コーン貫入試験（CPTM）の結果を用いて地盤定数を求め，安定性を評価する設計体系が採用[5]されている。CPTM と電気式コーン貫入試験（CPT）とでは貫入抵抗に影響を及ぼすコーン部の形状及び底面積が同じであるが（表 1），CPTM の貫入先端は円錐形の部分とテーパをもつ伸長部とから構成されるのに対して，CPT はコーン底部の外径が一定である。そのため，CPT で求めた補正コーン貫入抵抗 q_t を用いて非排水せん断強さ s_u を推定する場合，q_t と CPTM の q_c との間にどのような相関関係が認められるのかを把握することは実務においては重要である。

図 5 は本調査により得られた q_c 及び q_t の深度方向の分布を比較させたものである。この図から泥炭及び粘性土ともに q_c は q_t と比べてやや大きいがその差は小さい。図 6 は本調査（江別太）を含む北海道内の計 4 地点（美原[13]，浅茅野[13]，新篠津村[14]，江別太）で測定された q_c と q_t との関係を土質別に整理したものである。ばらつきが大きいが，泥炭及び粘性土ともに $q_c \approx$

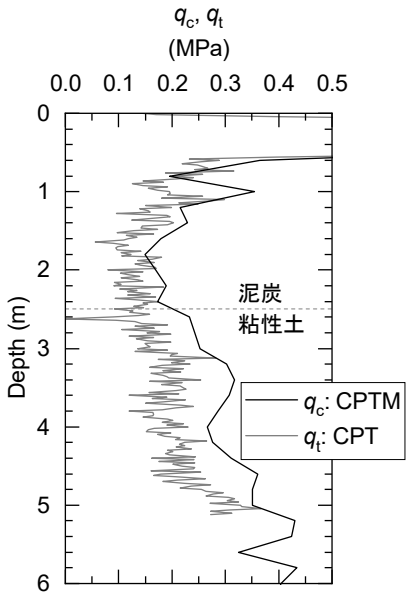


図 5　機械式コーン貫入試験（CPTM）及び電気式コーン貫入試験（CPT）の結果（q_c：CPTM によるコーン貫入抵抗，q_t：CPT による補正コーン貫入抵抗）

q_t の関係が成り立つ。CPTM と CPT とでは貫入先端の形状には若干違いがあるが，これが貫入抵抗に及ぼす影響は小さいと言える。

北海道では，CPTM のコーン貫入抵抗 q_c(kN/m^2)によって従前より泥炭の排水せん断強さ s_u(kN/m^2)が求められており，式(6)の提案[5]がなされている。

$$s_u = \frac{q_c}{20} \qquad (6)$$

式(6)は式(2)に基づいたもので N_{kt}=20 に相当するが，鉛直全応力 σ_{v0} を考慮していない。次にこの点について考察する。図 7 は CPTM により求めた泥炭層の q_c と q_c から σ_{v0} を引いた q_t–σ_{v0} との関係，及び CPT 並びに北海道内の他の泥炭地で実施された CPT[15]の q_t と q_t–σ_{v0} との関係である。上述したように q_c と q_t との間には $q_c \approx q_t$ の関係がある。この図より q_c と q_c–σ_{v0} 又は q_t と q_t–σ_{v0} との間には有意な差が認められない。これは，北海道の泥炭は表層付近に数 m の層厚で堆積することが多いこと，また未分解の植物繊維を主な構成物とするため単位体積重量が極めて小さく，水とほぼ同じ値（10kN/m^3）であることが起因している。したがって，式(2)において σ_{v0} を無視した式(6)によって s_u を与えても大きな問題とはならないと考えられる。ただし，構造物の建設後のように σ_{v0} が大きく増加するや，深部に堆積する泥炭の場合では，この影響が無視できなくなるため，式(6)の適用には注意が必要である。

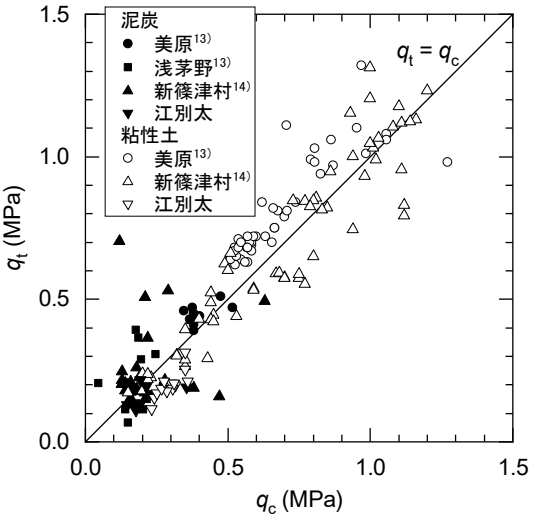


図 6　電気式コーン貫入試験（CPT）による補正コーン貫入抵抗 q_t と機械式コーン貫入試験（CPTM）によるコーン貫入抵抗 q_c との関係

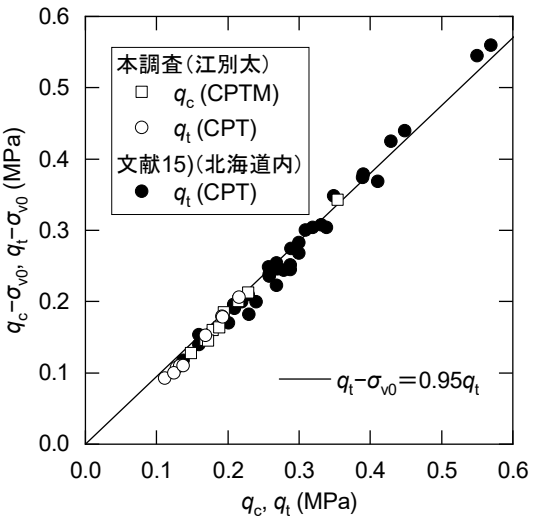


図 7　泥炭層における q_c–σ_{v0}（q_t–σ_{v0}）と q_c（q_t）との関係（q_c：CPTM によるコーン貫入抵抗，q_t：CPT による補正コーン貫入抵抗）

3.3 RI-CPT の結果及び考察

電気式コーン貫入試験（CPT）にラジオアイソトープ（RI）を加えたラジオアイソトープコーン貫入試験（RI-CPT）は，RI が放出するガンマ線及び中性子線を利用し，三成分（q_t，f_s，u）に加えて湿潤密度 ρ_t 及び水分量 ρ_m が測定できる。図 8 は RI-CPT によって測定された q_t 及び u，自然ガンマ線強度 BG（バックグラウンド），湿潤密度 ρ_t，自然含水比 w_n である。図には製品が異なる CPT（図 3）によって求めた q_t，u を同一図内に示した。野間ら[12]は，RI-CPT 結果から泥炭の w_n を精度よく求める方法として，RI-CPT により得られる水分量 ρ_m を用いるのではなく，RI-CPT により得られる湿潤密度 ρ_t のみを用いた次に示す方法を提案している。泥炭の w_n(%)と乾燥密度 ρ_d との間には文献 16)より次の相関関係がある。

$$\rho_d = \frac{94.1}{w_n + 48.1} \ (\mathrm{Mg/m^3}) \qquad (7)$$

また，ρ_d と ρ_t の間には $\rho_d = \rho_t /(1+w_n/100)$の相互関係があるので，式(7)と関係づけることにより，次式によって測定された ρ_t から w_n が求める。

$$w_n = \frac{94.1 - 48.1\rho_t}{\rho_t - 0.941} \ (\%) \qquad (8)$$

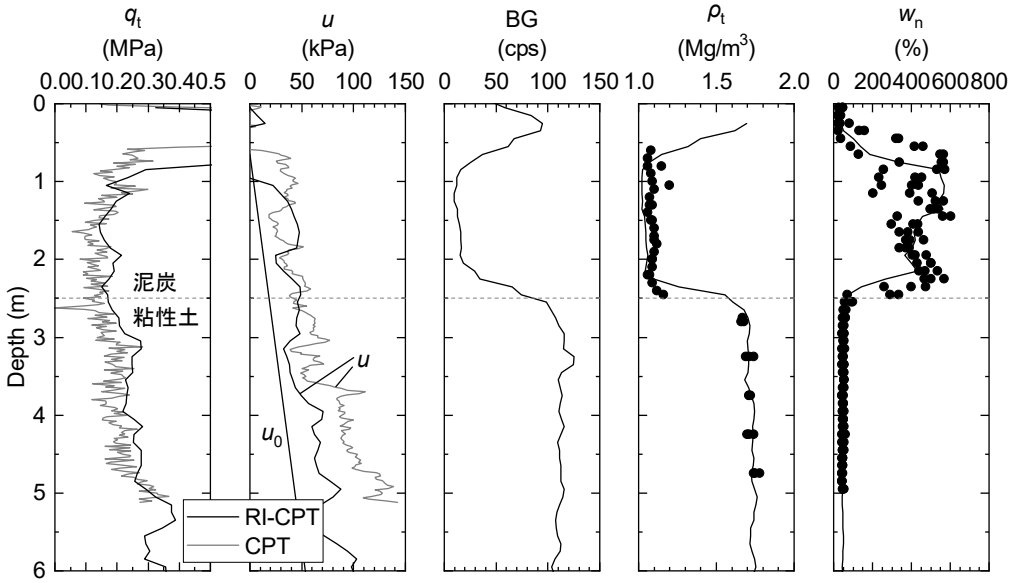


図 8　RI コーン貫入試験（RI-CPT）の結果

このようにして求めた w_n を室内試験結果と対比させて図 8 に示した。

図 8 より，RI-CPT によって求めた湿潤密度 ρ_t 及び自然含水比 w_n は，泥炭及び粘性土ともに室内試験から得られた値と概ね一致し，泥炭性軟弱地盤に対しても十分な精度が期待できる。また，泥炭と粘性土とでは BG が大きく異なることがわかる。BG の計測において計測される主なガンマ線は，土中のカリウム 40 から放出されたものである。泥炭の BG が粘性土よりもかなり小さいのは，泥炭地盤は有機物を主成分としカリウム 40 がきわめて少ないためと考えられる。3.1 節で述べたように，Robertson の方法を用いた泥炭の分類精度はきわめて低かった。BG 検層は 1 回目の貫入で計測できる利点もあり，野間ら [12]は Robertson の方法に代わる泥炭の土質分類法として提案しているが，本調査地の泥炭においてもその有効性が確認された。

3.4 BPT の結果及び考察

ボール貫入試験（BPT）[17]は，電気式コーン貫入試験（CPT）の円錐のコーンの代わりに断面積が大きなボールを取り付けたものである。断面積が大きくなると貫入抵抗が増加し精度が向上するため，軟弱地盤のように厳しい精度が求められる地盤においては特に有効な試験法 [18]である。BPT では実質的な貫入抵抗は $q_c-\beta\sigma_{v0}$（β：断面積比，σ_{v0}：鉛直全応力）で与えられるので，β が小さくなると，換言するとボールの直径が大きくなると土被り圧の影響が無視できる。以下，この BPT の結果について述べる。

はじめに，貫入部の先端形状が貫入抵抗に及ぼす影響について述べる。図 9 は，貫入先端の断面積が同じで（A_c=1000mm^2），形状が異なる BPT（球状）と CPT（円錐形）の貫入抵抗を比較したものである。BPT により求めたコーン貫入抵抗 q_c は，CPT の補正コーン貫入抵抗 q_t と比較してやや大きいことがわかる。

次にボールの断面積が先端抵抗に与える影響について言及する。図 10 は，BPT により得られた実質的な先端抵抗 $q_c-\beta\sigma_{v0}$ の深度分布である。断面積比は β=0.1,

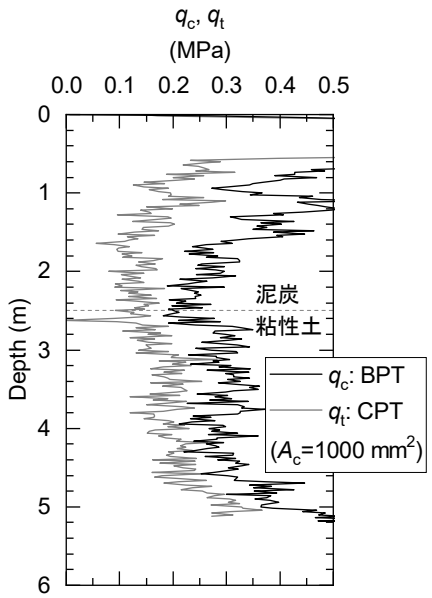


図 9　貫入部の先端形状がコーン貫入抵抗に及ぼす影響（q_c：ボール貫入試験（BPT，球状）によるコーン貫入抵抗，q_t：電気式コーン貫入試験（CPT，円錐形）による補正コーン貫入抵抗）

0.17, 0.33, 1.00 で，ボールの直径はそれぞれ 112.8, 87.4, 61.8, 35.7mm に対応する（表 2）。この図から，$q_c-\beta\sigma_{v0}$ の値は，粘性土では β にあまり影響を受けないが，泥炭では β に依存し，β が小さくなるにしたがい（ボールの直径が大きくなるにしたがい）低下した。この要因としてボール貫入時の排水の影響が考えられる。すなわち，初期透水性が大きい泥炭に対して断面積が小さいボールを用いると，貫入中に部分的に排水が生じ泥炭は圧縮硬化した。しかしボールの断面積が大きくなると貫入中の排水が間に合わず，泥炭は非排水条件に近づき貫入抵抗が減少した。

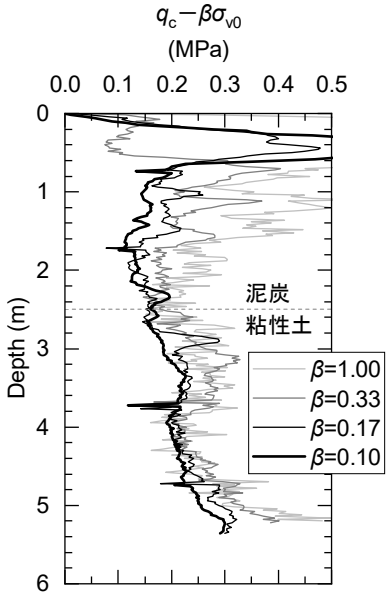


図 10　ボールの断面積がコーン貫入抵抗に及ぼす影響（q_c：ボール貫入試験（BPT）によるコーン貫入抵抗）

上記の貫入の過程を概念的に表したのが図 11 である。BPT は，原位置の有効土被り圧に示す A 点から貫入し，断面積が大きい（β が小さい）ボールを用いた場合，非排水条件下で正の過剰間隙水圧 u_e が発生し B 点に至り破壊する。一方，断面積が小さくなると（β が大きくなると），部分的な排水により u_e が減少し泥炭は圧縮硬化して C 点で破壊する。したがって，貫入抵抗が大きくなる（$q_{cC} > q_{cB}$）。2.2 節で述べたように，泥炭のコーン係数は粘性土と比べ大きな値が採用されている。これが泥炭の強度特性に起因するのか，あるいは貫入中の部分排水によるものかについては，今後慎重な議論が必要であると考えられる。

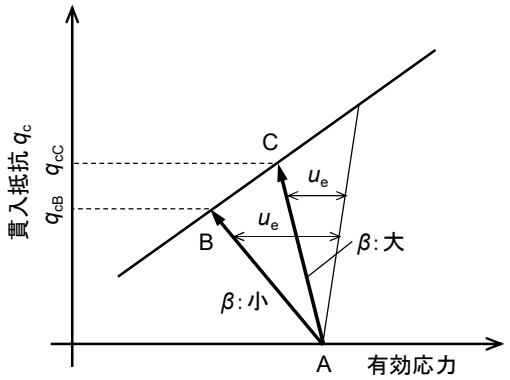


図 11　ボール貫入試験の有効応力経路の概念図

4. 結論

北海道江別市江別太の泥炭性軟弱地盤において各種コーン貫入試験を実施した。得られた結論をまとめると次のようになる。

1) 電気式コーン貫入試験（CPT）の結果，泥炭は粘性土と比較し，コーンの貫入中に発生する間隙水圧が小さく，また鉛直有効応力で除した貫入抵抗が大きいことがわかった。
2) また，Robertson が提案する土質分類法にしたがい泥炭を分類した結果，泥炭の下位に堆積する粘性土との差異が認められず，繊維質な北海道の泥炭では分類が難しいことが示された。
3) 機械式コーン貫入試験（CPTM）及び CPT の貫入先端の形状には若干の違いがあるが，本調査地を含む北海道内の 4 地点の泥炭地盤で測定された貫入抵抗はほぼ同じで，CPTM のコーン貫入抵抗 q_c と CPT の補正コーン貫入抵抗 q_t の間には $q_c \approx q_t$ の相関関係が認められた。また，泥炭の排水せん断強さ s_u は，CPTM の q_c を用いて土被り圧の影響を無視した式(6)によって求めているが，この式が適用でき

るのは表層付近に堆積する泥炭に限定され，建設後の地盤のように土被り圧が増加する場合には適用に注意を要することを指摘した。

4) ラジオアイソトープコーン貫入試験（RI-CPT）により求めた泥炭の湿潤密度 ρ_t 及び自然含水比 w_n は室内試験の結果と概ね一致し，泥炭地盤に対する適用性が確認された。また，泥炭と粘性土の自然ガンマ線強度 BG の違いから，Robertson の方法では困難であった土質分類が行える可能性が示唆された。

5) ボール貫入試験（BPT）によって測定された実質的な先端抵抗 $q_c - \beta\sigma_{v0}$（β：断面積比，σ_{v0}：鉛直全応力）は，粘性土では β に依らずほぼ一定であったのに対し，泥炭では β に依存し，ボールの断面積が大きくなると先端抵抗が低下した。これはボールの断面積が大きくなると貫入中の排水条件が非排水条件に近づくためと推測された。

謝辞

本調査のサイトは北海道開発局 札幌開発建設部 江別河川事務所により提供された。現場での作業にあたっては，秋田大学の荻野俊寛 准教授，株式会社エステック 井上栄氏，錦城護謨株式会社の皆様にご協力いただきました。室内試験は秋田工業高等専門学校 地盤工学研究室の所属学生が実施したものである。大阪公立大学都市科学・防災研究センターの大島昭彦 特任教授，東亜建設工業株式会社の三枝 弘幸氏には有益な助言を頂きました。本研究の一部は JSPS 科研費 JP23K04035 の助成を受けたものである。ここに記して，関係各位に謝意を表します。

【参考文献】

1) Yamazoe, N., Tanaka, H., Ogino, T., Nishimura, S.: Mechanism of sampling disturbance for peat ground and its influence on mechanical properties, Soils and Foundations, Vol.63, No.5, 101361, 2023.
2) 能登繁幸：泥炭地盤工学，技報堂出版，pp.46–48，1991.
3) 公益社団法人 地盤工学会：地盤調査の方法と解説−二分冊の 1−，p.415，2013.
4) 佐々木晴美, 能登繁幸:サウンディングによる泥炭のセン断強さの決定について, 土と基礎, Vol. 24, No.7, pp.13–18, 1976.
5) 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，pp.53–54，2017.
6) 前掲 5)，p.3，2017.
7) 山添誠隆，田中洋行，荻野俊寛，西村聡：異なるサンプリング方法で採取した泥炭の物理・力学特性，地盤材料のボーリング・サンプリングと採取試料の品質評価法に関するシンポジウム，pp.52–59，2021.
8) 田中洋行，榊原基生，後藤健二，鈴木耕司，深沢健：我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性，港湾技術研究所報告，Vol.31, No.4，pp.61–92，1992.
9) 田中洋行，西村聡，金子広明，稗田教雄，服部直，安田直樹：泥炭地盤における CPT 結果の解釈，地盤工学会北海道支部 技術報告集 第 52 号，pp.223–228，2012.
10) 三田地利之，藤原幸彦：泥炭の三軸圧密非排水せん断特性，北海道大学工学部研究報告，第 129 号，pp.1–14，1986.
11) Robertson, P.K.: Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No.1, pp.151–158, 1990.
12) 野間拓也，石井正紀，重富正幸，長澤遼，大島昭彦：北海道新篠津村での地盤調査一斉試験（その 5：RI-CPT の適用事例），第 58 回地盤工学研究発表会，11-11-1-05，2023.
13) 林宏親・西本聡：電気式静的コーン貫入試験による泥炭地盤の非排水せん断強さの決定法，寒地土木研究所月報，No.699，pp.23–28，2011.
14) 中川範彦・大島昭彦・石井正紀・三枝弘幸・田中洋行・林宏親・山添誠隆：北海道新篠津村での地盤調査一斉試験（その 4：CPT-M と CPT-E・室内試験との比較），第 58 回地盤工学研究発表会，11-11-1-04，2023.

15) 澤井健吾，西本聡，林宏親：泥炭性軟弱地盤における電気式静的コーン貫入試験の適用，第 50 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.7–12，2005.
16) 前掲 5)，p.55，2017.
17) Randolph, M. F.: Characterization of soft sediments for offshore applications, Proc. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, pp.209–232, 2004.
18) Nakamura, A., Tanaka, H., Fukasawa, T.: Applicability of T-Bar and Ball Penetration Tests to Soft Clayey Grounds, Soils and Foundations, Vol.49, No.5, pp.729–738, 2009.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

泥炭性軟弱地盤上の低盛土道路における供用後の沈下予測精度に関する検討

株式会社 構研エンジニアリング　正会員　○菅原　正則
株式会社 構研エンジニアリング　益子　優太
株式会社 構研エンジニアリング　正会員　菊池　優希
国研）土木研究所寒地土木研究所　国際会員　橋本　聖
室蘭工業大学大学院　国際会員　木幡　行宏
北海道科学大学工学部　国際会員　川端　伸一郎

1．はじめに

泥炭性軟弱地盤上の道路では，供用後の残留沈下を許容しており，供用開始後 3 年間の沈下量として 10～30 cm となる目標値を定めている [1]．許容値を満足させるための軟弱地盤対策工は，工費と工期の関係がトレードオフとされており，十分な工期がある場合には，一般的には載荷重工法のうちサーチャージ工法が採用される．まず，サーチャージ工法の検討では，盛土の安定性に加え，載荷する盛土の厚さと放置期間を設定する．つぎに，盛土施工時においては，沈下板計測の実測沈下量を基にした双曲線法による解析により，残留沈下量を予測し許容残留沈下量を満足しているか否かを見定め，載荷盛土撤去の可否を検討の上，その後の舗装工事を踏まえて供用開始に至る．

一方，供用後の道路の沈下動向と維持補修に関する調査を行った報告により，道路機能の保持とライフサイクルコストを考慮すべきと指摘されている [1]．すなわち，供用後に長期的に発生する沈下量を精度よく予測することは，適切な維持管理をする上で重要であると考えられる．しかし，実測値を基に残留沈下を予測する手法が幾つか提案されているのに対し，各手法の特徴が紹介されているものの，どの段階でどの手法を用いるべきかの目安までは明らかになっていない．このような中，泥炭性軟弱地盤上に構築された低盛土道路において，供用開始後 10 年間にわたる路面高さを計測している貴重な情報（以下，長期沈下計測）を入手した．

そこで，本稿では計測結果を基にした残留沈下予測の 3 手法により，どの解析手法がより実測値に近い解が得られるか試行するとともに，地盤特性による影響を検討した．

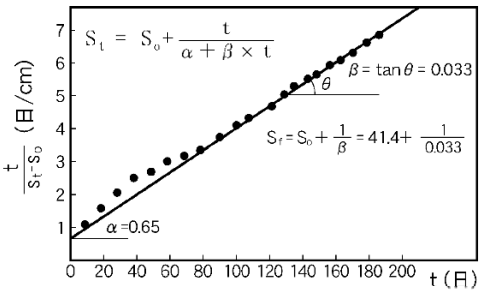


図-1　双曲線法に用いるαとβの決定

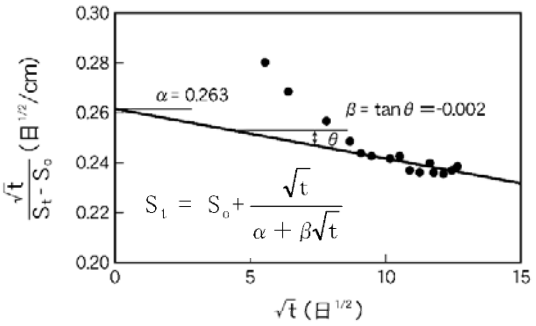


図-2　$\sqrt{t}$ 双曲線法に用いるαとβの決定

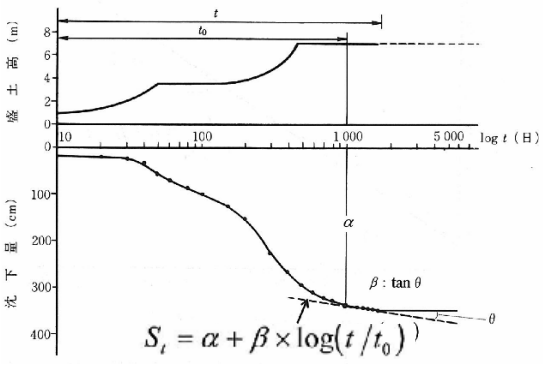


図-3　log*t* 法による沈下量の推定

2．予測手法の概要

ここでは双曲線法と$\sqrt{t}$ 双曲線法（以下、$\sqrt{t}$ 法）および log*t* 法の 3 手法を用いることとし，**図-1～3** に各手法の概念図を示すとともに，以下に特徴や適用の留意点を [1,2]を列記する．

Investigation on the Accuracy of Predicting Post-Service Settlement of Low Embankment Road on Peaty Soft Ground, M. Sugawara, Y. Mashiko, Y. Kikuchi (Koken Engineering Co., Ltd), H. Hashimoto (Civil Engineering Research Institute for Cold Region,PWRI), Y. Kohata (Graduate School of Engineering, Muroran Institute of Technology) and S. Kawabata (Hokkaido University of Science, Faculty of Engineering)

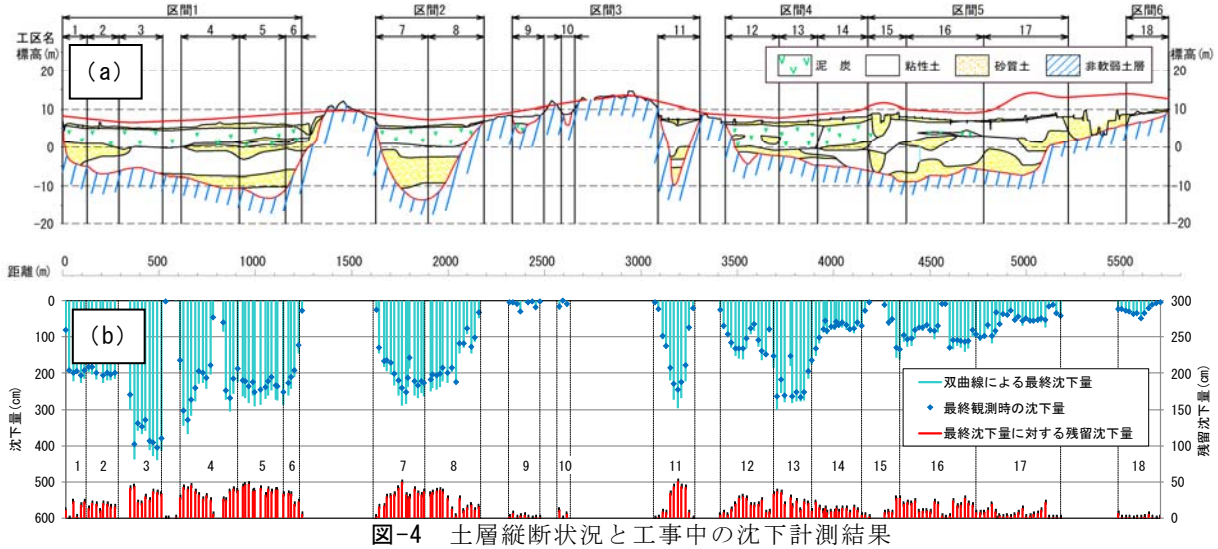


図-4　土層縦断状況と工事中の沈下計測結果

①　双曲線法

本手法は，時間-沈下曲線に示す沈下が双曲線に沿って変化していくと仮定し，**図-1** に示したプロットから定数αとβを求め推定式に代入し，指定された時間の沈下量を推定するものである．ただし，軟弱地盤は単純な 1 層ではなく，圧密速度の異なる数層で構成されていることが多く，基礎地盤面（地表面）で測定した沈下量に対して適用しても，よい精度で将来の沈下量を推定できるとは限らないとされている．

②　$\sqrt{t}$ 法

本手法は，**図-2** に示したプロットから定数αとβを求め式に代入して算定するものであり，長期的な沈下の挙動を精度よく推定できると報告されている．ただし，双曲線法と同様に基礎地盤面（地表面）で測定した沈下量に対して適用しても，よい精度で将来の沈下量を推定できるとは限らないとされている．

③　log$t$ 法

本手法は，有機質土や含水比の比較的大きい粘性土地盤において，一次圧密がほぼ収束し，沈下挙動が二次圧密領域に至る時点で，沈下が時間の対数に直線的に増加すると仮定した式で算定するものである（**図-3**）．泥炭特有の二次圧密が生じている場合は，本手法が用いられる．

３．地盤特性と対策施工中の沈下状況および長期沈下計測結果

3.1　地盤特性

当該路線の延長約 6 k m区間は，**図-4**（a）に示すとおり軟弱土層区分が大きく 6 つの区間に分けられる．また，各土層の含水比については，参考文献 [3]を基に各区間における土層別の最大値，さらに（）には区間平均値を示して評価した．まず，区間 1 は，非常にバラツキが大きく工区 2 と 6 では含水比 300～700 %（210 %），それ以外の工区で 700% 以上（590 %）の泥炭と，中間には砂層が介在し深部に粘性土が堆積している．切土工区を挟んだ区間 2 は，砂層厚が若干異なるものの，表層に泥炭（640 %）が分布しており概ね区間 1 と同様な土層構成となっている．つぎに区間 3 は，谷地形箇所に軟弱土層が堆積した区間であり，地表部に粘性土が分布し中間に含水比 300 %以下の泥炭が介在する．この内 11 工区では，粘性土層のみと評価されていたが，事後調査で泥炭層が確認された．区間 4 は，地表より含水比 300～700 %（260 %）の泥炭が分布しており，下部に薄く粘性土が分布する．区間 5 と 6 は，粘性土主体の地盤であり，区間 6 では粘性土層の層厚が薄い．これら 6 つの工区の中で細分された 18 工区において対策工が検討された．

3.2　対策施工中の計測結果

図-4（b）には，施工中に発生した実測の沈下量に加え，その沈下動向より推定される最終沈下量と残留沈下量が整理されたグラフを示した．同図より盛土高 2～3 m 程度の低盛土道路にも関わらず，区間 1 の 3 工区では 400 cm を超える沈下が発生していることが分かる．その他の泥炭が分布している区間では 200～300 cm 程度の沈下が発生しており，また粘性土が卓越している区間においては，最大 100 cm 程度の沈下が発生している結果であった．なお，当該路線での許容残留沈下量は，供用後 3 年間で 30 cm と設定されていた．

3.3　供用開始後 10 年間の長期沈下計測結果

供用開始後 10 年間に計測された長期沈下計測結果（路面高の推移）を**図-5** の黒線に示した．なお，計測結果報告によると，現場状況等により平成 28 年度に計測地点が変更されている．したがって，発生している沈下量は，平成 28 年度の値を補正した値が妥当と考えられる．また，突出した値があるが，これは入力ミス等の人為的なエラーの可能性が高いため，整理上は棄却することとした．さらに，沈下ではなく隆起した結果が得られている点では，計測誤差の範ちゅうであり，すでに沈下が収束しているものと判断した．これらの方針で得られた累積沈下量の推移を**図-5** に赤線で示した．また，同図より得られた最大沈下量を**図-6** に整理した．**図-6** より維持管理の目安である段差量 20～40 mm[1)]を超過する 12 地点で検証することとした．

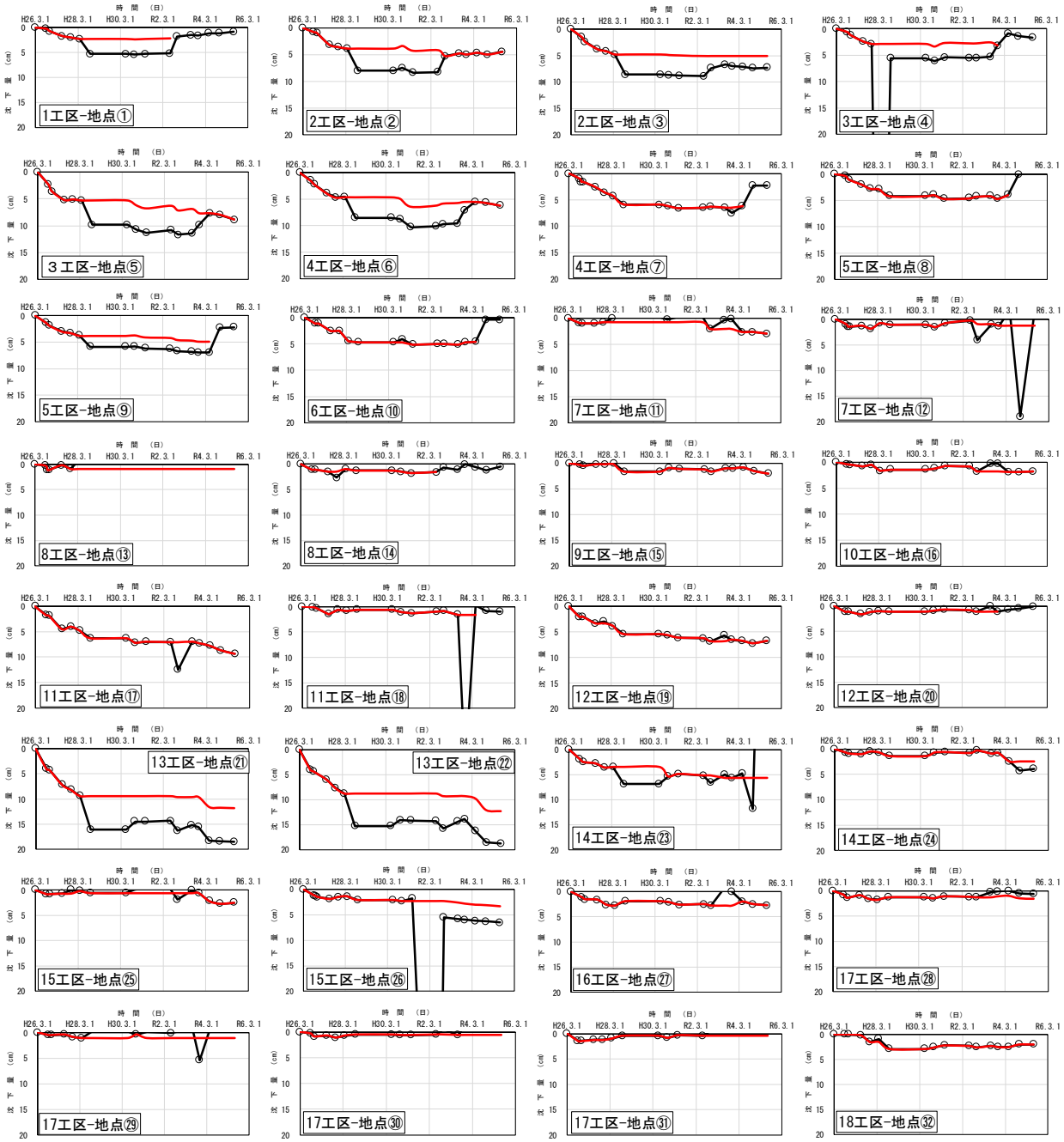


図-5　各地点における路面沈下の推移

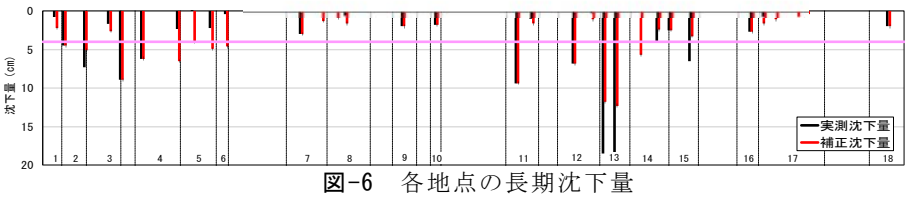


図-6　各地点の長期沈下量

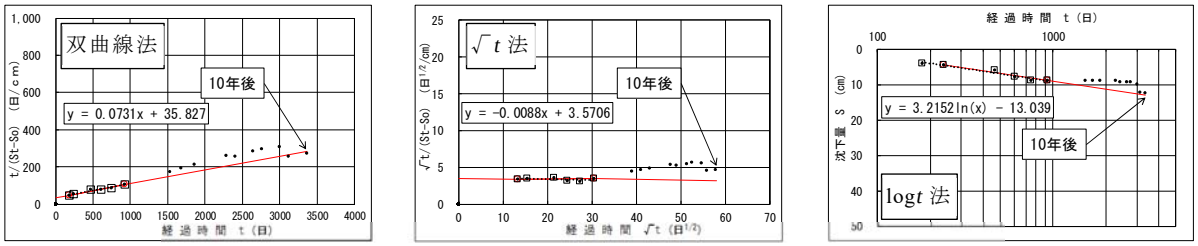


図-7　各手法による近似曲線（代表として地点 22 の結果を掲載）

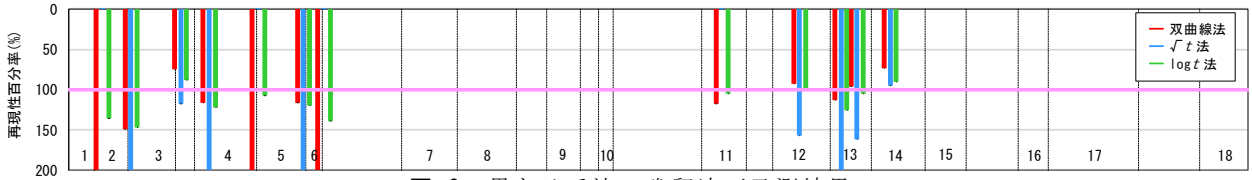


図-8　異なる手法の残留沈下予測結果

４．長期沈下計測結果を踏まえた 3 つの手法による予測結果

4.1　異なる手法による予測精度

供用開始後 3 年間における残留沈下量が規定されているため，今回の検討では，3 年間での沈下動向を用いて 3 つの手法を基に 10 年後の予測沈下量を算定することとし，10 年後の実測値との百分率によって評価することとした．なお，各手法ともプロットされる点の直線傾向により係数（α，βなど）を求める必要があるが，ここでは近似曲線により機械的に評価することとした．**図-7** には，代表として地点 22 の各解析結果を示した．同図より，3 年間で得られた値（凡例□）と，10 年後の実測値（凡例●）を見ると，両者が直線傾向になっている．すなわち，この地点においては双曲線法と log*t* 法による予測精度が高い．

4.2　地盤特性による影響

図-8 には，実測値を 100 %として 3 手法の違いを縦断的に並べた．全体的な傾向としては，log*t* 法の予測精度が高く，また√*t* 法は予測精度が低いといえる．一方，**図-4** の土層縦断図と対比すると，高含水の泥炭が分布する区間 1 では双曲線法の予測精度が良くないといえるが，平均含水比 300 %以下の区間 4 では，80～110 %と予測精度が良く，再現性を有すると考えられる．また，紙面の都合により近似曲線を掲載していないが，区間 1 では供用当初で発生する沈下量が多く，直線傾向から逸脱していることがわかる．すなわち，供用後 1 年間のデータを棄却して，供用後 2～3 年間程度のデータを基に予測を行えば予測精度の向上が期待できる．

５．まとめ

今回の検討結果の範囲によると，地盤条件によらず，供用後 3 年間の沈下計測データを用い log*t* 法を適用することで供用後 10 年後に発生する沈下を精度よく予測できた．また，平均含水比 300 %以下の地盤条件であれば，双曲線法でも適用できる傾向にあった．

今回の検討においては，道路中央部での長期沈下計測結果を活用したが，今後は L・R 側の計測結果を用いた同様な検討を行い，データ数を増やして地盤特性に応じた精度の高い予測手法を検討していきたい．

謝辞

本検討をおこなうにあたり，北海道開発局小樽開発建設部工務課および岩内道路事務所の関係各位に業務成果の使用許可と共に，計測データの提供をいただいた．文末ながら，ここに厚くお礼を申し上げます．

【参考文献】

1)独立行政法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，p.46，pp.214～219，p.236，p.257，2017．2)社団法人日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版），pp.373-376，2012．3)橋本 聖，林 宏親：泥炭性軟弱地盤上の盛土に伴う周辺地盤の変形に関する影響評価，令和 6 年度土木学会全国大会第 79 回年次学術講演会，p.III-240，2024．

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

除荷を受けた泥炭の温度・ひずみ速度依存挙動の統一的解釈の構築

北海道大学　　正会員（学生）○河内　太志
北海道大学　　国際会員　　西村　聡

1．背景

泥炭地盤は、その極めて高い圧縮性や卓越した粘性によりインフラ建設に伴って長期沈下問題を引き起こす。泥炭地盤の安定化工法として掘削を伴う置換や混合改良などの施工技術が存在するが、これらは CO2 の貯蔵体としての側面を持つ泥炭地を破壊し気候変動に繋がる可能性が指摘されている（Marshall et al., 2018）。これを受けて、プレロード工法などの環境負荷のより低い工法への関心が高まる一方、除荷後の地盤挙動の予測精度には課題が残る（Marshall et al., 2018）。正規圧密領域における地盤材料の長期挙動に関する研究は広く存在するものの（e.g., Yamazoe et al., 2023）、除荷を受けた場合の長期挙動の検討例（e.g., Tanaka, 2005; Yamazoe et al., 2024）は限られており、体系的な知見が得られていないのが現状である。

北海道を含める国内外の寒冷地や東南アジア地帯に分布する泥炭は主に地盤表層部に堆積し、1) 気温の年間変動 2) 道路や構造物の建設による地表面熱拡散特性に伴う地盤内熱平衡の変化 3) 熱交換器など地盤内エネルギーインフラの利用、等の様々な要因から温度変化を受ける。例えば、最高気温 30℃、最低気温-20℃に及ぶ寒冷地での計測事例 (Hanson, 1996) では、地上から 1.5m 深に位置する泥炭層上部において年間で 5-15℃の変動が発生すると示される。この通り、泥炭地盤内の温度変化は決して稀有な事例ではないと言え、同地盤上へのインフラ建設においては、従来考慮されてきた高圧縮・卓越した粘性などの特異な力学特性に加えてその温度依存特性の精緻な理解が必要である。これまでに著者らは、泥炭に対して一次元温度制御圧密試験を実施し、次のような知見を得た（Kochi et al., 2024）。

- 泥炭は加熱により塑性圧縮を呈す。
- 泥炭の熱塑性圧縮量は、粘性土と比べて数-10 倍程度大きい。例えば、含水比 900-1000%程度の泥炭が拘束圧下において 10℃の温度上昇を受けた場合、現在の体積に対して 7~8 %の体積圧縮が生じる。
- 正規圧密泥炭の熱・力学連成挙動は任意の粘塑性ひずみ速度と温度の組み合わせに対して固有の正規圧縮曲線（＝NCL）が存在すると仮定する Classic isotach により説明可能である。

ただし、これらの成果は正規圧密泥炭に限定されるものであり、泥炭の温度依存力学特性は他の地盤材料と比べて大きいことを強調するものの、除荷を受けた泥炭の熱・力学連成挙動については未解明である。

構成モデル化においては、除荷の解釈にも注意が必要となる。NCL を一意に定めるような弾塑性モデルを念頭に置くと、除荷によって土の状態は NCL から乖離して過圧密-正規圧密の遷移状態に至ると解釈される。この状態は、例えば過去の最大応力と現応力の比である過圧密比（＝OCR）によって表現可能で、OCR を状態変数として応用することで単調載荷時の遷移状態の塑性挙動をよく表現できると報告されている（i.e., Nakai et al., 2011）。一方、Classic isotach によれば、除荷後でもいずれかの粘塑性ひずみ速度に対応する NCL 上に至る（図-1）との解釈が可能である。

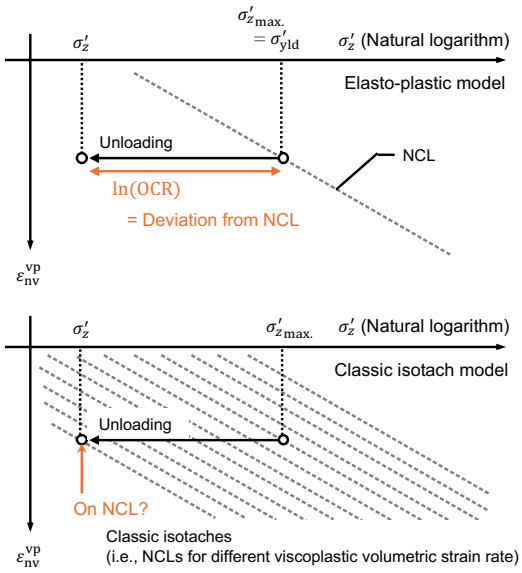


図-1 弾塑性モデルと Classic isotach モデルにおける除荷の解釈の違い

A study on the strain rate- and temperature- dependency of peats subjected to unloading, Taishi Kochi, Graduate School of Engineering, Hokkaido University and Satoshi Nishimura, Faculty of Public Policy, Hokkaido University

泥炭に対してこの正当性を検討した例は少ないが、例えば Yamazoe et al. (2024) は、OCR>1.5 を超える場合では Classic isotach と整合しないと報告している。しかし、そのモデル化についての検討は為されていない。

以上を踏まえて、本研究では、除荷を受けた泥炭のひずみ速度・温度依存性の解明を目的とし、複数の泥炭に対して除荷・温度変化を含む圧密試験を実施した。本報告では、試験結果をアイソタック則の枠組みで評価し、OCR・温度・ひずみ速度の影響を踏まえた遷移状態を表現するパラメタの提案とそれに基づくモデル化の検討を行う。

２．試験に用いた試料

試験には、道内各地から採取した 4 種類の泥炭を使用した。それぞれ地下水位から 1m 下の地点にて採取したため、概ね飽和状態にあると考えられる。サンプリングに際して、外部から貫入状態を視認する目的で、テーパー角 8°のアクリルチューブ（内径: 76mm, 高さ: 140mm, 厚み: 4mm）を使用した。基準が推奨するサンプラーよりも厚いが、テーパー角によって貫入時の乱れの低減が期待できること、一度貫入すれば乱れは内壁とサンプル間の摩擦によって発生すること、高さが短いため摩擦の影響は比較的少ないことを考慮して、土質試験に十分な品質を確保できていると考える。サンプルは採取後、密閉・遮光し 24℃の恒温室にて保管した。また、試験での使用時は、更なる乱れを防ぐため、側面のトリミングは行わずサンプラーより水平方向に切り出すのみで供試体とした。各泥炭の基本特性は、表-1 に示す通りである。

表-1 泥炭試料の基本特性

	自然含水比 w_n[%]	強熱減量 L_{ig}[%]	土粒子密度 ρ_s[kg/m^3]	Von Post スケール	初期降伏応力* σ'_{yld0}[kPa]
新篠津	882-968	93-94	1,470-1,510	H4	15
天塩	1150-1190	90-91	1,380-1,480	H7	10-15
中樹林	800-930	94-96	1,560 – 1,580	H2	12-18
北村	260-340	25-35	2,010 – 2,200	H5	17-25

* 泥炭の降伏応力は、温度・ひずみ速度に依存する。ここでは、標準圧密試験と類似する条件下、すなわち、室温 24℃、ひずみ速度のオーダーが 10^{-7} - 10^{-8} [/sec] の場合に相当する値を示す。

３．温度制御型圧密試験装置の概要と試験条件

供試体の温度変化は、次の 2 つの機構を用いて達成した。

A) 密閉型圧密セルを外部容器（内容積: 3.8 L）に格納し、恒温槽にて温度制御した水を外部容器内に循環させる機構

B) 密閉型圧密セルをインキュベータ（内容積: 130 L）に格納し庫内温度を制御する機構

圧密リング外壁にて計測した温度推移より、各機構では温度変化効率は異なる一方、温度制御能がほぼ等しいことを確認した。なお、圧密セルを経た熱伝導により供試体の温度変化には遅れが生じる。これを検討するため、圧密セルと泥炭からなる系を軸対称モデル化し、有限差分法による熱伝導解析を適用（詳細は Kochi et al., 2024 を参照）した。用いたモデルパラメタは熱拡散係数のみで、圧密セル部には一様にステンレスの値 1.4×10^{-7} [m^2/sec]を、泥炭部には 4.0×10^{-6} [m^2/sec]を仮定した。初期条件として 24℃の一様分布、境界条件として圧密セルの外壁に計測した 24℃から 50℃への温度推移を与えた。同解析より、供試体コア部が所定温度に到達するまで、機構 A)では一時間程度遅れること、機構 B)では温度変化効率が低いことから遅れは相対的に小さく所定温度に達した時点での遅れはほぼないと予測された。本検討における議論は、この遅れを考慮し温度変化開始後に十分に時間が経過して供試体の温度が定常状態に至った場合の挙動に限定する。

除荷を受けた泥炭のひずみ速度・温度依存性を検討するため、前節で示した泥炭に対して、図-2 (a), (b)に示す除荷-加熱の履歴を含む温度-応力履歴を与えた。与えた温度条件は、新篠津・天塩・江別太に対し

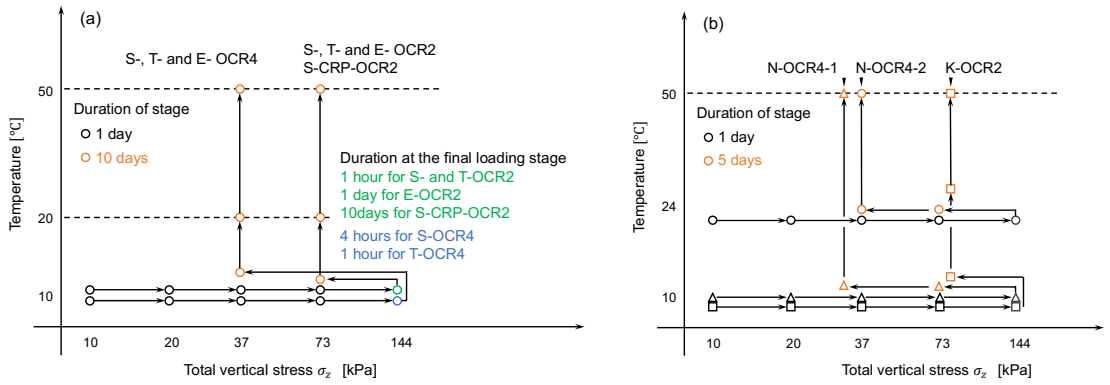


図-2 除荷-加熱を含む一次元圧密試験経路 (a) 新篠津、天塩 (b) 中樹林、北村

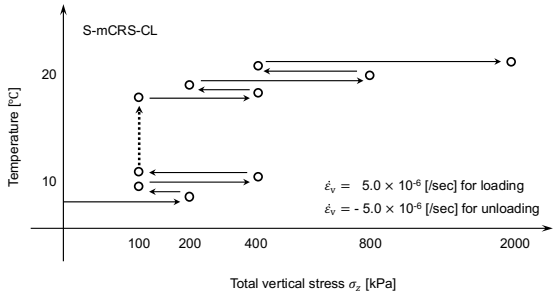


図-3 繰返し載荷・加熱を含む多段階 CRS 試験

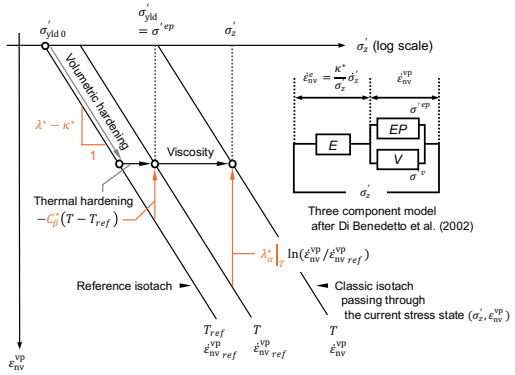


図-4 Classic isotach モデルの構造の模式図

10, 20, 50℃であり、中樹林・北村に対しては 10, 24, 50℃である。各試験、所定温度下での鉛直応力の漸増載荷（10, 20, 37, 73, 144 kPa）ステージの後、除荷し加熱するものである。ここで、OCR は次のように定義される。

$$OCR = \sigma'_{z\,\mathrm{max.}}/\sigma'_z \tag{1}$$

ここに、$\sigma'_{z\,\mathrm{max.}}$: 履歴上最大の鉛直応力、$\sigma'_z$: 除荷後の現応力である。図中に示されるケース名は、泥炭の種類（S: 新篠津、T: 天塩、E: 江別太、N: 中樹林、K: 北村）と OCR を反映するものである。図に示す通り除荷直前の載荷ステージ（73→144 kPa）での載荷時間はケース毎に異なり、特に S-CRP シリーズは S-OCR シリーズと比べて除荷直前の載荷時間が長くクリープ沈下が事前に発生しているケースであることを示す。載荷時間が 1 時間のケース（S-, T-OCR2, T-OCR4）については、$\sqrt{t}$ 法を適用し除荷時点で一次圧密が概ね終了していることを確認した。除荷後の各ステージでは、比較的長期の観察（S-, T-, E- OCR シリーズでは 10 日程度、N, K-OCR シリーズでは 5 日間程度）を実施した。また、中樹林泥炭に関する試験 N-OCR4-1, -2 は、段階載荷ステージでの温度の違いが除荷・加熱時の挙動に及ぼす影響を比較するためのものである。各ケースの条件に差異があるが、以下での議論は温度・ひずみ速度に着目することで一貫したフレームワークによる挙動評価を行う。

除荷・再載荷線（= URL）の OCR と温度への依存性を確認するため、新篠津泥炭については、繰り返し載荷と加熱（10→20℃）を含む多段階ステージの定ひずみ速度圧縮（= CRS）試験を実施した（図-3）。なお、以下では S-mCRS-CL と称す。

4．Classic isotach の定式化

本検討では、除荷を受けた泥炭の熱・力学連成挙動をアイソタック則との比較から議論するため、初めにその定式化を行う。ここでのモデル化の要点を以下にまとめる。

[1] ひずみの加算分解:

$$\varepsilon_{\mathrm{nv}} = \varepsilon^{\mathrm{e}}_{\mathrm{nv}} + \varepsilon^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}} \tag{2}$$

ここに、$\varepsilon_{\mathrm{nv}}$: 自然体積ひずみ、上付き文字の e, vp はそれぞれ弾性・粘塑性成分であることを示す。これを時間微分して、以下を得る。

$$\dot{\varepsilon}_{\mathrm{nv}} = \dot{\varepsilon}^{e}_{\mathrm{nv}} + \dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}} \tag{3}$$

なお、変数につくドットは時間微分を示す。

[2] 3 要素モデルによる応力の分解:

3 要素モデル（図-4）は、連続体の粘塑性モデル (e.g., 超過応力モデル) の構造を一般的に示すもので Di Benedetto et al. (2002) などによって、地盤材料へ適用された。本報告では、モデル構造を明らかに示す目的で導入する。同モデルによれば、現在の有効応力状態は、非粘性成分（= 弾塑性成分）σ'^{ep}と粘性成分 σ'^{v} に分解される。

$$\sigma'_z = \sigma'^{ep} + \sigma'^{v} = \sigma'^{ep}\left(1 + \frac{\sigma'^{v}}{\sigma'^{ep}}\right) \tag{4}$$

ここでは、一次元問題を前提として応力状態を有効鉛直応力 σ'_z のみで表現している。

[3] モデルパラメタ:

Kochi et al. (2024) に基づいて、以下の 4 つのパラメタによって等温アイソタックを表現する。

圧縮指数：

$$\lambda^* = \partial\varepsilon_{\mathrm{nv}}/\partial\ln\sigma'_{\mathrm{z}} \tag{5}$$

膨潤指数:

$$\kappa^* = \partial\varepsilon^{\mathrm{e}}_{\mathrm{nv}}/\partial\ln\sigma'_{\mathrm{z}} \tag{6}$$

二次圧密係数:

$$\lambda^*_\alpha = -\partial\varepsilon^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}/\partial\ln\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}} \tag{7}$$

熱塑性圧縮係数:

$$C^*_\beta = \partial\varepsilon^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}/\partial T\ [/℃] \tag{8}$$

ここで、T は土要素の温度である。以上のパラメタは、$\varepsilon^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}} - \ln\sigma'_{\mathrm{z}}$ 平面において次のような幾何学的な意味を持つ（図-4）。すなわち、$\lambda^* - \kappa^*$ は同平面上での NCL の傾きを表す弾塑性パラメタ、λ^*_α はひずみ速度変化に伴う NCL のシフトを表す粘性パラメタ、C^*_β は温度変化に伴う NCL のシフトを表す熱塑性パラメタである。また、泥炭の二次圧密係数は温度に依存するため（Kochi et al., 2024）、以下の表現を導入する。

$$\lambda^*_\alpha|_T/\lambda^* = \lambda^*_\alpha|_{T_{ref}}/\lambda^* + c_T\left(T - T_{ref}\right) \tag{9}$$

ここで、$\lambda^*_\alpha|_T$ は温度 T における λ^*_α、T_{ref} は参照温度、c_T は線形係数である。二次圧密係数の温度依存性により、熱塑性圧縮係数は決定時のひずみ速度に依って変化し、次のように記述されることに注意されたい。

$$C^*_\beta\big|_{\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}} = C^*_\beta\big|_{\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}{}_{ref}} - 2.303\lambda^* c_T \log\left(\frac{\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}}{\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}{}_{ref}}\right) \tag{10}$$

ここに、$C^*_\beta\big|_{\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}}$: $\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}$において算定した$C^*_\beta$ 、$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}{}_{ref}$:参照とする任意のひずみ速度である。

本項で定式化する Classic isotach 則の特徴は、土要素の状態 $(\varepsilon^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}},\ \sigma'_{\mathrm{z}},\ \dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}},\ T)$ がいかなる場合でも常に正規圧縮状態を仮定することである。すなわち、3 要素モデルにおける弾塑性成分は常に降伏応力 σ'_{yld} に相当する。

$$\sigma'^{ep} = \sigma'_{\mathrm{yld}} \tag{11}$$

ここで、降伏応力は、参照とする任意のひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}{}_{ref}$・温度 T_{ref}での NCL（以下、参照 NCL）に沿った体積硬化を仮定し、

$$\sigma'_{\mathrm{yld}} = \sigma'_{\mathrm{yld0}}\exp\left(\frac{\varepsilon^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}}}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \tag{12}$$

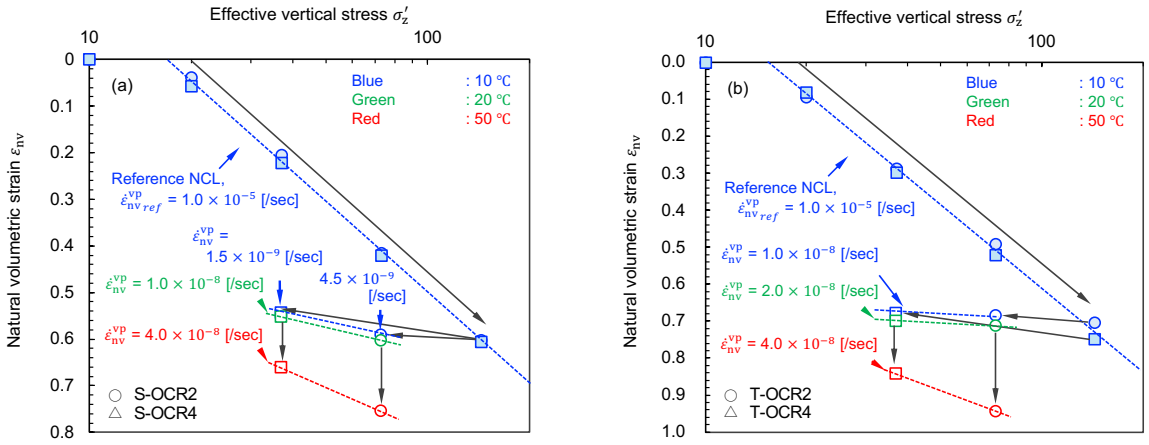


図-5 除荷後の有効応力-ひずみ関係 (a) 新篠津 (b)天塩

さらに、温度硬化を含めて、次のように表現される。

$$\sigma'_{yld} = \sigma'_{yld0}\exp\left\{\frac{\varepsilon^{vp}_{nv} - C^*_\beta(T - T_{ref})}{\lambda^* - \kappa^*}\right\} \tag{13}$$

ここに、σ'_{yld0}: 降伏応力の初期値である。3 要素モデルにおける粘性成分 σ'^{v} は、ひずみ速度変化（$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref} \rightarrow \dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}$）に伴う NCL のシフトを考えて次の様に表現できる。

$$\frac{\sigma'^{v}}{\sigma'^{ep}} = \frac{\sigma'^{v}}{\sigma'_{yld}} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}}{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}}\right)^{\frac{\lambda^*_\alpha|_T}{\lambda^* - \kappa^*}} - 1 \tag{14}$$

なお、$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}$ は、常に正規圧縮（N.C.）状態を仮定した場合の理論上の粘塑性ひずみ速度である。式(4), (11), (14)より、以下が成り立つ。

$$\sigma'_z = \sigma'^{ep}\left(1 + \frac{\sigma'^{v}}{\sigma'^{ep}}\right) = \sigma'_{yld}\left(1 + \frac{\sigma'^{v}}{\sigma'_{yld}}\right) = \sigma'_{yld}\left(\frac{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}}{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}}\right)^{\frac{\lambda^*_\alpha|_T}{\lambda^* - \kappa^*}} \tag{15}$$

すなわち、

$$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.} = \dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}\left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{yld}}\right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^*_\alpha|_T}} \tag{16}$$

上式に式(13)を代入することで、正規圧密状態にある土要素の状態変数 $(\varepsilon^{vp}_{nv}, \sigma'_z, \dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}, T)$ の相互関係を示すアイソタック則が定式化される。

$$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.} = \dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}\left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{yld0}}\exp\left\{-\frac{\varepsilon^{vp}_{nv} - C^*_\beta(T - T_{ref})}{\lambda^* - \kappa^*}\right\}\right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^*_\alpha|_T}} \tag{17}$$

この Classic isotach モデルによって、正規圧縮状態にある泥炭の熱・力学連成挙動が統一的に説明可能であることは Kochi et al. (2024) に示す通りである。

５．除荷-加熱試験の結果と考察

本検討では、除荷を受けた泥炭のクリープや熱塑性圧縮挙動をひずみ速度に着目して整理し、Classic isotach モデルとの比較から、除荷が泥炭の熱・力学連成挙動に及ぼす影響を定量化する。図-5 に S-, T-OCR2, 4 の試験結果を示す。載荷過程の応力-ひずみ状態は、所定の粘塑性ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}$ と T_{ref} = 10℃ に対応し、各ケース良い一致が見られる。これを参照 NCL とする。除荷後の応力-ひずみ状態は、各温度にてほぼ同じ粘塑性ひずみ速度に対応するものを抜き出した。これら結んで得られる割線は参照 NCL と異なる傾きを有することがわかる。これは、Tanaka (2005) が海成粘土に対して、降伏点付近では Equi-strain

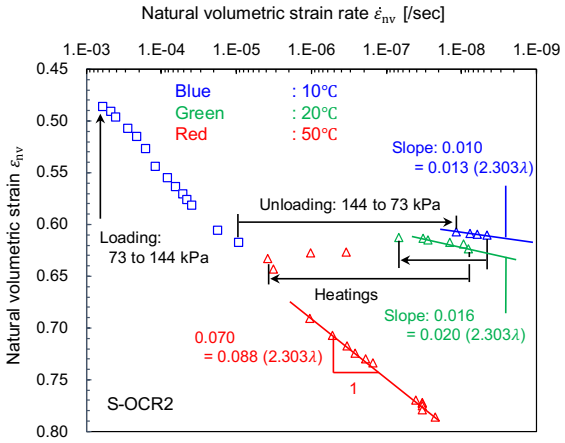


図-6 S-OCR2 の載荷-除荷-加熱ステージにおけるひずみ-ひずみ速度関係

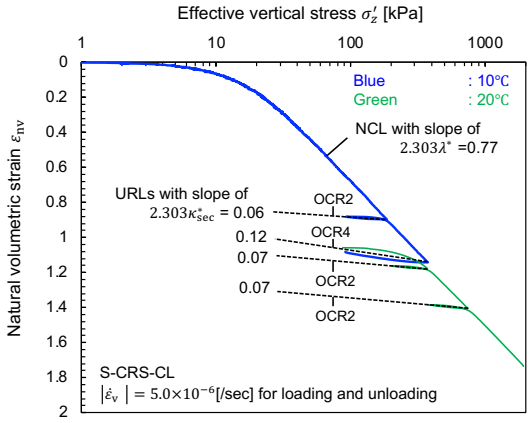


図-7 繰返し載荷・加熱を含む多段階 CRS 試験（新篠津泥炭）

表-2 Classic isotach モデルに用いたパラメタ

	λ^*	κ^*_{sec}/λ^*	$\lambda^*_\alpha\|_{T_{ref}}/\lambda^*$	c_T [/℃]	C^*_β/λ^* [/℃]	$\sigma'_{yld0_{ref}}$ [kPa]	$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}$ [/sec]	T_{ref} [℃]
新篠津	0.33	0.07	0.055	0.001	0.016	144	1.0×10^{-5}	10
天塩	0.40	0.05			0.020		1.0×10^{-5}	
中樹林	0.39	0.12			0.020		1.0×10^{-7}	
北村	0.23	0.17			0.018		1.0×10^{-7}	

rate line が「折れ曲がる」と報告したことに整合する。また、各温度にて得られた割線の傾きは互いに異なり加熱に伴って徐々に NCL の傾きに近づいていくことが確認される。図-6 は、S-OCR2 の最終載荷ステージ以降の体積挙動を$\varepsilon^{vp}_{nv} - \log\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv}$ 関係として示したものである。同関係の傾きを所定の温度 T でのクリープパラメタ $\alpha^*|_T = \Delta\varepsilon^{vp}_{nv}/\Delta\ln\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv}$として定義する。図-6 が常用対数表示なのに対して、 $\alpha^*|_T$ は自然対数について定義されていることに注意されたい。定義より、土要素が正規圧縮状態にあれば $\alpha^*|_T$ は $\lambda^*_\alpha|_T$ に一致する。図-5, 7 より求めた新篠津泥炭の平均的な圧縮指数 $\lambda^* = 0.33$ を用いて α^*_T/λ^* を求めると、$\alpha^*|_{10℃}/\lambda^* = 0.013$, $\alpha^*|_{20℃}/\lambda^* = 0.020$, $\alpha^*|_{50℃}/\lambda^* = 0.088$ となる。泥炭について得られた$\lambda^*_\alpha|_T/\lambda^*$ の一般値（$\lambda^*_\alpha|_{10℃}/\lambda^*$=0.055, $\lambda^*_\alpha|_{20℃}/\lambda^*$ 0.065, $\lambda^*_\alpha|_{50℃}/\lambda^*$ =0.095; Kochi et al., 2024 より）と比較すると、除荷を受けることでクリープは低減される一方、加熱・クリープの発生に伴って正規圧縮状態での値に近づいていくことが示唆される。

以上の通り、除荷後の泥炭の熱・力学連成挙動は Classic isotach に整合しない。そこで以下ではモデル化を念頭に、除荷後の粘塑性ひずみ速度に着目して、Classic isotach との比較から過圧密の程度を表す新たな状態パラメタを定義する。まず、除荷・加熱後の有効応力-ひずみ状態（σ'_z, ε_{nv}）を通る Classic isotach 上でのひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}$を算定する。式（17）において参照状態を除荷直前の温度・ひずみ速度とし、初期降伏応力を除荷直前の応力とすると、以下のように表される。

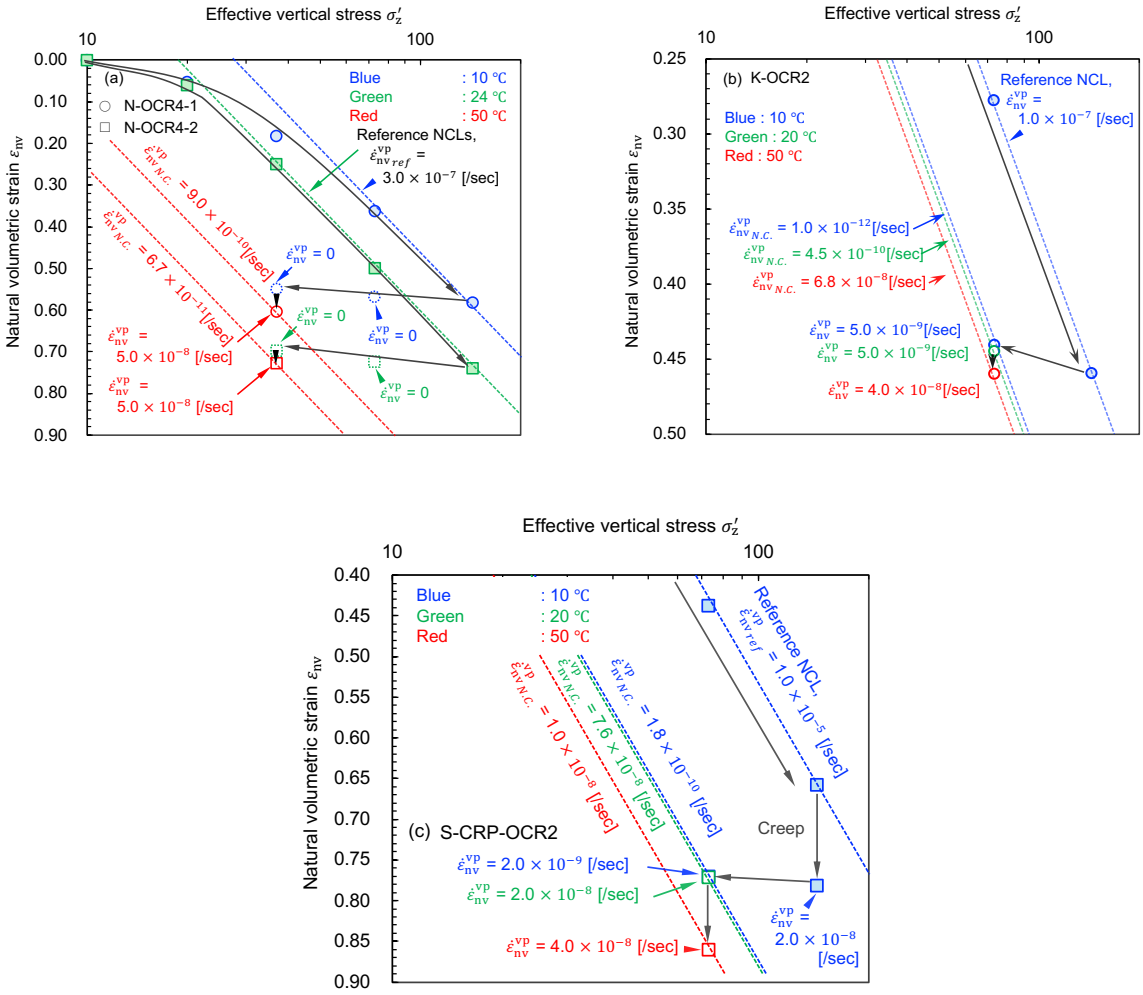


図-8 除荷後の有効応力-ひずみ関係と同状態を通る理論上の Classic isotach の比較
(a) 中樹林 (b) 北村 (c) 新篠津

$$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}\,N.C.} = \dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}_{\mathrm{nv}\,ref}\left(\frac{1}{OCR}\exp\left\{-\frac{\Delta\varepsilon^{\mathrm{crp}}}{\lambda^*}\frac{1}{\Lambda^*}+\frac{C^*_\beta}{\lambda^*}\frac{1}{\Lambda^*}\Delta T\right\}\right)^{\frac{\lambda^*}{\lambda^*_\alpha|_T}\Lambda^*} \tag{18}$$

ここに、$\Delta\varepsilon^{\mathrm{crp}}$は除荷後に発生したクリープひずみ、$\Delta T$ は除荷後に与えた温度変化、$\Lambda^* = 1-\kappa^*/\lambda^*$ である。各試験ケースについて上式を適用するにあたって、C^*_β/λ^*と$\lambda^*_\alpha|_T/\lambda^*$ は Kochi et al. (2024) が示す一般値を式(10)によって補正した値を、λ^*には段階載荷過程や CRS 試験から得た平均的な値を用いることとする。また、図-7 より、κ^* は OCR に強く依存する一方、温度への依存性は小さいことがわかる。したがって、κ^*/λ^*のみ、各ケースのリバウンド量から直接算定し、ケース毎に異なる値を用いることとした。また、その温度依存性は無視することとした。用いたパラメタは表-2 にまとめている。

図-8 は、S-CRP-OCR2, K-OCR-2, N-OCR4-1, N-OCR4-2 の各ケースについて、除荷後の応力-ひずみ状態に対して実際に観測されたひずみ速度と Classic isotach、すなわち式（18）が予測するひずみ速度を比較するものである。OCR2 の場合、除荷後の T = 10, 20℃では Classic isotach 則によるひずみ速度は実際に観測されたひずみ速度よりも小さい。一方、T = 50℃では、実測値と Classic isotach 則は整合する。すなわち、土要素は除荷によって過圧密―正規圧縮の遷移状態に至るが、加熱による軟化とクリープによる体積硬化の複合効果により最終的に正規圧縮状態に戻ると解釈できる。一方で、N-OCR4 シリーズでは、除荷後において50℃に加熱した場合でも、Classic isotach 則に整合しておらず、遷移状態を抜け出して正規圧縮状態に至るには、より大きな過圧密比に対してはより大きな温度上昇が必要であることが伺える。

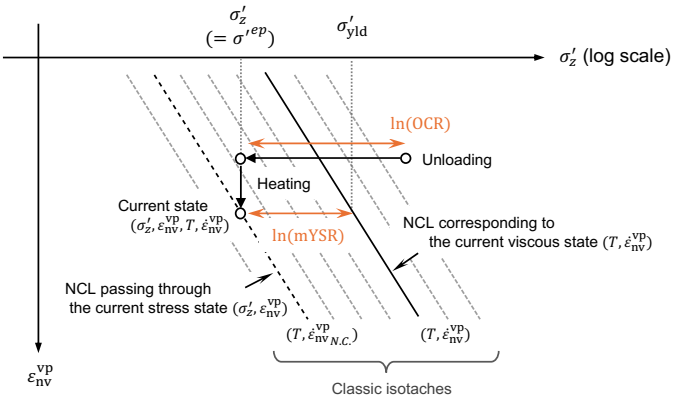


図-9 修正降伏応力比 mYSR の定義

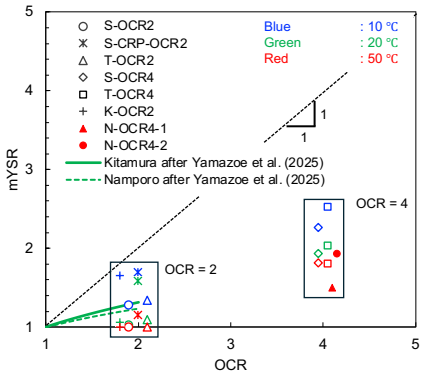


図-10 実験結果に対して求めた mYSR

以上をまとめて模式化したものが図-9 である。すなわち、除荷後の有効応力ーひずみ状態は、それが持つひずみ速度-温度状態に対応する NCL から乖離し、過圧密状態にある。非粘性の材料であれば、この乖離は OCR に相当するが（図-1）、泥炭における顕著な温度・ひずみ速度効果によって、これは必ずしも OCR に一致しない。この乖離量を修正降伏応力比 mYSR とすると、式（18）を用いて以下が成り立つ。

$$\mathrm{mYSR} = \frac{\sigma'_{yld}}{\sigma'_z} = \left(\frac{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv}}{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}}\right)^{\frac{\lambda^*_\alpha|_T}{\lambda^*-\kappa^*}} = \mathrm{OCR}\left(\frac{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv}}{\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}}\right)^{\frac{\lambda^*_\alpha|_T}{\lambda^*-\kappa^*}} \exp\left\{\frac{\Delta\varepsilon^{crp}}{\lambda^*}\frac{1}{\Lambda^*} - \frac{C^*_\beta}{\lambda^*}\frac{1}{\Lambda^*}\Delta T\right\} \tag{19}$$

本検討で実施した全試験ケースと Yamazoe et al. (2024) による温度変化を含まない除荷試験の結果について、上式を適用すると図-10 に示すような mYSR-OCR 関係が得られた。除荷後では一般に Classic isotach が成り立たない一方（i.e., mYSR>1）、泥炭の卓越した粘性により一般に OCR＞mYSR となること、また mYSR は加熱・クリープの発生によって 1 に近づくことがわかる。

6. 修正降伏応力比 mYSR を用いた構成モデル化：Local isotach

式(18)の通り定義した mYSR だが、σ'_{yld} と σ'_z について同じ粘塑性ひずみ速度を考えているので、3 要素モデルを適用すると $\sigma'^{v} = 0$、すなわち $\sigma'_z = \sigma'^{ep}$ となり、以下が成り立つ。

$$\mathrm{mYSR} = \frac{\sigma'_{yld}}{\sigma'^{ep}} \tag{20}$$

前節の実験結果より、そのモデル化が求めるものは以下の通りである。

A) mYSR は除荷によって増大する。

B) mYSR は粘塑性体積ひずみの発生に伴って 1 に向かって単調減少する。

C) mYSR＞1 では等ひずみ速度圧縮線が「折れ曲がる」（図-11）。

D) mYSR＞1 では熱塑性圧縮ひずみが正規圧密状態に比べて小さくなる。

E) mYSR＞1 ではクリープひずみが正規圧密状態に比べて小さくなる。

なお、所定の温度・ひずみ速度に対して唯一定まる Classic isotach に対して C) の通り除荷履歴を反映して変化する isotach を、Local Boundary Surface concept (Zdravkovic and Jardine; 2000) に倣って、Local isotach と称する。A), B) を満たすように、mYSR の発展則を以下のように表す。

$$\dot{(\mathrm{mYSR})} = UL(\dot{\varepsilon}^{e}_{nv})\left[\dot{\varepsilon}_{nv} < 0\right] + L\left(\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv}\right) \tag{21}$$

ここに、$UL(\dot{\varepsilon}^{e}_{nv})$ は A)の除荷効果を反映する項で弾性体積ひずみの関数、$L(\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv})$ は B)の負荷効果を反映する項で粘塑性体積ひずみの関数と仮定した。なお、Iverson ブラケット[]は中身が真の時 1 を、偽ならば 0 を返すものであり、$\left[\dot{\varepsilon}_{nv} < 0\right]$ は一次元問題における除荷基準として機能する。Local isotach の折れ曲がりの表現として、本検討では Hashiguchi (1980) の下負荷面の考えを導入し $L(\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv})$ の具体形として以下を与える。

$$L\left(\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv}\right) = -b\ln(\mathrm{mYSR})\,\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv} \tag{22}$$

ここに、b は折れ曲がり具合を決めるモデルパラメタである。

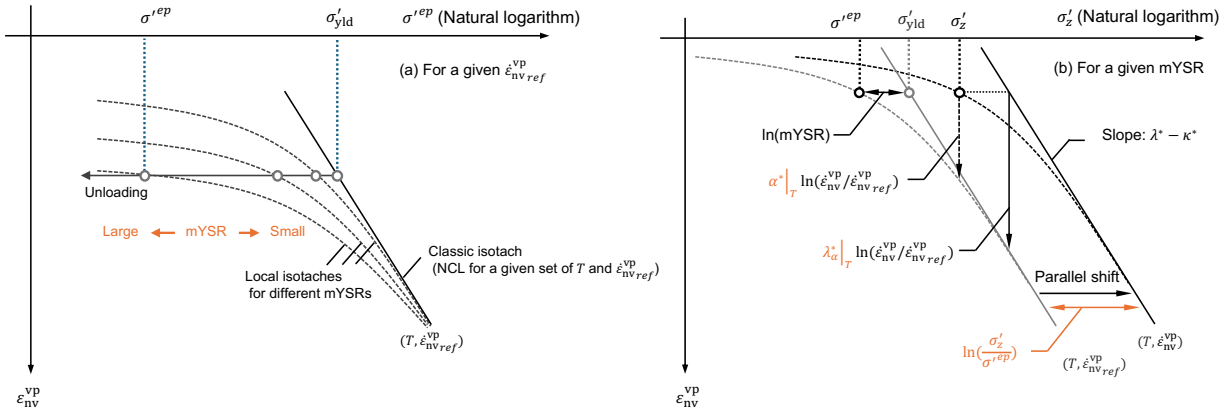


図-11 Local isotach モデルの概念図 (a) 所定のひずみ速度 (b) 所定の mYSR での応答

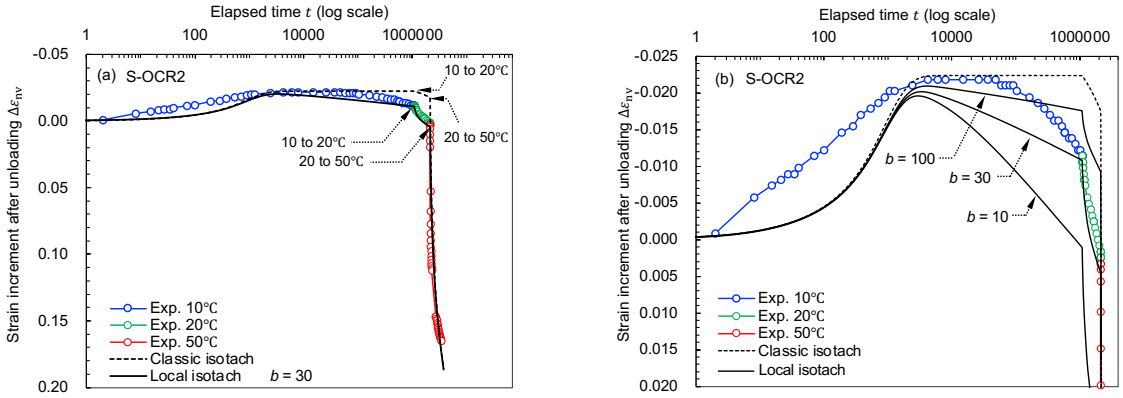


図-12 S-OCR2: 試験結果とシミュレーションの比較 (a) 50℃加熱後の最終沈下を含めた比較
(b) リバウンド時のひずみレベル（±2%程度）でのモデル応答の比較

式 (20), (21), (22)より、σ'^{ep}の時間微分は、

$$\dot{\sigma}'^{ep} = \left(\frac{\dot{1}}{\mathrm{mYSR}}\right)\sigma'_{yld} + \left(\frac{1}{\mathrm{mYSR}}\right)\dot{\sigma}'_{yld} = -\frac{-b\ln(\mathrm{mYSR})\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv} + UL(\dot{\varepsilon}^{e}_{nv})\langle-\dot{\varepsilon}_{nv}\rangle}{(\mathrm{mYSR})^2}\sigma'_{yld} + \left(\frac{1}{\mathrm{mYSR}}\right)\frac{\sigma'_{yld}}{\lambda^* - \kappa^*}\left(\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv} - C^*_\beta \dot{T}\right)$$

$$\leftrightarrow \frac{\dot{\sigma}'^{ep}}{\sigma'^{ep}} = \frac{1}{\kappa^*}\dot{\varepsilon}^{e}_{nv}\langle-\dot{\varepsilon}_{nv}\rangle + \frac{1 + b\dfrac{\ln(\mathrm{mYSR})}{\mathrm{mYSR}}}{\lambda^* - \kappa^*}\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv} - \frac{C^*_\beta}{\lambda^* - \kappa^*}\dot{T}[\dot{T}] \tag{23}$$

以上の式変形に際して、$UL(\dot{\varepsilon}^{e}_{nv}) = -\mathrm{mYSR}\,\dot{\varepsilon}^{e}_{nv}/\kappa^*$ とした。これにより、上式の第一項は URL を対数線形近似した時の表現に相当する。第二項は対数応力表示したときの Local isotach の接線の傾きが mYSR の増大により小さくなることを示しており、図-11 (a) に模式化する折れ曲がりを数学的に表現している。第三項は加熱に際して Local isotach が図-11 (a) 中にて左手水平方向に平行移動することを示す。$[\dot{T}]$ は冷却によって塑性体積変化が発生しないことを反映する。

式 (19), (20) より粘塑性体積ひずみ速度は、以下のように表現される。

$$\dot{\varepsilon}^{vp}_{nv} = \dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,N.C.}(\mathrm{mYSR})^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^*_\alpha|_T}} = \dot{\varepsilon}^{vp}_{nv\,ref}\left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'^{ep}}\right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^*_\alpha|_T}} \tag{24}$$

上式は、所定の mYSR における Local isotach が平行に配置されていることを示す。また、図-11(b)に示すように、Local isotach の平行配置により過圧密状態にてクリープ量や熱塑性圧縮量が低減される。まとめると、本項で定式化したアイソタックモデルは、3 要素モデルにおける弾塑性応力状態について下負荷面を導入したという点のみで、Classic isotach モデルと異なる。新たに導入したモデルパラメタは、b のみで簡素なモデル化を実現した。

以上に示したモデルを用いて要素シミュレーションを行った。ここでは簡単のため、過剰間隙水圧

を Terzaghi の圧密解より求めて鉛直有効応力の変化を得ることとし、供試体の温度変化は外部計測温度を線型近似（i.e., $\dot{T}$ = 0.020 [℃/sec]）し、熱伝導遅れを考慮せずそのまま与えることとした。また、加熱による圧縮の速度は十分に遅いことから、同過程における過剰間隙水圧の発生は無いと仮定する。用いたモデルパラメタは表-2 に示すもの加えて、下負荷面の発展を表すパラメタである。具体的な値は、図-12 に示す通りである。

図-12 は S-OCR2 における除荷後の挙動のシミュレーションと試験結果の比較である。なお、ここでは、$\sqrt{t}$ 法より求めた圧密係数 5.0× 10^{-8} [m^2/sec]を適用している。実線が Local isotach モデルによる結果、点線が Classic isotach による結果である。なお、除荷直後の一次圧密期間における試験結果とシミュレーション結果に差が見られるが、これは透水係数・体積圧縮係数を一定とする Terzaghi の圧密解を用いたのが主な原因であり、構成モデルの性能に関係しない。図-12 (a) より、2 度目の加熱 (20→50℃)以降では、Local isotach において mYSR = 1 となって Classic isotach と最終的な沈下予測に差がなくなることがわかる。両者とも最終沈下量をやや過大評価しているが、これは C_β^* の設定によるものが大きい。リバウンド後の挙動に着目すると、Local isotach モデルの場合、試験結果に見られたリバウンドから再沈下に至る間の $\dot{\varepsilon}_{nv} \cong 0$ となる様な挙動は再現できていないが、Classic isotach では過小評価となる再沈下量を比較的よく再現できている。10→20℃の加熱後の沈下挙動についても同様に、Local isotach モデルの方が安全側の沈下予測となることがわかる。図-12 (b)には、過圧密から正規圧密状態への移行をコントロールするパラメタ b を変えた時のモデル応答の違いを示している。パラメタ b を大きくすると Classic isotach による挙動予測に近づき再沈下量を過小評価すること、 b を過小に設定すると再沈下量を過大評価することが示されている。

7. まとめ

泥炭地盤に対するプレロード工法の適用と地盤内温度変化を念頭に、4 種類の泥炭に対して除荷-加熱を含む圧密試験を実施した。任意の温度・ひずみ速度に対して一意に定まる正規圧縮状態を仮定する Classic isotach 則を基礎として試験結果の解析を行うと、除荷後の挙動は Classic isotach に従わず、Isotach が「折れ曲がる」と解釈できることが確認された。また、過圧密状態が正規圧縮曲線から乖離した状態であることに着目し、温度・ひずみ速度の影響を考慮した一般的な過圧密度として修正降伏応力比 mYSR を提案した。この mYSR を状態パラメタとして取り入れ、試験結果に整合する様なアイソタックモデルを定式化した。これにより、Classic isotach では過小評価されうる除荷後の再沈下挙動を比較的良く再現できることを確認した。

【参考文献】

Hashiguchi, K., 1980. Constitutive equations of elastoplastic materials with elastic-plastic transition, https://doi.org/10.1115/1.3153653.

Hanson, J.L., 1996. Thermal precompression of peat. The University of Wisconsin-Madison.

Kochi, T., Nishimura, S. and Yamazoe, N., 2024. Thermo-mechanical behaviour of peats under 1D compression. *Géotechnique* (Ahead of print), https://doi.org/10.1680/jgeot.23.00494.

Marshall, C., Large, D.J., Athab, A., Evers, S.L., Sowter, A., Marsh, S. and Sjögersten, S., 2018. Monitoring tropical peat related settlement using ISBAS InSAR, Kuala Lumpur International Airport (KLIA). *Engineering Geology*, *244*, pp.57-65, https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.07.015.

Tanaka, H., 2005. Consolidation behavior of natural soils around Pc value—Long term consolidation test—. Soils and foundations, 45(3), pp.83-95. https://doi.org/10.3208/sandf.45.3_83.

Yamazoe, N., Nishimura, S., Tanaka, H., Ogino, T. and Kochi, T., 2024. Long-term settlement behavior of peat after unloading and applicability of isotach law. Soils and Foundations (Ahead of print).

Zdravkovic, L. and Jardine, R.J., 2000. Undrained anisotropy of K 0-consolidated silt. Canadian Geotechnical Journal, 37(1), pp.178-200, https://doi.org/10.1139/t99-094.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

異なる層厚において初期応力の深度分布の考え方が粘性を考慮した圧密沈下挙動に与える影響

北海道大学　　正会員（学生）　○大崎　慈丈
北海道大学　　国際会員　　渡部　要一

1．はじめに

近年，水深の大きな沖合での埋立て工事が行われるようになり，圧密圧力増分の大きな埋立地の造成事例が増えている．埋立て工事を行う海域の地盤は，軟弱な粘土層が厚く堆積していることが多く，圧密沈下の予測精度向上が大きな技術課題となる．圧密圧力増分が大きく，かつ層厚の大きな圧密沈下は長期間にわたるため，設計や施工の際に長期的に生じる圧密沈下を考慮することは重要である．

圧密沈下挙動における過剰間隙水圧の消散過程については，消散時間が最大排水距離の 2 乗に比例する H^2 則が成立することが広く知られている．しかし，ひずみと時間の関係については，後述する仮説 A と仮説 B の論争があるように，明確な答えが得られてはいない．層厚が大きくなると圧密時間が長期化し，自重の増加により層内上部と下部における応力レベルの差が大きくなる．実験室では，20mm や 100mm 程度の層厚しか検証できないため，原地盤の数 m から十数 m の粘土層の圧密挙動を実験結果のみから予測し，相似則を見出すことは非常に困難である．基本的にクリープや二次圧密は，一次圧密に比べて大きなひずみ量にならないことが多いが，本研究で対象としている層厚の著しく大きな粘土地盤では，そのひずみ量は無視できないものとなる．

圧密沈下挙動のひずみと時間の関係について，Ladd ら [1] が提唱した仮説 A と仮説 B の考え方がある．仮説 A は，一次圧密中には粘性によるクリープ変形は生じないとする考え方である．すなわち，層厚が大きくなったとき，圧密時間は増加するが，ひずみ量は変化しないという仮説である．一方，仮説 B は，一次圧密中にも粘性によるクリープ変形が生じ，層厚が大きくなると圧密に時間を要するためより大きなクリープ変形が含まれて，一次圧密のひずみ量が大きく見えるとする仮説である．この場合，層厚が大きくなるにつれ，一次圧密終了時のひずみ量も増加する．

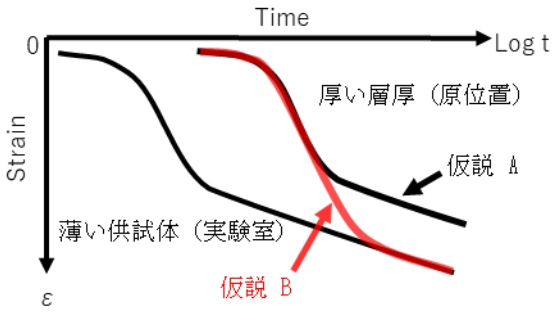


図-1 Ladd らによる仮説 A と仮説 B（1977）[1]

これまで実施された層厚を変化させた実験の中で，代表的なものとして，複数の三軸供試体の排水経路を直列につなぐことで，一次元圧密状態に近づけた Mesri・Choi[2]の実験結果は仮説 A に整合する見え方となり，Aboshi[3]による層厚 0.02m から 3m まで変化させた実験では，仮説 A とも仮説 B とも明確には言えない結果が報告された．このように，実験結果からは未だに仮説 A と仮説 B の論争に明確な結論は得られていない．

Ladd ら [1]の 2 つの仮説にあるように，層厚の異なる圧密沈下挙動を解析するにあたり粘性の影響が重要となる．粘性の影響を評価する代表的なモデルとして，アイソタック則がある．アイソタック則とは，応力-ひずみ-ひずみ速度の関係が唯一に決まるという概念であり，Šukljie[4]によって実験結果に基づいて見出された．Leroueil ら [5]がこの性質を正規化された圧縮曲線とひずみ速度で決まる圧密降伏応力の関係で表現し定式化した．さらに Watabe ら [6]は，世界各地の多様な粘土に対して長期圧密試験やひずみ速度を変化させて実施した CRS 圧密試験を行うことによりアイソタック性をモデル化し，代表的なパラメータの値を提示した．

石岡・渡部 [7]は，一次圧密時のクリープ沈下の評価に焦点を当てた網干・松田 [8]の試験結果を対象に汎用

Influence of layer thickness on long-term consolidation behavior considering viscosity in association with the initial stress distribution, Shiegtake Osaki (Hokkaido University) and Yoichi Watabe (Hokkaido University)

地盤解析コード GeoFem を用いて，圧密度を変化させ，自重の有無を考慮した計算を行った．これにより，GeoFem を用いて計算された圧密度に着目した場合における圧密沈下挙動の層厚の影響が得られている．自重を考慮しない場合は圧密度に関わらず圧密曲線が収束し仮説 B に整合する挙動を示し，自重を考慮した場合は，層厚が大きくなるほど一次圧密終了時のひずみ量が小さくなった．さらに，層厚の影響について渡部ら [9]は，テルツァーギの一次元圧密理論で過剰間隙水圧の消散を評価し，アイソタック則を適用してひずみ量を計算することで，初期有効応力に対する自重の相対的な影響について示した．この計算では対象となる粘土層の上面を初期有効応力の基準位置としている．

本研究では，アイソタック則に基づいて粘性を考慮した圧密沈下挙動を計算し，層厚に応じた圧密沈下挙動の見え方について評価する．石岡・渡部 [7]，渡部ら [9]で得られた結果を踏まえ，圧密挙動にみられる層厚に応じた自重の相対的な影響を議論するために，初期有効応力の大きさ（深度に応じた有効土被り圧に相当）と深度分布（自重の有無）に着目した．自重があるときの初期有効応力については，層の中心の応力をその粘土層を代表する初期有効応力とする見方と，層の上面の応力をその粘土層を代表する初期有効応力とする二つの見方についても検討・整理した．

2. 計算方法

大規模な埋立て工事の際には，沈下挙動はほぼ一次元的である．そこで実務でよく計算に用いられる手法がテルツァーギの一次元圧密理論である．しかし，テルツァーギの一次元圧密理論の過剰間隙水圧の消散過程には粘性の影響は考慮されていないため，過剰間隙水圧の消散過程の算出に粘性を考慮できるモデルを導入した FEM 解析を実施することが有用である．

そこで，本研究では，関口・太田の弾・粘塑性モデルを用いた汎用地盤解析コード GeoFem により圧密による過剰間隙水圧の消散過程を求め，得られた有効応力の経時変化を用いて，アイソタック則によりひずみを計算した．GeoFem では Biot の圧密方程式に関口・太田モデルを導入し，土骨格の粘性を考慮した過剰間隙水圧の消散とひずみ量との連成解析を行っている．Biot の圧密方程式は，過剰間隙水圧と変位の 2 つを未知数とすることで，土の応力-ひずみ関係の非線形性を表すことができる．詳しくは小林 [10]の論文を参照されたい．

アイソタック則を適用できるのは全ひずみεから弾性ひずみε^eを差し引いて得られる粘塑性ひずみ$\varepsilon^{\mathrm{vp}}$についてである．Leroueil ら [5]は鉛直有効応力σ'を圧密降伏応力σ'^{p}で正規化して，粘塑性ひずみと有効応力の関係を正規化された一本の圧縮曲線とし，さらに，圧密降伏応力が粘塑性ひずみ速度の関数であると表現した．これらの関係は式(3), (4)として表現される．なお，Leroueil ら [5]は式(3), (4)を全ひずみと粘塑性ひずみを区別せずに記述したが，ここでは，Watabe ら [6][11]の論文で式(5)とが明記されたことに倣って式(3)，(4)についても粘塑性ひずみを用いて表した．

$$\frac{\sigma'}{\sigma'^{\mathrm{p}}} = f(\varepsilon^{\mathrm{vp}}) \tag{3}$$

$$\sigma'^{\mathrm{p}} = g(\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}) \tag{4}$$

$$\varepsilon^{\mathrm{vp}} = \varepsilon - \varepsilon^e \tag{5}$$

式(5)の関係について Watabe ら [6][11]は粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}}$が小さくなるに伴い，圧密降伏応力が下限値$\sigma'^{\mathrm{pL}}$に漸近することをモデル化し，圧密降伏応力の大きさとひずみ速度に対する感度を表すパラメータとしてc_1とc_2を導入して式(6)のように表現した．

$$\ln\frac{\sigma'^{\mathrm{p}} - \sigma'^{\mathrm{pL}}}{\sigma'^{\mathrm{p}}} = c_1 + c_2 \ln\dot{\varepsilon}^{\mathrm{vp}} \tag{6}$$

さらに Watabe ら[6)11)]は，圧密降伏応力のひずみ速度依存性を表現するにあたり，一般的な値として段階載荷圧密試験の 24 時間後の粘塑性ひずみ速度に相当する$1.0\times10^{-7}s^{-1}$のときの圧密降伏応力σ'^{p0}で式(6)を正規化し，世界各地の多様な粘土に対し，c_1の平均的な値として$c_1 = 0.935$を得た．各パラメータσ'^{pL}，c_1，c_2は互いに関数になっているため，σ'^{p0}を設定した場合にはσ'^{pL}とc_1が決まればc_2は自動的に設定される．

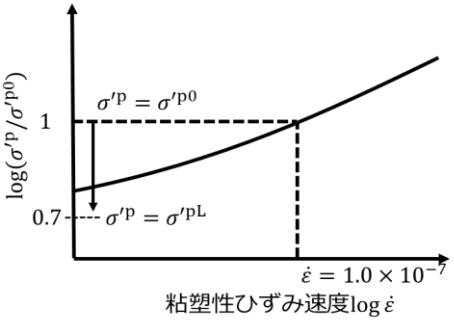


図-2　圧密降伏応力のひずみ速度依存性

本研究では図-3 のアイソタック則の差分計算フローに従ってひずみの時間変化を計算した．過剰間隙水圧の消散については上述した GeoFem による計算結果を利用し，有効応力変化として入力した．計算のため Watabe ら[12)]と同様の方法で式(6)を粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}^{vp}$について整理し（式(7)），$c_3 = \exp(-c_1/c_2)$，$c_4 = 1/c_2$と設定した．

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = c_3\left(\frac{\sigma'^{p} - \sigma'^{pL}}{\sigma'^{pL}}\right)^{c_4} \tag{7}$$

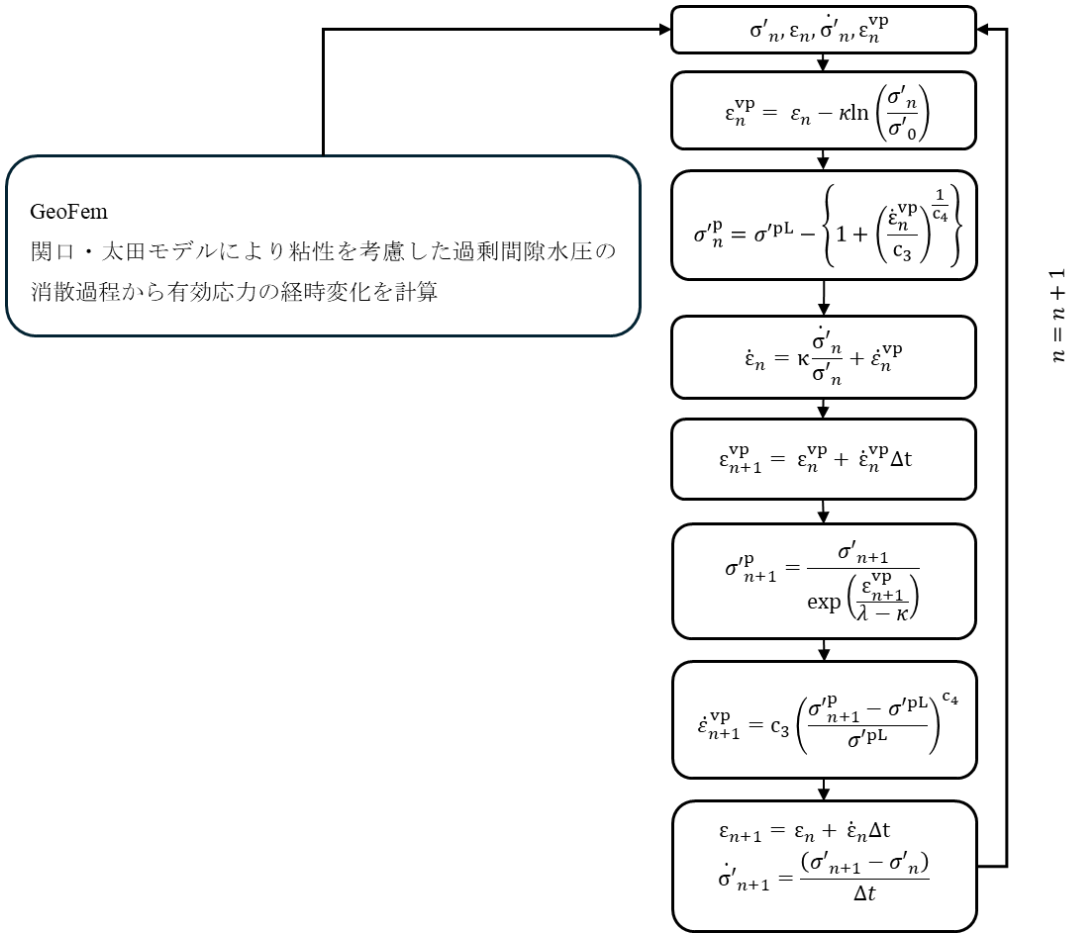


図-3　計算フロー[13)]

３．計算条件

計算に用いた入力パラメータを表-1 に示す．ここでは，関西国際空港の海底に堆積している大阪湾海成粘土 Ma9 層を対象とした CRS 圧密試験から得られた値 [14]を入力した．計算を実施した層厚は，一般的な室内実験で用いられることが多い 0.02m から，原地盤で想定される層厚として 0.1, 1, 5, 10, 20, 30m の 7 つである．初期有効応力分布について，深度が浅い場合を想定した 100kPa（約 14m に相当）と深度が深い場合を想定した 1000kPa（約 140m に相当）についてそれぞれ計算を行った．正規圧密状態を想定し初期有効応力が圧密降伏応力σ'^{p0}と一致しているとし，粘土層の上面を基準として初期有効応力を与える場合と，粘土層の中心を基準として初期有効応力を与える場合について自重（水中有効単位体積重量7kN/m^3）を考慮するケースと自重を考慮しないケースをそれぞれ計算した．初期粘塑性ひずみ速度は，過剰間隙水圧が自然発生しないような十分に遅いひずみ速度を設定した．

表-1　入力パラメータ

解析パラメータ	入力値
層厚 (m)	0.02, 0.1, 1, 5, 10, 20, 30
圧密圧力$\Delta\sigma$ (kPa)	350
初期有効応力σ' (kPa)	100または1000（粘土層上面または粘土層中央深度）
$\sigma'^{pL}/\sigma'^{p0}$	0.7
パラメータc_3	2.127×10^{-4}
パラメータc_4	9.043
初期間隙比e_0	1.42
初期粘塑性ひずみ速度$\dot{\varepsilon}_0^{vp}$ (s^{-1})	5.67×10^{-11}（初期有効応力100kPa） 5.67×10^{-12}（初期有効応力1000kPa）
圧縮指数C_c (λ_ε)	1.0 (0.179)
膨張指数C_s (κ_ε)	0.1 (0.0179)
水中有効単位体積重量 γ' (kN/m^3)	0（自重を考慮しない場合） 7.0（自重を考慮した場合）

４．計算結果と考察

自重を考慮せず，初期有効応力が 100kPa，層厚 0.02m の場合について GeoFem によって出力された過剰間隙水圧の消散過程の計算結果をテルツァーギの一次元圧密理論による計算結果とともに図-4 に示した．

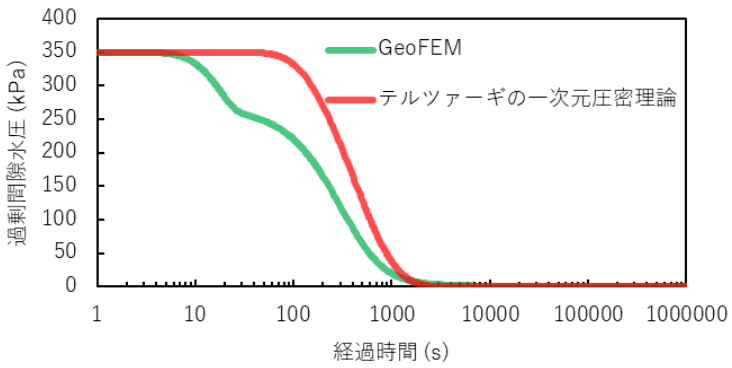
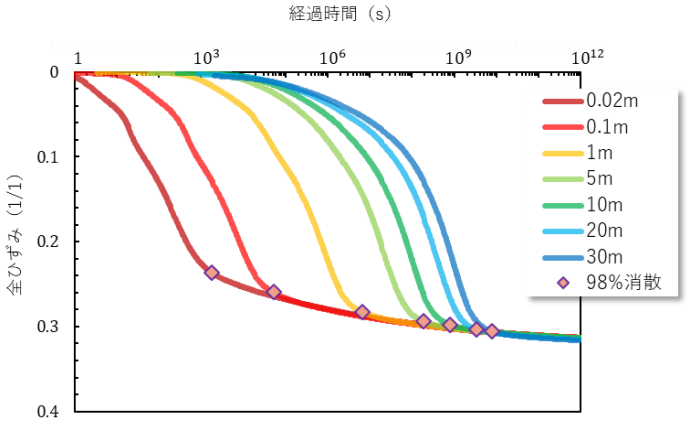
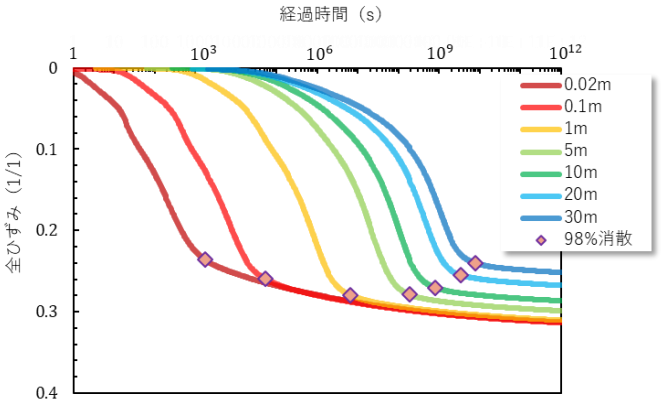


図-4　初期応力 100kPa，層厚 0.02m（自重を考慮しないケース）についての過剰間隙水圧の消散過程

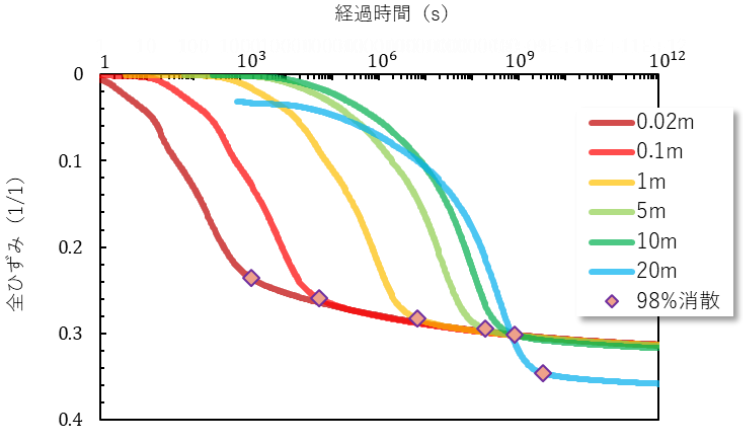
粘性を考慮している GeoFem の計算結果はテルツァーギの一次元圧密理論による計算結果に比べて過剰間隙水圧の消散が速くなっている．これは，計算開始時に粘土層がもっている初期粘塑性ひずみ速度よりも圧密によって生じるひずみ速度の方が速いために，見かけ上の過圧密状態となるためであると考えられる．



(a)　自重を考慮しないケース



(b)自重を考慮したケース（層の上面を基準）



(c)自重を考慮したケース（層の中心を基準）

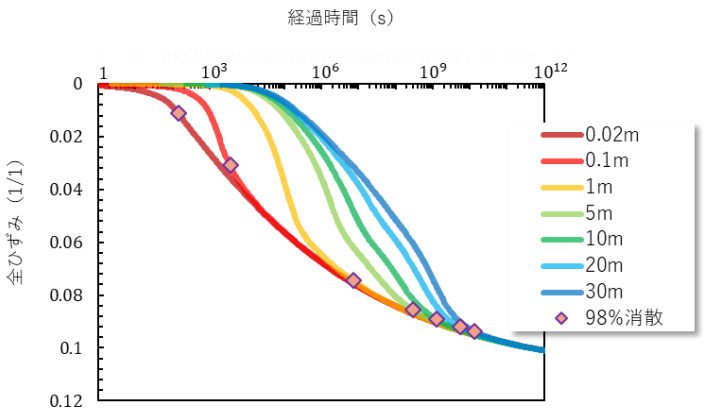
図-5　初期有効応力 100kPa の計算結果

粘土層が比較的浅い位置にあることを想定した初期有効応力 100kPa の計算結果を図-5 に示す．ひずみと時間の関係を表す曲線上に，一次圧密終了を過剰間隙水圧が 98%消散した点とみなしてプロットした．自重を考慮しない場合には層厚が大きくなるに従い，過剰間隙水圧 98%消散時のひずみ量が大きくなっている．この結果は，粘性の影響を考慮したアイソタック則を計算に用いているためであり，層厚が大きくなるほど，圧密に要する時間が長くなることで一次圧密中に発生するクリープが大きくなることに対応している．経過時間が1.0×10^{10}秒（約 320 年）ではすべての層厚の曲線が収束し，最終ひずみ量は約 30%となった．このようなひずみと時間の関係の見え方は仮説 B を支持するものであり，アイソタック則は，要素の挙動としては本質的に仮説 B に整合する計算結果となる．しかし，自重を考慮したケースは，以下に記述するように自重を考慮しないケースと異なって見える結果が得られた．

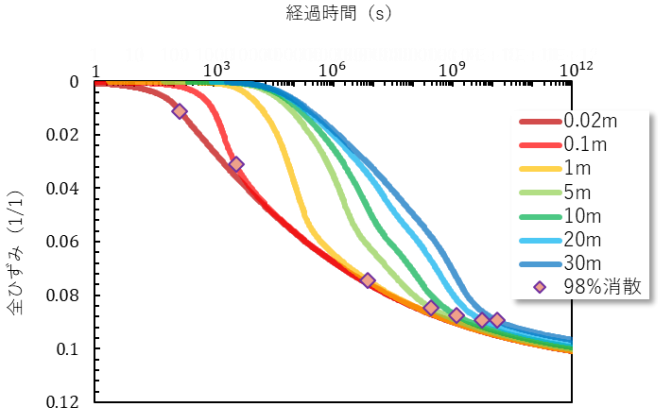
層の上面において初期有効応力を 100kPa とした場合には，層厚が 1m 未満のケースでは自重を考慮しないケースと同様に収束する曲線になったが，層厚が 5m を超えたあたりから一次圧密終了時のひずみ量が減少し，収束しない曲線が得られた．経過時間が1.0×10^{12}秒（約 3 万年）の最終ひずみ量は，層厚 0.02m で約 30%，層厚 30m では約 24%となった．これは，初期有効応力分布において対象とする粘土層の上面と下面での有効

応力や間隙比の差が大きくなっているためである．例えば層厚が 30m では，層の上面で 100kPa としたときの下面の初期有効応力は単位体積重量が7kN/m^{3}であることから 310kPa になる．すなわち，下面近くでは高い初期有効応力により初期間隙比が小さくなっているためにひずみ量が小さくなり，全体としてのひずみ量も小さくなった．その結果，層厚の増加とともにひずみと時間の関係で見ると一次圧密終了時のひずみ量が減少していき，仮説 A のような見え方になり得ることがわかった．

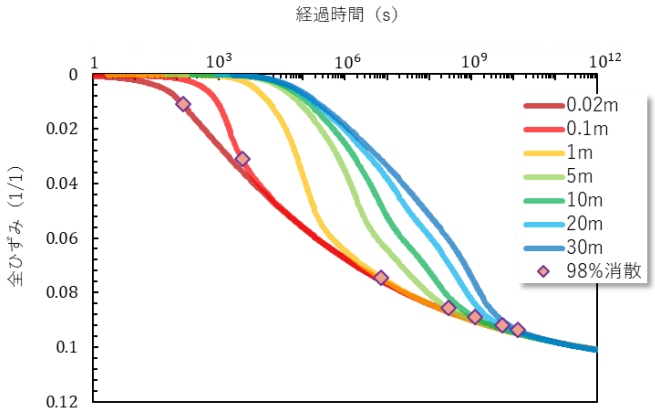
層の中央深度において初期有効応力を 100kPa と設定した場合，層厚が 5m までは層の上面で初期有効応力を 100kPa としたときと同様に，過剰間隙水圧 98%消散時のひずみ量が層厚の増加とともに次第に増加した．しかし，層厚が 10m 以上になっても徐々にひずみ量が増加し続け，粘土層上面で 100kPa と設定した場合のようなひずみ量が減少に転じる傾向は見られなかった．これは，上面の初期有効応力が層厚 20m では 30kPa と極端に低くなり，粘土層上面近傍でのひずみ量が大きくなるため，極端に大きなひずみが計算されている．さらに層厚 30m のケースでは，粘土層上面の初期有効応力が負の値になってしまい，計算することができなかった．



(a)自重を考慮しないケース



(b)自重を考慮したケース（層の上面を基準）



(c)自重を考慮したケース（層の中心を基準）

図-6　初期有効応力 1000kPa の計算結果

対象とする粘土層が比較的深い位置にあることを想定し 1000kPa で計算を行った結果を図-6 に示した．自重を考慮しないケースについては初期有効応力が 100kPa で計算した場合と同様に，粘性の影響により層厚が大きくなるほど一次圧密終了時のひずみ量が大きくなった．初期有効応力が 1000kPa に対し圧密圧力増分が 350kPa と，初期有効応力が 100kPa のケースと比べて相対的に小さいため，すべての層厚の曲線が収束し，最終ひずみ量は約 10%となった．過剰間隙水圧 98%消散時のひずみ量の差が，初期有効応力が 100kPa のケースよりも相対的に大きく見えているのは，圧密そのものによるひずみ量が少なく，粘性によるクリープの影響が相対的に大きく表れるためである．図-5 と図-6 では，縦軸のスケールが異なっていることに注意が必

要である。

自重を考慮し，層の上面において初期有効応力を 1000kPa と設定したケースは，初期有効応力 100kPa のケース（図-5(b)）と同様の傾向が得られた．層厚が大きくなるに従い，一次圧密終了時のひずみ量が増加するが，ある層厚を超えると一次圧密終了時のひずみ量が減少し，収束しない曲線となった．初期有効応力 100kPa のケースと異なる点は，一次圧密終了後の平行な曲線群のひずみ量の分布幅である．例えば，計算した中で最も層厚の大きい層厚 30m の場合について，初期有効応力が 100kPa の図-5(b)では一次圧密終了時のひずみ量が 0.02m のひずみ量よりも小さくなっているが，図-6(b)では 0.02m のひずみ量よりも大きい．このような結果となったのは，層厚 30m の上面の初期有効応力が 1000kPa であると，層厚が 30m の下面の初期有効応力は 1210kPa となり上面と下面の初期有効応力の比が小さくなり,最終ひずみ量に大きな変化はなく，ひずみと時間の関係はどちらかといえば仮説 B を支持するように見えるためである．

次に，層の中央深度において初期有効応力を 1000kPa としたときの計算結果を図-6(c)に示す．時間とひずみの関係の見え方は図-6(a)の自重を考慮していないケースとあまり変化のない結果が得られた．このケースにおいても層の上面において初期有効応力を 1000kPa と設定した場合（図-6(b)）と同様に，対象とする粘土層内部で有効応力の差がある．例えば層厚 30m の場合には，上面は 895kPa，下面は 1105kPa となる．上面の初期間隙比が大きいためひずみ量が大きくなるが，下面の初期間隙比が小さいためひずみ量が小さくなることで，両者は相殺し，圧縮曲線は層厚によらず収束し最終ひずみ量は約 10%となった．初期有効応力 100kPa のケースに比べ初期有効応力 1000kPa のケースでは，自重による応力分布の変化は，初期有効応力に対して相対的に小さなものであるため，自重の影響は小さく，ひずみと時間の関係は仮説 B を支持する挙動となった．

層の上面を基準として自重を考慮した場合では，自重の影響が圧密挙動に表れ，一次圧密終了時のひずみ量や最終ひずみ量に違いが生じた．特に層の上面を初期有効応力 100kPa と設定したケースでは自重の影響が相対的に大きく，ひずみと時間の関係において仮説 B を支持する層厚の範囲や，層厚 0.02m の一次圧密終了時のひずみ量よりも層厚 30m の一次圧密終了時のひずみ量が小さくなるという結果が得られた．一方で，層の中央深度を基準として自重を考慮した場合では，上面付近の初期有効応力が極端に小さい場合を除き，自重を考慮しない場合の見え方に近くなり，仮説 B を支持する結果が得られた．

5．まとめ

本研究では，過剰間隙水圧の消散過程について汎用地盤解析コード GeoFem を用いて関口・太田モデルにより計算し，得られた有効応力の経時変化をアイソタック則による粘塑性ひずみの計算に入力することで，層厚が異なる場合の圧密挙動の検討を行った．さらに，室内実験レベルの層厚 0.02m から原地盤に近い 30m まで層厚を変化させ，粘土層の深度に対した初期有効応力とその基準となる深度の位置（粘土層上面か粘土層中央深度か)を変化させて計算を行うことで,層厚の変化による圧密挙動に与える粘性の影響を確かめた．その計算結果から，ひずみと時間の関係を示した Ladd ら [1)]による仮説 A, B に着目し，土骨格の変形に粘性を考慮した場合に圧密挙動に現れる層厚の影響を検討した．テルツァーギの一次元圧密理論により過剰間隙水圧の消散を計算していた渡部ら [9)]が設定した初期応力条件に加え，初期有効応力の基準位置を変化させることで以下の知見を得た．

1) 過剰間隙水圧の消散過程に粘性を考慮した場合でも，自重を考慮しないケースでは，時間とひずみの関係は仮説 B を支持するように見えた．これは，アイソタック則に基づく計算では材料特性や応力状態が均一な状態であれば本質的に仮説 B に整合する結果となることを示している．
2) 自重を考慮し，粘土層の上面を基準として初期有効応力を設定したケースでは，自重の影響が初期有効応力に対し相対的に大きい場合には，層厚が大きくなると一次圧密終了時のひずみ量が小さくなり，アイソタック則に基づいた計算を行っても仮説 B から逸脱し，仮説 A に見える層厚がある．
3) 自重を考慮し，層の中央深度を基準として初期有効応力を設定したケースでは，層厚が大きくなり上面の有効応力が極端に小さくなると上面近傍での著しく大きなひずみ量が影響し，全体のひずみ量が大きくな

る．

4) 自重の影響が初期有効応力に対し相対的に小さい場合には，初期有効応力を基準とする深度に関わらず，仮説 B に整合する圧密曲線（ひずみと時間の関係）が得られた．

【参考文献】

1) Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H.G. Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-Art Report, *Proceedings of the 9th Inernational Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, 421–494, 1977

2) Mesri, G. and Choi, Y.K. The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, *San Francisco*, Vol.2, 587–590, 1985

3) Aboshi, H. An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay, including the secondary creep settlement. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 4(3), p.88, 1973

4) Šuklje, L. The analysis of the consolidation process by the isotache method. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol.1, 200–206, 1957

5) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique*, 35(2), 159–180, 1985

6) Watabe, Y., Udaka, K., Nakatani, Y. and Leroueil, S. Long-term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays. *Soils and Foundations*, 52(3), 449–464, 2012

7) 石岡将大，渡部要一．アイソタック則を適用して予測される長期圧密挙動に見られる層厚と初期ひずみ速度の影響，第 63 回北海道支部技術報告集, 2023

8) 網干壽夫,松田 博. 粘土の二次圧密と沈下解析,土と基礎, 29(3), 19-24, 1981.

9) 渡部要一，大崎慈丈，宮田喜壽．アイソタック則で記述される圧密沈下挙動における層厚の影響，*Kansai Geo-Symposium 2024*, 161-166, 2024

10) 小林正樹．非線形一次元圧密沈下の解析法とその適用，港湾技術研究所報告（REPORT OF P.H.R.I），57-80, 1982

11) Watabe, Y., Udaka, K. and Morikawa, Y. Strain rate effect on long-term consolidation of Osaka bay clay. *Soils and Foundations*, 48(4), 495–509, 2008

12) Watabe, Y. and Leroueil, S. Modelling and implementation of isotache concept for long-term consolidation behavior. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 15(5), A4014006, 2015

13) 渡部要一，宮田喜壽．長期圧密沈下予測におけるアイソタック則の適用，*Kansai Geo-Symposium 2022*, 132–137, 2022

14) 米田 茜，渡部要一． 大阪湾洪積粘土におけるひずみ速度依存性を考慮した CRS 圧密試験方法の提案，第 54 回地盤工学研究発表会，251-252，2019

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

異なる温度条件下で圧密を受けた泥炭の熱伝導率の計測手法の検討

北海道大学　　正会員（学生）○ 大畠　明久
北海道大学　　国際会員　　西村　聡
北海道大学　　正会員（学生）　河内　太志

1. はじめに

現在、地球温暖化防止を背景に、日本をはじめとして世界中で地熱や温排水の活用がなされている。これらは持続可能な社会を実現していく一方で、局所的な地中温度の上昇という影響ももたらしている。このような地中温度の上昇は無機質粘土において二次圧密を促進することがわかっている[1)]。これは泥炭でも同様であることが Fox and Edil[2)] によって実験的に明らかにされ、及川・荻野[3)]によって間隙比の減少量は、温度の変化とともに直線的に変化する等の検討が加えられている。このように泥炭地盤の沈下量は荷重とは別に温度の影響が強く反映されるため、正確な沈下量の予測のためには地盤内の温度分布の把握が必要である。そのためには熱伝導特性の精緻な把握が必要である。泥炭の熱伝導率に対する検討は、たとえば濱本ら[4)]によって検討がなされていて、泥炭全体の体積が一定のときに、熱特性が泥炭内の水分量の増加とともに線形型に増加するという事が報告されている（図 1）。これは泥炭の主要な構成物質である有機物の熱伝導率が水の熱伝導率よりも低いためであるという事も述べられている。一方で、圧密過程で間隙の体積変化があるときの熱伝導率や、温度による影響については体系的な実験的研究が不十分である。そのため本研究ではそのような条件下における熱伝導率について検討していくために、泥炭の熱伝導率の計測手法や装置からの熱漏れが計測制度に与える影響に対する検討を行った。

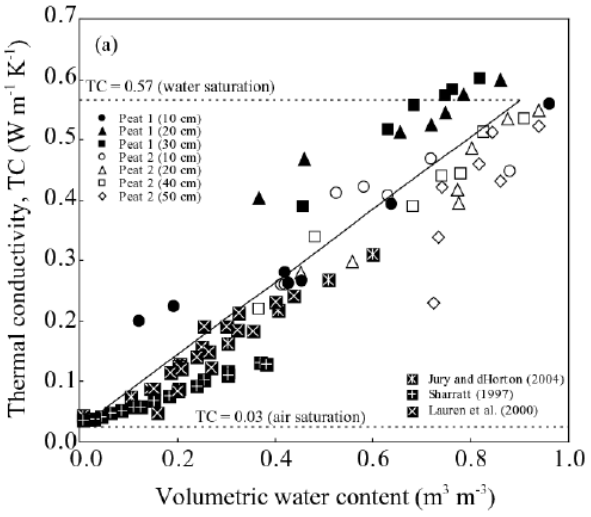


図 1　北海道美唄湿原内・周辺から採取した泥炭土の熱伝導度の水分依存性（濱本ら[4)] より引用）

2. 基本原理と実験方法の概要

熱伝導率の計測方法には、図 2 に示すように複数存在し、主に定常的な温度勾配を与えて試料内の複数個所の温度を測定することで熱伝導率を求める定常法と、試料に一時的に熱流エネルギーを与え温度応答から熱伝導率を求める非定常法に大別される。土の熱伝導率の計測には後者に属する非定常プローブ法がよく用いられる。これは粕淵[6)]が論じているように、定常法では試料内の温度勾配によって地盤内の液相の移動が発生し、正しい熱伝導率を計測することが難しいためである。また、非定常法には計測に要する時間が短いという利点もある。しかし今回

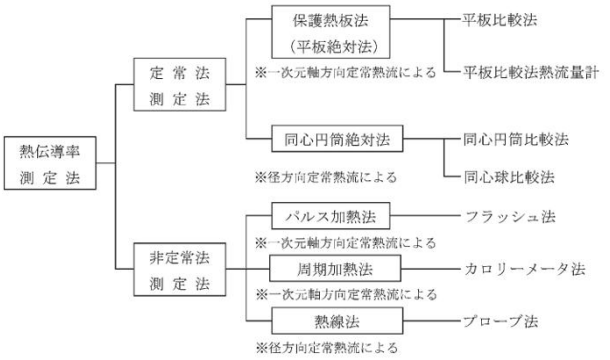


図 2　熱伝導率の測定方法の分類（三谷[5)] より引用）

Investigation of a method for measuring thermal conductivity of peat subjected to consolidation under different temperature conditions.　Akihisa OHATA, Satoshi NISHIMURA and Taishi KOCHI, Hokkaido University

の実験で用いる泥炭供試体は直径 60[mm]、高さ 20[mm]と比較的小さく、また泥炭供試体の温度勾配も 0.05～0.25 [℃/mm]程度であったことより移流の影響は非常に小さく無視できる程度であるため、以下の特長を踏まえて、定常法を用いて計測することにした。

① 試料体の変形への計測装置の追随性
非定常プローブ法では試料内に熱線の配置が必要であるが、配置の際に泥炭の内部構造を破壊してしまう。また圧密過程により、熱線の破壊や変形などの発生も考えられ、正しい計測が難しいことが考えられる。一方で定常法では、圧密時のポーラスストーン上に温度計を設置することで、試料内部の自然状態を維持しながら、圧密による温度計への影響もないままに計測が可能になる。

② 泥炭の不均一性を踏まえた計測領域の広さ
非定常プローブ法は計測できる範囲が小さいため、無機質粘土のような均一な試料の熱伝導率には有効に使えるが泥炭のような不均一な材料では正確な計測ができない。一方で定常法ではサンプル全体の平均的な熱伝導率を計測するため泥炭のような不均一性のある材料であっても影響が小さくなり非定常プローブ法よりも正確な計測が可能になる。

③ 境界条件の明瞭性
非定常プローブ法では、計測範囲が載荷境界から十分に遠く、境界条件の影響を受けないことが理論の前提にある。しかし泥炭は圧縮性が高く、高応力下では試料の厚みが著しく減少するため、この仮定の妥当性に懸念が残る。定常法では以下に議論する通り、境界条件の影響を踏まえた理論を用いるため、この懸念がない。

定常法での熱伝導率計測において支配的な法則は、以下に示すフーリエの法則である。

$$\frac{dQ}{dA} = q = -\lambda \frac{\partial T}{\partial x} \tag{1}$$

ここで Q：熱量[W]、A：面積[m^2]、q：熱流束[W/m^2]、λ:熱伝導率[W/mK]、$\frac{\partial T}{\partial x}$：温度勾配[K/m]である。フーリエの法則より泥炭の熱伝導率を求めるには式中の熱流束を求める必要がある。しかし圧密装置の中への熱流束計の設置、計測は困難であった。そのためアクリルの参照体を圧密供試体と直列に入れて、定常状態では泥炭供試体、アクリル参照体の 2 つの材料間で流れる熱流束が等しいという 1 次元の熱伝導であるという仮定のもと、式(2)で泥炭の伝導率を求めることにした。なおこの方法は、図 2 における平板比較法で定義される方法である。

$$-\lambda_p \frac{\partial T}{\partial x} = -\lambda_a \frac{\partial T}{\partial x} \tag{2}$$

ここで、λ_p：泥炭の熱伝導率[W/mk]、λ_a：アクリルの熱伝導率[W/mK]である。アクリルは均一な材料であるため、先述の非定常法プローブ法により熱伝導率を計測し、$\lambda_a = 0.21$[W/mK]という結果を得た。

3. 試料および実験方法

実験に用いた試料は北海道や秋田県より採取した表 1 の 4 つである。

表 1　実験で用いた試料とその物性値

	横手泥炭	江別太泥炭	新篠津泥炭	天塩泥炭
自然含水比 [%]	628	666-748	882-968	1150-1190
強熱減量 [%]	66.65	74.17	93-94	90-91
土粒子密度 [Mg/m^3]	1.78	1.81	1.470-1.510	1.380-1.480
分解度（Von post 法）	H5	H6	H4	H7

これらの試料は自然状態を乱さないように留意しながら、直径 60[㎜]、高さ 20[㎜]の供試体に切り出した。実験は図 3 のような実験装置を用いて行った。内部の装置は上載荷重により圧密が可能になっており、上下載荷板は恒温槽からの水を内部循環させることにより温度の管理が可能である。圧密過程では上端と下端の温度は等しくなるように制御して、熱伝導率では上端と下端の温度差が 5℃前後になるように一方の温度を下げる制御をした。今回は下載荷板、つまりアクリル参照体下端の温度のみ恒温槽により温度制御した。また装置全体をインキュベーターの中に設置し実験を行うことで泥炭供試体上端の温度、および断熱材外部の温度を、空気温度を介して制御する。断熱材外部の温度も制御するのは、泥炭やアクリルの供試体からの熱漏れを軽減するためであり、詳細は後述する。インキュベーター内には空気温度による温度制御を円滑に行うための空気循環用のファン、および装置の下にはインキュベーターの熱線から装置への直接的な熱伝導を防止し、アクリル下端の温度制御精度の向上を目的として木材を設置した。温度計には泥炭上端には熱電対、泥炭とアクリルの境界および、アクリルの下端には白金抵抗体を用いており、泥炭上端の温度を Tw、泥炭とアクリルの境界の温度を Tm、アクリルの下端の温度を Tc として定義する。これらの温度計はデータロガーに接続して連続的に出力を記録し、実験の前後でオフセットのずれを確認し、必要に応じて補正した。オフセットの手順としては、一定温度に設定したインキュベーター内で、熱電対と白金抵抗体を近づけ、3 つの温度計の真の温度が等しいとみなし、どれか 1 つの温度計を基準に補正した。ここでは温度の相対差のみ重要であること、またオフセットのずれはせいぜい 0.5℃程度であることから、いずれのセンサーが真値に近いかの較正は省略した。

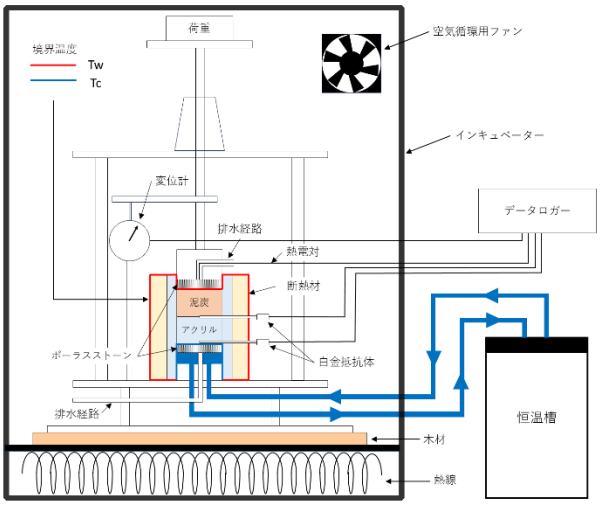


図 3　熱伝導率計測装置

本研究は泥炭の圧密による体積圧縮と圧密温度が熱伝導率にどのような影響を与えるかを検討するものである。そのため段階載荷による圧密を行いながら、熱伝導率の計測を行う。段階載荷試験の応力ステップは 10, 20, 40, 73, 144kPa、圧密温度は 25, 50℃の 2 種類とした。ただし、実験では図 4 のような温度経路で熱伝導率の計測を行った。50℃で圧密する条件の供試体に対しても、最初のステップである 10kPa においては 25℃での熱伝導率の計測を行い、すべての供試体に対して同条件下での計測値の比較を通してばらつきを評価した。また 144kPa の時には 50℃での熱伝導率の計測をした後に 25℃での熱伝導率の計測を行い、25℃のみの下で圧密経路をたどった場合の熱伝導率との比較をすることにより、異なる温度履歴での圧密が熱伝導率に与える影響の不可逆性を検討した。

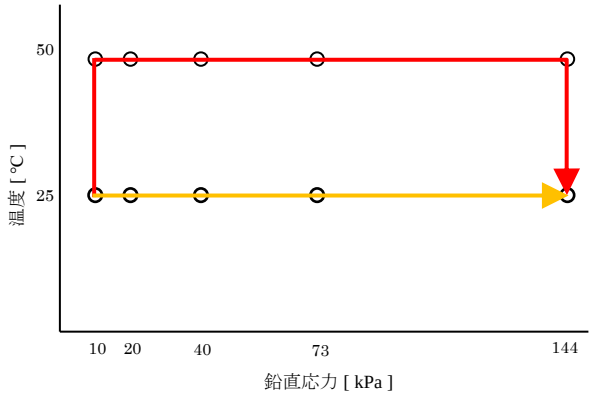


図 4　実験における温度・応力経路

熱伝導率の具体的な計測は以下に示す手順で行った。

1. 一次圧密が終了し、二次圧密下でのひずみ速度が 4.0×10^{-7}[/sec]以下になるまで圧密を行う。
2. 試料内に（Tw, Tc）=（25℃, 20℃）または（50℃, 45℃）の温度勾配を与える。
3. 温度勾配が定常状態になったら、温度 Tw、Tm、Tc および、泥炭供試体の変位を計測する。
4. 式(3)により熱伝導率を算出する。

$$\lambda_p = \lambda_a \frac{Lp}{La}\frac{Tm-Tc}{Tw-Tm} \tag{3}$$

1～4 の手順をすべての応力ステップで繰り返し、終了後に供試体の含水比を計測した。計測後に供試体は飽和しているという仮定のもと、あらかじめ計測した固体部分密度と含水比より間隙比を計算し、変位のデータよりさかのぼって各ステップでの間隙比を求めた。

温度勾配を与える時間は 3～5 時間とした。これは図 5 よりわかるように温度勾配を与え始めてから定常状態になるまで約 2 時間程度を要するためである。また熱伝導率の算出に用いる Tw, Tm, Tc には熱電対や白金抵抗体の分解能の問題により、一定の温度であってもブレが発生することが図 5 よりわかる。これを補正するために定常状態になってから温度勾配を与え終わるまでの間のうち 30 分間の平均を取り、この値を Tw, Tm, Tc とした。

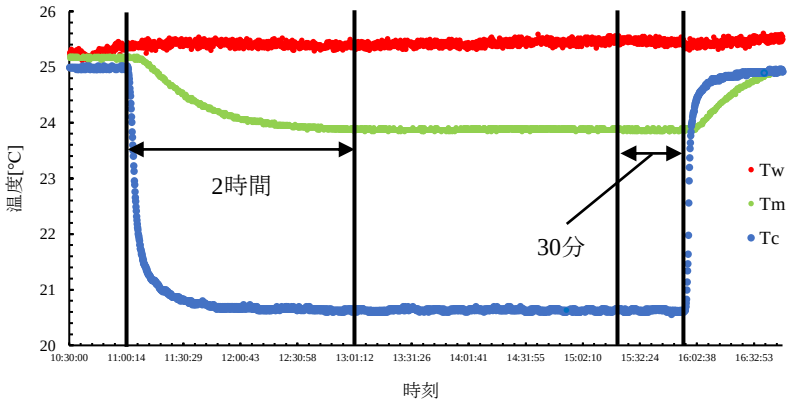


図 5　（Tw, Tc）=（25℃, 20℃）の時の Tw, Tm, Tc の推移の例

4. 実験装置からの熱漏れ、吸収への検討

本研究における実験では供試体内部での 1 次元の熱伝導を仮定して行っている。しかし実際には、泥炭供試体とアクリル参照体には側方からの熱漏れや熱の吸収が発生する。図 6 は装置の軸対称断面図における温度分布と熱流ベクトルを表していて、矢印の向きから熱漏れが発生していることがわかる。このような熱漏れや熱の吸収が 1 次元の熱伝導で仮定した泥炭供試体全体系の温度勾配に影響を及ぼすことにより、熱伝導率の計測値と真値の間には誤差が発生する。そのため、装置を軸対称線形熱伝導有限要素法（FEM）解析でモデル化し、1 次元熱伝導の仮定により算出した熱伝導率を補正する係数を求めた。原理としては、泥炭部分の真の熱伝導率：λinput を用いて FEM により Tm に相当する節点温度を求めた。そしてその温度を実験による導出と同様に式(3)に適用し、熱伝導率を計算しその値を λoutput とした。この 2

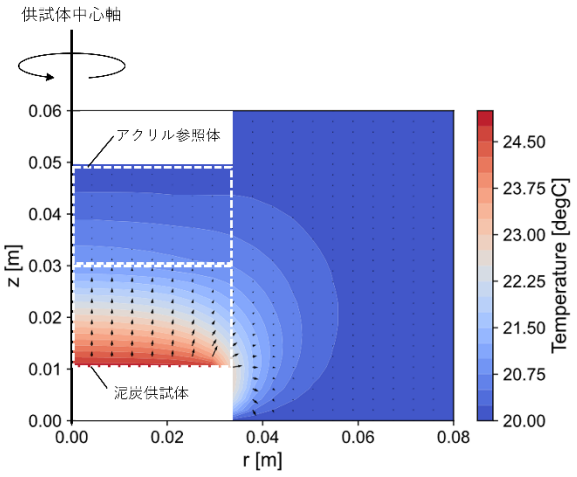


図 6　軸対称断面図における温度分布と熱流ベクトル

つの熱伝導率の比、λinput / λoutput を補正係数とする。この係数を実験で式(3)により求めた熱伝導率に掛けることにより、泥炭の熱伝導率の真値を求められる。

解析モデルには、下の図 7 のように中心部に泥炭供試体とアクリル参照体があり、これらを円筒形のアクリル壁の中に配置した。そして外側は断熱材が巻かれているようなモデルを設定した。このモデルは供試体の中心を中心軸とした軸対称なモデルであるため、図 7 の点線部分を切り取った図 8 のような形状で解析を行った。また境界条件として、泥炭上端とアクリル壁内側の上部は Tw、アクリル参照体下端とアクリル壁内側の下部は Tc、アクリル壁と断熱材の上下面と断熱材外部は室温（25℃）とした。各部の寸法は図 8、用いた物性値は表 2 のとおりである。

実験では圧密の進行とともに熱伝導率の計測をするため、泥炭の層厚 Lp は 5～20mm、また泥炭の熱伝導率によって熱漏れや熱の吸収の程度が変わることが予測されるため、λinput は 0.2～1.0 とした。また Tw、および Tc の組み合わせは、実験の条件通り (Tw, Tc)= (25℃, 20℃), (50℃, 45℃) に加えて今後検討予定である (10℃, 5℃) も併せて行った。

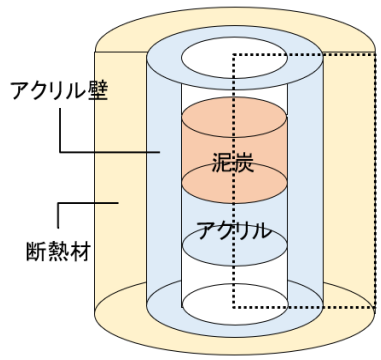


図 7　FEM に用いた実験装置のモデル

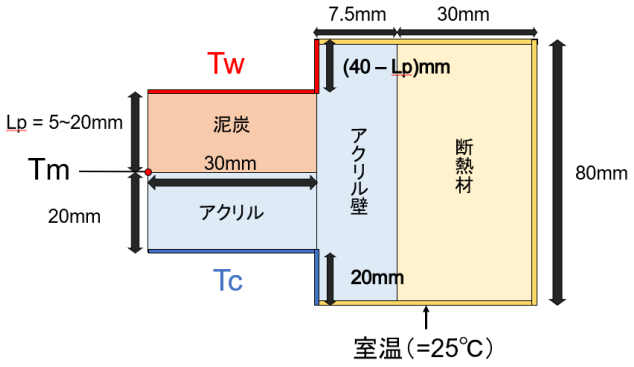


図 8　軸対称モデルの寸法や境界温度

表 2　解析で用いた物性値

	熱伝導率 [W/mK]	比熱 [J/(kg・K)]	密度 [kg/m^3]
泥炭	0.2-1.0	3744	1100
アクリル	0.21	1470	1170
断熱材	0.043	33.67	40

以上の Lp、λinput、Tw の各組合せに対して FEM から求めた補正係数の結果は図 9 のとおりである。ここで Te は Tm と Tc の温度差を Tw と Tc によって正規化した値であり、Te = (Tm - Tc) / (Tw - Tc)である。図中の赤い点線は λinput / λoutput = 1 であり、熱漏れや熱の吸収の影響による誤差がない時である。

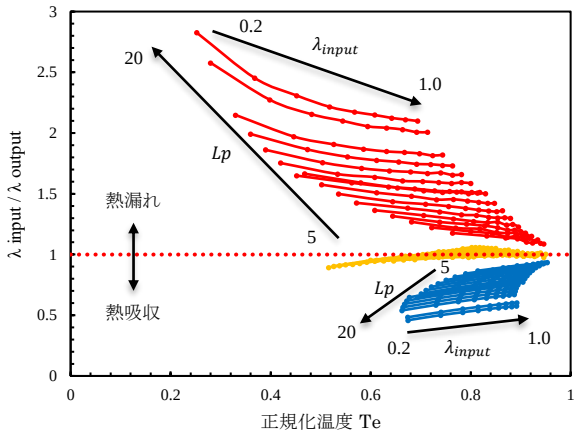


図 9　FEM 解析による λ 補正係数

結果より、Tw＝10℃や 50℃では、Lp や λinput にもよるが熱漏れや熱の吸収の影響が非常に大きい。しかし Tw＝25℃の時には比較的、熱漏れや熱吸収による影響が小さいことがわかる。FEM による補正係数の導出にもモデル化誤差が含まれることが考えられるため、補正係数は極力 1 に近いものを適用すべきであることから、実験装置周辺の温度を圧密時や熱伝導率計測時の温度と近しい温度にすることで熱漏れや熱の吸収による影響を小さくする必要がある。実験をインキュベーターの中で行ったのはこの FEM の結果により、実験装置周辺の温度と Tw の温度を近くするためである。一方で、Tw＝25℃の時でも 0.9＜λinput / λoutput＜1.1 程度の値を取り熱漏れや熱吸収による影響を無視できない。そのため回帰分析により、供試体の高さと半径の形状比 Lp/Rp（Rp=30mm：泥炭試料の半径）と、正規化温度 Te により定まる補正係数を求めた。ここで、補正係数 λinput/λoutput、供試体の形状比 Lp/Rp、正規化温度 Te を軸に取った空間座標にプロットしたときに、曲面形状が確認できた。そのため、λinput/λoutput は Lp/Rp と Te の 2 次の項を含む曲面の方程式と仮定して回帰分析を行った。以下に補正係数の回帰式を示す。また図 10 は式(6)に Lp=5～20mm を代入した回帰曲線と、（Tw, Tc）＝（25℃, 20℃）の時の FEM の結果をプロットした図である。

$$\frac{\lambda_{input}}{\lambda_{output}} = 0.7141 - 0.4989 \cdot \frac{Lp}{Rp} + 0.1746 \cdot \left(\frac{Lp}{Rp}\right)^2 + 0.6368 \cdot Te - 0.3836 \cdot Te^2 + 0.6207 \cdot \frac{Lp}{Rp} \cdot Te \qquad (6)$$

$$R^2 = 0.9698, \qquad Adjusted\ R^2 = 0.9687$$

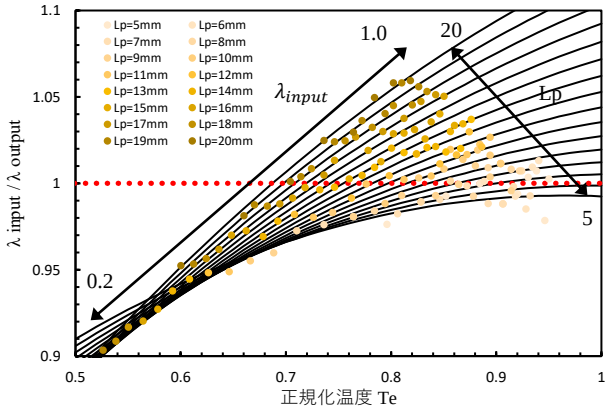


図 10　Tw=25℃における λ 補正係数と補正係数の回帰曲線

同時にこの解析に関連して Tw と Tc の位置を逆転させた場合、すなわち図 11 に示したような泥炭上端とアクリル壁内側の上部を 20℃、アクリル参照体下端とアクリル壁内側を 25℃に設定した解析モデルについても検証を行った。

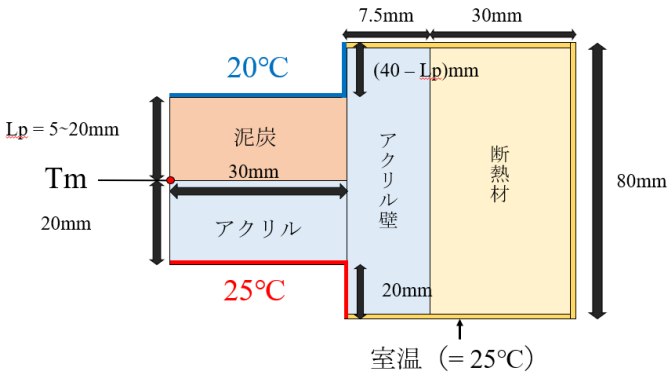


図 11　Tw と Tc の位置を逆転させた軸対称モデル

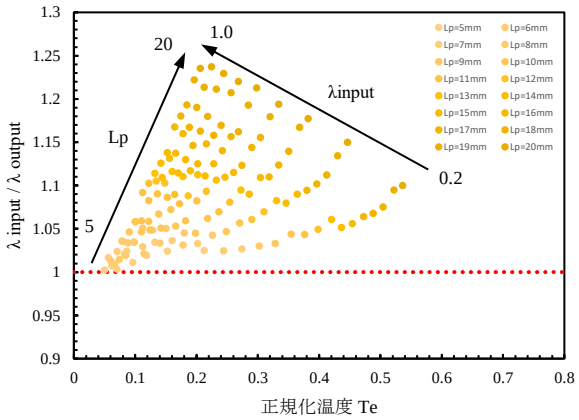


図 12　Tw と Tc の位置を逆転させたときの FEM 解析による補正係数

図 12 より補正係数は 1 < λinput / λoutput < 1.25 程度の値を取ることがわかる。先述した通り FEM による補正係数の導出にもモデル化誤差が含まれることが考えられ、補正係数は極力 1 に近いものを適用すべきであるという点から、Tw が泥炭上端にある方が補正係数としては有利であるといえる。そのため泥炭上端とアクリル壁内側の上部は Tw、アクリル参照体下端とアクリル壁内側の下部は Tc、アクリル壁と断熱材の上下面と断熱材外部は Tw に制御して熱伝導率を計測するべきとの結果を得た。

5.　実際に計測した熱伝導率と考察

図 13 に横軸に計測した熱伝導率、縦軸に補正係数によって補正を行った熱伝導率をプロットした。赤い点線においては計測値と真値が等しくなる。インキュベーター内でアクリル壁と断熱材の上下面と断熱材外部も Tw に制御することで、熱伝導率の計測値と真値のずれを -3%から 9%程度に抑えることが可能となった。

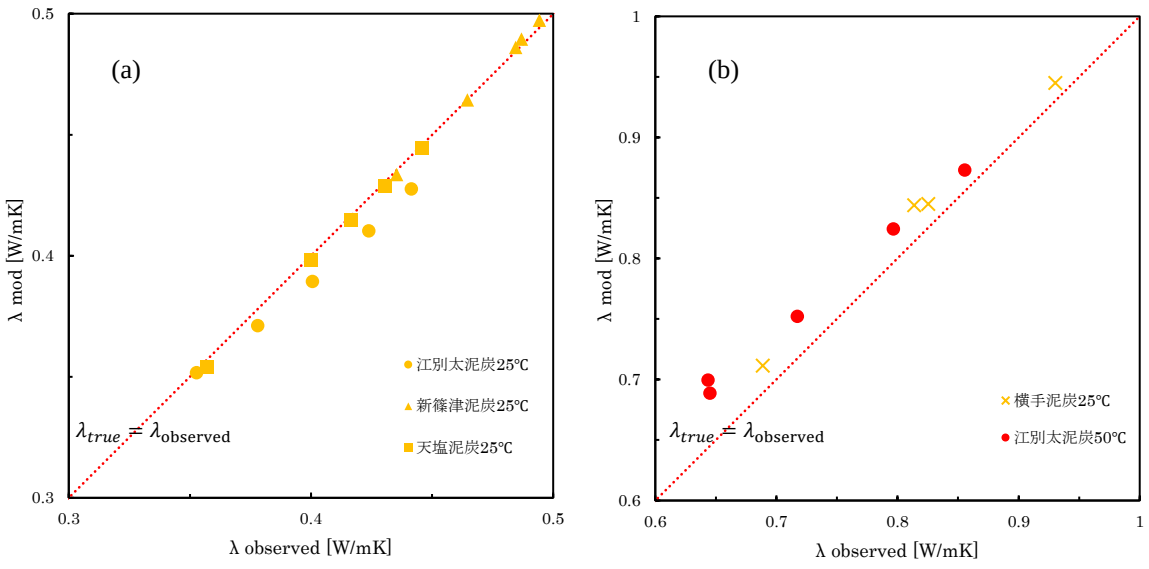


図 13　4 種類の泥炭試料における熱伝導率の計測値と真値の比較
(a) 0.3-0.5 [W/mK]の範囲　(b) 0.6-1.0 [W/mK]の範囲

また図 14 は間隙比と熱伝導率の関係である。まず 25℃での圧密経路に着目すると、横手泥炭を除いた他の 3 つの泥炭では間隙比の減少に伴って熱伝導率が低下していくことがわかった。これは濱本ら[4]が検討したように、泥炭中に含まれる有機物の熱伝導率よりも水の熱伝導率が大きいために、圧密により間隙水が減少することで泥炭全体の熱伝導率が低下していると考えられる。一方で、江別太泥炭と新篠津泥炭では 10kPa から 20kPa のステップに移行するとわずかに熱伝導率が上昇していることが確認された（間隙比が高い方から 2 つのデータ点）。この要因としては泥炭が完全に飽和していなかったことが考えられる。泥炭が不飽和の時には間隙空気が泥炭中に存在しているが、圧密されるとこの間隙空気が排出され、わずかな熱伝導率の上昇が起こると考えられる。

次に温度の影響について着目すると、江別太泥炭において 25℃と 50℃では熱伝導率が大きく異なる。また 25℃の時とは異なり、間隙比の減少とともに熱伝導率の上昇がみられた。この要因としては、泥炭中の土粒子自体の熱伝導率の上昇や、水の動粘性係数の低下による移流の発生、加熱による植物繊維の軟化に伴う植物遺構内の水の放出による熱伝達経路の増加などが考えられるが、どれも泥炭の熱伝導率が水の熱伝導率を超えていることを説明できない。さらに横手泥炭においては他の泥炭と同じ温度経路にもかかわらず熱伝導率が上昇する要因も不明である。また他の泥炭試料や他の温度経路においてどのような傾向を示すのかも検討の余地があり、これらは今後の課題である。

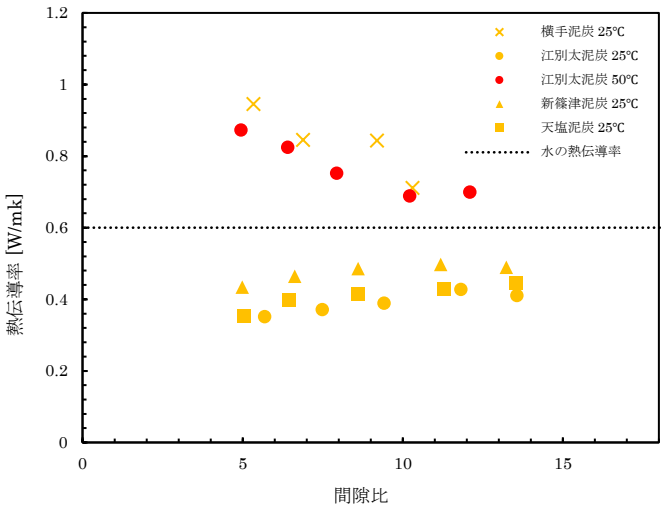


図 14　4 種類の泥炭試料における熱伝導率と間隙比の関係

【参考文献】

1) 上俊二・藤原東雄・勝村雅子：二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性，土木学会論文集 No. 554/III-37, 47-55, 1996, https://doi.org/10.2208/jscej.1996.554_47
2) Fox, P. J., Edil, T. B.: Effects of stress and temperature on secondary compression of peat, Canadian Geotechnical Journal, 33(3), 405–415, 1996, https://doi.org/10.1139/t96-062
3) 及川洋・荻野俊寛：高有機質土の二次圧密沈下促進に及ぼす加熱の効果，土木学会論文集 No. 673/III-54, 183-188, 2001, https://doi.org/10.2208/jscej.2001.673_183
4) Hamamoto, S., Dissanayaka, S., Kawamoto, K., & Komatsu, T.: Effects of moisture content and shrinkage on soil-thermal properties for peat soils in Japan. Proceedings of the International Conference on Sustainable Built Environment, Kandy, Sri Lanka, 13–14 December 2010, ICSBE-2010
5) 三谷幸寛：熱伝導率測定の現状について, IIC Review 45 号, 42-49, 2011
6) 粕淵辰昭：土壌の熱伝導率・熱拡散率の測定方法，農業気象 (J.Agr.Met.) 41(1),73-74,1985, https://doi.org/10.2480/agrmet.41.73
7) 河内太志・西村聡・山添誠隆：Thermo-mechanical behaviour of peats under 1D compression, Géotechnique, December 16, 2024, https://doi.org/10.1680/jgeot.23.00494
8) 町田清・上園正義：建築材料の熱伝導率測定の誤差要因とデータのばらつき（平板直接法の誤差要因を中心として），熱物性 5 (3), 190-197, 1991, https://doi.org/10.2963/jjtp.5.190
9) 萩野谷成徳： 1 次元線熱源を備えた温度測定装置を用いた土壌の熱伝導率観測，天気 49 (9), 763-772, 2002-09

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

泥炭の地震動特性に関する遠心力模型実験

国研）土木研究所寒地土木研究所　国際会員　○橋本　聖
国研）土木研究所寒地土木研究所　国際会員　林　宏親
国研）土木研究所寒地土木研究所　正会員　山木　正彦

1．はじめに

北海道に代表されるような寒冷地に広く分布する泥炭は枯死したヨシやスゲなどの湿性植物の遺骸が，低温でかつ多湿の条件下で長年，未分解のまま堆積して出来た高有機質土である．泥炭は高含水で極めて軟弱な土であり，著しく高い圧縮性と小さいせん断強度を有している[例えば 1)]．その特異性により，泥炭地盤上に構築された盛土は長期間に渡って沈下が継続するほか，泥炭地盤上に構築された盛土は過去に発生した大規模地震によって甚大な被害が生じている[例えば 2),3),4),5)]．盛土が大きく変状した要因として，泥炭地盤内に大きく沈埋した地下水位以下にある盛土自身が液状化したことが知られているが，泥炭地盤の地震動特性に関する研究事例が少ない．このため，泥炭層厚の違い，盛土の有無，地震動レベルの違いよって泥炭が揺れやすい周波数帯を明らかにする必要がある．

本研究は泥炭層厚の違い，盛土の有無，地震動レベルおよび入力波形の違いによる泥炭（模擬泥炭，後述）の地震動特性の把握を目的とした動的遠心力模型実験を実施し，実験で得られた最大加速度の増幅率および最大せん断ひずみ，伝達関数による卓越周波数，模擬泥炭の加速度応答スペクトルを踏まえて考察したものである．

2．泥炭は揺れやすいか？

北海道には約 2000km^2 に及ぶ泥炭地が分布しているといわれており，北海道総面積の約 2.4%，平野部面積の約 6%に相当する．泥炭とは有機質土のうち「有機物含有量が 50%以上」を指し，それ以下のものを低有機質土と呼んでいる[6)]．このような泥炭地はもちろんのこと，「有機物含有量が 20%以上」の土が表層部に堆積しその下層に軟弱粘性土を有し，かつ，地下水位が高い地盤では建設工事で大きな問題が発生する場合がある．このような地盤構成は一般的に泥炭性軟弱地盤と呼ばれている[例えば 1)]．

典型的な泥炭性軟弱地盤は泥炭層厚（以降，層厚）が 3～5m 程度で，その下の土層は地域によって異なるが軟弱粘土層の場合が多い．粘土層の厚さは 20m に及ぶこともあり，その下に砂層または砂礫層が続く．泥炭層と粘土層の境界はヘドロ層を挟んでいる場合もあり，建設工事における障害となっている．

表−1 は北海道泥炭と軟弱粘土とを対比したものである．泥炭は粘土と比較して特徴的な工学的性質を有しており，含水比，強熱減量，間隙比，圧縮指数などが極めて大きく，せん断強さが著しく小さいほか，透水係数は顕著な異方性を有している．泥炭性軟弱地盤上に道路盛土を施工する際には，基礎地盤のすべり破壊や沈下のほか，周辺地盤の変形が問題となる．さらに，道路が供用された後，繰返し作用する交通荷重やオーバーレイ等の補修による長期的な沈下が問題となる場合がある．

一方，泥炭地盤は地震の際に被害が生じやすい地盤として知られてきた．冒頭述べたとおり，北海道で発生した大規模地震において，泥炭地盤上の河川堤防，道路・鉄道盛土に甚大な被害が生じている[例えば 2),3),4),5)]．

図−1 は，昭和 57 年（1982 年）浦河沖地震における札幌市内の揺れ具合を詳細に聞き取り調査した結果を踏まえて，震度分布で表したものである[7)]．このときの気象庁発表による札幌の震度は 3 であったが，泥炭地盤が広く分布している札幌市北東部では震度が大きく，地盤の良い中央区，南区では比較的震度が小さいことがわかる．

Centrifugal model test on the dynamic properties of peat, Hijiri HASHIMOTO, Hirochika HAYASHI and Masahiko YAMAKI (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

表-1　北海道の泥炭と軟弱粘土の物理的・力学的性質の比較 [1)一部，修正]

項目＼土質		泥炭（主として石狩泥炭）	軟弱粘土	備考
湿潤単位体積重量	γ_t (kN/m^3)	9.5～11.2	15～17	—
乾燥単位体積重量	γ_d (kN/m^3)	0.9～2.7	8～14	—
含水比	W (%)	115～1,150	30～60	—
強熱減量	L_i (%)	30～90	＜20	—
土粒子の密度	ρ_s (g/cm^3)	1.3～2.1	2.6～2.8	—
間隙比	e	5～19	0.8～2.8	—
透水係数 k (m/s)	透水係数	10^{-6}～10^{-7}	10^{-8}～10^{-10}	—
	方向比	3～7	—	
コーン支持力	q_c (kN/m^2)	100～300	200～500	土試 WP-20 型 2重管コーン試験機
圧縮指数	C_c	2.6～5.3	0.2～1.0	沖積粘土

表-2 は，平成 30 年（2018 年）北海道胆振東部地震において気象庁が発表した札幌市内の震度である．ここでも，東区や北区の震度が大きく，中央区や南区の震度が小さい．これらの事例は，泥炭地盤は比較的揺れが大きいことを示唆しており，泥炭地盤上の盛土に被害が多く発生した要因の一つであると思われる．一方，泥炭地盤の地震動特性を定量的に検討事例として，解析的に検討した既往研究 [8)]のほか，筆者らは釧路市郊外の鉛直アレー観測装置で収集した弱震動レベル（最大約 50gal）のデータを報告している [9)]．これらの検討結果，地震動が増幅する泥炭地盤の周波数 f は f=1～3Hz に集中することが確認された．しかしながら，泥炭地盤に作用する応力状態や含水比や強熱減量などの物性の違い，泥炭層厚や盛土の有無のほか，地震動レベルの違いによる泥炭地盤の地震動特性は不明であり，これらの諸条件に対応した検討が必要である．

3．動的遠心力模型実験

3．1　実験の目的

本実験の目的は泥炭層厚の違い，盛土の有無，地震動レベルの違い（レベル 1，レベル 2，以降，L1 地震動，L2 地震動），層厚 5m の実験条件のみ地震動波形の違いを考慮した動的遠心力模型実験を行い，これら諸条件の違いに応じた泥炭の地震動特性を把握することである．なお，動的遠心力模型実験の泥炭は以降，模擬泥炭と称する．また，動的遠心力模型実験は 50G の遠心力場 G で実施した．



図-1　1982 年浦河沖地震における札幌市内の震度に関する聞き取り調査結果 [7)]

表-2　北海道胆振東部地震における札幌市内の震度（気象庁）

震度	観測地点名
6弱	東区元町
5強	北区太平，北区篠路，北区新琴似 白石区北郷 手稲区前田 清田区平岡
5弱	豊平区月寒東 西区琴似 厚別区もみじ台
4	中央区北2条，中央区南4条 南区川沿，南区石山
3	南区定山渓温泉

３．２　実験条件および模型作製手順

表-3 は実験条件一覧，**図-2** はケース 1～3 の模型断面を示す．ケース 1 は層厚 40mm（実換算 2m）に対して不規則波（以降，WN（ホワイトノイズ））の地震動を作用させたケース，ケース 2 は層厚 100mm（実換算 5m）に対して同じく WN を作用させたケース，ケース 3 は層厚 100mm（実換算 5m）に対して正弦波（以降，SIN 波）を作用させたケースである．**表-4** は盛土材，**表-5** は模擬泥炭の物性値をそれぞれ示す．盛土材は北海道北広島市郊外で採取した山砂，模擬泥炭は園芸用ピートモスを 60℃で十分炉乾燥した後，0.85mm ふるいを通した試料とカオリンクレイを乾燥重量比で園芸用ピートモス：カオリンクレイ=1:1 の割合（強熱減量 L_i=50%）にて，初期含水比 w=300%に調整して加水，撹拌混合した．園芸用ピートモスとカオリンクレイの分離を避けるため，5 日以上の養生期間を設けた．

図-3 は北海道泥炭の自然含水比 w_n と e～log$p$ の関係に模擬泥炭の圧密特性を追記したものである．模擬泥炭は土の段階載荷による圧密試験方法（JGS 0411-2018）で得た．今回使用した模擬泥炭は自然由来の北海道泥炭の w_n=300～400%に相当する圧密特性を有している．**図-4** は林ら[10]が正規圧密状態における北海道泥炭の強熱減量 L_i と泥炭の初期せん断剛性率 G_0 を拘束圧ごとに整理したものに，土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法（JGS 0542-2022）で得た模擬泥炭の結果を追記したものである．模擬泥炭（L_i=50%）による有効拘束圧 σ_c'=30kPa の G_0 は，林らが提案する北海道泥炭の σ_c'=30kPa における L_i との相関で得た G_0 の近似線近傍であった．以上の試験結果より，北海道泥炭と模擬泥炭の圧密特性や変形特性の傾向は類似していることから，実験で使用する模擬泥炭は実際の泥炭を再現した材料であると判断した．

図-5 は模擬泥炭の作成方法を示す．模擬泥炭下部の東北硅砂 5 号は排水層として機能することを目的として，所定の厚さ（2 0mm）となるよう空中落下法により相対密度 D_r=90%以上で作製した．東北硅砂 5 号は実験用土槽下部からポーラスストーンを介し，脱気水を供給して飽和させた．その後，実験用土槽内に含水比調整した模擬泥炭を厚さ 20mm ずつ投入しながら，エア抜き用の治具を用いて，模擬泥炭に混入した気泡を十分に除去した．あわせて，実験用土槽側面と模擬泥炭との馴染みを良くするために，模擬泥炭を突き棒で

表-3　実験条件一覧

材料	ケース	層厚	盛土の有無	盛土高さ	サーチャージ	入力波形
模擬泥炭(L_i=50%)	1	2m(40mm)	有	3m(60mm)	7.4kN/m^2	WN（ホワイトノイズ）
	2	5m(100mm)				
	3	5m(100mm)				SIN波

（ ）は模型スケール

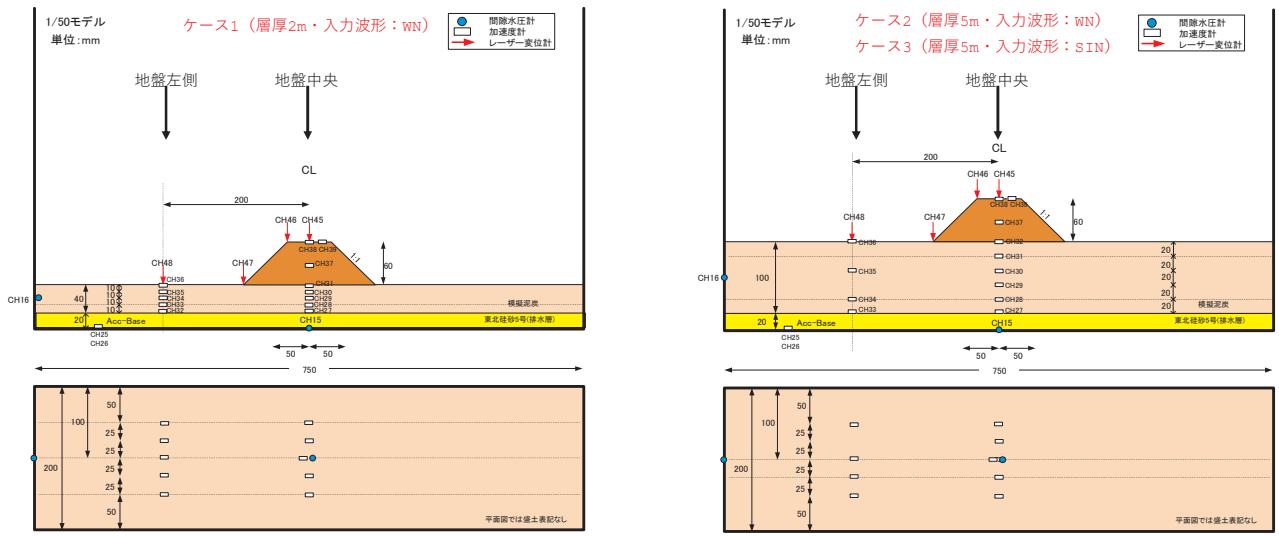


図-2　実験ケース

表-4　盛土材の物性値

物理特性	湿潤密度	ρ_t	(g/cm^3)	1.606
	乾燥密度	ρ_d	(g/cm^3)	1.286
	土粒子密度	ρ_s	(g/cm^3)	2.671
	含水比	w	(%)	217.3
	間隙比	e	-	1.105
	飽和度	S_r	(%)	60.9
	粒度 礫分		(%)	0.0
	粒度 砂分		(%)	88.6
	粒度 シルト分		(%)	2.1
	粒度 粘土分		(%)	9.3
力学特性	全応力	c	(kN/m^2)	38.0
	全応力	ϕ	(°)	15.5
	有効応力	c'	(kN/m^2)	3.1
	有効応力	ϕ'	(°)	35.4

表-5　模擬泥炭の物性値

物理特性	湿潤密度	ρ_t	(g/cm^3)	0.945
	乾燥密度	ρ_d	(g/cm^3)	0.237
	土粒子密度	ρ_s	(g/cm^3)	1.980
	含水比	w	(%)	300.0
	間隙比	e	-	7.353
	飽和度	S_r	(%)	80.4
圧密特性	圧縮指数	Cc	-	1.80
	圧密降伏応力	p_c	(kN/m^2)	9.0
動的変形特性	拘束圧	σ_c'	(kN/m^2)	30.0
	初期せん断剛性	G_0	(kN/m^2)	2500
	最大減衰率	h_{max}	(%)	7.9
力学特性	全応力	c	(kN/m^2)	11.7
	全応力	ϕ	(°)	16.4
	有効応力	c'	(kN/m^2)	10.3
	有効応力	ϕ'	(°)	42.2

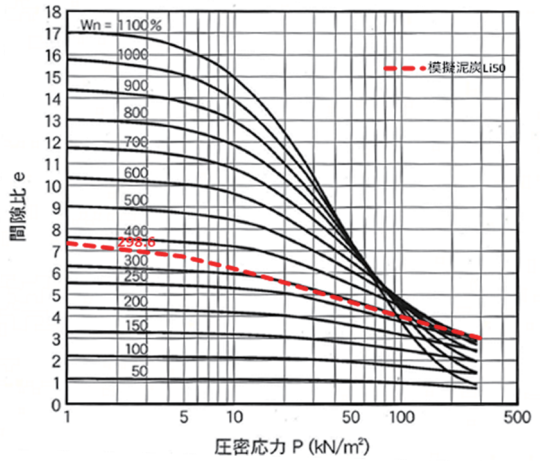


図-3　泥炭の自然含水比と e～log$p$ の関係 [1)に加筆]

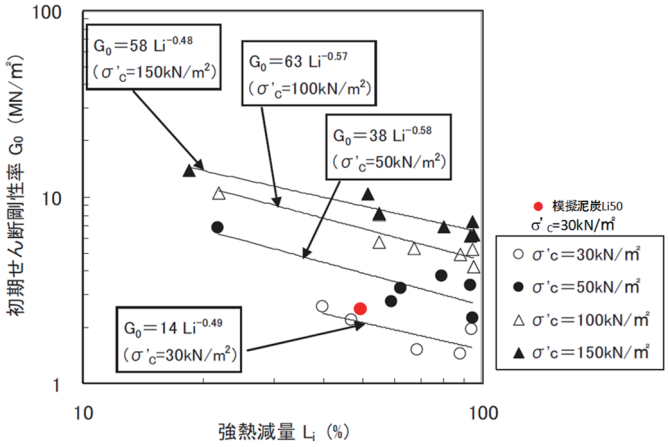


図-4　強熱減量と泥炭の初期せん断剛性率 [10)に加筆]

丁寧に突くとともに，模擬泥炭の表層部はアクリル板の治具で丁寧に均した．これらの作業は実験ケースごとに所定の層厚まで模擬泥炭を実験土槽に投入した．その後，重力場にて模擬泥炭表層部に p=7.4kN/m^2 のサーチャージを 17 時間以上作用させて沈下量を求めた．さらに，遠心場（50G）で自重圧密を行い，3t 法による圧密時間に到達後も 4 時間継続して沈下を促進した．自重圧密終了後，実験用土槽を重力場へ戻して模擬泥炭地表面のリバウンド量を確認した後，遠心力載荷装置から実験用土槽を引き上げ，各ケースの模擬泥炭層厚にあわせて模擬泥炭地表面を整形した．**図-2** に記載されている位置に加速度計および間隙水圧計を順次，設置した．

図-6 は盛土の作製方法を示す．盛土は横断面が開放された型枠内に最適含水比で調整した山砂を厚さ t=20cm を t=2cm ごとに締固め度 D_c=90%で締固めた．その際，加速度計を盛土天端，盛土中央部，盛土底部に設置した．その後，盛土を凍結させた型枠を脱形し，予め作製した模擬泥炭上に設置した．

３．３　加振条件

ケース 1，ケース 2 は実験用土槽を重力場から 5G ごと段階的に 50G まで加速度を増加させ，各重力場へ到達した後は 3 分間状態を保持し，盛土天端および盛土法肩の沈下の収束を確認して加振実験を実施した．

加振方法は入力加速度 30～50gal 程度の弱震動（WN）を 80 秒間（実換算）継続させた後，続けて入力加



図-5　模擬泥炭の作成（左：模擬泥炭撹拌時，中：自重圧密時，右：模擬泥炭完成）

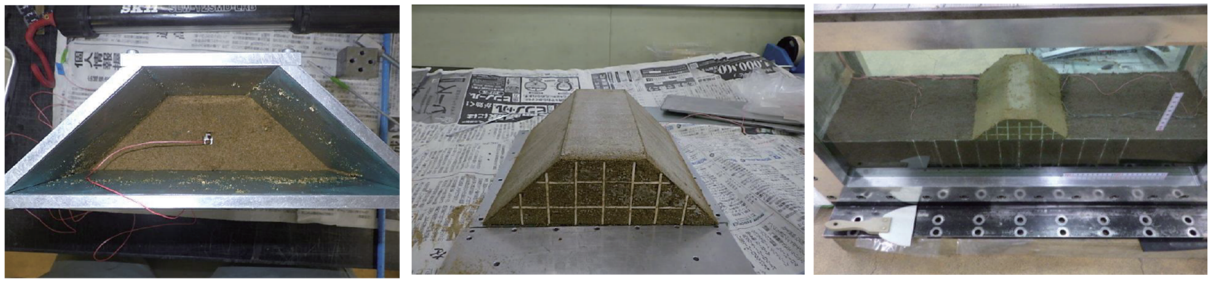


図-6　盛土の作成（左：盛土製作時，中：盛土作製後，右：盛土模型設置）

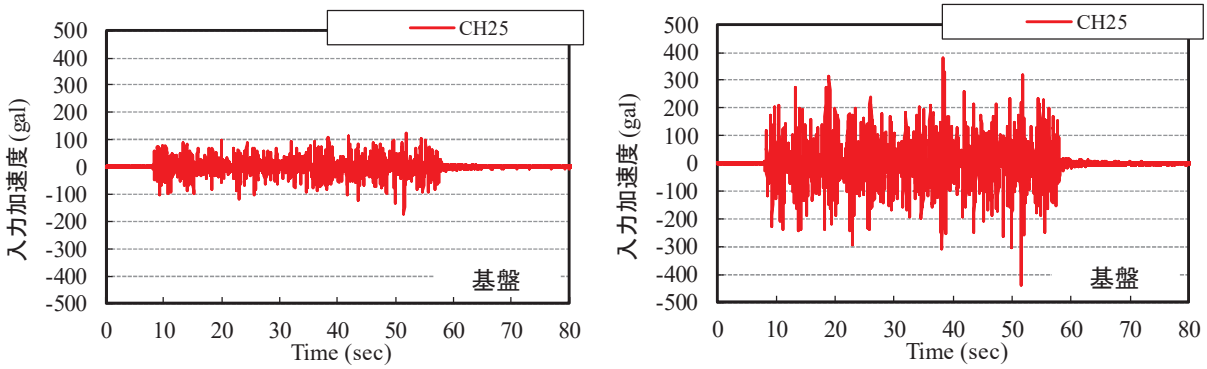


図-7　L1 地震動（左）、L2 地震動（右）相当の入力加速度の時刻歴

表-6　本実験の入力地震動

地震動種別	入力目標加速度	ケース1 層厚2m	ケース2 層厚5m	ケース3 層厚5m
L1地震動	100gal	ランダム波 WN (ホワイトノイズ)	ランダム波 WN (ホワイトノイズ)	0.9Hz Sin波 20波
L2地震動	300gal			0.7Hz Sin波 20波

速度 30～50gal 程度の弱震動（インパルス波）を 80 秒間（実換算）作用させた．その後，さらに入力加速度 100gal 相当，300gal 相当の WN を実験土槽に作用させた（**図-7**）．

一方，ケース 3 はケース 2 の入力加速度 100gal 相当，300gal 相当で得られた基盤の加速度フーリエスペクトルに対する素地盤における模擬泥炭地表面の加速度フーリエスペクトルの比（伝達関数）を整理し，各地震動レベルにて模擬泥炭地表面が最も増幅する卓越周波数（L1 地震動：f=0.9Hz，L2 地震動：f=0.7Hz）を決定した（**表-6**）．

加速度フーリエスペクトルへの変換は ParzenWindow0.1Hz のスペクトル平滑化，一般的な地震動の有効周波数の範囲（0.1～10Hz），遠心力載荷実験装置に搭載する揺動架台の性能を考慮して，0.2～5Hz のバンドパスフィルター（8 次のバタワースフィルター）を乗じた．

４．実験結果および考察

４．１　最大加速度の増幅率

図-8 はケース 1～ケース 3 における模擬泥炭および盛土の最大加速度の増幅率（以降，増幅率）を整理したものである．増幅率とは，基盤の入力加速度に対する模擬泥炭および盛土内に設置した加速度計の最大応答加速度の比と定義した．図-8 1)，2)は層厚 2m（素地盤，盛土天端直下）の WN，図-8 3)，4)は層厚 5m（素地盤，盛土天端直下）における WN，図-8 5)，6)は同じく層厚 5m（素地盤，盛土天端直下）の SIN 波による最大加速度の増幅率である．

まず，層厚の違い（ケース 1，ケース 2）における地震動の違いによる最大加速度の増幅率を比較した（図-8 1)～4)）．模擬泥炭内部の増幅率は，盛土天端直下の模擬泥炭層内に一部，増幅率 1 を超過している計測箇所が確認されたが大部分は増幅率 1 以下であり，模擬泥炭地表面（G.L=0m）の増幅率は盛土の有無に拘わらず，L1 地震動より L2 地震動が小さくなった．これは，加振に伴う模擬泥炭の剛性低下によって減衰も大きくなり，応答加速度が増幅しにくくなったと考えられる．また，盛土内の増幅率（図-8 2)）をみると，L1 地震動では盛土天端の増幅率 1 を超過していたがその他は増幅率 1 程度であった．

次に，地震波の違い（ケース 2，ケース 3）における同一層厚（5m）の最大加速度の増幅率を比較した（図-8 3)～6)）．ケース 2 における模擬泥炭内の増幅率は盛土の有無に拘わらず模擬泥炭地表面および盛土天端において最大 1 程度だが，ケース 3 では地震動レベルに拘わらず，模擬泥炭地表面および盛土天端においていずれも増幅率が 1 を超過し，L1 地震動では模擬泥炭地表面で増幅率が約 2 倍，L2 地震動は盛土天端にて増幅率 2 を超過した．

以上，幅広い周波数域を有する WN では模擬泥炭と共振する周波数域の振幅が小さいため，地震動レベルに拘わらず模擬泥炭および盛土の増幅率が限定的であった．一方，SIN 波は模擬泥炭と共振しやすい周波数（L1 : f=0.9Hz，L2 : f=0.7Hz）を作用させたため，模擬泥炭地表面，盛土天端の増幅率の増加が顕著だった．

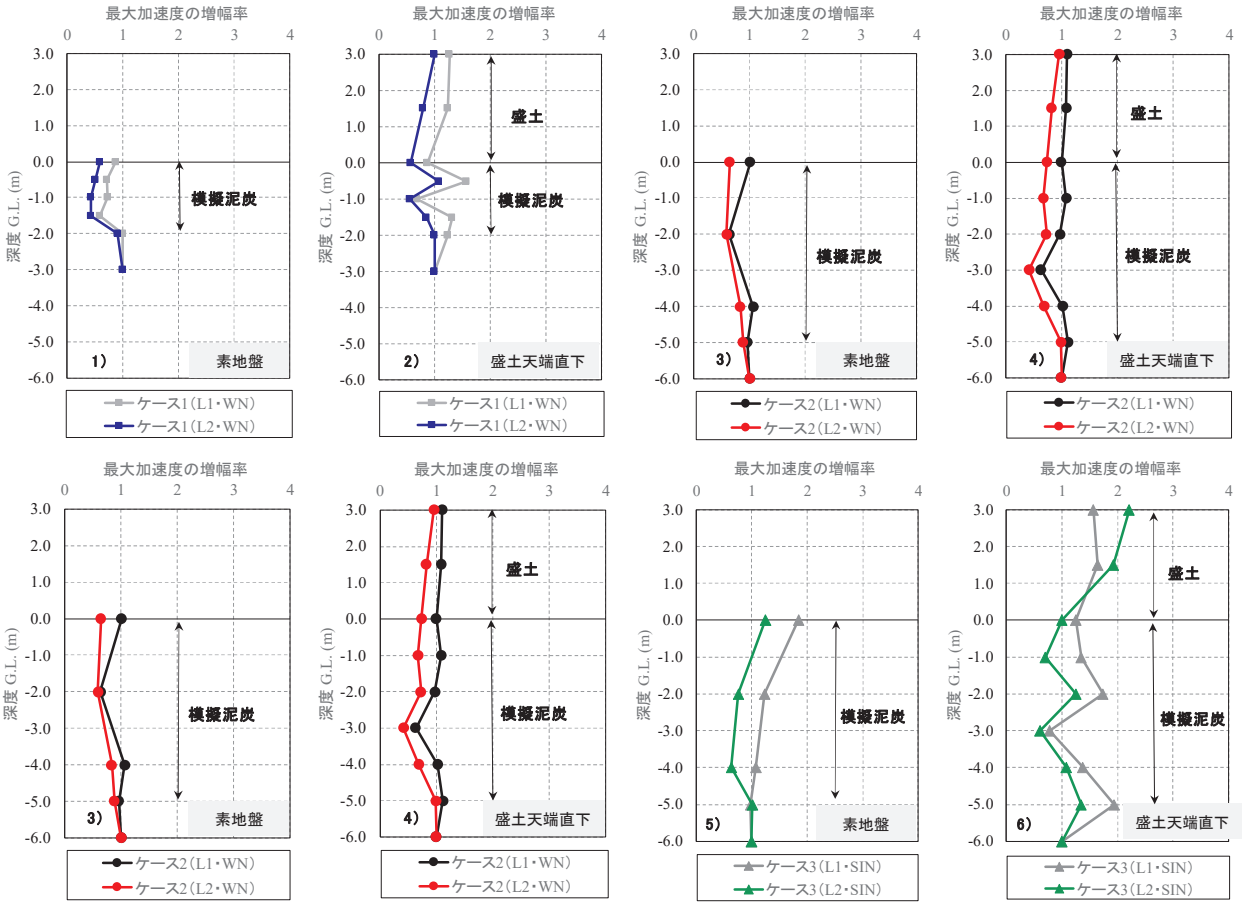


図-8　最大加速度の増幅率

４．２　最大せん断ひずみ

図-9 は各加振レベルに応じた模擬泥炭の最大せん断ひずみ γ_{max} の深度分布を示す．最大せん断ひずみは各深度の加速度時刻歴の最大値を 2 回積分して得た最大変位から，最大せん断ひずみ算出区間の相対変位を求め，これを配置間隔で除したものと定義した（最大せん断ひずみは上下の加速度計の下方を図示）．

ケース 1 とケース 2 の模擬泥炭および盛土の最大せん断ひずみ（**図-9 1)～4)**）をみると，いずれも地震動レベルが大きいほど大きくなる傾向であり，模擬泥炭の最大せん断ひずみは盛土天端直下が大きかった．特に盛土を有するケース 1 の模擬泥炭の最大せん断ひずみはケース 2 のそれと比較して，L2 地震動レベルで最大約 2 倍の γ_{max}=20%が確認された．一方，層厚が異なる視点で盛土天端直下の模擬泥炭および盛土の最大せん断ひずみ（**図-9 2)，4)**）を比較すると，ケース 1 の素地盤は G.L-1.5m，盛土天端直下では G.L-1.0m の γ_{max} が大きくなる傾向であった．これらの位置の応答加速度がその上下の応答加速度の位置より相対的に小さい（**図-8 1)，2) 参照**）ことが要因だが，なぜ局所的に応答加速度が小さくなったのかは明らかではない．これに対して，ケース 2 ではケース 1 に見られる局所的な最大せん断ひずみの増加は認められなかった．これは，地震動が作用した時の盛土と模擬泥炭の挙動が同一方向のため，相対変位が小さくなったと推察される．

次に，同一層厚（5m）で地震波形が異なるケース 2 とケース 3 を比較（**図-9 3)～6)**）すると，L1 地震動では，素地盤および盛土天端直下における模擬泥炭および盛土の最大せん断ひずみは、地震波形の違いによる差異は認められないが，模擬泥炭と共振しやすい周波数（f=0.9Hz）の SIN 波の L2 地震動では模擬泥炭，盛土の最大せん断ひずみは γ_{max}=20%が確認された．

以上より，層厚 2m では局所的に最大せん断ひずみが卓越する深度が確認されたが，層厚に拘わらず L1 地震動レベルでは，泥炭が揺れやすい周波数（SIN 波）の地震動でも盛土のせん断ひずみは最大約 γ_{max}=2%．また，L2 地震動でも WN であれば盛土のせん断ひずみは最大約 γ_{max}=2%と限定的であった．

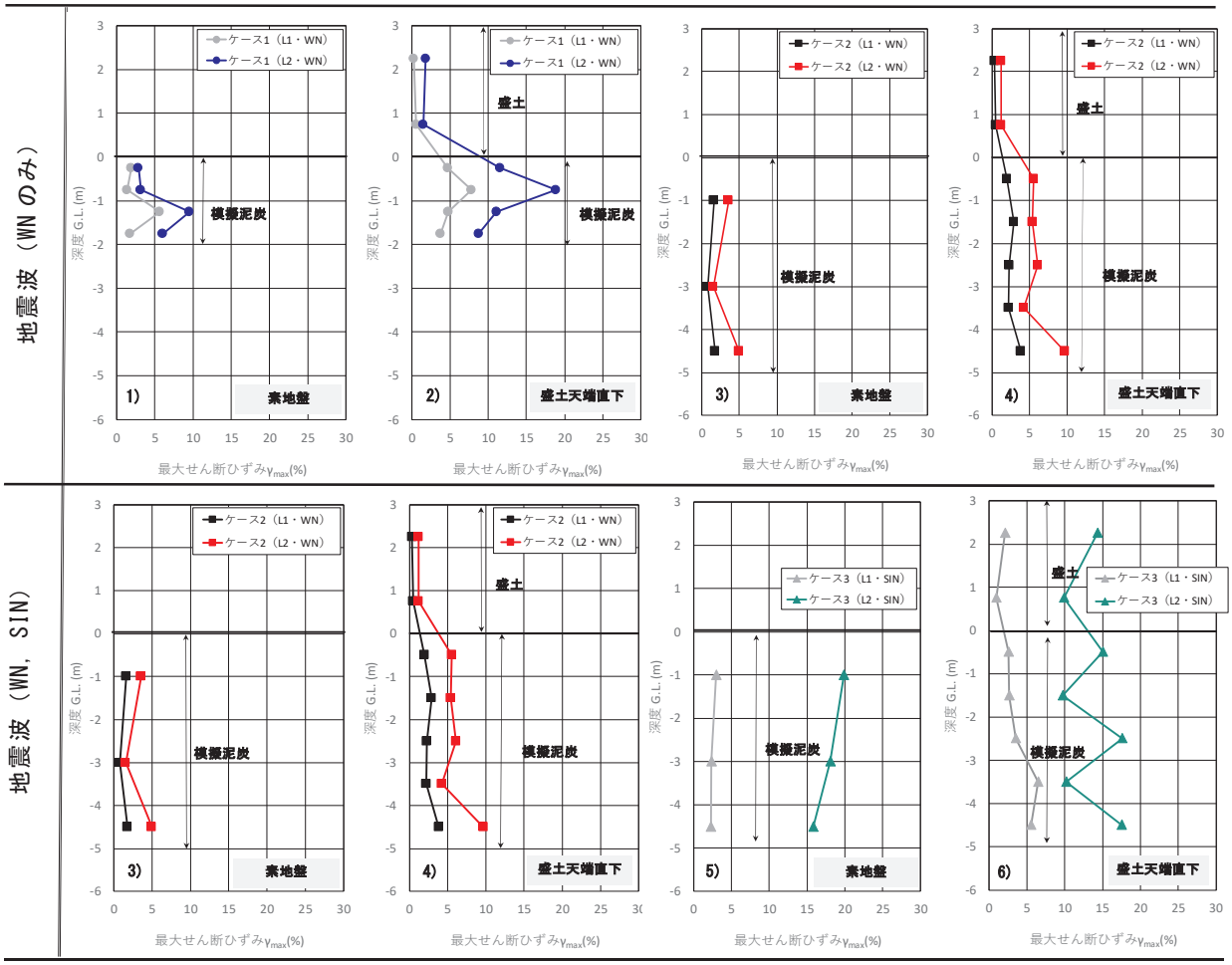


図-9　最大せん断ひずみ

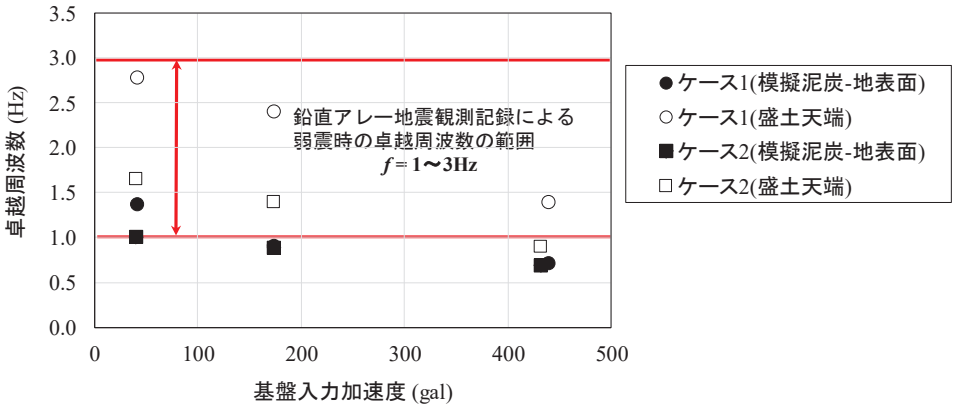


図-10　基盤の入力加速度と卓越周波数の関係

４．３　伝達関数による卓越周波数

図-10 は基盤（実験用土槽底部）の最大入力加速度と卓越周波数の関係を示す．卓越周波数とは基盤と模擬泥炭地表面の伝達関数（加速度フーリエスペクトルの比）における最大振幅の周波数と定義した．図にはケース 1，ケース 2 に弱震動，L1 地震動，L2 地震動を作用させて得られた模擬泥炭の地表面および盛土天端の卓越周波数を示す．各ケースともに，実験で得られた加速度応答波形のピークが複数存在した場合，地震の規模や震源の深さ，地盤性状にもよるが，一般的に地震動が大きくなれば卓越周波数は小さく（長周期化）なる傾向を踏まえて，最も低周波数側の計測値を採用した．

まず，層厚の違いにおける模擬泥炭地表面の卓越周波数について考察する．これらのケースをみると，100gal 未満の弱震動レベルの卓越周波数 f は f=1～3Hz の範囲にある．これは，筆者らが鉛直アレー地震観測で得た泥炭地盤における弱震動レベル（50gal 程度）の卓越周波数の範囲（f=1～3Hz）[8]と調和的である．一方，いずれのケースも基盤入力加速度が大きくなるに従って，卓越周波数が低下する傾向が確認され，100gal 以降の模擬泥炭地表面の卓越周波数は層厚の違いによらず f=0.7～0.9Hz であった．

次に，盛土天端の卓越周波数の変化について考察する．100gal 未満の弱震動レベルにおけるケース 2 の盛土天端の卓越周波数はケース 1 のそれと比較して約 1/2 と小さく，模擬泥炭地表面の卓越周波数よりも大きな差異が認められた．これは，ケース 2（層厚 5m）では，1/4 波長則より層厚が厚い方の固有周期が長くなるため，ケース 1（層厚 2m）より低周波数側に卓越周波数が出現したと考えられ，加速度レベルが増加することで模擬泥炭の剛性が低下するために，早期に低周波数領域（長周期側）へシフトしたと考えられる．

４．４　泥炭の地震時応答スペクトル

図-11 は道路橋示方書（以降，道示）に示されているIII種地盤の各地震動レベルにおける標準加速度応答スペクトルに，ケース 1～ケース 3 の模擬泥炭地表面および盛土天端で得られた加速度応答スペクトルを重ねたものである．なお，標準加速度応答スペクトルにおける各地震動レベルの地域別補正係数は，今後 30 年以内の地震発生確率は 7～40%，規模は M8.8 程度以上と評価 [12]され，かつ泥炭地盤が広く分布して高規格道路事業が促進されている北海道東部太平洋沿岸地域を評価対象と仮定し，C_z=1.0, C_{Iz}=1.0, C_{IIz}=1.0 とした．また，図中には模擬泥炭の固有周期も示した．

まず，ケース 1（**図-11** 1)，4)）をみると，L1，L2 地震動ともに加速度応答スペクトルが最大となる模擬泥炭地表面，盛土天端の卓越周期 T はいずれも T=1.0 秒，T=0.5 秒であり，地震動レベルに拘わらず道示で示されているIII種地盤の固有周期の範囲内であった．しかしながら，III種地盤の標準加速度応答スペクトルをみると，L1 地震動で得られた模擬泥炭地表面，盛土天端の加速度応答スペクトルの最大値は道示と比較して 2.3 倍，3.3 倍，L2 地震動では盛土天端のそれは道示の L2 地震動タイプI，IIの上限値を超過した．

次に，ケース 2（**図-11** 2)，5)）をみると，最も加速度応答スペクトルが大きくなる模擬泥炭地表面，盛土天端の卓越周期 T は L1 地震動において T=1.1 秒，T=0.6 秒であり，L2 地震動では T=1.0 秒，T=0.5 秒とケ

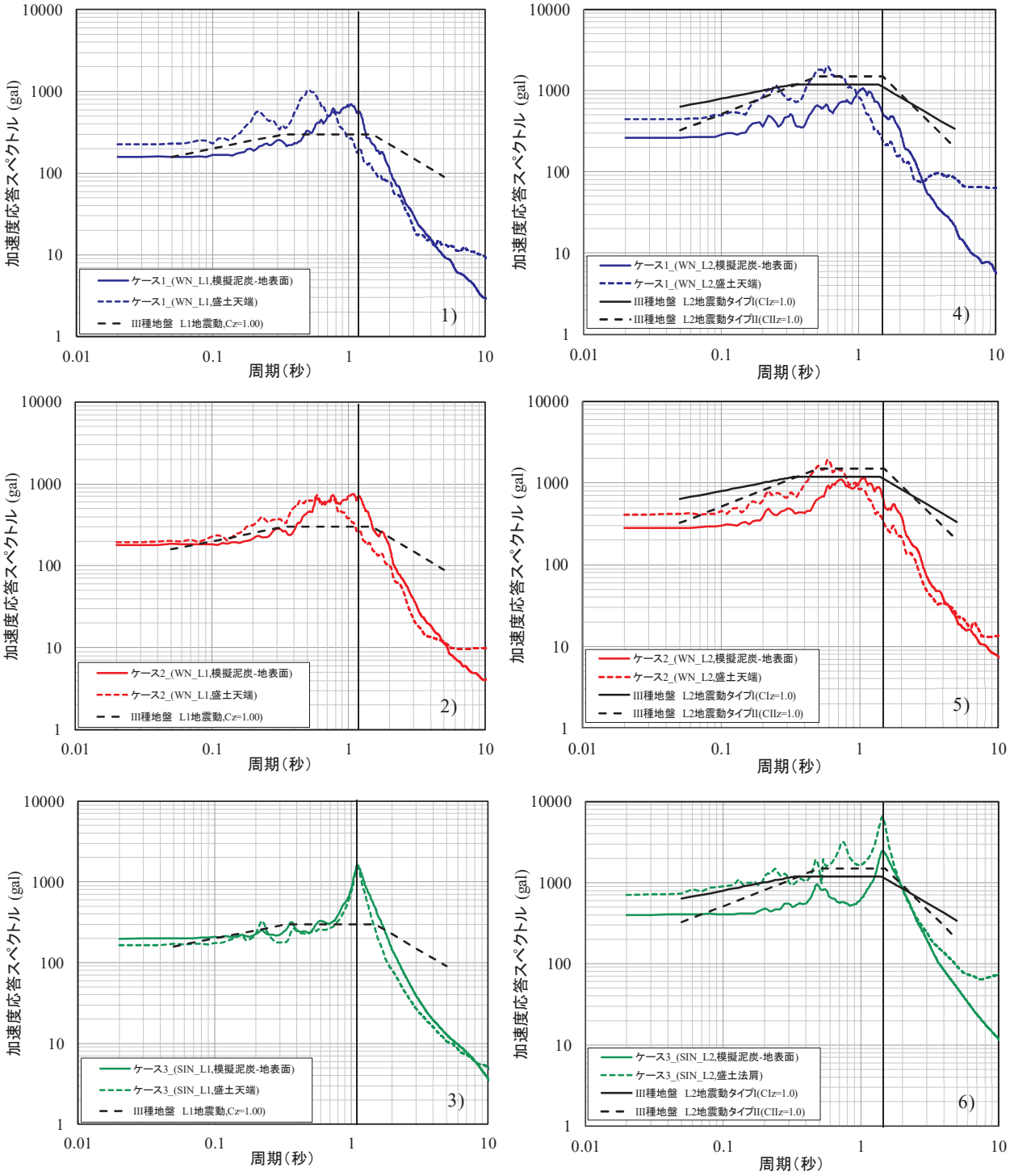


図-11　各地震動レベルにおける模擬泥炭および盛土天端の加速度応答スペクトル[11)一部、加筆]

ース 1 とほぼ同様であった. L1 地震動の加速度応答スペクトルの最大値はⅢ種地盤の標準加速度応答スペクトルより模擬泥炭地表面では 2.2 倍，盛土天端では 2.7 倍とケース 1 と同程度の応答を得た.

最後に，ケース 3（図-11 3)，6)）をみると，地震動レベルに拘わらず模擬泥炭の振幅が最も増幅しやすい周波数に限定した加振（SIN 波）であるため，模擬泥炭地表面，盛土天端のいずれも L1 地震動では T=1.1 秒，L2 地震動では T=1.5 秒にて最も卓越した加速度応答スペクトルが得られた.

以上より，ケース 1，ケース 2 で得られた加速度応答スペクトルについて考察する．加速度応答スペクトルの最大値は模擬泥炭地表面，盛土天端のいずれも，道示で示された各地震動レベルの上限値を超過する周波数域が確認されたが，ケース 2 とケース 3（いずれも層厚 5m）ではほぼ一致，ケース 1 は層厚 2m のため

ピークは短周期側に表れた.これは,軟弱地盤に入った地震波はその中で多重反射するため減衰しにくい上,模擬泥炭の初期せん断剛性 G_o=2.5MN/m^2（**表-5**，**図-4**）と沖積粘性土のそれと比較して小さいと想定されるため，減衰の度合いがより小さくなり模擬泥炭が大きく揺動したと考えられる．また，模擬泥炭と比較して盛土の周期が小さいのは，模擬泥炭より盛土の剛性が高く，**図-8** に示すとおり盛土内の加速度が増加したためである．一方，L2 地震動では模擬泥炭への強震動の作用による剛性低下が著しいため，模擬泥炭地表面の加速度応答スペクトルはⅢ種地盤の閾値以下となったと考えられる.ただし,剛性の高い盛土天端では一部,閾値の超過が認められた.

いずれにせよ,複数の周期を持つ不規則な波を有する L1 地震動レベルの地震動が泥炭地盤に作用すると,層厚に拘わらず，泥炭地盤の固有周期周辺の加速度応答スペクトルが道示のⅢ種地盤の閾値を大きく超過することがわかった.

５．まとめ

本研究では模擬泥炭層厚の違い，盛土の有無，地震動レベルおよび入力波形の違いによる泥炭の地震動特性の把握を目的とした動的遠心力模型実験を実施した．主たる結論は以下の通りである.

1) 幅広い周波数域を有するWNによる地震動を作用させた場合，模擬泥炭と共振する周波数域の振幅が小さいため，地震動レベルに拘わらず模擬泥炭，盛土の増幅率は限定的であった．一方，SIN波は模擬泥炭と共振しやすい周波数のため，模擬泥炭地表面，盛土天端の増幅率の増加が顕著であった.
2) 層厚2mでは盛土の有無に拘わらず，局所的に最大せん断ひずみが卓越する深度が確認された．層厚5mではこのような状態が確認されていないため，層厚2m特有の事象の可能性がある.
3) ただし，層厚に拘わらずL1地震動レベルでは，泥炭が揺れやすい周波数（SIN波）の地震動でも盛土のせん断ひずみは最大約γ_{max}=2%．また，L2地震動でもWNであれば盛土のせん断ひずみは最大約γ_{max}=2%と限定的であった.
4) 弱震動レベル（100gal未満）における模擬泥炭地表面および盛土天端の卓越周波数は概ねf=1～3Hz内であり，筆者らが鉛直アレー地震観測で得た泥炭地盤における弱震動レベル（50gal程度）の卓越周波数の範囲（f=1～3 Hz）と調和的であった.
5) ただし，地震動レベルが大きくなるに従って，模擬泥炭地表面および盛土天端の卓越周波数は盛土の有無に拘わらず長周期側に推移した.
6) 層厚に拘わらず,WNによる地震動における模擬泥炭地表面,盛土天端の加速度応答スペクトルの最大値は，道示Ⅲ種地盤に示す各地震動レベルの上限値を特に，L1地震動において大きく超過する周期域が確認された.

【参考文献】

1)（国研）土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，pp.2-6，2017. 2) 北海道開発局土木試験所：1968年十勝沖地震被害調査報告，土木試験所報告第49号，pp.9-24，1968. 3) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，pp.13-32，1993. 4) 地盤工学会：1994年北海道東方沖地震災害調査報告書，pp.100-105，1998. 5) 地盤工学会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書，pp.49-72，2004. 6) 土質工学会：土質工学用語辞典，p.71，1990. 7) 岡田成幸，太田裕：1982年3月21日浦河沖地震の高密度震度調査－札幌市の詳細震度分布－，文部省科学研究費成果報告書，pp.161-178，1983. 8) 黒田英文，石田悦一，吉田紘一：泥炭性軟弱地盤の振動特性について，昭和62年度第31回北海道開発局技術研究発表会（共-5），pp.27-32，1988. 9) 橋本聖，林宏親，江川拓也：鉛直アレー地震観測記録に基づく泥炭の地震時応答特性，第78回土木学会年次学術講演会，2023. 10) 林宏親，西本聡，橋本聖，梶取真一：中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告集No.53，pp.89-96，2013. 11)（公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.46-65，2017. 12)https://www.jishin.go.jp/main/chousa/kaikou_pdf/chishima3.pdf.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

能登半島地震におけるジオグリッド補強土の被災報告

前田工繊株式会社　　正会員　　○久保　哲也
室蘭工業大学大学院　国際会員　　川村　志麻
川崎地質株式会社　　正会員　　三嶋　信雄

1．はじめに

2024 年 1 月 1 日にマグニチュード　7.6 の大規模地震「令和 6 年能登半島地震」が発生し，能登半島全域に亘って甚大な被害をもたらした．能登半島の交通ネットワークにおいては，能登半島を縦貫するのと里山海道や国道 294 号線等の至る箇所で大規模な土砂崩壊が発生し，輪島や奥能登へと向かう主要な路線等が寸断された．

能登半島は，複数の活断層を有しており比較的に地震が生じやすい地域である．2004 年以降に震度 5 強以上の揺れを観測した地震は 17 回発生しており，平成 19 年能登半島地震や令和 5 年奥能登地震では，震度 6 強の強い揺れが観測されている [1)]．平成 19 年能登半島地震では，能登有料道路（現在ののと里山海道）において，大規模土砂崩壊が 11 箇所で発生し，崩壊箇所は強化復旧により恒久的な対策工が施された．当報文では，平成 19 年能登半島地震で強化復旧された補強盛土への影響と，令和 6 年能登半島地震により被災した震度 6 以上を観測した地域に構築された補強土の被災調査の結果について報告する．

2．のと里山海道と能越自動車道

能登半島を南北に縦貫するのと里山海道は，内灘町千鳥台～のと三井 IC までの総延長約 93km の第一次緊急輸送道路を兼ねた自動車専用道路である．路線図を図-1 に示す．のと里山海道は，内灘町千鳥台～穴水 IC までの区間が石川県の管轄であり，穴水 IC～のと里山空港 IC（能越自動車道穴水道路）及びのと里山空港 IC～のと三井 IC（能越自動車道輪島道路）までの区間は国土交通省が管理している [2)]．石川県の管轄区間（旧能登有料道路）は，着工昭和 45 年，竣工昭和 57 年と約 40 年以上経過している．一方，国土交通省管轄の能越自動車道は，富山及び名古屋方面と，能登半島とのアクセス道として現在も整備が進められている．

のと里山海道は，能登地域の生活，産業および観光を支える主要な大動脈として機能している重要な路線である．

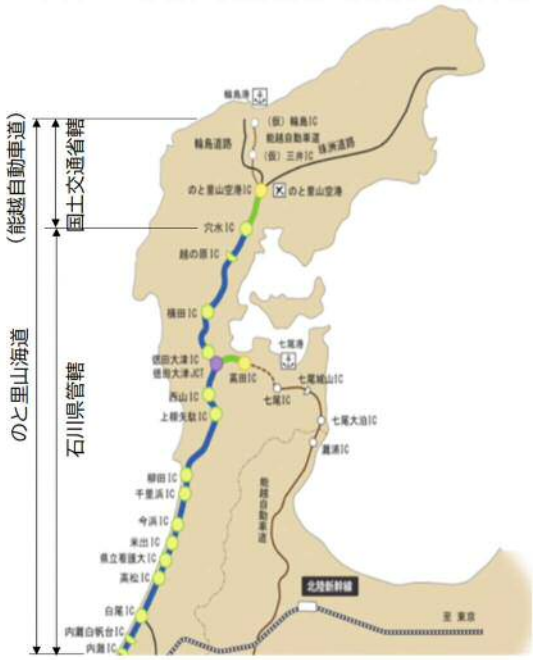


図-1　路線図 [2] に加筆修正）

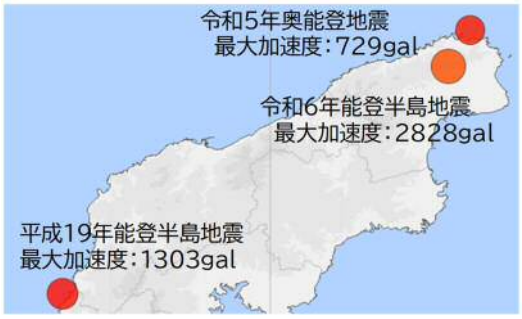


図-2　各地震の震央位置

3．地震概要 [3)]

(1) 震度 6 強を観測した過去の地震

能登半島では，過去 20 年の間で震度 5 強を超える地震が 17 回観測されており，そのうち震度 6 強を超える地震は 3 回発生している．直近では，2024 年に発生した最大震度 7 （M7.6）を観測した令和 6 年能登半島地震，最大震度

Reconnaissance report on damage of geogrid reinforced soil caused by 2024 Noto Hanto earthquake.
Tetsuya KUBO (Maedakosen Co.,Ltd) , Shima KAWAMURA (Muroran Institute of Technology) and Nobuo MISHIMA (Kawasaki Geological Engineering Co.,Ltd)

６強（M6.5）を観測した令和５年奥能登地震及び最大震度６強（M6.9）を観測した平成 19 年能登半島地震がある．震央の位置関係を図-2 に示す．令和５年奥能登地震は，能登半島沖を震央（北緯 37 度 32.3 分，東経 137 度 18.2 分）とする震源深さ約 12km で，観測された最大の地表加速度は，珠洲市の KiK-net 珠洲観測点の 729gal（三成分合成）であった．他の同規模地震と比較すると大規模な土砂崩壊等の発生は少なかったが，道路土工構造物に与えた影響は大きく，被災地周辺の被害を拡大させた地震であったといえる．なお，平成 19 年能登半島地震は，輪島市西南西沖 40km を震央（北緯 37 度 13.2 分，東経 136 度 41.1 分）とする震源深さ約 11km で，観測された最大の地表加速度は，自治体の輪島市門前町走出観測点の 1304gal（三成分合成）であった．

(2) 令和６年能登半島地震 [4]

本震は，石川県能登地方（輪島の東北東 30km 付近）を震央とする震源深さ 16km，地震の規模 M7.6 であり，最大震度７が観測された大規模レベルの地震であった．観測された最大の地表加速度は，志賀町の K-NET 富来観測点の 2828gal（三成分合成）であり，平成 19 年能登半島地震で観測された加速度 1304gal，令和５年奥能登地震で観測された加速度 729gal よりも大きな値であった．能登半島の北岸では 4m 程度隆起し，能登半島北部では 1m 程度西方へ移動する地殻変動が発生した．気象庁の発表による能登半島地震の震度分布図に地殻変動量（水平方向）を加筆したものを図-3 に示す．当地震では，震度６弱以上の震度が広範囲に及んでいた．

４．平成 19 年能登半島地震 [5),6),7)]

(1) 被災状況

平成 19 年能登半島地震による被災は，能登有料道路を中心に大規模な土砂崩壊等が発生した．被災箇所は，徳田大津 IC～穴水 IC にかけて大規模な土砂崩壊が 11 箇所（図-4 参照），橋梁損傷６箇所及び路面段差・クラックが 37 箇所発生した．ここで，被災した 11 箇所は，当時の呼称で「縦」と「No」の組合せで示されている．大規模土砂崩壊の発生箇所（縦９）の崩壊状況を図-5 に，その崩壊状況に基づいた復旧基本形状の概念図を図-6 に示す．崩壊箇所の多くは３段以上の多段盛土（高盛土）で構成され，すべり破壊や流動化による土砂崩壊であった．また，崩壊土砂は広範囲に亘って流下した状況も見受けられた．

(2) 地盤材料

大規模崩壊した箇所の地質は，安山岩及び同質の火砕岩からなる厚い地層で構成された穴水累層である．能登有料道路沿線の切土による発生土は，凝灰岩，火山礫凝灰岩及

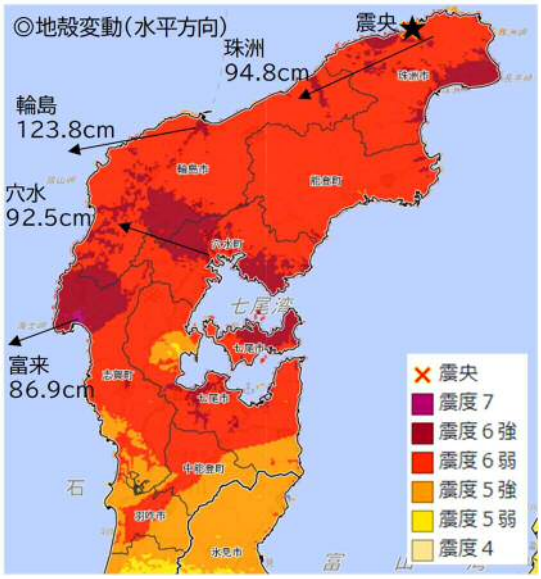


図-3　震度分布及び地殻変動



図-4　大規模土砂発生箇所

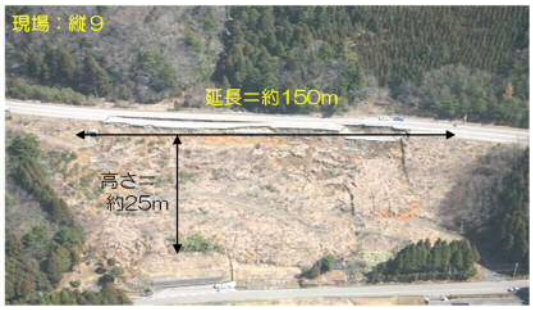


図-5　大規模土砂発生箇所（縦９）

表-1　崩壊土砂の物理特性値

項　　目	単位	砂質シルト
土粒子の密度	(g/cm^3)	2.730
自然含水比	(%)	51.5
液性限界	(%)	79.0
塑性限界	(%)	39.6
塑性指数	—	39.4
コンシステンシー指数	—	0.698

び凝灰角礫岩が主であり，これらの材料は盛土材として適用された．一例として崩壊土砂の物性値を表-1 に示す．崩壊土砂は，凝灰岩風化土で，高液性限界の砂質シルトであった．

(3) 復旧方針

能登有料道路は，能登半島の観光産業に大きく影響する主要路線であることから早期の復旧を目指して 4 月 27 日までに暫定的な啓開が，11 月 30 日までには本復旧による全線開通が決定された．復旧方針は，推察される崩壊要因と調査に基づく被災状況を十分に考慮した上で決定された．被災箇所の復旧方針を以下に示す．

① 今後，同程度の地震が発生した場合に崩壊や変状が生じないよう耐震性能を強化した盛土構造物とする．

② 地表面及び盛土内への浸透水の浸入を極力低下させる排水対策を講じて盛土内への水の浸入を防ぐ．

③ 盛土内の浸入水を速やかに排除させるドレーン材を設置する．

以上の復旧方針に基づき，現地の状況等を考慮して検討した結果，ジオグリッドを用いた補強土工法が選定された（図-6 参照）．盛土形状は，壁面勾配 1：0.6 の補強盛土が最大高さ 12m（2 段×6.0m）までとし，のり面勾配が 1：1.5 の上載盛土と組合せることで形状を確保した．補強盛土に使用する盛土材は良質土（単位体積重量：19.0kN/m^3，粘着力：0.0kN/m^2，せん断抵抗角：30° を満足できる材料）とし，上載盛土については，崩壊土砂を石灰等による安定処理を施した材料の適用となった．

(4) 復旧

ジオグリッド補強土で復旧された箇所は，縦 6，縦 9，縦 10，縦 14，縦 21，縦 26，縦 32 及び縦 38 の全 8 箇所である．一例として，縦 9 の復旧断面を図-7 に，復旧後の状況を図-8 に示す．当該箇所の断面形状は，ジオグリッド補強土が 2 段，上載盛土が 2 段以上であり，基礎部は栗石による置換えと地下排水溝が設けられた．ジオグリッド補強土の前面には，崩壊土砂による押さえ盛土が構築された．

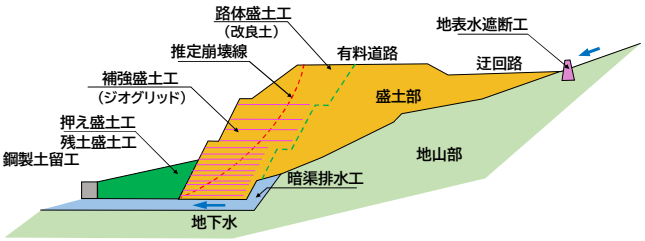


図-6 復旧基本形状の概念図

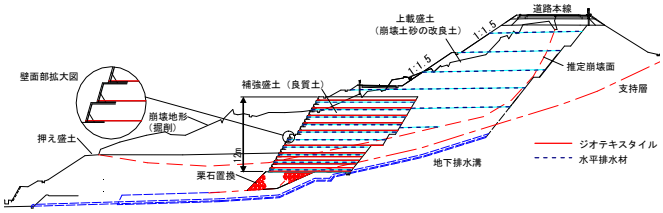


図-7 復旧断面（縦 9）



図-8 復旧後の状況（縦 9）



図-9 縦 9 の被災状況（穴水側）

5．令和 6 年能登半島地震 [8)]

(1) 復旧箇所（平成 19 年能登半島地震）

図-9 は，縦 9 の被災後における穴水側（補強土）の状態を，図-10 は，金沢側（盛土）の状態を示したものである．枯草で分かり難いが，補強土には変状等の発生は見受けられなかった．一方，金沢側の盛土のみで構築された箇所は，のり面の一部がはらみ出す事象が確認された．

縦 14 及び縦 38 の被災後の状況を図-11 に示す．縦 14 で



図-10 縦 9 の被災状況（金沢側）

は，平成 19 年の地震で未被災だった隣接範囲が崩壊したことにより補強土の端部が巻き込まれる形で崩壊したものの，補強土の範囲は大規模な崩壊に至っていなかった．一方，縦 38 では，前回の地震で未被災だった隣接箇所が崩壊したものの，補強土自体は被災することがなかった．

平成 19 年能登半島地震で復旧したジオグリッド補強土は，路面にクラック等が確認されたものの，大規模な変状・崩壊等には至っておらず，補強土による強化復旧は有効であったことが確認された．

(2) 被災調査

被災調査は，震度 6 弱以上の揺れを観測した地域に構築された補強土壁を対象に実施した．調査箇所は，広範囲に及んでいたことから主要幹線道路から着手した．市町村道および林道の一部においては，変状崩壊等により現地まで辿り着けていない箇所もあり，現時点では全件数の調査完了までには至っていない．

被災調査は，近接目視点検を基本とし，状況に応じて計測（壁面材の傾斜，隣接する壁面材及び連続または隣接する構造物と壁面材との開き等）も併せて行った．調査した補強土壁のタイプは，壁面材にコンクリートパネルを用いたタイプ（以下，直壁タイプと称す）と鋼製枠を用いたタイプ（以下，斜壁タイプと称す）である．各タイプの補強土壁の外観を図-12 に示す．

被災調査では，補強土壁技術検討委員会で検討が進められている内容を反映させた「補強土壁点検台帳」の一部修正した台帳を用い [9]，近接目視により補強土壁及び周辺の状況を確認した．調査時の主な着目点は，①壁面，②壁面材，③壁面材・隣接構造物との接合部，④笠コン，⑤基礎，⑥基礎地盤，⑦排水施設，⑧上部構造物，⑨立地条件等である．調査時における着目点の例を図-13 に示す．

(2) 調査箇所

被災調査は，97 箇所（直壁タイプ：73 箇所，斜壁タイプ：

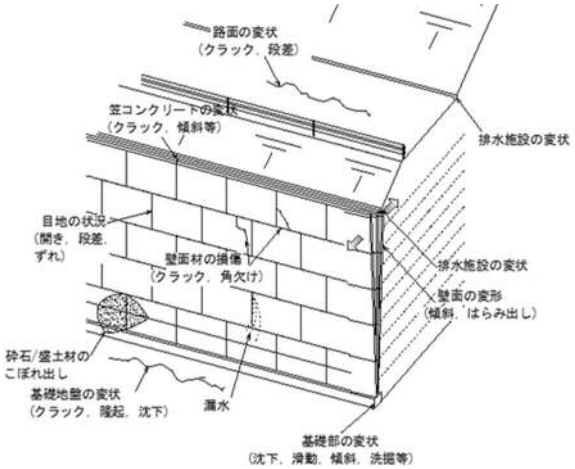
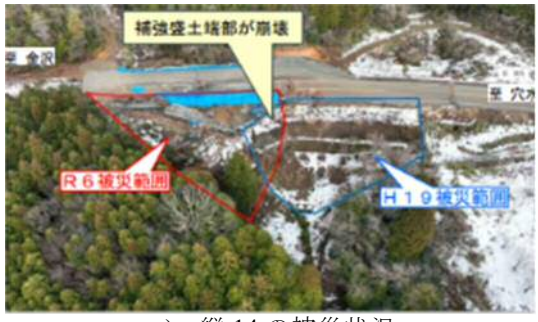


図-13　調査時における着目箇所



a)　縦 14 の被災状況



b)　縦 38 の被災状況

図-11　被災状況 [8] に加筆修正）



a)　直壁タイプ



b)　斜壁タイプ

図-12　補強土壁のタイプ

表-2　各地区における点検箇所数

調査地区	直壁タイプ	斜壁タイプ	合計
珠洲市	5	0	5
輪島市	48	8	56
七尾市	7	2	9
羽咋市	11	10	21
氷見市	2	4	6
合計	73	24	97

24 箇所）で実施した．各地区における調査箇所の件数を表-2 に，調査箇所を図-14 に示す．図-15 は，震央と各補強土壁の位置関係の分布を示したものであり，補強土壁は概ね震央から 40km 程度離れた箇所に集中していた．これは，能越自動車道が震央から 40km 程度の距離に位置しており，この沿線で補強土壁が多く採用されたからである．補強土壁の高さの分布を図-16 に示す．補強土壁の高さは，概ね 5～13m の範囲で分布しており，壁高 8m 程度の補強土壁が最も多く構築されていた．

(3) 被災度の判定方法

補強土壁の被災度については，（一財）土木研究センターから発刊されている「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」に示されている評価法を用いて判定した [10]．この評価法は，構造物としての影響と道路への影響の両面が考慮されており，構造物の被災度ランクは，「被害なし」，「被害小」，「被害中」及び「被害大」の 4 段階で評価される．但し，当評価法は路面の状態が影響するため，補強土壁の損傷が軽微であっても，路面にクラックや段差がある場合には，そのレベルに応じて構造物の被災度ランクへ影響することがある（例えば，補強土壁の被害が軽微であっても，路面に大きな段差があれば「被災中」といった評価となる場合がある）．

(4) 調査結果

図-17 に被災度ランクの結果を示す．調査対象箇所の約 80%は，補強土壁の一部にわずかな変状が認められた程度の「被害小」以下の損傷レベルであった．ここで，当調査では，補強土壁に生じた事象を捉えており，地震以外の要因による変状も含まれていることに留意願いたい（例えば，補強土壁構築時に生じた変状等も含まれている）．図示はしてないが，被災度ランクの内訳として，直壁タイプで「被害中：25%」及び「被害大：４%」が確認されており，斜壁タイプでは「被害小」以下の被災度ランクであった．過去に経験した大規模地震（熊本地震，東北地方太平洋沖地震及び宮城内陸地震等）では，「被害大」は確認されなかったが当地震において初めて確認された．また，後述するが目地開きによる壁面背面排水層を形成する単粒度砕石の漏出が多くの箇所で確認された（ここに，この事象は補強土自体の安定性の低下には直接影響しないことを補足しておく）．

平成 24 年に道路土工-擁壁工指針が改定された．主な改定事項は，補強土壁の締固め密度管理の規定が JIS A 1210 の A，B 法で Dc＝90%以上から 95%以上へと改定された．また，排水対策について重点的に示された．指針の改定後に施工された補強土壁と被災度ランクの関係性について整理した結果を図-18 に示



図-14　調査箇所と震度分布の関係

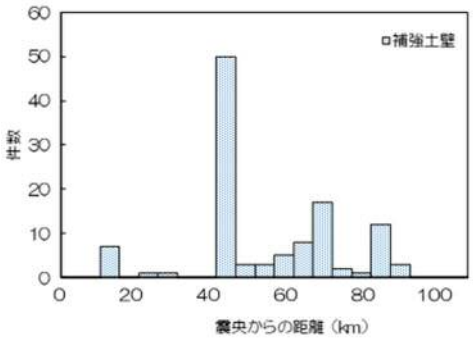


図-15　震央と補強土壁との距離

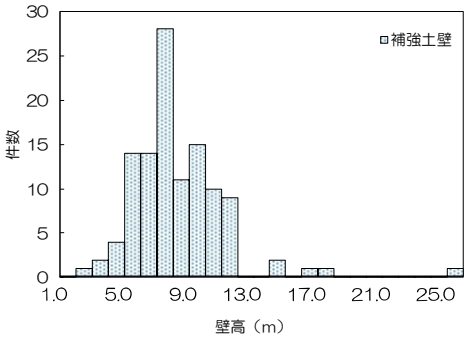


図-16　補強土壁高の分布

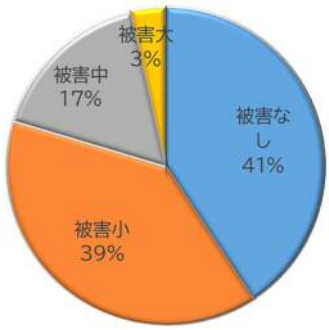


図-17　被災度ランク（補強土全般）

す．指針の改定以降（平成 24 年以後）に施工された補強土壁の多くは，「被害小」及び「被害なし」に分布しており，改定の項目が補強土壁の安定性向上により寄与したことが確認できる．

当調査で確認された事象（直壁タイプ）について整理した結果を図-19 に示す。ここで，斜壁タイプは，損傷レベルが「被災小」以下であり，且つ，地震動による変状が確認されなかったので，ここでは直壁タイプのみについて示す．主に確認された事象は，「壁面の傾斜・はらみ出し」，「壁面材のひび割れ・欠損（角欠け）」，「壁面材・隣接構造物との開き，詰まり，ずれ」及び「笠コンクリートの移動（開き・ずれ・転倒）であった．

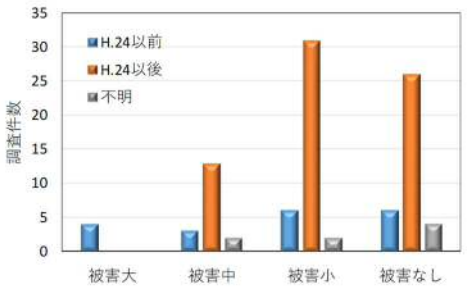


図-18　施工時期と被災度ランク

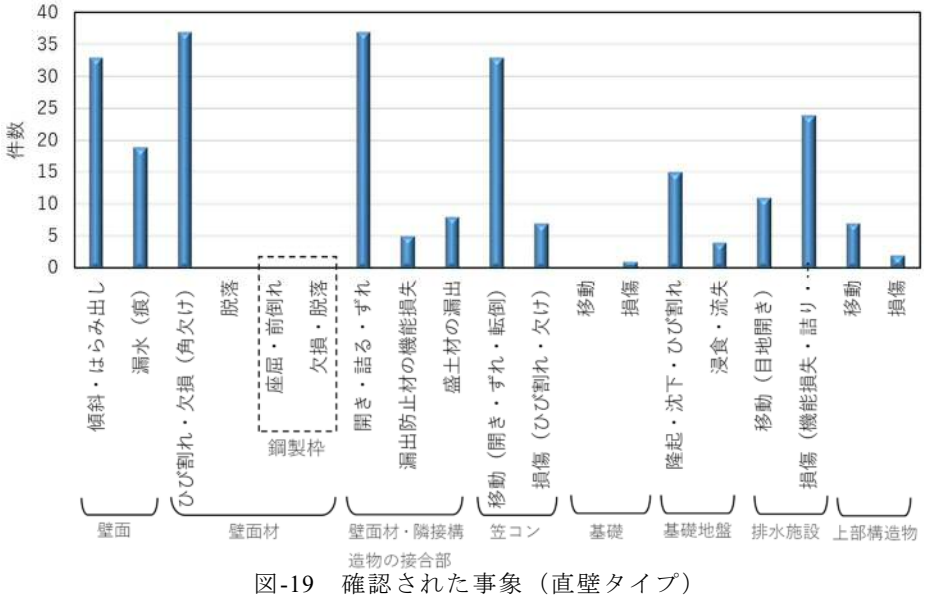


図-19　確認された事象（直壁タイプ）

調査した多くの補強土壁は，耐震設計における設計水平震度が，k_h=0.1 のレベル 1 相当の条件であり，当地震の規模から考えると想定範囲を大幅に上回る地震動が補強土壁に作用したと考えられる．「被害大」と判定された一部を除き，確認された事象は補強土壁の機能が損傷するレベルではなかったことから，補強土壁の耐震性能の高さが再確認された．

(5) 被災形態（事象）の事例

以下では，代表的な変状について例示する．

① 壁面材のひび割れ・目地開きの事例

壁面材のひび割れ・目地開きは，最も多くの現場で確認された事象である．図-20 は，2020 年（約 4 年経過）に施工された最大壁高 6.8m の補強土壁で確認された事象である．当該箇所は，震度 6 強の揺れが観測されており「被害中」の被災度ランクが判定された．事象の発生要因は，補強土壁が揺すられたことにより壁面材がせり合い局所的な応力が発生し，ひび割れや目地開き等に至ったと考えられる．

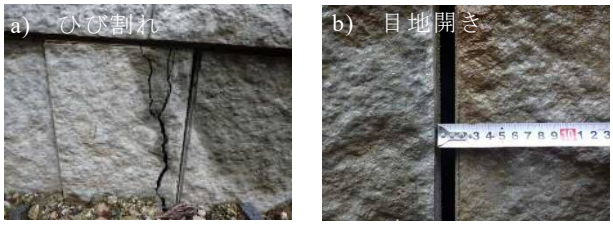


図-20　壁面材のひび割れ・目地開きの事例

② 移動（滑動）の事例

図-21 は，2015 年（約 9 年経過）に施工された最大壁高 10.0m の補強土壁で確認された事象である．当該箇所は，震度 6 強の揺れが観測されており「被害中」の被災度ランクが判定された．補強土壁の前面側の地盤は隆起し，排水溝の受け口は潰れ，根入れ部直上の壁面材が前面側に移動した．事象の発生要因は，補強土壁の根入れ部と直上の壁面材の境界部における挙動（前面地盤による抵抗力の有無）が



図-21　移動の事例

異なった結果，ずれが生じたと考えられる．

③　壁面材の飛び出しの事例

図-22 は，2020 年（約 4 年経過）に施工された最大壁高 6.8m の補強土壁で確認された事象である．当該箇所は，震度 6 強の揺れが観測されており「被害小」の被災度ランクが判定された．当該箇所では，カルバートとの連続部付近で壁面材が前面側に突出する変状が発生した．事象の発生要因は，揺れの主方向が補強土壁の延長方向であったため，剛なカルバートにより壁面材が拘束されバックリングが生じたことにより前面側に飛び出したものと考えられる．



図-22　壁面材の飛び出しの事例

④　嵩上げコンクリート等の傾倒の事例

図-23 は，2018 年（約 6 年経過）に施工された最大壁高 10.4m（変状箇所：2.7m）の補強土壁で確認された事象である．当該箇所は，震度 6 強の揺れが観測されており「被害中」の被災度ランクが判定された．当盛土は，補強土壁に上載盛土が 6 段構築された 30m を超える高盛土形状であり，腰止め部の補強土壁の嵩上げコンクリートや最上段の壁面材が前傾した．また，図示はしていないが，②移動（滑動）の事例と同様に根入れ箇所の直上の壁面材でずれが確認された．前傾の発生要因は，上載盛土の挙動（変位）に引きずられて，嵩上げコンクリートや最上段の壁面材が追従して傾倒したものと考えられる．



図-23　嵩上げコンクリートの傾倒の事例

⑤　砕石（壁面背面排水層）のこぼれ出しの事例

図-24 は，2020 年（約 4 年経過）に施工された最大壁高 8.6m の補強土壁で確認された事例である．当該箇所は，震度 6 強の揺れが観測されており「被害中」の被災度ランクが判定された．当該箇所では，カルバートと壁面材の連続部に開きが生じており，壁面背面に充填されている単粒度砕石が漏出した．また，補強土壁前面の地盤では沈下が確認された．目地開きの発生要因は，橋台と補強土壁の挙動が異なったことから連続部で目地開きが生じ，砕石がこぼれ出したと考えられる．ここで，当工法の特徴は，二重の壁構造を有しているため，外壁（コンクリートパネル）と内壁（補強盛土体）の間に充填されている単粒度砕石が漏出した場合においても補強盛土体の安定性に直接影響を及ぼすことはない．



図-24　砕石のこぼれ出しの事例

(6) 他構造物との被災度合い

ここでは，補強土壁と連続又は隣接して施工された道路土工構造物との被災度合いについて比較する．図-25 は，盛土高さが同程度であるが，補強土壁と上載盛土による構造形態と，緩勾配盛土のみによる構造形態とが隣接する現場の被災状況を示したものである．両者を比較すると，のり面の表層崩壊のレベルや変状の発生個所数に大きな違いがあり，補強土壁と上載盛

土による構造形態では，被災レベルが低い傾向にあることを確認した．これは補強領域が一体化したことで，地震動により変形しようとする挙動に対して補強土壁が押さえ盛土のような効果を発揮した可能性が考えられる．このメカニズムに対しては，今後検証が必要である．

図-26 は，補強土壁（手前側）と重力式擁壁（奥側）が連続している現場の被災状況を示したものである．当該箇所は，震度 6 弱の揺れが観測されており，補強土壁は壁面材に目地開きが確認された程度の「被害小」の被災度ランクであった．一方，重力式擁壁においては，転倒モードによる崩壊が生じていた．想定される崩壊のメカニズムとして，重力式擁壁は補強土壁と異なり剛な構造特性を有するため基礎地盤に過大な偏心荷重が作用したことが考えられ，基礎地盤が支持できなくなり崩壊に至ったものと考えられる．



a)　補強土壁と上載盛土による構造形態



b)　緩勾配盛土による構造形態

図-25　被災度合いの比較（その１）



図-26　被災度合いの比較（その２）

６．おわりに

当報文では，平成 19 年能登半島地震で復旧されたジオグリッド補強土への影響と，令和 6 年能登半島地震により被災した震度 6 以上を観測した地域に構築された補強土壁の被災調査の結果について報告した．

平成 19 年能登半島地震で復旧されたジオグリッド補強土は，平成 19 年の地震で未被災だった隣接範囲が崩壊したことにより補強土の端部が巻き込まれる形で部分的に崩壊したが，大規模な変状・崩壊等には至っておらず，補強土による強化復旧は有効であったことが確認された．

被災調査では，調査対象箇所の約 80%は，補強土壁の一部にわずかな変状が認められた程度の「被害小」以下の損傷レベルであったこと，他の道路土工構造物と比較して被災度レベルが低かったことなどから補強土壁の耐震性能の高さが再認識できた．

【参考文献】

1) https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.html（気象庁）
2) https://www.pref.ishikawa.lg.jp/nakanotopublic/notosatoyama/syokai.html（石川県）
3) 防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET,KiK-net)
4) https://www.jma.go.jp/jma/menu/20240101_noto_jishin.html（気象庁）
5) 石川県土木部・農林水産部・環境部，石川県道路公社：能登半島地震災害技術報告書，2008
6) 石川県土木部，石川県道路公社：能登有料道路　復旧工事記録誌，2008
7) 能登有料道路復旧工法検討委員会，石川県，石川県道路公社：平成 19 年 3 月 25 日能登半島地震「能登有料道路復旧工法検討委員会（委員長川村國夫・金沢工業大学）」－土工部会－報告書，2007
8) https://www.hrr.mlit.go.jp/press/2023/2/240220dourobukaigikekka.pdf（国土交通省）
9) 国立研究開発法人土木研究所：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究報告書，2016
10) （一財）土木研究所：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，2013

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第 65 号
令和 7 年 1 月 於 室 蘭 市

壁面パネルの変状が補強土壁の耐震性能に及ぼす影響

（国研）土木研究所寒地土木研究所　正会員　○野村　孝志
（国研）土木研究所寒地土木研究所　正会員　山木　正彦
（国研）土木研究所寒地土木研究所　国際会員　橋本　聖
九州工業大学大学院　国際会員　川尻　峻三
ヒロセ補強土　国際会員　志村　直紀
JFE 商事テールワン　正会員　新田　武彦

１．はじめに

補強土壁工法には複数の工法があるが，1963 年にフランスで開発された帯鋼補強土壁が代表的である [1)]．日本では 1972 年に旧日本道路公団で採用されて以降，数ある補強土壁工法の中では日本国内で最も多く採用されている．

そうしたなか，2000 年に長野県岡谷市で構築された帯鋼補強土壁において壁面パネルが脱落する事象 [2)]が発生した．事後調査の結果 [3),4),5)]，複数年にわたって帯鋼補強土壁の壁面パネルに氷点下の外気温が繰返し作用したことによる凍上が要因であることがわかった．この帯鋼補強土壁は 2003 年以前に構築されているため，壁面パネル背面部に凍上抑制層を設けることが必須事項でなかったことが素因だが，現在においても，凍上抑制層が未施工の既設帯鋼補強土壁は多数存在することが明らかである．これらの既設帯鋼補強土壁の中には，壁面パネルの脱落に至らなくても，壁面パネル前方への変状が進行している可能性が考えられる．そうした変状を有する既設帯鋼補強土壁に地震力が作用した場合の耐震性能は不明である．

こうした推察を踏まえ，本稿では，凍上による壁面パネルの変状を想定し，その変状の程度に応じた帯鋼補強土壁の耐震性能を把握することを目的とした．具体的には，盛土の締固め度，壁面パネルの傾斜度をパラメータとした動的遠心力模型実験を行い，地震動を受けた際の補強材の引抜き抵抗，壁面パネルの水平変位量，盛土天端の沈下量を把握し，壁面パネルの傾斜度や締固め度の違いが耐震性能に及ぼす影響について考察したものである．

２．動的遠心力載荷模型実験

２．１　実験条件

表-1 に実験 Case を示す．**図-1** は Case1，Case4 の壁面パネルの傾斜なし（直壁）の模型断面図，**図-2** は Case2，Case5 の壁面パネルの傾斜を壁高の 5.6%（16.8mm）とした模型断面図，**図-3** は Case3，Case6 の壁面パネルの傾斜を壁高の 10.0%（30.1mm）とした模型断面図である．なお，壁面パネルの傾斜は凍上で変状した帯鋼補強土壁の状態変化を模擬したものである．いずれの Case も基盤厚 50mm（1.5m）上に壁高 300mm（9.0m）の模型補強土壁を実験用土槽内に構築した．なお，() 内は実物換算値であり，以降，実物換算値で述べる．

表-1 実験 Case 一覧表

Case	補強土壁				
	仕様（括弧内は実物換算値）				盛土
	壁高 H	壁面パネル厚	壁面パネル頂部初期水平変位	加振条件	
Case1	300mm（9.0m）	5.0mm（0.15m）	0H=0mm（0.0m）	入力加速度 500gal、正弦波20波、周波数45Hz（1.5Hz）	使用材料：山砂（S）締固め度：Dc=90%
Case4					使用材料：山砂（S）締固め度：Dc=95%
Case2			0.056H=16.8mm（0.504m）		使用材料：山砂（S）締固め度：Dc=90%
Case5					使用材料：山砂（S）締固め度：Dc=95%
Case3			0.1H=30mm（0.90m）		使用材料：山砂（S）締固め度：Dc=90%
Case6					使用材料：山砂（S）締固め度：Dc=95%

Effect of Wall Panel Deformation on Seismic Performance of Reinforced Soil Walls,
Takashi Nomura, Masahiko Yamaki, Hijiri Hashimoto（Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI）,Shu'nzo Kawajiri（Kyushu Institute of Technology）,Naoki Shimura（Hirose Hokyodo &Co.,Ltd）and Takehiro Nitta（JFE Shoji Terre One Corporation）

補強材長等は設計水平震度 k_h=0.15 として，補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第 3 回改訂版（以降，マニュアルとする）[1]に記載された部材の安定性（補強材の破断および引抜け），補強土壁の安定（滑動，転倒，支持力，円弧すべり）における所定の安全率を満足するように設定した．なお，全ての Case において，補強材長および補強材の鉛直方向の間隔は同一である．計測項目は壁面パネルの水平変位量，補強領域および補強領域背面部の盛土天端沈下量，模型土槽底面および盛土内の応答加速度，補強材のひずみであり，各 Case の計測機器の配置位置はすべて同じである．

表-2 は盛土材の物性を示す．盛土材は北海道北広島市内で採取した細粒分含有率 F_c=14.0%の山砂（細粒分まじり砂（S－F））で，マニュアルに示される A 材料（F_c=25.0%未満）に分類される，いわゆる良質土を使用した．

壁面パネルは板厚 5mm のアルミニウム製で中央部の壁面パネルは，ほぞあり（52.5mm×50mm），ほぞなし（50mm×50mm），端部の壁面パネルは，ほぞあり（52.5mm×47mm），ほぞなし（50mm×47mm）の大きさである．壁面パネルには補強材を固定するため M2 用のねじ穴を 8 カ所設けた．

補強材は厚さ 0.2mm，幅 2mm のリン青銅板であり，補強材表面（上下面）にひずみゲージを貼付けた．ひずみゲージ貼付け箇所以外は，補強材の表面をスプレー糊で絶乾状態の盛土材を接着し，補強材と盛土材の摩擦を確保した．補強材幅や厚さは実際に用いられている補強材（ストリップ）の引張剛性に合わせた設定した．**図-4** は引抜き用補強材である．引抜き用の治具を付けた補強材で，引抜き装置のボルトを通す楕円の穴を設けている．

壁面パネルの水平載荷装置（以降，載荷装置という）はアルミニウム製で実験用土槽上面に固定し，30G の遠心加速度（以降，30G 場という）で壁面パネルを水平載荷（最大ストローク量 35mm）させることが可能である．

壁面パネルを水平方向に載荷にさせる装

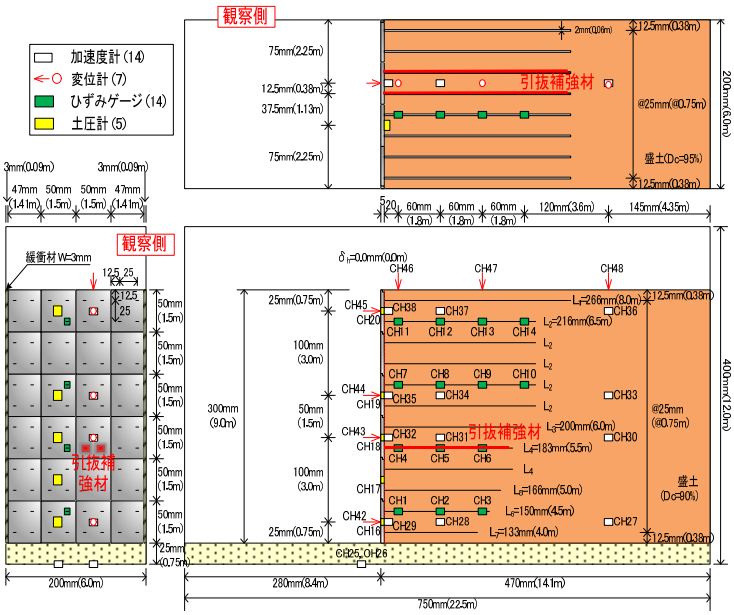


図-1　模型断面図（Case１，Case4）

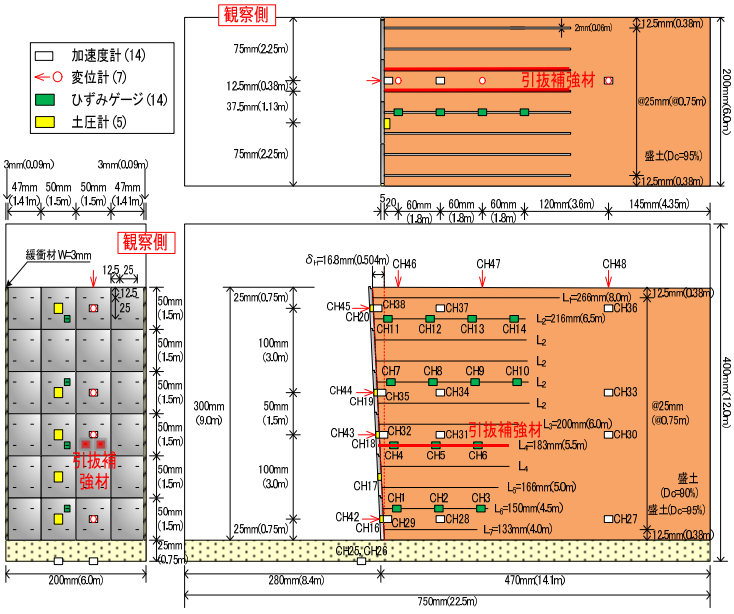


図-2　模型断面図（Case2，Case5）

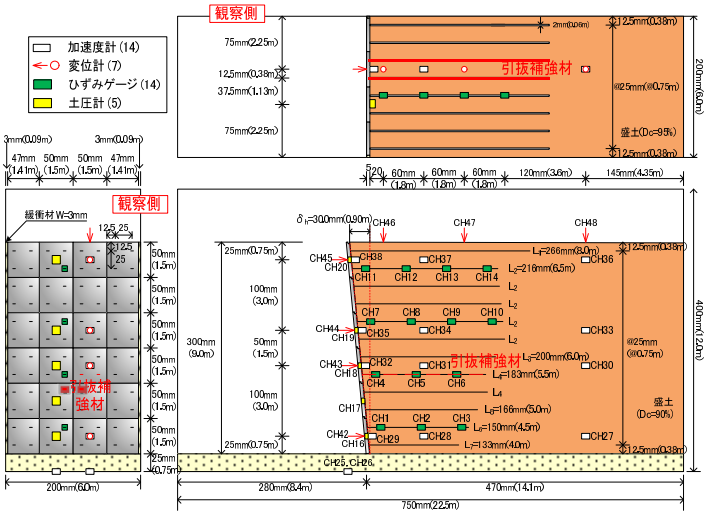


図-3　模型断面図（Case3，Case6）

置は，スクリュージャッキをスピードコロールモータで動作させた変位制御方式で，壁面パネルと補助板を一体化させた補助板頂部（載荷点変位）を水平方向に載荷させる．接触型変位計で載荷点の計測，また，スクリュージャッキにはロードセルが設置されており水平載荷重も併せて計測することが可能である．

図-5 は補強材の引抜き装置（以降，引抜き装置という）である．引抜き装置は水平載荷装置と同様に 30G 場で補強材の引抜き試験を実施することが可能である．引抜き装置のモータージャッキならびに載荷装置は，水平載荷装置と共用である．なお，引抜き治具にロードセルを設置し，補強材の引抜き荷重を直接計測できる．最大引抜き量は水平載荷装置と同様に 35mm である．

２．２　模型の作製手順及び加振条件

本実験の模型作製手順は，最初に 2.0mm ふるいにて盛土材に含まれる所定のサイズより大きな粒径を除去した．基盤層は最適含水比に調整した盛土材と早強セメントを乾燥重量比で 1:1 の割合で混合して締固めて作製した．基盤層を打設した 1 日後，壁面パネルを基盤層との垂直性に注視して設置した．基盤層上から盛土材を所定の締固め度（D_c=90%，95%）となるよう密度調整して，かつ，計測機器を設置しながら補強材と盛土を交互に所定の高さ（壁高 300mm）まで構築した．

図-6 は実験フローを示す．Case1，Case4 では，模型地盤完成後，遠心力載荷装置に実験用土槽を載せて 30G 場に到達させた後，1mm/min の変位制御で予めセッティングしていた位置の補強材の引抜き試験を実施した．

Case2，Case3，Case5，Case6 は模型地盤完成後，実験用土槽上部に載荷装置を取り付けた状態で 30G 場に到達させた後，壁面パネルと繋ぎ合わせた補助板の上部をスクリュージャッキで 1mm/min の変位制御で所定の値（Case2，Case5：16.8mm，Case3，Case6：30.1mm）まで水平方向に押して壁面パネルを傾斜させた．所定の値まで水平載荷したあと，実験用土槽を重力場に戻して載荷装置を取り外し，実験用土槽に引抜き装置（**図-5**）を設置して，再度 30G 場に到達させたあと，1mm/min の変位制御で予めセッティングしていた位置の補強材の引抜き試験を実施した．

いずれの Case も，補強材張力は最大値（ピーク）に達した後に減少傾向となるが，水平変位量の増加

表-2　盛土材の物性

使用材料		補強土壁盛土材
地盤材料の分類名		細粒分まじり砂
土粒子密度 ρ_s(g/cm^3)		2.666
自然含水比 w_n(%)		18.4
粒度特性	礫分(%)	0.0
	砂分(%)	86.0
	細粒分(%)	14.0
	最大粒径(mm)	2
締固め試験	試験法	A-c
	最大乾燥密度 ρ_{dmax}(g/cm^3)	1.485
	最適含水比 w_{opt}(%)	24.1
三軸圧縮試験	試験方法	CD
	粘着力 (kN/m^2)	7.1
	せん断抵抗角 (°)	35.3

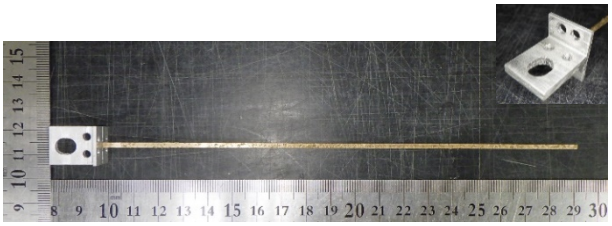


図-4　引抜き試験用補強材の模型

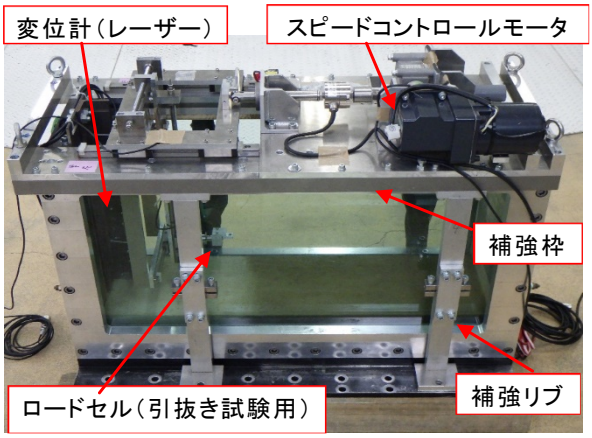


図-5　補強材引抜き装置

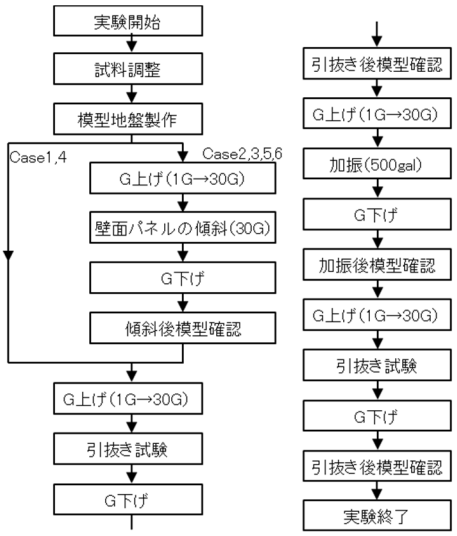


図-6　実験フロー

に対して張力が一定値を保持した段階で引抜き試験を終了とした．

引抜き試験終了後，一旦，実験用土槽を重力場に戻して実験用土槽から引抜き装置を取り外し，再度 30G 場に到達させた．そして，入力加速度が 500gal（周波数 f=1.5Hz（実換算），Sin 波 20 波）の単発加振を実施した．単発加振後，実験用土槽を重力場に戻して引抜き試験装置を設置し，再度 30G 場に到達させたあと，加振前に実施した引抜き試験と同じ土被り位置の補強材の引抜き試験を 1mm/min の変位制御で実施した．

３．実験結果および考察

３．１　加振後の補強土壁の変形状況

図-7 1)～6）は各 Case の帯鋼補強土壁の加振前後の補強領域，補強領域背面部の状態変化および加振後のクラックを示している．補強領域の天端沈下量の最大値は Case3（0.17m），補強領域背面部での天端沈下量の最大値は Case1（0.13m）であった．特徴的なのは，Case1，Case4 は加振によって補強領域および補強領域背面部がほぼ一様に沈下したが，Case2，Case3，Case5，Case6 では補強領域が補強領域背面部より大きく沈下し，特に Case3 では顕著であった．この理由として，加振前に予め壁面パネルを壁前方へ傾斜させたことにより，壁面パネル背面部の盛土が緩んだ状態になっていたと考えられる．壁面パネルの水平変位量が大きい Case3，Case6 は他の Case より壁面パネル背面部にクラックが多数発生したが，これは，壁面パネル背面部の盛土の緩み領域が相対的に広いことによるものと推察させる．

この状態に地震力が作用した場合，補強領域の天端沈下量と加振前後の壁面パネルの水平変位量をみると，Case2，Case3，Case5，Case6 におけるこれらの関係は天端沈下量が大きい．これは，L2 地震動によって壁面パネルに作用する地震時土圧に対して，補強材の引抜き抵抗力が発揮されたことで，平面パネルが前方へ移動する動きの拘束に伴い，地震時土圧と補強材の引抜き抵抗力が平衡状態を保ったと想定される．そのため，特に緩み領域の多い Case3，Case6 では加振に伴い盛土中段より下段がより密実化したことによるものと考えられる．

３．２　壁面パネルの水平変位

図-8 は各 Case の壁面パネルの水平変位量を示し，加振前の壁面パネルの傾斜状態と加振後の水平変位の

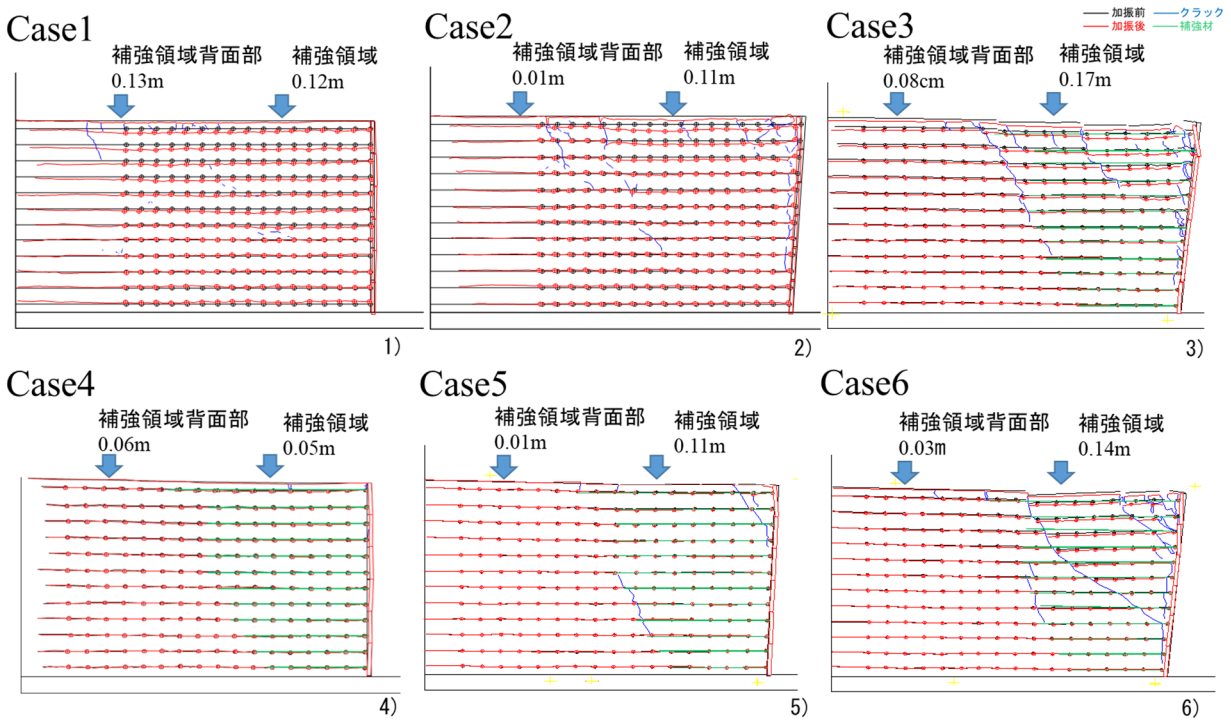


図-7 加振後における各 Case の補強土壁の変形状況
（図中の補強土壁天端の沈下量は実物換算値）

差を表したものである.図には補強土壁の施工管理基準ならびに災害時の被災度（損傷ランク）を判断する目安となる壁高の 3%（0.03H）[8] のラインも併記した．壁面パネルは基盤から 6 段積み上げており，以降,基盤直上の壁面パネルを 1 段目として最上部の壁面パネルを 6 断目と表記する.

Case1 では 6 段目の壁面パネルの水平変位量が大きく 0.05m，Case2 では 6 段目の壁面パネルの水平変位量が大きく 0.41m，Case3 では 6 段目の壁面パネルの水平変位量が大きく 0.63m，Case4 では 4 段目の壁面パネルの水平変位量が大きく 0.05m，Case5 では 6 段目の壁面パネルの水平変位量が大きく 0.53m，Case6 では 6 段目の壁面パネルの水平変位量が大きく 0.73m であった.いずれの Case も壁面パネルの中段付近が膨らむ変形モードを呈していた.

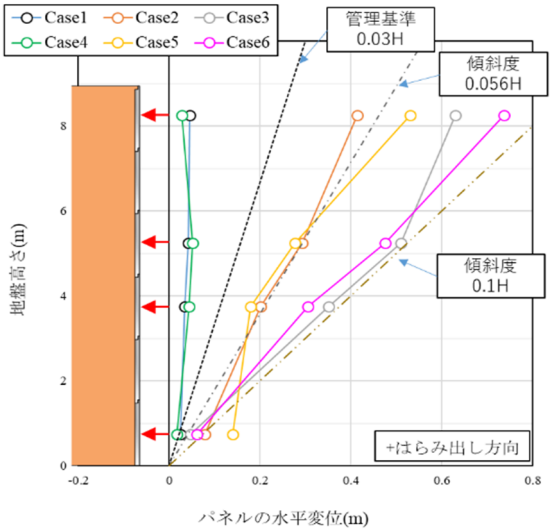


図-8　加振後の壁面パネルの水平変位量
（加振後の壁面変位（絶対値））

壁面パネルの加振後の水平変位は，壁面パネルの水平変位量の大小および有無に拘わらず，500gal の加振によっても限定的であった．ただし，Case3 の壁面パネル 6 段目は加振前と比べて大きく盛土側に引き込まれていた．これは，壁面パネルの上段部（5 段目，6 段目）では加振時に前後に大きく揺動する状況が確認されているほか，傾斜させた Case3 以外の Case も壁面パネル 6 段目も盛土側に引き込まれていたことから，壁面パネルが前方へ水平変位が生じた状態で地震動が作用した際の特徴的な変形モードである可能性が示唆された.

３．３　加振時における最大および最小引抜き張力の比較，加振前後の補強材引抜き抵抗

図-9 はすべての Case の加振時の引抜き張力の中で最大値と最小値を示した Case3，Case4 のうち，壁面パネル近傍とその隣の引抜き張力を比較したものである．図には各段の地震時の設計張力も併記した．なお，設計張力は壁面パネルの傾斜の有無に拘わらず同じである．また，補強材（SM490A）の破断引張力は降伏点とみなし，鋼材の降伏応力（325N/mm^2）および本実験のストリップ幅とストリップ厚より 43.9kN とした.

Case3 と Case4 の引抜き張力を比較すると，相対的に Case4 の引抜き張力が壁面パネル近傍では大きい傾向にあり，かつ設計張力を上回っていた．これは，壁面パネルの傾斜の違いにより，壁面パネルに作用する地震時土圧が異なったと推測され，壁面パネルが傾斜していない Case4 では土圧がより大きく作用し，それに対する補強材張力のバランス（平衡状態）が保持されたと考えられる．冒頭述べたとおり，補強材長および補強材間隔は設計水平震度 k_h=0.15，すなわち，レベル 1 地震動に対する仕様で決定されているが，加振中に補強材張力が設計張力を超過する状態が一部，顕在化したが，壁面パネルの傾斜度に拘わらず，補強材には破断や引抜きが確認されず，いずれも設計張力を下回る張力が発揮された状態，すなわち残存耐力が機能した．以上より，壁面パネルの傾斜度に拘わらず，各地震動に対して補強材の残存耐力を考慮した補強土壁全体のリダンダンシーの定量化へ向けた検討が可能になると考える.

図-10 1) は各 Case の加振前の補強材の荷重変位，**図-10 2)** は各 Case の加振後の補強材の荷重変位，**図-11** に各 Case の最大荷重を示す．全体的な傾向として，締固め度 D_c=95%が大きくてかつ，壁面パネルの傾斜度が小さい方が引抜き抵抗は大きくなった．また，加振前後の引抜き抵抗を比較すると，いずれの Case でも加振後の引抜き抵抗は加振前の 1.4～1.7 倍増加した.この理由としては,壁面パネルの傾斜度合いに拘わらず，加振によって補強領域全体が沈下する傾向にあるが，上記で述べたとおり，L2 地震動が作用しても地震時土圧と補強材張力との平衡状態が保たれたことにより，引抜き試験箇所における盛土材の水平移動が拘束された，すなわち，負のダイレイタンシーによって盛土の密実化が図られたと考えられる．ただし，補強材引抜き試験の位置が壁面パネルの 3 段目であるため，補強領域全体を評価しているものではない.

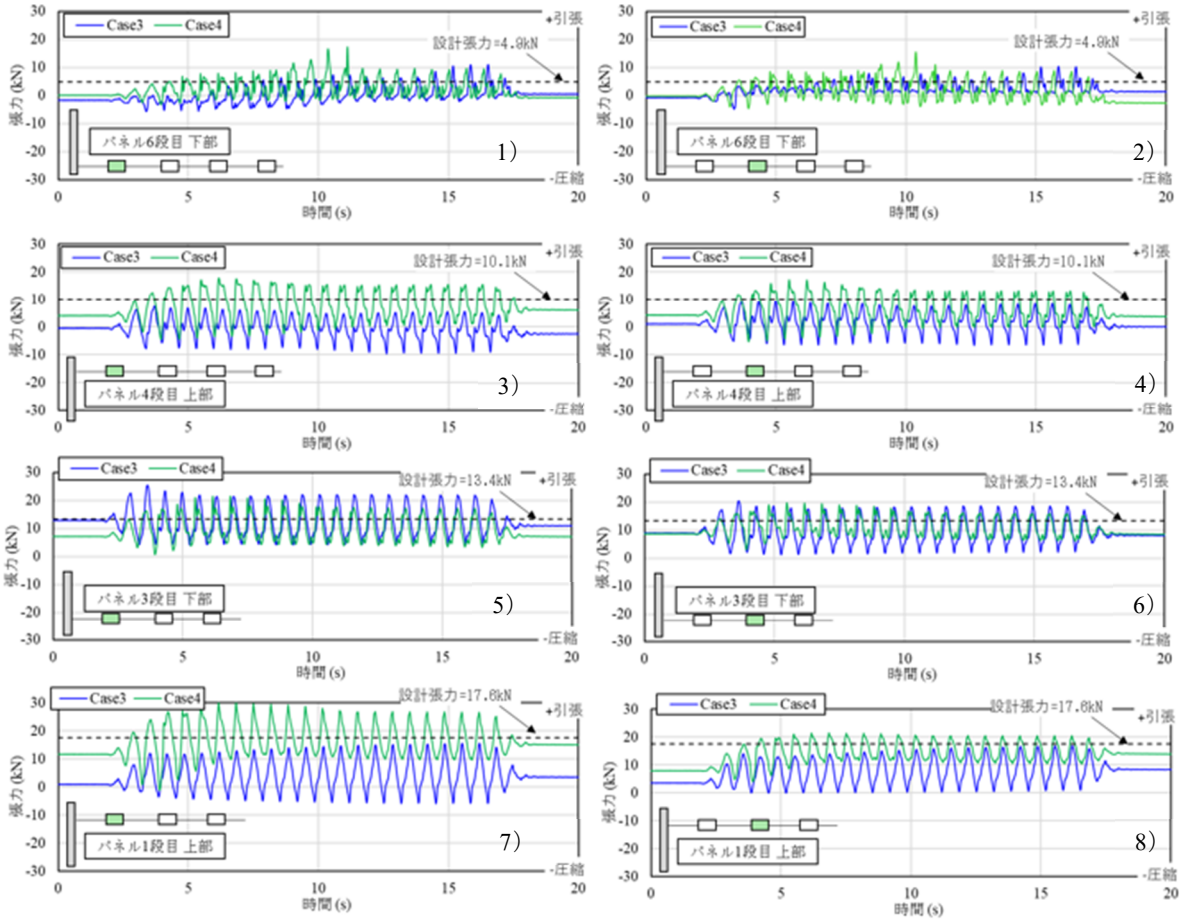


図-9　加振時における最大および最小引抜き張力の比較

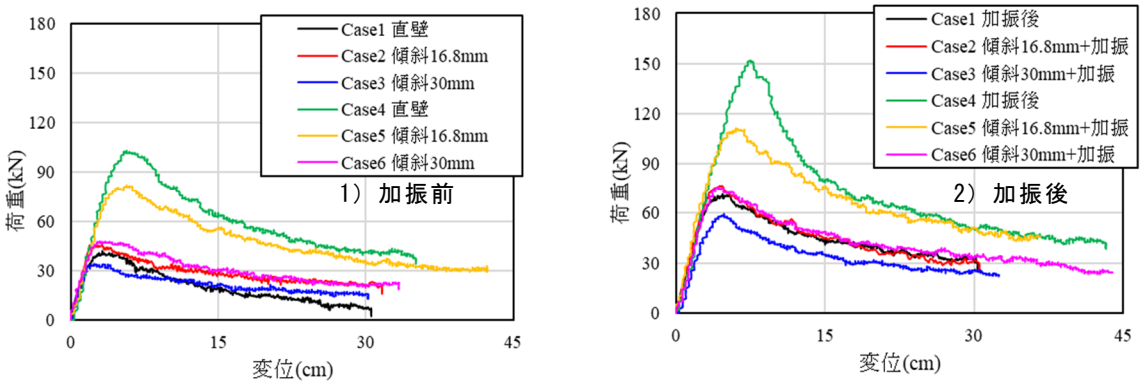


図-10　加振前後における補強材の荷重変位の関係

３．４　画像解析（加振後）

図-12 は各 Case の体積ひずみ，合成変位，せん断ひずみの加振前後の画像解析結果を示す．体積ひずみのプラス（暖色系）は圧縮，マイナス（寒色）は膨張である．画像は予め盛土側面にターゲットを 25mm 間隔で配置し，遠心力模型実験中に実験用土槽側面を撮影したものを使用した．画像解析は，スレンらの解析手法 [7]を参考にして，地盤の変化を可視化した．可視化は加振前後 2 枚の画像より，画像（ターゲットの座標）の相関から画像間の変位を求めた．これらを各ターゲ

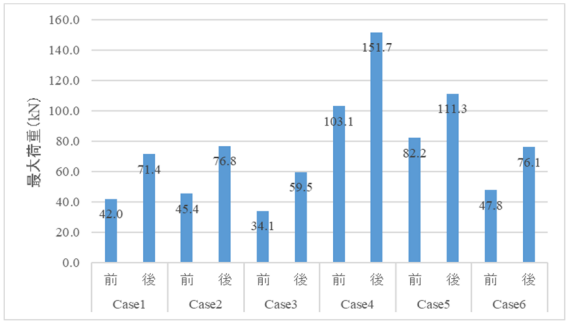


図-11　加振前後における補強材の引抜き抵抗（各 Case の最大荷重）

ットで行い，それらの変位を合成して合成変位を求めた． さらに，求めた合成変位より，体積ひずみ，せん断ひずみを算出した．なお，図中の白線は補強領域および引抜き補強材の位置である．

壁面パネルの傾斜度ごとに，締固め密度の違いで比較する．壁面パネルの傾斜 0.0H（直壁）の Case1，Case4 では，補強材引抜き箇所における体積ひずみ，せん断ひずみは相対的に締固め度の大きい Case4 の値が小さく，合成変位も小さい．これは現行の帯鋼補強土壁の締固め管理基準値（締固め度 D_c=95%）で盛土が構築され，かつ壁面パネルに傾斜が生じていなければ，L2 地震動に対しても補強領域（補強領域外）上部の一部を除いて，補強土壁全体に大きな変化が生じないことを示唆している．

一方，壁面パネルの傾斜 0.056H の Case2，Case5 では，補強領域上部において，相対的に Case2 の体積ひずみ，合成変位，せん断ひずみが大きいが，補強材引抜き箇所における体積ひずみ，せん断ひずみは締固め度の小さい Case2 がやや大きい程度で，合成変位も大きな違いはなかった．また，壁面パネルの傾斜 0.01H の Case3，Case6 をみると，いずれも体積ひずみ，合成変位，せん断ひずみが大きい傾向であり，その度合いは，補強部材引抜き箇所のみならず，補強領域全体において大きな差はなく見える．

以上より，壁面パネルの傾斜度と盛土の締固め度の違いでは，壁面パネルの傾斜（変形）が生じていない健全な状態でこそ，締固め度 D_c=95%の補強土壁が L2 地震動に対して効果的な耐震性能を発揮する．その反面，壁面パネルの傾斜が大きくなるほど，締固め度 D_c=95%の優位性は限定的になることがわかった．

４．まとめ

本稿は盛土の締固め度，壁面パネルの水平変位量をパラメータとした帯鋼補強土壁に対して動的遠心力模型実験を行い，地震動を受けた際の補強材の引抜き抵抗，補強材張力（ひずみ），壁面パネルの水平変位量，盛土天端の沈下量より，壁面パネルの水平変位量や締固め度の違いが耐震性能に及ぼす影響を考察した．その結果，下記の知見を得た．

1) 凍上で変状した帯鋼補強土壁の状態変化を模擬して壁面パネルを傾斜（壁高の 5.6%, 壁高の 10%）させ，その状態で 500gal 加振を行った結果，壁面パネルの傾斜度の大小および有無に拘わらず，壁面パネルの水平変位量は限定的であった．
2) 壁面パネルの傾斜度に拘わらず，加振後の補強材の張力（残存耐力）は設計張力および破断引張力を下回っており，引抜けや破断は確認されなかった．これらの結果，L2 地震動に対する補強材の残存耐力を考慮した既設補強土壁の健全度評価の一助となると考える．
3) 壁面パネルの傾斜度と盛土の締固め度の違いでは，壁面パネルの傾斜（変形）が生じていない健全な状態でこそ，締固め度 D_c=95%の補強土壁が L2 地震動に対して効果的な耐震性能を発揮する．その反面，壁面パネルの傾斜（変形）が大きくなるほど，締固め度 D_c=95%の優位性は限定的になることがわかった．

以上より，本設計条件における帯鋼補強土壁は締固め度の違いおよび傾斜（変形）の有無に拘わらず，500gal 加振でも道路土工（擁壁工）指針で示す性能 2（想定する作用に対する変形・損傷が限定的なものにとどまり，擁壁としての機能の回復をすみやかに行えるように定めたもの）[8]を有すると考えられる．

【参考文献】

1)一財）土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第 3 版，2003.2)日経 BP 社：日経コンストラクション 2000/12/22 号，pp.48-51，2000. 3）東海林更二郎，青山清道，福田誠：テールアルメ工法の凍上被害現地調査報告，日本雪工学会誌 17 巻 1 号，pp.27-30，2001. 4）東海林更二郎，青山清道，福田誠：テールアルメ工法の凍上被害調査報告，日本雪工学会誌 18 巻 2 号，pp.132-135，2002.5）東海林更二郎，青山清道，福田誠：テールアルメ工法の凍上被害調査報告（その 3）．日本雪工学会誌 19 巻 4 号，pp.303-306，2003.6）一財）土木研究センター：補強土壁工法の被災度評価および災害復旧に向けての基本方針に関する報告書，2005. 7）スレン・ソッキアン，上野勝利，望月秋利，岩本有樹，今村眞一郎：隣接基礎による砂地盤の変形と支持力，土木学会応用力学論文集，Vol.7，pp.65-74，2004. 8）一財）日本道路協会：道路土工指針－擁壁工指針（平成 24 年度版），pp.46-48，2012.

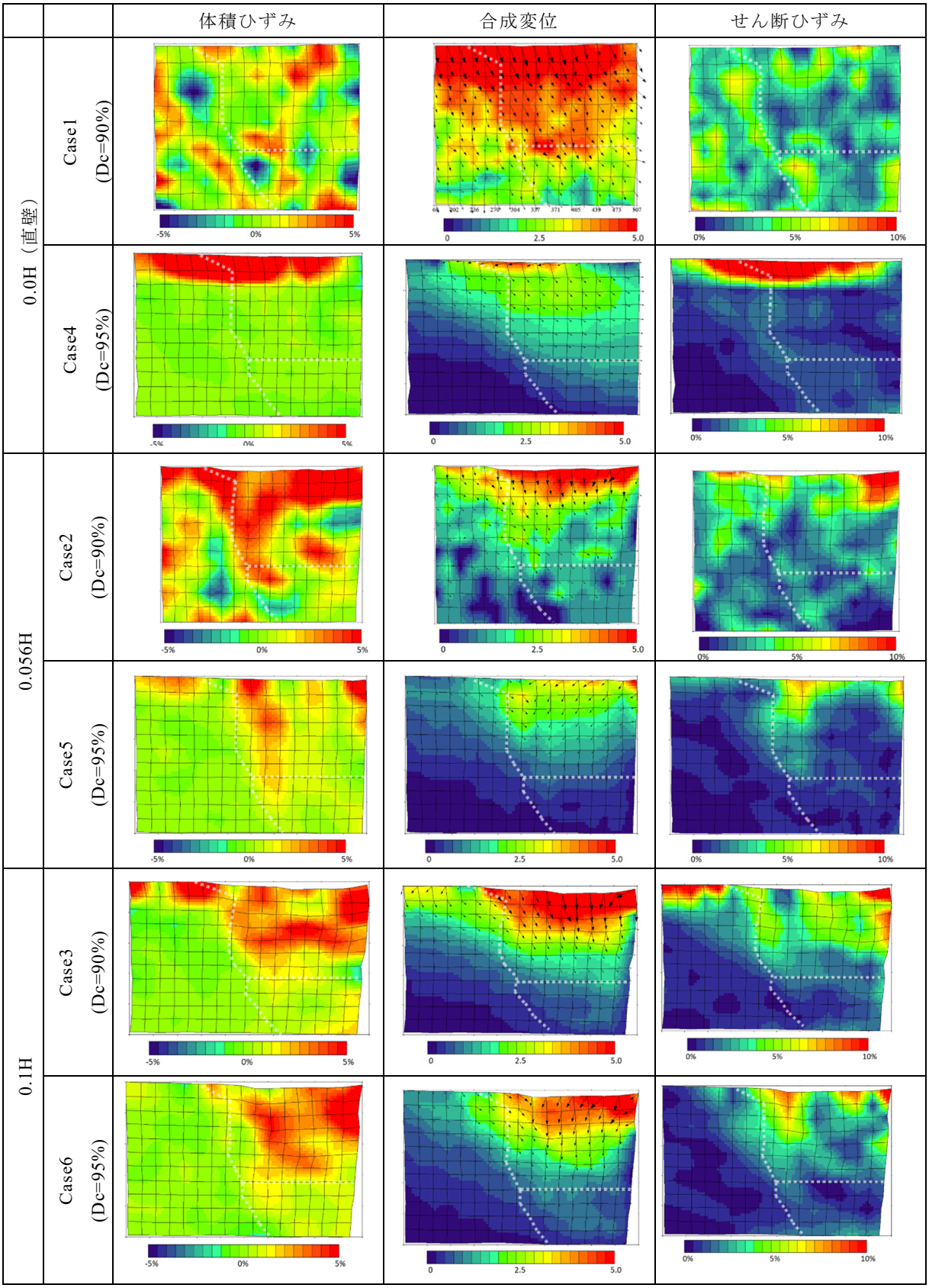

体積ひずみ
合成変位
せん断ひずみ
0.0H（直壁）
Case1 (Dc=90%)
Case4 (Dc=95%)
0.056H
Case2 (Dc=90%)
Case5 (Dc=95%)
0.1H
Case3 (Dc=90%)
Case6 (Dc=95%)
-5%
0%
5%
0
2.5
5.0
0%
5%
10%

図-12　画像解析結果

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65　号
令和 7 年 1 月　於　室蘭市

ジオセルによる支持力増強メカニズム解明に向けた模型実験

北見工業大学大学院　正会員（学生）○三浦　優輝
北見工業大学工学部　非会員　高岩　尚紀
北見工業大学大学院　非会員　Batbayar Enkhzaya
東京インキ株式会社　正会員　川俣　さくら
東京インキ株式会社　正会員　原田　道幸
北見工業大学工学部　国際会員　川口　貴之

1．はじめに

ジオセルは展開するとハニカム構造の軽量枠となる高密度ポリエチレン製の立体補強材であり，一般には砕石や現地発生土を展開した際に構成される格子状の枠（以下，セル）内に中詰めして利用されている．具体的には，段積みによる擁壁や補強土壁の壁面材としての活用[1]や，平面的な展開による路盤や構造物の基礎[2]，更にはのり面保護工[3]としての活用が行われている．中でも，元来砂漠などの砂地盤上で重車両を走行させるために開発された経緯もあり，ジオセルを平面的に展開して適用した際の補強効果については古くから検討されており，極限支持力の増大や沈下の抑制といった補強効果に関する研究成果が報告されている[2)4)]．

しかしながら，ジオセルの厚さ（以下，セル高）や展開した際の 1 セル当りの面積（以下，セルサイズ）の違いが補強効果に与える影響や，ジオセル底部に敷設する不織布などの補強材の有無や厚さが補強効果に与える影響など，ジオセルによる支持力増強メカニズムについては不明な点も多く，セル高やセルサイズの決定，敷設する不織布の有無や厚さについては，経験的な知見や経済性に基づいているのが実情である．また，路盤や構造物基礎の補強を目的とする際，ジオセルは比較的軟弱な地盤上に設置されるにも関わらず，模型実験によって補強効果等を検証する際には実験の準備や結果の解釈が容易であるためか，ジオセル模型は比較的硬質な模型地盤上に設置する場合が多い．

そこで本研究では，軟弱地盤を模擬した模型地盤上にジオセル模型を敷設し，軟弱地盤の沈下やその形状に着目した模型実験を実施し，セルサイズやセル高，不織布の有無による補強効果の違いについて検討した．

2．実験方法

図-1 は模型実験装置の概要である．模型地盤は幅 370mm，奥行き 400mm，高さ 54mm の木製容器内に構

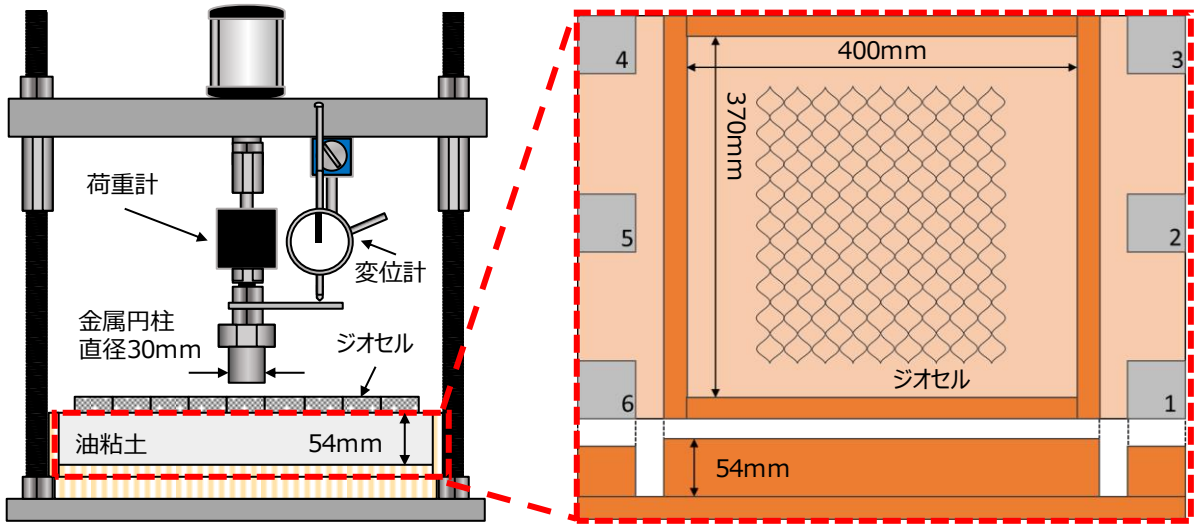


図-1　模型実験装置の概要

Model Tests to Clarify the Mechanism of Bearing Capacity Enhancement by Geocells
Miura, Y., Takaiwa, N., Batbayar, E. (Kitami Institute of Technology), Kawamata, S., Harata, M. (Tokyo Printing Ink MFG Co., Ltd.), Kawaguchi, T. (Kitami Institute of Technology)

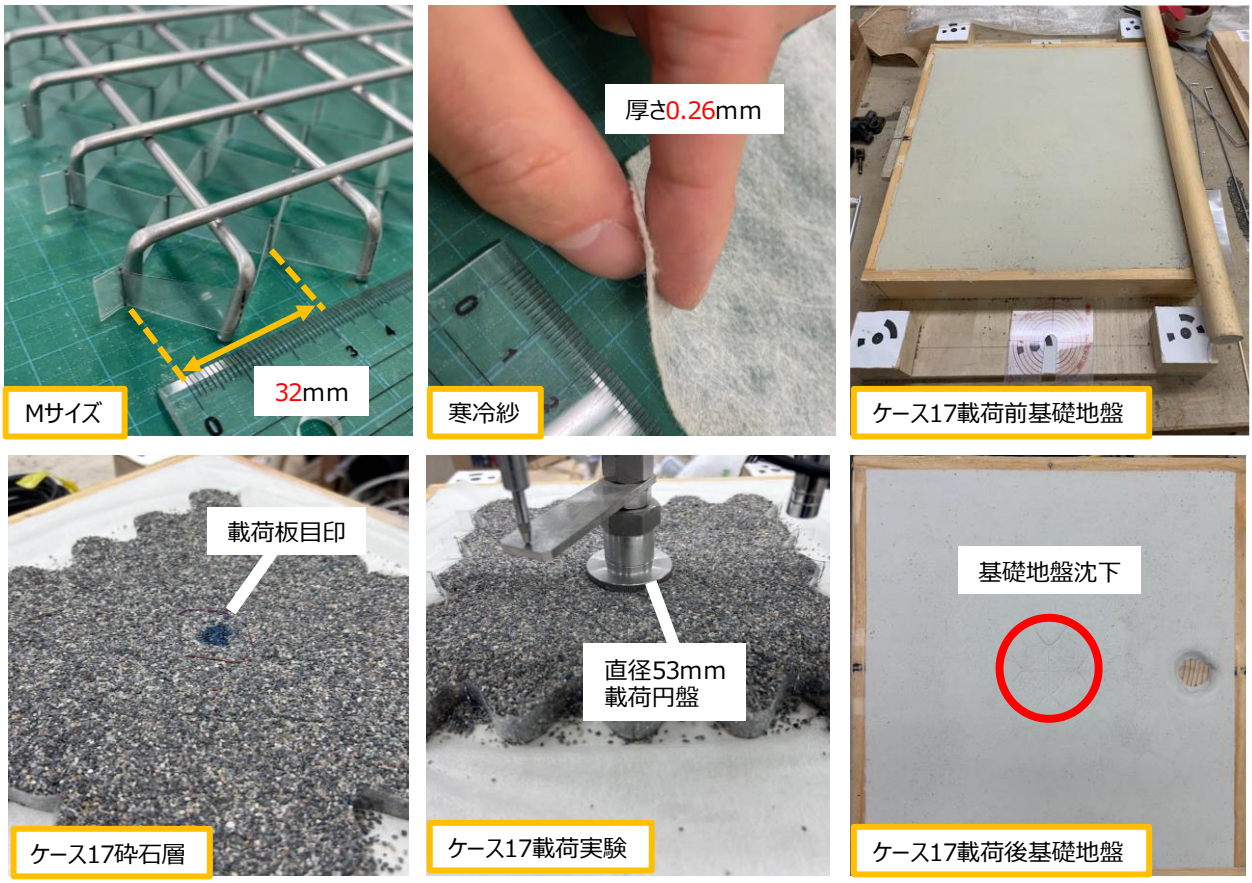


写真-1 模型実験の様子

築し，軟弱地盤を模擬することや，再現性の確保，沈下形状が保持されること（塑性）を考慮して軟質な市販の油粘土を用いた．荷重の載荷はベロフラムシリンダーを用いて実施し，載荷板には直径の異なる 2 種類の金属円盤を用いた．また，円盤に作用する荷重はロードセル，載荷板の沈下はダイアルゲージによって計測した．

写真-1 は本研究で実施した模型実験の様子をまとめたものである．模型実験の縮尺は 1/10 とし，ジオセル模型は厚さ 0.1mm の PET シート，不織布には厚さ 0.26mm の寒冷紗を用いた．ジオセル模型は実際に使用されているセル高やセルサイズを再現するため，セル高は 10mm と 15mm の 2 種類，サイズは展開された格子形状を円とみなした際の直径が 30.5 mm（M サイズ），49.5 mm（L サイズ）となるよう，所定の位置をステープラで固定した 2 種類を用意した．これをアルミ棒で作製した展開枠によって展開した状態で先述の木製容器内に構築した油粘土地盤（以下，基礎地盤）の上に設置し，中詰め材である砂を充填してから展開枠を取り除いた（以下，この層全体を砕石層と呼ぶ）．その後，所定の載荷位置となるよう砕石層に付けた目印に従って木製容器の位置を微調整した上で載荷実験を行い，所定の荷重まで段階的に到達させて変形が十分に収束した時点で終了とし，載荷板の沈下量を計測した．実験終了後には，砕石層（ケースによっては不織布も）を慎重に取り除き，デジタルカメラによる SfM 写真測量によって基礎地盤の表面形状を三次元的に計測した．なお，写真中にある載荷位置から離れた位置にある凹みは，ケースによって異なる基礎地盤の沈下量を統一的に比較しやすいよう，実験終了後に所定の金属円柱によって設けた基準深さである．

表-1 は使用したジオセル模型についてまとめたものである．なお，先述したジオセルの直径は，表中に示した先の展開枠によって形成される長さと幅の平均に相当する．また，基礎地盤上に構築した砕石層の面積は統一しているため，砕石層内にあるセル数はセルサイズによって異なっている．

図-2 は中詰め材とした砂質土の粒径加積曲線である．本来であれば C-40 等の砕石を想定した粒度分布となる砂質土を使用するべきであるが，油粘土で構築した基礎地盤上では締固められないことを考慮し，粒径 1 mm（縮尺を考慮すると 10 mm）前後の粒径幅の狭い砂質土使用した．また，砕石層における全体的な密度を一定にするため，全ての実験において同じ重さの砂質土を用意し，ジオセル内に慎重かつ均等に充填し

た上で表面を平滑にした．

表-2 は本研究で実施した全 18 ケースの実験条件と実験結果の一部についてまとめたものである．ケース 1 は基礎地盤に対して直接載荷したもの，ケース 2 はジオセルを用いずに砂質土のみで所定の高さで構築した砕石層に対して載荷したものである．また，ケース 1～10 は直径 30 mm，ケース 11～18 は直径 53 mm の円盤を用いて載荷した．さらに，表中から分かるように，ケースによってジオセル下に敷設する不織布の有無，セルサイズ（M と L），セル高（10，15 mm）が異なっている．

図-3 は載荷板とジオセルの大きさを比較した概略図である．図中からも分かるように，本研究では輪荷重のような局所的な載荷重に対する補強効果についても検討できるよう，直径 30 mm の載荷板は M サイズ，直径 53 mm のものは L サイズのジオセル 1 つと概ね同じ大きさとした．また，図中には載荷後の砕石層や基礎地盤の変形に関する概略図も示されている．実験では載荷に伴って基礎地盤は概ね椀状に沈下することを確認しており，その最深部までの沈下量を基礎地盤の最大沈下量，沈下範囲の最大幅を基礎地盤の沈下幅と

表-1 作成したジオセル模型の寸法

サイズ	セル寸法 長さ×幅(mm)	セル高 (mm)	セル数	展開面積 (cm²)
M10	32×29	10	145	1060
M15		15		
L10	51×48	10	41	789
L15		15		

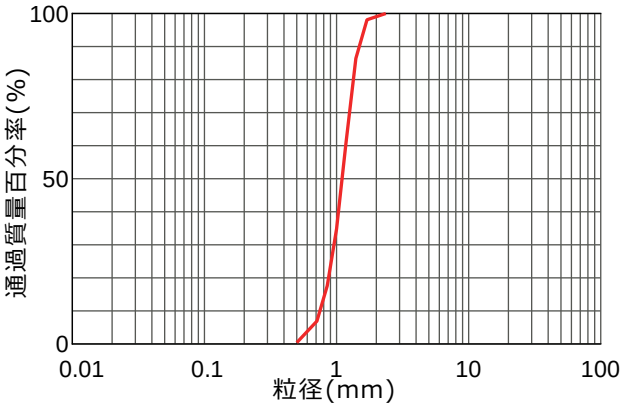


図-2 中詰め材の粒径加積曲線

表-2 実験条件と主な結果のまとめ

ケース No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
砕石層(mm)	0	15	10	10	10	10	15	15	15	15
ジオセルサイズ	無		M	M	L	L	M	M	L	L
載荷円盤直径(mm)	30									
最終載荷重(N)	153.4									
最終圧力(kPa)	217.0									
不織布	無		有	無	有	無	有	無	有	無
載荷板の沈下(mm)	17.7	16.0	7.7	9.6	8.3	12.0	7.9	9.4	12.4	12.1
基礎地盤の最大沈下(mm)	17.5	12.2	4.9	5.1	8.1	8.2	3.0	5.0	6.8	8.3
基礎地盤の沈下範囲(mm)	30	38	55	51	48	46	58	50	47	46

ケース No.	11	12	13	14	15	16	17	18
砕石層(mm)	10	10	10	10	15	15	15	15
補強材	M	M	L	L	M	M	L	L
載荷円盤直径(mm)	53							
最終載荷重(N)	153.4							
最終圧力(kPa)	69.5							
不織布	有	無	有	無	有	無	有	無
載荷板の沈下(mm)	3.1	3.7	3.9	4.1	2.8	3.5	3.1	4.0
基礎地盤の最大沈下(mm)	0.9	1.4	1.0	1.8	0.7	1.0	1.0	2.1
基礎地盤の沈下範囲(mm)	102	85	89	81	112	100	88	79

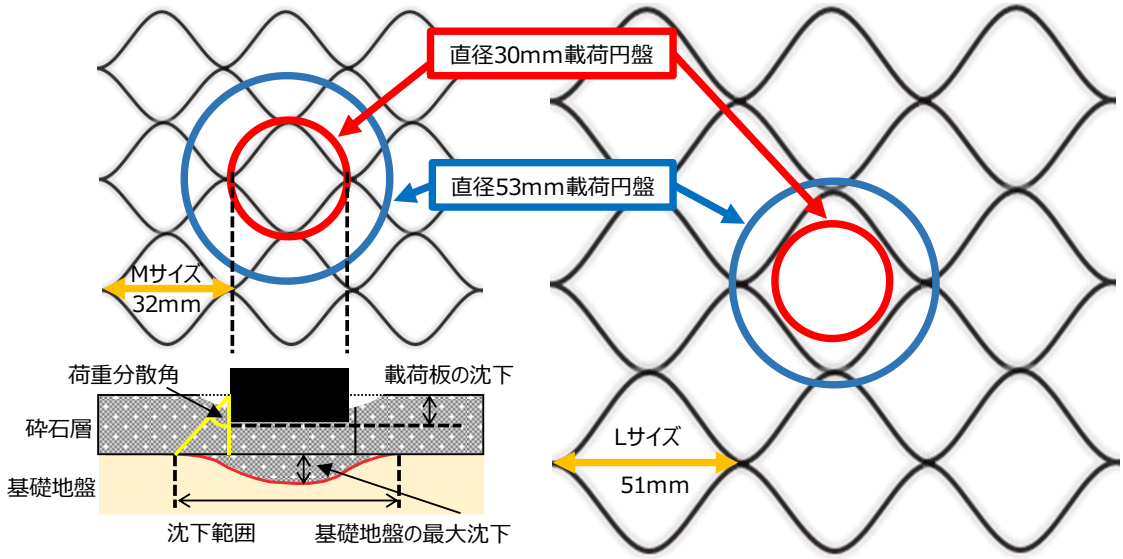


図-3 載荷板とジオセルの大きさの比較，載荷後の砕石層や基礎地盤の変形

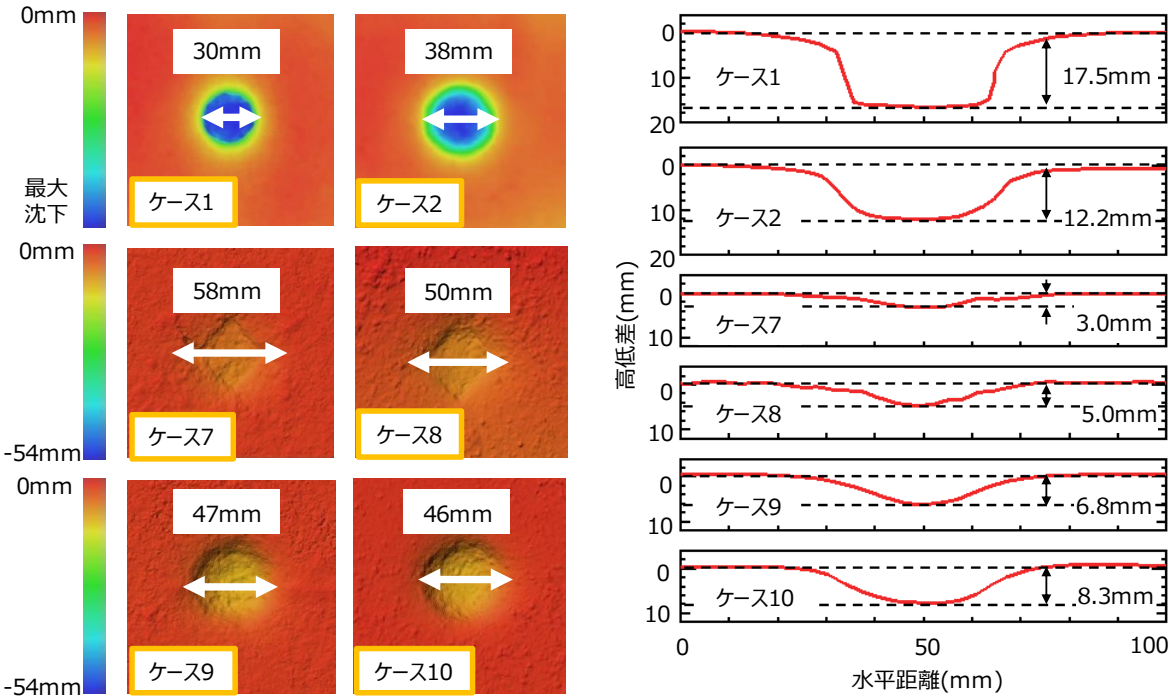


図-4 基礎地盤の沈下形状の比較

呼ぶことにした．さらに，図中に示したような断面図において，載荷直前における載荷板の下端部と基礎地盤の沈下範囲の端部を結ぶ線が鉛直からなす角を本文では荷重分散角と呼ぶことにした．

3．実験結果・考察

図-4 は載荷板と砕石層の厚さが共通であるケース 1, 2, 7, 8, 9, 10 における SfM 写真測量から得られた基礎地盤の沈下形状を比較したものである．図中には，沈下範囲の中央断面図と沈下量を色調の違いで表現したコンター図を示している．また，**図-5** はこれらのケースにおける載荷板の沈下量と基礎地盤の最大沈下量とを比較したものである．図中に示したケース順に概ね載荷

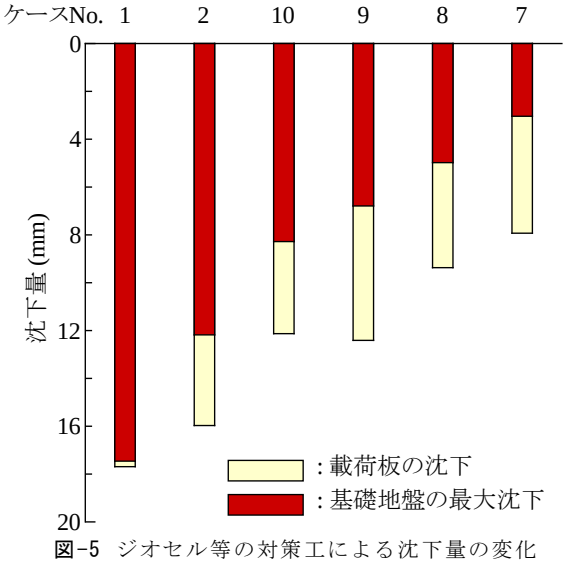


図-5 ジオセル等の対策工による沈下量の変化

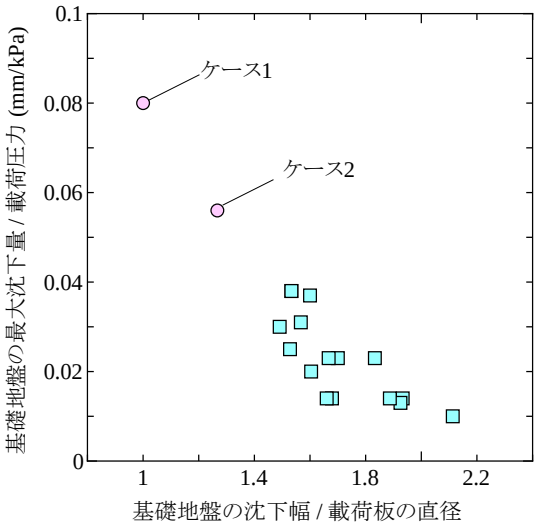


図-6 基礎地盤の最大沈下量と沈下幅の関係

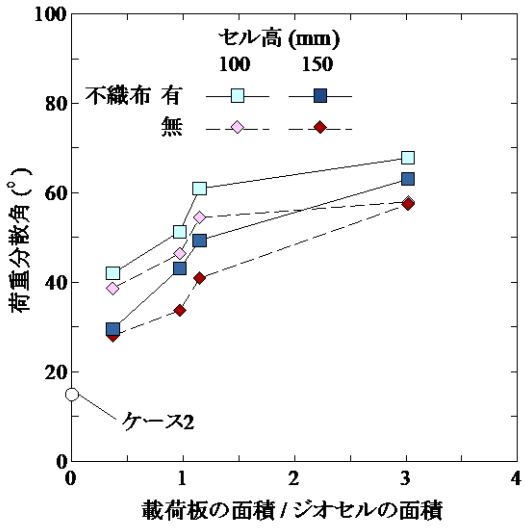


図-7 荷重分散角の比較

板の沈下量，基礎地盤の最大沈下量とも減少していることが確認できる．このことから，基本的には砕石層の設置，ジオセルの適用，ジオセルと不織布との併用の順に沈下量は抑制されており，支持力に関する補強効果が高まることが確認できる.また,セルサイズが小さい方が沈下軽減に効果的であることも確認できる．

図-6 は全ケースにおける基礎地盤の最大沈下量と沈下幅の関係について比較したものである．ただし，ケール 1～10 とケース 11～18 では載荷荷重は同じでも載荷圧力が異なるため，沈下と圧力は比例的な関係にあると考えて最大沈下量は載荷圧力で正規化している．また，載荷板の面積も異なるため，沈下幅についても載荷板の直径で正規化している．図中より両者の関係には概ね一義的な負の相関があり，沈下する範囲が広がるに従って最大沈下量は低下していることが分かる．すなわち，このことからジオセルや不織布の設置による支持力向上は主に荷重分散効果によるものと理解できる．

図-7 は砕石層を構築した全 17 ケースにおける先に定義した荷重分散角を示したものである．ここで，荷重を作用させる面積（実験では載荷板の面積）がジオセルよりも十分に大きいほど効果的に荷重が分散されるのではないかと考え，横軸はジオセル（1 つ当り）と載荷板の面積比としている．なお，ジオセルの面積については，先述した直径を有する円と考えて計算した．ジオセル高や不織布の有無ごとに線で結んでいるが，それぞれ面積比が大きくなるほど荷重分散角が大きくなっていることが分かる．また，ジオセルを使用していないケース 2 では 15°程度であったのに対し，ジオセルと不織布を併用したケースでは最大で 60°を超える荷重分散角となっていることが分かる．さらに，今回の実験条件の範囲内では，セル高を大きくしても荷重分散角は大きくなっていない．このことは最適なセル高を決定する上で重要な実験事実である可能性があるため，今後も検討を重ねたいと考えている．

図-8 は不織布の有無以外の同条件が同じ 2 ケースにおける沈下量の比を比較したものである．なお，図中には不織布を用いた載荷板の沈下量 $D^{有}$ と用いない場合の沈下量 $D^{無}$ の比（$D^{有}/D^{無}$）と，同様に基礎地盤の最大沈下量の比（$\delta^{有}/\delta^{無}$）を示している．また，横軸はジオセル高としており，セルサイズや載荷圧力が同じ点（沈下量比）を線で結んでいる．ほぼ全ての点で 1 を下回っていることから，ジオセル下への不織布の敷設はセルサイズや載荷圧力によらず沈下抑制に効果的であると解釈できる．また，特に基礎地盤の沈下についてはセル高が大きいほど比が小さくなる傾向にあり，セル高を大きくすることで不織布による沈下軽減効果を高める可能性があると理解できる．載荷板の沈下に関して比が 1 を超えるものが存在することやセル高の効果が小さいことについては,セル内における中詰め材の密度が小さいことが影響していると考えられ，中詰め材の締固め度を高めた実験の実施についても検討していく必要があると考えている．

図-9 はセル高以外の条件が同じ 2 ケースにおける沈下量の比を比較したものである．なお，横軸は**図-7** と同様にジオセルと載荷板の面積比としている．基礎地盤の最大沈下と載荷板の沈下，不織布の有無が同条件である点を線で結んでいるが，ジオセルと載荷板の面積比が大きくなるにつれて 1 より小さい値に収束していることが分かる．このことは，セル高を大きくすることによる沈下抑制効果を発揮させるためには，荷

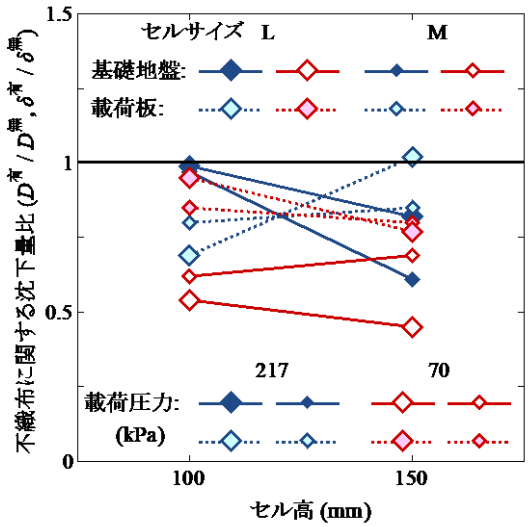


図-8 不織布の有無による沈下軽減効果

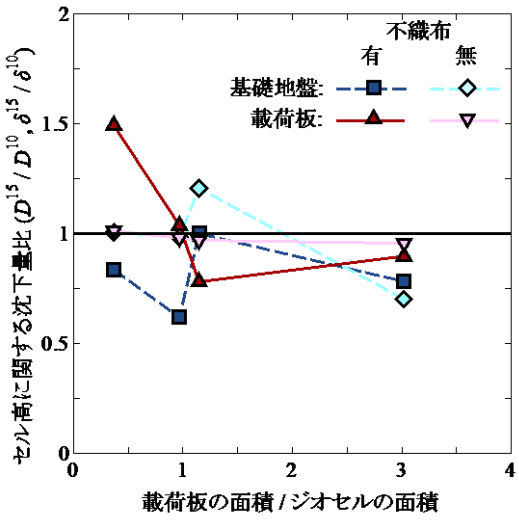


図-9 セル高の違いによる沈下軽減効果

重を作用させる面積（実験では載荷板の面積）がジオセルに対して十分に大きくなければならないことを意味していると考えられる．図-7 からも示唆されたように，セル高の効果については不明な点も多く，効果が限定的である可能性や，収束する可能性もあるため，更に大きなセル高による実験等も重ねていきたいと考えている．

４．まとめ

本研究では，特に軟弱地盤を対象としたジオセルによる支持力向上メカニズムの解明を目指した模型実験を行った．実験から得られた知見を以下にまとめる．

- 基本的に，砕石層の設置，ジオセルの適用，ジオセルと不織布との併用の順に沈下量が抑制され，支持力に関する補強効果が高まることを確認した．また，セルサイズは小さい方が沈下軽減に効果的であることも確認した．
- ジオセルや不織布の適用によって基礎地盤の沈下が抑制されるほど，沈下する範囲も広がっていることから，ジオセルや不織布による支持力向上は基本的に荷重分散効果によるものであると分かった．
- 実験から荷重を作用させる面積がジオセルに対して十分に大きくなるほど荷重を効果的に分散していることが示唆され，本研究で定義した荷重分散角については，最大で 60° を超えることが確認された．
- ジオセル下への不織布の敷設はセルサイズや載荷圧力によらず沈下抑制に効果的であり，特に基礎地盤の沈下についてはセル高が大きいほど効果的である可能性が高いと分かった．
- セル高を大きくすることによる沈下抑制効果を発揮させるためには，荷重を作用させる面積がジオセルに対して十分に大きい必要があることが示唆された．

【参考文献】

1) 劉爽，川口貴之，中村大，川尻峻三，小笠原明信，原田道幸，林豪人：ジオセルとジオグリッドを併用した補強土壁の凍結指数に応じた壁面材厚に関する検討，ジオシンセティックス論文集，Vol.34，pp.115-122，2019.
2) 巻内勝彦，峯岸邦夫，萩尾泰弘，榎本尚之：ジオセル敷設層のマットレス補強効果，ジオシンセティックス論文集，Vol.15，pp.146-151，2000.
3) 平井泰輔，川口貴之，川尻峻三，中村大，衛藤遼，原田道幸，安達謙二：ジオセルと排水パイプを併用した斜面安定工の排水メカニズムに関する模型実験，ジオシンセティックス論文集，Vol.34，pp.107-114，2019.
4) 安食貴章，奥山道明，矢澤一樹，金子賢治，堀江征信，熊谷浩二：ジオセル補強地盤の支持力特性，ジオシンセティックス論文集，Vol. 22，pp.233-238，2007.

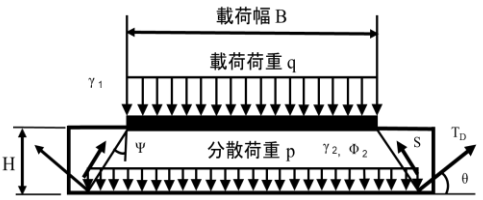
地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

カルバート基礎補強工法による細砂模型地盤の支持力・変形特性

室蘭工業大学大学院　正会員(若手)　○横井　天駿
室蘭工業大学大学院　国際会員　木幡　行宏
室蘭工業大学大学院　正会員(若手)　小松　貴広

1．はじめに

北海道の平野部には泥炭性軟弱地盤が広域に分布しているが，軟弱な泥炭地盤に盛土やボックスカルバートなどの大規模な構造物を施工する場合は，盛土によるプレロード工法により許容鉛直支持力を満足させることが可能であった．しかし，平成 21 年度に「道路土工－カルバート工指針」が改訂され，ボックスカルバートにおいては，地盤に許容鉛直支持力がカルバート底面地盤の極限支持力の 1/3（＝常時安全率 3）を満足させることとなった．このため，プレロード工法のみでは地盤の支持力が確保できないという問題が生じるようになった．この問題を解決する方法の一つとして，ボックスカルバート施工箇所の基礎地盤をセメント改良土によって地盤改良する方法が考えられるが，路線上に多くのボックスカルバートを有する場合には，建設コストが増大する懸念がある．そこで，プレロード工法により地盤の圧密沈下および基礎地盤の強度を確保した後，補足対策として，砕石巻き込みジオグリッドによる浅層地盤改良となるボックスカルバート基礎補強工法が考案された．ボックスカルバート基礎補強工法とは，基礎地盤の支持力改善を目的としたマットレス工法 [1)~4)]を応用したものであり，軟弱地盤上に高強度の補強材（ジオグリッド）で中詰材（砕石・砂利）を包むことにより，立体的かつ盤上に形成される合成部材として敷設することで，上載構造物の荷重分散幅を拡げるとともに，せん断抵抗を増加させることにより軟弱地盤の浅層地盤改良を行う工法である．**図－1** にマットレス工法の応力分散の考え方を示す．図中，S は中詰材のせん断抵抗力，T_D は補強材の引張力，θ は補強材の許容伸びに対する変位角，ψ は荷重分散角を示している．マットレス工法は S，T_D が働くことで，中詰材のせん断効果や引き上げ効果が発揮され，ψ による上載荷重の分散効果によって載荷重の軽減がはかられることで構造物の不同沈下を抑制することができる [1)~4)]．



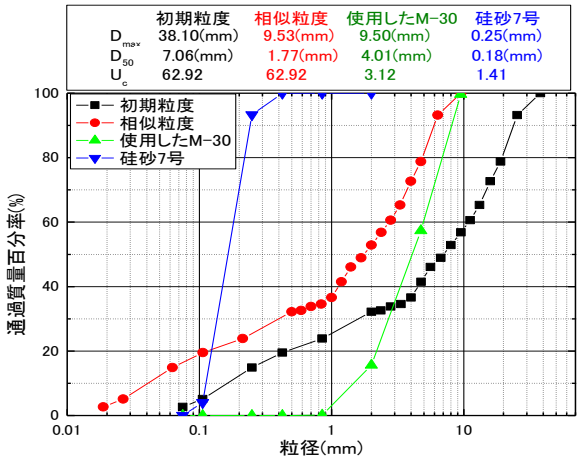
図－1 マットレス工法の応力分散の考え方

上記のように平成 21 年度「道路土工－カルバート工指針」の改訂により，北海道横断自動車道「阿寒 IC～釧路西 IC 間」において計画されていたプレロード工法による軟弱地盤対策では十分な支持力を確保できなくなったため，プレロード工法にボックスカルバート基礎補強工法を組み合わせた新たな軟弱地盤対策を行うこととなり，種々の原位置試験施工が実施され，その効果が明らかにされた [5), 6)]．しかし，原位置試験施工では条件が限定されるため，適切な補強体幅による高強度の補強材（ジオグリッド）を用いた本工法のボックスカルバート基礎への適用については不明な点が多いため，模型土槽を用いて模型地盤の支持力特性に及ぼす補強体条件の影響について検討を行ってきた [7)~10)]．

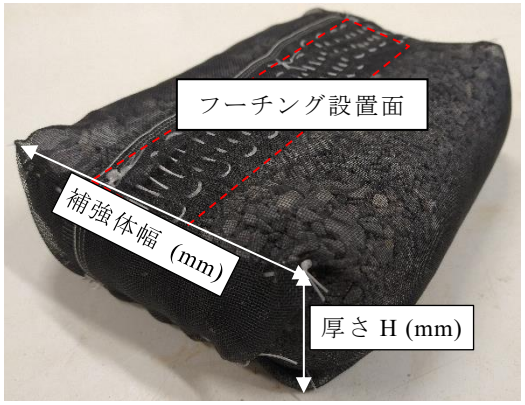
筆者らのグループによる既往研究では，硅砂 7 号を用いた室内模型土槽試験を D_r=75，80 %，補強体厚さ 30，50 mm として，種々の試験条件での支持力特性に及ぼす影響について検討し，PIV 解析により補強地盤の変形挙動を可視化した．既往研究の結果では相対密度の増加と補強体幅や補強体厚さを増加させると基礎地盤の剛性が改善する傾向が見られた．また，非常に緩い地盤（硅砂 7 号，Dr=75 %）では，補強体の効果が充分に発揮されないと結論づけた．しかし，再度検討した結果，作製した補強体の精度や，試験時の補強体の設置の不備が結果に影響を与えた可能性が示唆された．

そこで，既往の研究結果を踏まえたうえで，本研究では，硅砂 7 号を用い，軟弱な地盤を D_r=75，80，85 % の 3 種類で再現し，非常に緩い地盤（硅砂 7 号，Dr=75 %）の結果を再検討するとともに，種々の補強体幅

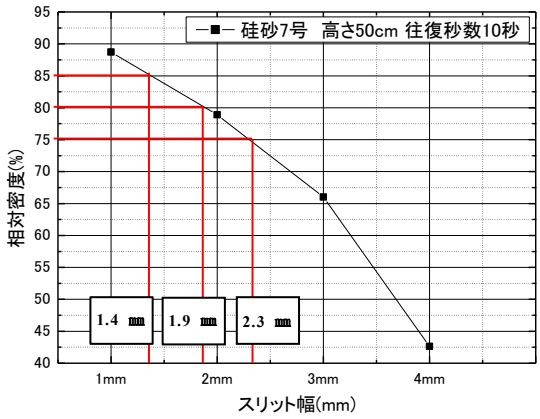
Bearing capacity and deformation property of fine sand model ground on box culvert foundation reinforcement method : Takatoshi Yokoi (Graduate student，Muroran Institute of Technology)，Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology) and Takahiro Komatsu (Graduate student，Muroran Institute of Technology)



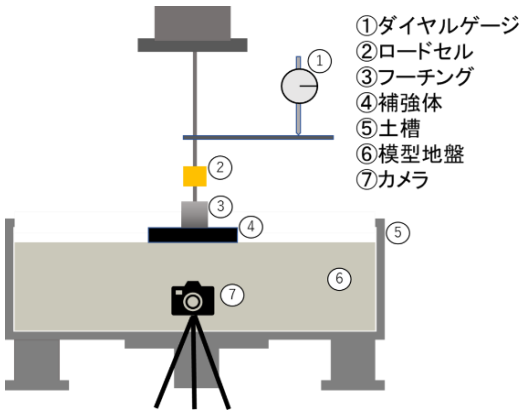
図－2 硅砂 7 号と M-30 の粒径加積曲線



写真－1 作製した補強体



図－3 スリット幅と相対密度の関係



図－4 試験装置概略図

や 2 種類の厚さの補強体を用いて室内模型土槽試験を実施し，ジオグリッド補強体下面の模型地盤の支持力特性に及ぼす相対密度の影響について，PIV 解析により補強地盤の変形挙動を検討した．

２．試験試料および実験方法

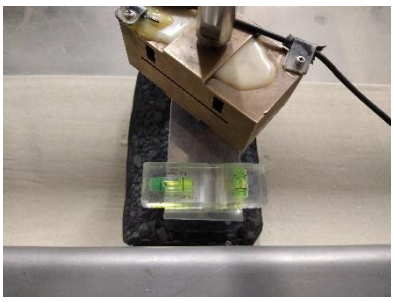
本研究で用いた試料は，模型地盤には硅砂 7 号を，補強体の中詰材には M-30 をそれぞれ使用した．中詰材は模型土槽寸法の制約から M-30 の最大粒径が 9.53 mm となるように，相似比 1/4 として相似粒度で調整した試料を用いた．使用した M-30 と硅砂 7 号のふるい分けを行い，それぞれの結果を基に得られた粒径加積曲線を**図－2** に示す．図に示すように，実際に使用した中詰材は細粒分が補強材のメッシュサイズ 0.84 mm 角から漏れ出てしまうため，M-30 の粒度に比べ 1.0 mm 未満が概ねカットされた粒度となっている．

試験に用いた補強体は，実物のジオグリッドを用いると剛性が大きく，模型地盤や補強体の変形状況が観察できないため，ジオグリットとして，市販のポリエチレン製の網目状の網戸替え網を用いた．補強体は，奥行き 180 mm，厚さ 30 mm および 50 mm で，フーチング幅 B に対して，2.0 倍（100 mm），2.2 倍（110 mm），3.0 倍（150 mm）の幅となる計 6 種類の補強体を作製した．ここで，2.2 倍（110 mm）は補強体の厚さ H＝30 mm に対して，**図－1** に示す $\psi = 45°$ として補強体幅を決定された値である．**写真－1** のように補強体はナイロン製の糸やホチキスを使用してフーチング設置面（**写真－1**：点線部）に補強材が約 30~50 mm 程度重なるように上部で覆い，“コの字綴じ”の要領で縫い合わせ，直方体の形状になるように手作りで作製した．これは，昨年度は側面と上下の辺と辺を縫い合わせており，試験中に縫い目から破けるという課題を対策した形である．

図－3 にホッパーのスリット幅と相対密度の関係を示す．図に示す相対密度は，体積と質量が既知であるモールドと模型地盤作製時に使用するホッパーから乾燥密度ρ_dを求め，更に，硅砂 7 号の最小・最大密度試験から得られた最小密度$(\rho_d)_{min}$= 1.292 g/cm^3，最大密度$(\rho_d)_{max}$= 1.624 g/cm^{3}の値から算出されたものである．乾燥密度ρ_dは模型土槽の上部に設置したホッパー下の模型土槽内に，モールドを設置し，ホッパーから硅砂 7 号を自由落下させ，モールド内に砂を満たした後にモールドを取り出し，モールド上部の砂を摺り切り，

モールド内の質量と体積から自由落下によるスリット幅を変化させながら，この手順を繰り返すことによって求めた．スリット幅と相対密度の関係は一義的な関係にあることが分かる．この図から，模型地盤の所定の相対密度に対するホッパーのスリット幅を設定した．

実験で使用する模型地盤の作製は土槽を上下 2 層に分けて行った[9)~10)]．初めに，所定の相対密度となるようにホッパーのスリット幅を調整後，試料を充填したホッパーを土槽底面から高さ 50 cm の位置で模型土槽内の端部から端部まで往復 10 秒の速さでホッパーを移動させながら硅砂 7 号を模型土槽の半分まで自由落下させ 1 層目を作製した．その後，ホッパーの高さを 50 cm 上昇させ同様の手順を繰返して 2 層目を作製した．



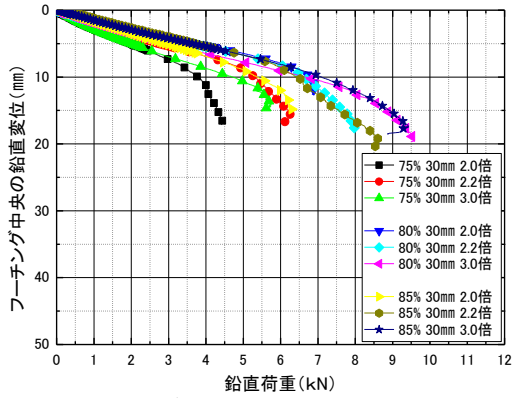
写真－2 補強体設置状況

試験方法は，**図－4** の試験装置概略図に示すように，模型地盤作製後にロードセルに直結したフーチング（幅 50 mm，奥行き 180 mm，高さ 50 mm）の下に補強体を敷設し，単調載荷試験（軸変位速度 0.36 mm/min）を行なった．実験方法に起因する昨年度の課題として，中詰材の偏りによって発生した補強材の隙間や，フーチング底面に補強体が充分に密着していなかったこと，偏心荷重により鉛直方向に荷重が充分に伝達していなかったことが挙げられた．対策として今年度は，**写真－2** ように補強体の上にフーチングと載荷ロッドをセットし，フーチング底面と補強体の密着を図りながら，水平をとり補強材と中詰材の偏りの解消，偏心荷重にならないように調整した．載荷ロッドの変位をダイヤルゲージにより測定し，軸変位量を鉛直変位量として算出した．なお，載荷試験は，変形量が急激に変化した点，または変形量がほぼ一定に微増を開始した点を最大鉛直荷重として終了することとした．

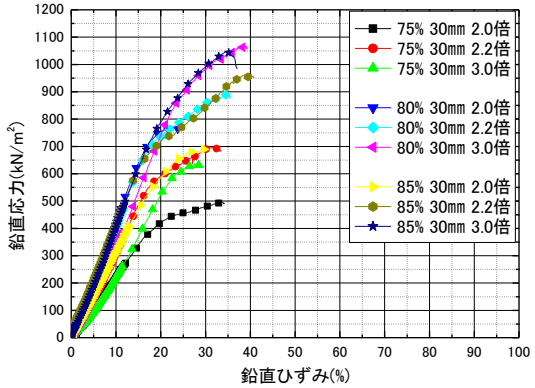


写真－3 試験状況

本研究では粒子画像流速測定法（PIV: Particle Image Velocimetry）を用いて模型地盤内の変形挙動を可視化した．PIV 解析に用いる画像の撮影は，**写真－3** のように載荷開始前に模型土槽の全景が映りこむように三脚でカメラを固定して，光量のばらつきが生じないように，黒幕と黒の囲いを設置し，試験中，鉛直ひずみ 5 %（鉛直変位量 2.5 mm）ごとに行った．なお，鉛直ひずみは，鉛直変位量をフーチング高さ 50 mm で除して算出した．具体的には，単調載荷試験の載荷速度から，約 7 分が鉛直ひずみ 5 %に相当するので，7 分ごとにリモート撮影機能でカメラに触れることなく撮影を行った．撮影した画像に対して Python3.10 OpenCV を用いて土粒子の動きを可視化した[11)]．ただし，本ソフトを用いた解析では簡易的な可視化しか行えず，模型地盤内の変位量などを求められなかったため，本研究では地盤内の変形量の大小を可視化することで，地盤内の変形挙動を定性的に検討することとした．



図－5 フーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係

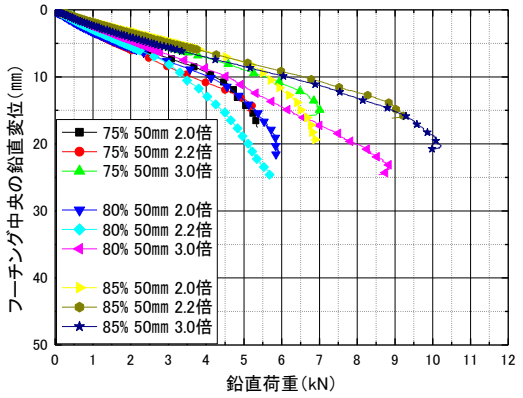


図－6 鉛直応力～鉛直ひずみ関係

3．試験結果と考察

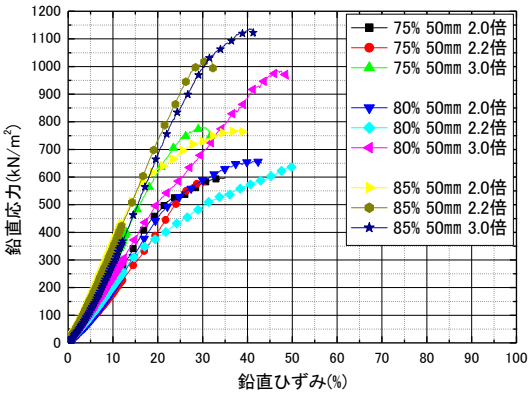
図－5 は厚さ 30 mm，D_r=75，80，85 %におけるフーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係である．相対密

度の増加に伴ってピーク時における鉛直荷重が増加していることがわかる．また，D_r=75 %，2.0 倍の補強体以外の鉛直変位～鉛直荷重曲線は直線的に変化していることから，補強体の補強効果が発揮され，地盤の剛性が改善されているといえる．しかし，D_r=75 %，2 倍の補強体は他の条件に比べ，鉛直変位-鉛直荷重曲線は鉛直変位が 10 mm を超えたあたりから曲線的変化に移り始めている．これは，補強体幅が他の条件に比べ小さく，かつ地盤が緩い状態にあるため，補強体の補強効果が弱まり，補強体自体が沈下していく状態となったためであると考えられる．この点については，補強体無しでフーチングのみの試験を行い，同様の挙動が見られるか否かを考察課題としたい．



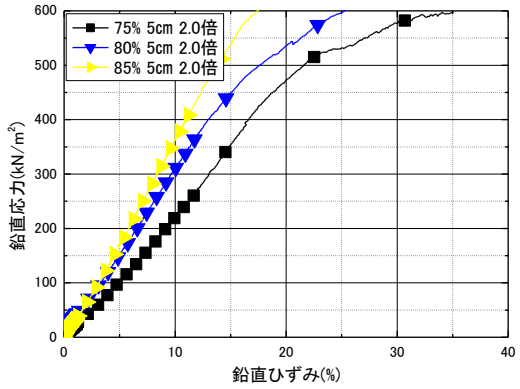
図－7 フーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係

図－6 は厚さ 30 mm，D_r=75，80，85 %における鉛直応力～鉛直ひずみ関係である．相対密度が増加すると鉛直応力も増加していることがわかる．また，D_r=75 %，2.0 倍の最大鉛直応力である 500 kN/m^2 の範囲で他の条件と比較すると，D_r=75 %，2.0 倍の鉛直ひずみが最も大きいことがわかる．以上より，D_r=75 %の地盤では 30 mm，2.0 倍の補強体の補強効果は小さく，地盤の剛性は保持されていないと言える．



図－8 鉛直応力～鉛直ひずみ関係

図－7 は厚さ 50 mm，D_r=75，80，85 %におけるフーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係である．相対密度の増加に伴ってピーク時における鉛直荷重が増加していることがわかる．しかし，D_r=80 %，50 mm，2.2 倍は鉛直ひずみが載荷初期から緩やかに増大している傾向が顕著である．これは，破壊が局部的に始まり，次第に破壊の影響が拡大していると考えられ，局所せん断破壊が生じていると示唆される [12]．このように，他の条件と比べて鉛直応力が明瞭なピークを示さなかった原因としては，他の条件で使用したため補強材が伸びてしまっていたこと，補強体内部で中詰材の粒度が偏っていたことが考えられる．



図－9 厚さ 50 mm，2.0 倍
鉛直応力～鉛直ひずみ関係

図－8 は厚さ 50 mm，D_r=75，80，85 %における鉛直応力～鉛直ひずみ関係である．どの場合においても同一の補強体幅で比較すると，相対密度の増加に伴って鉛直応力が増加していることがわかる．

図－8 から任意の鉛直応力に着目した結果を**図－9** に示す．鉛直応力 600 kN/mm^2 の鉛直ひずみは相対密度が大きいほど，鉛直ひずみが小さいことがわかる．同一の補強体を用いるならば，相対密度が大きい地盤では補強体の効果が有効に発揮され，任意の応力での沈下量が減少すると言える．

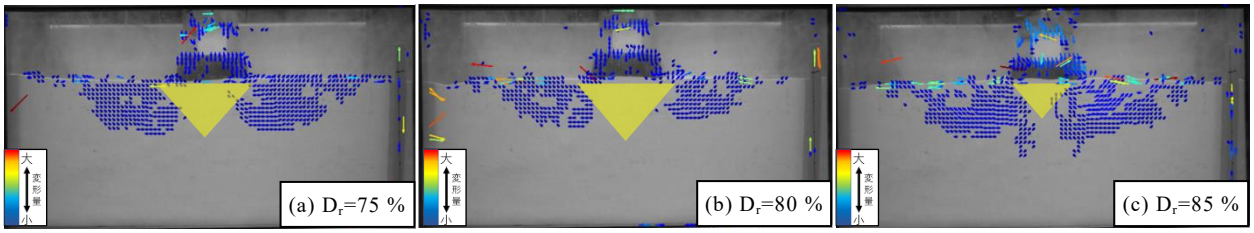


図-10 地盤内の変形状況　幅 2.2 倍　厚さ 50 mm　鉛直ひずみ 30 %

図－10 は厚さ 50 mm，2.2 倍，D_r=75，80，85 %の鉛直ひずみ 30 %のときの地盤内の変形状況である．図－8 より D_r=75，85 %の鉛直ひずみ 30 %時は，鉛直応力がピークを示しており，補強体の効果が失われ，全般せん断破壊が生じた点である．また，D_r=80 %の模型地盤では，局所せん断破壊が進行している領域である．いずれも，破壊状況がすべり面により可視化されており，簡易的な PIV 解析によって地盤の変形挙動を可視化することができた．しかし，いずれも補強体底面直下にプロットされていない領域（図-10 中の三角形で示した領域）があり，その領域の大きさは，D_r=85 %が最も小さく（図-10(c)），D_r=75 %，80 %は同程度の大きさである（図-10(a),(b)）．これは，テルツァーギの浅い基礎の理論による基礎底面直下の土塊が剛体的に地盤内に押し込まれて形成される土くさび [12]であると推察され，D_r=85 %は上載荷重に対して支持力を発揮したと考えられる [13]．土くさびの詳細な様子を評価するため，黒色に色付け硅砂との混合，画素数と距離の調整などの工夫 [14]を行うことで無料の PIV 解析ソフトでも定量的な評価を一定の水準で行うことができると考えている．

４．まとめ

細砂模型地盤の支持力・変形特性に及ぼす補強体幅，厚さ，相対密度の影響，および PIV 解析による巻き込みジオグリッド補強地盤の変形挙動について検討した結果，本研究の範囲内で以下の知見を得た．

1) 相対密度の増加に伴い，補強体の補強効果が充分に発揮され，地盤の鉛直荷重は増加する．しかし，厚さ 30 mm，2.0 倍，D_r=75 %の地盤においては補強体の補強効果は有効に発揮されず，沈下量が他の条件に比べ増加することが分かった．
2) 同一の補強体幅，厚さで比較すると，相対密度の増加に伴って鉛直応力が増加する．また，任意の鉛直応力で比較したときの鉛直ひずみは相対密度が大きいほど，鉛直ひずみを低減することが明らかとなった．
3) 簡易的な PIV 解析により，すべり面の様子から地盤内の変形を抑制することが確認できた.また，土くさびの大きさから，相対密度の増加に伴い，上載荷重に対し支持力を発揮すると考えられる．

【謝辞】

本研究の遂行にあたって，「巻き込みジオグリッド基礎補強工法研究会」から研究助成金を頂いた．また，実験については，本学 4 年生，杉野華の美君，浅井秀太君に多大なる協力を得た．ここに記して謝意を表す．

【参考文献】

1) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン（第 1 分冊）－材料試験法，設計法ガイドライン－，pp.219-228，1990.7.
2) （社）地盤工学会：地盤補強技術の新しい適用－他工法との併用技術－，pp.60-69，2006.9.
3) 落合英俊・林重徳・塚本良道・朱宰佑：ジオグリッドマットレス基礎の荷重分散効果とその評価，第 8 回ジオテキスタイルシンポジウム報告集，pp.19-28，1993.12.
4) 弘中淳市・平井貴雄・谷津淳：載荷実験によるマットレス工法の補強メカニズムの解明，ジオシンセティックス論文集，第 20 巻，pp.211-216，2005.12.
5) 小澤悠・小野敦・中野賢也：ボックスカルバートの基礎地盤対策-マットレス工法のフィールド試験施工について-，第 59 回北海道開発技術研究会，2016.2.
6) 富田直樹・谷野淳・片井浩太：ボックスカルバートの基礎地盤対策について－カルバート基礎補強工法の施工－，第 60 回北海道開発技術研究発表会，2017.2.
7) 木幡行宏，林啓二，原 靖，松田圭大：室内模型実験によるボックスカルバート基礎補強の支持力特性に及ぼす補強体幅の影響，第 60 回地盤工学会北海道支部技術報告集，pp.259-262，2020.1.
8) 木幡行宏：巻き込みジオグリッド補強の支持力特性に及ぼす補強体幅・形状の影響，第 55 回地盤工学研究発表会講演集，pp.23-9-4-03，2020.7.
9) 二階堂樹，木幡行宏：巻き込みジオグリッド補強地盤の支持力特性に及ぼす補強体幅・厚さ及び相対密度の影響，第 57 回地盤工学研究発表会講演集，pp.22-7-1-07，2022.7.
10) 二階堂樹，木幡行宏：PIV 解析による巻き込みジオグリッド補強地盤の変形挙動，第 60 回地盤工学会北

海道支部技術報告集，pp.69-74，2023.1.
11) WATLAB：Python/OpenCV で PIV 計測！粒子移動をベクトル化する，https://watlab-blog.com/2021/01/31/piv-vector/，2021.1.
12) 三田地利之：「土質力学入門」，森北出版社株式会社，pp.209-210，2016.3.
13) 松尾大樹，石藏良平，安福規之，アデル・アロウイシー，辻慎一朗，板垣聡：補強材の引張剛性に着目したマットレス補強地盤の鉛直支持力特性，第 59 回地盤工学研究発表会，2024.7.
14) 宮本慎太郎・宮田喜壽：鉛直載荷条件におけるジオセルの地盤補強メカニズムに関する模型実験による検討，ジオシンセティックス論文集，第 37 巻，pp.63-68，2022.12.

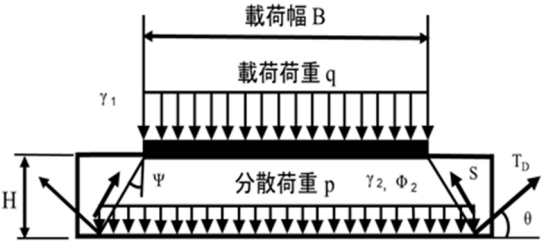
地盤工学会 北海道支部
技術報告集 第 65 号
令和7年1月　於　室蘭市

種々の補強体寸法による巻き込みジオグリッド補強地盤の支持力特性

室蘭工業大学大学院　正会員(若手)　○小松　貴広
室蘭工業大学大学院　国際会員　木幡　行宏
室蘭工業大学大学院　正会員(若手)　横井　天駿

1．はじめに

我々の生活する北海道には平野部の広域にわたって泥炭性軟弱地盤が分布しているが，軟弱な泥炭地盤に盛土やボックスカルバートなどの大規模な構造物を施工する場合は，大半がプレロード工法のみで対応可能であった．しかし，平成 21 年度に「道路土工－カルバート工指針」が改訂され，ボックスカルバートにおいては，地盤に許容鉛直支持力がカルバート底面地盤の極限支持力の 1/3（＝常時安全率 3）を満足させることとなった．このため，プレロード工法のみでの対策による地盤の支持力が確保できないという問題が生じた．この問題を解決する方法として，ボックスカルバート施工箇所の基礎地盤をセメント改良土によって地盤改良する方法が考えられるが，路線上に多くのボックスカルバートを有する場合には，工費が高額になり経済的ではなく現実的ではなかった．そこで，プレロード工法を施した後，さらに支持力対策として，砕石巻き込みジオグリッドによる浅層地盤改良となるボックスカルバート基礎補強工法が考案された．ボックスカルバート基礎補強工法とは，基礎地盤の支持力改善を目的としたマットレス工法 [1)~4)] を応用したものであり，軟弱地盤上に高強度の補強材（ジオグリッド）で中詰材（砕石・砂利）を包むことにより，立体的かつ盤上に形成される合成部材として敷設することで，上載構造物の荷重分散幅を拡げるとともに，せん断抵抗を増加させ，かつ，補強体の引き上げ効果により軟弱地盤の浅層地盤改良を行う工法である．**図－1** にマットレス工法の応力分散の考え方を示す．図中，S は中詰材のせん断抵抗力，T_D は補詰材の引張力，θ は補強材の許容伸びに対する変位角，ψ は荷重分散角を示している．マットレス工法は S，T_D が作用することで，中詰材のせん断効果や引き上げ効果が発揮され，ψ による上載荷重の分散効果によって載荷重が軽減されることで構造物の不同沈下を抑制することができると考えられている．



図－1 マットレス工法の応力分散の考え方

本研究を始めるきっかけとなったのは，北海道横断自動車道「阿寒 IC～釧路西 IC 間」において計画されていた軟弱地盤において，プレロード工法による軟弱地盤対策では十分な支持力を確保できなくなったことから，プレロード工法にボックスカルバート基礎補強工法を組み合わせた新たな軟弱地盤対策を考案したためである．本施工への適用を検討するために，原位置で種々の試験施工が実施され，その効果が明らかにされた [5), 6)]．しかし，試験施工では条件が限定されるため，適切な補強体幅による高強度の補強材（ジオグリッド）を用いた本工法のボックスカルバート基礎への適用については不明な点が多い．

筆者らのグループによる既往研究では [7)~10)]，硅砂 5 号を用いた室内模型土槽試験を模型土槽地盤の相対密度 D_r=75，80，85 %，補強体厚さ 30，50 mm として，種々の試験条件での支持力特性に及ぼす影響について検討し，PIV 解析により補強地盤の変形挙動を可視化した [10)]．既往研究の結果では相対密度の増加と補強体幅や補強体厚さを増加させると基礎地盤の剛性が改善する知見が得られた．しかし，PIV を用いて補強地盤の変形挙動を簡易的に可視化することは可能であったが，解析精度が課題となった．また，より軟弱な地盤を想定した場合の補強効果についての検討も課題として残された．

そこで，既往の研究結果を踏まえたうえで，本研究では，硅砂 5 号より小さい粒径の硅砂 7 号を用い，よ

Bearing Capacity Characteristics of Wrapped Geogrid Reinforcement Ground by Various Reinforcement Body Dimensions: Takahiro Komatsu (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology) and Takatoshi Yokoi (Graduate student, Muroran Institute of Technology)

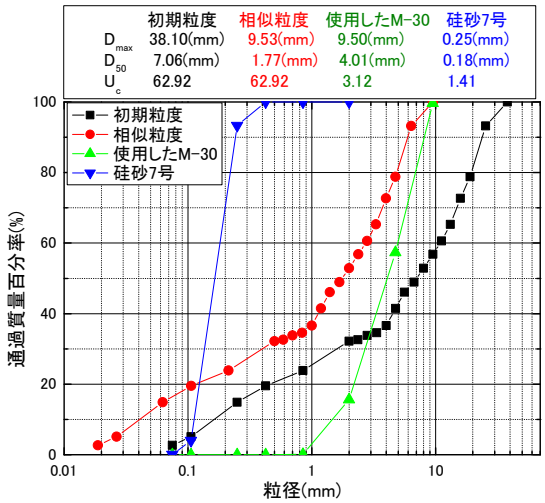
り軟弱な地盤を再現することで，種々の補強体幅や 2 種類の厚さの補強体を用いて室内模型土槽試験を実施し，ジオグリッド補強体下面の模型地盤の支持力特性に及ぼす補強体幅，厚さついて硅砂 5 号の結果[9),10)]との比較・検討を行った．また，既往研究と同様に，実験中に模型地盤を撮影した写真に対する PIV 解析により補強地盤の変形挙動を検討した．

２．試験試料および実験方法

本研究で用いた試料は，既往研究と比べてより軟弱な地盤を想定して，模型地盤には，より粒径の小さい硅砂 7 号を，補強体の中詰材には粒度調整砕石 M-30 をそれぞれ使用した．中詰材は模型土槽寸法の制約から M-30 の最大粒径が 9.53 mm となるように，相似比 1/4 として相似粒度で調整した試料を用いた．使用した M-30 と珪砂 7 号のふるい分けを行い，それぞれの結果をもとに得られた粒径加積曲線を**図－2** に示す．図に示すように，実際に使用した中詰材は細粒分が補強材の網目サイズ 0.84 mm 角からもれてしまうため，M-30 の粒度に比べ 1.0 mm 未満が概ねカットされた粒度となっている．

試験に用いた補強体は，実物のジオグリッドを用いると剛性が大きすぎ，実験時の模型地盤や補強体の経過観察が不可能なため，ジオグリットとして，市販のポリエチレン製の網目状の網戸替え網を用いた．補強体は，奥行き 180 mm，厚さ 30 mm および 50 mm で，フーチング幅 B に対して，2.0, 2.2, 3.0 倍の幅となる計 6 種類の補強体を作製した．ここで，2.2 倍は補強体の厚さ H＝30 mm に対して，**図－1** に示す ψ＝45°として補強体幅を決定した値である．**写真－1** のように補強体はナイロン製の糸で縫い合わせて，縫い方を統一し手作りで作製した．その際，補強体の角で縫い合わせると既往研究で縫い合わせ部分が試験力に耐えられないことが判明したため，上面で縫い合わせることにより補強体の強度を確保した．

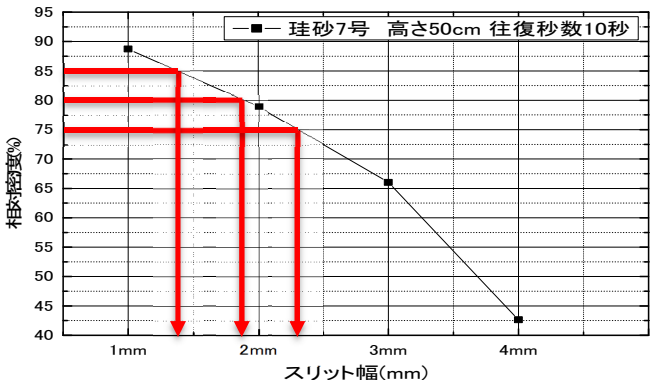
図－3 にホッパーのスリット幅と相対密度の関係を示す．図に示す相対密度は，模型土槽の上部に設置したホッパー下の模型土槽内に，体積と質量が既知であるモールドを設置し，ホッパーから珪砂 7 号を自由落



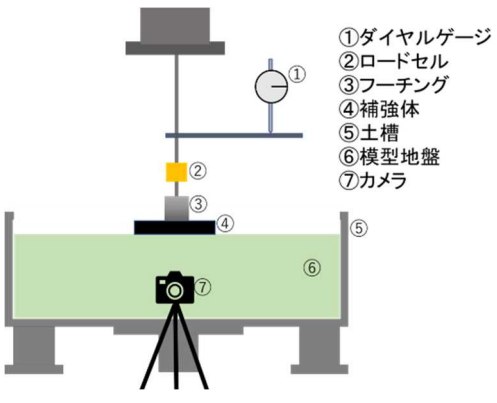
図－2　硅砂 7 号と M-30 の粒径加積曲線



写真－1 補強体：（上）上面，（下）側面



図－3 スリット幅と相対密度の関係



図－4　試験装置概略図

下させ，モールド内に砂を満たした後にモールドを取り出し，モールド上部の砂を摺り切り，モールド内の質量と体積から自由落下による乾燥密度ρ_d を求め，珪砂 7 号の最小・最大密度試験から得られた最小密度$(\rho_d)_{min}$= 1.292 g/cm^3，最大密度$(\rho_d)_{max}$= 1.624 g/cm^3 の値から算出されたものである．スリット幅を変化させながら，この手順を繰り返すことによって求められたスリット幅と相対密度の関係は一義的な関係にあることが分かる．この図から，模型地盤の所定の相対密度に対するホッパーのスリット幅を設定した．

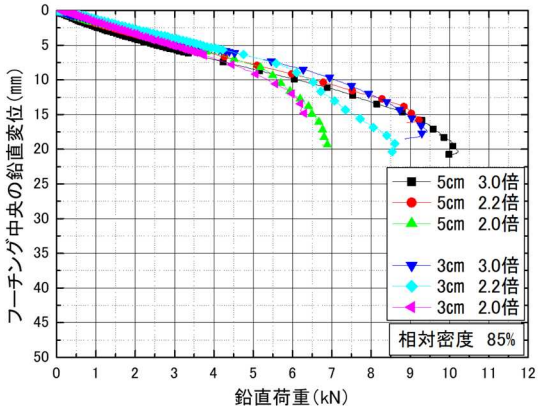
実験で使用する模型地盤の作製は土槽を上下 2 層に分けて行った．初めに，所定の相対密度となるようにホッパーのスリット幅を調整後，試料を充填したホッパーを土槽底面から高さ 50 cm の位置で模型土槽内の端部から端部まで往復 10 秒の速さでホッパーを移動させながら珪砂 7 号を模型土槽の半分まで自由落下させ 1 層目を作製した．その後，ホッパーの高さを 50 cm 上昇させ同様の手順を繰返して 2 層目を作製した．



(a) 模型土槽の背面に黒幕を設置　(b) カメラ背面に黒の囲いを設置

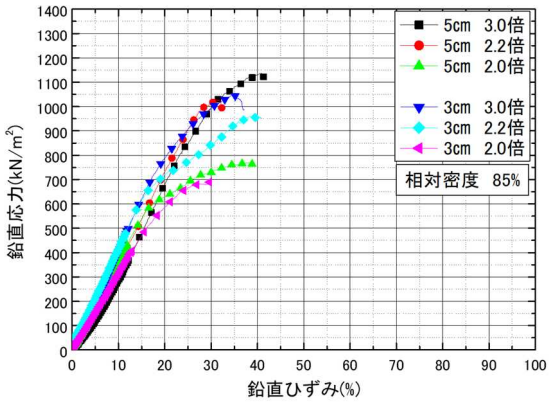
写真－2　試験状況

試験方法は，**図－4** の試験装置概略図に示すように，模型地盤作製後にロードセルに直結したフーチング（幅 50 mm，奥行き 180 mm，高さ 50 mm）の下に補強体を敷設し，単調載荷試験（軸変位速度 0.36 mm/min）を行なった．載荷ロッドの変位をダイヤルゲージにより測定し，軸変位量を鉛直変位量として算出した．なお，載荷試験は，変形量が急激に変化した点，または変形量がほぼ一定に微増を開始した点を最大鉛直荷重として終了することとした．また，既往研究において初期荷重の値に誤差が生じていたため，本研究では，フーチングを補強体に設置する際に補強体を締固め中詰材を密にして補強体に不陸が生じないようにしてから載荷を行った．



図－5 フーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係

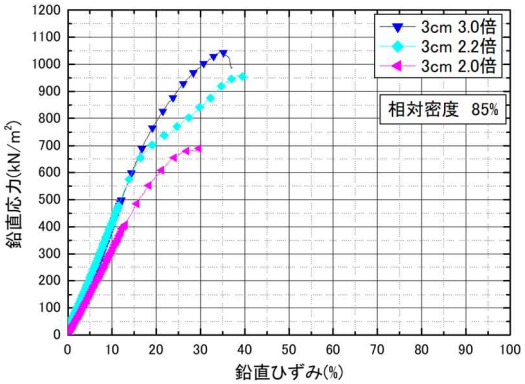
本研究では粒子画像流速測定法（PIV: Particle Image Velocimetry)を用いて模型地盤内の変形挙動を可視化した．PIV 解析に用いる画像の撮影は，**写真－2(a)**，**(b)**のように載荷開始前に模型土槽の全景が映りこむように三脚でカメラを固定し，試験中の鉛直ひずみが 7 %(鉛直変位量 2.5 mm)ごとに行った．なお，鉛直ひずみは，鉛直変位量をフーチング高さ 50 mm で除して算出した．具体的には，単調載荷試験の載荷速度から，約 7 分が鉛直ひずみ 5.0 %に相当するので，7 分ごとに遠隔撮影機能でカメラに触れることなく撮影を行った．その際，光量のばらつきが生じないように，黒幕(**写真－2(a)**)と黒の囲い(**写真－2(b)**)を設置し，また実験室の光量が足りないことからライトで照らした．撮影した画像に対して Python3.10 OpenCV を用いて土粒子の動きを可視化した[11]．ただし，本ソフトを用いた解析では簡易的な可視化しか行えず，模型地盤内の変位量などを求められなかったため，本研究では地盤内の変形量の大小を可視化することで，おおまかな地盤内の変形挙動を定性的に検討することにとどまった．



図－6 鉛直応力～鉛直ひずみ関係

３．試験結果と考察

図－5 は厚さ 30 mm と 50 mm の D_r=85 %における補強体幅のフーチング中央における鉛直変位～鉛直荷重の関係である．どちらも補強体幅の増加に伴ってピーク時における最大鉛直荷重が増加していることが分かる．また，厚さ 30 mm と 50 mm の場合を比較すると，同じ補強体幅では，厚さ 50 mm のほうがピーク時における最大鉛直荷重の値が大きい．これは，厚さ，幅ともに補強体を大きくすることにより中詰材の「せん断抵抗効果」と補強材の「引き上げ効果」の増大によって鉛直荷重が増加したためと考えられる．

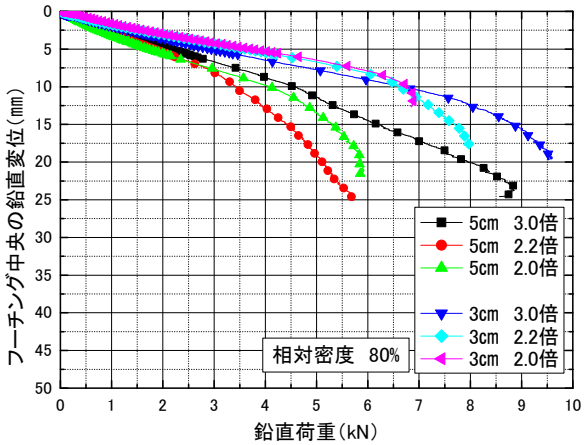


図－7 鉛直応力～鉛直ひずみ関係

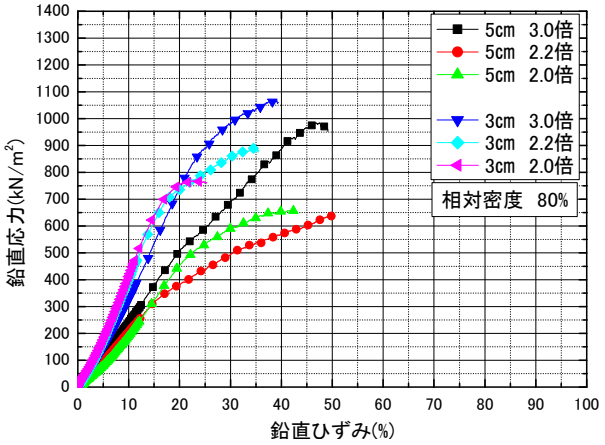
図－6 は厚さ 30 mm と 50 mm の D_r=85 %における鉛直応力～鉛直ひずみ関係である．どちらの場合でも，補強体幅が増加すると，ピーク時の鉛直応力は増加することが分かる．

図－7 は同じ条件において厚さ 30 mm の結果のみを示したものである。この図から，厚さ 30 mm の補強体に着目し，任意の鉛直応力で比較すると，幅が増大することで鉛直ひずみが小さくなっていることが分かる．これは，補強体幅を増加させることによって補強体の引き上げ効果の増大によって鉛直ひずみが減少したことに因るものと考えられる．これらの結果から補強体はより軟弱な地盤においても補強効果を発揮し地盤の剛性を確保する役割を果たすということが分かる．また，補強体の設置方法の工夫により，本研究では初期荷重のばらつきが改善されていることが確認された．

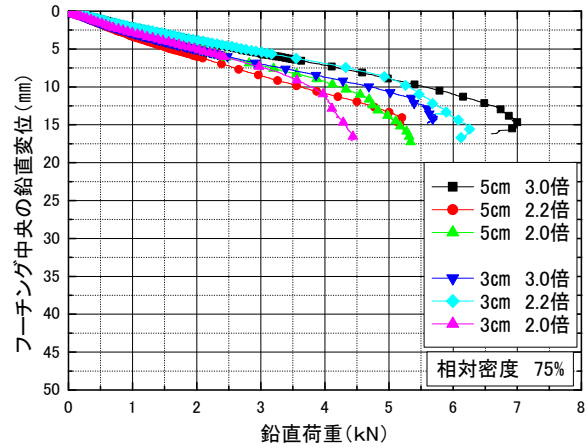
図－8～11 は，それぞれ Dr= 80 %,75 %の模型地盤に対する試験結果である．これらの図から相対密度が変化しても，ほぼ同様な支持力特性が得られたと考えられる．



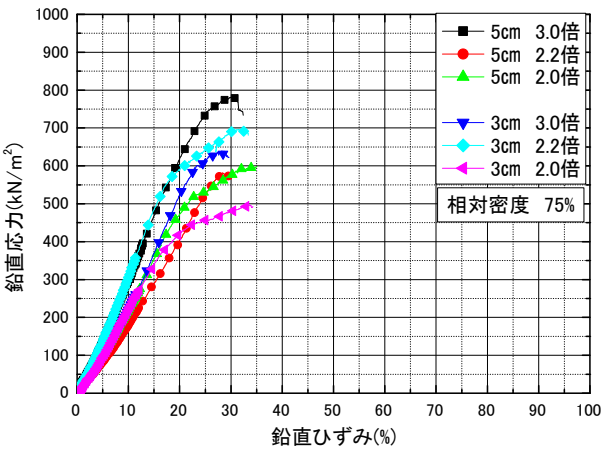
図－8 フーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係



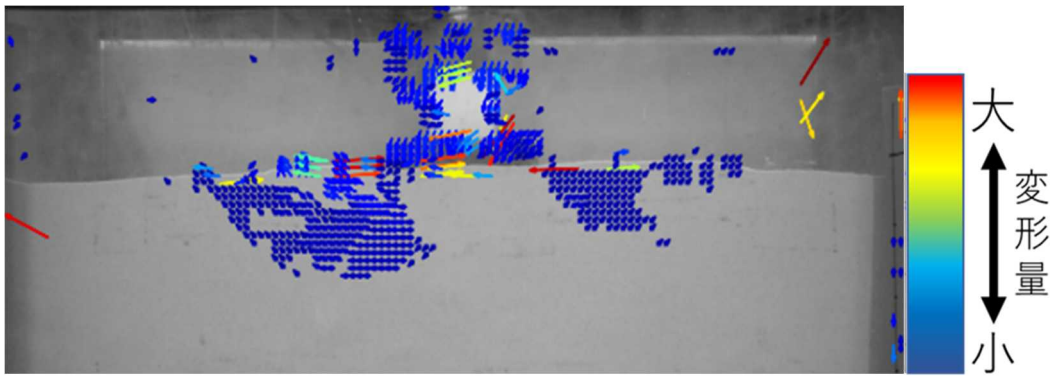
図－9 鉛直応力～鉛直ひずみ関係



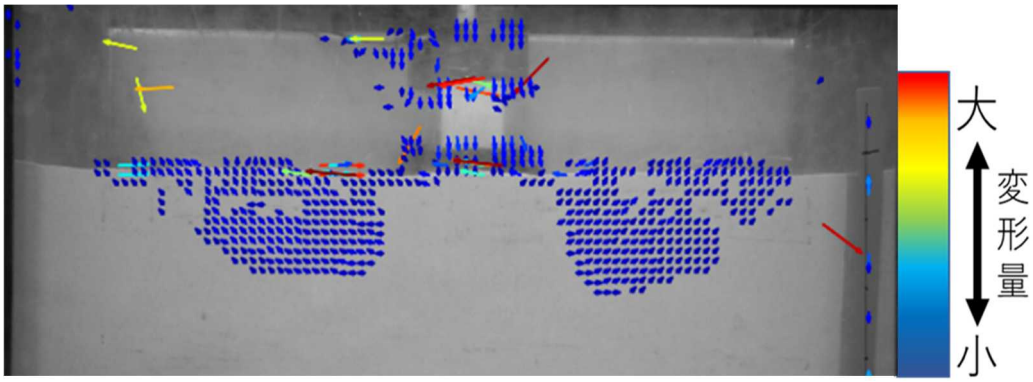
図－10 フーチング中央の鉛直変位～鉛直荷重関係



図－11 鉛直応力～鉛直ひずみ関係



図－12　地盤内の変形挙動：D_r=75 %，補強体幅 2 倍，厚さ 30 mm



図－13　地盤内の変形挙動：D_r=75 %，補強体幅 2.2 倍，厚さ 30 mm

図－12 は Dr= 75 %，補強体幅 2.0 倍，補強体厚さ 30 mm における破壊時の模型地盤の変形状況であり，**図－13** は補強体幅を 2.2 倍とした場合の変形状況である．両図とも鉛直ひずみが 30 %の時の状況であり，すべり面が可視化されていることが分かる．フーチングの左右で変形量に偏りがあるが，これは簡易的なソフトを使用し解析を行っているため，多少の光量の違いなどの影響に因るものであると考えられ，載荷による模型地盤の変形に及ぼす偏荷重の影響は，実際には，図に示されている変形よりも少ないと考える．図－12 と図－13 のすべり面の深さを比較すると，補強体幅 2 倍よりも 2.2 倍の補強体のほうが大きい．これは，2.2 倍の補強体のほうが，補強体幅が大きいため，先述したように任意の鉛直ひずみにおける鉛直荷重が大きくなる．その結果，軟弱な地盤を再現した珪砂 7 号による模型地盤において，ダイレタンシーが生じにくくなり，地盤の抵抗が増大するためであると考えられる．本研究では Python 用 OpenCV を用いることによって簡易的な可視化を行い，ライト，黒幕，黒い囲いを設置することで，撮影時の被写体に対する光量のばらつきをある程度低減することが可能であることが分かった．しかし，まだ光量のコントロールが不十分であることから，ライトの当て方，囲いの範囲など改善の余地はあると考えている．

4. まとめ

緩い模型地盤の支持力・変形特性に及ぼす補強体幅，厚さの影響，および PIV 解析による巻き込みジオグリッド補強地盤の変形挙動について検討した結果，本研究の範囲内で以下の知見を得た．

1) 補強体厚さや幅を大きくすることで中詰材の「せん断抵抗効果」と補強材の「引き上げ効果」が大きくなり，最大鉛直荷重が大きくなったと考えられる，
2) 補強体幅及び厚さを増加させることにより，任意の鉛直ひずみが減少することより，巻き込みジオグリッド補強体によって基礎地盤の剛性が改善されたと考えられる．
3) 本研究では既往研究に比べて軟弱な地盤を想定して珪砂 7 号を用いた検討を行ったが，軟弱な地盤においても巻き込みジオグリッド補強体の補強効果を発揮することが分かった．
4) 既往研究における課題であった初期荷重の載荷精度はフーチングと補強体の設置時に補強体を締め固めて中詰材を密にすることで改善することが分かった．

5) 簡易的な PIV 解析によって地盤の変形挙動を可視化することで，D_r=75 %，補強体厚さ 30 mm の場合において，補強体幅 2 倍と 2.2 倍を比較すると，補強体幅 2.2 倍の補強体のほうがすべり面の深さが大きい．これは，2.2 倍の補強体幅が大きいために，鉛直応力～鉛直ひずみ関係において任意の鉛直ひずみにおける鉛直荷重が大きく，その結果，珪砂 7 号による模型地盤において，ダイレタンシーが生じにくくなり，地盤の抵抗が増大するためであると考えられる．

6) PIV のための写真の撮影時において光量の工夫を行うと解析精度が向上することがわかった。

【謝辞】本研究の遂行にあたって，「巻き込みジオグリッド基礎補強工法研究会」から研究助成金を頂いた．また，実験については，本学 4 年，杉野華の美君，浅井秀太君に多大なる協力を得た．ここに記して謝意を表す．

【参考文献】

1) ジオグリッド研究会：「ジオグリッド工法」ガイドライン（第 1 分冊）－材料試験法，設計法ガイドライン－，pp.219-228，1990.7.
2) （社）地盤工学会：地盤補強技術の新しい適用－他工法との併用技術－，pp.60-69，2006.9.
3) 落合英俊・林重徳・塚本良道・朱宰佑：ジオグリッドマットレス基礎の荷重分散効果とその評価，第 8 回ジオテキスタイルシンポジウム報告集，pp.19-28，1993.12.
4) 弘中淳市・平井貴雄・谷津淳：載荷実験によるマットレス工法の補強メカニズムの解明，ジオシンセティックス論文集，第 20 巻，pp.211-216，2005.12.
5) 小澤悠・小野敦・中野賢也：ボックスカルバートの基礎地盤対策-マットレス工法のフィールド試験施工について-，第 59 回北海道開発技術研究会，2016.2.
6) 富田直樹・谷野淳・片井浩太：ボックスカルバートの基礎地盤対策について－カルバート基礎補強工法の施工－，第 60 回北海道開発技術研究発表会，2017.2.
7) 木幡行宏，林啓二，原 靖，松田圭大：室内模型実験によるボックスカルバート基礎補強の支持力特性に及ぼす補強体幅の影響，第 60 回地盤工学会北海道支部技術報告集，pp.259-262，2020.1.
8) 木幡行宏：巻き込みジオグリッド補強の支持力特性に及ぼす補強体幅・形状の影響，第 55 回地盤工学研究発表会講演集，pp.23-9-4-03，2020.7.
9) 二階堂樹，木幡行宏：巻き込みジオグリッド補強地盤の支持力特性に及ぼす補強体幅・厚さ及び相対密度の影響，第 57 回地盤工学研究発表会講演集，pp.22-7-1-07，2022.7.
10) 二階堂樹，木幡行宏：PIV 解析による巻き込みジオグリッド補強地盤の変形挙動，第 60 回地盤工学会北海道支部技術報告集，pp.69-74，2023.1.
11) WATLAB：Python/OpenCV で PIV 計測！粒子移動をベクトル化する，https://watlab-blog.com/2021/01/31/piv-vector/，2021.1.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

Bearing capacity performance evaluation of normal and spiral piles in various types of ground under two-way cyclic vertical loading

北海道大学大学院　正会員　　○Shah Faheem
北海道大学大学院　正会員　　磯部 公一

1. Introduction

In recent years, the demand for renewable energy has led to a significant increase in solar power installations. This expansion often involves building on affordable land. Traditionally, concrete spread footings have been used for solar equipment foundations. However, there is a growing interest in alternative foundations like small-diameter steel pipe piles, helical piles, and inclined piles to better handle soft ground conditions (Hirata et al., 2005; Araki, 2013; Sato et al., 2015; Nakagawa et al., 2018; Tamboura et al., 2022). In addition, these types of piles are utilized in confined areas like train stations where heavy machinery cannot operate, such as the foundations for platform doors on embankment platforms. Helical piles, also known as screw piles, are particularly effective due to their strong vertical load resistance. Their screw-like design allows them to be rotated into the ground, providing enhanced lateral support. This makes them suitable for soft soils and slope stabilization. Despite their advantages, current design practices for helical piles are often overly conservative, not fully considering the composite action between the pile and soil. Moreover, reports indicate that the pull-out resistance is significantly influenced by the accuracy of the construction (Kinashi and Nishioka, 2023). Additionally, much of the existing research has focused on dry sand conditions, offering limited insights into performance under more realistic scenarios, such as cohesive, saturated and unsaturated soils. Therefore, a more rational evaluation and design approach that considers the bearing capacity characteristics of helical piles in actual ground conditions could broaden their applicability.

This study experimentally examines the penetration resistance, vertical bearing capacity, and pull-out resistance of small-diameter helical piles in various types of ground under two-way cyclic vertical loading. A comprehensive assessment is conducted by comparing the vertical bearing capacity and pull-out resistance mechanisms of helical piles with those of conventional piles.

2. Methodology

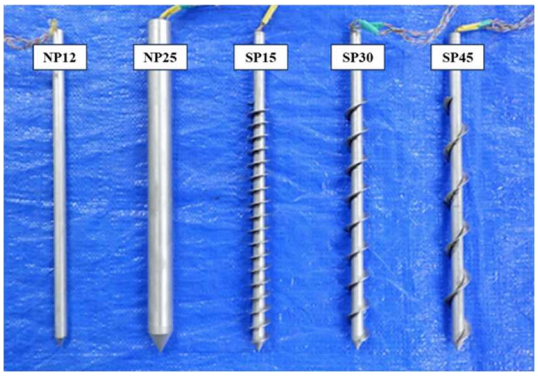
2.1 Model piles

In this study, two categories of model piles were examined: conventional piles (NP12) and spiral piles (SP30, and SP45). The conventional piles, labeled NP12, consist of straight cylindrical shafts with diameters (D_s) of 12 mm. Spiral piles, denoted as SP30 and SP45, also have a shaft diameter of 12 mm, but feature an attached spiral blade. This blade increases the helix diameter (D_h) to 25 mm, encompassing both the shaft and the blade, as illustrated in Fig. 1. Fig. 1 shows all the model piles but in this research study the results of NP12, SP30 and SP45 will be discussed.

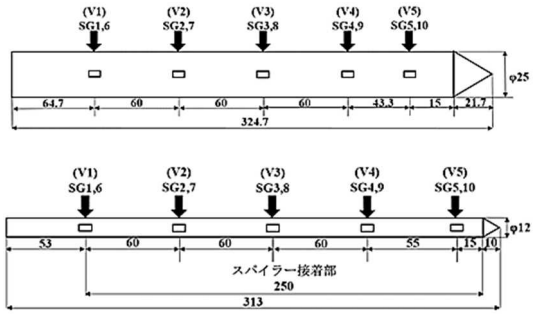
The spiral blade orientation is characterized by an inclination angle relative to the horizontal plane, which is 30° for SP30, and 45° for SP45. The blade follows a right-handed winding direction and extends the full length of the pile shaft, excluding the tip. The pitch, defined as the axial distance between consecutive turns of the spiral blade, is 29 mm for SP30, and 50 mm for SP45. For estimating the effective surface area and bearing area, a conservative assumption of a 25 mm effective diameter was applied. Although the actual effective diameter is likely within the range of 12 mm to 25 mm, this approach prioritizes safety. Further studies are necessary to refine the calculation of the effective bearing area.

Bearing capacity performance evaluation of normal and spiral piles in various types of ground under two-way cyclic vertical loading.
Faheem SHAH, Koichi ISOBE (Hokkaido University)

To standardize the pile tips, all models were sealed with a 60-degree cone shape, creating closed-end piles. To measure axial forces during testing, two strain gauges (SGs) were mounted at five equidistant cross-sectional locations along the interior surface of each pile. The SGs placement for spiral piles (SP30 and SP45) is the same as that used for the NP12 pile as shown in Fig. 1b. Essential geometrical and physical properties of the piles are summarized in Table 1.



a) Model piles
(from left to right NP12, NP25, SP15, SP30, SP45)



b) Model piles dimensions (unit: mm)
(top: NP12, SP15, SP30, SP45 and bottom: NP25)

Figure 1 Model piles

Table 1 Properties of model piles

Model pile	NP12	SP30	SP45
Mass (kg)	0.056	0.073	0.064
Total length (mm)	313	313	313
Effective length (mm)*	260	260	260
Pile diameter D_P (mm)	12	12	12
Helix diameter D_H (mm)	-	25	25
Effective surface area (mm^2)	9796.8	20410	20410
Effective base area (mm^2)	113.04	490.625	490.625
Helix pitch P_H (mm)	-	29	50
Inclination angle (°)	-	30	45
Young's modulus (GPa)	69.1	69.2	71.7

*Effective length is the length of the pile in interaction with soil.

2.2 Model ground

The experimental setup involved a cylindrical soil chamber, as shown in Figs 2 and 3, with dimensions of 300 mm in diameter and 640 mm in depth. Three model grounds were constructed using dry Shikotsu pumice flow deposits (Spfl) and Silica sand No. 7 (dry and saturated conditions).

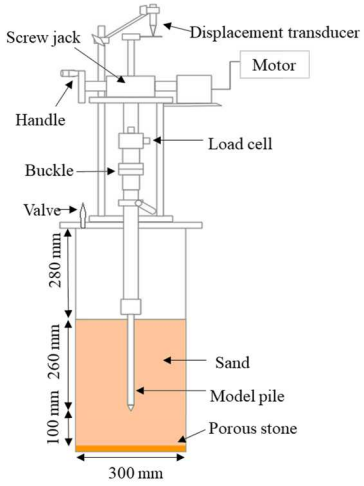
2.2.1 Sandy Soil

The sandy ground was prepared using an air pluviation method. A specially designed device, created by modifying a PET bottle with a 35 mm diameter opening at the base and equipped with a 0.701 mm mesh, was utilized to distribute the sand uniformly. The sand was released from a fixed height of 630 mm to ensure consistent layering. The model ground consisted of 12 layers, each 30 mm thick, resulting in a total height of 360 mm. The target relative density (Dr) for the sandy ground was set at 45%. Detailed physical properties of the silica sand are provided in Table 2. To create saturated conditions, water was introduced at the base of the chamber, allowing it to infiltrate upward through the sand layers. The water level was closely observed, and once it reached the surface, the supply of water was stopped. The

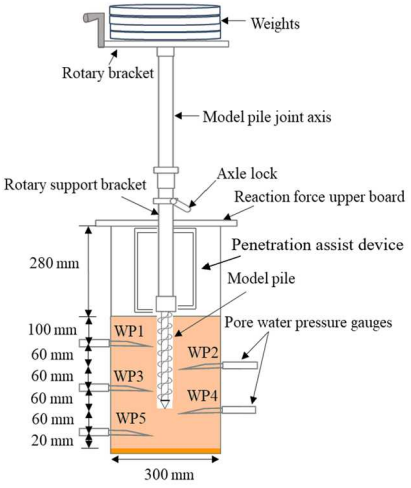
water level was then maintained for a sufficient period to ensure uniform saturation throughout the model ground. This process ensured that equilibrium was achieved, confirming that the ground was fully saturated.

2.2.2 Spfl soil

For the Shikotsu pumice flow deposits (Spfl), a distinct method was employed to avoid mesh clogging and particle segregation. To achieve a relative density (Dr) of 45%, the Spfl material was directly placed into the soil chamber and compacted layer by layer. Each layer was 30 mm thick, and the total height of the ground reached 360 mm. The fundamental properties of the Spfl sample are listed in Table 2, while its grain size distribution is detailed in Table 3. For both soil types, the height of the prepared ground was carefully measured and verified using a laser displacement meter positioned at the top of the soil chamber, ensuring precise accuracy.



a) Loading device



b) Penetration of spiral pile

Figure 2 Cylindrical soil chamber a) with loading device b) with penetration device



Figure 3 Penetration assists device (Jig)

Table 2 Silica sand No. 7 and Spfl physical properties

	Silica sand	Spfl
Density ρ_s (g/cm^3)	2.67	2.43
Maximum density ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.60	1.17
Minimum density ρ_{dmin} (g/cm^3)	1.25	0.83
Fine grain content F_c (%)	1.63	26.8
Internal friction angle ϕ (°)	37	40

Table 3. Properties of the Spfl soil

Soil type	Spfl
Sand content (%)	67.1
Silt content (%)	24.2
Clay content (%)	8.7
Maximum particle size D_{max} (mm)	0.85
Average particle size D_{50} (mm)	0.143
Effective particle D_{10} (mm)	0.007
Coefficient of uniformity U_U	29.90
Coefficient of curvature U_C	2.60

2.3 Installation of model piles

2.3.1 Normal pile

The normal pile was initially allowed to penetrate the model ground through free fall from a height slightly above the ground surface while maintaining verticality. However, this approach proved insufficient, as the pile failed to reach the target depth of 260 mm under its own weight. To overcome this limitation, a press-in method was employed, involving the application of additional loads to facilitate deeper penetration. Incremental steps were taken by placing a 500-gram weight on the rotary bracket and recording the resulting penetration depth. Once the pile reached 80% of the target depth, a loading device (shown in Fig. 2a) was used to apply controlled displacement, ensuring the final penetration depth precisely reached, but did not exceed, the target of 260 mm.

2.3.2 Spiral pile

The performance of a spiral pile is significantly influenced by the advancement ratio (AR), defined as the ratio of the pile's vertical displacement to the pitch of the spiral pile per rotation. According to the Code of Practice for Foundations in London, UK (BSI, 2015), the recommended AR is 1 ± 0.15. Similarly, Perko (2009) recommends that the AR for screw piles should exceed 0.8, meaning the pile should ideally advance by one pitch of the helix with each rotation. This method is known as "pitch-matched" installation. This technique minimizes soil disturbance during installation, which is crucial for maintaining the integrity of the surrounding soil and ensuring optimal pile performance (Cerfontaine et al., 2023).

To achieve pitch-matched penetration on a smaller scale, a new tool called the "penetration assist device" was developed, as illustrated in Fig. 3. This device ensures vertical alignment during installation and helps maintain an AR of 1. The spiral pile is attached to the penetration assist device and positioned near the model ground surface. Using a handle connected to a rotary bracket, the pile is manually rotated and driven into the soil (refer to Fig. 2b). Vertical crowd force is incrementally applied by adding a 500-gram weight on top of the rotary bracket, and the corresponding penetration depth is recorded. The pile is installed by simultaneously rotating and pressing down, ensuring the AR remains at 1. Once the target penetration depth of 260 mm is achieved, the rotary bracket is removed, and a loading device as shown in Fig. 2a is attached to initiate the loading test.

2.4 Loading procedure

The loading process began by attaching a loading device to the pile, as shown in Fig. 2a, after its installation. The testing assumed that the pile would first encounter conditions corresponding to the allowable bearing capacity before progressing to the ultimate bearing capacity. The ultimate bearing capacity was defined as the point where the vertical or lateral displacement reached 10% of the pile's diameter at the loading point.

To simulate the allowable bearing capacity, the piles were subjected to cyclic vertical displacements equal to 2% of their diameter, applied alternately in compression and tension, as illustrated in Fig. 4. This phase involved six cycles performed at a controlled loading speed of 0.5 mm/min. Subsequently, the piles were loaded further to simulate the ultimate bearing capacity. In this phase, the cyclic vertical displacement was increased to 10% of the pile diameter in both push-in and pull-out directions. This phase also consisted of six cycles, but with a faster loading speed of 3 mm/min, as the influence of loading speed was deemed negligible in these tests.

3. Results and discussion

3.1 Penetration Resistance

Fig. 6 depicts the relationship between penetration resistance and the percentage rate of displacement to the target depth (260 mm) for both the normal pile and the spiral pile in dry Spfl, dry and saturated sandy conditions. In all scenarios, the spiral pile (SP30 and SP45), despite its larger diameter of 25 mm, exhibits lower penetration resistance compared to the normal pile with a diameter of 12 mm. Moreover, Sakurai et al. (2023) studied the penetration resistance of SP30 in both dry and saturated sand without the use of a jig. The penetration resistance without the jig was 85.3 N in dry sand and 61.5 N in saturated sand. However, in the current study when using a penetration assist

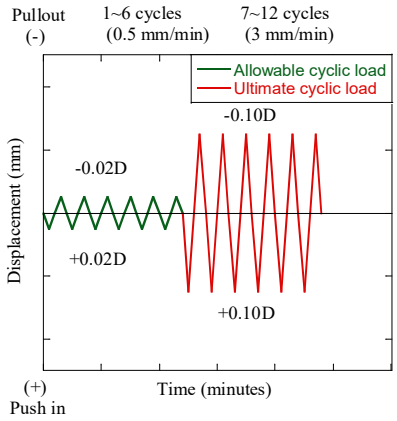


Figure 4 Loading cycles
(*D*: diameter, 12 mm for NP12 and 25 mm for SP30 and SP45)

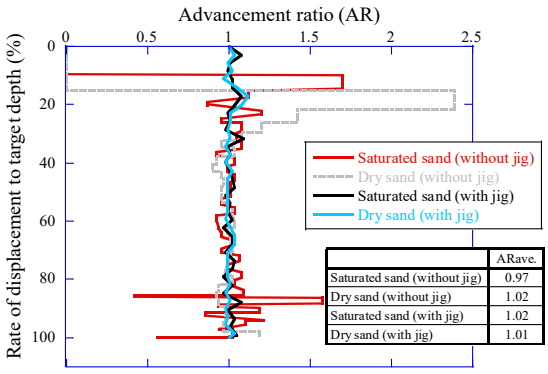
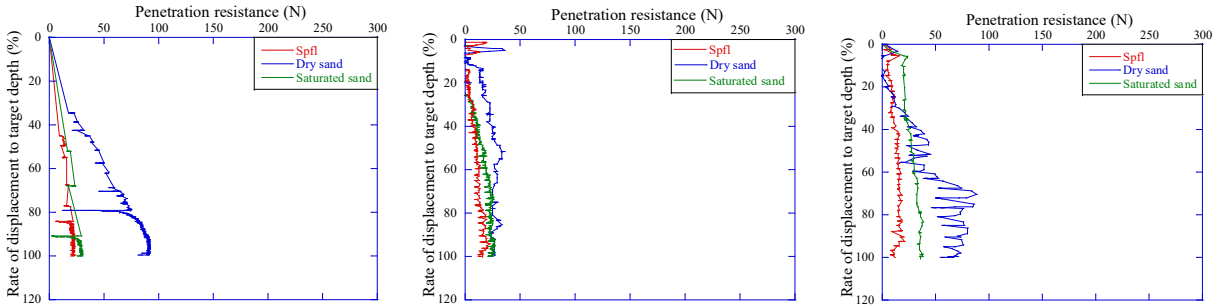


Figure 5 SP30 advancement ratio vs target displacement after Sakurai et al. (2023)



a) NP12 b) SP30 c) SP45

Figure 6 Penetration resistance vs displacement ratio to target installation depth

device (jig), the SP30 exhibited reduced penetration resistance under the same pile dimensions and soil conditions. Specifically, the penetration resistance decreased to 25.8 N in dry sand and 12.3 N in saturated sand. This observation highlights that the use of jig helps maintain the advancement ratio close to 1 (see Fig. 5), where the penetration per rotation aligns with the spiral pitch, effectively reducing the pile's penetration resistance.

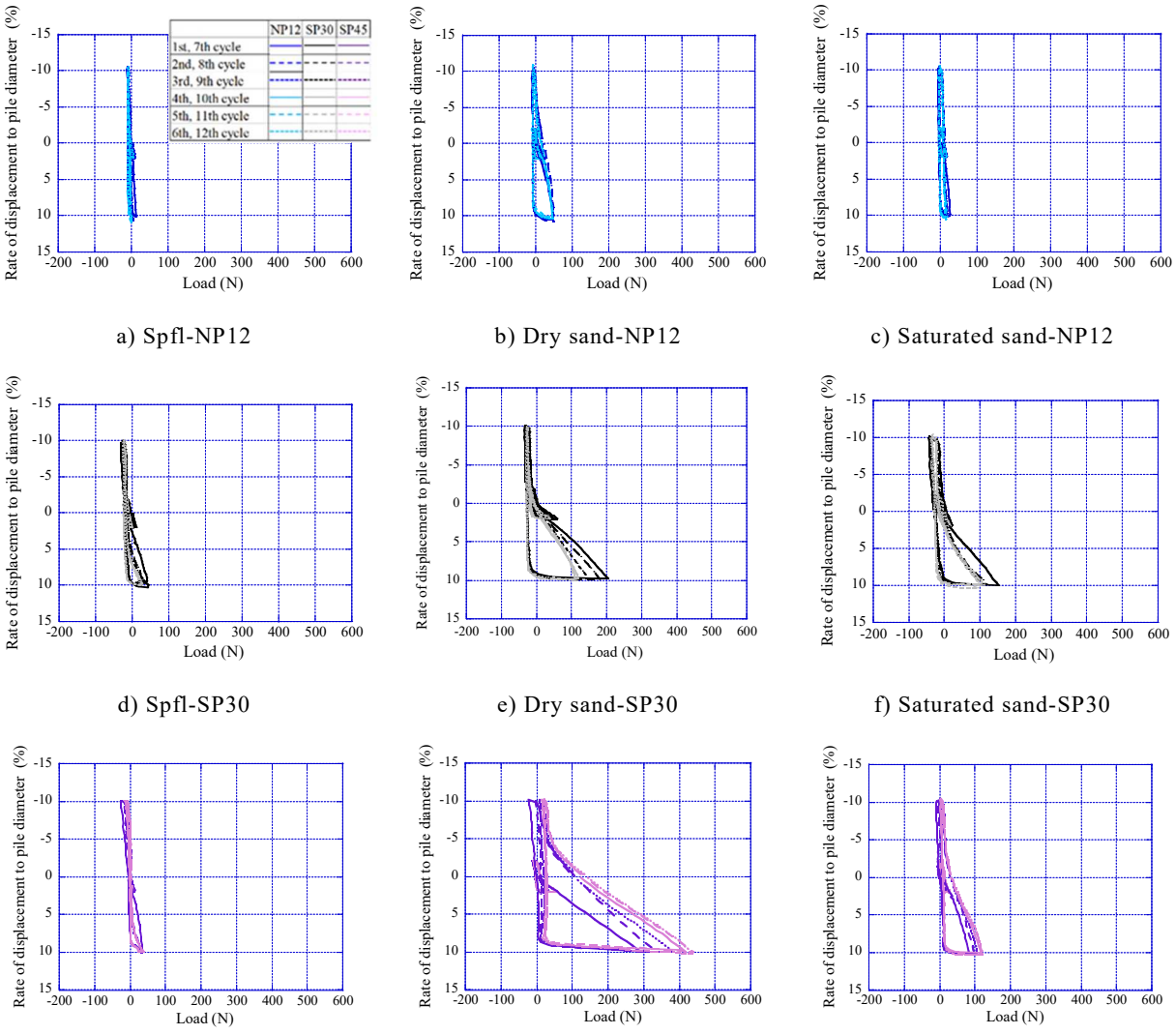
The spiral pile SP45 exhibits higher penetration resistance than SP30 across all soil conditions. This difference is primarily influenced by the inclination angle of the blades, which directly affects the pitch of the pile (the vertical distance between two consecutive spirals). The steeper inclination angle of 45° in SP45 results in a larger pitch of 50 mm, compared to the 29 mm pitch of SP30. A smaller pitch, as in SP30, results in more spiral blades engaging with the soil and less shaft-soil contact. This reduces shaft friction and requires less torque for penetration. Conversely, a larger pitch, like in SP45, reduces the contact area of the spiral blades with the soil while increasing the contact area of the shaft. This greater shaft-soil interaction leads to higher shaft friction, requiring more torque to shear the soil and penetrate. Sharif et al. (2021) demonstrated that increasing the pitch raises the torque needed for installation, reflecting greater resistance to penetration. Consequently, the higher interaction between the shaft and the soil explains the increased penetration resistance observed in SP45 compared to SP30. Notably, all piles demonstrate higher penetration resistance in dry sandy model ground.

3.2 Bearing capacity and pullout resistance

Fig. 7 illustrates the load-displacement relationships for NP12, SP30, and SP45 across different soil types and conditions. The spiral piles (SP30 and SP45) exhibit higher vertical bearing and pullout capacities compared to the normal pile (NP12) under identical ground conditions. This enhanced performance is due to the higher skin friction of the spiral piles. During pullout, the spiral blades serve as bearing surfaces, significantly increasing skin friction while the normal pile has minimal skin friction. Among the spiral piles, SP30 demonstrates a higher pullout capacity than

SP45. This is due to the inclination angle of 30° in SP30, which is closer to horizontal, allowing it to function more effectively as a bearing surface. Conversely, the steeper 45° inclination angle of SP45 offers less bearing support, resulting in slightly reduced pullout performance compared to SP30.

When assessing the bearing capacities of individual piles under various soil conditions, it becomes clear that sandy soils provide greater bearing capacity compared to Shikotsu pumice flow deposits (Spfl). Despite Spfl soil having a higher internal friction angle (40°) due to its irregular particle shapes compared to sandy soil (30°), its bearing capacity is lower. This is primarily because sandy soil has a higher particle density than Spfl. Even at the same relative density, Spfl soil ends up being less dense overall. Consequently, the sandy soil exhibits a higher bulk density, which directly contributes to its greater bearing capacity compared to Spfl soil. In Spfl soil, both normal piles (NP12) and spiral piles (SP30 and SP45) show a marked reduction in bearing capacity following the first cycle of ultimate cyclic loading. A similar observation was also reported by Sakurai et al. (2023) and Shah et al. (2024) in unsaturated sandy soils, where the bearing capacity of spiral pile degraded with the increase in number of cycles. In Spfl soil, the load-displacement response after the first ultimate cyclic loading cycle shows minimal bearing capacity increases near the origin, with a more noticeable increase between 0.05D and 0.10D displacement. The reduced bearing capacity at 0.05D displacement is primarily due to the formation of gap between the pile and the surrounding soil caused by cyclic loading. A more detailed explanation will be given in consideration based on the results of the tip resistance and skin resistance described below.



a) Spfl-NP12 b) Dry sand-NP12 c) Saturated sand-NP12

d) Spfl-SP30 e) Dry sand-SP30 f) Saturated sand-SP30

g) Spfl-SP45 h) Dry sand-SP45 i) Saturated sand-SP45

Figure 7 Vertical load vs displacement ratio in different soil conditions

To further evaluate the load-displacement characteristics of the spiral piles, Table 4 presents the ratio of bearing capacity at a displacement of 0.05D during the 8th cycle (second cycle of ultimate cyclic load) to the bearing capacity at a displacement of 0.1D during the 7th cycle (1st cycle of ultimate cyclic load). This ratio ($q_{8,0.05D}/q_{7,0.1D}$) provides insight into pile performance under varying ground conditions. In both dry and saturated sandy soils, more than 50% of the bearing capacity during the 7th cycle is typically mobilized at 0.05D displacement during the 8th cycle. This indicates that a significant portion of the pile's bearing capacity is activated at relatively small displacements. In contrast, for Spfl the bearing capacity at 0.05D displacement ($q_{8,0.05D}$) remains well below even less than 20% of the bearing capacity during the 7th cycle. The reduced capacity in Spfl is primarily attributed to the formation of gaps between the pile and the surrounding soil due to cyclic loading. The internal friction angle is hypothesized to be the primary factor maintaining these gaps in dry Shikotsu pumice flow deposits (refer to Table 2).

Table 4 Bearing capacity and tip resistance ratios during 7th and 8th cycle of ultimate cyclic load

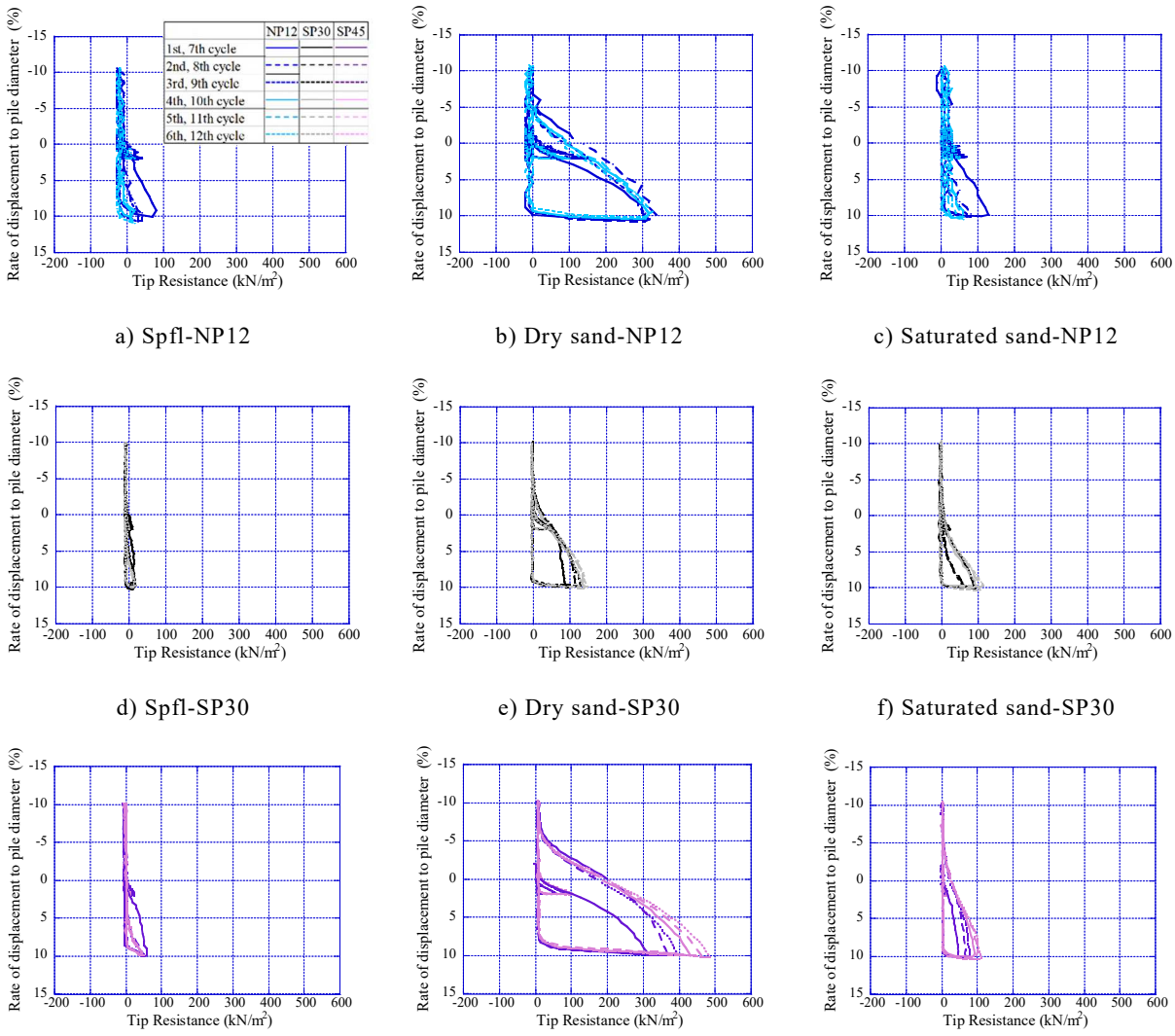
Model ground	$q_{8,0.05D}/q_{7,0.1D}$ **(%)**			$Tip_{8,0.05D}/Tip_{7,0.1D}$ **(%)**		
	NP12	**SP30**	**SP45**	**NP12**	**SP30**	**SP45**
Spfl	0.01	0.1	16.1	12.5	24.9	8.3
Silica sand N0.7 (dry)	85.6	42.3	74.8	93.7	97.4	100.0
Silica sand N0.7 (saturated)	57.1	22.2	83.3	30.8	43.0	115.0

In dry and saturated sandy soils, the normal pile (NP12) exhibits consistent bearing capacity throughout cyclic loading. In contrast, the spiral pile (SP30) demonstrates a slight reduction in bearing capacity over a few initial cycles before stabilizing. On the other hand, the spiral pile (SP45) shows a progressive increase in bearing capacity as the number of cycles increases. This behavior is attributed to the densification of sand near the bottom helix during cyclic reversals, as observed by Wada et al. (2017). The steep inclination angle of 45° for SP45 facilitates the filling of gaps beneath the pile tip that form during load reversals (from pushing to pulling). This soil compaction and densification at the tip significantly enhance tip resistance with each cycle, contributing to an overall increase in the pile's bearing capacity. In contrast, SP30, with an inclination angle of 30°, does not promote the same degree of soil movement into the gap under the pile tip during load reversals. As a result, its tip resistance remains relatively consistent, but a reduction in skin friction causes a slight decrease in overall bearing capacity during the initial cycles. This reduction stabilizes after a few cycles as the skin friction achieves a steady state, resulting in consistent performance for the rest of the cyclic loading.

Fig. 8 shows the relationship between tip resistance and normalized displacement for NP12, SP30, and SP45 across various soils. NP12 exhibits higher tip resistance than SP30 but is comparable to SP45. The higher resistance of NP12 is due to soil densification during installation, which is absent for SP30 due to its pitch-matched installation, causing minimal soil disturbance. SP45, with its steeper inclination angle, behaves similarly to NP12. In Spfl soil, both normal and spiral piles show degradation in tip resistance after the first cycle of ultimate cyclic loading. Minimal tip resistance increase occurs up to 0.05D displacement, as gaps form between the pile and soil due to cyclic loading. These gaps reduce tip resistance until further displacement beyond 0.05D closes them, leading to a sharp resistance increase. A similar observation was also reported by Sakurai et al. (2023) and Shah et al. (2024) in unsaturated sandy soils, where the tip resistance of spiral pile degraded with the increase in number of cycles.

Table 4 highlights the ratio of tip resistance at 0.05D during the 8th cycle to tip resistance at 0.1D during the 7th cycle. This ratio ($Tip_{8,0.05D}/Tip_{7,0.1D}$) provides insight into pile performance under varying ground conditions. In sandy soils, over 50% of tip resistance from the 7th cycle is mobilized at 0.05D during the 8th cycle, indicating significant tip resistance at small displacements has already been achieved. In contrast, Spfl soil shows less than 25% resistance at 0.05D displacement, primarily due to gaps caused by cyclic loading. These gaps require displacement beyond 0.05D for resistance recovery, restoring the pile's load-bearing capacity.

The spiral pile (SP45) demonstrates increased tip resistance in both dry and saturated sandy soils. This improvement is attributed to its steep spiral inclination angle of 45°, which promotes soil movement during load reversal in cyclic loading. With each cycle, soil particles fill the gaps under the pile tip, compacting the soil and enhancing its density, resulting in higher tip resistance. This behavior is evident when comparing the tip resistance at 0.0D displacement during the 7th and 8th cycles for the normal pile (NP12) and SP45 versus SP30 in dry sandy conditions. Both NP12 and SP45 show a notable increase in tip resistance at the beginning of the 8th cycle compared to the 7th cycle, whereas SP30 exhibits only a slight increase (refer to Table 5). For NP12, soil flows freely into the gap during cyclic loading, quickly restoring resistance. In contrast, SP30 has a more horizontal inclination angle of 30° which limits sand flow into the gap, leading to only a minor improvement. However, SP45 steeper angle of inclination facilitates better sand flow and compaction under the pile tip, significantly increasing tip resistance in each cycle.



a) Spfl-NP12 b) Dry sand-NP12 c) Saturated sand-NP12

d) Spfl-SP30 e) Dry sand-SP30 f) Saturated sand-SP30

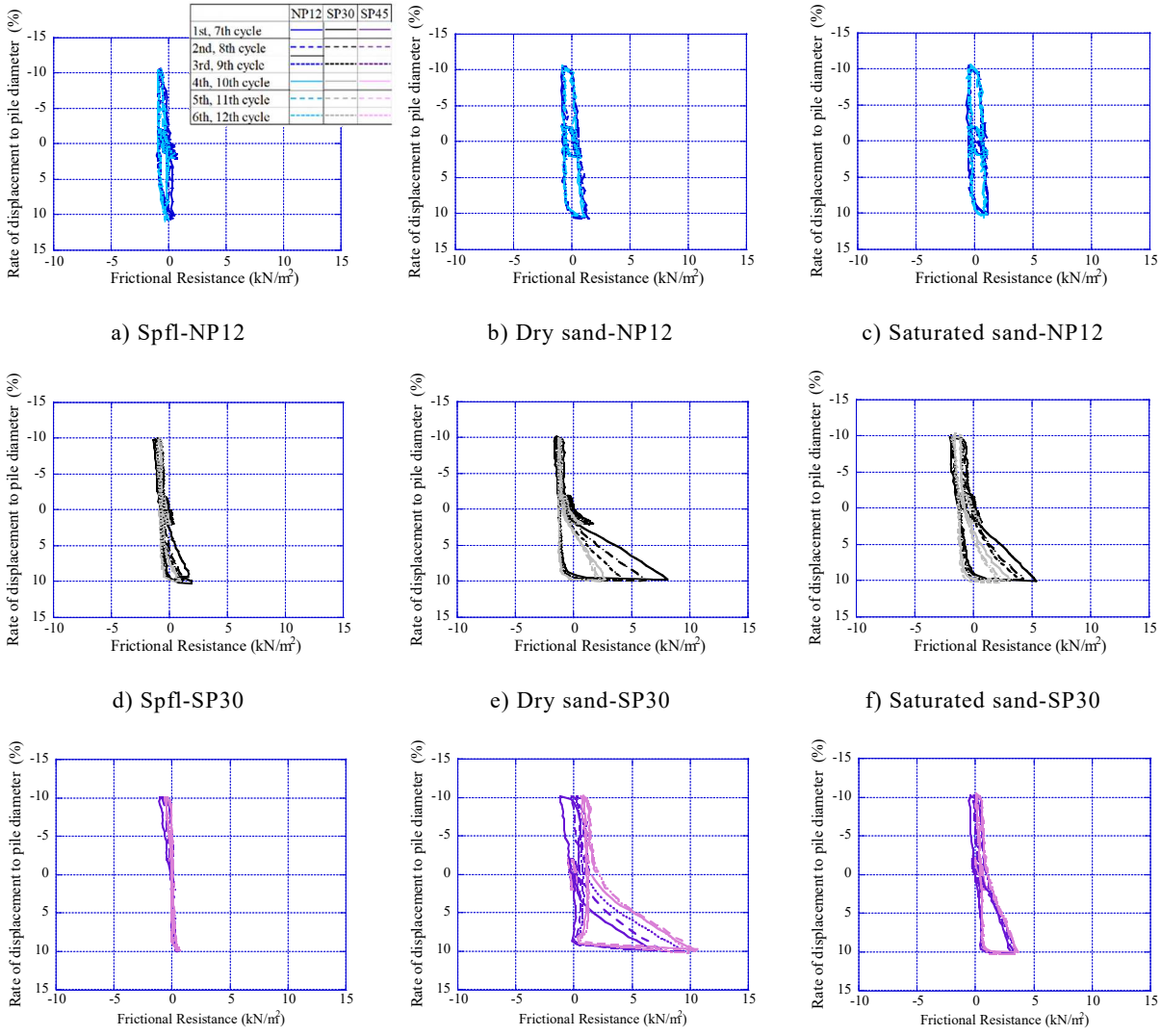
g) Spfl-SP45 h) Dry sand-SP45 i) Saturated sand-SP45

Figure 8 Tip resistance vs displacement ratio in different soil conditions

Table 5 Tip resistance at the start of 7th and 8th cycle (1st and 2nd cycle of ultimate loading)

Model ground	NP12		SP30		SP45	
	$Tip_{7,0.0D}$ (kN/m²)	$Tip_{8,0.0D}$ (kN/m²)	$Tip_{7,0.0D}$ (kN/m²)	$Tip_{8,0.0D}$ (kN/m²)	$Tip_{7,0.0D}$ (kN/m²)	$Tip_{8,0.0D}$ (kN/m²)
Silica sand No.7 (dry)	0	138.9	0	32.03	18.97	211.0

Fig. 9 illustrates the relationship between skin frictional resistance and normalized percentage displacement based on surface area. The spiral pile consistently demonstrates significantly higher skin friction than the normal pile. In Shikotsu pumice flow deposits (Spfl), all piles experience a reduction in skin friction as the number of cycles increases. However, in sandy soil, the normal pile's skin friction remains largely unaffected by additional cycles. Conversely, the spiral pile SP30 shows a degradation in skin friction with an increase in number of cycles, likely due to soil disturbance caused by the spiral's movement. In contrast, SP45 exhibits an increase in skin friction during loading cycles. This is attributed to the downward movement of soil particles filling the gaps around the pile, which enhances lateral confinement and raises skin friction during pile pushing. However, during pile pullout, the lateral confinement decreases as soil particles move downward, resulting in a significant reduction in skin friction. This behavior leads to a notable decrease in SP45's uplift capacity, though it comes with the benefit of increased bearing capacity.



a) Spfl-NP12 b) Dry sand-NP12 c) Saturated sand-NP12

d) Spfl-SP30 e) Dry sand-SP30 f) Saturated sand-SP30

g) Spfl-SP45 h) Dry sand-SP45 i) Saturated sand-SP45

Figure 9 Frictional resistance vs displacement ratio in different soil conditions

4. Conclusion and Recommendations

Experimental results show that the penetration resistance of a spiral pile is reduced when using a jig compared to when not using a jig. Additionally, both normal and spiral piles demonstrate a decrease in overall bearing capacity in Spfl due to gaps formed by cyclic loading. These gaps lower tip resistance, leading to a reduction in bearing capacity. The persistence of these gaps is attributed to the high internal friction angle of Spfl, necessitating significant displacement

to close the gaps and restore tip resistance. These findings align with those of Sakurai et al. (2023) and Shah et al. (2024) in unsaturated sandy soils. In dry and saturated sandy soils, the behavior of the spiral pile SP45 differs markedly from SP30, primarily due to SP45's steeper inclination angle. This angle aids soil movement into the gaps created during load reversal, enhancing both tip resistance and skin friction during pushing but causing a significant reduction in skin friction during pullout. The observed differences in pile behavior are believed to result from soil movement mechanisms. To gain deeper insight and a more comprehensive explanation, the authors plan to conduct discrete element modeling to confirm the formation of cyclic loading-induced gaps in Spfl and unsaturated sandy ground, as well as soil movement during load reversal to fill these gaps in dry and saturated sandy grounds.

References

1) Araki, K.: Simplified foundation method subject to small-scale structure “PIN FOUNDATION METHOD”, Monthly journal of the Japanese Geotechnical Society, Vol. 61, No. 8, pp. 32-33, 2013 (in Japanese).
2) BSI BS 8004:2015: Code of practice for foundations. London, UK: BSI, 2015.
3) Cerfontaine, B., Brown, J., M., Knappett, A., J., Davidson, C., Sharif, U., Y., Huisman, M., Ottolini, M., and Ball, D., J.: Control of screw pile installation to optimise performance for offshore energy applications, Géotechnique, Vol. 73, No. 3, pp. 234–249, 2023.
4) Egawa, T., Isobe, K. and Hatakeyama, O.: Evaluation of coefficient of horizontal subgrade reaction of piles in liquefied volcanic ash ground, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. C (Geosphere Engineering), Vol. 76, No. 2, pp. 191-203, 2020 (in Japanese).
5) Hirata, A., Kokaji, S., Seung, K. and Goto, T.: Study on the estimation of the axial resistance of spiral bar based on interaction with ground, Shigen-to-Sozai, Vol. 121, pp. 370-377, 2005 (in Japanese).
6) Kinashi, Y. and Nishioka, H.: Model tests on the effect of construction accuracy on the pull-out resistance of spiral piles, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A2 (Applied Mechanics (AM)), Vol. 79, No. 15, 2023 (in Japanese).
7) Nakagawa, S., Yamauchi, R., Isobe, K. and Tomisawa, K.: Evaluation of bearing capacity of a small-diameter spiral pile subjected to combined load using model tests, Proceedings of the 1st International Conference on Press-in Engineering, Vol. 1, pp. 117-124, 2018.
8) Perko, A., H.: Helical piles: A practical guide to design and installation, 1st edn. Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, 2009.
9) Sakurai, K., Yoshida, K., Eki, T. and Isobe, K.: Evaluation of penetration resistance, vertical bearing capacity of a small-diameter spiral pile in unsaturated sandy ground, Proceedings of 63rd Japanese Geotechnical Society Hakkaido Branch annual conference, pp. 15-24, 2023 (in Japanese).
10) Sato, T., Otani, J., Chevalier, B. and Eskisar, T.: Effect of shaft rotation of driven spiral piles on vertical bearing capacity, Japanese Geotechnical Society Special Publication, Vol. 2, No. 36, pp. 1304-1309, 2016.
11) Shah, F., Isobe, K., Eki, T., Kawai, K.: Evaluation of penetration resistance, vertical bearing capacity and pull-out resistance of small diameter spiral piles subjected to positive and negative alternating loads in unsaturated sandy ground, Proceedings of the 3rd International Conference on Press-in Engineering, Singapore, A07, 2024.
12) Sharif, U., Y., Brown, J., M., Cerfontaine, B., Davidson, C., Ciantia, O., M., Knappett, A., J., Ball, D., J., Brennan, A., Augarde, C., Coombs, W., Blake, A., Richards, D., White, D., Huisman, M. and Ottolini, M.: Effects of screw pile installation on installation requirements and in-service performance using the discrete element method, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 58, No. 9, pp. 1334-1350, 2021.
13) Tamboura, H., H., Yamauchi, R. and Isobe, K.: Bearing capacity evaluation of small-diameter spiral piles in soft ground subjected to combined loads. Soils and Foundations. Vol. 62, No. 5. 2022.
14) Wada, M., Tokimatsu, K., Maruyama, S., Sawaishi, M.: Effects of cyclic vertical loading on bearing and pullout capacities of piles with continuous helix wing, Soils and Foundations, Vol. 57, No. 1, pp. 141-153, 2017.

地盤工学会　北海道支部
技術報告集　第　65 号
令和 7 年 1 月 於　室蘭市

砂地盤における既製コンクリート杭基礎の合理的な液状化対策に関する検討

土木研究所寒地土木研究所　　正会員　○楠田　侑平
土木研究所寒地土木研究所　　正会員　　山木　正彦
土木研究所寒地土木研究所　国際会員　　江川　拓也

１．はじめに

今後発生が想定されている巨大地震に対するリスク低減のため，既設道路橋の耐震対策が推進[1)]されている．平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震以後に導入，改定されてきた現行の耐震基準を満足しない建設年代の古い既設道路橋については，落橋被害に直結する橋梁上下部工の耐震補強が優先して進められてきた．橋梁基礎については，耐震補強の必要性が検討されるも，経済性のみならず施工性の制約から実施が困難と判断され耐震補強があまり進んでいないのが現状である．基礎の耐震補強にあたっては，多様な耐震性能の不足要因や現場施工条件に対応すべく適用可能な補強工法の種類を充実化させる必要がある．増し杭などで構造的に耐力を増さざるを得ない基礎も存在する一方で，基礎周辺の液状化のみを抑制することができれば現行の耐震基準を満足させられる基礎も存在する．

既往の研究[2)]で北海道に広く分布する火山灰質地盤を対象にして，液状化のみにより杭基礎の安定が損なわれる場合に適用可能な合理的な耐震補強技術を検討している．具体的には，北海道内の国道橋で現行の耐震基準導入前の施工実績が多い，杭径 500mm の鋼管杭，杭径 1,000mm の場所打ちコンクリート杭，杭径 300mm の既製コンクリート杭を対象に構造的に杭の剛性や耐力を増す手法ではなく，既設構造とは非接触の地盤改良壁で杭基礎周辺地盤を囲い込み，地盤改良壁内側のせん断変形を抑制することで液状化の発生（過剰間隙水圧の上昇）を抑制する格子状地盤改良手法の耐震補強技術としての適用性を遠心力模型実験及び動的有効応力解析から検討している．本手法については，既設の杭やフーチングに構造の変化を伴わないことから，地上構造部材が耐震補強済みであったとしても橋梁全体系の耐震設計計算への影響が少ないといった利点が考えられる．また，低空頭，狭隘箇所でも施工可能な地盤改良技術が多く開発されており，施工性の観点からも適用可能性が高い．

これまでに，火山灰質地盤における鋼管杭，場所打ちコンクリート杭，既製コンクリート杭を対象に，格子状地盤改良壁の最外周杭の杭径中心からの離隔，改良強度の違いを条件とした遠心力模型実験を行ってきた．その結果，地上構造部材及び橋梁全体系の耐震設計計算に影響を及ぼさず，液状化による杭の水平地盤反力係数の低減抑制効果を得る格子間隔として 4.0m～7.0m，最外周杭中心からの距離とし 2.0m 以上が目安と考えられ，求める性能に応じて改良強度との組み合わせを設定すれば良いと考えられた[2)]．

本検討では，火山灰質地盤において液状化抑制効果及び水平地盤反力の低減抑制効果が確認された格子状地盤改良壁の火山灰質土よりも土粒子密度が大きい砂地盤への適用性（離隔，改良強度）及び既設杭への影響について既製コンクリー

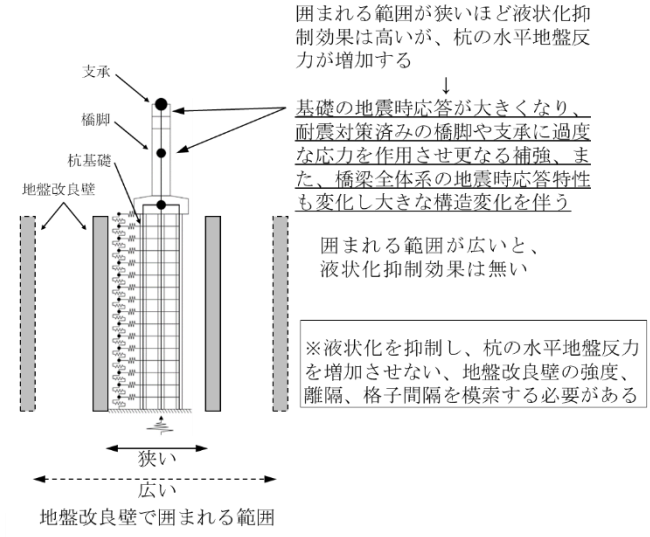


図 1 本検討における格子状地盤改良による杭基礎の液状化対策概念

Study on rational liquefaction countermeasure for precast concrete pile foundations in sandy ground
KUSUDA Yuhei, YAMAKI Masahiko, EGAWA Takuya (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI)

ト杭基礎を対象に確認した．（**図 1**）

2．遠心力模型実験概要

表 1（a）と**図 2** に砂地盤の既製コンクリート杭を対象にした実験ケースの一覧と実験模型概要を示す．また，参考として，既往研究[2)]の火山灰質地盤のケースで実施した既製コンクリート杭 4D-1000 と 6D-1000 の実験模型の概要図を**図 3** に示す．砂地盤における既製コンクリート杭を対象とした実験では，格子状地盤改良壁の有無と最外周杭の杭径中心からの離隔をパラメータとした．地盤改良壁の杭からの離隔は，既設構造とは接触しないよう，最外周杭の杭径中心から 5D（D：杭径），6.7D として設定した．なお，最外周杭の杭径中心からフーチング縁端までの距離は，道路橋杭基礎についての設計指針が初めて制定された昭和 39 年以降は杭種によって 1.0D～1.25D[3)]，平成 24 年以降は杭種によらず 1.0D[4)] が標準とされている．地盤改良壁の改良強度は，目標とする一軸圧縮強さ q_u を 1,000kN/m^2 として設定した．

遠心力模型実験は，**図 2** に示す 1/50 縮尺模型に，50g の遠心加速度を作用させ，**表 1**（a）に示す実験条件で動的加振実験を行った．また，液状化が生じる前の静的水平地盤反力係数を確認するために動的加振実験前に静的水平載荷実験を実施している．動的加振実験における入力地震動は，本検討では既設杭基礎の合理的な耐震補強技術の提案に必要な基礎的な知見を得ることを目的とすることから sine20 波とし，事前の予備実験において無対策で確実に液状化が生じることが確認された．実物換算で周波数 1.5Hz，最大加速度 200cm/s^2 程度となる値が基盤の加速度計で得られるように設定した．静的水平載荷実験は，地表面高さにおける杭の水平変位が杭径の 1%以上得られ，かつ，杭及び周辺地盤への応力や変位が残留しない範囲において各ケースで実施した．

既製コンクリート杭の模型杭には，**表 1**（b）に示す諸元（EI は実験前に実施した杭の曲げ試験から得た値）で作製した径 6mm のアルミ製（A1050）のパイプを用いた．これは，実物換算で杭径 300mm に相当する．北海道内の国道橋で現行の耐震基準導入前に施工された既製コンクリート杭には，杭径 300mm（EI=9.940×10^{3}kN・m^2）の採用が多く，本検討では杭体の破壊ではなく杭の曲げ挙動に着目することから曲げ剛性 EI を概ね合致させている．杭配列は，**図 2** に示すように 2 本×2 列の組杭（杭中心間隔 3D）とし，4 本組杭のうち 1 本には，ひずみゲージを 11 深度，各深度に 2 点貼付した．杭先端は土槽底面に固定し，杭頭は杭径，杭配列に対応した窪みを底面に設けた錘により連結した．杭頭錘の質量は，模型杭の断面積当たりに作用する鉛直荷重が北海道内の中小規模の既設国道橋の平均的な杭頭鉛直荷重となるように設定した．

模型地盤には，豊浦砂を用いており，既往研究[2)]の火山灰質地盤のケースと同じ，液状化強度比 R_{L20}=0.242（DA=5%）となるように相対密度 D_r=65%とした．

地盤改良壁の改良材には，実験の工程上の制約のため，材齢 11 日で目標強度が得られる早強ポルトランドセメントを用いた．地盤改良材は，事前に行った模型地盤材料との配合試験から添加量を決定し，水セメント比 W/C=1.0 のスラリーとして模型地盤材料と真空ミキサー内で負圧を作用させながら攪拌した．その後，

表 1 既製コンクリート杭を対象とした実験ケース一覧と模型杭の諸元

（a）実験ケース一覧

既製杭ケース	模型地盤	地盤改良壁			基盤加振条件
		壁厚	最外周杭中心からの距離	一軸圧縮強さ q_u	
無対策	豊浦砂 Toyoura Sand D_r=65% R_{L20}=0.242 [DA=5%] 層厚300mm (15.0m)	-	-	-	sine20波 (1.5Hz) (200cm/s^2) 単発加振
5D-1000		20mm (1.0m)	30mm (1.5m)	1069kN/m^2 [材齢11日]	
6.7D-1000			40mm (2.0m)	1091kN/m^2 [材齢11日]	

※ケース名は、地盤改良壁の杭からの離隔（Dは杭径）と目標強度
※（ ）内は実物換算値

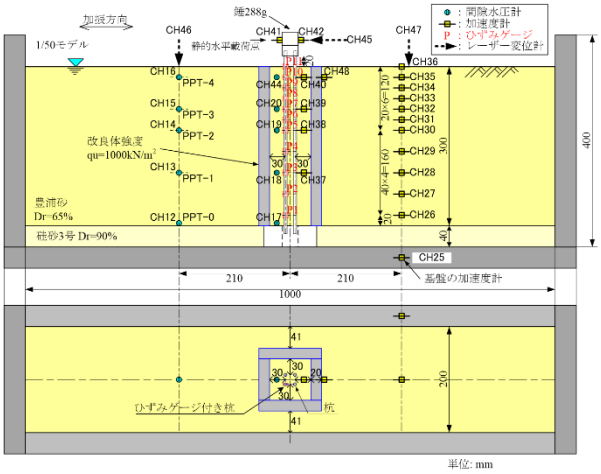
（b）模型杭の諸元

模型杭（既製杭）	
材質	A1050
杭径 D(mm)	6 (300)
肉厚 t(mm)	0.5
長さ L(mm)	345 (17,250)
曲げ剛性 EI(kN･m^2)	2.272×10^{-3} (1.420×10^4)

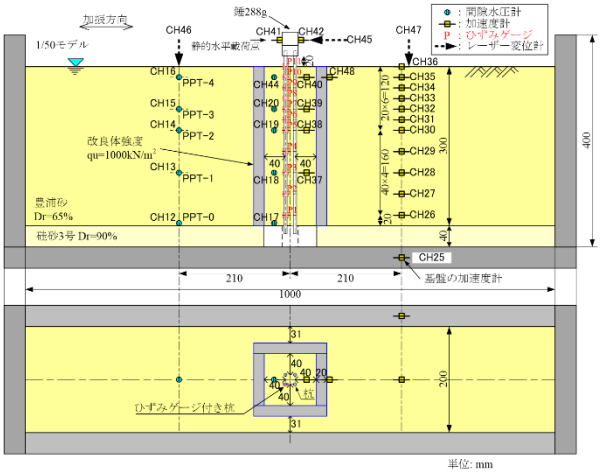
※（ ）内は実物換算値

所定の寸法で作製した型枠内に混合材料を投入し 3 日気中養生の後，実験土槽内に設置して模型地盤を作製した．**表 1(a)**に示す q_u は型枠投入時に別途作製し実験同日まで気中養生したテストピースの値であり，概ね目標値程度の強度が得られた．

各模型地盤の間隙流体には，透水現象（過剰間隙水圧の蓄積・消散）の相似則を満足させるため，水の 50 倍の動粘度を持つシリコンオイルを脱気して用いている．模型地盤の飽和は，作製した模型地盤を脱気槽内で脱気し，模型地盤とシリコンオイルに同じ負圧を作用させた状態で水頭差を与え，土槽底面からシリコンオイルをゆっくりと浸透させた．

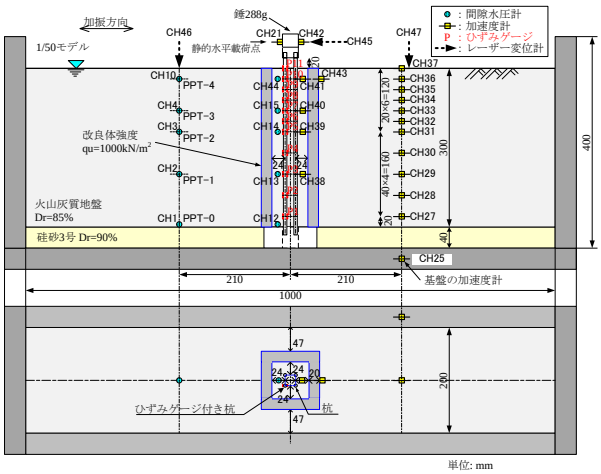


（a）5D-1000（砂地盤）

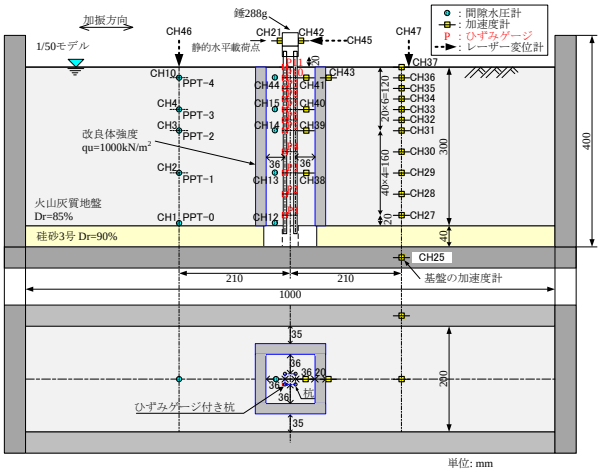


（b）6.7D-1000（砂地盤）

図 2 既製コンクリート杭を対象とした実験模型の概要（砂地盤）



（a）4D-1000（火山灰質地盤）



（b）6D-1000（火山灰質地盤）

図 3 既製コンクリート杭を対象とした実験模型の概要（火山灰質地盤）[2)]

3. 実験結果

3．1　加振前後の状況

上記の条件で実施した遠心力模型実験の加振後に，地盤改良壁による対策工を施した全てのケースにおいて地盤改良壁外側の地表面に約 4mm（実物換算約 200mm）の沈下が生じ，改良体が地表面から突出していた．一方，地盤改良壁内側の地表面では約 2mm（実物換算値 100mm）の沈下が生じており，シリコンオイルが地表面にしみ出していた．また，解体時の観察より，全てのケースにおいて地盤改良壁にひび割れなどの損傷や傾きは生じていなかった．**図 4** に，5D-1000（砂地盤）の加振実験前後の状況を示す．

以下，加振時の地盤ならびに杭の応答挙動や地盤の液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の加振前に対する増減傾向を整理し，砂地盤への地盤改良壁の対策効果，既設杭への影響について考察する．なお，各種計測値のサンプリング間隔は実物換算で，静的水平載荷実験においては 1.0sec.，動的加振実験においては 0.01s. とし，以降に示す計測値等の数値も実物換算として整理している．

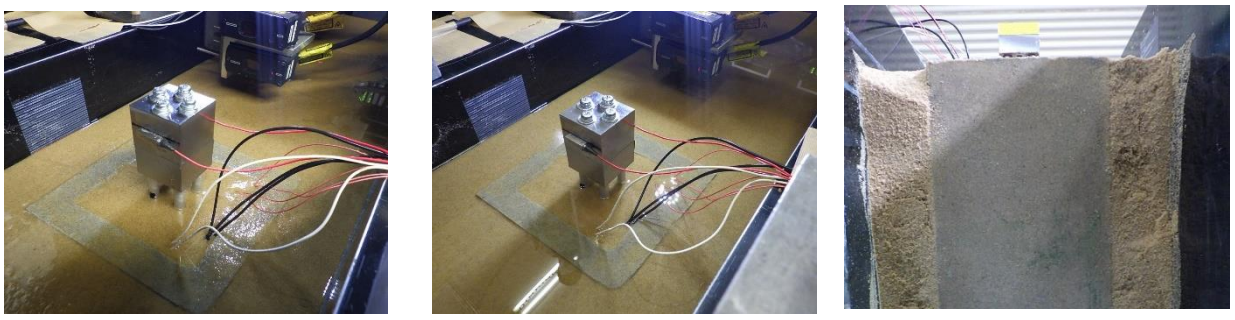


図 4 既製コンクリート杭 5D-1000（砂地盤）の加振実験前後の周辺地盤と加振実験後の地盤改良壁の状況（左から，加振実験前，加振実験後，実験後解体状況）

3．2　計測値等の応答時刻歴

図 5 に，5D-1000，6.7D-1000 の地盤改良壁内側における，G.L.-1.0m～-4.0m 間の地盤のせん断ひずみ，G.L.-4.0 の過剰間隙水圧，G.L.-4.0 の杭の曲げモーメントの応答時刻歴を無対策と比較して示す．また，各ケースの実験模型の基盤に対する入力加速度も併せて示す．なお，G.L.-1.0m～-4.0m 間の地盤のせん断ひずみの時刻歴は，G.L.-1.0m と G.L.-4.0m に設置した加速度計で得られた加速度の時刻歴をそれぞれ 2 回時間積分し，

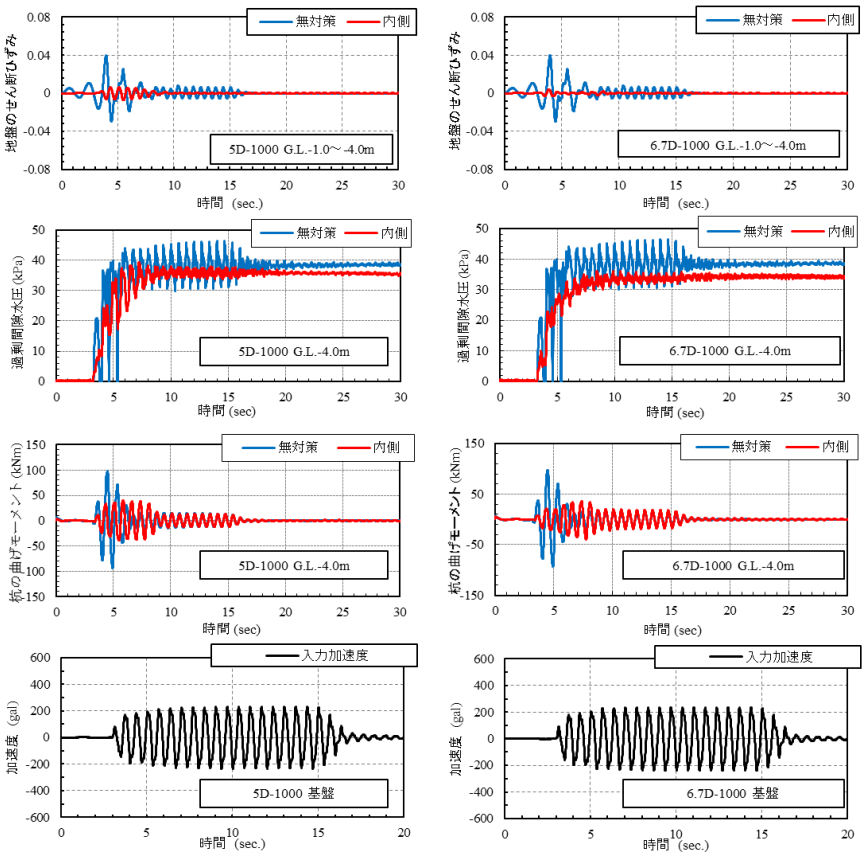


図 5　G.L.-1.0～-4.0m 間の地盤のせん断ひずみ，G.L.-4.0m の過剰間隙水圧，杭の曲げモーメントの無対策との比較および入力加速度の時刻歴（左から，5D-1000，6.7D-1000）

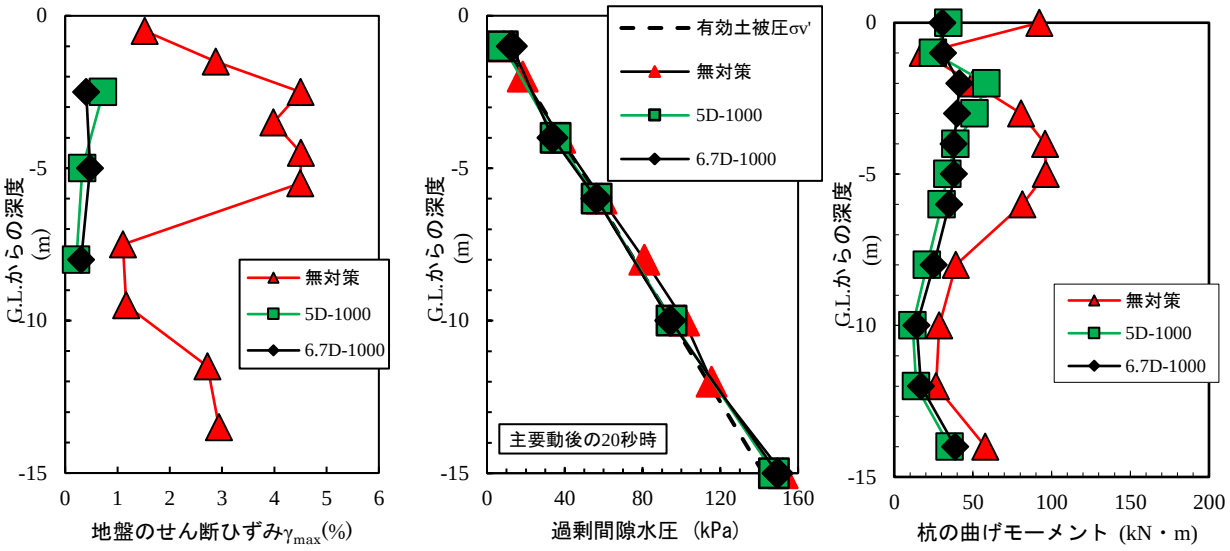
これにより得られる変位の時刻歴から G.L.-1.0m～-4.0m 間の相対変位の時刻歴を求め，この各時刻の値を深度方向の区間長で除すことにより算出している．

図 5 より，5D-1000，6.7D-1000 ともに，せん断ひずみ，曲げモーメントの発生が無対策に比べて抑制されていることが分かる．過剰間隙水圧については，無対策と比較して若干の抑制を確認した．

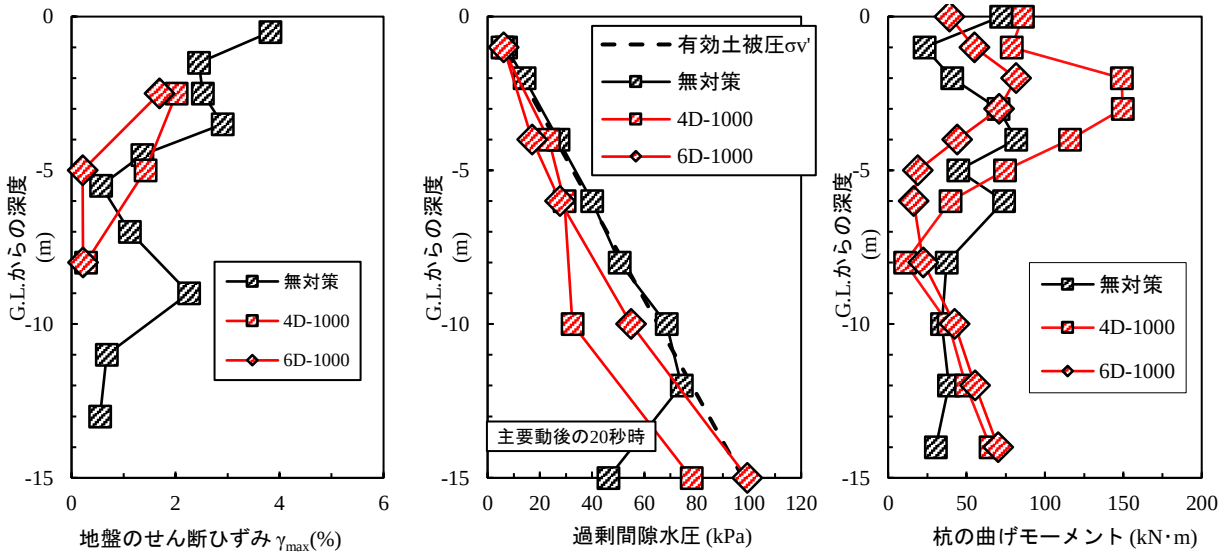
3．3　液状化に係る計測値の深度分布

離隔，改良強度及び深度の違いによる液状化に係る対策効果の違いを確認するため，地盤改良壁内側における各種計測値の最大値等の深度分布を，無対策と比較して**図 6**（a）に示す．

図 6（a）の各種計測値の値は，地盤のせん断ひずみでは G.L.-1.0m～-4.0m 間同様に地盤各深度で得られた加速度の時刻歴から深度方向各区間のせん断ひずみの時刻歴を求め，そのうちの最大値を各区間の中心深度



（a）既製コンクリート杭（砂地盤）



（b）既製コンクリート杭（火山灰質地盤）[2)]

図 6　各種計測値最大値等の深度分布の比較（左から，せん断ひずみ，過剰間隙水圧，曲げモーメント）

の代表としてプロットしている．過剰間隙水圧では加振による振幅が落ち着いた時刻歴 20 秒時の値を，杭の曲げモーメントでは 1 波における振幅の正負絶対値の平均値のうち最大値を抽出している．また，参考として既往の研究[2]である火山灰質地盤における既製コンクリート杭の同様の深度分布を**図 6（b）**に示した．

図 6（a）の無対策の結果を考察すると，地盤のせん断ひずみについては，砂地盤と火山灰質地盤で比較して，地表面付近と G.L.-7.0m～-11.0m 付近では火山灰質地盤でやや大きな値を示しているが全体的に見ると砂地盤の値の方が大きくなる傾向にある．過剰間隙水圧については，G.L.-1.0m～-12.0m 間までは砂地盤及び火山灰質地盤ともに有効土被圧σ_v'と同等の過剰間隙水圧が発生している．ただし，G.L.-12.0m～15.0m では，火山灰質地盤では減少傾向にあるが，砂地盤では増加する傾向となっており，深度が深くなるにつれて，各地盤における挙動の違いが確認された．杭の曲げモーメントの深度分布については，砂地盤と火山灰質地盤とで，ほぼ同様の傾向であったが全体的に火山灰質地盤の値に対して砂地盤の値の方が大きい傾向にあった．

図 6（a）の対策の結果を考察すると，砂地盤のせん断ひずみ及び杭の曲げモーメントの発生は無対策と比較して抑制される傾向にある．過剰間隙水圧の発生については，無対策とほぼ同等の値が発生しており，有効土被圧σ_v'と同程度の値であった．このことから，砂地盤では地盤改良壁の内側であっても液状化していることが確認される．また，地盤の違いによる地盤改良壁の効果を**図 6（a）（b）**で比較すると，地盤のせん断ひずみ，杭の曲げモーメントについては，火山灰質地盤の場合に対して，砂地盤の場合の方が抑制している割合が大きい．過剰間隙水圧の発生については，砂地盤では前述したとおりであり，火山灰質地盤では，無対策と比較して抑制されていることを確認した．これらのことから，対象地盤の違いによって，改良壁の効果の違いが確認された．

離隔の違いについては，いずれの計測値においても明確な違いは確認されなかった．

3．4　地震時耐力に係る計測値の深度分布

図 7(a)に，砂地盤の液状化に伴う既製コンクリート杭の水平地盤反力係数の増減傾向を示す．ここでは，全てのケースにおいて加振前の杭の静的水平地盤反力係数が明確に得られた G.L.-1.0m～-5.0m における各ケースの値を比較した．液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の増減比は，無対策の加振前の静的水平地盤反力係数 k_{h0} に対する各ケースの加振時の動的水平地盤反力係数 k_{hL} の比として示した．なお，k_{h0} と k_{hL} の値はいずれも杭地表面変位が杭径の 1%の時の値としており，それぞれの算出手順は参考文献 5)に詳しい．また，既報[2]の検討において同様に整理した火山灰質地盤を対象とした既製コンクリート杭の G.L.-1.0m～-4.0m における結果を**図 7（b）**に併せて示した．

図 7（a）（b）の k_{h0} について無対策の値に着目すると，G.L.-3.0m～-4.0m 地点で砂地盤と火山灰質地盤の値が同程度になっているが，G.L.-1.0m～-2.0m 付近で火山灰質地盤の値に対して，砂地盤の値の方が大きい傾向であり，全体的に砂地盤の地盤反力が火山灰質地盤の地盤反力よりも大きいことが確認された．

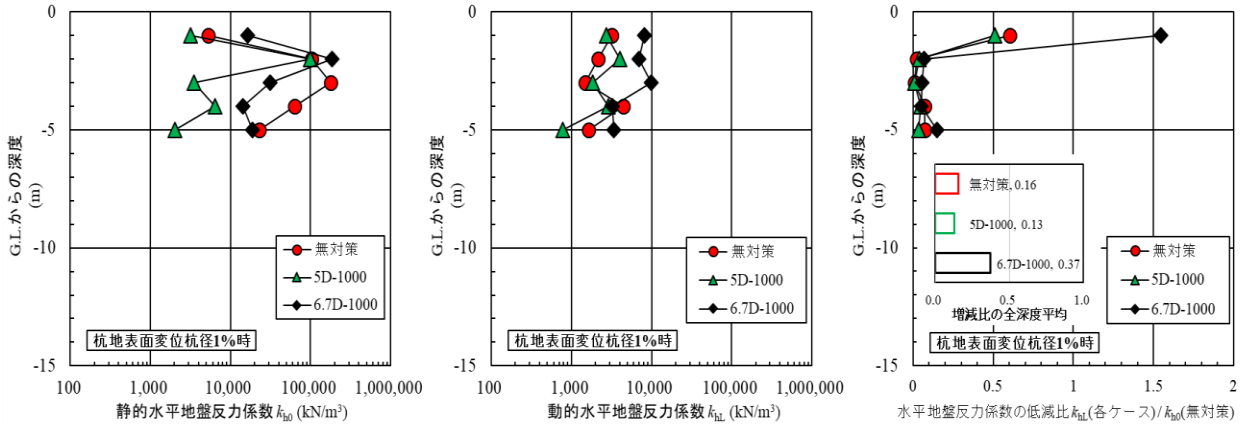
図 7（a）より 5D-1000，6.7D-1000 の加振前の k_{h0} は，いずれも無対策と同程度の値が得られており，既往の研究結果[2]も踏まえれば，最外周杭中心からの離隔を 4D 以上確保すれば k_{h0} が過度に増加するなどといった影響は無いものと考えられる．加振時の k_{hL} は，いずれのケースも加振前よりも低減する傾向にあり離隔の違いによる明確な差は見られない．

道路橋杭基礎の設計に用いる水平地盤反力係数は，杭の水平抵抗領域となる杭の特性長 1/β の深度までの平均的な値を用いることとされており[6]，さらに液状化が生じると判定された土層に対し水平地盤反力係数等の耐震設計上の土質定数（地盤反力係数，地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度）に低減係数 D_E を乗じて値を低減させ[7]，耐震性能照査が行われる．本検討では，この D_E に対応する指標として増減比 k_{hL}/k_{h0} を用い，格子状地盤改良壁の離隔と改良強度が及ぼす影響を確認することとした．図中には，k_{hL}/k_{h0} を図示した深度における平均値を併せて示した．

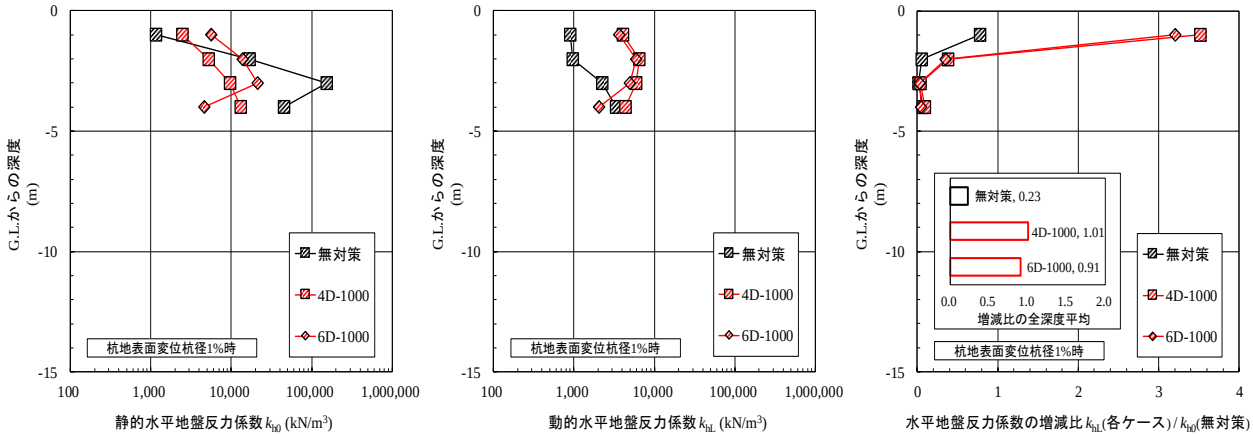
図 7（b）における火山灰質地盤の結果[2]では，明確に離隔の違いによる傾向は確認されなかったが，4D-1000 と 6D-1000 のケースいずれにおいても k_{hL}/k_{h0} の平均値が 1.0 付近であり，これは，無対策の加振前の杭の水平地盤反力と概ね同値であり，液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減を抑制していることを示している． しかし，動的水平地盤反力が地表面付近で大きく作用し，G.L.-3.0～-4.0m では無対策と変わらない値

にまで低下している．これは，地盤改良壁の最外周杭中心からの離隔を杭径の 4 倍，6 倍としても，その距離は 1.2m，1.8m と狭く，杭頭変位の大きくなる地表面付近では地盤改良壁から大きな水平地盤反力の作用を受けるものと考えられる．杭径の小さい既設杭への本手法の適用にあたっては，この作用する動的水平地盤反力の大きさや大小の差の影響を考慮した対応が必要と考えられる．また，杭径の小さい既製コンクリート杭を対象とした実験結果から，格子状地盤改良壁が既設杭へ影響を及ぼす離隔は，杭径比ではなく実距離に依存するものと考えられる．

一方，**図 7**（a）における砂地盤での結果について，k_{hL}/k_{h0} の平均値は 5D-1000 のケースで 0.13，6.7D-1000 のケースで 0.37 であった．これは，無対策の加振前の杭の水平地盤反力よりも低い値となっており，地盤が液状化したことによって，加振後の杭の水平地盤反力係数が低減したものと考えられる．6.7D-1000 での G.L.-1.0m 地点で動的水平地盤反力が大きく作用し，G.L.-2.0m～-5.0m では，無対策と変わらない値にまで低下している．5D-1000 については，どの深度においても無対策と同程度の値であった．



（a）既製コンクリート杭（砂地盤）



（b）既製コンクリート杭（火山灰質地盤）[2)]

図 7 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の増減傾向
（左から，静的水平地盤反力係数 k_{h0}，動的水平地盤反力係数 k_{hL}，増減比 k_{hL}(各ケース)/k_{h0}(無対策)）

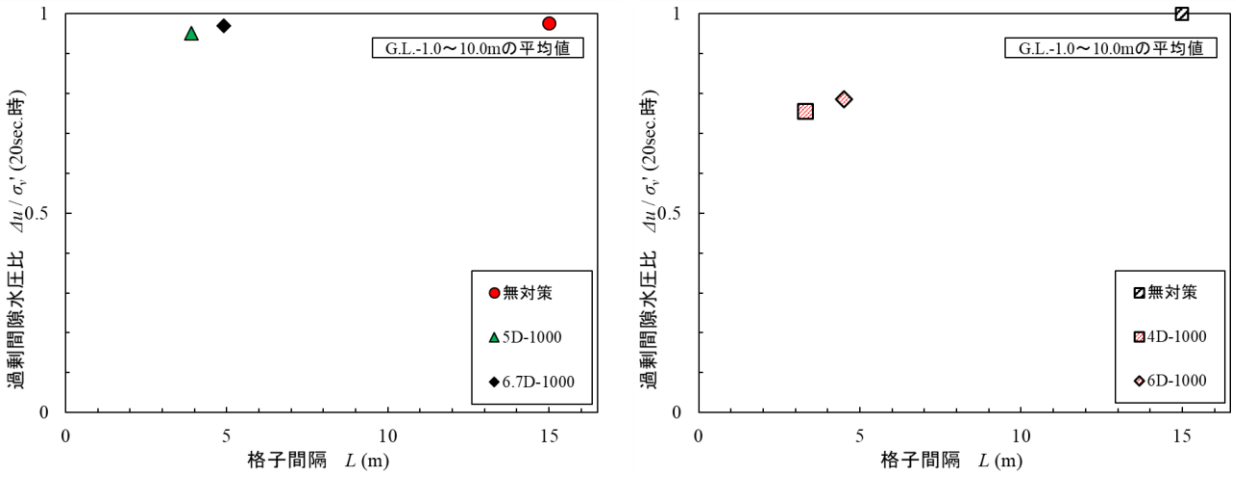
4．離隔，改良強度の違いによる液状化対策効果に関する考察

ここでは，杭基礎周辺地盤を格子状地盤改良壁で囲む本手法による過剰間隙水圧の抑制効果や杭の水平地盤反力係数に与える影響について考察する．

図 8(a)は，砂地盤での既製コンクリート杭の実験で得られた値を基に，地盤改良壁内側の過剰間隙水圧比と格子間隔の関係を示したものである．縦軸は，加振による振幅が落ち着いた時刻歴 20 秒時の過剰間隙水圧

Δu を有効土被圧 σ_v'で除した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$'とし，横軸は，地盤改良壁の内側の間隔を格子間隔 L とした．なお，各実験各ケースの $\Delta u/\sigma_v$'の値は，**図 6** の過剰間隙水圧の計測深度毎で算出した値の G.L.-1.0～-10.0m 間の平均値として示している．

図 8(a)より，格子間隔が狭いほど過剰間隙水圧の発生が抑制される傾向が示唆されているが， 地盤工学上で液状化と定義される過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$'が 0.95 を超えているため，液状化の発生自体は，抑制されていない．比較のため，火山灰質地盤に対する格子状地盤改良の過剰間隙水圧抑制効果について検討 [2]された結果を**図 8（b）**に示した．これによると，火山灰質地盤についても格子間隔と過剰間隙水圧の抑制効果に相関があることが分かる．しかし，その程度が(a)の砂地盤と(b)の火山灰質地盤とでは異なることが見てとれる．



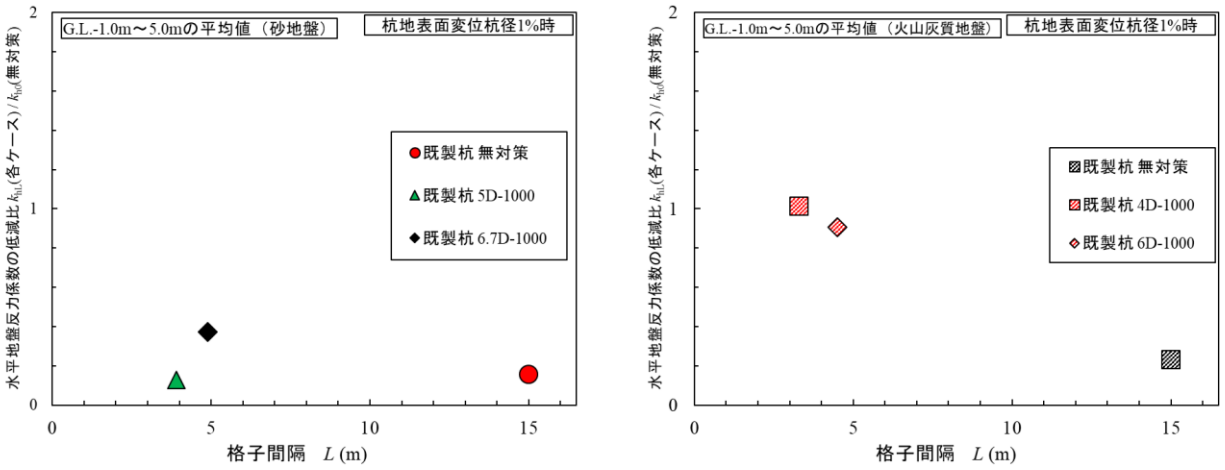
（a）砂地盤　　（b）火山灰質地盤 [2]

図 8 格子間隔 L と過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v$' との関係
（左から砂地盤，火山灰質地盤）

図 9 に，実験から得られた液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の増減比 k_{hL}/k_{h0} を同様に格子間隔 *L* との関係として示した．**図 9（a）**より，6.7D-1000 のケースでは無対策と比較して，水平地盤反力係数の低減の抑制効果が確認されているが，格子間隔との相関は確認されず，総じて低減度合いも大きかったことから砂地盤においては，火山灰質地盤と同じ規格の地盤改良壁では水平地盤反力係数の低減抑制効果があるとは言いがたい．これは，地盤改良壁で杭周辺の液状化対策を講じているにもかかわらず，砂地盤のどのケースにおいても液状化が発生したことが水平地盤反力係数の低減に繋がったと考えられる．一方，**図 9(b)**に示している火山灰質地盤に対する検討 [2] では，格子間隔が狭いほど k_{hL}/k_{h0} は 1.0 に近づき，無対策以上の水平地盤反力係数となる傾向を示唆しており，火山灰質地盤においては，地盤改良壁の杭の水平地盤反力係数の低減に対する抑制効果が確認されている．

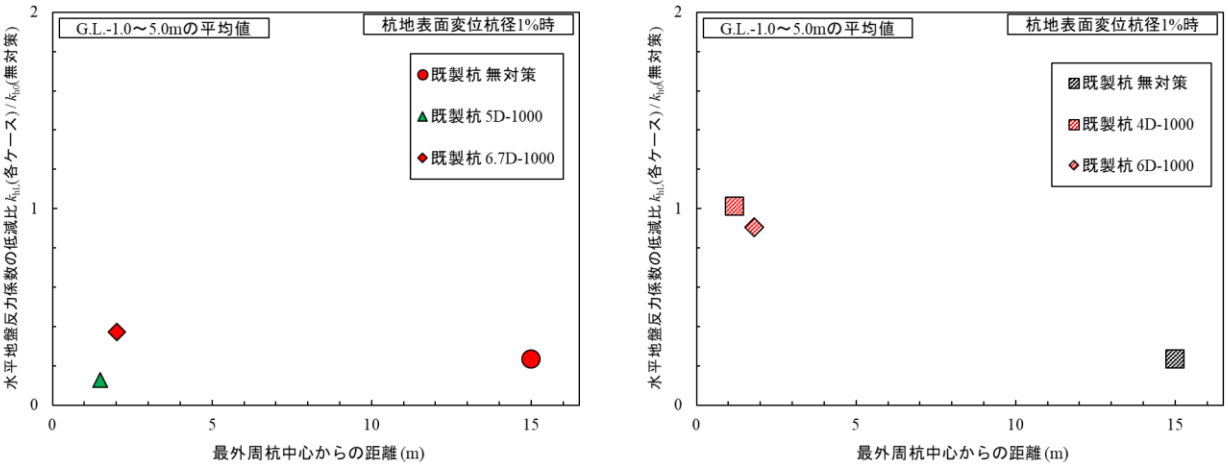
さらに，杭径の小さい既製コンクリート杭を対象とした実験結果 [2] では，格子状地盤改良壁が既設杭へ影響を及ぼす離隔は，杭径比ではなく実距離に依存するものと考えられたことから，**図 10** に，**図 9** の関係における格子間隔 *L* を最外周杭中心からの離隔の実距離として示した．**図 9（ｂ）**の結果と同様，火山灰質地盤では地盤改良壁と最外周杭中心からの離隔が狭いほど k_{hL}/k_{h0} は 1.0 に近づいており，水平地盤反力係数の低減が抑制されていることが確認される．一方，砂地盤においては，こちらも**図 9（a）**の結果と同様で 6.7D-1000 のケースで無対策と比較して，水平地盤反力係数の低減の抑制効果を確認しているが，どのケースにおいても地盤改良壁の内部が液状化しているため，火山灰質地盤のケースのような離隔との相関や水平地盤反力の低減抑制効果は確認されなかった．これらのことから，火山灰質地盤で液状化抑制効果及び杭の水平地盤反力係数の低減抑制効果が確認された地盤改良壁の離隔，改良強度，壁厚がそのまま砂地盤では適用でき

ないことを本検討結果は示しており，地盤それぞれの液状化挙動及び杭基礎挙動に適応した設計手法の構築が必要と考えられる．



（a）砂地盤　　（b）火山灰質地盤 [2)]

図 9 格子間隔 L と杭の水平地盤反力係数の増減比 k_{hL}/k_{h0} の関係
（左から砂地盤，火山灰質地盤）



（a）砂地盤　　（b）火山灰質地盤 [2)]

図 10 最外周杭中心からの距離と杭の水平地盤反力係数の増減比 k_{hL}/k_{h0} の関係
（左から砂地盤，火山灰質地盤）

５．まとめ

本検討では，液状化を考慮した砂地盤中の道路橋杭基礎の耐震補強技術として，既往の検討で火山灰質地盤において適用性が確認された格子状地盤改良手法について，既製コンクリート杭への適用性の確認を目的に，格子状地盤改良壁の最外周杭中心からの離隔を変化させた遠心力模型実験により考察した．

その結果，砂地盤においては無対策と比較して，せん断ひずみ及び杭の曲げモーメントの発生は抑制されていたが，過剰間隙水圧の抑制は極めて限定的であった，そのため，杭の水平地盤反力の低減に繋がる結果となった．これは，砂地盤のせん断ひずみの発生抑制は，過剰間隙水圧の発生に鑑みると，地盤に設置された加速度計が地盤の液状化により地盤に追随できずに，結果的に過小評価された可能性もある．

また，火山灰質土よりも土粒子密度の大きい砂地盤への地盤改良壁の適用にあたっては，火山灰質地盤とは異なる離隔、改良強度、壁厚を設定する必要があることも考えられる．

今後，砂地盤における既製コンクリート杭を対象に，離隔，改良強度，壁厚を変化させた動的有効応力解析によるパラメトリックスタディを行い， その結果，実験結果と同様の現象が起きているかどうか確認していく必要がある．

【参考文献】

1) 内閣官房：国土強靭化基本計画（平成 26 年 6 月 3 日閣議決定，平成 30 年 12 月 14 日改訂）．
2) 江川拓也，林宏親，磯部公一：火山灰地盤における既設道路橋杭基礎の合理的な液状化対策に関する検討，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 64 号，pp.101-110，2024.
3) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，くい基礎の設計篇，1964.
4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅳ下部構造編，2012.
5) 江川拓也，磯部公一，畠山乃：液状化した火山灰質地盤における杭の水平地盤反力係数の評価，土木学会論文集 C，Vol.76，No.2，pp.191-203，2020.
6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅳ下部構造編，pp.183-190，2017.
7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，pp.169-170，2017.

令和5年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

支部表彰委員会（支部賞、学生部門）　（委員五十音順）

委員長	石川　達也	北海道大学大学院工学研究院土木工学部門教授
副委員長	西本　　聡	（国研）土木研究所寒地土木研究所名誉研究監
委　員	左近　利秋	(株)ドーコン 環境事業本部地質部次長
〃	武田　宣孝	北海道電力(株)土木部電源開発グループグループリーダー（土木エンジニアリンググループグループリーダー兼務）
〃	村木　俊介	鹿島建設(株)北海道支店土木部プロジェクト推進部長

学生部門選考審査員　（五十音順）

小野　　丘	北海学園大学工学部社会環境工学科教授
中村　　努	苫小牧工業高等専門学校創造工学科教授
西村　　聡	北海道大学大学院工学研究院土木工学部門教授

選考経過

（1）地盤工学会北海道支部賞

令和6年2月13日支部賞選考会議において、支部賞授与規定により審議した結果、次の1編を授賞論文として選考した。

・論 文 名　凍上性岩盤斜面の動態観測と対策工の検討
　著　　者　御厩敷　公平　　国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所

（2）地盤工学会北海道支部賞(学生部門)

令和6年2月13日支部賞選考会議において、支部賞授与規定により審議した結果、次の3氏の発表について、北海道支部賞(学生部門)を授与することとした。

（五十音順）

・氏　　名　市岡　卓磨　　室蘭工業大学
　発表論文　異なる泥岩の膨張特性とスメクタイトとの関係
・氏　　名　志田　恭一　　北海道大学
　発表論文　細粒分を多く含む火山灰質砂の締固め条件および内部侵食が液状化特性に与える影響
・氏　　名　深田　　佑　　北海道大学
　発表論文　凍結粘性土の微小ひずみ剛性の特性とそのモデル化

論文名　凍上性岩盤斜面の動態観測と対策工の検討
著　者　御厩敷 公平　野村 孝志　林 宏親　佐藤 厚子
受賞者　御厩敷 公平

選考理由

北海道のような積雪寒冷地にある斜面では、凍結融解による表層地盤の脆弱化や、表層地盤の凍上と融解沈下、さらに融雪水や降雨の影響によるのり面の崩壊が数多く発生している。凍上対策技術の検討は、土からなるのり面を対象とした例が多く、岩盤斜面を対象とした検討は極めて少ない。岩盤斜面において凍上が発生した場合、岩盤崩落などの大災害に繋がる危険性もあることから、地盤工学会北海道支部が発刊したガイドライン等において、岩盤、岩石の凍上について注意喚起がなされている。

本論文は、高い凍上性を有している岩盤のり面において、凍上による岩盤のり面の変状過程の把握を目的とした動態観測結果、および新たなのり面凍上対策工として研究開発した「ワンパック断熱ふとんかご工」の実大実験結果を報告したものである。

ワンパック断熱ふとんかご工とは、従来工法である特殊ふとんかご工に対して、かごのサイズを小型化し、中詰材、断熱材、排水材をすべて内包し一体化させることで、①のり面の凍結、凍上防止、②地山面からの地下水の処理、③雨水や融雪水などの表面水によるのり面の侵食防止の 3 つの対策効果を期待した凍上対策工である。さらに、事前に平場でかごを作製のうえ、重機で吊り上げてのり面に設置ができることから、従来工法である特殊ふとんかご工に対し、設置時の斜面での人力施工の低減による安全性と施工性の向上が期待できる。

まず、無対策箇所を対象とした動態観測結果より、岩盤斜面を構成する岩石が高い凍上性を有する場合、表層で発生した凍上および凍結融解によりその深度まで土砂化して不安定化することを確認した。さらに、無対策箇所と対策箇所における地山の凍結深さの比較より、対策箇所では無対策箇所と比較して地盤の凍結深さが大幅に抑制されたことに加え、対策工の変形や損傷は確認されなかったことから対策工の有用性を確認した。

無対策箇所を対象とした測量結果より、トータルステーション測量、無人航空機による写真測量（UAV 測量）、LiDARSLAM 機器による測量（LiDAR 測量）の何れの方法においても、厳冬期の凍上による変位と春期の融解沈下または表層崩壊による変位を把握可能であることを確認した。さらに、従来の凍上量測定手法は、計測器設置時または測量時に切土のり面・斜面での作業が必要なことや、広域な凍上量の取得が困難であることが課題であったが、UAV 測量と LiDAR 測量は十分な精度を有しつつ、のり面における広域の変位分布を把握可能であることを確認した。

以上のように本論文は、高い凍上性を有する岩盤斜面の凍上対策として、断熱・排水・侵食防止効果を併せ持つワンパック断熱ふとんかご工が有効な対策工であることに加え、のり面における広域な凍上量の把握方法を示したものであり、今後の凍上対策の検討および凍上被害の低減に大きく寄与できると考えられる。

よって、筆者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。