

## 技術報告集目次

- 1) 圧密解析から逆算されたプラスチックボードドレーン工法で改良された泥炭地盤の水平方向圧密係数・・・1  
(株)シーウェイエンジニアリング ○山添 誠隆  
北海道大学 田中 洋行  
(独)寒地土木研究所 林 宏親  
秋田大学 萩野 俊寛  
日本大学 三田地 利之
- 2) 凍結融解作用が不飽和土の透気性に及ぼす影響評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・11  
北海道大学 ○山本 隼央、石川 達也  
北見工業大学 山下 聡、中村 大  
苫小牧工業高等専門学校 所 哲也
- 3) 高水敷の切り下げを目的とした盛雪・真空圧密併用の減容化試験施工（その1：施工）・・・・・・・・21  
真空圧密ドレーン工法研究会（五洋建設(株)技術研究所） 新舎 博  
真空圧密ドレーン工法研究会（錦城護謨(株)） ○白神 新一郎
- 4) 高水敷の切り下げを目的とした盛雪・真空圧密併用の減容化試験施工（その2：沈下）・・・・・・・・23  
真空圧密ドレーン工法研究会（五洋建設(株)技術研究所） ○新舎 博  
真空圧密ドレーン工法研究会（錦城護謨(株)） 白神 新一郎
- 5) 水酸化鉄によるジオシンセティックス排水材の目詰まりに関する基礎的研究・・・・・・・・25  
北見工業大学 ○畑中 将志、川口 貴之、中村 大、山崎 新太郎、山下 聡  
シー・エス・プランニング 上野 邦行  
日特建設株式会社 三上 登
- 6) 降雨特性の変化に対応した浸透側溝による道路排水処理技術の検討・・・・・・・・33  
(独)寒地土木研究所 ○安達 隆征、西本 聡、佐藤 厚子
- 7) 貯水池におけるベントナイトシート保護層の含水比低減方法の検討・・・・・・・・43  
岩田地崎建設(株) ○石本 孝広、八木 一善、松井 豊
- 8) 大水深湖底・海底堆積土の土質特性・・・・・・・・49  
北見工業大学 ○三浦 竜司、山下 聡、南 尚嗣、八久保 晶弘、坂上 寛敏  
明治大学 松本 良  
北見工業大学 庄子 仁、高橋 信夫  
韓国極地研究所 Young K Jin  
ロシア V.I.イリチェフ太平洋海洋学研究所 Anatoly Obzhirov  
ロシア科学アカデミー陸水学研究所 Oleg Khlystov
- 9) オホーツク海網走沖表層型ガスハイドレート賦存地盤の土質特性・・・・・・・・59  
北見工業大学 ○出羽 寛信、山下 聡  
明治大学 松本 良  
北見工業大学 坂上 寛敏、山崎 新太郎、南 尚嗣、八久保 晶弘  
函館工業高等専門学校 片岡 沙都紀  
北見工業大学 庄子 仁、高橋 信夫
- 10) 大水深における堆積物の地盤工学的特性・・・・・・・・67  
北海道大学 ○服部 直、田中 洋行、金子 広明

- 11) 粘土の異方剛性：新しい測定方法と大阪湾粘土への適用・・・・・・・・・・・・・・・・・・71  
北海道大学 ○西村 聡
- 12) セメント添加粘土の圧密特性におよぼすセメント量と養生期間の影響・・・・・・・・・・77  
北海道大学 ○瀧本 興、福田 文彦
- 13) 粘性土における残留有効応力の減少による力学的特性の変化・・・・・・・・・・81  
北海道大学 ○藪 大輔、田中 洋行
- 14) 高含水比粘性土の力学的特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・85  
北海道大学 ○神津 汰地、布谷 信貴  
興亜開発株式会社 中島 美代子  
北海道大学 田中 洋行
- 15) 中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・89  
(独)寒地土木研究所 ○林 宏親、西本 聡、橋本 聖、梶取 真一
- 16) 粒子破碎性を有する締固め粗粒火山灰質土のせん断剛性と透水性の関係・・・・・・・・97  
北海道大学 ○高田 諒平、三浦 清一、横浜 勝司、松村 聡、工藤 明日香
- 17) せん断土槽を用いた泥炭地盤の地震時応答特性に関する研究・・・・・・・・・・105  
(独)寒地土木研究所 ○梶取 真一、西本 聡、林 宏親、橋本 聖
- 18) 泥炭地盤における微小ひずみのせん断剛性率・・・・・・・・・・・・・・・・・・109  
北海道大学 ○稗田 教雄、田中 洋行、金子 広明
- 19) 粒度特性の違いが締固め土の強度・せん断波速度に与える影響・・・・・・・・・・113  
神戸大学 ○堀田 崇由、竹園 紘樹  
鉄道総合技術研究所 川尻 峻三  
北見工業大学 川口 貴之  
神戸大学 澁谷 啓
- 20) Dependency of shear behavior of unsaturated base course material on experimental conditions・・・・・・・・119  
北海道大学 ○Zhang Yuan、石川 達也、浜浦 哲一  
苫小牧工業高等専門学校 所 哲也
- 21) 繊維材混合流動化処理土の時間依存特性に及ぼす養生日数の影響に関する検討・・・・・・・・123  
室蘭工業大学 ○大村 知史、木幡 行宏
- 22) 光ファイバセンサによるアスファルト被覆斜面のモニタリングに関する研究・・・・・・・・131  
北海道電力(株)総合研究所 ○五十嵐 由一  
鹿島建設(株)技術研究所 今井 道男、三浦 悟
- 23) 土砂災害発生時の降雨状況と渡島半島における道路被災箇所への地形地質的特徴・・・・・・・・137  
株式会社ドーコン ○小林 修司、金 秀俊  
室蘭工業大学 木幡 行宏  
一般財団法人北海道道路管理技術センター 鈴木 勝美、山本 茂夫
- 24) 遠心力模型実験に基づく火山灰質地盤における杭の地震時水平地盤反力の評価・・・・・・・・143  
(独)寒地土木研究所 ○江川 拓也、西本 聡、富澤 幸一
- 25) 原位置試験による水平地盤反力係数推定に関する考察・・・・・・・・・・・・・・・・153  
(独)寒地土木研究所 ○福島 宏文、西本 聡、富澤 幸一  
北海道大学 三浦 清一



26) 積雪寒冷地にある実斜面の動態観測と安定性評価	157
	室蘭工業大学 ○海谷 宣弘 川村 志麻 北海道大学 三浦 清一
27) 火山灰質土によって構築した実大盛土斜面の現地計測と力学挙動評価	167
	室蘭工業大学 ○阿部 悠穂、川村 志麻 北海道大学 三浦 清一、横浜 勝司、松村 聡、工藤 明日香 室蘭工業大学 海谷 宣弘
28) 締固め条件の違いが火山灰質土斜面の崩壊現象に及ぼす影響	175
	室蘭工業大学 ○佐藤 要太、川村 志麻 北海道大学 三浦 清一
29) サイト概念モデルに基づく自然由来重金属汚染対策の検討について	185
	(独)寒地土木研究所 田本 修一、伊東 佳彦
30) 砂およびシルトの熱伝導率の水分依存性	191
	苫小牧工業高等専門学校 ○所 哲也、白井 翔也 北海道大学 石川 達也 苫小牧工業高等専門学校 中村 努
31) 京極ダム堤体材料の設計と盛立施工	205
	北海道電力(株)京極水力発電所建設所 ○角谷 英一郎、当麻 誠司、岩崎 具久
32) 京極発電所上部調整池の堤体および堤体基礎地盤の設計と施工	203
	北海道電力(株)京極水力発電所建設所 奥寺 健彦、○和泉 康平
33) 冬期施工による盛土の性状	211
	(独)寒地土木研究所 ○佐藤 厚子、西本 聡 北見工業大学名誉教授 鈴木 輝之
34) 施工時期の違いが帯鋼補強土壁の引抜き特性に及ぼす影響について	217
	(独)寒地土木研究所 ○橋本 聖、西本 聡、林 宏親、梶取 真一
35) 締固め施工における転圧機械の選定方法の検討	223
	(独)寒地土木研究所 ○山田 充、西本 聡、佐藤 厚子
36) 道央地域の高速道路における舗装嵩上げの凍上低減効果について	227
	東日本高速道路(株)北海道支社 谷藤 義弘、坂田 史典 東日本高速道路(株)苫小牧管理事務所 竹村 真那斗 (株)ネクスコ・エンジニアリング北海道 沼田 透、○山内 智
37) 応力変形・熱伝導・浸透連成解析による土の凍上融解現象の数値実験	231
	北海道大学 ○石川 達也、木次谷 一平 苫小牧工業高等専門学校 所 哲也 (株)地層科学研究所 里 優
38) グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定事例	241
	北海学園大学 ○小野 丘
39) 岩石の凍上性判定法に関する一考察	247
	北見工業大学 ○中村 大、後藤 隆司、川口 貴之、伊藤 陽司、山下 聡、山崎 新太郎
40) 種々の地盤材料の凍結融解挙動の土被り圧依存性	255
	北海道大学 ○木次谷 一平、石川 達也 苫小牧工業高等専門学校 所 哲也

41) 凍結指数の地域分布および年代特性に関する考察	263
	北海道工業大学○ 川端 伸一郎 (独)寒地土木研究所 佐藤 厚子 北海道大学大学院 石川 達也
42) 凍結融解による岩石劣化の凍結温度の影響	271
	(独)寒地土木研究所 ○日下部 祐基、伊東 佳彦、井上 豊基
43) 凍結融解履歴が細粒土の液性限界に与える影響	275
	北見工業大学 ○小林 歩、川口 貴之、中村 大、山下 聡
平成 23 年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告	281

## 圧密解析から逆算されたプラスチックボードドレーン工法で 改良された泥炭地盤の水平方向圧密係数

(株)シーウェイエンジニアリング 正会員 ○山添 誠隆  
北海道大学 国際会員 田中 洋行  
(独)土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 林 宏親  
秋田大学 国際会員 荻野 俊寛  
日本大学 国際会員 三田地 利之

### 1. はじめに

ドレーン工法は代表的な軟弱地盤改良工法の一つであるが、北海道に広範囲に分布する泥炭性軟弱地盤に採用されることは、10年ほど前まではほとんどなかった。これは過去に実施された複数の試験施工<sup>1)</sup>から、サンドドレーン改良工区の沈下速度が、ドレーンで改良しない地盤と比較して、沈下と時間の関係に有意な差が認められなかったことが大きな要因の一つである。泥炭地盤では、盛土載荷時に大きな側方流動が生じて排水材の砂杭が破断したり、あるいは圧縮沈下に伴う砂杭の曲がりによる排水能力の低下が起こり、十分な排水機能が期待できなかったためと考えられる。しかし近年、折れ曲げに強いプラスチックボードドレーン（以下、PD）が開発されたのを契機に、泥炭地盤に対してPD工法の試験施工が行われ、明らかな改良効果が観測された<sup>2)</sup>。その結果、徐々に本工事でもPD工法が軟弱地盤対策工法として採用され、2011年に改訂された設計マニュアル<sup>3)</sup>では有効な工法として記載されている。

ドレーン改良地盤の設計においては、載荷重に対する基礎地盤の沈下と安定が重要な検討課題となる。安定性は圧密計算から圧密度を推定し土層の強度増加を求めて円弧すべり計算によって評価するので、設計の基本は正確な沈下予測を行うことである。ドレーン改良地盤における沈下時間および圧密度の予測では、間隙水は水平方向（半径方向）に移動・消散するため、水平方向圧密係数 $c_h$ の決め方が重要になる。この設計値によってドレーンの間隔や改良範囲、すなわち工期や工費が大きく左右される。

しかしながら、泥炭地盤の圧密係数およびその設計値の決め方については、不明な点が多い。例えば、無処理地盤では室内試験の結果に基づく予測値よりもはるかに早い速度で実際の沈下が進行するため<sup>4)5)6)</sup>、圧密係数を用いない経験式<sup>7)</sup>が現在でも北海道の実務では多用されている<sup>8)</sup>。こうした現状下にあつて、PD打設地盤の $c_h$ をいくらに設定すべきか頭を悩ますことが多く、信頼性の高い設計法の確立が望まれている。

本論文は、近接した無処理地盤とPD改良された泥炭地盤上に構築された試験盛土を対象に圧密解析を実施し、鉛直ドレーンの打設の有無による透水係数の逆解析値を求め、PD改良地盤の沈下予測に用いる $c_h$ の決め方を明らかにするものである。

なお、混同を避けるために、圧密係数 $c_h$ および透水係数 $k$ の表記を統一し、下添え字に、水平方向の値には $h$ （例えば $c_{v,h}$ ）、鉛直方向には $v$ を付けることにする。また、圧密試験（段階載荷）から得られた値には $1$ （例えば $c_{v,1}$ ）、逆解析で求めた原位置の値には $f$ を、初期値は $0$ （例えば $k_{v,0,1}$ ）を付ける。

### 2. 試験盛土

#### 2.1 実施箇所

解析対象とした試験盛土は石狩郡当別町において実施された。当該地区は石狩平野の中央部の低平地に位置し、軟弱粘性土や緩い砂質土の沖積層が厚く堆積し、その表面を湿地性堆積物の泥炭が覆っている。地盤

を PD で改良した試験盛土（以下 PD 試験盛土）と無処理地盤の試験盛土（以下 ND 試験盛土）は約 50m 離れている。なお、既報<sup>9)</sup>に示した当別試験盛土は、これらの試験盛土から 0.6km 離れた地点で行われた。

## 2.2 地盤特性

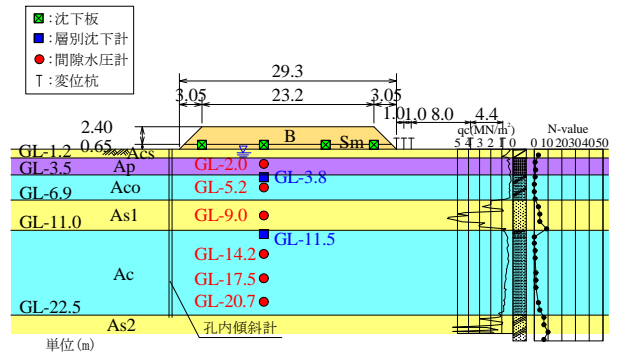
盛土と地層構成を図 1 に、その地盤の特性値を図 2 に示す。ボーリングおよびサウンディング試験、土質試験（物理・圧密・三軸試験）は ND 試験盛土箇所で行われており、PD 試験盛土箇所ではオランダ式二重管コーン貫入試験によるコーン貫入抵抗値  $q_c$  と、ピートサンプリングから得られた試料を用いて、自然含水比  $w_n$ 、強熱減量  $L_i$  を求めた。

基礎地盤の上部は泥炭 (Ap) および有機質粘土 (Aco) により構成され、中間に砂 (As1) が堆積し、以深は均質な正規圧密粘土 (Ac) である。Ac の下位は  $N$  値 7~10 の砂 (As2) である。Ap の層厚は PD 試験盛土箇所では 6m 程度と大きい、ND 試験盛土では 2.5m 程度と小さく、Aco が厚く堆積する。ND 試験盛土箇所の表層 Asc は耕作土の砂混じり粘性土である。

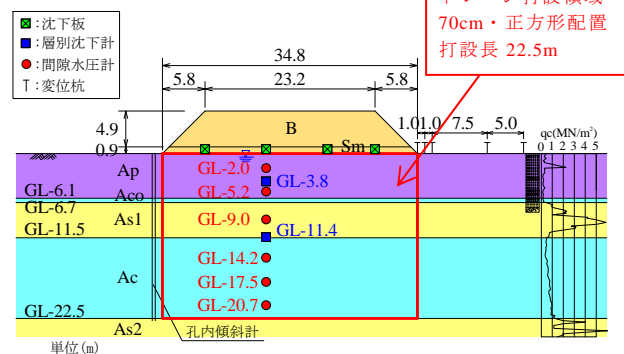
Ap の  $w_n$  は 400~550% 程度と非常に高含水である。 $L_i=50\sim70\%$  程度を示すことから、未分解な植物繊維が主体であることがわかる。Aco は、泥炭と粘土が互層状態を成す不均質な土層で、 $w_n=200\%$  程度と高含水である。As1 は  $N$  値 3~9 と緩く、現場透水試験により得られた透水係数は  $k_f=3.1\times 10^{-5}m/s$  である。透水性は中位であるが、層厚が 4~5m 程度であることから、排水層としての機能が期待できる。Ac は  $w_n=50\sim60\%$  程度を示し、圧密降伏応力  $p_c$  と有効土被り圧の関係から、正規圧密状態と判断できる。

## 2.3 施工概要

図 4(a)・図 5(a) (後掲) に施工履歴を示した。盛土に先立ちサンドマットが敷設された。ND 試験盛土では、盛土の最終厚さは約 3m で 1m 程度の沈下が生じ盛土高は 2m 程度になった。PD 試験盛土では、プラスチックドレーンを打設したのち盛土が施工された。最



(a)ND 試験盛土



(b)PD 試験盛土

図 1 試験盛土箇所の横断面図

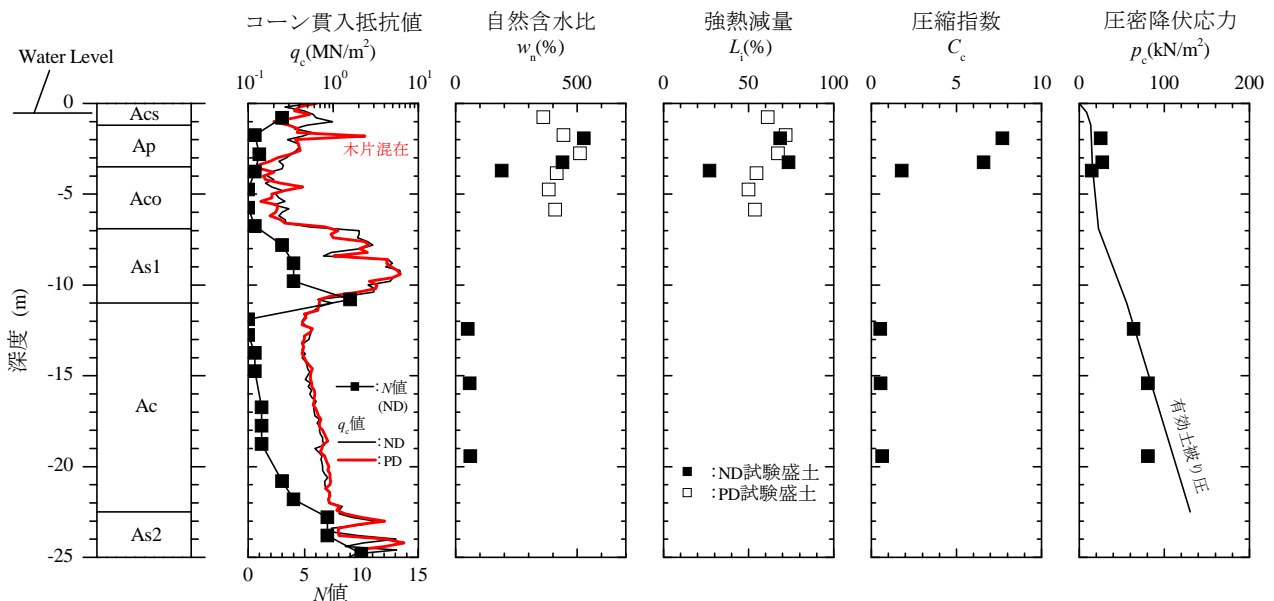


図 2 地盤の特性値

終盛土厚は約 6m であるが、泥炭 (Ap) の層厚が大きいため、最終的に約 4m の非常に大きな沈下が発生し、盛土高は ND 試験盛土と同じ 2m 程度になった。1 日あたりの盛り立て速度は、両試験盛土ともに 4.6cm/d であった。FEM 解析では施工履歴に基づき図中の実線でモデル化する。

使用したドレーン材は、厚さ 4mm×幅 100mm で、透水係数は  $10^{-2}$ m/s である。PD は図 1(b)に示すように深度 22.5m の下部基盤排水砂層 (As2) まで貫通し打設した。ドレーンの打設間隔は 70cm の正方形配置である。

### 3. FEM 解析

#### 3.1 有限要素メッシュと境界条件

図 3 に、解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示す。法線方向に平面ひずみ条件を仮定し、盛土の対称性から片側半分のモデルで解析を行った。変位境界として、左右端側面は水平方向固定、下端は固定とした。水理境界は両面排水（地表面、下端に排水条件）である。なお、ND 試験盛土では、盛土載荷時に中間砂層 (As1) で発生した過剰間隙水圧の閉塞・停留が生じないように右端側面にも排水条件を与えた。

#### 3.2 構成モデルおよび解析手法

土の構成モデルとして、泥炭には修正カムクレイモデルを、粘土には同モデルに関口・太田による異方性を表す応力パラメータ  $\eta^{*10}$  を導入したモデル<sup>11)12)13)</sup>（以下、修正関口・太田モデル： $K_0$  値の補正は文献 14)による）を適用した。盛土および砂は弾性体とした。泥炭に関しては、既往の構成モデルのなかでは、とくに伸張条件下での強度・変形特性の表現に修正カムクレイモデルが優れていることが実証されている<sup>15)</sup>。

解析に用いた有限要素プログラムは、微小変形理論に基づき定式化したもので、四辺形 4 節点アイソパラメトリック要素（4 点 Gauss 積分）を用いた。ドレーン打設領域の要素には、平面ひずみ条件下でも放射状の間隙水の流れが表現できる拡張マクロエレメント法<sup>16)</sup>を使用し、ドレーン外周の半径  $r_w=3.3$ cm、有効集水半径  $r_e=39.5$ cm とした。拡張マクロエレメント法ではウェルレジスタンスも考慮できるが、事前解析の結果、当該地盤ではその影響が小さいことが明らかになったので用いていない。なお、地下水位以深に沈み込んだ盛土の浮力補正は文献 17)による。

#### 3.3 地盤パラメータ

対象箇所では、物理試験のほかに、圧密試験（段階載荷）および三軸圧縮試験 ( $\overline{CU}$ ) が行われている。これらの試験結果をもとに、表 1 に示す方法および根拠に基づき、表 2・表 3 の地盤パラメータを設定した。ただし、有機質粘土 (Aco) のせん断抵抗角の試験結果は特異な値と考えられたため、強熱減量  $L_i$  (%) から推定式  $\phi'=0.19L_i+32^{24)}$  (度) を用いて算出した。

#### 3.4 解析結果

##### 3.4.1 ND 試験盛土

ND 試験盛土の解析結果を図 4 に示す。解析結果は、圧密試験から求めた透水係数を用いた場合 ( $k=k_{v,1}$ ) と、解析値と計測結果が合うように逆算された原位置透水係数を使用した場合 ( $k=k_f$ ) の 2 ケースについて示している。

圧密試験の結果に基づく解析値は、地表面沈下の沈下速度が小さく、軟弱層 (Ap, Aco, Ac) には過剰間隙水圧が長期間残留する。下部層の粘土層 (Ac) の沈下速度も小さい。

実測沈下に合わせるためには、表 4 に示した透水係数  $k_{0,f}$  を用いる必要があった。この値は、泥炭層 (Ap) および粘土層 (Ac) では圧密試験の透水係数  $k_{v,0,1}$  の 5 倍であり、実挙動を再現するためには、圧密試験から

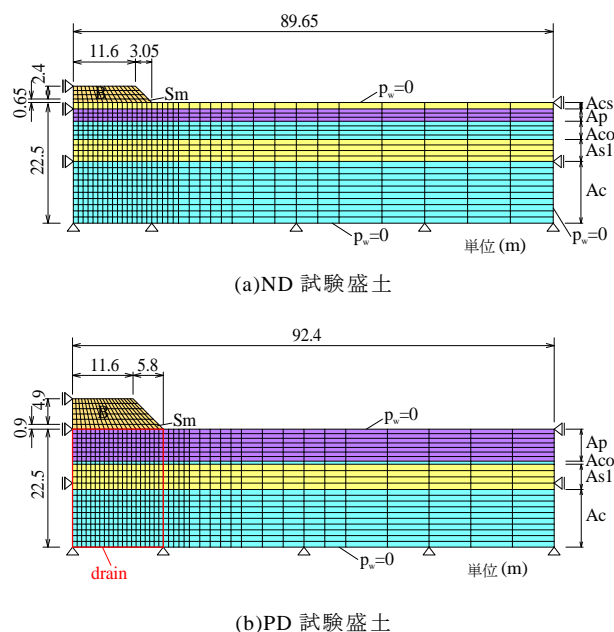


図 3 有限要素メッシュと境界条件

求めた透水係数よりかなり大きな値を用いる必要がある。有機質粘土層（Aco）のみが1倍となったが、この層は泥炭と粘土の互層状態を呈しており、1試料の圧密試験値のみで $k_{v0,1}$ を求めたためと考えられる。ちなみに、文献9)に示した近傍の当別試験盛土では $k_{0,f}/k_{v0,1}=7.5$ となった。

解析値は、いずれも地盤内水平変位を良好に再現できている。しかし、盛土周辺の地表面水平変位が小さい。表層のAcs層は弾性体でモデル化しているが、そのため塑性ひずみの発生を考慮できず水平変位が過小に評価されたものと考えられる。

### 3.4.2 PD試験盛土

ND試験盛土の解析結果から、計測値と一致するように逆算された原位置透水係数 $k_{0,f}$ と圧密試験から求めた透水係数 $k_{v0,1}$ の比 $k_{0,f}/k_{v0,1}$ （表4）に、PD試験盛土箇所の $k_{v0,1}$ （表3）を乗じて $k_{0,f}$ を推定すると表5のようになる。

表5に示した原位置透水係数を使用した解析結果（ $k=k_f$ ）を図5に示す。この場合では、圧密沈下は盛土完了時点（経過143日）でほぼ収束し、また過剰間隙水圧はほとんど発生しておらず、実挙動と比較して圧密促進効果を過大に評価していることがわかる。ND試験盛土では圧密試験から求めた透水係数よりもかなり大きな値の原位置透水係数を用いないと実挙動を再現できなかったが、これとは大きく異なる結果となっ

表1 地盤パラメータの設定方法および根拠

	地盤パラメータ	設定方法			備考
		泥炭	粘土	砂	
初期、 降伏応力	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	一軸、三軸圧縮試験の初期供試体密度			—
	圧密降伏応力 $p_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	圧密試験 ( $e-\log\sigma_v$ 曲線) より			—
	静止土圧係数	$K_{0NC}$	$K_{0NC}=1-\sin\phi^{(18)}$		
$K_{0OC}$		$K_{0OC}=K_{0NC}OCR^{m^{(19)}}$ $m=0.005L_t+0.45^{(20)}$ $m=\sin\phi^{(21)}$			—
初期応力	鉛直有効応力 $\sigma_{vi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vi}=\gamma\times h$			$h$ : 地表面からの深度
	水平有効応力 $\sigma_{hi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{hi}=K\times\sigma_{vi}$			正規圧密状態: $K=K_{0NC}$ , 過圧密状態: $K=K_{0OC}$
降伏応力	鉛直有効応力 $\sigma_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{v0}=p_c$			—
	水平有効応力 $\sigma_{h0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{h0}=K_{0NC}\times\sigma_{v0}$			
弾塑性 力学特性	弾性係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	—			$E=2800N^{(22)}$
	ポアソン比 $\nu$	$\nu=K_{0NC}/(1+K_{0NC})$			弾性論より
	圧縮指数 $\lambda$	$\lambda=0.434C_c$			—
	膨張指数 $\kappa$	$\kappa=0.434C_c$			
	初期間隙比 $e_0$	$p_c$ に対応する $e$			圧密試験 ( $e-\log\sigma_v$ 曲線) より
	限界状態応力比 $M$	$M=6\sin\phi'(3-\sin\phi')$			$\kappa=0.1\lambda$ を仮定
	せん断抵抗角 $\phi'$ (度)	$(q/p')_{critical}$ のときの $\phi'$			三軸試験値 ( $\overline{CU}$ ) がある場合
—			$\phi'=4.8\ln N_1+21^{(23)}$	試験値がない場合	
圧密、 透水特性	透水係数の初期値 $k_{v0,1}$ (m/s)	$p_c$ に対応する $k$		現場透水試験	圧密試験 ( $e-\log\sigma_v$ 曲線) より
	透水係数指数 $\lambda_k$	$\lambda_k=0.434C_k$		—	圧密試験 ( $e-\log\sigma_v$ 曲線の勾配 $C_k$ ) より

表2 地盤パラメータの設定値：ND試験盛土

	Depth (m)	Model	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	OCR	$K_{0NC}$	$K_{0OC}$	$k_{v0,1}$ (m/s)	$\lambda_k$
B	3.05~0.65	A	18.0	28,000	0.33									
Sm	0.65~0.0	A	18.0	28,000	0.33									
Acs	0.0~1.2	A	17.0	8,400	0.33								$1.0\times 10^{-8}$	
Ap	-1.2~3.5	B	10.8		0.18	3.103	0.310	10.8	2.12	2.1	0.22	0.39	$1.4\times 10^{-8}$	1.693
Aco	-3.5~6.9	B	12.2		0.28	0.777	0.078	3.5	1.52	1.3	0.39	0.46	$8.7\times 10^{-9}$	0.499
As1	-6.9~11.0	A	18.0	14,000	0.33						0.49		$3.1\times 10^{-5}$	
Ac	-11.0~22.5	C	16.5		0.32	0.247	0.025	1.35	1.29	1.0	0.47	0.47	$6.6\times 10^{-10}$	0.247

Model A: 弾性体, B: 修正カムクレイモデル, C: 修正関口・太田モデル

表3 地盤パラメータの設定値：PD試験盛土

	Depth (m)	Model	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$M$	OCR	$K_{0NC}$	$K_{0OC}$	$k_{v0,1}$ (m/s)	$\lambda_k$
B	5.8~0.9	A	18.0	28,000	0.33									
Sm	0.9~0.0	A	18.0	28,000	0.33									
Ap	0.0~6.1	B	10.8		0.18	3.103	0.310	12.1	2.12	2.7	0.22	0.48	$2.6\times 10^{-8}$	1.693
Aco	-6.1~6.7	B	12.2		0.28	0.777	0.078	3.9	1.52	1.4	0.39	0.49	$1.8\times 10^{-8}$	0.499
As1	-6.7~11.5	A	18.0	14,000	0.33						0.49		$3.1\times 10^{-5}$	
Ac	-11.5~22.5	C	16.5		0.32	0.247	0.025	1.37	1.29	1.0	0.47	0.47	$7.1\times 10^{-10}$	0.247

Model A: 弾性体, B: 修正カムクレイモデル, C: 修正関口・太田モデル

た。

計測された盛土の沈下時間を再現できるように透水係数を逆算して求めると、圧密試験による透水係数の0.5倍になった。この値を使った解析結果 ( $k=0.5k_{v,1}$ ) では、過剰間隙水圧の経時変化がほぼ一致し、周辺地盤の地表面変位も概ね再現できた。地盤内水平変位はやや大きくなるが、これは解析で用いた微小変形解析では、沈下に伴って盛土が地盤内に沈み込みかつ盛土法肩から法尻における荷重作用面が傾斜することを表現できなかったことが原因であると推測される<sup>25)26)15)</sup>。

応力径路から、盛土中央下でもせん断の影響が大きいND試験盛土の場合(図4(j), (k))とは異なり、PD試験盛土では応力点はほぼ  $K_0$  Line 上を移動している(図5(j), (k))。

上記の解析結果から、無処理地盤では、実挙動を再現するためには圧密試験から求めた透水係数よりもか

表4 逆算された原位置透水係数

土層記号	$k_{v0,1}$ (m/s)	$k_{0,f}$ (m/s)	$k_{0,f} / k_{v0,1}$
Ap	$1.4 \times 10^{-8}$	$6.9 \times 10^{-8}$	5
Aco	$8.7 \times 10^{-9}$	$8.7 \times 10^{-9}$	1
Ac	$6.6 \times 10^{-10}$	$3.3 \times 10^{-9}$	5

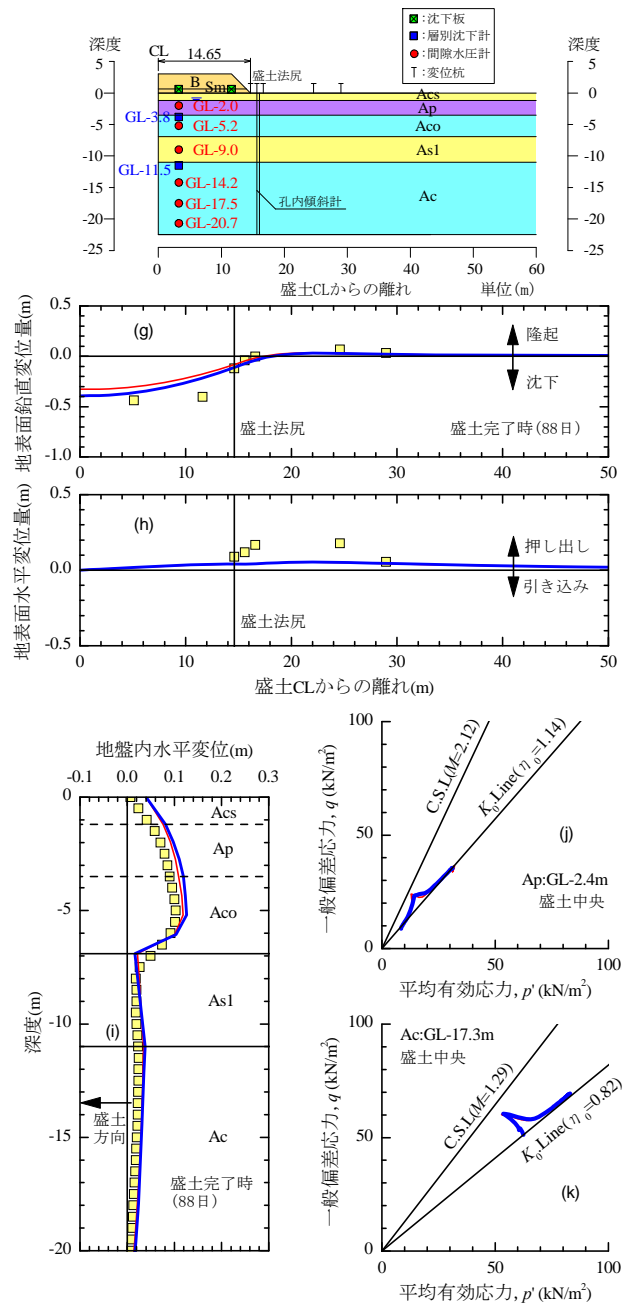
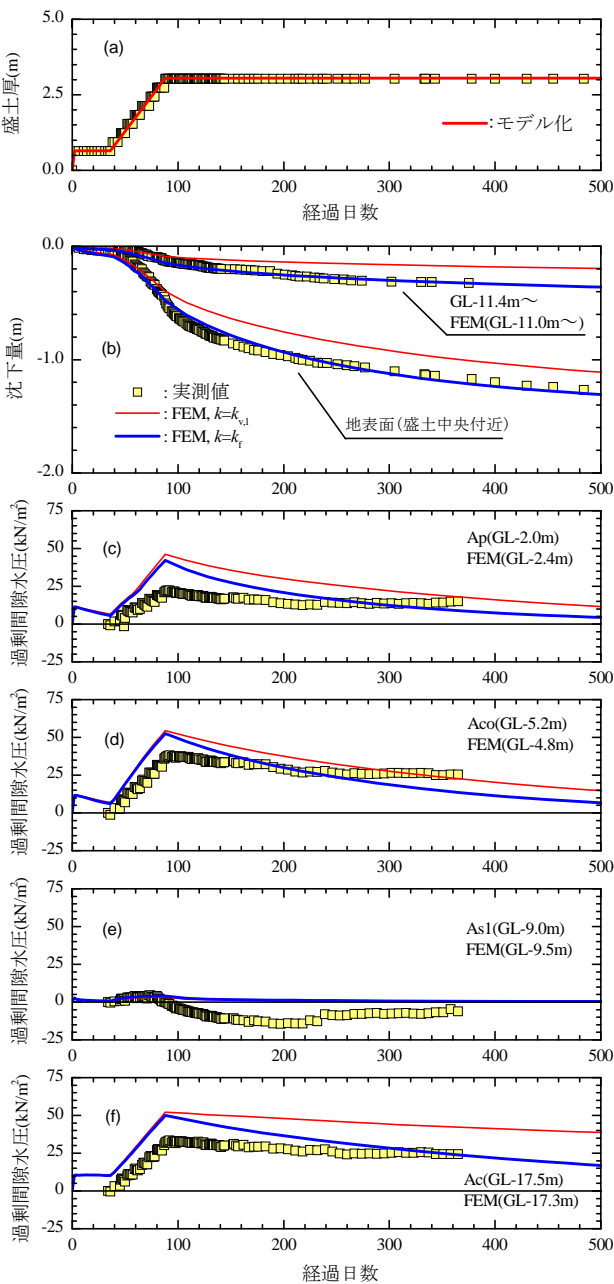


図4 ND試験盛土のFEM解析結果

なり大きな値を用いる必要があることがわかった。しかし、ドレーンで改良した地盤では、無処理とは逆に圧密試験の結果に近い値となり、ドレーンの有無で透水係数の設計値が異なる結果となった。

#### 4. 考察

FEMを用いた圧密解析の結果から、ドレーンの有無で透水係数の設計値が大きく異なることが明らかになった。本章では、この結果の意味を、北海道の泥炭地盤に用いられている慣用沈下予測式「泥炭式」、原位置の透水係数に関するこれまでの研究成果、泥炭地盤の不均一性の影響に照らし合わせて考察する。

表 5 原位置透水係数の設定値

土層記号	$k_{0,f} / k_{v,0.1}$ (表 4)	$k_{v,0.1}$ (m/s)	$k_{0,f}$ (m/s)
Ap	5	$2.6 \times 10^{-8}$	$1.3 \times 10^{-7}$
Aco	1	$1.8 \times 10^{-8}$	$1.8 \times 10^{-8}$
Ac	5	$7.1 \times 10^{-10}$	$3.6 \times 10^{-9}$

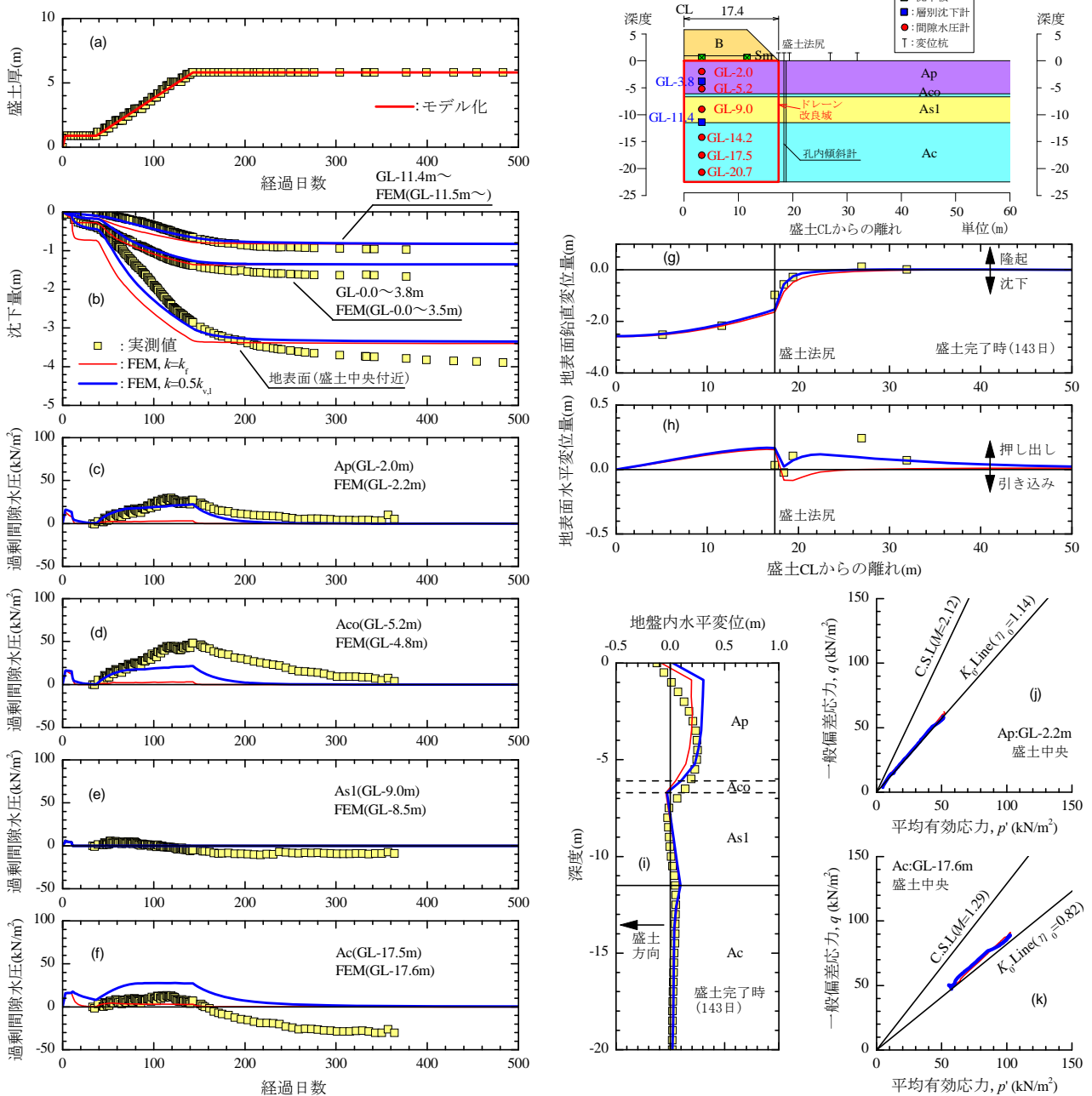


図 5 PD 試験盛土の FEM 解析結果



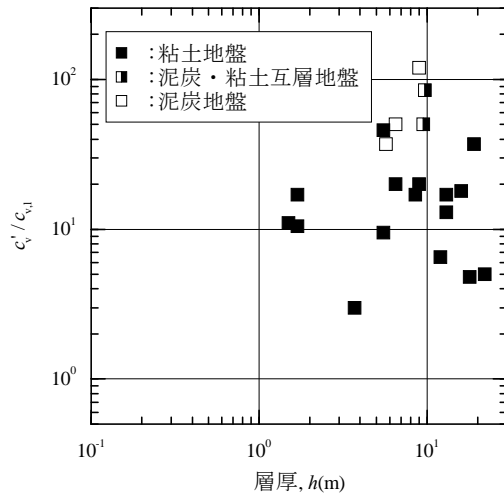


図6 層厚と実測  $c_v$  との関係<sup>4)</sup>

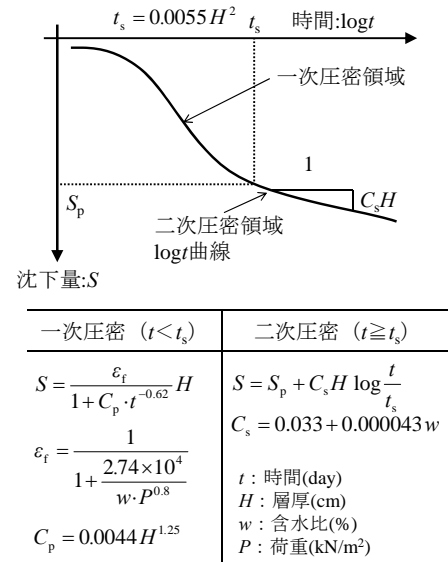


図7 泥炭式

#### 4.1 無処理の泥炭地盤の沈下挙動

##### 4.1.1 沈下の時間変化の実際

本論文で取り扱った地盤に限らず、実測沈下時間が室内試験に基づく予測値よりも速いことは、下記に示す既往の研究においても指摘されている。

図6は、高速道路建設時に観測された沈下時間曲線から一次元圧密を仮定して逆算された圧密係数  $c_v'$  と圧密試験による圧密係数  $c_{v1}$  の比を、層厚  $h$  にプロットした図である。これから、現地で観測された沈下挙動は室内試験結果から予測された沈下時間よりも相当速く、この傾向は層厚が大きいほど、また泥炭地盤で強い。

泥炭地盤で顕著に現れるこのような沈下傾向は能登<sup>5)</sup>やOikawaら<sup>6)</sup>に代表される詳細な検討でも明らかにされており、原位置の圧密沈下は室内試験に基づく予測よりもかなり速く進行するのが一般的である。

##### 4.1.2 実務的に用いられている「泥炭式」

北海道では、4.1.1に示した室内と現場の乖離を実務的に解決するために、「泥炭式」と呼ばれる Terzaghi の圧密式によらない経験に基づいた方法<sup>7)</sup>が提案され、これが設計マニュアルにも採り入れられ<sup>8)</sup>広く用いられている。

図7に示すとおり、泥炭式は一次圧密と二次圧密領域に分けられ、一次圧密の沈下予測式は広義には双曲線法に属すると考えられる。パラメータは含水比のみで、したがって圧密試験は必要としないので実務的に重宝されている。

筆者らが指摘<sup>9)</sup>しているように、泥炭式には原位置透水係数と圧密係数の圧密圧力依存性が経験式の形で取り込まれている。本論文におけるND試験盛土の解析結果からも、泥炭(Ap)の原位置透水係数は、室内試験から求めた値よりも5倍大きいことが示された。また、Terzaghiの圧密理論では圧密係数は一定としているが、図3(c)に示したとおりAp層の圧密係数は圧密圧力の増加に伴い急激に低下する。このような事実を反映して、ドレーンで改良しない地盤では、Terzaghiの圧密理論に基づく沈下計算は適用しないで、泥炭式が使われている。

PD改良された泥炭地盤の沈下予測に使用する水平方向圧密係数  $c_h$  について、現行設計法<sup>3)</sup>では上記の考え方にしがたった決め方を示している。すなわち、泥炭式で求まる沈下時間曲線に一致する圧密係数をTerzaghiの圧密解を用いて逆算で求め、この値をBarron解の設計圧密係数とするというものである。筆者らも、当初、無処理地盤の圧密係数をPD打設地盤にも用いてよいと考えていた。しかし、3章に示したFEM解析の結果から、無処理地盤の原位置透水係数をそのままドレーンで改良した地盤に適用すると、沈下速度は実測よりも相当大きくなった。このことは、原位置透水係数を取り込んだ泥炭式と同じ考え方の延長線上でPD地盤の圧密・透水特性を捉えるべきではないことを示唆している。

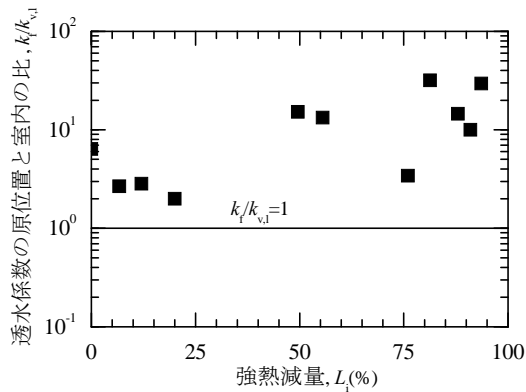


図8 原位置透水係数と強熱減量の関係 (文献 28)に加筆)

## 4.2 泥炭地盤の不均一性とドレーン打設の影響

### 4.2.1 原位置透水係数と地盤の不均一性

原位置の透水係数が室内試験から求めた値よりも大きいのは、圧密試験では供試体の寸法が小さく、実地盤の透水係数を正確に測定できていないことが考えられる。

図8は、北海道内の泥炭地盤に対して実施した現場透水試験から得られた透水係数  $k_f$  と、その近くから採取した試料を用いて圧密試験を行い求めた透水係数  $k_{v,i}$  の比を示したものである。この図からわかるように、強熱減量  $L_i$  の増加に伴い  $k_f/k_{v,i}$  は大きくなる傾向があり、 $L_i$  が50%以上の繊維分が卓越する泥炭では、原位置透水係数は室内試験から求めた値よりもかなり大きい。

原位置と室内試験で透水係数が異なった原因について、地盤の不均一性の影響を取り上げ考えてみる。

図9は、泥炭地盤と粘土地盤に対して実施した電気式コーン貫入試験 (CPT) による先端抵抗力  $q_t$  の0.5m区間での深度分布の代表例である。また、表6に残差の標準偏差と、標準偏差をトレンドの平均値で除した変動係数を示している。これから、泥炭地盤の変動係数は粘土の倍以上の値であり、非常にバラツキが大きいことがわかる。

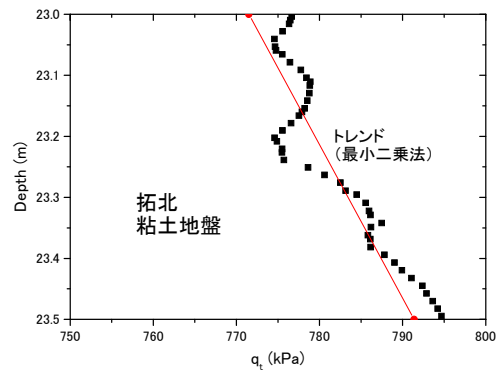
泥炭地盤は、木暮<sup>29)</sup>が指摘するように、堆積年代や分解の度合い、構成する植物や混入している灌木類などによって非常に不均一である。図9や表6に示した  $q_t$  値のバラツキはこれを反映した結果と言えるが、このような地盤では、灌木類や寸法の大きな植物遺骸の周りなど弱点部が水みちとなって間隙水が流れやすく、この傾向は水頭差が大きい場合ほど著しくなるとされている<sup>29)</sup>。

原位置の透水係数が室内試験から求めた値よりも大きな値を示したのは、地盤の不均一性に起因する水みちが影響しているものと推測される。

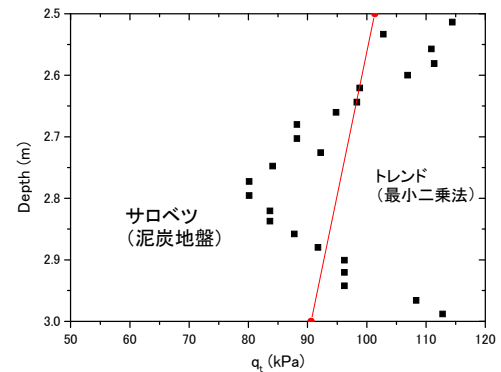
### 4.2.2 ドレーンピッチが小さい場合の地盤の不均一性の影響

PDで改良した泥炭地盤の圧密・透水特性は、無処理とは異なり、圧密試験の結果に近づき、泥炭式の考え方が適用できなかった。この理由を地盤の不均一性の観点から考察してみる。

無処理地盤では、間隙水は透水性が良い水みちを通して移動するため、見かけの透水係数が大きくなったものと推測される。一方、室内で行われる圧密試験の供試体は寸法が小さいので、不均一に起因する透水性



(a)粘土地盤



(b)泥炭地盤

図9 各地盤の  $q_t$  の深度分布の代表例

表6 深度50cmに対する残差の標準偏差と変動係数

(a) 粘土地盤の場合

場所	拓北	厚真	美原 (盛土前)	美原 (盛土後)	山脚 有明
標準偏差 (kN/m <sup>2</sup> )	2.63	17.39	9.12	4.38	21.52
変動係数	0.0033	0.0246	0.0171	0.0062	0.0516

(b) 泥炭地盤の場合

場所	サロ ベツ	豊平川	月寒川	岩内
標準偏差 (kN/m <sup>2</sup> )	10.37	27.73	49.93	20.6 4
変動係数	0.11	0.21	0.17	0.10

の上昇は顕著でないと考えられる。そのため FEM 解析で沈下速度を実測値に合わせるためには、圧密試験に基づく透水係数より 5 倍大きな値を用いる必要があった。一方、ドレーンで改良した地盤では、ドレーンの打設により排水距離が小さくなり、間隙水の移動が水平方向に限られるため、地盤の不均一性および層厚の影響が相対的に小さくなる（図 10）。その結果、ドレーン間の泥炭の圧密・透水特性は室内試験（圧密試験）の条件に近づいたのではないかと考えられる。

これは、ドレーン間の泥炭の透水係数が地盤本来の透水係数を表しており、層厚が大きくなると地盤の不均一性、すなわち水みちの影響が顕著になり、見かけの透水係数が大きくなるとの立場である。なお、粘土

（Ac）についても、コア観察から局所的に砂が挟まれていることを確認しており、ドレーンの有無で透水係数の設計値が異なった理由の一つとして同様のことが言えるのかもしれない。

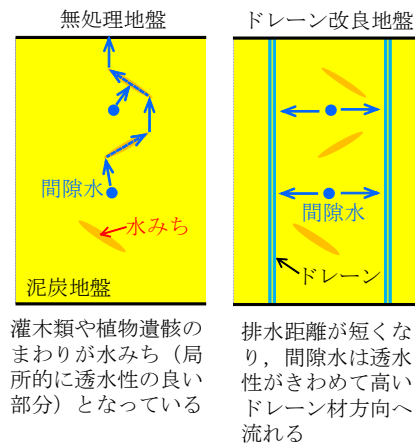


図 10 地盤の不均一性と間隙水の移動のイメージ図

## 5. 結論

無処理の状態、およびプラスチックボードドレーンを打設間隔 70cm で正方形配置に打設された泥炭性軟弱地盤上の試験盛土を対象に FEM 解析を実施した。その結果をもとに、泥炭の原位置と室内の透水係数の関係を考察した。得られた主要な結論をまとめると次のようになる。

- ドレーンで改良された泥炭地盤の水平方向透水係数は、圧密解析の逆算から、圧密試験から求めた鉛直方向に相当する透水係数の 0.5 倍となった。つまり、沈下予測に用いる水平方向圧密係数の設計値は、 $c_{H}=0.5c_v$  ( $c_v$ : 圧密試験の圧密係数) となる。
- 無処理の場合、局所的に存在する透水性が良い水みちによって見かけ上圧密係数の逆解析値が大きくなったのに対して、ドレーンで改良した地盤では、排水距離が小さくなるのでこの影響が小さくなり、ドレーン間の泥炭の透水特性は圧密試験から得られた値に近づいたものと考えられる。

## 謝辞

本論文で使用した試験盛土のデータは北海道開発局 札幌開発建設部より提供されたものである。ここに記して、謝意を表します。

## 参考文献

- 佐々木晴美, 木下喬之, 能登繁幸, 太田政一: 泥炭性軟弱地盤基礎処理工法の効果に関する調査試験—最終報告—, 第30回建設省技術研究会報告, pp.84-91, 1976.
- 林宏親, 西川純一, 江川拓也, 前田広和, 石塚達也: 泥炭性軟弱地盤に対するプラスチックドレーン工法の改良効果, 第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.1047-1048, 2000.
- (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, pp.119-123, 2011.
- 持永竜一郎: 北海道縦貫自動車道における泥炭性地盤の処理について, 土木学会昭和55年度全国大会研究討論会講演概要, No.3, pp.1~4, 1980
- 能登繁幸: 泥炭地盤工学, 技報堂出版(株), pp.7-9, pp.55-59, 1991.
- Oikawa, H., Ishikawa, G and Y.P.Vaid: Settlement rates during one-dimensional consolidation of peat, Proceedings of the International Symposium on Compression and consolidation of clayey soils, Vol.1, pp.149-154, 1995.
- 能登繁幸: 「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化, 開発土木研究所月報, No.460, pp.37-41, 1991.
- 3), pp.57-58
- 山添誠隆, 田中洋行, 林宏親, 三田地利之: 泥炭地盤の圧密沈下挙動と慣用予測式の適用性, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.3, pp.395-414, 2011.
- Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency of clay, Proceedings of Specialty Session 9, 9th International Conference. of Soil Mechanics and Foundation Engineering., pp.229-239, 1977.

- 11) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P.: Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.22, pp.197-227, 1998.
- 12) Asaoka, A., Noda, T., Yamada E., Kaneda, K., Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 13) 水野健太, 土田孝, 小林正樹, 渡部要一: 水平変位の予測精度に着目した粘土の構成モデルと現地計測事例による検証, *土木学会論文集 C*, Vol.63, No.4, pp.936-953, 2007.
- 14) 太田秀樹, 大野進太郎, 飯塚敦, ビバットボンサー・ティラポン, 竹山智英: 異方圧密粘土を想定した弾塑性構成モデルの破壊条件と  $K_0$  条件の理論式, 第3回地盤工学会関東支部研究発表会 (Geo-Kanto 2006) 発表講演集, pp.309-312, 2006.
- 15) 三田地利之, 山添誠隆, 林宏親, 荻野俊寛: 泥炭性軟弱地盤の変形解析への各種構成モデル・解析手法の適用性, *土木学会論文集 C*, Vol.66, No.1, pp.1-20, 2010.
- 16) 平田昌史, 清水英樹, 福田淳, 山田耕一, 川井田実: 拡張マクロ・エレメント法を用いたバーチカルドレーン打設地盤の FEM 解析, *応用力学論文集*, Vol.13, pp.431-442, 2010.
- 17) 太田秀樹, 萩野芳章, 斎藤禎二郎, 勝山克二: 埋立地盤の圧密計算における余盛・浮力補正の取り扱い, *土木学会年次学術講演会講演概要集第3部(A)*, Vol.51, No.3A, pp.480-481, 1996.
- 18) Jaky, J.: Pressure in silos, *Proceedings of the 2nd International Conference on SMGE*, Vol.1, pp.103-109, 1948.
- 19) Schmidt, B.: Earth pressures at rest related to stress history, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.3, No.4, pp.239-242, 1966.
- 20) Hayashi, H., Yamazoe, N., Mitachi T., Tanaka, H., Nishimoto, S.: Coefficient of earth pressure at rest for normally and overconsolidated peat ground in Hokkaido area, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.2, pp.299-311, 2012.
- 21) Mayne, P. W., Kulhawy, F. H.:  $K_0$ -OCR relationships in soil, *Journal of the Geotechnical Engineering Division., ASCE*, Vol.108, GT6, pp.851-872, 1982.
- 22) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, pp.284-285, 2012.
- 23) 22), pp.604-605
- 24) 林宏親, 三田地利之, 西本聡: 泥炭地盤有限要素解析用のカムクレイパラメーター決定に関する検討, 第40回地盤工学会研究発表会講演集, pp.857-858, 2005.
- 25) Asaoka, A., Noda, T., Fernando G.S.K.: Effects of changes in geometry on the linear elastic consolidation deformation, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp. 29-39, 1997.
- 26) 竹内秀克, 高稲敏浩, 野田利弘: 飽和粘土地盤の圧密変形に及ぼす幾何学的非線形性の効果, *応用力学論文集*, Vol.9, pp.539-550, 2006.
- 28) 林宏親, 三田地利之, 西本聡: 原位置透水試験および圧密試験による泥炭地盤の透水特性の評価, *土木学会論文集 C*, Vol.64, No.3, pp.495-504, 2008.
- 29) 木暮敬二: 高有機質土の地盤工学, 東洋書店, pp.56-59, 1995.

## 凍結融解作用が不飽和土の透気性に及ぼす影響評価

北海道大学大学院 学生会員 ○山本 隼央  
北海道大学大学院 国際会員 石川 達也  
北見工業大学 国際会員 山下 聡  
北見工業大学 国際会員 中村 大  
苫小牧工業専門学校 国際会員 所 哲也

### 1. はじめに

地盤の透気性の試験方法として、不飽和地盤の透気試験方法 (JGS1951-2006)<sup>1)</sup> は基準化されているものの、凍結融解作用を受ける不飽和地盤の透気係数は計測できない。また、基準の試験方法では、水平方向の透気性のみを評価している。そのため、凍結融解に起因する鉛直方向の不飽和地盤の透気性の変化を評価する試験方法は、現時点で確立されていないといえる。一方、例えば、有毒ガスや温室効果ガスなど凍結地盤内に貯蔵・滞留したガス類が凍土の融解とともに地表面に噴出する場合に、そのリスクを温度変化に伴う地盤の透気性の変動の観点から分析する手法を構築することは重要である。Seyfried<sup>2)</sup> は、砂の凍土に対して透気試験を実施し、試料の温度が0℃を下回ると、土中ガス透過度が急激に減少するという結果を得ている。また、神谷ら<sup>3)</sup> は、砂質土とシルト質土に対して、保水性を制御し、吸引法により不飽和土の透気試験を実施し、既往の研究と一致する結果を得ている。さらに、透気試験と同時に保水性試験を行い、水分特性曲線から透気係数の推定式モデルの実測値との適合性の検証も行っている。他にも、宇野ら<sup>4)</sup> は、空気透過法により比表面積を測定し、そこから推定される平均間隙径を用いることで不飽和土の透気係数、透水係数が良好な精度で推定式により表現されることを示している。このように、不飽和土の透気性について多種多様な研究がなされている。

このような状況を踏まえ、本研究では、北方圏における新たな地盤災害予測・評価システムを構築するため、凍結融解作用が不飽和土の透気性に及ぼす影響評価に適した模型試験装置・室内要素試験装置を新たに開発し、それを用いた凍結融解透気試験方法を提案する。このため、まず、新規開発した凍結融解履歴荷型透気試験装置を用いて、豊浦砂の透気試験を実施し、既往の研究と比較することで、提案する試験方法の妥当性を検討した。次に、不飽和状態の凍上性地盤材料に対して凍結・融解前後で透気試験を行い、含水量や凍結・融解が凍上性不飽和地盤の透気性に及ぼす影響について検討し、影響評価方法の有用性を検証した。

### 2. 試験装置

#### 2.1 模型地盤試験装置

試験装置本体に管厚 18mm の塩ビ管を使用した模型地盤用の試験装置の概略を図 1 に示す<sup>5)</sup>・<sup>6)</sup>。当該装置は、真空ポンプで装置下部に負圧を載荷して模型地盤内に空気の流れを起し、その際の気体流量 (1atm, 20℃) と模型地盤内の間隙空気圧・体積含水率・温度分布をそれぞれ計測するものである。各観測井間あるいは地表面と観測井間 (以下、「層」と称す) の透気係数をダルシー則 (式(1)) により求めた。この際、動気勾配  $i$  の算出にあたっては、透過気体の圧縮性による影響を排除するため、式(2)を用いて温度・圧力による補正を施した<sup>7)</sup>。

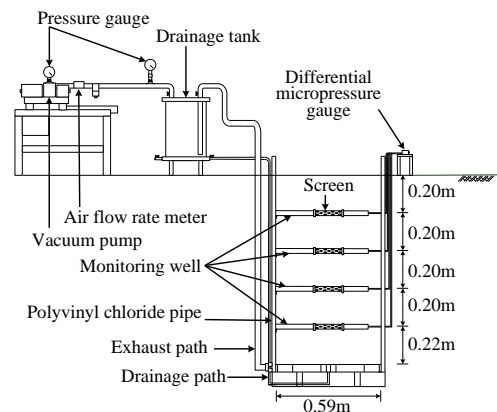


図 1 模型地盤の透気試験装置

Evaluation of air-permeability for unsaturated soil ground subjected to freeze-thaw action, Hayao YAMAMOTO (Hokkaido University), Tatsuya ISHIKAWA (Hokkaido University), Satoshi YAMASHITA (Kitami Institute of Technology), Dai NAKAMURA (Kitami Institute of Technology), Tetsuya TOKORO (Tomakomai National College of Technology)

$$Q = Ak_a i \quad (1) \quad i = \frac{\left\{ \left( h_{a0}' \frac{t_1}{t_0'} + h_{a1} \right) \frac{t_0}{t_1} \right\}^2 - \left\{ \left( h_{a0}' \frac{t_2}{t_0'} + h_{a2} \right) \frac{t_0}{t_2} \right\}^2}{2h_{a0}l} \quad (2)$$

ここに、 $k_a$ : 透気係数(m/s),  $Q$ : 流量(m<sup>3</sup>/s),  $A$ : 断面積(m<sup>2</sup>),  $i$ : 動気勾配(m/m),  $t_0$ : 293.15(K),  $h_{a0}$ : 10.332(m),  $t_0'$ : 試験時の気温(K),  $h_{a0}'$ : 試験時の大気圧(m),  $t_1$ : 観測井(上)の地温(K),  $h_{a1}$ : 観測井(上)の差圧(m),  $t_2$ : 観測井(下)の地温(K),  $h_{a2}$ : 観測井(下)の差圧,  $l$ : 層の厚さ(m)

## 2.2 凍結融解履歴載荷型透気試験装置

本研究で開発した室内要素試験装置の概略を図2に示す。供試体を設置するモールド、気体用流量計、ロードセル、間隙水圧測定用圧力変換器、透気圧測定用圧力変換器、変位変換器、加圧セル内に設置された給排水量測定用の電子天秤、供試体温度制御用の恒温水槽、試験機制御・データ測定用のパソコンから構成される。また、モールドの概略を図3に示す。本試験装置は以下のような特徴を有している。

- ① 本試験装置は、不飽和供試体（サイズ：H=90mm，D=70mm）に対して吸引法による透気試験を実施可能である。
- ② 本試験装置は、モールド側面のポーラスメタル部に飽和した親水性のフィルターを取り付けることで（図4）、サクション制御により供試体の含水比をコントロール可能である（保水性試験が実施可能）。
- ③ サクション制御をする際、モールドの上部と下部それぞれに給排水経路と間隙水圧計測経路があるため、より早く給排水が行われ、供試体内の水分分布を一様にし、より正確なサクションを測定可能である。
- ④ 本試験装置は、恒温槽を用い、キャップとペDESTALに冷媒を循環させることで、供試体の凍結融解が可能である。

本研究では、供試体上部を大気開放とし、負圧を供試体下部から載荷し透気試験を実施する。その際、気体流量と供試体上下端の圧力をそれぞれ計測し、ダルシー則（式(1)）により透気係数  $k_a$  を求めた。ただし、室内要素試験の動気勾配  $i$  の算出にあたっては、室温 20℃ 一定の実験室内で試験を行っていること、及び供試体サイズが小さいため供試体内を流れる空気が供試体温度の影響を受ける時間がごく短いことから、温度・圧力による補正は行わないこととし、動気勾配  $i$  は式(3)により求めた。

$$i = \frac{h_1 - h_2}{H} \quad (3)$$

ここに、 $h_1$ : 供試体上端の圧力(m),  $h_2$ : 供試体下端の圧力(m),  $H$ : 供試体高さ(m)

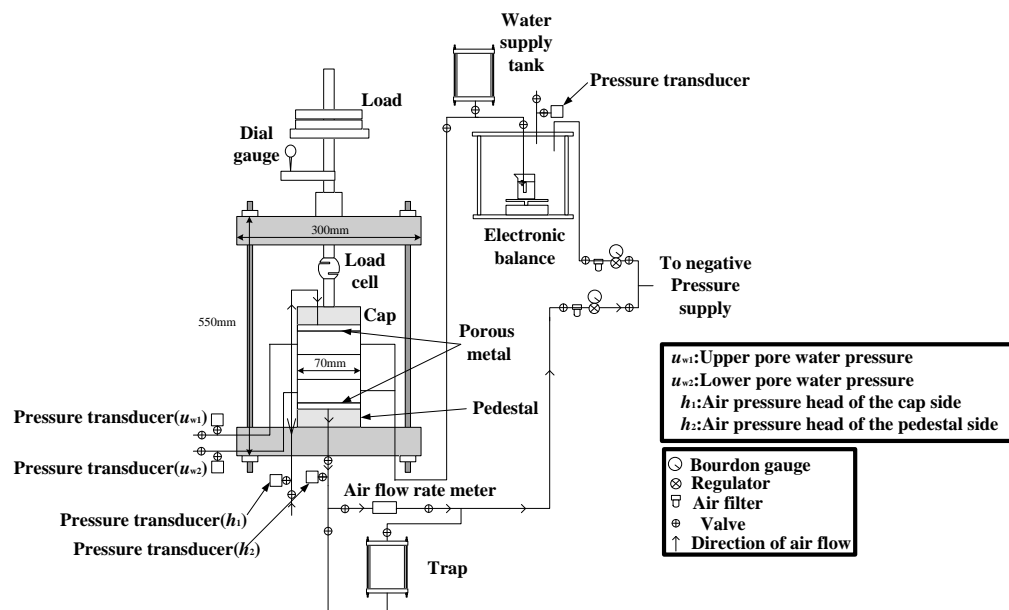


図2 要素試験装置概略

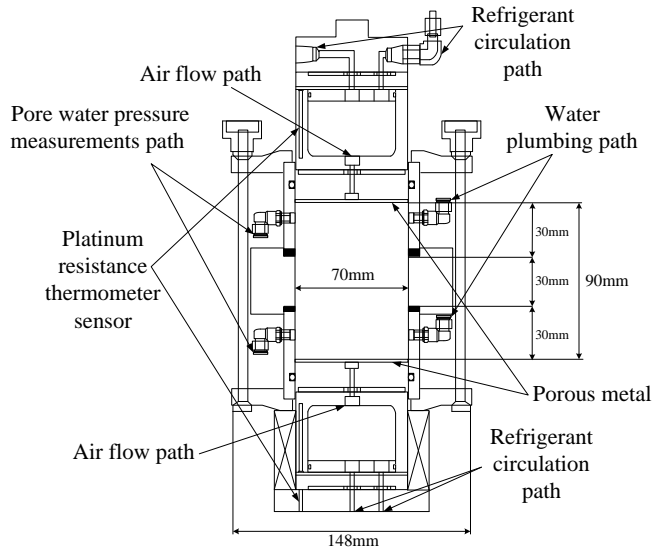


図3 モールド概略図

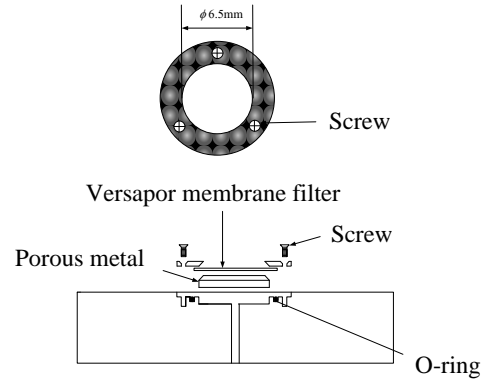


図4 フィルターの取り付け方法

### 3. 凍結融解不飽和透気試験

#### 3.1 試料

試験報告が豊富な豊浦砂と北見市東陵町で採取された東陵土を試料として用いた。それぞれの締固め試験 (A-a 法) の結果により得た締固め曲線を図5, 図6に, 粒径加積曲線を図7に, 物性値を表1に示す。豊浦砂は, 最適含水比  $w_{opt}=13.2\%$ , 最大乾燥密度  $\rho_{dmax}=1.85\text{g/cm}^3$  で, 細粒分を含まない非凍上性材料である。一方, 東陵土は最適含水比は  $w_{opt}=32.5\%$  と豊浦砂よりも高く, 最大乾燥密度は  $\rho_{dmax}=1.34\text{g/cm}^3$  と豊浦砂よりも小さい。また, 東陵土は細粒分含有率が 46.98% と高く, 凍上性判定試験 ( $S_f=95.0\%$ ) から, 凍結膨張率  $\epsilon = 89.7\%$  を得ており高い凍上性を示している。

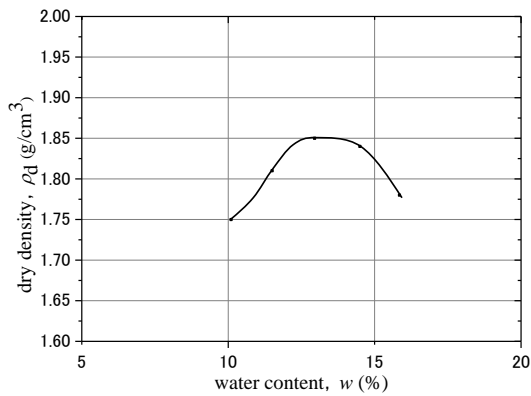


図5 締固め曲線(Toyoura)

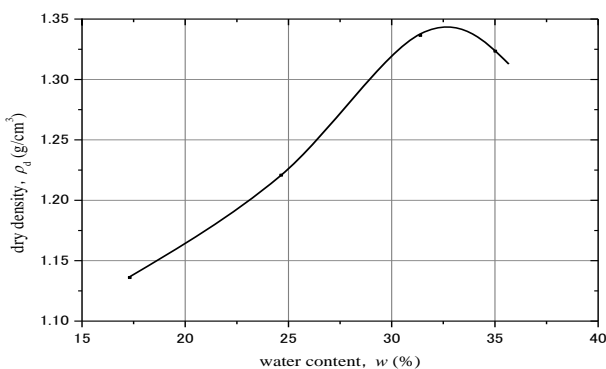


図6 締固め曲線(Touryo)

表1 物性値

項目		Toyoura	Touryo
土粒子密度	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.65	2.557
最大乾燥密度	$\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1.85	1.34
最適含水比	$w_{opt}(\%)$	13.2	32.5
最大粒径	$D_{max}(\text{mm})$	2.000	2.000
平均粒径	$D_{50}(\text{mm})$	0.18	0.091
細粒分含有率	$F_c(\%)$	0	46.98

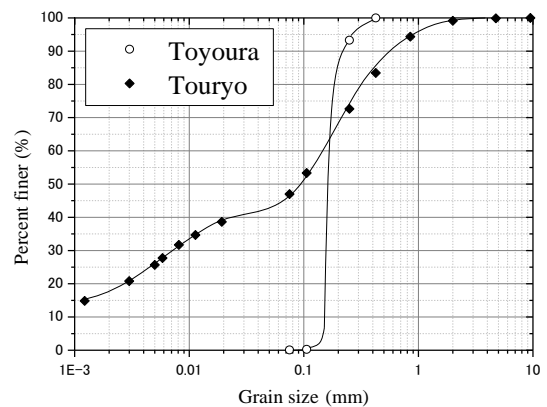


図7 粒径加積曲線

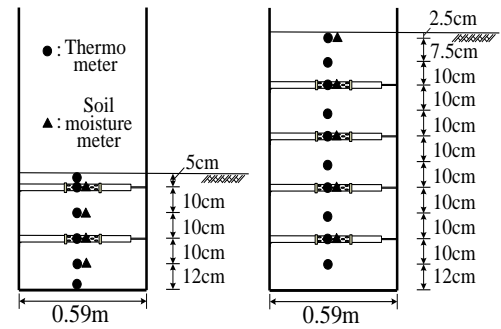


### 3.2 模型試験

透気試験は、室内試験（図 8 (a)）と屋外試験（図 8 (b)）を以下のように実施した。なお、室内試験、屋外試験とも、凍結融解中の供試体への給排水は行っておらず、閉式で凍結融解は実施した。

#### ①室内試験

所定の初期飽和度（豊浦砂： $S_{r0}=0, 20, 40, 60\%$  ( $\theta=0, 8.6\%, 17.2\%, 25.8\%$ ), 東陵土： $S_{r0}=15, 37.5, 60\%$  ( $\theta=8.5\%, 21.4, 34\%$ ))となるように含水比調整した試料を土槽内に 5cm の層に分けて投入し、初期乾燥密度（豊浦砂： $\rho_{d0}=1.51\text{g/cm}^3$  ( $D_c=82\%$ ), 東陵土： $\rho_{d0}=1.10\text{g/cm}^3$  ( $D_c=82\%$ ))を目標に各層突固めて供試体 ( $H=0.47\text{m}$ ,  $D=0.59\text{m}$ )を作製した。この際、土壌水分計と T 型熱電対を等間隔で埋設した。初期乾燥密度は、試験前にそれぞれの試料の初期飽和度の中で、最適含水比から最も離れた初期飽和度（豊浦砂： $S_{r0}=0\%$ , 東陵土： $S_{r0}=15\%$ ）で供試体を作製した時の値を選択した。供試体作製後、負圧 (-1kPa~10kPa)を段階的に载荷し、気温・気圧、空気流量、供試体内の圧力・水分・温度分布から未凍土の透気係数を求めた。その後、ドライアイス 20kg を供試体上面に置き、表面から深さ 5cm の観測井まで人工凍結し、未凍土と同様に透気試験を行って、凍土の透気係数を求めた。この際、ドライアイスの重量による上載圧は、供試体断面積が十分大きく 0.7kPa と極めて小さいため、その影響は無視することとした。なお、東陵土においてのみ、上記の試験に加え、凍結速度を断熱材によって小さくすることで凍上現象が発生し易い環境で凍結を行って、凍土の透気係数を求めた。この際、初期飽和度 60%において、断熱材が無い場合の凍結速度は 16.07mm/h で、断熱材を使用した場合は 1.28mm/h となった。さらに室温で融解後、再び透気試験を実施した。



(a) 室内試験 (b) 屋外試験

図 8 計測器設置概略図

その後、ドライアイス 20kg を供試体上面に置き、表面から深さ 5cm の観測井まで人工凍結し、未凍土と同様に透気試験を行って、凍土の透気係数を求めた。この際、ドライアイスの重量による上載圧は、供試体断面積が十分大きく 0.7kPa と極めて小さいため、その影響は無視することとした。なお、東陵土においてのみ、上記の試験に加え、凍結速度を断熱材によって小さくすることで凍上現象が発生し易い環境で凍結を行って、凍土の透気係数を求めた。この際、初期飽和度 60%において、断熱材が無い場合の凍結速度は 16.07mm/h で、断熱材を使用した場合は 1.28mm/h となった。さらに室温で融解後、再び透気試験を実施した。

#### ②屋外試験

初期飽和度（豊浦砂： $S_{r0}=40\%$ , 東陵土： $S_{r0}=60\%$ ）となるように含水比調整した試料を用い、室内試験同様に初期乾燥密度を目標に突固めて供試体 ( $H=1.02\text{m}$ ,  $D=0.59\text{m}$ )を作製した。この際、上載圧は载荷していない。室内試験と同様の手順で透気試験を行い、未凍土・凍土の透気係数を求めた。ただし、凍土の透気試験は、熱電対の計測値から推定される凍結深が各観測井に達した時点で随時実施した。なお、試験を実施した北見市内の凍結指数は 461°C・days, 12月~2月の平均気温は-5.6°Cで、凍結速度は約 0.7mm/h であった。

### 3.3 室内要素試験

所定の初期飽和度（豊浦砂： $S_{r0}=20, 40, 60\%$ , 東陵土： $S_{r0}=15, 37.5, 60\%$ ）となるように含水比調整した試料をモールド内に 3cm の層に分けて初期乾燥密度（豊浦砂： $\rho_{d0}=1.51\text{g/cm}^3$ , 東陵土： $\rho_{d0}=1.10\text{g/cm}^3$ ）を目標に突固めによって供試体を作製した。この時、目詰まりを防ぐため、ペDESTAL側にもろ紙を敷いた。その後、重りによって供試体に 10kPa の鉛直圧力を与え、圧密を行った。圧密終了後、間隙水圧経路と給排水経路を閉じるとともに供試体上部を大気開放とし、供試体下部から負の間隙空気圧 (-1kPa~4kPa)を段階的に载荷して、空気流量および供試体上下端の空気圧力水頭の差から未凍土の透気係数を求めた。その後、凍上現象が生じないよう供試体を急速に凍結させるため、恒温槽を用いてキャップ側に-0.55°C、ペDESTAL側に-20°Cの冷媒をそれぞれ循環させて、供試体を下端から 12 時間凍結し、未凍土と同様に透気試験を行って、凍土の透気係数を求めた。この時、供試体が一様に凍結するために、モールドを断熱材で覆った。この際の凍結速度は 7.5mm/h 以上である。また、東陵土においてのみ凍結速度が透気性に与える影響を検討する目的で、JGS0172-2009「凍上性判定のための土の凍上試験」<sup>8)</sup>で基準とされている凍結速度 (1~2mm/h) になるように、ペDESTAL側の冷媒温度を飽和度毎に異なる一定の温度勾配で降下し、凍上現象が発生し易い環境で凍結を行って、凍土の透気係数を求めた。最後に、室温で 5 時間融解した後、再び透気試験を実施した。すべての試験終了後、各試料の含水比を求めた。なお、凍結時間と融解時間については、各初期飽和度で作製した供試体を所定時間凍結・融解させ、供試体が凍結・融解していることを予備試験で確認している。



試験条件の一覧を表 2 に示す。

表 2 室内要素試験条件一覧

試料	豊浦砂	東陵土	
乾燥密度 $\rho_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	1.51	1.34	
初期飽和度 $S_{r0}(\%)$	20,40,60	15,37.5,60	
試験条件	未凍結時	未凍結時	
	凍結時 (制御なし)	凍結時 (制御なし)	凍結時 (凍結速度1~2mm/h)
	融解後	融解後	

#### 4. 試験結果と考察

##### 4.1 模型試験結果

東陵土の室内試験における各層の平均体積含水率  $\theta$  と透気係数  $k_a$  の関係を図 9 に示す。同図には、比較のため、豊浦砂での室内・屋外試験結果（屋外試験のみ融解時の試験結果を掲載）も合わせて示した。なお、表 3 は、各試験条件における凍上量・凍上率の代表測定例を示したものである。表に示すように、東陵土の室内試験の初期飽和度 60% で凍結速度 1.28mm/h の時と東陵土の屋外試験では、凍上率が間隙水の凍結による体積膨張量 (9%) 以上となったことから、凍上現象が生じたと考えられる。他方、それ以外の試験では、凍上率がかなり小さい値を示していることから、単純凍結したと考えられる。この結果を踏まえ、単純凍結の場合には、凍結により間隙水の体積が 9% 膨張すると仮定し、未凍結時の体積含水率を 1.09 倍して図 9 横軸の体積含水率を求めたが、凍上した場合には、凍上した層では未凍結時よりも水分量が増えるため、融解後の体積含水率を 1.09 倍して横軸の体積含水率を求めた。なお、図 9 中の丸印は、凍上が観測された試験における未凍土・凍土・融解土の透気係数を示している。一方図 10 は、供試体温度が透気係数に及ぼす影響をかにする目的で、飽和度がほぼ等しい供試体の透気係数比（凍結中の任意の供試体温度における  $k_a$  を試体温度 20°C の時の  $k_a$  で正規化した値）と供試体温度の関係を、東陵土 ( $\theta=21\sim 23\%$ ) と豊浦砂 ( $\theta\sim 12\%$ ) の試験結果で比較したものである。図 9 示すように、豊浦砂では、体積含水率の上昇に伴って透気係数が低下した。また、凍結・融解前後の透気係数に違いは見られなかったものの、凍土の透気係数は未凍土よりも若干低くなった。これは、含水が高い場合あるいは未凍土内に含まれる間隙水が結・膨張する場合、透気の際に空気の通り道となる間隙空気の割合が減少するためであると考えられる。

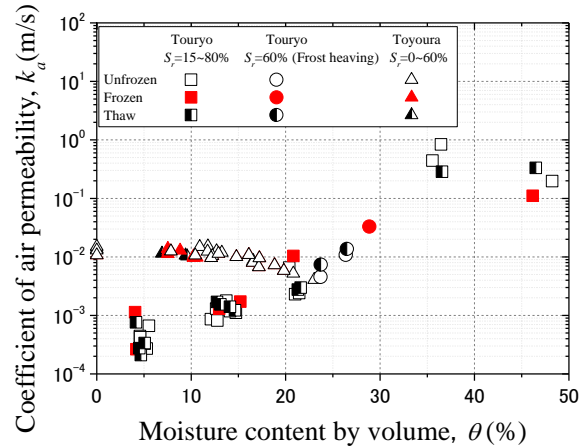


図 9  $k_a \sim \theta$  関係

表 3 各試験の凍上率 (模型試験)

試料	初期飽和度 (%)	凍結速度 (mm/h)	凍結深さ (cm)	凍上量 (cm)	凍上率 (%)
Touryo	15	25.86	7.65	0	0
		22.22	7.56	0.1	1.32
	37.5	26.67	8.15	0.05	0.61
		6.44	5.51	0.20	3.63
	60	16.07	5.96	0.25	3.94
		1.28	5.69	0.80	14.05
60 (屋外試験)	0.56	1.74	0.35	20.06	
Toyoura	40 (屋外試験)	1.04	10.00	0.20	2.0

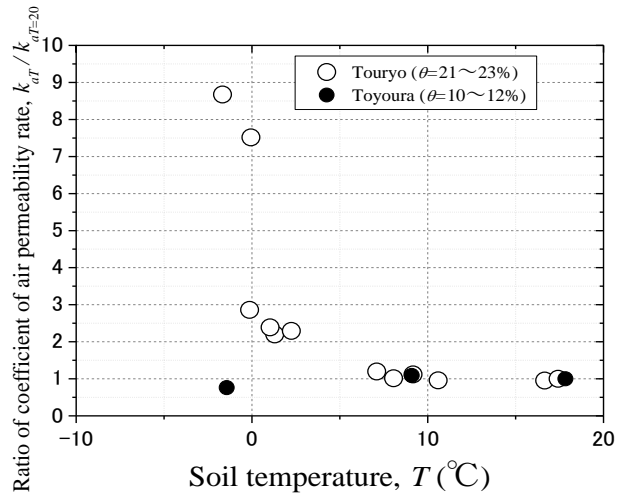


図 10 透気係数の温度依存性

これに対し、未凍結の東陵土では、体積含水率の上昇に伴い透気係数が高くなるというという豊浦砂と逆の傾向が見られた。これは、体積含水率の増加により団粒化が生じたためであると考えられる。例えば、Nikol ら<sup>9)</sup>は含水率の増加により団粒化が生じ、サイズの大きな空隙が増えることを粘土で示しているが、粘土と粒径の近い東陵土で同じ現象が起きている可能性がある。これを検証するために、窒素ガス吸着法によって、含水比 9% ( $\theta=10\%$ ) と 30% ( $\theta=33\%$ ) の東陵土の含水比別の細孔分布測定結果を図 1 1 に示す。図を見る限り、径 10nm~100nm の細孔の範囲では、含水比が異なってもほぼ同様の細孔分布となっており、団粒化の影響を確認することはできない。これに関して、杉井ら<sup>10)</sup>は二重間隙構造を持つ団粒化された土において、透水性に寄与するマクロポア (50nm 以上) と保水性に寄与するミクロポア (2nm 以下) が形成されることを示している。このことより、透気性においてもマクロポアが寄与している可能性がある。このため、測定範囲より大きな空隙サイズにその影響は現れると推定されるが、団粒化の影響については今後検討が必要である。一方、図 1 0 に示すように、供試体温度が透気係数に及ぼす影響については、両試料とも供試体温度 0°C 以上では透気係数の変化はほとんど認められない。しかし、0°C 以下になると供試体温度の低下に伴い、豊浦砂では僅かながら低下し、東陵土では透気係数は急激に上昇した。このため、両試料とも透気係数が温度依存性を有している。また、図 9 に示すように、非凍上時には、豊浦砂と同様に凍結・融解前後の東陵土の透気係数に違いは見られないものの、 $\theta=30\%$  付近までの低体積含水率では、凍土の透気係数は未凍土よりも大きくなった。これは、未凍結時は空気の流れと共に水分が移動し、空気が透り難くなるが、凍結時はその水分が凍結するため空気が流れ易くなるのが原因であると考えられる。しかし、初期飽和度 80% (図 9 の  $\theta=40\%$  付近) で供試体を作製し透気試験を行った結果では、目視で確認できる程に団粒化していたことから高体積含水率にも関わらず未凍土の透気係数は高い値を示したが、凍土の透気係数は低下した。これは、低体積含水率では空気の流れと共に移動している水分が凍結により移動しなくなるため空気が流れ易くなるが、高体積含水率では含水量が多く凍結による間隙水の膨張が低体積含水率に比べ大きくなるため空気が流れにくくなったためと考えられる。さらに、図 9 の丸印より、凍上時の凍土の透気係数は未凍結土の値に比べ高くなり、融解後の透気係数も凍結前の値より若干増加するという非凍上時と異なる傾向を示した。これは、局所的な凍上現象が生じたことにより空隙が増加したため凍結時の透気係数が未凍結時と比べて増加するとともに、融解後も増加した空隙が残り、未凍結時と比べ透気係数が増加したためと考えられる。また、図 1 2 は、屋外試験において、未凍結時 (図中 Unfrozen)、深さ 80cm 程度まで凍結した場合 (Frozen)、供試体全体がほぼ凍結後に上面から均一に温水を注ぎ深さ 1cm 程度まで融解させた場合 (Thaw)、融解後の再凍結時 (Refrozen) に、それぞれ行った透気試験の結果である。また、図中の●印は温水により 1cm 程度まで融解させた供試体の一番上の層、○印は一番上の層よりも深い層をそれぞれ示している。未凍結時は透気係数の深さ方向の差はあまり認められないが、凍結・凍上時には、体積含水率の違いにより透気係数に差が現れた。さらに、温水による融解後は、融解前に比べ水分量が増加したことにより透気係数が低下した。またその後の再凍結時には、加水した水分の凍結・凍上によりさらに透気係数は低下した。このように、東

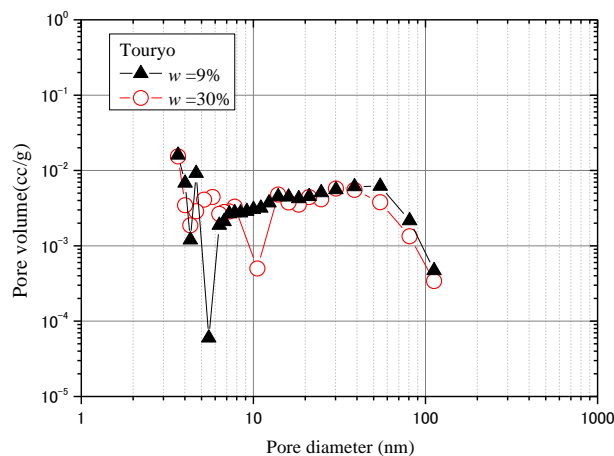


図 1 1 細孔分布測定結果

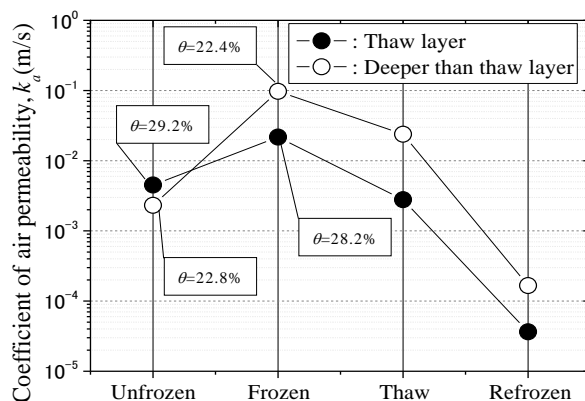


図 1 2 凍結融解履歴による  $k_a$  の変化 (屋外試験)

陵土では透気係数は急激に上昇した。このため、両試料とも透気係数が温度依存性を有している。また、図 9 に示すように、非凍上時には、豊浦砂と同様に凍結・融解前後の東陵土の透気係数に違いは見られないものの、 $\theta=30\%$  付近までの低体積含水率では、凍土の透気係数は未凍土よりも大きくなった。これは、未凍結時は空気の流れと共に水分が移動し、空気が透り難くなるが、凍結時はその水分が凍結するため空気が流れ易くなるのが原因であると考えられる。しかし、初期飽和度 80% (図 9 の  $\theta=40\%$  付近) で供試体を作製し透気試験を行った結果では、目視で確認できる程に団粒化していたことから高体積含水率にも関わらず未凍土の透気係数は高い値を示したが、凍土の透気係数は低下した。これは、低体積含水率では空気の流れと共に移動している水分が凍結により移動しなくなるため空気が流れ易くなるが、高体積含水率では含水量が多く凍結による間隙水の膨張が低体積含水率に比べ大きくなるため空気が流れにくくなったためと考えられる。さらに、図 9 の丸印より、凍上時の凍土の透気係数は未凍結土の値に比べ高くなり、融解後の透気係数も凍結前の値より若干増加するという非凍上時と異なる傾向を示した。これは、局所的な凍上現象が生じたことにより空隙が増加したため凍結時の透気係数が未凍結時と比べて増加するとともに、融解後も増加した空隙が残り、未凍結時と比べ透気係数が増加したためと考えられる。また、図 1 2 は、屋外試験において、未凍結時 (図中 Unfrozen)、深さ 80cm 程度まで凍結した場合 (Frozen)、供試体全体がほぼ凍結後に上面から均一に温水を注ぎ深さ 1cm 程度まで融解させた場合 (Thaw)、融解後の再凍結時 (Refrozen) に、それぞれ行った透気試験の結果である。また、図中の●印は温水により 1cm 程度まで融解させた供試体の一番上の層、○印は一番上の層よりも深い層をそれぞれ示している。未凍結時は透気係数の深さ方向の差はあまり認められないが、凍結・凍上時には、体積含水率の違いにより透気係数に差が現れた。さらに、温水による融解後は、融解前に比べ水分量が増加したことにより透気係数が低下した。またその後の再凍結時には、加水した水分の凍結・凍上によりさらに透気係数は低下した。このように、東

陵土では、体積含水率が一定値以上に増加すると間隙水の増加により空気は透り難くなり、加えた水分の凍結・凍上によりさらに透気係数は低下する傾向にある。

以上の結果から、凍結・融解する不飽和土の透気性は、空気含有量に影響されることが容易に想像される。そこで、その影響を評価する目的で、土の間隙体積  $V_v$  に対する気体体積  $V_a$  の比を示す空気間隙比  $G_a$  を式(4)により求め、図13に、模型試験から得られた未凍結時と凍結時の両試料の透気係数と空気間隙比の関係を示す。ただし、前述同様、不飽和凍土では凍結により間隙水の体積が9%膨張すると仮定した(式(4)の定数係数  $C$  は、凍土で1.09、未凍土で1.00)。

$$G_a = 1 - C \frac{n\theta}{100} \quad (4)$$

ここに、 $G_a$ :空気間隙比( $\text{m}^3/\text{m}^3$ )、 $n$ :間隙率(%),  $\theta$ :体積含水率(%)

図から、豊浦砂では凍土・未凍土とも空気間隙比の減少に伴い透気係数は小さくなる傾向が確認できる。他方、東陵土では空気間隙比の値が0.4付近までは、空気間隙比の減少に伴い透気係数は大きくなり、それ以上空気間隙比が減少すると透気係数は小さくなる傾向が確認できる。以上のことより、試料の透気性は、土粒子間隙に占める空気の割合に依存することがわかる。また、同一空気含有量あるいは同一含水比における凍土と未凍土の透気係数の差は、図9と比較して若干小さくなっており、空気間隙比でデータ整理した場合、不飽和地盤の透気係数に及ぼす凍結作用や含水状態の影響を統一的に説明できる可能性がある。しかし、同じ空気含有量でも異なる細孔分布の場合もあり、土の骨格構造や土粒子間隙内の間隙水分分布が間隙空気の連続性に及ぼす影響については別途検討する必要がある。

## 4.2 室内要素試験結果

### (1) 豊浦砂

試験で得られた、流量  $Q$  ~ 動気勾配  $i$  関係の一例を図14に示す。動気勾配の増加とともに流量も増加し、原点を通る直線で近似できる。両者の関係に線形性が認められることから、空気の流れは層流状態にあると考えられる。このため、両者の傾きから供試体の透気係数  $k_a$  を算出した。体積含水率と透気係数の関係を図15示す。ただし、凍土では凍結により間隙水の体積が9%膨張すると仮定し、未凍結時の体積含水率を1.09倍して体積含水率を求めた。同図には比較のため模型試験の試験結果と杉井<sup>11)</sup>の試験結果も合わせて示した。室内要素試験結果は、模型試験結果、杉井の試験結果と比べて同一体積含水率で若干小さめの透気係数であるが、体積含水率の増加とともに透気係数が低下するほぼ同様な傾向を示している。また、Mualemモデルに基づく van Genuchten式(式(5)<sup>12)</sup>を用いて推定した不飽和土の透気係数と本研究で得られた未凍土の透気係数を比較した(図15)。

(5)

ここに、 $k_a$ :透気係数(m/s)、 $k_{ad}$ :乾燥土の透気係数(m/s)、

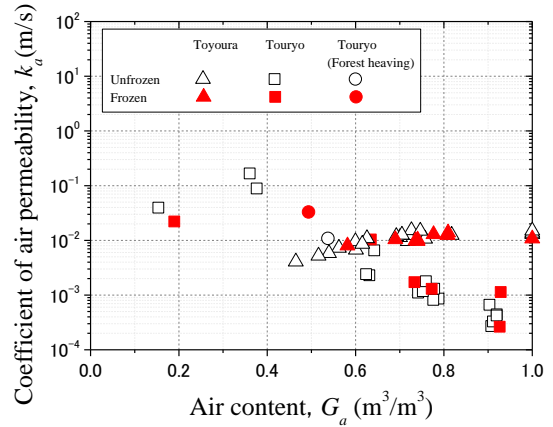


図13  $k_a \sim$  空気間隙比関係

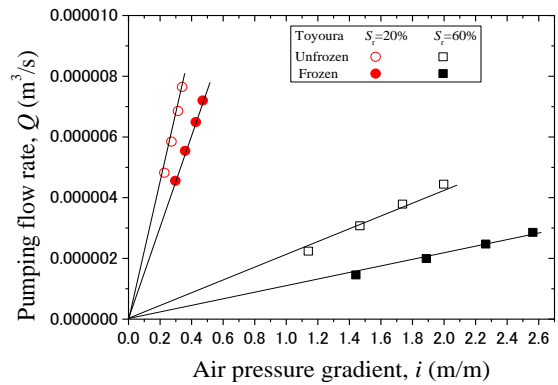


図14  $Q \sim i$  関係 (Toyoura)

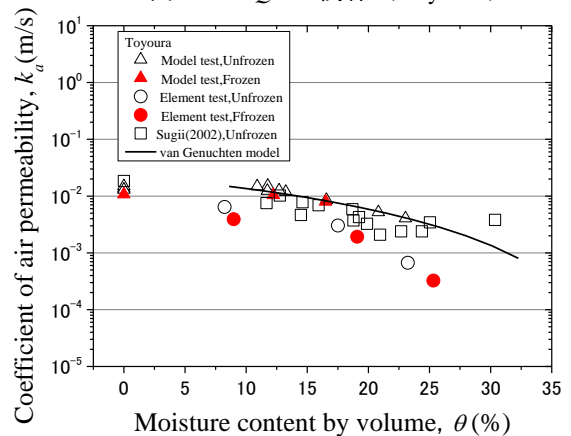


図15  $k_a \sim \theta$  関係 (Toyoura)

：有効飽和度(%),  $m$ : van Genuchten 式を水分特性曲線にフィッティングさせることで求めるパラメーター

室内要素試験結果は、Mualem-van Genuchtenモデルによる推定結果より若干小さめであるが、模型試験結果と当該推定結果の整合性は高い。さらに、非凍上性の豊浦砂の場合、凍土の透気係数は、未凍土の透気係数に比べて低下しており、模型試験結果と同様な傾向を示している。以上のことから、本研究で開発した凍結融解履歴載荷型透気試験装置と凍結融解不飽和透気試験方法は、不飽和状態にある凍土、未凍土の透気係数を定性・定量的に評価可能であるといえる。

(2) 東陵土

図 16 に示すように、東陵土についても豊浦砂と同様に流量  $Q$  ~ 動気勾配  $i$  関係に線形性が認められることから、両者の傾きにより供試体の透気係数  $k_a$  を算出した。体積含水率と透気係数の関係を図 17 に示す。同図には比較のため模型試験結果も合わせて示した。また、凍結速度を制御した時の凍土の透気係数と融解後の透気係数も合わせて示した。なお、本試験では、供試体の吸排水を抑止する閉式で凍結融解を実施していることから、供試体全体の含水量に変化はないため、凍結速度に関わらず未凍結時の体積含水率を 1.09 倍して体積含水率を求めた。ただし、凍結速度制御の有無すなわち凍結速度の大小に関わらず、凍結中の供試体鉛直変位量には有意な変化はみられなかったことから(表 4)、明確な凍上現象は確認できなかった。また、圧密による沈下も確認できなかった。図を見ると、 $\theta=30\%$  付近までの室内要素試験結果では、未凍土の場合、体積含水率の上昇に伴い透気係数が高くなるものの、それを超えると透気係数は急減している。これは、模型試験結果同様、含水比の増加に伴い、団粒化が生じたことと、空気の通り道である間隙空気の割合が減少したことによると推定される。さらに、凍結速度を制御せず急速に凍結させた場合は、凍結融解前後で透気係数の変化は見られなかった。ただし、凍土の透気係数は、低体積含水率では未凍結時よりも大きくなり、高体積含水率では未凍結時よりも小さくなる傾向を示した。このことは、凍結により透気係数が減少を始める体積含水率が模型試験結果で  $\theta=35\%$  以降、室内要素試験結果で  $\theta=30\%$  以降と差はあるものの、模型試験の傾向とほぼ一致している。なお、前述の含水比の増加あるいは凍結により透気係数が減少し始める体積含水率の閾値が模型試験と室内要素試験で異なる理由は、供試体作製時に団粒構造が破壊され透気経路となる大きな粒子間空隙の存在率が低下する割合が供試体寸法の小さい室内模型試験でより著しいためであると推定される。

一方、凍結速度を制御した場合も、凍結中の供試体鉛直変位量には変化はみられず凍上現象は確認されなかったが、透気係数は凍結により増加し、融解によってさらに増加するという、模型試験の凍上時の試験結果と同様な傾向を示した。凍結速度による凍結・融解時の透気挙動の違いを検討するために、試験終了後に

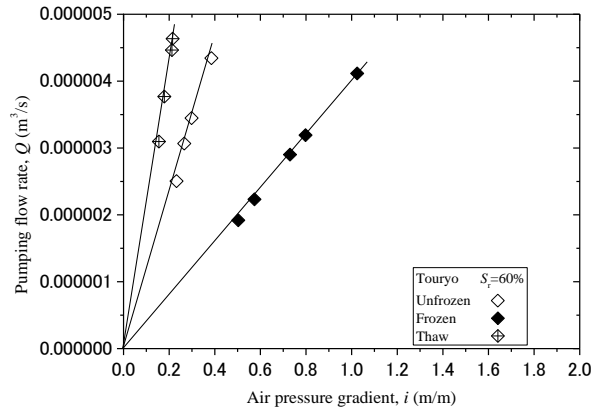


図 16  $Q \sim i$  関係 (Toyryo)

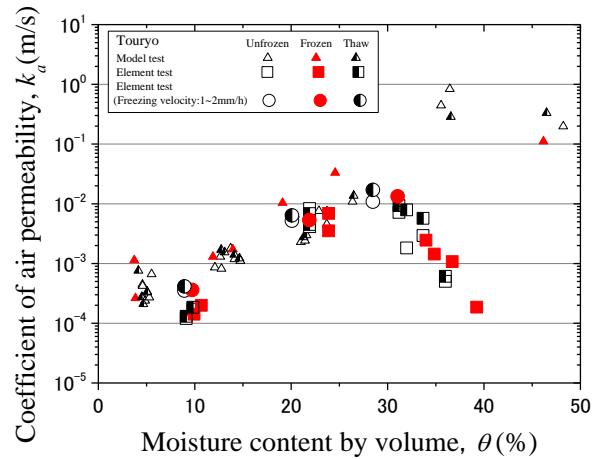


図 17  $k_a \sim \theta$  関係 (Toyryo)

表 4 各試験の凍上率と圧密沈下量 (要素試験)

試料	初期飽和度 (%)	凍結速度 (mm/h)	凍上量 (cm)	凍上率 (%)
Toyryo	15	7.5以上	0.021	0.23
		1~2	0.023	0.25
	37.5	7.5以上	0.026	0.29
		1~2	0.018	0.2
	60	7.5以上	0.001	0.01
		1~2	0.007	0.07
Toyoura	20	7.5以上	0.017	0.18
	40		0.018	0.2
	60		0.019	0.21



求めた供試体各部の含水比を比較して表5に示す。表から、凍結速度を制御しない場合、凍結融解後も供試体の各部の含水比はほぼ一定であり、初期飽和度の違いによらず凍結融解前後で大きな差異は確認できない。他方、凍結速度を制御した場合、凍結融解後、供試体下部の含水比は高くなり、上部は低くなっている。これは、凍結面に向かって水分が吸引されるという地盤が凍上する際にみられる現象と同様の現象が凍結速度が遅い場合生じたためと考えられる。ただし、模型試験の供試体に比べ、室内要素試験の供試体は小さく水分の絶対量が少ないことに加え、団粒化によりサイズの大きな空隙が増えたことで鉛直変位量は変化しなかったと考えられる。このことを踏まえると、凍結速度を遅くした場合、供試体内で水分移動が生じ、供試体下部で模型地盤と同様に局所的な凍上現象が生じたことにより空隙が増加し透気係数は未凍結時と比べて増加したと考えられる。また、融解後は増加した空隙が残り、さらに透気係数は増加したと考えられる。

最後に、図13と同様、空気間隙比～透気係数関係を図18に示す。図から、豊浦砂では凍土・未凍土とも空気間隙比の減少に伴い透気係数は小さくなる傾向が確認できる。また、東陵土では空気間隙比の値が0.5付近までは、空気間隙比の減少に伴い透気係数は大きくなり、それ以上空気間隙比が減少すると透気係数は小さくなる傾向が確認できる。東陵土において透気係数の傾向が変化する空気間隙比の値に若干の差はあるものの、模型試験の結果と同様の傾向を示していると言える。

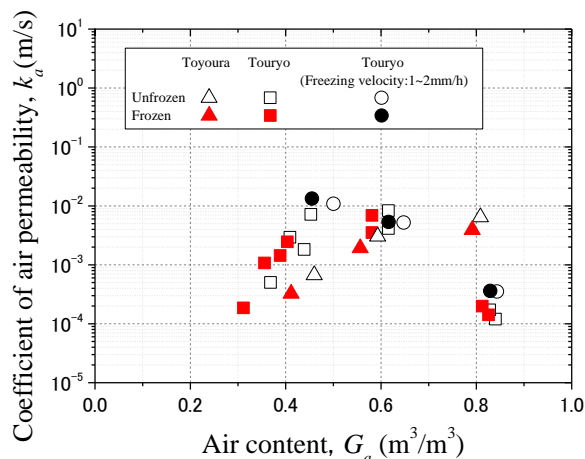


図18  $k_a$ ～空気間隙比関係

表5 試験後の供試体含水比

初期飽和度(%)	15			37.5			60		
凍結速度制御	試験前	有	無	試験前	有	無	試験前	有	無
上部 w(%)	8.1	7.0	7.8	19.1	17.1	18.8	28.1	21.9	27.9
中部 w(%)	8.4	8.0	8.5	19.2	18.2	19.5	28.3	26.2	28.3
下部 w(%)	8.6	9.3	8.6	19.5	19.9	19.6	28.8	29.6	28.8

## 5. まとめ

本研究では、非凍上性の豊浦砂と凍上性の東陵土に対して凍結融解不飽和透気試験を行い、開発した試験装置と提案する試験方法の妥当性を検証するとともに、含水量や凍結・融解が不飽和地盤の透気性に及ぼす影響を評価した。本研究で得られた主な知見は次の通りである。

- 豊浦砂では、未凍結時の透気係数は、含水量の増加に伴い低下するという既往研究と同様の試験結果が得られた。また、凍結すると透気係数はさらに減少するが、融解後は凍結前の値に回復した。
- 東陵土では、未凍結時の透気係数は、一定の初期飽和度までは高飽和度ほど高くなるが、それ以上では急激に低下した。
- 東陵土では、凍結速度が速い場合、凍土の透気係数は、低含水比では凍結前に比べ高くなるが、高含水比では凍結前に比べ低下した。また、凍結融解前後で透気係数の変化は見られなかった。
- 東陵土では、凍結速度が遅い場合、凍結により透気係数は増加し、融解によりさらに増加する傾向を示した。
- 凍上性地盤材料である東陵土で、凍結速度の違いにより凍結融解作用が土の透気挙動に及ぼす影響が異なる理由は、凍結様式（不飽和土内の局所的な凍結吸水現象など）に起因する凍結中の水分移動の大小が影響している。

以上の結果から、本研究で開発した試験装置と提案する透気試験方法によれば、不飽和状態で凍結融解作用を受ける凍上・非凍上地盤材料の温度依存型透気係数を評価可能であることが示された。また、不飽和地盤の透気性は、未凍結時の土壌水分挙動、団粒構造など土の骨格構造及び間隙水の凍結様式の違いなどに依存することから、地温、飽和度などの環境的要因に左右される他、地盤材料の凍上性、保水性・透水性、締固め特性の影響を多大に受けることが明らかになった。例えば、東陵土では、低い初期飽和度で凍結した地盤は高い透気性を呈するが、降雨などに伴って一時的に地温が上昇し、含水比の増加と地盤の凍結・融解が繰り返されるような場合には、初期状態に比べ地盤の透気性が徐々に低下する可能性がある。また、東陵土のような凍上性地盤材料では、不飽和凍結地盤において、環境や気候の違いから凍結過程が異なれば、同じ材料と飽和度であっても透気性の変化の仕方が異なる可能性がある。このため、積雪寒冷地で不飽和地盤の透気性を検討する場合、透気係数の温度依存性と合わせて、前述の影響要因を考慮することが精確な挙動予測に重要である。今後は、試料や試験条件を変え、特に供試体への自由な吸排水を許容する開式凍上を採用する試験を実施し、凍結作用が地盤の透気性に及ぼす影響を検討する必要がある。

**謝辞：**本研究の一部は平成 23 年度～平成 26 年度科学研究費補助金（基盤研究(B)，課題番号：23360201，研究代表者：石川達也）の交付を受けて実施されたものである。

#### 参考文献

- 1) 不飽和地盤の透気試験方法基準課委員会：地盤工学会基準「不飽和地盤の透気試験方法」，JGS1951-2006.
- 2) M. S. Seyfried, M. D. Murdock : Use of air permeability to estimate infiltrability of frozen soil, *Journal of Hydrology*, 202, pp.95-107, 1997.
- 3) 神谷浩二, Rully Bakrie, 本城勇介：保水性を制御した不飽和土の透気係数の測定，*土木学会論文集 C*, Vol.62, No.3, pp679-688, 2006.
- 4) 宇野尚雄, 杉井俊夫, 神谷浩二：比表面積測定に基づく土粒子物性と透気性・透水性の考察，*土木学会論文集No.469*, pp.25-34, 1993.
- 5) 本間裕助：凍結作用を受ける不飽和地盤の透気試験方法の提案，*北海道大学学士論文*，2009.
- 6) 山本隼央：凍結融解履歴を受ける不飽和地盤の透気性評価，*北海道大学学士論文*，2010.
- 7) 地盤工学会：不飽和地盤の挙動評価，第 2 章保水性および透水性，pp.25-35, 2004.
- 8) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.226-258, 2009.
- 9) Nikol KOCHMANOVÁ, Hiroyuki TANAKA : Effects of microstructure on compacted clay properties, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第50号, pp.193-198, 2010.
- 10) 杉井俊夫, 方方：団粒構造を有する土の透水特性に関する研究，*第46回地盤工学研究発表会*, pp.1025-1026, 2011.
- 11) 杉井俊夫, 山田公夫, 與語智之：不飽和透気試験装置の試作，*第37回地盤工学研究発表会*, pp.1275-1276, 2002.
- 12) van Genuchten, M.T. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.44, pp.892-898, 1980.

高水敷の切り下げを目的とした盛雪・真空圧密併用の減容化試験施工（その1：施工）

真空圧密ドレーン工法研究会 国際会員 新舎 博  
同 上 正会員 白神新一郎

1. はじめに

札幌市の豊平川下流域においては、治水安全度の向上を図る目的で、高水敷の切り下げを実施している（図1参照）。通常、高水敷を切り下げる際には、地表面付近の土を掘削することが多いが、掘削土の受入場所が確保できない場合には、原位置で圧密沈下させる方法（減容化）が有効となる。本下流域においては、2009年度と2010年度に、盛雪と真空圧密を併用した地盤の減容化試験施工が実施された<sup>1)2)</sup>。盛雪は、試験施工の周辺部が札幌市に降った雪の排雪場になっていることから、雪を圧密荷重として利用するという試みであり、雪は夏場に溶けてなくなるため撤去の必要がないという利点がある。また、真空圧密は地盤に直接負圧を作用させる方法である。本試験施工においては、キャップ付ドレーン材（以下、キャップ付PBD）を利用した真空圧密工法<sup>3)</sup>が採用された。雪を上載荷重として圧密に利用する方法は北海道などの降雪地域で利用できる方法であり、盛雪と真空（負圧）の併用による圧密効果を調べることは、今後の減容化方策を考慮する際に役立つものと考えられる。本文では、その1として、施工について記述する。

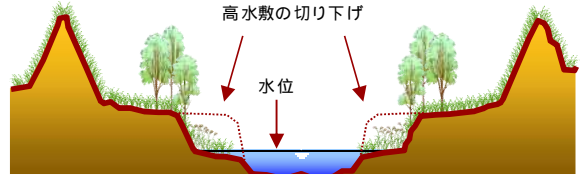


図1 高水敷の切り下げ

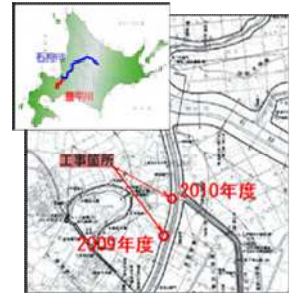


図2 施工場所

2. 施工概要

施工場所を図2に示す。2009年度は40m×60m（本工区）と20m×20m（追加工区）の区域、および2010年度は50m×200mの区域で試験施工が行われた。試験施工の断面図を図3に示す。2009年度は改良幅と盛雪天端幅を同一にしたが、盛雪の剛性により、盛雪法部の地盤が盛雪の重さを一部受け止め、中央部の沈下量が計画よりも減少するという現象が生じたので、2010年度は改良幅を盛雪の法尻よりも5m大きくして、盛雪荷重が改良域にすべて作用するように配慮した。

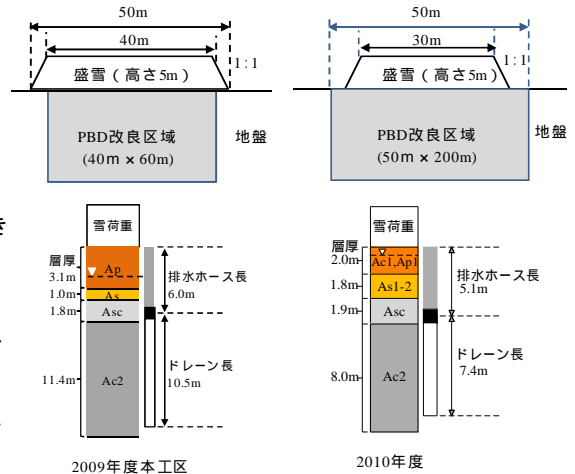


図3 断面図

3. 真空圧密の施工方法

キャップ付PBDを利用した真空圧密工法概念図を図4に示す。キャップ付PBDは所定の長さに切断したPBD（幅94mm×厚さ3.9mmのプラスチックボードドレーン）に、キャップを介して、φ39mmの排水ホースを連結したものであり、8～10本のキャップ付PBDを1巻きのロール状（最大長約200m、写真1）にして現地に搬入し、ドレーン打設機に取り付けて、所定の場所に打設した。打設深度は、図3に示すようであり、負圧改良層は両年度とも、AscとAc2層である。ドレーンの打設が終了すると、地盤上に突出している排水ホースを集水管、ヘッダーパイプおよび真空ポンプに連結し、真空ポンプを稼働して地盤に負圧を作用させた。キャップ付PBDの打設間隔は1.0m（正方形配置）であり、地盤に負圧を作用させると、すべての区域（2010年度は、200m長を4ブロック分けし、4台の真空ポンプを使用した）において、-60kN/m<sup>2</sup>以上の負圧が作用していることが確認された。

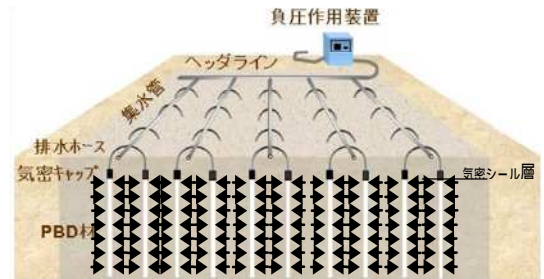


図4 真空圧密ドレーン工法概念図

本試験施工においては、表層が砂質シルト層あるいは泥炭層で、軟弱

Execution for volume reduction of soft ground using both snow weight and vacuum (Part.1):

H.Shinsha & S. Shiraga (Vacuum Consolidation Drain Association)

であったので、地盤上に敷き鉄板を置き、ドレーン打設機の支持力を確保した。写真2に、ドレーンの打設状況を示す。また、冬場施工であったので、排水ホースからヘッダーパイプまでの負圧配管をすべて地中に埋設し、負圧作用時の凍結防止を図った。

#### 4. 盛雪の築造方法

2009年度において、高さ5mの盛雪の築造にあたっては盛雪の密度、すなわち圧密荷重をできるだけ大きくする目的で、事前に転圧試験を実施した。その方

法は、札幌市内から運ばれた雪を0.6m厚でまき出し、湿地ブルドーザ（接地圧：33kN/m<sup>2</sup>）で数回転圧する方法である。表1に、転圧試験の結果を示す。締固めた雪の密度は2回転圧時において、0.55g/cm<sup>3</sup>程度（新雪の密度は約0.30g/cm<sup>3</sup>、雪捨て場の密度はやや湿気を帯びて、0.48～0.55g/cm<sup>3</sup>程度）になり、それ以上転圧回数を増加しても、密度がほとんど変わらない結果となった。そこで、盛雪の築造に際しては、1層のまき出し厚さは0.6m、転圧回数は2回とし、締固め後の層厚0.5mを10層積み上げて、高さ5mの盛雪を築造するように計画した。しかしながら、層厚0.5mの盛雪築造時には、上層部の施工のための重機のトラフィカビリティを確保する目的で散水を行ったため、盛雪の平均密度は0.72g/cm<sup>3</sup>（標準偏差0.104g/cm<sup>3</sup>）にまで増加した。盛雪は最後に法勾配を1:1に成形して完成した。写真3に完成した盛雪の全景を示す。

2010年度は、盛雪を0.60g/cm<sup>3</sup>程度で築造した。その方法は0.7m<sup>3</sup>バックホウで排雪場に運ばれた雪をすくい上げて1層1m厚で立ち上げ、D65ブルドーザ（接地圧：62kN/m<sup>2</sup>）で敷き均しと転圧を行うものである。盛雪は2009年度よりも剛性をやや低下させるために（沈下に追従するように）、散水は実施していない。写真4に完成した盛雪の全景を示す。

#### 5. まとめ

札幌市の豊平川下流域において、盛雪と真空圧密を併用した軟弱地盤の減容化試験施工を実施した。本文は、施工についてまとめたものであり、主要な要点は次のようである。

- (1)真空圧密には、キャップ付ドレーン材を利用した真空圧密工法を適用したが、ドレーンの打設から負圧作用において、大きなトラブルは生じなかった。
- (2)盛雪の築造に際しては、2009年度は試験施工を行い、1層当たり0.6m厚でまき出し、2回転圧することを決定した。2009年度は、支持力補強のための散水を行ったことから、平均密度は0.72g/cm<sup>3</sup>となり、2010年度は散水を行わず、0.60g/cm<sup>3</sup>程度で築造した。

#### 参考文献

- 1) 新舎博他：盛雪と真空圧密を併用した軟弱地盤の減容化施工，地盤工学ジャーナル，Vol.6, No.3，pp.427～438，2011。
- 2) 政田博康他：盛雪を上載荷重とした真空圧密ドレーン工法による軟弱地盤の減容化試験施工（その1），（その2）：第67回年次学術講演会，pp.303～306，2012。
- 3) 真空圧密ドレーン工法技術資料，真空圧密ドレーン工法研究会，2010。

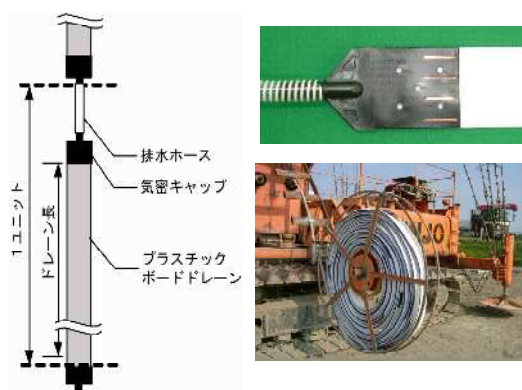


写真1 キャップ付PBD



写真2 ドレーン打設状況

表1 盛雪の転圧試験

雪の状態	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	備考	
新雪	0.299		
雪捨て場-1	0.484	下部の雪塊を採取	
雪捨て場-2	0.552	下部の雪塊を採取	
転圧+散水(運搬路)	0.603		
試験転圧	転圧なし	0.525	
	2回転圧時	0.548	層厚70cm 60cm
	4回転圧時	0.550	層厚60cm 55cm
	6回転圧時	0.551	層厚変化なし
	8回転圧時	0.550	層厚変化なし



写真3 盛雪全景（2009年度，本工区）



写真4 盛雪全景（2010年度）



真空圧密ドレーン工法研究会 国際会員 新舎 博  
同上 正会員 白神新一郎

### 1. はじめに

札幌市の豊平川下流部においては、2009年度と2010年度に、盛雪と真空圧密を併用した地盤の減容化試験施工が実施された。地盤は、両年度とも、表層に軟弱な腐植土( $A_p$ )層があり、中間砂層を挟んで、下部に沖積粘土( $A_{c2}$ )層がある。5m 高の盛雪は、図1に示すように、2009年度は盛雪の天端幅とドレーン改良幅を同一としたため、盛雪の法部が改良域の外側にまで及んだ事例(改良面積は  $40\text{m} \times 60\text{m}$ )<sup>1)</sup>であり、2010年度は盛雪の天端幅よりもドレーン改良幅を大きくして、盛雪の法部をすべて改良域内に取り込んだ事例(改良面積は  $50\text{m} \times 200\text{m}$ )である。改良域については、両事例とも、キャップ付 PBD を 1.0m の正方形配置で打設し、 $-60\text{kN/m}^2$  の負圧を地盤に作用させた。本文では、実測と FEM 解析(プログラム名: Dacsar)による沈下形状を比較して考察する。なお、施工については、その<sup>1)</sup>を参照されたい。

### 2. 改良断面

2009年度および2010年度のドレーン打設深度を図2に示す。2009年度は排水ホース長 6.0m、およびドレーン長 10.5m であり、2010年度は排水ホース長 5.1m、およびドレーン長 7.4m である。両事例のドレーン長は地盤条件の相違によりやや異なっているが、ドレーンを通じて負圧が作用する粘土層は、両事例とも、 $A_{sc}$ 層(砂質シルト)～ $A_{c2}$ 層である。

### 3. FEM 解析

(1) 解析条件: 2009年度と2010年度の FEM メッシュ図を、図3と図4に示す。土の構成モデルとしては、表1に示すように、2009年度は  $A_p$ 層と  $A_{c2}$ 層は Cam-Clay モデルを用い、盛雪、 $A_s$ 層( $A_{sc}$ 層は砂分が多いことから  $A_s$ 層に含めた)および地盤表層部で観測された凍土層は線形弾性体と仮定

した。凍土は盛雪施工前には存在しなかったが、圧密期間中の日最低温度が  $-5 \sim -15$  であったことから新たに形成されたものであり、サンプリングして厚さを調べたところ 25cm であった。また、盛雪中央部において、盛雪下部の地盤表面の温度を測定すると常に 0 であったことから、凍土は盛雪の直下には存在しないものと判断した。2010年度においては、 $A_{p1}$ 層、 $A_{c1}$ 層、 $A_{sc}$ 層および  $A_{c2}$ 層は関口・太田の弾塑性モデル(異方性を考慮)を用い、盛雪と  $A_{s1-2}$ 層は線形弾性体と仮定した。圧密荷重としては、盛雪荷重と負圧が会領域に作用する。2009年度は、盛雪の単位体積重量  $\gamma_s$  は  $7.0\text{kN/m}^3$  であり、剛性は現地サンプリングした盛雪の曲げ強度試験(JIS A 1106)の結果から、 $E=90\text{KN/m}^2$  と設定した。2010年度は盛雪を  $\gamma_s=6.0\text{kN/m}^3$  で作製したことから、 $E=7\text{KN/m}^2$  を用いた。

(2) 実測と解析結果の比較: 改良域中央部における実測と解析の沈下曲線を、2009年度は図5、2010年度は図6に示す。負圧停止時において、2009年度は全層で 79.0cm、および2010年度は 56.2cm の沈下が観測された。図5と図6によると、実測と解析の沈下曲線はよく一致する傾向がある。なお、両年度の沈下量の相違は主に、改良粘土層厚が異なるためである。また、負圧停止時における地表面の沈下形状を、2009年度は図7、2010年度は図8に示す。実測と解析の地表面沈下形状を比較する

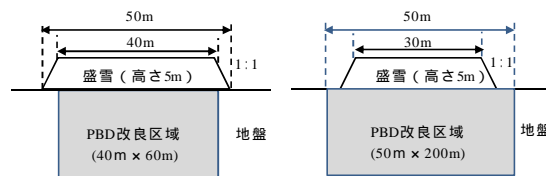


図1 盛雪幅と改良幅の関係

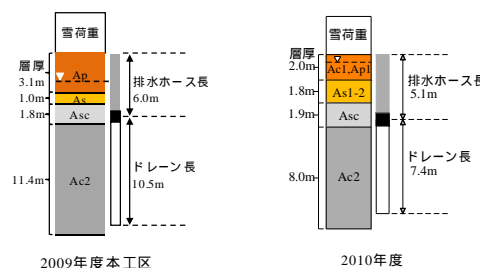


図2 ドレーン打設断面

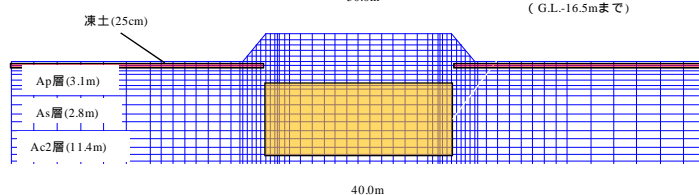


図3 FEM メッシュ (2009年)

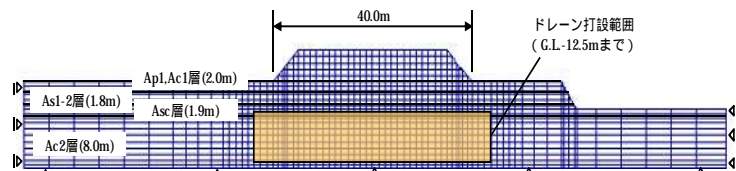


図4 FEM メッシュ (2010年)

2009年度

材料名	$e$	$\gamma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$k$ (m/sec)
Ap-1	8.77	9.0	0.333	2.04	0.204	1.8	$1 \times 10^{-3}$
Ap-2	7.47	11.0		1.81	0.181	1.8	$1 \times 10^{-3}$
As	-	18.0		E(MN/m <sup>2</sup> )=2.8			$1 \times 10^{-3}$
Ac2-1	1.59	16.0		0.26	0.026	1.2	$1 \times 10^{-5}$
Ac2-2	1.94	16.0		0.36	0.036	1.2	$1 \times 10^{-6}$
Ac2-3	1.78	16.0		0.41	0.041	1.2	$1 \times 10^{-6}$
凍土	-	11.0		E(MN/m <sup>2</sup> )=90.0			$1 \times 10^{-3}$
盛雪	-	7.0	E(MN/m <sup>2</sup> )=90.0			$1 \times 10^{-3}$	

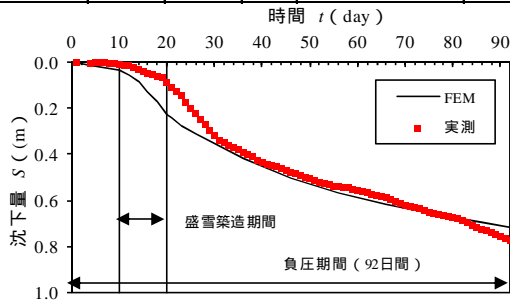


図5 改良域中央部の沈下曲線（2009年度）

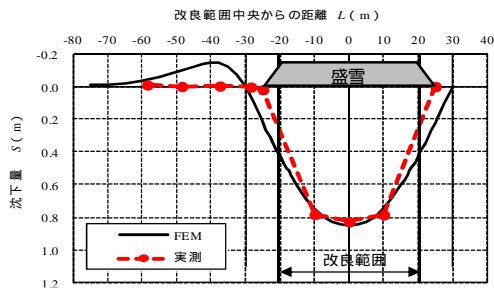


図7 地表面形状（2009年度）

表1 入力定数

2010年度

材料名	$e$	$\gamma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$M$	$k$ (m/sec)
Ac-1, Ap-1	2.305	14.5	0.33	0.29	0.029	1.2	$1.27 \times 10^{-8}$
As1-1	-	18.0		E(MN/m <sup>2</sup> )=16.0			$1 \times 10^{-6}$
Asc	1.177	17.6		0.15	0.015	1.2	$2.61 \times 10^{-8}$
Ac2	1.775	16.0		0.36	0.036	1.2	$5.73 \times 10^{-10}$
盛雪	-	6.0		E(MN/m <sup>2</sup> )=7.0			$1 \times 10^{-6}$

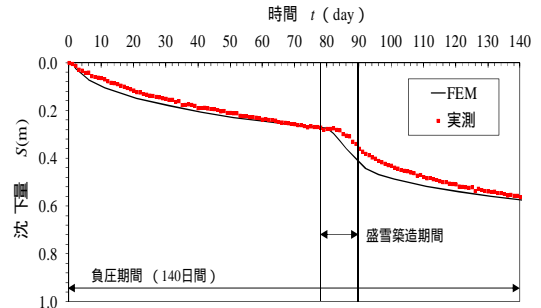


図6 改良域中央部の沈下曲線（2010年度）

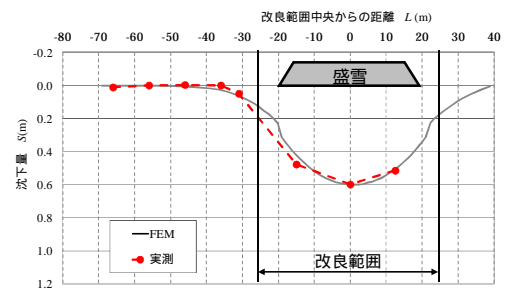


図8 地表面の形状（2010年度）

と、図7および図8とも、両者は比較的良好に一致する傾向がある。しかしながら、両年度の、盛雪の剛性と改良範囲の相違が地表面沈下形状に与える影響については、両年度の結果を比較しても明確でない。

そこで、2009年度の断面を対象として、盛雪の剛性を变化させた解析を実施した。解析は、ケース1が盛雪の $E$ が $5\text{MN/m}^2$ 、ケース2が盛雪の $E$ が $90\text{MN/m}^2$ (凍土なし)、およびケース3が盛雪と凍土の $E$ が $90\text{MN/m}^2$ である。解析結果を示した図9によると、盛雪の剛性が大きい場合には、盛雪の法部下部の地盤に応力が集中するため、中央部の沈下が減少し、一方、盛雪の剛性を小さくすると、盛雪の荷重が改良域内に全量作用し、改良域の中央部で大きな沈下が得られることが明らかである。このように、盛雪の剛性および盛雪幅と改良幅の関係により、改良域内の沈下が大きく異なるものになると考えられる。

#### 4. まとめ

札幌市の豊平川下流部において、2009年度と2010年度に、盛雪の剛性および盛雪幅と改良幅が異なる減容化試験施工が実施された。沈下に関して、実測とFEM解析の結果を比較すると、次の結論を得た。

- (1) 粘土に弾塑性モデル、砂と盛雪(凍土も)に弾性モデルを用いたFEM解析を行うと、実測と解析の沈下がよく一致した。
- (2) 改良域内の沈下は、盛雪の剛性および盛雪幅と改良幅の関係により、大きく異なるものになる。

参考文献 1) 新舎博他：盛雪と真空圧密を併用した軟弱地盤の減容化施工，地盤工学ジャーナル，Vol.6，No.3，pp.427～438，2011. 2) 新舎博他：高水敷の切り下げを目的とした盛雪・真空圧密併用の減容化試験施工(その1)，地盤工学会北海道支部，第53回年次技術報告会，投稿中。

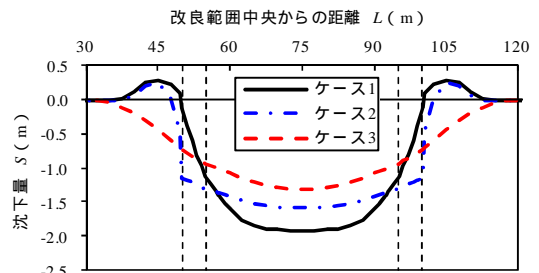


図9 地表面沈下形状（FEM解析）

## 水酸化鉄によるジオシンセティックス排水材の 目詰まりに関する基礎的研究

北見工業大学	社会環境工学科	学生会員	○畑中将志
北見工業大学	社会環境工学科	正会員	川口貴之
北見工業大学	社会環境工学科	正会員	中村大
北見工業大学	社会環境工学科	正会員	山崎新太郎
北見工業大学	社会環境工学科	正会員	山下聡
シー・エス・プランニング		正会員	上野邦行
日特建設株式会社		正会員	三上登

### 1. はじめに

連続繊維補強土工は従来のモルタル吹付工や法枠工、積みブロック工といったコンクリートを使用する法面安定化対策工とは異なり、植生が全面に生育して周辺環境と調和した緑化のり面となるため、景勝地での施工や河川護岸、急傾斜地崩壊対策などとして数多くの施工実績がある<sup>1),2)</sup>。

しかし近年、道内において侵食対策として急斜面に施工された連続繊維補強土工の一部が完成から半年程度で崩落した。崩落箇所の連続繊維補強土工の背後には地山からの湧水があることが予め確認されていたため、裏面排水材を通常よりも数多く設置するといった対応を行っていた。そこで、崩落箇所を詳細に調べたところ、背後の地山は一切崩壊しておらず、裏面排水材が露出し、そこから上の連続繊維補強土工が滑り落ちていた。また、裏面排水材には水酸化鉄(III)と思われる赤褐色のゲル状物質が付着し、排水能力が低下していることが伺えた。同様な目詰まりは地すべり対策用の水抜きボーリング施設や農業用の暗渠管において報告例が見られるものの<sup>3),4),5),6)</sup>、このようなジオシンセティックス排水材が目詰まりし、それが土構造物の崩壊に関与した疑いがあるといった報告例は筆者らが知る限り存在しない。

そこで本研究では、ゲル状物質による裏面排水材の目詰まりが崩落の一要因であると考え、まず始めに地山からの湧水について簡易的に調査を試みた。加えて、崩落箇所周辺において裏面排水材で作製した試験片に地山からの湧水を流すことで目詰まりを再現し、実験室内にて垂直方向透水性能試験および面内方向透水性能試験を実施した。そして、この結果や試験後の試験片によって目詰まりの程度やそのスピードなどについて検討を試みた。

### 2. 連続繊維補強土工ならびに崩落箇所の概況

図1は本研究で対象とした連続繊維補強土工および背後の地山に関する概略図である。地山と連続繊維補強土工の間には背面地山からの湧水や表面からの浸透水、連続繊維補強土工内の水を速やかに排水する目的で裏面排水材が設置されており、その上に厚さ約20cmの連続繊維補強土工が築造されている。また、連続繊維補強土工と地山の摩擦を増加させる目的でプレート付きアンカーも設置されている。さらに、連続繊維補強土工の表面には緑化基礎工としてひし形金網が敷設されており、そこに植生基材を吹付けることで緑化されている<sup>1)</sup>。

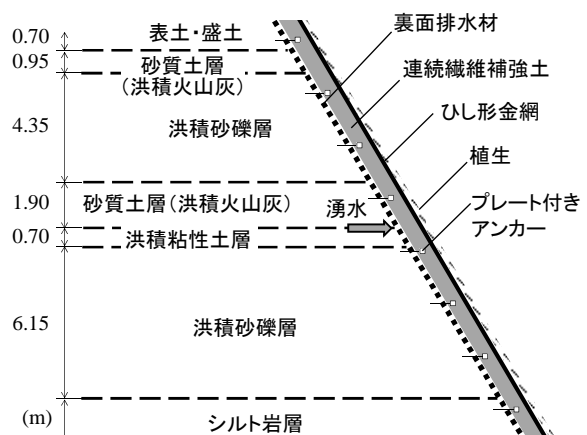


図1 連続繊維補強土工と地山に関する概略図



写真1 崩落後の様子



写真2 崩落箇所から採取した裏面排水材

一方、湧水は主に洪積火山灰からなる砂質土層と洪積粘性土層との境界から流出されており、この対策として湧水箇所から下（法尻側）には他の部分に比べて裏面排水材を多数設置している。

写真1は崩落後の様子であり、地山には損傷が見られず、一部の裏面排水材を残したまま、それより上部が滑落していることが分かる。また、写真2はここから採取された裏面排水材であり、特に地山側が赤褐色のゲル状物質によって目詰まりしていることが確認された。

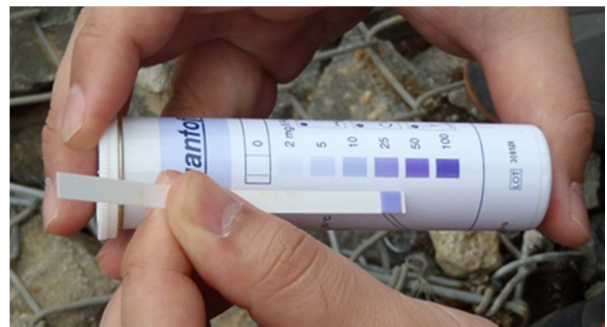
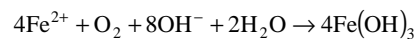


写真3 半定量イオン試験紙による濃度測定

### 3. 湧水の性質

還元状態にある比較的高濃度の二価の鉄イオン  $\text{Fe}^{2+}$  を含んだ地下水が空気に曝されると、酸化によって三価の鉄イオン  $\text{Fe}^{3+}$  となり<sup>7), 8)</sup>、次式のような反応によって一般に水酸化鉄(III)と呼ばれる赤褐色の沈殿物が生じることが報告されている<sup>9), 10)</sup>。



また、この沈殿物によって地すべり対策用の水抜きボーリング施設や農業用の暗渠管が目詰まりする事例が幾つか報告されており<sup>3), 4), 5), 6)</sup>、写真2に示した裏面排水材を目詰まりさせたゲル状物質についても、色や臭いなどから湧水に含まれる鉄イオンによるものと推測した。

そこでまず始めに、半定量イオン試験紙を用いた鉄イオン濃度測定を試みた。写真3は半定量イオン試験紙を用いた現地における鉄イオン濃度測定の様子を示したものであり、試験紙を検液（湧水）に浸してカラースケールと比較することで  $\text{Fe}^{2+}$  の濃度を概略的に知ることができる。また、検液に試薬を混ぜることで全鉄 ( $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ) の濃度も把握することが可能である。この結果から、湧水には  $10\sim 25\text{mg/L}$  程度の鉄イオンが含まれており、試薬を混ぜる前後でほとんど色の変化が無かったことから、ほぼ全てが  $\text{Fe}^{2+}$  であることが分かった。また、このことは採取した湧水を実験室で加熱すると、試薬を混ぜない限り色の変化がほとんど見られないことから確認できた。

次に、より定量的に鉄イオン濃度を把握することを目的として、全鉄 ( $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ) のイオン濃度測定が可能な吸光度計を用いた計測を実施した。図2は後述する目詰まり評価試験の際などに現地で採取した湧水



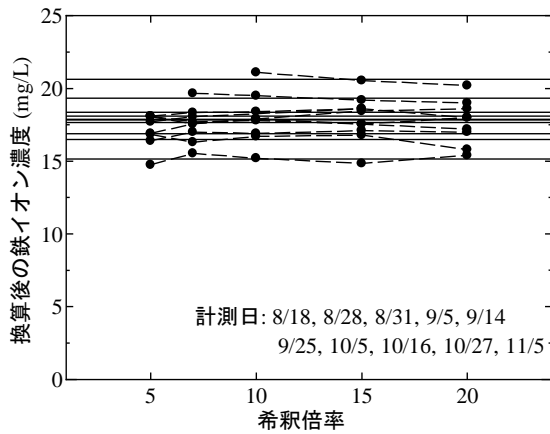


図2 吸光光度計を用いた鉄イオン濃度測定結果

による計10回の測定結果を比較したものである。この装置の測定範囲は0.00~5.00mg/Lであり、試験紙を用いた先述の結果から湧水の鉄イオン濃度はこの範囲を大幅に超えること、さらに湧水には赤褐色の微粒子がわずかに浮遊していることから、湧水を所定の倍率(5, 7, 10, 15, 20倍)に希釈し、この結果を換算することで定量的な計測を試みた。図中より、5~10倍を超えると換算した濃度はほぼ一定となり、その大きさは15~20mg/L程度であることが分かる。先述したように湧水は幾分濁っていることもあるため、計測結果には多少の誤差が含まれていると考えられるが、試験紙で得られた範囲内であることから考えても、概ね妥当な値が得られているものと判断できる。なお、この値は日本の河川水の平均鉄イオン濃度(0.24 mg/L)<sup>6)</sup>の60~80倍に相当し、溶解性鉄の排水基準(<10 mg/L)をも超えている<sup>7)</sup>。

一方、湧水の水質に関する他の項目を把握する目的で、採取する際に現地でpH、電気伝導度EC、酸化還元電位 $ORP_{\text{observ.}}$ についても計測を行った。なお、この計測には電極を取り替えることで複数の項目を測定できる水質測定器を用いた。図3はこれらの計測結果と先述の鉄イオン濃度をまとめたものである。なお、鉄イオン濃度については図2に示した希釈倍率を変えたものから得られた換算後における濃度の平均値とし、酸化還元電位については比較電極として塩化銀電極を用いているため、次式によって標準水素電極による酸化還元電位に換算した値 $ORP_{\text{SHE}}$ も示している<sup>11)</sup>。

$$ORP_{\text{SHE}} = ORP_{\text{observ.}} + 206 - 0.7 \cdot (T - 25)$$

ここで、 $T$  (°C)は水温であり、水質項目の計測時には水温の影響を排除するため、25°C程度になるよう体温等で調整した。なお、図中には採取直後の水温と調整後の水温を示している。

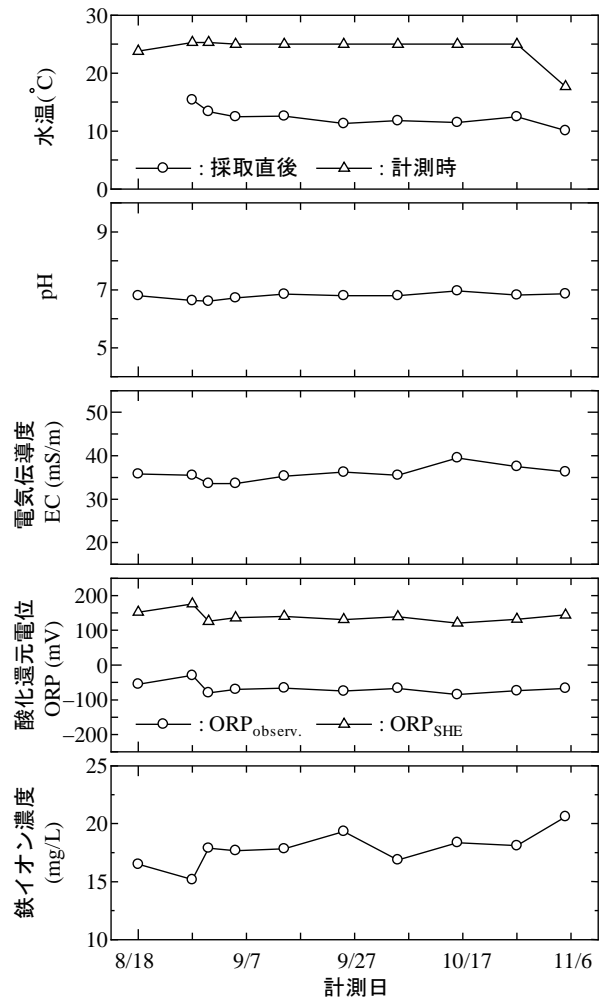


図3 計測した水質項目の推移

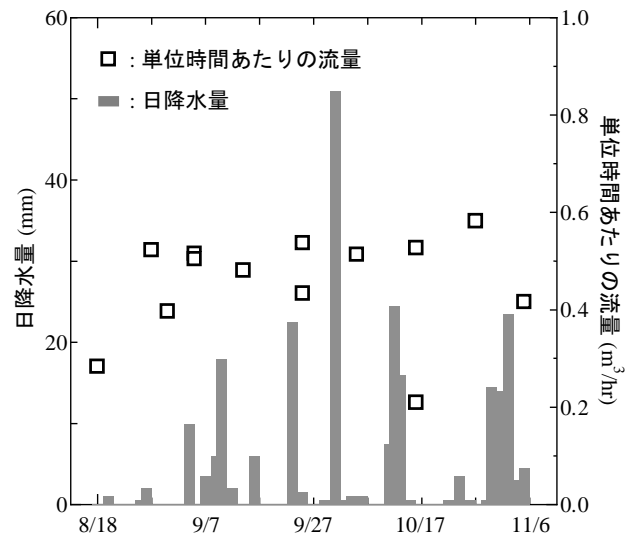


図4 集水した流量と降水量との相関

いずれの測定値も夏から初冬にかけての測定期間内でそれほど大きな変化はなく、pHについてはほんのわずかに酸性側であるものの、概ね中性であることが分かる。ECについては、同様な物質による水抜きボーリングの目詰まりが確認された箇所では採取された地下水の測定結果と同様な範囲内であった<sup>3)</sup>。また、酸化還元電位については、一般に200mVを下回ると還元的であるとされており<sup>12)</sup>、図中に示したORP<sub>SHE</sub>からこの湧水が還元的であり、前述の反応が十分に起こりうる環境だと解釈できる。

図4は後述の目詰まり評価試験などのために集水した湧水の単位時間あたりの流量と現地に最も近い観測点におけるアメダス雨量データを比較したものである。なお、湧水は流路として設置された法枠水路内の水抜きパイプから集水した。図中において、流量は集水チューブの目詰まりやこの解消に伴う水漏れなどで増減しているものの、雨量の変化に即座に追従している様子は伺えず、この湧水は比較的長い時間をかけて地中を浸透してきたものだと推測される。また、このことは集水過程において気温による影響があると思うものの、図3中に示した採取直後の湧水温やその変化が少ないことから伺える。

以上の結果から、写真2に示したような裏面排水材の目詰まりは一般に水酸化鉄(III)と呼ばれる鉄イオンの酸化で生じる沈殿物によるものであると判断した。

#### 4. 裏面排水材の垂直方向透水および面内方向通水性能評価

本研究で対象とした裏面排水材のようなジオシンセティックス排水材の透水性を評価する場合、面に対して垂直な方向と水平な方向のそれぞれに対して評価する必要がある。地盤工学会ではJGS 0931-2009「ジオテキスタイル及びその関連製品の垂直方向透水性能試験方法」<sup>13)</sup>とJGS 0932-2009「ジオテキスタイル及びその関連製品の面内方向通水性能試験方法」<sup>14)</sup>という2つの基準が用意されている。

一方、前述したように湧水は還元的な環境にあり、空気に曝されると時間とともに酸化が進行するため、これによって引き起こされる裏面排水材の目詰まりを評価するには、大気中に流出された直後の湧水を用いる必要がある。

そこで、前述した2つの基準と同様な目詰まり性能の評価を目的とした他の研究<sup>15)</sup>を参考にして、現地において実際に使用されたものと同質の裏面排水材から作成した試験片に集水した湧水を流すことで目詰まりを再現し、これを実験室に運んで垂直方向透水（以下、垂直透水）および面内方向通水（以下、面内通水）性能を評価する試験システムを考案した。

写真4は鉛直方向から流入した水が水平方向に流出するように加工されたポリ塩化ビニル製の円盤に試験片を設置した様子を表したものである。また、写真5はこの円盤を用いて実験室内で実施した垂直透水性能

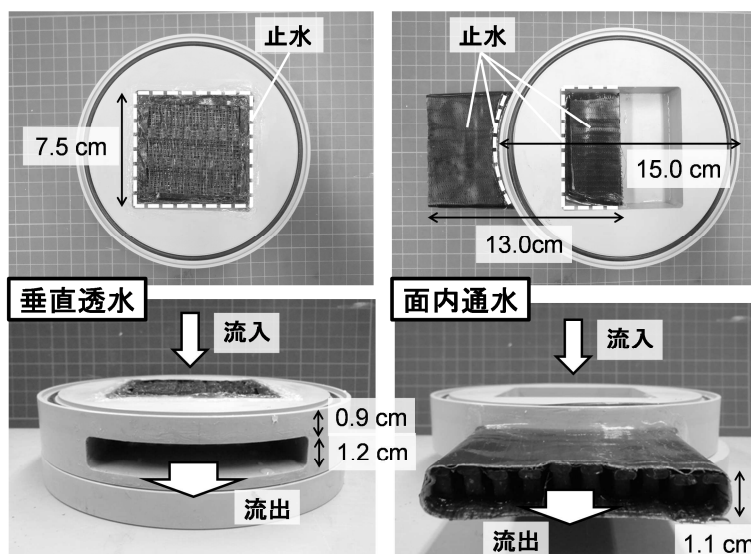


写真4 試験片を設置した円盤の詳細



写真5 垂直透水性能試験の様子

試験（面内通水も同様）の様子を表したものである。なお、この円盤は試験片の設置方法を変え、写真中に示した部分を止水することで垂直透水・面内通水試験のいずれも実施できる。また、試験時の流入水とその水頭を確保するアクリル円筒を接続するため、この円盤にはOリングが付いている。

写真6は集水した湧水を試験片に流すことで目詰まりを生じさせることを目的に製作した装置である。垂直透水および面内通水性能試験用の2つの試験片を同時に設置するため、集水した湧水は2方向に分配している。写真からもわかるように、これらの円盤は試験片表面（垂直透水）と内部（面内通水）を湧水が流れるように傾斜させて設置している。垂直透水用の試験片には表面全体に湧水がかかるよう、面内通水用の試験片には流入断面全体に湧水がかかるようにしており、このことや設置スペース、集水できる湧水量を考慮して試験片の大きさを決定している（写真4参照）。また、本装置は風等で動かないよう固定しており、日射を妨げず、試験片に雨水があたることを防ぐため、試験片上部には透明アクリル板を設置している。さらに、酸素供給を妨げないよう側面は風通しの良い構造とし、試験片を流れた湧水を流量・水質測定のために回収できる構造にもしている。

以上の装置を用いて設置した日数（あるいは流量）に伴う目詰まりの変化を評価するため、試験片が設置された円盤を所定の日数（5, 10, 20, 41）だけ現地に設置した後（写真6参照）、円盤（写真4参照）ごと回収して各試験を実施した（写真5参照）。なお、円盤の設置と回収を行った日に流量と水質測定を実施し、設置期間が10日を超える場合には設置期間中もおおよそ10日間隔で流量・水質測定を実施した（図3参照）。また、設置期間が長くなると集水用のパイプ内にも目詰まりが生じるため、定期的な目詰まりの解消を行った。

図5は設置期間とその間に試験片に与えられた概算的な湧水量の関係を示したものである。湧水量については、設置期間中のある時間内における単位時間当たりの流量がその前後で計測した値の平均値だと仮定し、それを積算することで求めたものである。両試験片ともに概ね同量の湧水が与えられていること、設置期間とともに比例的に増えており、与えた湧水量の期間内での変化は少ないことが分かる。また、このことは各試験片に与えた単位時間当たりの流量の合計をプロットした図4からも伺える。

図6は設置期間とその間に試験片に付着した沈殿物の質量との関係である。付着量は乾燥質量で評価するとし、垂直透水・面内通水試験後の試験片を乾燥させ、設置前の質量との差から算出した（●, ▲）。また、図中には試験時に流れ出たものについても可能な限り回収しており、これを乾燥させた質量を先の値に加えたものについても示している（○, △）。なお、試験片周辺の円盤に付着した沈殿物については、試験前に予

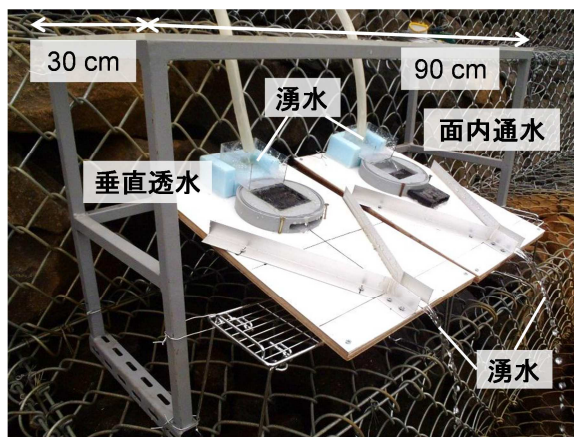


写真6 目詰まりさせるための試験装置

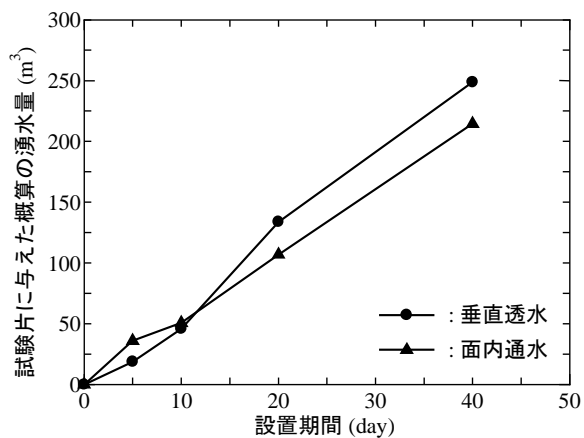


図5 設置期間と試験片に与えた概算的な湧水量の関係

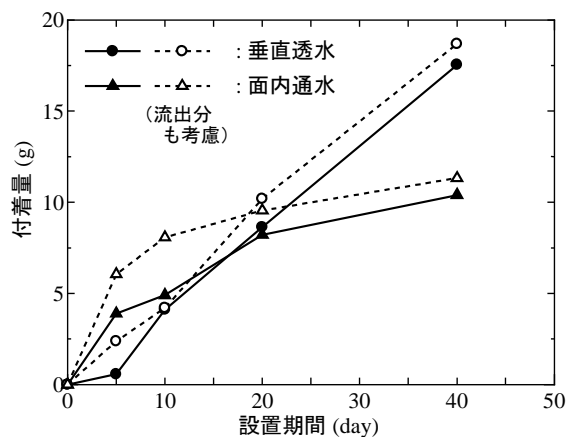


図6 設置期間と付着した沈殿物の質量との関係

め丁寧に取り除いている。いずれの試験片についても設置期間に伴って付着量が増加しており、流出した量もそれほど多くはないことが確認できる。ただし、垂直透水用の試験片については設置期間 41 日でも比例的に増加しているが、面内通水用の試験片については付着量が徐々に低下する傾向にある。これについては、垂直透水用の試験片には先述の沈殿物が裏面排水材表面のネット状のジャケット<sup>15)</sup>に厚く堆積できるが、面内通水用の試験片では流入断面が比較的小さく、構造上流入部分に先に閉塞し、徐々にその閉塞領域は試験片内部に進展するものの、越流する湧水量が多くなったためだと考えられる。

図 7 は垂直透水性能試験 (図 7a) と面内通水性能試験 (図 7b) 結果をまとめたものである。垂直透水性能については、基本的に基準 (JGS 0931-2009) に示された変水位試験に従って実施し、以下の式から得られる温度 20 (°C)における垂直透水性能  $\psi_{20}$  (s<sup>-1</sup>) によって評価することにした。ただし、付着物質の流出をできるだけ少なくする目的で基準にあるような親水剤の使用や攪拌、空気混入の確認などは行っていない。

$$\psi_T = \frac{a}{A \cdot t} \ln \frac{h_0}{h_1}, \quad \psi_{20} = R_T \cdot \psi_T$$

ここで、 $\psi_T$  (s<sup>-1</sup>) は試験時の水温  $T$  (°C) における垂直透水性能、 $a$  (m<sup>2</sup>) は試験片上の透水円筒の断面積、 $A$  (m<sup>2</sup>) は試験片の断面積、 $t$  (s) は初期水位  $h_0$  (=80mm) から最終水位  $h_1$  (=20mm) までの変動水位時間、 $R_T$  は水の粘性による補正係数である。

一方、面内通水性能については、基準 (JGS 0932-2009) では定水位試験によって次式から得られる温度 20 (°C) における面内通水性能  $\theta_{20}$  (m<sup>2</sup>/s) によって評価することが規定されている。

$$\theta_T = \frac{Q \cdot L}{\Delta h \cdot W \cdot t}, \quad \theta_{20} = \theta_T \cdot R_T$$

ここで、 $\theta_T$  (m<sup>2</sup>/s) は試験時の水温  $T$  (°C) における面内通水性能、 $Q$  (m<sup>3</sup>) は流量、 $\Delta h$  (m) は水頭差、 $L$  (m) は通水長、 $W$  (m) は試験片の幅である。しかし、定水位試験では特に付着量が少ない段階で沈殿物の流出が多いため、面内通水性能についても変水位試験を用いることとし、以下の式によって評価することにした。

$$\theta_T = \frac{a \cdot L}{W \cdot t} \ln \frac{h_0}{h_1}, \quad \theta_{20} = \theta_T \cdot R_T$$

ここで、 $h_0$  と  $h_1$  については垂直透水性能試験と同様に 80mm と 20mm としたため、試験中における動水勾配は 0.2~0.6 程度となり、定水位試験において規定されている範囲内となっている。また、先述したように試験片のサイズには制約があったため、規定値 (幅: 200mm 以上、長さ: 幅×2 以上) に比べてかなり小さい。さらに、先述した垂直透水性能試験の場合と同様に親水剤の使用や攪拌、空気混入の確認などは行っておらず、垂直圧縮応力の載荷や動水勾配の変更も行っていない。

なお、これらの値は試験片の厚さ  $s$  (m) を用いることで、次式によってそれぞれ垂直方向と水平 (面内) 方向の透水係数  $k_\psi$ ,  $k_\theta$  (m/s) に換算できる。

$$k_\psi = \psi_T \cdot s, \quad k_\theta = \frac{\theta_T}{s}$$

図 7 中に示した試験結果から、 $\theta_{20}$  と  $\psi_{20}$  は設置日数とともに低下し、41 日間の設置においてそれぞれ約百分の一と十万分の一に低下していることが分かる。面内通水については流路内のスペースが比較的多いため、全てが閉塞するまでにはより多くの時間が必要だと考えられるが、垂直透水については先述のように表面全

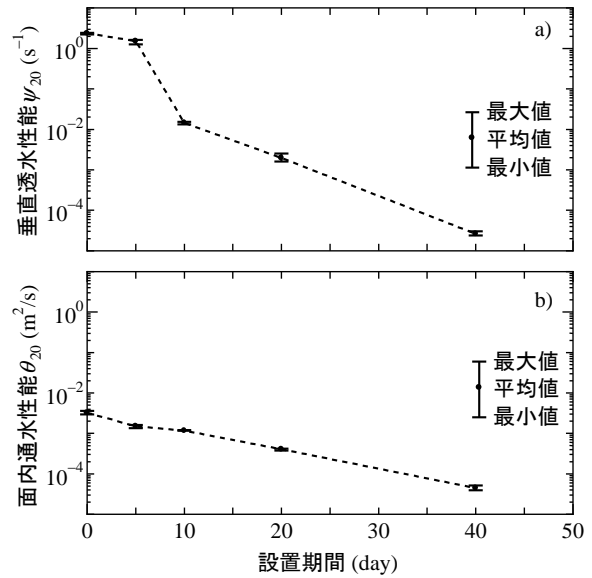


図 7 垂直透水および面内通水性能試験結果のまとめ (a): 垂直透水, b): 面内通水



体を沈殿物が比較的短時間で覆い、その上に厚く堆積したために短時間に大幅な性能低下を引き起こしたものと考えられる。一方、各設置日数において両試験はそれぞれ5回程度ずつ行っており、図7中にはその最大・最小値と平均値が示されている。図6から分かるように試験を繰り返すことで試験片に付着した沈殿物は少しずつ流出するが、 $\theta_{20}$ や $\psi_{20}$ に与える影響は比較的小さいと解釈できる。

以上の試験結果から、裏面排水材の上層に連続繊維補強土が存在する実際の施工環境下では、酸素供給の面などにおいて条件が大きく異なるものの、施工から比較的短時間で裏面排水材表面にあるジャケット<sup>15)</sup>の透水性能が大幅に低下したことは容易に想像できる。そして、このことによって裏面排水材内への湧水供給が滞り、湧水が連続繊維補強土内に侵入することで水圧や水位が上昇したことが崩落の一要因になったのではないかと推測される。なお、このことは地山側の裏面排水材に赤褐色の物質が多く付着していたという観察事実とも符合する。今後は実際の施工環境下に近い条件での試験や付着のメカニズムやその低減方法などについても検討していきたいと考えている。

## 5. まとめ

本研究から得られた知見を以下にまとめる。

- ・対象とした湧水は還元的な環境にあり、二価の鉄イオンを多く含むといった水質試験結果から、目詰まり物質は一般に水酸化鉄(III)と呼ばれる鉄イオンの酸化に伴う沈殿物だと判断した。
- ・実際の湧水を使って裏面排水材の目詰まりを再現し、垂直透水および面内通水性能を評価する試験システムを考案した。
- ・垂直透水および面内通水性能試験より、いずれの性能も短期間で大きく低下するが、特に垂直透水性能の低下が著しいことが確認された。また、この試験結果から垂直透水性能の低下に伴う連続繊維補強土内の水圧・水位上昇が崩落の一要因となった可能性が示唆された。

## 参考文献

- 1) 財団法人土木研究センター：法面保護用連続繊維補強土「ジオファイバー工法」設計・施工マニュアル，2009。
- 2) 堀智仁，山下聡，山田浩，三上登，鈴木輝之：連続繊維補強土の品質管理に関する研究，地盤工学会北海道支部技術報告書，Vol.47，pp.223-232，2007。
- 3) 岸智，河野剛士，浅野将人，森田健太郎：北陸地方の地すべりにおける水抜きボーリング工の目詰まりの実態と要因，日本地すべり学会誌，Vol.43，No.4，pp.185-192，2006。
- 4) 奥山武彦，黒田清一郎：地すべり対策集水ボーリング末端における閉塞の要因と対策，農村工学研究所技報，No.209，pp.1-6，2009。
- 5) 佐々木長市，角野三好，加藤幸，高松英明：東北地域における官学研究交流-3 砂丘畑の暗渠機能低下原因と対策，農業土木学会誌，Vol.71，No.9，pp.811-814，2003。
- 6) 佐々木長市：屏風山砂丘地域における排水施設の現状と課題，日本砂丘学会誌，Vol.52，No.2，pp.69-71，2005。
- 7) 太田耕栄，河野悦朗，高橋茂吉：仙台空港アクセス鉄道地下部本体工事における地下水対策，基礎工，Vol.34，No.3，pp.55-59，2006。
- 8) 萩原純二，高崎新一：地下水中の第1鉄封鎖による鉄析出障害対策，地下水・土壤汚染とその防止対策に関する研究集会講演集，Vol.6th，pp.241-242，1998。
- 9) 幸俊宏，広城吉成，横山拓史，神野健二，和田信一郎：還元的湧水の流下に伴う鉄イオンの動態，水工学論文集，第38巻，pp.247-252，1994。

- 10) 細川土佐男, 神野健二, 岩満公正: 飽和-不飽和領域における二価鉄の酸化沈殿を考慮した鉛直一次元輸送解析モデル, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, pp.89-90, No.2, 2005.
- 11) 岩月輝希, 森川佳太, 細谷真一, 吉川英樹: 深部地下水の物理化学パラメータ(pH, 酸化還元電位)の測定とその留意点, 地下水学会誌, 第 51 巻, No.3, pp.205-214, 2009.
- 12) 社団法人地盤工学会: 地盤工学用語辞典, 2006.
- 13) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説-二分冊の 2-, 「ジオテキスタイル及びその関連製品の垂直方向透水性能試験方法」, pp.1035-1040, 2009.
- 14) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説-二分冊の 2-, 「ジオテキスタイル及びその関連製品の面内方向通水性能試験方法」, pp.1041-1047, 2009.
- 15) 川尻峻三, 澁谷啓, 川口貴之, 吉永洋, 岸本真輝, 境芳樹, 三宗桂司: 超高含水比粘土を用いた室内試験による各種 PBD の排水機能の評価, ジオンシステイクス論文集, Vol.25, pp.91-98, 2010.

## 降雨特性の変化に対応した浸透側溝による 道路排水処理技術の検討

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 安達 隆 征  
同 国際会員 西 本 聡  
同 国際会員 佐 藤 厚 子

### 1. はじめに

近年の降雨特性の変化に伴い、集中豪雨の発生回数が増加している<sup>1)</sup>。このことから、道路側溝において、増加する降雨強度に対応した排水施設の増強が必要であるが、流末排水路を確保することに多額な費用を必要とすることが、建設現場の懸案である。

そこで、透水性が良好な地盤が分布する盛土区間における道路側溝を浸透性に優れた構造（以下、浸透側溝と呼ぶ）にすることで、一部の排水を道路側溝から地盤内へ浸透させることにより、排水流量を軽減できるので、流末側に負荷をかけない排水処理技術が実現できると考える。

本研究では、浸透側溝の浸透効果の確認と地盤の浸透メカニズムを把握するために、実際に現場試験施工を行い、目視観測や計器観測を行った<sup>2,3,4)</sup>。また、浸透側溝が排水流量をどの程度軽減できるかを把握するために現場浸透率試験を実施し、地下水位と降雨が浸透側溝の浸透能力に与える影響を定量的に評価した。

### 2. 集中豪雨の年間発生回数の増大

図-1 に、我が国の1時間降水量50mm以上と100mm以上の年間発生回数を示す<sup>1)</sup>。この図から、近年の10年間(1998-2007)と約30年前(1976-1987)の10年間の時間降水量を比較すると、時間50mmの豪雨は約1.5倍、時間100mmの豪雨は約2.1倍に増加していることがわかる。このことから、これまで豪雨履歴を受けていない地域でも、道路側溝の流末排水路側で排水がオーバーフローしやすくなっており（写真-1）、周辺の民地への被害が発生している。

### 3. 浸透側溝の概念

図-2 は、浸透側溝の浸透状況を概念図として表したものである。

降雨時 で、上流側からの排水と降雨が、切込砕石の間隙に滞水する。その後、降雨時 で、帯水は徐々に地盤内へ浸透するが、上流側からの排水量と直接降った降雨量の総量が、地盤内へ浸透する量を上回れば、一部の帯水が下流側に排水される。降雨終了後は、滞水がなくなるまで地盤内に浸透していく。

つまり、浸透側溝は、上流からの排水や直接降った降雨を一時滞水させ、時間をかけて地盤に浸透させる役割を果たしている。従来のコンクリートトラフでは、できるだけ早く下流側へ排水させることを考えているが、浸透側溝では、逆に排水速度を遅らせ、排水量を軽減させるので、流末側の流量が短時間に増加することを防ぐ。

さらに、浸透性に優れた材料として切込砕石を

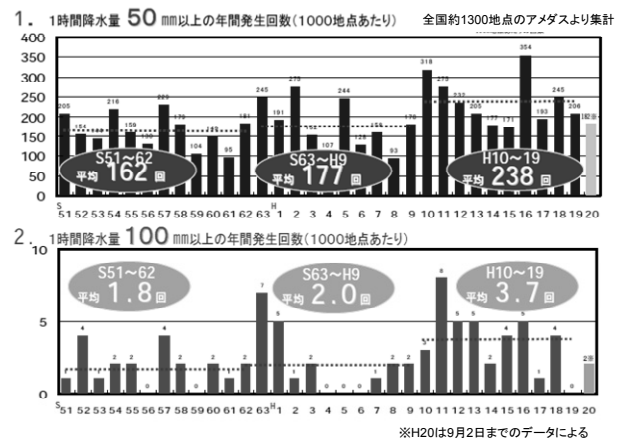


図-1 集中豪雨の年間発生回数<sup>1)</sup>



写真-1 道路側溝のオーバーフロー状況

用いることにより、これまでのコンクリートトラフに比べて、安価な材料で施工でき、製造時に二酸化炭素を排出しないことで、低炭素社会に貢献できる。また、降雨を河川まで直接流水することなく地盤に浸透させるので、自然で健全な水循環系<sup>5)</sup>(図-3)が維持できると共に、側面に勾配がある形状を用いることで、小動物が脱出可能になるため、環境にやさしい道路側溝であると言える。

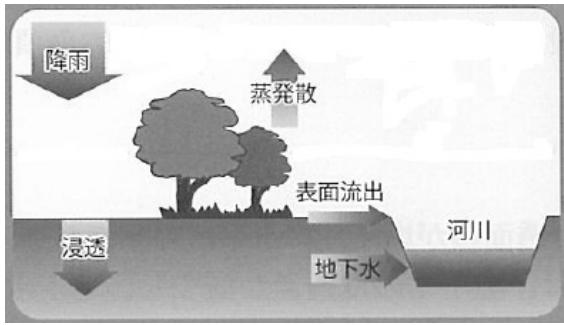


図-3 自然で健全な水循環系<sup>5)</sup>

#### 4. 浸透側溝の適用条件

(社)雨水貯留浸透技術協会の雨水浸透施設技術指針[案]調査・計画編によると、浸透施設についての適用条件は、次のとおりである。

##### 4.1 土質からの判断<sup>6)</sup>

透水性があまり期待できない土質は、浸透側溝の設置に適さない。その条件は次の通りである。

- a) 透水係数が $10^{-7}$ m/sより小さい場合
- b) 空気間隙率が10%以下で、土が良く締り固まった状態
- c) 粒度分布において、粘土(0.05mm以下)の占める割合が40%以上(ただし、火山灰風化物いわゆる関東ローム層は除く)のもの

##### 4.2 地下水位からの判断<sup>6)</sup>

地下水位が高い地域では、浸透能力が減少することが予想される。特に低地では降雨によって地下水が敏感に上昇する場合があります、浸透能力は影響を受ける。

浸透能力への影響度合いは、地下水位と浸透施設の底面との距離によって決まり、その距離が底面から0.5m以上あれば、浸透能力が期待できるものとして検討の対象とする。

##### 4.3 浸透施設設置禁止範囲<sup>7)</sup>

浸透施設の設置によって、崩壊を引き起こす恐れのある斜面(切土斜面、盛土斜面)近傍部において、浸透

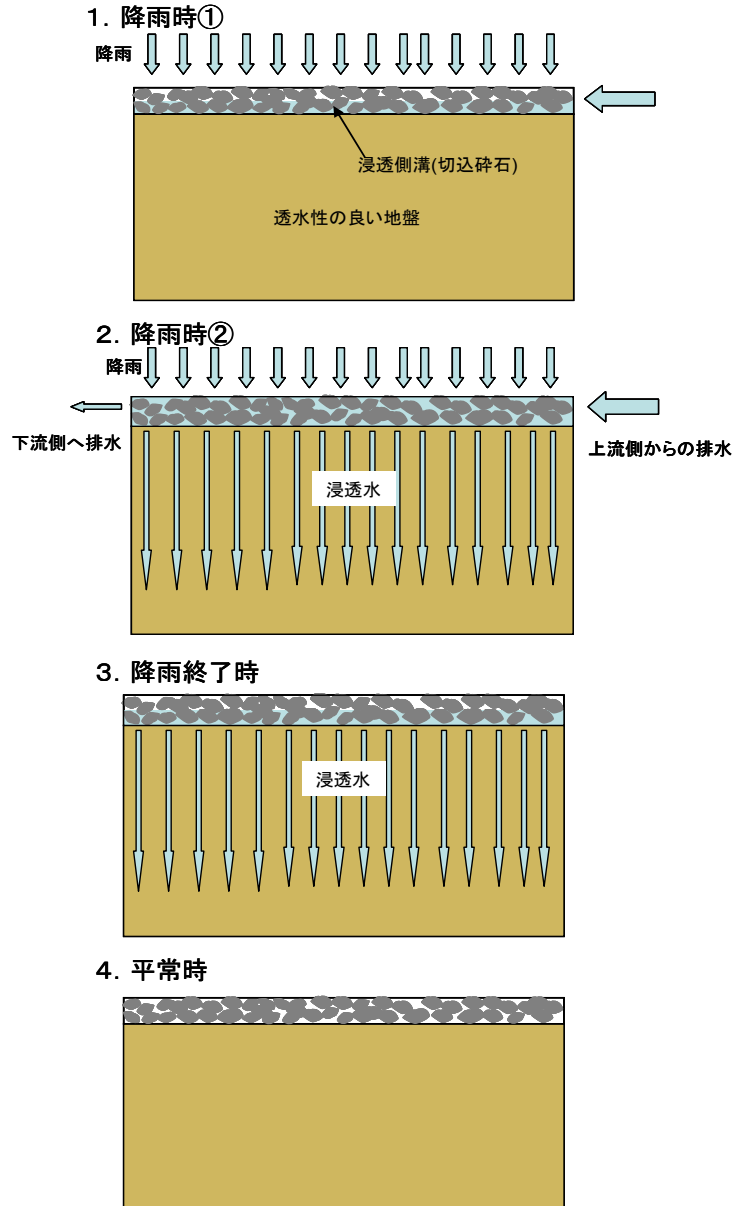


図-2 浸透側溝の浸透状況概念図

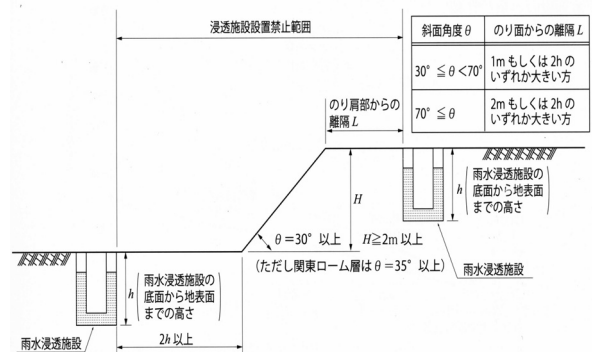


図-4 斜面近傍部の浸透施設設置禁止範囲<sup>4)</sup>

施設設置禁止範囲が規定されている。

平成18年9月に、雨水浸透施設技術指針[案] ((社)雨水貯留浸透技術協会)が改訂されたことにより、斜面近傍部の浸透施設設置禁止範囲が見直され、施設普及の妨げにならないように配慮された。

これまで、法肩または法尻から斜面高の2倍の長さ(2H)の距離までは、一律に浸透施設を設置してはならなかったが、この改訂から、図-4に示すように、浸透施設の底面から地表面までの高さの2倍の長さ(2h)の距離までが、斜面近傍部の浸透施設禁止範囲となった。この目安は、斜面高Hが2m以上、かつ斜面角度  $\geq 30^\circ$  以上(関東ロームは  $\geq 35^\circ$ )の場合に適用される。

このことから、斜面近傍部の浸透施設施工範囲が以前より広くなり、浸透施設の実用性が高まった。

### 5. 試験施工の概要

降雨が及ぼす浸透側溝の浸透効果の確認と地盤の浸透メカニズムを把握するため、北海道網走管内の6箇所(丸瀬布、秋田、卯原内、田中、朱円、小清水)の盛土区間で、浸透側溝を設置し、土壌水分(丸瀬布、小清水)、地下水位(丸瀬布、秋田、卯原内、田中、朱円、小清水)を計測した。また、降雨が及ぼす浸透量と排水量の割合を求めるため、現場浸透率試験装置を小清水に設置し、排水流量を計測した。設置箇所を図-5に示す。

#### 5.1 浸透側溝の断面

浸透側溝の断面は、排水機能を確保することを前提に、在来のU300Bトラフ以上の排水断面にした。

丸瀬布、秋田、卯原内、田中、小清水では、一般型として、中詰材に浸透性の高い80mm級の切込碎石を入れた特殊ふとんかごを用い、それぞれの箇所で約100m設置(図-6、写真-2)した。

朱円では、雑草の侵入等による浸透機能の低下を抑制することを目的として、一般型の他に、2タイプの防草型を加えて、それぞれ約30mずつ直列に設置した。図-6に示すように、防草型のひとつは一般型の底面に防草シートを張ったもので、もうひとつは一般型の中詰材を防草効果と浸透性のあるホタテの貝殻に替えたものである。

#### 5.2 調査、観測項目

##### (1) 事前調査

試験対象箇所では、下記のa)、b)、c)を行った。

- a) ボーリング試験
- b) 粒度試験
- c) 透水試験

##### (2) 目視観測と計器観測



図-5 浸透側溝の設置箇所図

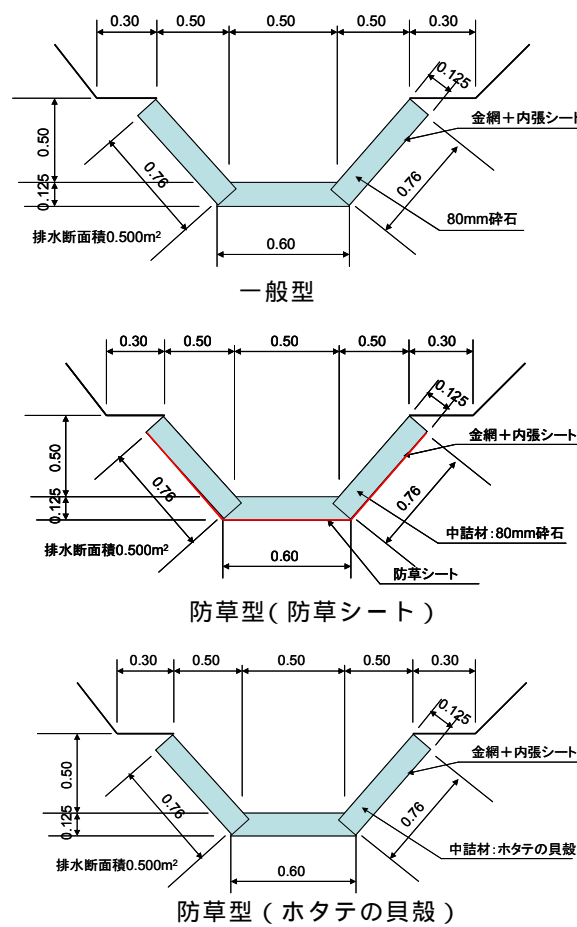


図-6 浸透側溝の断面図



写真-2 浸透側溝の設置状況



a) 目視観測（丸瀬布、秋田、卯原内、田中、朱円、小清水）

浸透側溝の外観的な浸透状況や、雑草の繁茂状況を把握するために、年に数回観測する。

b) 土壌水分計測（丸瀬布、小清水）

地下水位が与える浸透側溝の浸透能力を定量的に評価するため、図-7に示すように、丸瀬布の浸透側溝の直下と、止別の浸透側溝の直下と盛土側に、それぞれ深さ方向に3点の土壌水分計（機器名：ADR 式土壌水分計）を設置し、土壌水分を1時間毎に自動計測した。

土壌水分とは、体積含水率のことを言い、全体の体積に占める水分体積の割合である<sup>8)</sup>。なお、ここでのGLは、浸透側溝底面である。

c) 地下水位の計測（丸瀬布、秋田、卯原内、田中、朱円、小清水）

地下水位を把握するため、浸透側溝付近に地

下水位計を設置し、1時間毎に計測する。朱円については、2箇所（一般型と防草型）設置した。

d) 現場浸透率試験装置での計測（小清水）

降雨が与える浸透側溝の浸透能力を定量的に評価するため、写真-3のように、延長が2mの浸透側溝を挟んで上流側と下流側に三角堰を設け、幅450mmのU型トラフから上流側の三角堰に直接排水が注がれるようにした。上流側と下流側の三角堰に磁歪式水位計を設置し、上流側の三角堰でU型トラフからの排水流量を測定し、下流側の三角堰では浸透側溝で浸透されずに流入した排水流量を30分毎に自動計測した。また、降雨量計を近傍に設置し、降雨量を1時間毎に自動計測した。

上述の自然な降雨時の計測の他に、集中豪雨を想定した排水流量を再現するため、上流側のU型トラフから路面散水車を用いて人工的に排水し、上流側と下流側の三角堰の排水流量を計測した。

## 6. 試験結果と考察

事前調査、目視観測、計器計測結果から、浸透能力を考察する。

### 6.1 浸透側溝箇所の土質状況

事前調査結果を表-1に示す。

丸瀬布は砂礫層が厚く分布しており、細粒土含有率が低いことから、透水係数が他と比

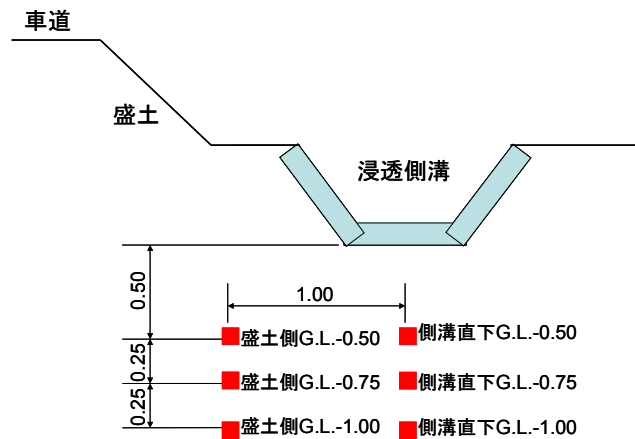


図-7 土壌水分計の設置位置図



写真-3 現場浸透率試験装置の設置状況

表-1 浸透側溝設置箇所毎の事前調査結果

設置箇所	土質分布(m)		透水係数(m/sec)	細粒分(%)	側溝底面-地下水位間(m)
	表層	下層			
丸瀬布	礫混じり砂0.6	砂礫層3.0	1.00E-04	15.7	0.9
秋田	腐植土0.2	火山灰3.5	1.00E-06	19.9	0.5
卯原内	腐植土0.5	火山灰3.5	1.00E-06	24.2	0.9
田中	腐植土0.3	火山灰4.0	4.00E-05	32.2	4.0以上
朱円(一般)	腐植土1.0	シルト、泥炭4.0	4.50E-06	-	0.3
朱円(防草)	腐植土0.9	シルト、泥炭4.0	4.50E-06	-	0.2
小清水	腐植土0.5	火山灰4.0	9.45E-07	33.1	4.0以上
規準値			1E-07m/sec以上	Fc<40	D>0.5

表-2 浸透側溝設置箇所毎の目視観測結果

設置箇所	設置年度	浸透状況		側溝の変状	雑草状況
		平常時	雨天日の翌日		
丸瀬布	H16	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する
秋田	H17	流末側だけ湿っている	流末側だけ水が溜まる	なし	夏場にかけて繁茂する
卯原内	H17	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する
田中	H18	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する
朱円(一般型)	H19	常時流量がある(深さ約2cm)		なし	夏場にかけて繁茂する
朱円(防草型)	H19	常時流量がある(深さ約2cm)		なし	一般型よりは繁茂していない
小清水	H22	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する

表-3 降雨日の翌日における浸透側溝底面の状況

H20	丸瀬布	秋田	卯原内	田中	朱円
8月20日					△
8月28日	○	○	◎		△
8月29日				◎	
9月2日	◎	○			△
9月8日	○	○			
9月12日			○	○	
10月1日			○	◎	
10月2日					△

◎乾燥 ○湿り △流水

表-4 水深調査の結果（朱円）

浸透側溝設置起点から下流方向への距離(m)	0	15	30	45	60
浸透側溝底面までの水深(cm)	16.0	10.5	8.5	5.2	2.6

べて高かった。また、地下水位も側溝底面から0.5m以上あり、浸透能力が良好であると推測できる。

秋田、卯原内、田中、小清水は火山灰層が厚く分布しており、透水係数及び細粒分は規準値を満たしていた。また、地下水位は特に田中、小清水で低く、浸透能力は良好であると推測される。卯原内は規準値を満たしており、浸透能力に問題はないと思われる。秋田はほぼ規準値と同じ値で、浸透能力に若干の懸念が残る。

朱円はシルト、泥炭層が厚く分布していることと、地下水位が他と比べて高いため、浸透能力が懸念される。

## 6.2 目視観測結果

目視観測結果を表-2に、大雨時に実施した降雨日の翌日における浸透側溝表面の状況を表-3に示す。

### a) 浸透状況

表-2、3から丸瀬布、卯原内、田中、小清水では、降雨日の翌日でも浸透側溝の底面が乾いているか、湿り気がある程度であった(写真-4)。このことから、雨水の浸透が確認できたので、浸透能力は良好であると思われる。

秋田は、降雨日の翌日では流末側に湿り気や水溜まりが確認されたが、平常時では乾いていたので、排水機能としては、問題はないと思われる(写真-5)。

一方、朱円は、常時、流量があった(写真-6、7、8)。そこで、浸透側溝設置起点箇所と、そこから下流方向の4箇所において、浸透側溝底面までの水深を調査した。その結果を表-4に示す。この結果から、水深は下流方向に向かうに従い、徐々に浅くなっていくことがわかった。浸透側溝の断面は同一なので、徐々に流量が減っていると言える。これは排水の一部を確実に浸透させているこ



写真-4 丸瀬布



写真-5 秋田



写真-6 朱円（一般型）



写真-7 朱円（防草シート）



写真-8 朱円（ホタテの貝殻）

とを意味している。また、流量があることで、他の試験箇所に比べ、浸透状況は良好ではないが、流末につなぐ排水機能は果たしている。事前の地下水位調査結果(表-1)からもわかるように、側溝底面から地下水位までの深さが0.5m未満で、他と比べて浅い。このことが、常時、流量がある要因の一つと考えられる。

以上のことから、地下水位が浸透能力に与える影響は大きいことがわかった。

b) 維持管理の必要性

一般的に、浸透側溝に雑草が繁茂していた。春から夏にかけて成長し、晩秋になると浸透側溝底面に枯草が堆積し、春先には枯葉の量が少なくなっていた。また、一部の湿り気があるところでは、コケ類が生えていることも確認された。このような状況下においても排水の浸透が確認されており、雑草や枯葉が目詰まりを起こす大きな要因にはならないと思われる。このことについては(4)で数値的な考察をする。このことから、U型コンクリートトラフは、枯草が堆積すると流量断面が小さくなり、流水能力に支障をきたすため、枯草を除去するメンテナンスが必要となる場合があるが、浸透側溝は、枯草の堆積が浸透能力にほとんど影響を与えないと考えられるため、その必要は少ないと考えられる。

防草型は一般型に比べ、浸透側溝の側面で雑草が繁茂していなかったため、防草シートやホタテの貝殻には、防草効果があると言える(写真-7、8)。また、すべての浸透側溝に変状や損傷はなく、丸瀬布では設置から6年以上経過していることから、耐久性に問題はないと考えられる。

以上のことから、浸透側溝は耐久性があり、維持管理コストが軽減できると言える。

6.3 計器計測結果

a) 土壌水分の計測結果

丸瀬布で測定した土壌水分と日当たり降水量の関係を図-8に示す。このうち、降雨時と融雪期に着目したものを図-9、図-10にそれぞれ示す。

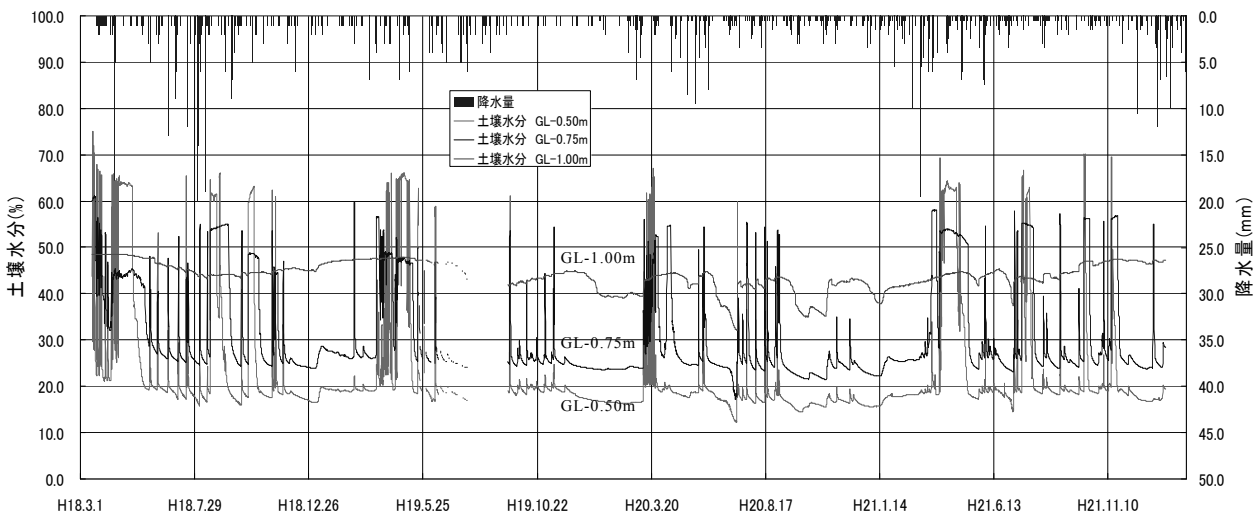


図-8 土壌水分と日当たり降水量(丸瀬布)

これらの図から、平常時や冬期間は、どの深さでも変動が少なく、深さ方向に土壌水分が高くなる。平常時の土壌水分量は、GL-0.50mで約17～20%、GL-0.75mで約24～27%、GL-1.00mで約42～47%であることがわかった。

一方、降雨時や融雪期の土壌水分は、GL-0.50mとGL-0.75mで増加変動が激しく、GL-1.00mの土壌水分を上回る。その変動振

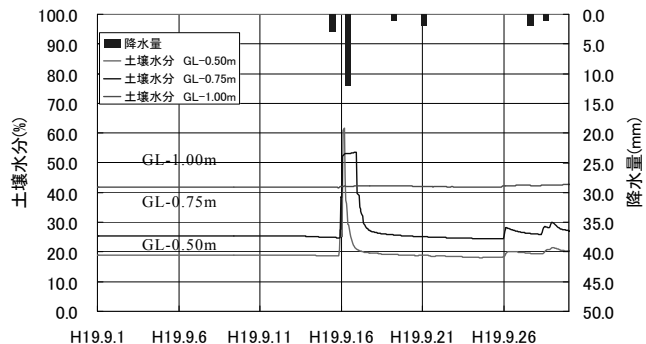


図-9 降雨時の土壌水分と日当たり降水量(丸瀬布)

り幅は、GL-0.75mよりGL-0.50mの方が大きいので、  
 土壤水分の値は平常時の逆になる。その後、平常時  
 に徐々に元の値に戻るため、GL-50cmとGL-75cmで  
 は、確実に浸透していることがわかる。GL-100cmの  
 土壤水分は、ほぼ一定値を保っている。丸瀬布の地  
 下水はGL-90cm(表-1)であるため、地下水位より低  
 い箇所の土壤水分は降雨の影響を受けづらいことが  
 わかる。

b) 地下水位の計測結果

丸瀬布の地下水位と日当り降水量、土壤水分の関  
 係をそれぞれ図-11、12に示す。

図-11から地下水位は、降雨があるときに上昇し、  
 ほぼ元の水位に再び戻ることがわかる。秋田、卯原  
 内、小清水でも、丸瀬布と同じ挙動を示した。この3  
 箇所では、浸透側溝底面より下方で、地下水位が落  
 ち着くことから、浸透状況は良好であると言える。

一方、朱円では地下水位が高いため、降雨による  
 地下水位の上昇はほとんどなかった。朱円の地下水  
 位と日当り降水量を図-13に示す。

田中では、4mの深さまでボーリングしても水位を  
 確認できないほど地下水位が低かった。降雨時や融  
 雪期でも、地下水位を計測することができなかった  
 ので、浸透能力は良好であると言える。

また、図-12から地下水位は、GL-50cmとGL-75cm  
 の土壤水分と連動した挙動を示す。よって、浸透状  
 況が良好な場合、降雨時や融雪期に、地下水位より  
 浅い深さの土壤水分と地下水位は同じ挙動を示すこ  
 とがわかった。

以上のように、目視観測で認められた浸透側溝の  
 効果が計器観測においても確認された。

6.4 地下水位が与える浸透能力について

丸瀬布と小清水の降雨時における地下水位と土壤  
 水分の挙動を図-14、図-15にそれぞれ示す。

丸瀬布では、平常時の地下水位が GL-1.40m で、  
 降雨時の地下水位の最大値が GL-0.85m であった。  
 降雨時の浸透側溝直下の土壤水分は、GL-0.50m と  
 GL-0.75m で変動振幅が大きかった。

一方、小清水では、平常時の地下水位が GL-6.80m  
 で、降雨時の地下水位の最大値が、約 GL-3.00m で  
 あった。降雨時の浸透側溝直下の土壤水分の変動振  
 り幅は、3点とも小幅であった。また、盛土側の土  
 壤水分も、ほとんど変動はなかった。

以上のことから、降雨時の地下水位の最大値が  
 GL-3.00m 程度であれば、降雨や排水が GL-1.00m より  
 浅い地盤の土壤水分に与える影響は少なく、盛土

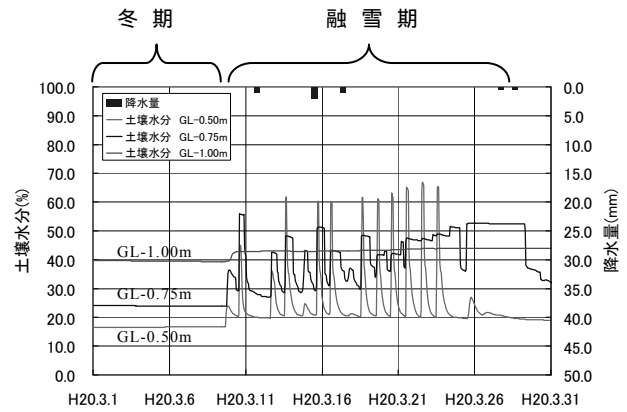


図-10 融雪時期の土壤水分と日当り降水量(丸瀬布)

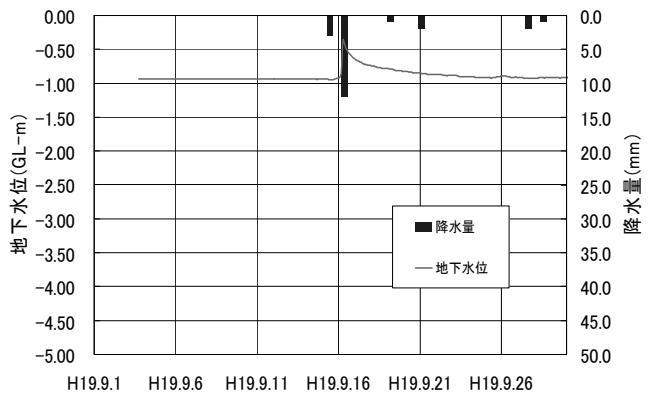


図-11 降雨時の地下水位と日当り降水量(丸瀬布)

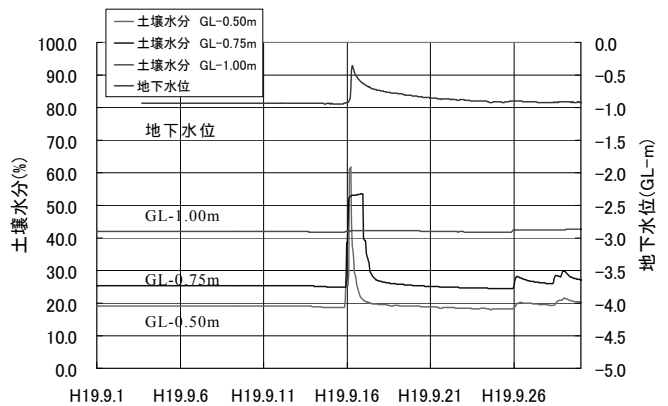


図-12 地下水位と土壤水分(丸瀬布)

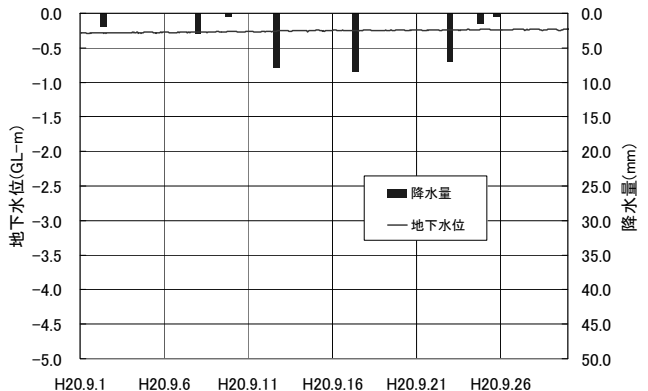


図-13 降雨時の地下水位と日当り降水量(朱円)

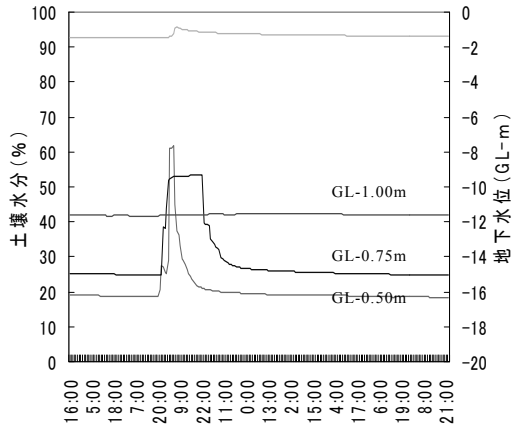


図-14 地下水位と土壤水分(丸瀬布)

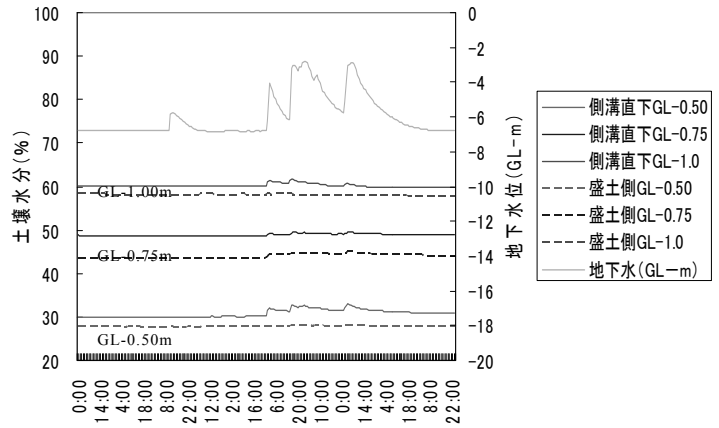


図-15 地下水位と土壤水分(小清水)

地下水位

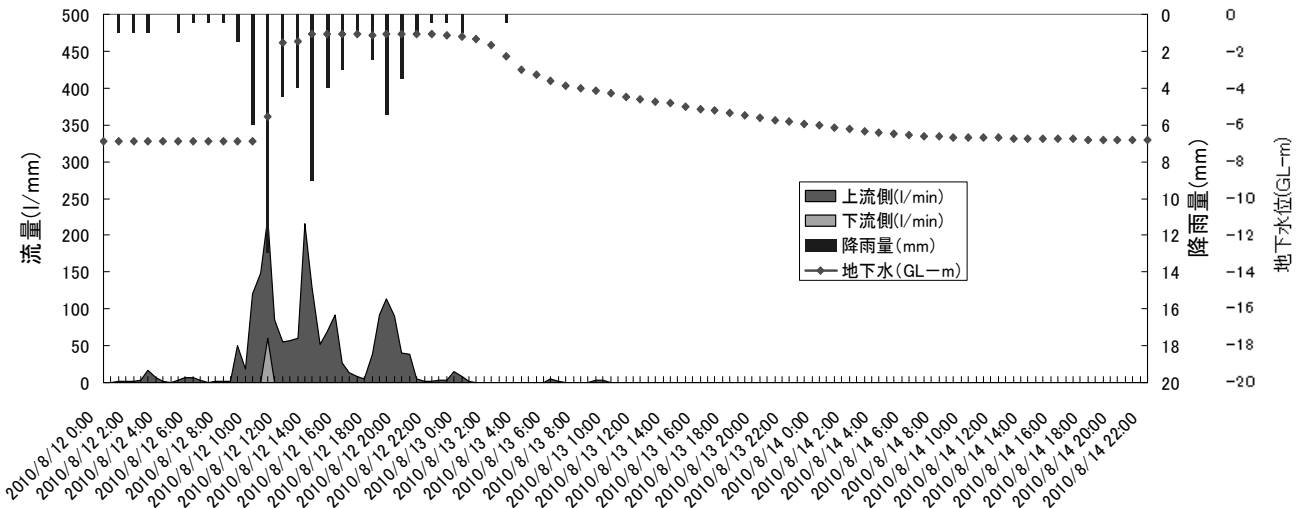


図-16 降雨時における排水流量と地下水位

な側への浸透の影響は、ほとんどないと考えられる。小清水では丸瀬布に比べ、土質の細粒分が多く、透水係数が低い(表-1)にも関わらず、このような結果になったことは、地下水位が浸透能力に与える影響は極めて大きいと言える。

6.5 降雨が与える浸透能力について

図-16 は、降雨時における上流側と下流側の三角堰の排水流量と地下水位の挙動を示した一例である。この図から、下流側の排水量は上流側の排水量に比べ、少ないことがわかる。このことから、排水は浸透側溝で浸透し、下流側では排水流量が軽減されていることが言える。また、図-17 は、計測期間中の降雨時における上流側と下流側の三角堰の排水流量をそれぞれ示している。降雨量が 5mm/h 以

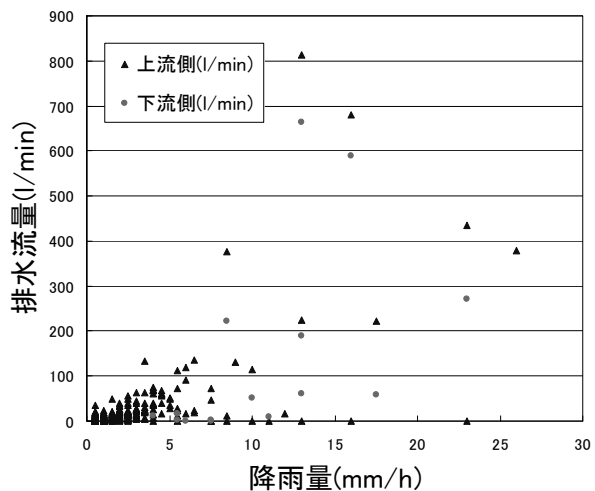


図-17 降雨が排水流量に及ぼす影響

下のときは、下流側の排水流量は計測されていないので、浸透側溝ですべて浸透したことがわかる。

降雨が及ぼす浸透能力を定量化するため、の式により浸透率を求めた。浸透率とは、全体流量のうち、地盤内に浸透した流量の割合のことである。

$$\text{浸透率}(\%) = \{1 - \text{下流側の排水流量}(\text{mm/h}) \div \text{上流側の排水流量}(\text{mm/h})\} \times 100 \dots$$

小清水で行った現場浸透率試験から、浸透率と上流側の排水流量の関係を図-18 に、浸透率と降雨量の関係を図-19 に示す。それぞれの図にデータの近似曲線を示している。図-18 から、排水流量が大きくなるにつれ、浸透率は下がることがわかる。集中豪雨を想定した人工排水による排水流量では、浸透率が10%~20%程度であった。図-19 から、降雨量が大きくなるにつれ、浸透率が下がることがわかる。

以上のことから、排水流量や降雨量が大きくなるにつれ、排水流量を軽減させる浸透能力が下がる。また、延長が2mの浸透側溝設置区間では、集中豪雨時に、排水流量を10~20%程度軽減させることがわかった。

## 7. 結論

今回の試験施工で行った目視観測及び計器計測結果から以下のことがわかった。

- (1)浸透側溝は、適用条件を満たせば、十分な浸透効果がある。
- (2)浸透側溝は、時間が経過しても変状や損傷は少なく、耐久性に問題はない。
- (3)浸透側溝は、浸透効果の他に、排水の役割を果たす。
- (4)地下水位が浸透能力に与える影響は大きく、地下水位が低いほど、浸透能力が高い。
- (5)雑草の繁茂や枯葉の堆積が浸透能力に及ぼす影響は少ない。
- (6)ホタテの貝殻には、防草効果がある。
- (7)浸透状況が良好な場合、降雨時や融雪期に、土壌水分と地下水位は同じ挙動を示す。
- (8)地下水位がGL-3.00m程度であれば、浸透側溝直下のGL-1.00mより浅い地盤の土壌水分の増加は少なく、盛土側への浸透の影響は少ない。
- (9)排水流量や降雨量が大きくなるにつれ、排水流量を軽減させる浸透能力は低下する。
- (10)集中豪雨時に、排水流量を10~20%程度軽減できる。

## 8. 今後の課題

今回の考察で、浸透側溝の浸透メカニズムの把握と、降雨と地下水位が及ぼす浸透側溝の浸透能力を確認できた。また、現場浸透率試験の試みにより、降雨による浸透側溝の浸透能力を、浸透率として数値的に把握することで、流末処理能力を予測することができると考える。

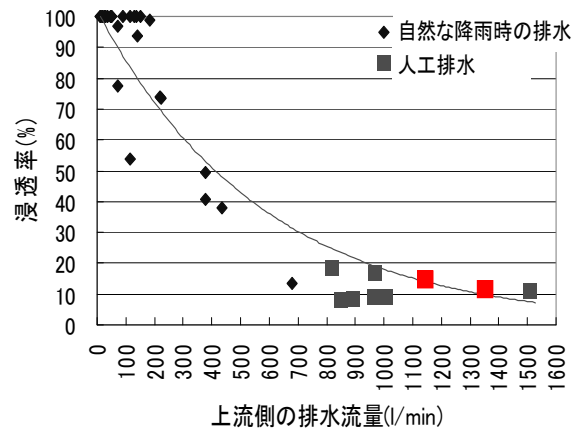


図-18 排水流量が浸透率に与える影響

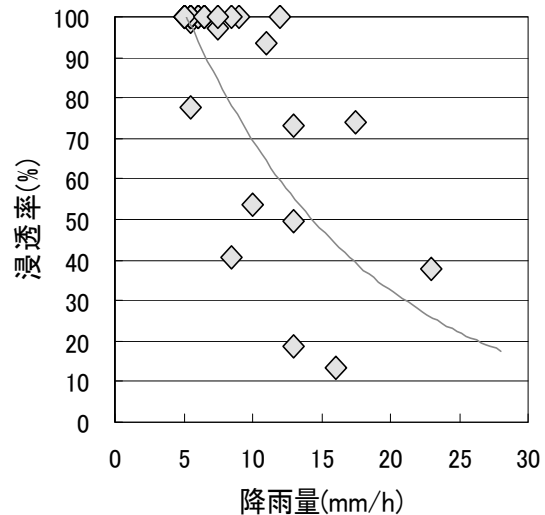


図-19 降雨が浸透率に与える影響



今回の計測は、延長が短い浸透側溝設置区間で行ったが、今後は、より浸透効果が期待できる延長が長い浸透側溝設置区間での計測を行い、より実用性のある浸透側溝の浸透能力を定量的に評価する必要がある。

## 9. おわりに

今回の考察で、浸透側溝の実用性が確認できたことに加え、従来のコンクリートトラフに比べ、堆積物の除去に関わるメンテナンスの必要が少なく済むことから、現場の維持管理の一助となれば幸いである。

今後は建設・維持管理コスト縮減と環境保全の両立を目指すために、浸透側溝の現場での実用を切に願う。

## 参考文献

- 1) 国土交通省河川局河川計画課：国土交通省河川局の取り組み, p.1, 2009.7.
- 2) 安達隆征、西本聡、佐藤厚子：健全な水循環系に向けた浸透側溝の検討について、第20回環境工学総合シンポジウム、2010.6
- 3) Takayuki Adachi, Satoshi Nishimoto, Atsuko Sato, The Frost Heave Mechanism and Consideration of Cut-Slope Berm Drainage to Avoid Damage Caused by Such Frost Heave, 第6回国際環境地盤工学会議, 2010.11
- 4) 安達隆征、西本聡、佐藤厚子：環境に配慮した浸透側溝の経年調査による浸透能力の考察、第9回環境地盤工学シンポジウム、2011.10
- 5) (社)雨水貯留浸透技術協会：雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編, p.4, 2006.9.
- 6) (社)雨水貯留浸透技術協会：雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編, p.22, 2006.9.
- 7) (社)雨水貯留浸透技術協会：雨水浸透施設技術指針[案] 調査・計画編, p.61, 2006.9.
- 8) 森林立地調査法編集委員会：森林立地調査法, p.169, 1999.5.

## 貯水池におけるベントナイトシート保護層の含水比低減方法の検討

岩田地崎建設株式会社 技術部 正会員 ○石本 孝広  
岩田地崎建設株式会社 技術部 国際員 八木 一善  
岩田地崎建設株式会社 技術部 正会員 松井 豊

### 1. はじめに

美蔓貯水池は、道内で初めてベントナイトシートによる遮水工を採用した河道外貯留施設である。表-1 に美蔓貯水池の諸元、図-1 に地質断面図と貯水池遮水ラインを示す。貯水池の基礎地盤となる砂礫層 Ig の透水係数は  $5 \times 10^{-6} \text{m/s}$  以上であり、遮水性を確保する必要がある。そのため高い遮水性能をもつベントナイトシートが採用されている。

図-2 で示すように、シートと地山の間にシート保護層 15cm を造成し、礫などの凹凸によるベントナイトシートの損傷と遮水性低下を防いでいる。保護層の材料は、10mm 以上の礫分を含まない均質な現地発生土（図-1 の BI(s)）と購入砂を混合したものである。シート上にも 30cm 以上の同様な保護層を施工し、上下の保護層でベントナイトシートの損傷を防いでいる。

本論では、上記の保護層について①本施工時の施工規定の決定、②盛立試験による締固め機械と転圧回数の試験結果について示した。次に、施工規定で定めた含水比よりも自然含水比が高くなる傾向を示したことから、③材料土の乾燥工法について示している。保護層材料の混合攪拌時に送風を行い、含水比の低減効果について検討を行った。

### 2. シート保護層の材料

ベントナイトシートはシート保護層により拘束されることで所定の遮水機能を発揮する。シート保護層の土質材料はある程度の細粒分を含み、締固め後に半透水性地盤となるような材料が好ましい<sup>1)</sup>。一般に透水係数が  $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$  より小さくなる材料を遮水性材料、 $1 \times 10^{-5} \text{m/s}$  より大きくなる材料を透水性材料に区分し、この中間を半透水性材料と称している<sup>2)</sup>。また、碎石やクラッシュランなどの粗粒な材料は避け、ベントナイトシートの直上に細粒分を含む土質材料を用いてベントナイトの土中拡散防止を図ることが望ましい<sup>1)</sup>とされている。このため、10mm 以上の礫分を含まない図-1 の砂質シルト BI(s) と購入砂を所定の比率

表-1 美蔓貯水池の諸元

位置	北海道河東郡鹿追町
形式	掘込式
遮水工法	ベントナイトシート
形状	幅約 200m×長さ約 400m×深さ 7.5m
総貯水量	300,000m <sup>3</sup>
設計洪水位	HWL369.1m
常時満水位	FWL368.8m
有効水深	5.8m

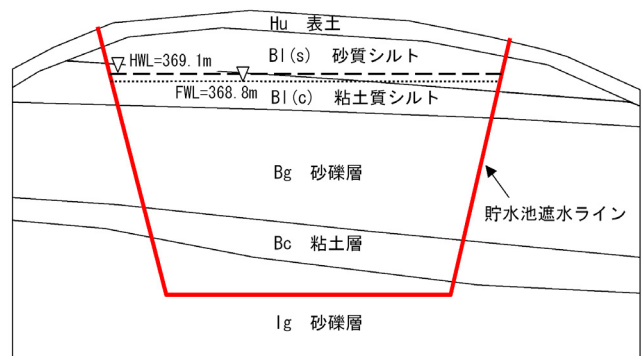


図-1 地質断面図

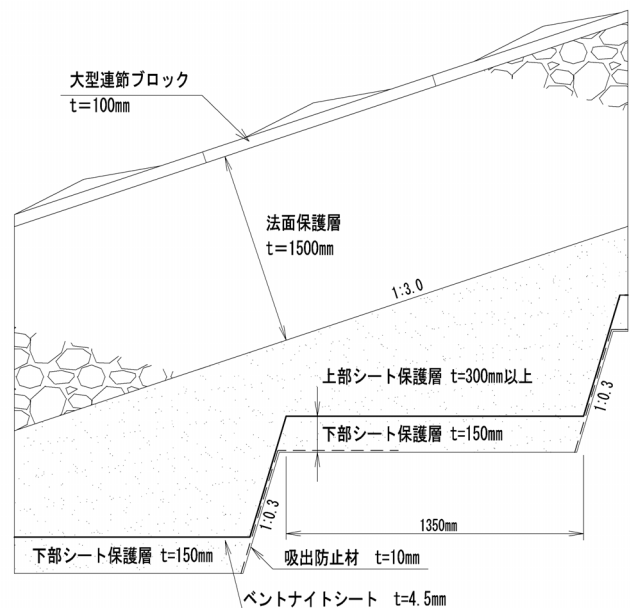


図-2 シート保護層の断面図（斜面部）

Evaluation of method to reduce water content of the bentonite sheet protective layer in the reservoir :

Takahiro ISHIMOTO, Kazuyoshi YAGI, Yutaka MATSUI (IWATA CHIZAKI INC.)



写真-1 試掘状況

で混合している。ここで、BI(s)は第四紀更新世の美蔓堆積物と呼ばれる火山灰起源のロームであり、以下ではこのBI(s)をロームと称する。写真-1は、試掘によるロームの確認状況である。

表-2 にロームと購入砂の物理的性質とコンシステンシー特性を示す。表には、4 ケースの混合土についても併記した。ロームは、細粒分を約70%含む塑性指数が低い火山灰質細粒土であり、自然状態の含水比は50%前後を示す。一方、購入砂は含水比が非常に低い。この影響を受けて、4 ケースの混合土の含水比は27%以下となっている。

表-3 は混合土の締固め特性(A-c法)、室内コーン指数、室内透水試験(変水位)の結果である。自然含水比は、最適含水比よりも3%高い程度である。しかし、降雨の影響を受けるとロームの含水比が50%程度まで上がりやすく、混合土の含水比が約30%前後になることが想定された。

表-2 材料土の物理的性質とコンシステンシー特性(Dmax<9.5mm)

材料土	W <sub>n</sub> (%)	ρ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	粒度特性				コンシステンシー特性		
				礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub>
ローム	48.3	1.466	2.758	2.4	26.5	40.1	31.0	57.2 <sup>3)</sup>	43.5 <sup>3)</sup>	13.7 <sup>3)</sup>
購入砂	6.9	—	2.723	31.5	66.2	1.3	1.0	—	—	—
砂1: ローム1	22.0	—	2.735	21.8	55.5	12.2	10.5	44.0	27.6	16.4
砂1: ローム1.3	24.0	—	2.742	16.1	56.4	17.1	10.4	45.9	28.1	17.8
砂1: ローム1.5	25.6	—	2.741	17.2	51.4	19.6	11.8	51.1	28.7	22.4
砂1: ローム1.7	27.0	—	2.746	18.7	47.0	18.7	15.6	53.0	29.7	23.3

表-3 混合土の締固め試験・コーン指数・室内透水試験結果(Dmax<9.5mm)

混合土	自然含水比 W <sub>n</sub> (%)	最適含水比 W <sub>opt</sub> (%)	最大乾燥密度 ρ <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	コーン指数 q <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	透水係数 k (m/s)
砂1:ローム1	22.0	18.8	1.649	1496	1.37×10 <sup>-5</sup>
砂1:ローム1.3	24.0	20.8	1.636	1159	9.18×10 <sup>-6</sup>
砂1:ローム1.5	25.6	22.2	1.621	860	2.25×10 <sup>-6</sup>
砂1:ローム1.7	27.0	23.3	1.566	838	2.48×10 <sup>-6</sup>

表-4 混合土の三軸試験結果

締固め度	Dc=90%					Dc=92%				
	全応力 (UU)		有効応力 (CUB)		判定	全応力 (UU)		有効応力 (CUB)		判定
	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	C' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)		C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	C' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
特記仕様	40 以上	12 以上	20 以上	20 以上	—	40 以上	12 以上	20 以上	20 以上	—
砂 1 : ローム 1	24.5	19.6	11.3	33.6	NG	—	—	—	—	—
砂 1 : ローム 1.3	33.9	14.6	13.0	31.5	NG	—	—	—	—	—
砂 1 : ローム 1.5	36.7	13.5	15.6	31.2	NG	40.8	15.1	21.4	37.4	OK
砂 1 : ローム 1.7	40.9	12.6	16.9	30.5	NG	43.1	13.6	22.7	34.1	OK

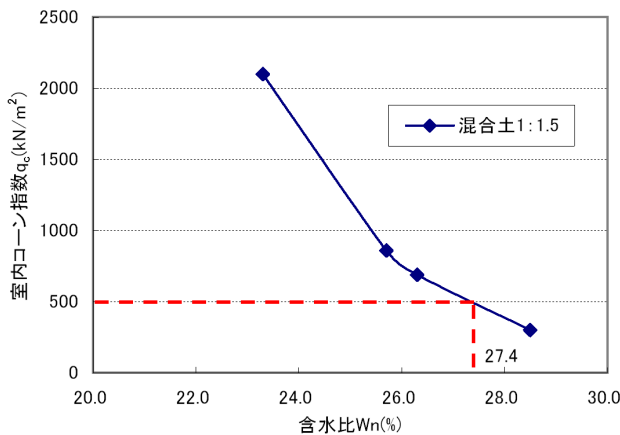


図-3 室内コーン試験－含水比関係図

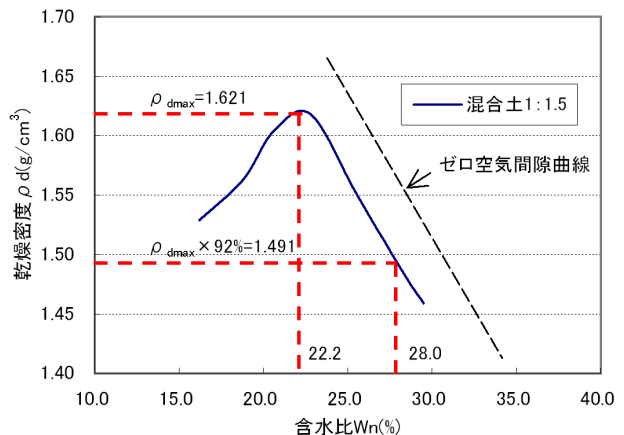


図-4 乾燥密度－含水比曲線

### 3. シート保護層の混合比と施工規定

シート保護層は、安定解析上の安全率  $F_s$  を 1.2 以上となるように、特記仕様によって見かけの粘着力  $C$  と内部摩擦角  $\phi$  の規定がある。これに対し、表-4 に混合土の三軸圧縮試験結果を示した。供試体の密度は、表-3 の  $\rho_{dmax}$  を用いた締固め度  $Dc (= \rho_d / \rho_{dmax} \times 100)$  を 90% としている。Dc=90% の場合、多くのロームを混合しないと  $C'$  の値が仕様の値を超えない傾向が示されたため、砂 1 : ローム 1.5 と砂 1 : ローム 1.7 の混合土について、Dc=92% で三軸圧縮試験を行った結果についても表に併記している。Dc=92% で仕様を満足し、現地にはロームが大量に分布しておらず設計時の混合比が砂 1 : ローム 1.5 となっていたため、混合比を砂 1 : ローム 1.5 と決定した。以下では、この混合比を決定混合比と称する。

決定混合比におけるトラフィカビリティを判定するために、室内コーン指数と含水比との関係を示したのが図-3 である。普通ブルドーザ (15 t 級) の走行に必要なコーン指数は 500 kN/m<sup>2</sup> 以上<sup>4)</sup> と定められていることから、施工時の含水比は 27.4% 以下となる。

次に、図-4 は決定混合比における締固め特性である。Dc ≥ 92% で締固めるためには、施工時の含水比を 28.0% 以下とする必要がある。

以上のことから、シート保護層の施工規定として、締固め度  $Dc \geq 92\%$ 、決定混合比を砂 1 : ローム 1.5、施工時含水比 27.4% 以下、コーン指数 500kN/m<sup>2</sup> 以上と定めた。

### 4. シート保護層の盛立試験

シート保護層の施工は、貯水池の底面部 (平坦箇所) と図-2 で示した斜面部で行った。斜面部は、段切形状に掘削した後に、3 割の勾配になるまで保護層を盛土するため、施工箇所ごとに締固め方法を設定する必要がある。シート保護層の位置ごとに、施工規定を満足する層厚、締固め機械および転圧回数を決定する

表-5 シート保護層の盛立試験結果

層厚 (cm)	締固め機械	転圧 回数 (回)	W <sub>n</sub> (%)	締固め度 Dc (%)			q <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	対象となる シート保護層位置
				最大	最小	平均		
15	1t級ハンドガイド	8	25.9~26.7	94.8	93.7	94.4	514~552	斜面 下部シート保護層
30	4t級振動ローラー	6	25.1~26.0	96.7	94.6	95.6	653~825	斜面・底面 上部シート保護層
15			24.6~25.0	96.9	94.8	95.9	894~1186	底面 下部シート保護層
30	10t級振動ローラー	6	26.0~26.5	94.4	93.3	93.8	977~1687	底面 上部シート保護層
15			25.5~26.2	95.2	92.2	93.3	913~958	底面 下部シート保護層
施工規定	—	—	27.4 以下	92.0 以上			500 以上	—

ための盛立試験を行っている。

図-5に盛立試験施工ヤードの図を示す。ベントナイトシートの損傷を防ぐため、シート保護層はバックホウによって所定の層厚に撒き出している。締固め度 Dc は突き砂法による土の密度試験方法 (JGS 1611) により求めた。自然含水比、締固め度、コーン試験は所定の転圧回数ごとに、それぞれ3回ずつ実施している。また、シート保護層に12.5mm以上の表面突起物、25mm以上の境界がはっきりした段差の有無の確認<sup>5)</sup>も行っている。

表-5は盛立試験の結果、写真-2は試験の状況である。層厚15cmと30cmともに、1t級ハンドガイドローラーで8回転圧、4t級振動ローラーおよび10t級振動ローラーで6回転圧で施工規定を満足し、段差がない仕上がりとなった。10tと4tの振動ローラーの転圧回数が変わらず、締固め度 Dc は4tの方が高くなる傾向を示したことから、底面の上・下の保護層では4tを採用した。これは、転圧荷重を軽減してシートの損傷を防ぐ上で有利である。

### 5. シート保護層の乾燥工法とその効果

図-6にシート保護層施工時(平成22年5月~7月)における混合土の自然含水比を示す。混合土の80%以上が含水比の施工規定(W<sub>n</sub> ≤ 27.4)を満足していない。図-7はロームのみの自然含水比であり、混合土の含水比上昇の原因は、購入砂の自然含水比5~10%に対して、降雨や気温の影響によってロームの自然含水比が47%以上という高い値になるためと考えられた。

上記の高い含水比を低減するために、バックホウおよびミキシングバケットによる攪拌と曝気を試みたが、含水比は1%程度しか低下しなかった。含水比の施工規定を満足しないと混合土は盛土に使用できないことから、短期間で効果的に乾燥できる方法が必要となった。混合土のシート保護層としての使用量が350~450m<sup>3</sup>/日になることを想定し、乾燥の方法として、自走式土質改良機によって砂とロームを攪拌混合する際に、攪拌室内へ送風を与えることを検討した。

図-8は乾燥工法の概略図と機械的仕様を表している。自走式土質改良機の攪拌翼は2軸であり、その回転数は110回/minである。砂とロームの投入から排出までの攪拌時間は7~8secであり、これが混合土の乾燥

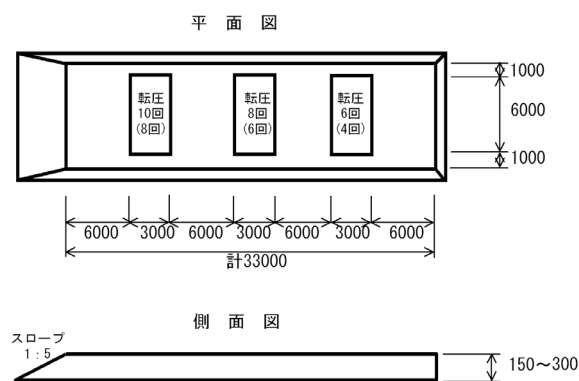


図-5 盛立試験施工ヤード



写真-2 盛立試験時の状況(4t級振動ローラー)



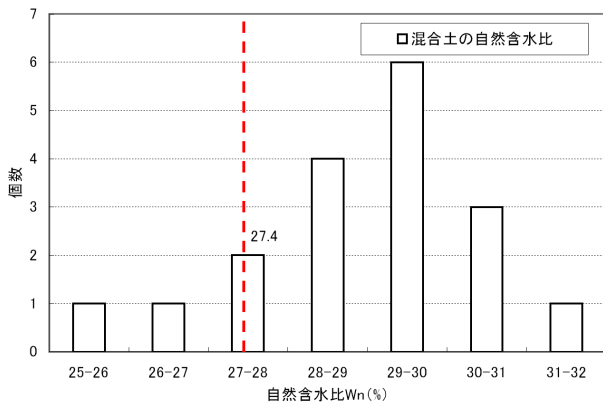


図-6 混合土の自然含水比

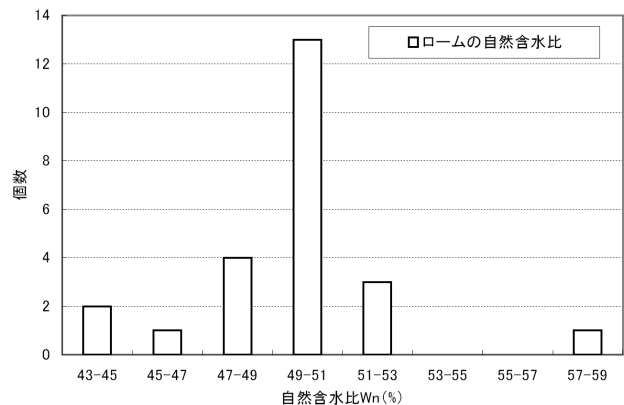


図-7 ロームの自然含水比

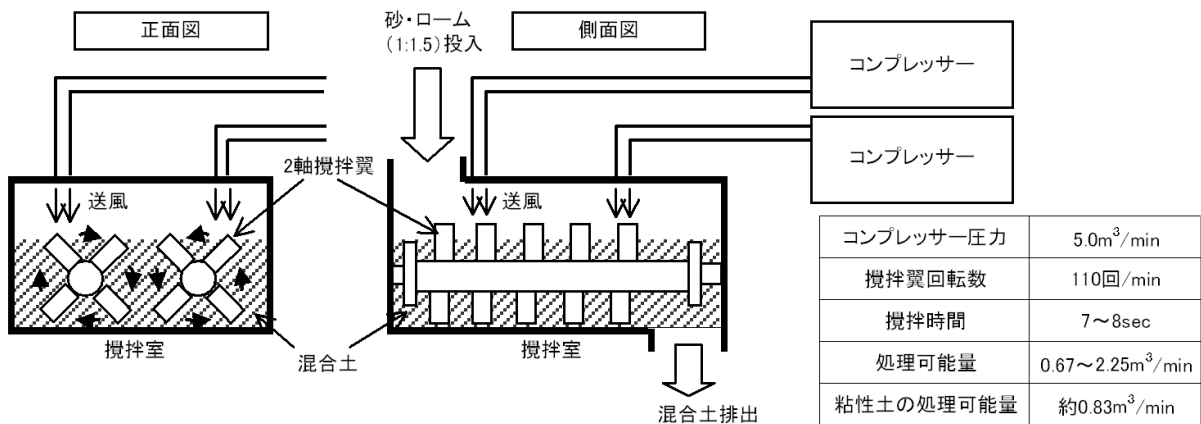


図-8 混合土の乾燥工法の概略図と機械的仕様

表-6 乾燥工法の試験施工

試料	コンプレッサー (送風ホース)
ローム	1台 (2本)   2台 (4本)
混合土	2台 (4本)

処理の時間となる。圧力 5.0m<sup>3</sup>/min のコンプレッサーを 2 台用い、コンプレッサー 1 台につき 2 本ホースを接続して、攪拌室へ送風した。処理可能量は 0.67~2.25m<sup>3</sup>/min であり、最低でも 320m<sup>3</sup>/日になる。また、粘性土の場合は約 0.83m<sup>3</sup>/min (約 400m<sup>3</sup>/日) 程度である。

表-6 に、実施した乾燥工法の試験施工のケースについて示す。ロームと混合土の 2 種類を試料として、攪拌前の自然含水比  $W_n$  と攪拌後の含水比  $W_e$  を測定し、含水比の差  $\Delta W$  ( $=W_n - W_e$ ) を求めた。ロームは、コンプレッサー 1 台と 2 台の場合で乾燥効果を比較している。混合土はコンプレッサー 2 台で試験した。

図-9 は、ロームに関してコンプレッサー台数による含水比低減の影響を調べた結果である。自然含水比の範囲が 44.1~57.7% と広く、乾燥の効果を表す  $\Delta W$  における自然含水比の影響を除去するために、自然含水比で正規化した  $\Delta W/W_n$  で評価している。コンプレッサー 1 台 (送風ホース 2 本) による  $\Delta W/W_n$  は 0.04 以下とわずかであるが、コンプレッサーを 2 台 (送風ホース 4 本) にすると  $\Delta W/W_n$  は 0.06~0.22 に増加した。減少した含水比  $\Delta W$  の平均値は 5.6% である。

ロームと混合土の効果を比較するため、図-10 に混合土の結果を整理している。コンプレッサー 2 台による  $\Delta W/W_n$  は 0.04~0.28 となり、ロームに比べてやや値の範囲が広い。  $\Delta W$  の平均値は 4.1% となり、ロームと同程度の値であるが、混合土の含水比の上昇が施工規定に対して 4% 以内であるため、有効と考えられた。

表-7 に乾燥処理後の混合土 (シート保護層) の三軸圧縮試験結果を示す。乾燥処理後の含水比は 25.5~26.2% の範囲にあり、 $D_c=92\%$  で試験を行っている。全ての試験結果において、強度の施工規定を満足した。

以上の結果に基づいて、乾燥工法を用いたシート保護層の施工を行っている。図-11 は乾燥処理後の含水比  $W_e$  と締固め度  $D_c$  の関係である。全ての  $W_e$  は 27.4% 以下となり、乾燥工法によって施工規定を満足した。また、 $D_c$  は 94.0% 以上の高い値を示している。



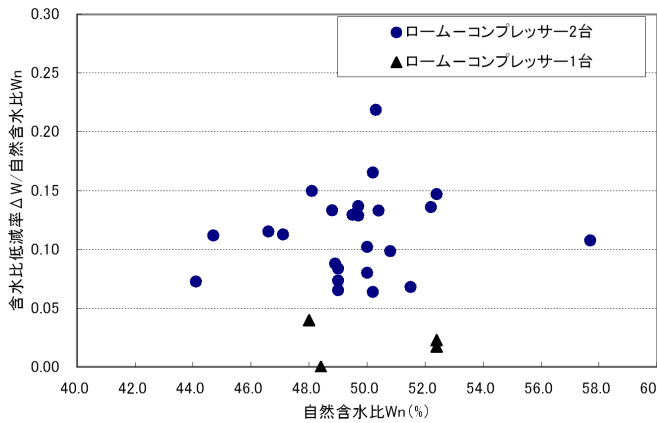


図-9 ロームの含水比低減効果

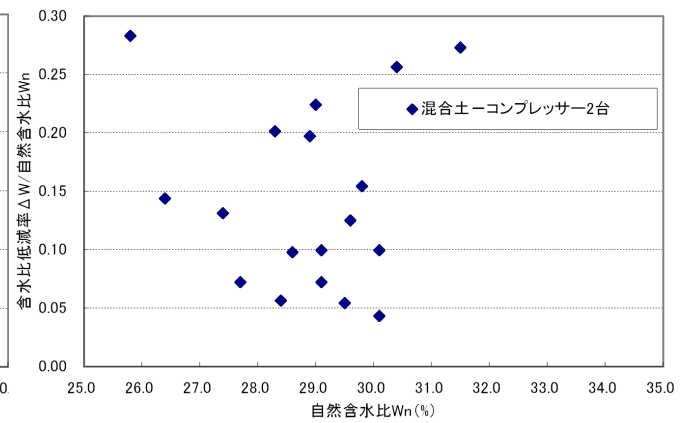


図-10 混合土の含水比低減効果

表-7 混合土（シート保護層）の Dc=92%三軸試験結果

項目	乾燥 処理後 W <sub>e</sub> (%)	液性 限界 W <sub>L</sub> (%)	全応力 (UU)		有効応力 (CUB)		判定
			C (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	C' (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)	
施工規定	—	—	40 以上	12 以上	20 以上	20 以上	—
表-4	25.6	51.1	40.8	15.1	21.4	37.4	OK
6月9日	25.8	50.8	41.3	13.6	34.2	35.3	OK
7月14日	25.5	50.0	40.5	15.2	29.4	36.2	OK
7月22日	26.2	52.3	41.6	12.5	36.3	30.9	OK
7月27日	25.8	50.6	41.2	13.0	37.2	31.8	OK

## 6. まとめ

本論では、ベントナイトシート保護層について①施工規定、②盛立試験による締固め機械と転圧回数、③土の乾燥工法の検討結果を示した。その結果、以下のような結論が得られているが、対象土質を増やしてデータを蓄積、評価していくことが今後の課題である。

- 1) 室内試験結果により、混合比を砂 1:ローム 1.5、締固め度  $D_c \geq 92\%$ 、施工時含水比 27.4%以下、コーン指数  $500\text{kN/m}^2$  以上と定めた。
- 2) 盛立試験により、狭小な斜面下部シート保護層は 1 t 級ハンドガイドローラーで 8 回転圧、斜面上部と底面上部シート保護層は重量の軽い 4 t 級振動ローラーで 6 回転圧と定めた。
- 3) 実施した乾燥工法により、混合土は平均 4.1%、ロームは平均 5.6%の含水比低減が得られた。
- 4) 乾燥工法を用いたシート保護層の施工により、全ての施工規定を満足することができた。特に、締固め度は施工規定より 2%以上の高い値 ( $D_c=94.3 \sim 99.4\%$ ) を示し、含水比の低下が締固め度の向上に貢献した。

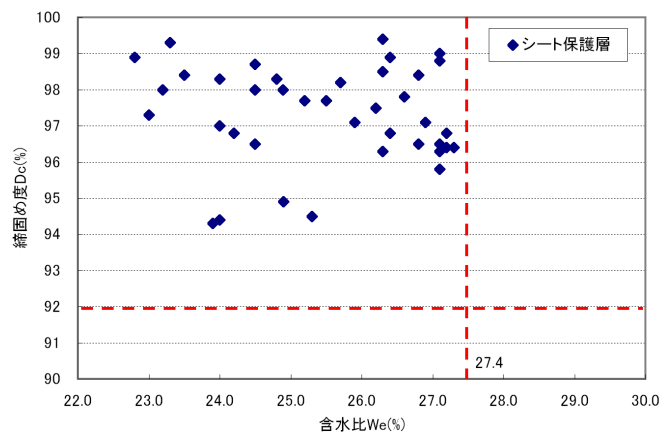


図-11 シート保護層の含水比と締固め度の関係

**謝辞:** 土の乾燥工法の実施とデータ収集はアキュテック㈱にご協力いただいた。末筆ながら、記して深甚なる謝意を表します。

**参考文献:** 1) 国際ジオシンセティックス学会日本支部 ジオメンブレン技術委員会: ゴミ埋立地の設計施工ハンドブック—水工技術—, pp.308, 2000. 2) 農林水産省農村振興局: 土地改良事業計画設計基準設計「ダム」基準書 技術書〔共通編〕, pp. I -247, 2003. 3) 北海道開発局、株式会社フロンティア技研: 平成 18 年度 美蔓地区 美蔓貯水池実施設計等業務報告書〔材料調査編〕, pp.21, 2006. 4) 日本道路協会: 道路土工要綱(平成 21 年度版), pp.287, 2009. 5) Richard Thiel, David E.Daniel, Richard B.Erickson, Edward Kavazanjian, Jr., J.P.Giroud 共著: ガンドシールドデザインマニュアル, pp.122, 2004.

## 大水深湖底・海底堆積土の土質特性

北見工業大学大学院	学生会員	○ 三浦竜司
北見工業大学工学部	正会員	山下 聡
北見工業大学工学部		南 尚嗣
北見工業大学工学部		八久保晶弘
北見工業大学工学部		坂上寛敏
明治大学		松本 良
北見工業大学工学部		庄子 仁
北見工業大学工学部		高橋信夫
韓国極地研究所		Young K Jin
ロシア V.I.イリチェフ太平洋海洋学研究所	Anatoly Obzhurov	
ロシア科学アカデミー陸水学研究所	Oleg Khlystov	

### 1. はじめに

ガスハイドレートは、低温・高圧下で安定している物質である。近年、ガスハイドレートの調査・研究が世界各地で進められており、海底・湖底堆積物中や永久凍土中など広く存在する天然ガスハイドレートは次世代エネルギー資源として期待される。

ハイドレートが温度・圧力条件により安定に存在する領域（HSZ: Hydrate Stability Zone）において、下部に存在するハイドレートは深層型ガスハイドレート、上部に存在するハイドレートは表層型ガスハイドレートと呼ばれている。深層型ガスハイドレートは、次世代エネルギー資源として、南海トラフなどで調査・研究が進められている。

深層型ガスハイドレートに関しては、資源開発を目的として研究が進められている一方で、海底や湖底面表層から深度数 10m に位置する表層型ガスハイドレートは地球環境との関連性という点でも注目されている。ガスハイドレートの主成分であるメタンガスは二酸化炭素の約 20 倍もの温室効果を持つことから、海底表層に分布するガスハイドレートの地球温暖化に伴う海水温の上昇による解離や、エネルギー資源としての採取時の遺漏などによって、メタンガスが海水中さらには大気中に放出され、更なる地球温暖化と、それに伴う海水レベルの上昇や気候の不安定化などを引き起こす可能性がある。またガスハイドレート賦存地盤地域における地震活動によって海底地すべりが発生し、ガスハイドレートの解離を促進することも考えられる。このように地球環境変動とガスハイドレートは密接に関連しており、表層型ガスハイドレート賦存地盤の土質特性を明らかにし、地盤の安定性を評価する必要がある。さらに、エネルギー資源として表層型ガスハイドレートを採取しようとする場合、ハイドレートが存在する深海底の土質特性と、これまで多くのデータが蓄積されている水深の浅い港湾地域の土質特性とが、どのように異なるかを明らかにする必要がある。

そこで本研究では、図 1 に示すように 2012 年にロシアのバイカル湖、オホーツク海サハリン島東方沖、日本海サハリン島西方沖、オホーツク海網走沖および日本海隠岐周辺・秋田沖<sup>1)</sup>において、湖底・海底表層地盤から堆積土を採取し、力学特性および物理的性質を調べた。また、海域やガスハイドレートの有無による力学的特性、物理的性質の共通点や相違点を明らかにした。さらに、陸に近く水深の浅い港湾地域の土との比較を行った。

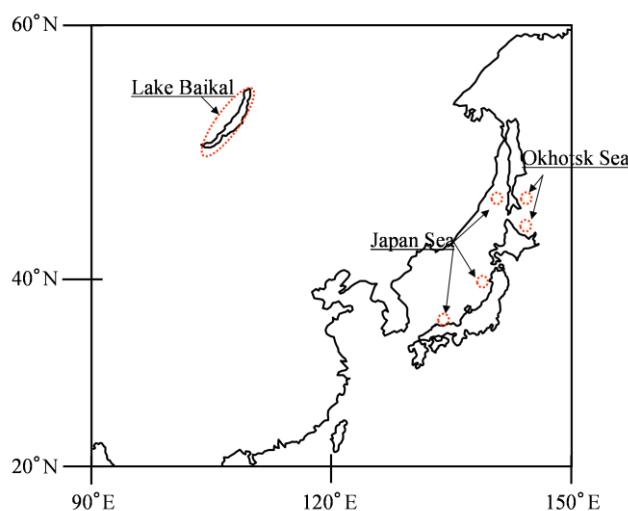


図 1 調査海域

### Soil properties of deep lake and sea bottom sediments

Ryuji MIURA, S.YAMASHITA, H.MINAMI, A.HATIKUBO, H.SAKAGAMI, N.TAKAHASHI, H.SHOJI (Kitami Institute of Technology), R.MATSUMOTO (Meiji University) Y.K.JIN (KOPRI), A.OBZHUROV (POI), O.KHLYSYOV (LIN)

## 2. 現地調査と試料採取

### 2.1 バイカル湖調査の概要

2012年7月に図2に示すロシア・バイカル湖において調査を行った。調査にはロシア陸水学研究所所有の調査船「ベルシャーギン号」を使用した。サイドスキャンソナーによる調査で海底面形状を把握し、泥火山を含む湖底地形を特定した。その後、本調査ではエコーサウンダーにより湧出ストラクチャーの中でガスフレアが確認された周辺地点において、重力式コアラー（GC、長さ約5m、総重量約700kg）を使用して試料採取を行なった。コアラーは2重管式になっており、内部には塩化ビニル製のパイプ（内径110mm）が入っている。採取したコアは、バイカル湖の中央、南湖盆を中心として、21領域（主として泥火山）で合計65本である。このうち、同一泥火山で多くの試料を採取した図2に示す Kukuy 領域（St9、水深約850m、16本）で採取したコアに対して各種試験を行った。表1には、それらの採取緯度経度、水深、コア長を示す。なお、表中でコア名に\*印を付したものはガスハイドレートを採取できたコアである。

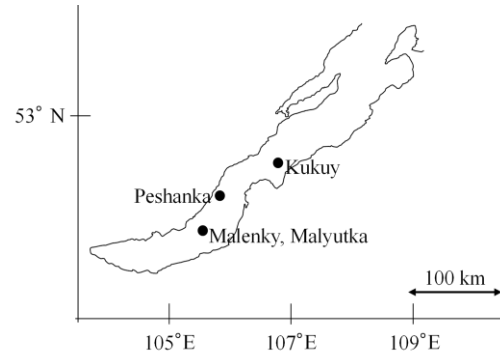


図2 バイカル湖での調査領域

表1 バイカル湖で採取した試験コア一覧

コア名	採取緯度	採取経度	水深(m)	コア長(cm)
St9GC1*	52°35.7704'N	106°45.4531'E	842	264
St9GC2	52°35.8197'N	106°45.4951'E	855	279
St9GC3	52°35.9059'N	106°45.6572'E	874	128
St9GC4	52°35.9246'N	106°45.6423'E	877	363
St9GC5	52°35.8938'N	106°45.6601'E	869	236
St9GC6*	52°35.8049'N	106°45.4337'E	841	120
St9GC7*	52°35.7896'N	106°45.3827'E	831	211
St9GC8	52°35.7626'N	106°45.3693'E	831	335
St9GC9	52°35.7097'N	106°45.4670'E	846	335
St9GC10*	52°35.8155'N	106°45.3993'E	839	111
St9GC11	52°35.8344'N	106°45.3988'E	848	238
St9GC12	52°35.8123'N	106°45.3272'E	839	371
St9GC13*	52°35.7589'N	106°45.5716'E	869	300
St9GC14*	52°35.5427'N	106°45.6736'E	915	80
St9GC15	52°35.7231'N	106°45.6768'E	879	275
St9GC16	52°35.5344'N	106°45.7028'E	922	301

### 2.2 サハリン島沖調査の概要

2012年8月に、図3(a)に示すロシアサハリン島の東方沖のオホーツク海（図3(b)、水深約700~1050m）および西方沖の日本海（図3(c) 水深約300~350m）において調査を行った。調査にはロシア太平洋海洋学研究所所有の調査船「ラブレソフ号」を使用した。バイカル湖調査と同様にサイドスキャンソナーによる調査で海底面形状を把握し、海底面からガスや水が湧出する場所（マウンドやポックマークなど）を特定した。その後、本調査ではエコーサウンダーにより湧出ストラクチャーの中でガスフレアが確認された周辺地点において、ハイドロコアラー（HC、長さ約5m）を使用して試料採取を行った。コアラーは2重管式になっており、内管は

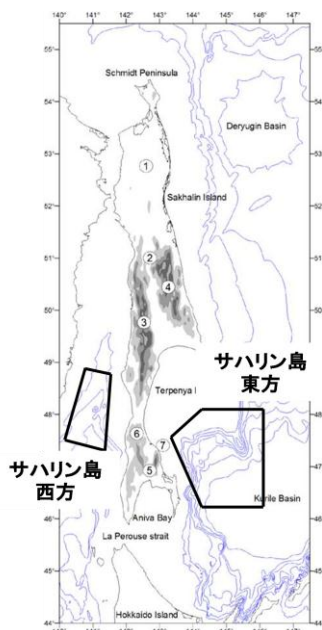


図3(a)サハリン島の全体図

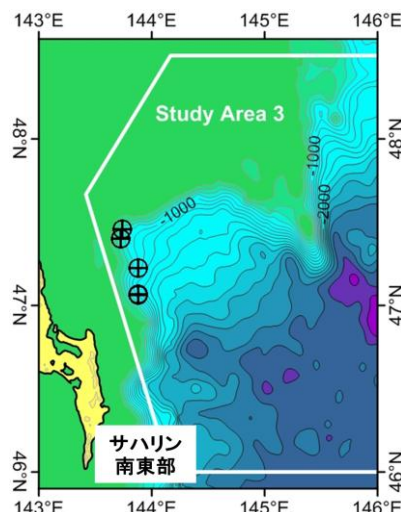


図3(b)サハリン島東方沖の調査領域

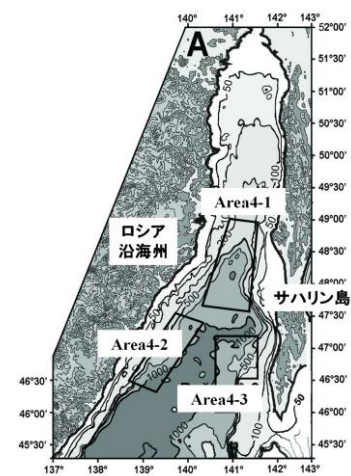


図3(c)サハリン島西方沖の調査領域

塩化ビニル製のパイプ（内径 110mm）である。採取したコアは、サハリン島東方沖では 8 本、サハリン島西方沖では 18 本採取した。このうち、後述の船上試験と物理試験の両試験を行った採取コア（サハリン島東方沖：8 本、サハリン島西方沖：13 本）について試験結果を記載する。表 2 には、それらの採取緯度経度、水深、コア長を示す。なお、表中でコア名に\*印を付したものはガスハイドレートを採取できたコアである。

### 2.3 網走沖調査の概要

2012 年 7 月に図 4 に示すオホーツク海網走沖（水深約 650~1000m）において調査を行った<sup>1)</sup>。調査には東京海洋大学所有の練習研究船「海鷹丸」を使用した。調査では魚群探知機による観測を行い、ガスフレアの確認された周辺地点において、ピストンコアラー（PC、長さ約 4 または 6m、内管内径 75mm）を使用して試料採取を行った。

### 2.4 日本海調査の概要

2012 年 9 月に図 4 に示す日本海隠岐周辺（水深約 500~700m）および秋田沖（水深約 800~900m）において調査を行った<sup>1)</sup>。試料採取には、ピストンコアラー（PC、長さ約 4m、内管内径 75mm）を使用して試料採取を行った。

### 3. 船上での試料採取および試験

船上に引き上げたコアは、内管を縦に半割にし、堆積物の観察後、半割コアから 10~40cm 間隔で含水比測定のための試料採取、小型ベーンせん断試験、小型コーン貫入試験を行った。ガスハイドレートが採取されたコアでは、ガスハイドレートが存在していない部分において堆積土の採取と試験を行っている。なお、網走沖調査においては、ベーンせん断試験を行っていない。

#### 3.1 含水比測定用試料の採取

含水比試験用の試料は、採取したコアの深度方向に一定間隔で先端をカットしたシリンジ（5ml）を用いて採取した。採取した試料はバイアル瓶（20ml）に入れて輸送し、含水比を測定した。なお、バイカル湖試料は日本に輸入できないため現地で測定した。

#### 3.2 ベーンせん断試験

ベーンせん断試験は、直径 10mm、高さ 20mm 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。写真 1 に示すようにコアの切断面にブレード先端を 30mm 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  $\tau_v$  (kN/m<sup>2</sup>) を求めた。

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

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。

表 2 サハリン島東方、西方で採取した試験コア一覧

コア名	採取緯度	採取経度	水深(m)	コア長(cm)
LV59-01HC	47°23.988'	143°43.621'	735	304
LV59-03HC	47°03.871'	143°52.960'	1050	373
LV59-05HC*	47°03.866'	143°52.970'	1051	366
LV59-07HC	47°13.526'	143°52.908'	904	411
LV59-09HC	47°23.961'	143°43.662'	725	536
LV59-11HC	47°27.374'	143°44.326'	445	512
LV59-13HC	47°03.881'	143°52.969'	1053	520
LV59-15HC	47°03.860'	143°52.948'	1053	469
LV59-27HC*	48°13.854'	141°23.013'	322	364
LV59-29HC	48°14.568'	141°23.027'	332	405
LV59-31HC	48°13.847'	141°22.980'	322	308
LV59-33HC	48°14.915'	141°23.798'	323	466
LV59-34HC	48°14.881'	141°24.000'	322	354
LV59-35HC	48°14.971'	141°23.616'	328	417
LV59-36HC	48°07.997'	141°18.880'	318	352
LV59-38HC	48°14.850'	141°24.016'	322	432
LV59-40HC	48°13.911'	141°22.892'	326	437
LV59-42HC	48°13.986'	141°22.873'	326	419
LV59-43HC	48°13.947'	141°23.009'	322	380
LV59-45HC	48°14.978'	141°23.812'	325	436
LV59-46HC	46°53.462'	139°22.082'	628	475



図 4 オホーツク海網走沖および日本海調査領域



### 3.3 コーン貫入試験

コーン貫入試験は、写真2に示すようなデジタルフォースゲージを改良試作したデジタルコーン貫入試験器を用いた。コーンの先端角は $30^\circ$ ，コーン直径は $9\text{mm}$ ，貫入深は $16.8\text{mm}$ である。コーン貫入抵抗 $q_c$  ( $\text{kN/m}^2$ ) は次式より求めた。

$$q_c = \frac{P}{A}$$

ここで、 $p$ は貫入抵抗 ( $\text{kN}$ )， $A$ はコーン断面積 ( $\text{m}^2$ ) である。

### 3.4 輸送試料での室内試験

オホーツク海サハリン島東方沖，日本海サハリン島西方沖，オホーツク海網走沖および日本海隠岐周辺・秋田沖で採取した試料については，試料を持ち帰り，含水比試験，液性・塑性限界試験，土粒子の密度試験，粒度試験を行った。試験は半割コアから主として $50\text{cm}$ または $100\text{cm}$ 間隔で採取した試料に対して行った。また，採取した試料を練返してベーンせん断試験とコーン貫入試験を行っている。さらに，写真3に示すステンレス容器（高さ $32\text{mm}$ ，内径 $23\text{mm}$ ）を用いて乾燥密度 $\rho_t$ と間隙比 $e$ を求めた。

## 4. 試験結果

### 4.1 船上試験結果

図5は，採取試料から求めた含水比 $w$ を海底（湖底）面からの深度に対してプロットしたものである。それぞれ，(a)バイカル湖，(b)サハリン島東方沖，(c)サハリン島西方沖，(d)網走沖，(e)日本海で採取された試料である。なお，ガスハイドレートをコア下部に採取できた試料の試験結果を二重線のマークで示している。

含水比は $50\%$ 程度から $300\%$ 程度まで，採取海域によって大きく異なっている。図5(a)に示すバイカル湖試料は，ばらついているものの，同一コアでは深度方向に低下する傾向にある。図5(b)に示すサハリン島東方沖試料，図5(c)に示すサハリン島西方沖試料は，コアによってばらつきが少なく，同一コアでの深度方向の変化は少ない。図5(d)に示す網走沖試料はバイカル湖試料と同様に，ばらついているものの同一コアでは深度方向にわずかに低下する傾向にある。図5(e)に示す日本海試料の含水比は，隠岐周辺試料と秋田沖試料ともに， $200\%$ 程度から $300\%$ 程度で，同程度の含水比である。両試料とも，表層付近で他の海域より含水比が非常に高く，深度方向に大きく低下している。隠岐周辺と秋田沖は全く別の海域や深度にも関わらず，同程度の含水比を示すことから，日本海南西縁から東縁にかけての海域の含水比は，他の海域より非常に高い可能性がある。

一方，ガスハイドレートが採取できたコアとできなかったコアを比較すると，バイカル湖試料では，ガスハイドレートが採取できたコアは，採取できなかったコアよりも含水比が低く，表層付近から同一コアでの深度方向の変化も少ない。網走沖試料ではガスハイドレートが採取できたコアは，できなかったコアに比べ含水比が低く，また，深度方向への低下が大きい。一方，サハリン島東方沖，西方沖試料ではバイカル湖試料と異なり，ガスハイドレートの採取の有無による差は認められない。このように海域によってガスハイドレートの採取の有無による含水比の変化は異なった。

図6，図7はベーンせん断強さ $\tau_v$ ，コーン貫入抵抗 $q_c$ を海底（湖底）面からの深度に対してプロットしたものである。ベーンせん断強さとコーン貫入抵抗も，海域によって大きく異なっている。図6,7(a)に示すバイカル湖試料と図7(d)に示す網走沖試料は，深度方向の含水比の低下に伴って，深度とともに強度が増加する傾向にある。一方，図6,7(b)に示すサハリン島東方沖試料，



写真1 ベーンせん断試験



写真2 コーン貫入試験



写真3 密度測定に用いたステンレス容器

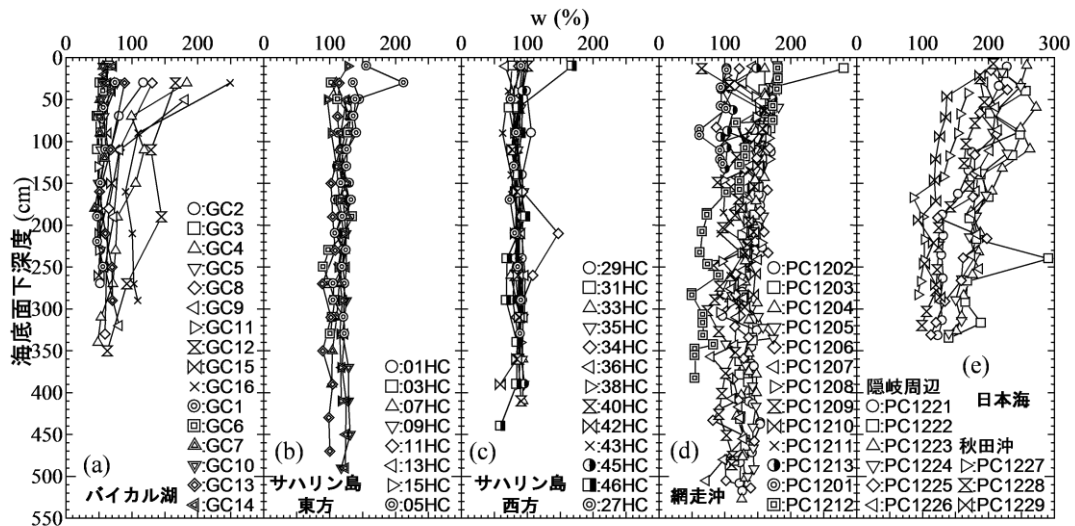


図5 各海域で採取した試料の含水比

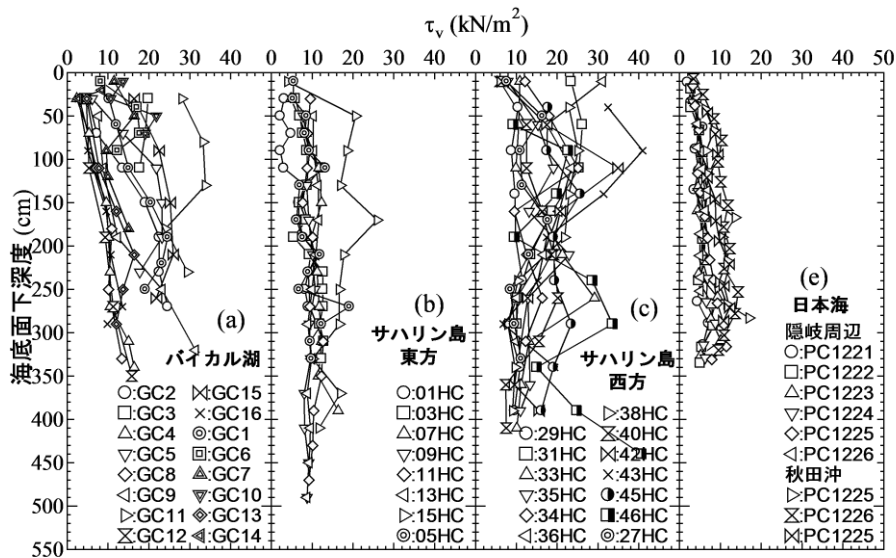


図6 各海域で採取した試料のベーンせん断強さ

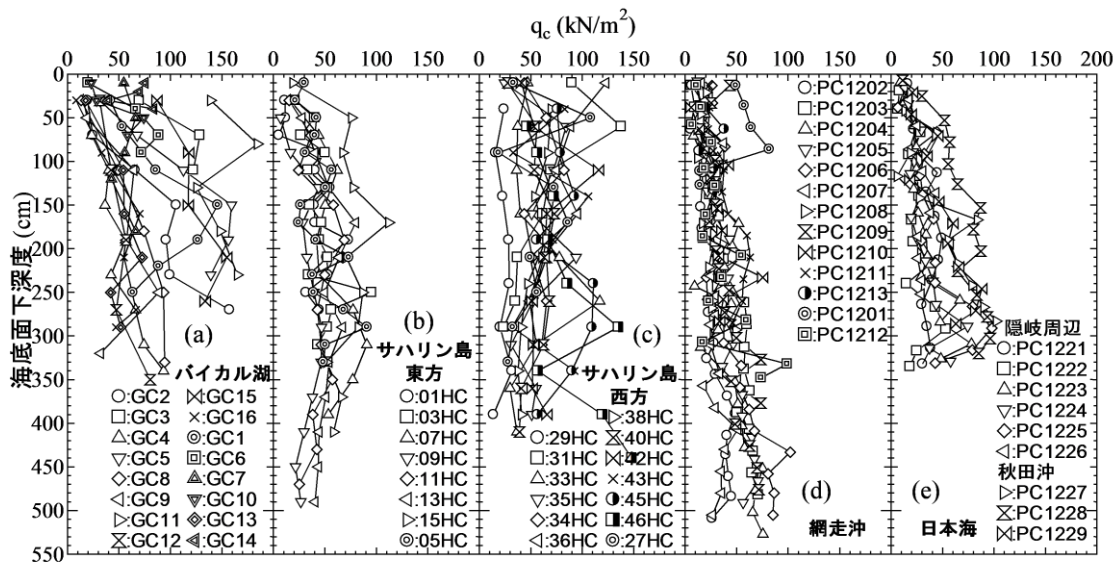


図7 各海域で採取した試料のコーン貫入抵抗



図 6,7(c)に示すサハリン島西方沖試料では, 300cm 付近までは含水比の深度方向の変化が少なかったため同様に強度の変化も少ないが, それ以深では減少傾向にある。図 6,7(e)に示す日本海試料は, 深度方向の含水比の低下に伴って, 深度とともにわずかに増加しているものの, 含水比が低いため全体的に他の海域より強度は非常に低い傾向にある。このように, 海域によって含水比とベーンセン断強さ, コーン貫入抵抗の相関性が異なった。ここで, サハリン島東方沖および西方沖試料において, ある深度から強度が低下したのは, 同一コアでも深度方向で堆積土の間隙水に溶存しているガス濃度が異なるため, コア引き上げ時の応力解放による試料の乱れの程度が異なったことが原因ではないかと考えられる。

一方, ガスハイドレートが採取できたコアとできなかったコアを比較すると, バイカル湖試料と網走沖試料では, ガスハイドレートの採取されたコアの含水比が低いので, 強度も高くなると考えられるが, 必ずしもそのような傾向は見られず, ガスハイドレートを採取できなかったコアと同程度の強度である。これは, ガスハイドレートの採取されたコアのガス濃度が高く, ガスの気化による乱れが大きかったからと考えられる。サハリン島東方沖, 西方沖試料は, 含水比の深度方向への変化と同様に強度の変化も少ない。これは, ガスの気化による乱れがガスハイドレートの採取の有無によらずに起きたものと考えられる。

ここで, 図 8 は含水比と強度の関係を示す。図 8(a)に示すバイカル湖試料はガスハイドレートが採取できたコアの強度は, ガスハイドレートが採取できなかったコアの強度よりも低い値に分布している。しかし, バイカル湖試料以外ではガスハイドレートの採取の有無による強度の違いははっきりと認められない。これは, 上述のようにガスハイドレートの採取の有無によらず, ガスの気化による乱れが同様に影響したと考えられる。

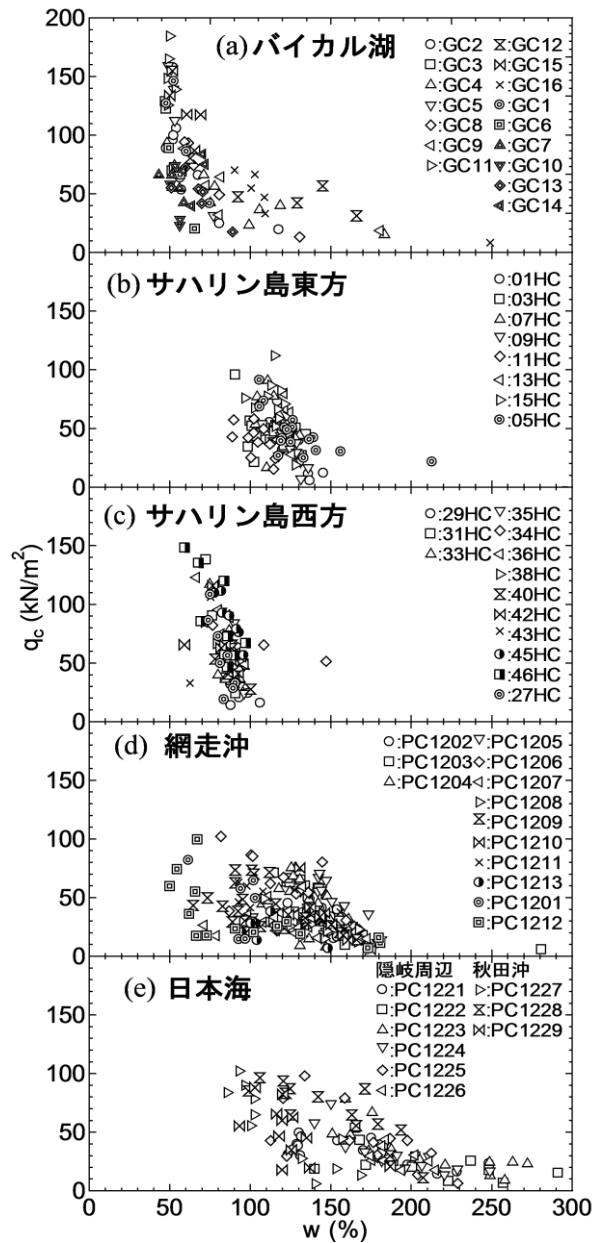


図 8 含水比とコーン貫入抵抗の関係

#### 4.2 練返し試験結果

図 9, 図 10 は練返し試料に対して, ベーンセン断試験とコーン貫入試験を行い鋭敏比  $S(\tau_v)$ ,  $S(q_c)$  を求め, 海底 (湖底) 面からの深度に対してプロットしたものである。なお, バイカル湖試料での練返し後の強度測定は行っていない。

サハリン島東方沖, 西方沖, 網走沖試料は, ばらつきがあるもののほぼ同程度であり中位の鋭敏粘土または非常に鋭敏な粘土と分類される。同一コアでは, 深度方向に向かってわずかに低下していることがわかる。上述のように, 同一コアでもガス濃度が異なり, 特に深度が深い領域はガス濃度が高く気化による影響を受けやすいため, 練返し前の強度が低くなり, 鋭敏比が深度方向にわずかに低下したと考えられる。一方, 日本海試料は他の海域に比べ, 含水比が高かったため, 鋭敏比は低い傾向にある。ガスハイドレートが採取できたコアとできなかったコアを比較すると, 強度と同様に明確な差は認められなかった。

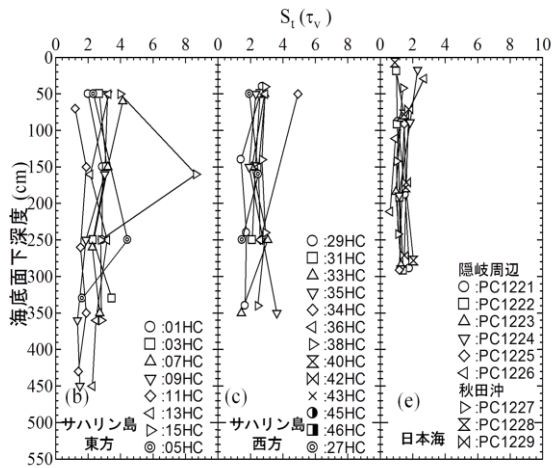


図9 練返し試験結果(バースせん断強さ)

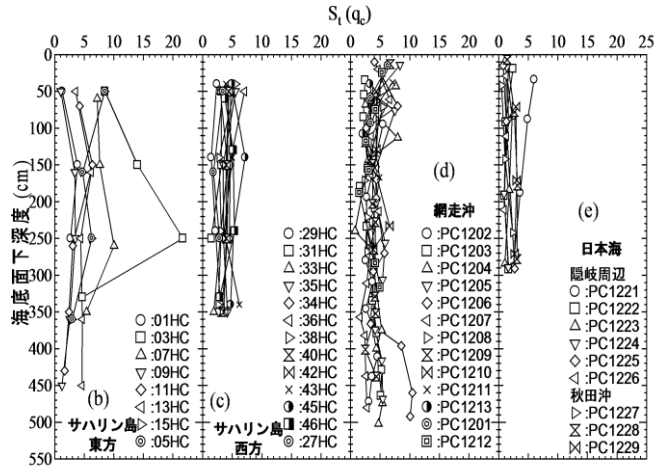


図10 練返し試験結果(コーン貫入抵抗)

### 4.3 物理試験結果

図11,12は各海域で採取された試料の乾燥密度 $\rho_d$ と間隙比 $e$ を海底(湖底)面からの深度に対してプロットしたものである。図11,12(b)に示すサハリン島東方沖試料, 図10,11(c)に示すサハリン島西方沖試料の乾燥密度と間隙比は, コアごとの大きさにばらつきがあるものの, 含水比の深度方向の変化と同様に変化が少ない。図11(d)に示す網走沖試料, 図11(e)に示す日本海試料の乾燥密度は, 含水比の深度方向の変化と同様にわずかに増加している傾向にある。一方, 図12(d),(e)に示す間隙比では, 含水比の深度方向の変化と同様に減少傾向にある。特に日本海試料は他の海域に比べ間隙比が非常に高いことから, 日本海南西縁から東縁に堆積している地盤はゆるく堆積していると考えられる。このように, 乾燥密度と間隙比は含水比と強度の深度方向の変化と同様な関係を示している。ガスハイドレートが採取できたコアとできなかったコアを比較すると, サハリン島東方沖と西方沖試料は明確な差は認められない。しかし, 網走沖試料では200cm程度から350cm程度で乾燥密度が高く, 間隙比が低いことがわかる。これは, 網走沖試料は砂分が多い試料であり, 特に同深度のガスハイドレートが採取できたコアは砂分が多かったことが影響したと考えられる。

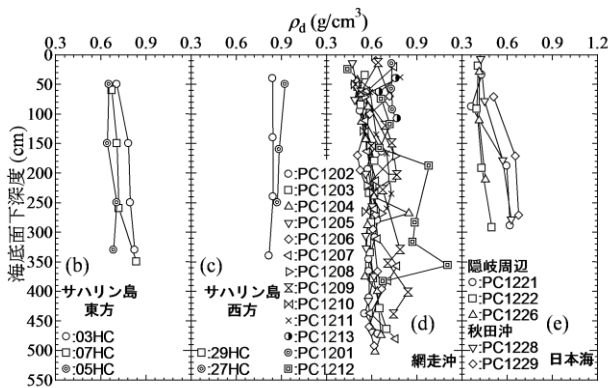


図11 各海域で採取した試料の乾燥密度

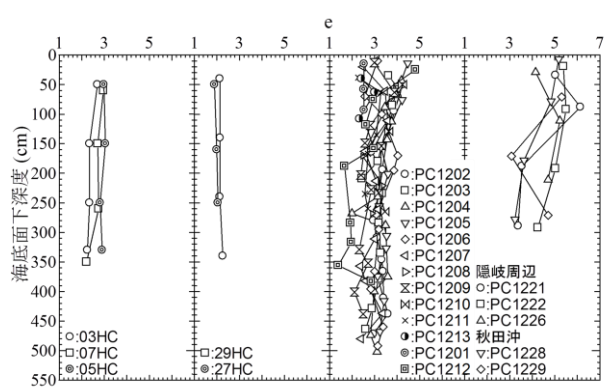


図12 各海域で採取した試料の間隙比

図13,14,15は各海域で採取された試料の各種物理試験結果(塑性・液性限界 $w_p \cdot w_L$ , 土粒子の密度 $\rho_s$ , 液性指数 $I_L$ )を海底(湖底)面からの深度に対してプロットしたものである。

すべての海域の物理的性質は, コアごとにばらつきがあるもの, 同一コアでの深度方向の変化が少ない。特に, サハリン島東方沖と西方沖試料は, 含水比の深度方向の変化と同様に変化が少ないことがわかる。

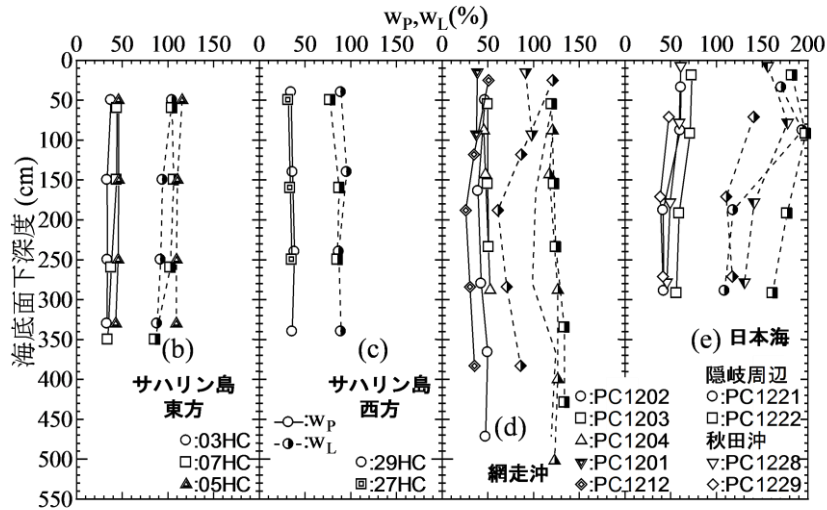


図13 各海域で採取した試料の液性・塑性限界

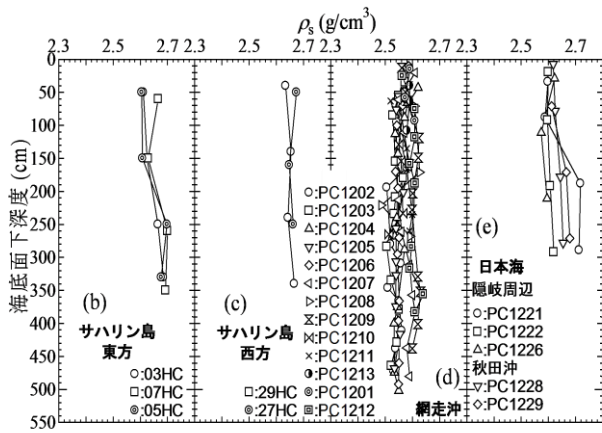


図14 各海域で採取した試料の土粒子の密度

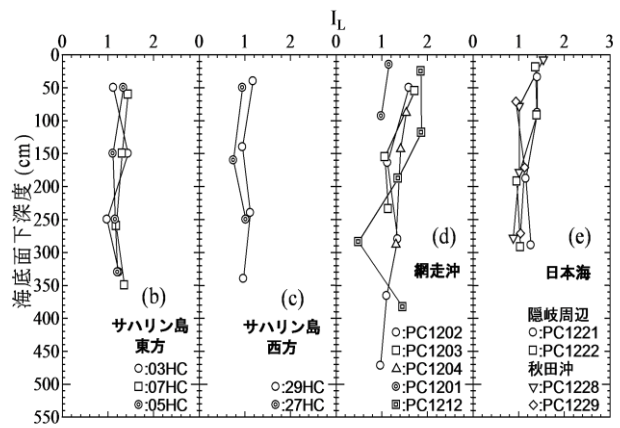


図15 各海域で採取した試料の液性指数

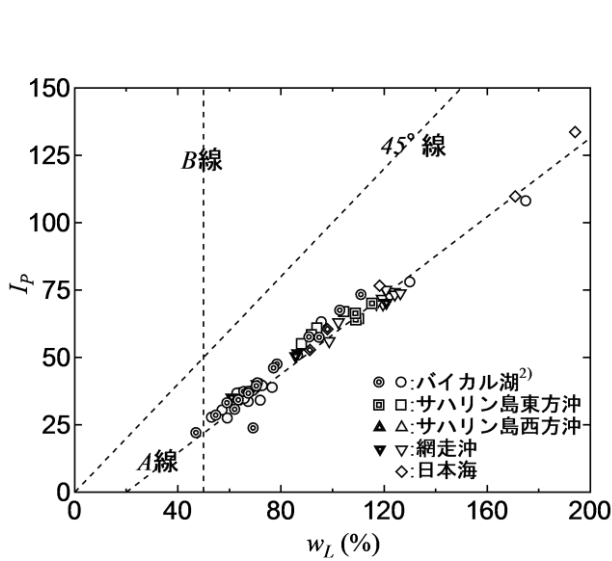


図16 各海域で採取した試料の塑性図

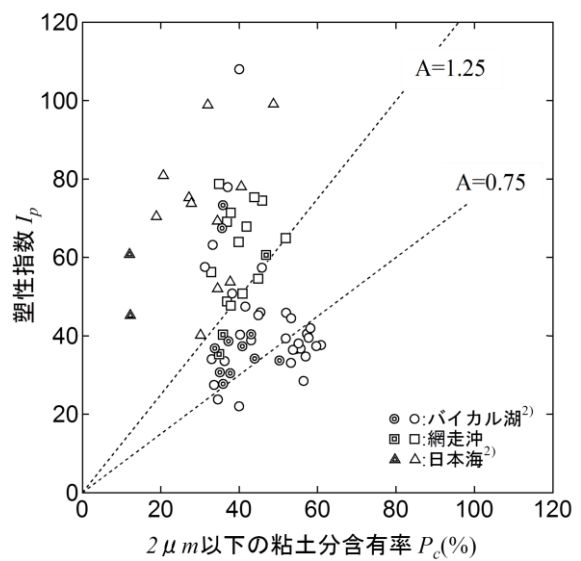


図17 各海域で採取した試料の活性度

図 16 に塑性図を示す。ここでバイカル湖試料の結果は、2005~2007 年にバイカル湖で採取した試料に対する結果である<sup>2)</sup>。図よりすべての海域の試料は A 線上付近にプロットされ、高液性限界のシルトおよび粘土に分類されることがわかる。海域ごとに比較すると、日本海試料の液性限界が非常に高いことがわかった。

各海域の活性度がどの範囲にあるか検討するために、図 17 に塑性指数と 2 $\mu\text{m}$  以下の粘土含有率との関係を示す。活性度は、塑性指数と 2 $\mu\text{m}$  以下の粘土含有率との関係から、活性度 A として以下の式で示される。

$$\text{活性度 A} = \frac{\text{塑性指数 } I_p}{2\mu\text{m以下の粘土含有率(\%)}$$

なお、活性度は堆積土の構成鉱物によって区分され、その値はカオリナイトを多く含む堆積土では活性度が低く、スメクタイトを多く含む堆積土では活性度が高くなることが知られている。なお、日本海試料は本研究結果ではなく、2008 年に上越沖および北海道南西沖で採取した試料（水深約 900~1000）<sup>2)</sup>に対する結果である。図より網走沖試料や日本海試料は、バイカル湖試料に比べて活性度が高いことがわかる。

### 5. 港湾地域の堆積土と大水深地盤の堆積土の比較

大水深に堆積している土は、沿岸域と堆積速度や物質が異なることが考えられる。そこで、大水深堆積土と浅い水深の港湾地域の堆積土を比較し、その違いを調べた。

図 18 に港湾地域の堆積土の諸係数の相関性<sup>3)</sup>の中でも、含水比  $w$  と湿潤密度  $\rho_t$  の関係に各海域のデータを加えて示す。図より、全体的に右下にプロットされることがわかる。

次に、図 19 には液性限界  $w_L$  と間隙比  $e$  の関係を各海域のデータを加えて示す。間隙比は含有している水の量によって左右される値であるから、堆積土のコンシステンシーと密接な関係にあり、港湾地域の堆積土の液性限界と間隙比の関係は次の関係式で表せる<sup>3)</sup>。

$$w_L = 4 + 39e$$

図より、日本海および網走沖の一部の試料では、間隙比が非常に高く、関係式よりも上にプロットされる。一方、他の海域の試料は、港湾地域の堆積土の関係式にほぼ一致している。また、ガスハイドレートの採取の有無による差は認められなかった。

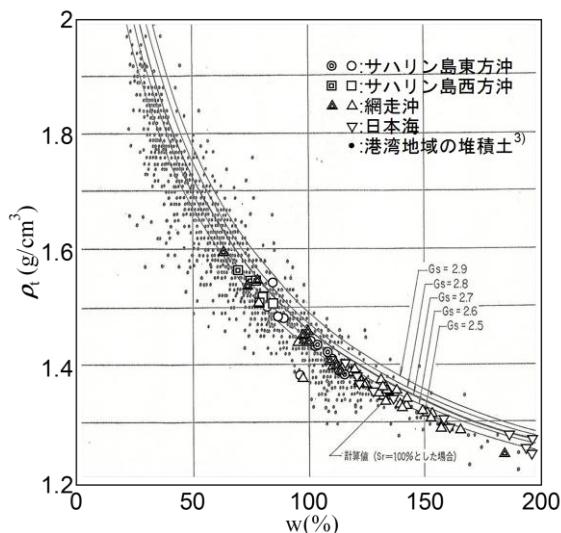


図 18 含水比と湿潤密度の関係（文献<sup>3)</sup>に加筆）

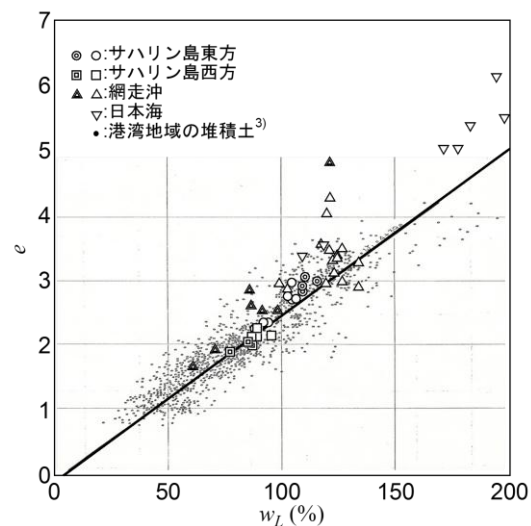


図 19 液性限界と間隙比の関係（文献<sup>3)</sup>に加筆）

### 6. 結論

(1) バイカル湖、網走沖、日本海試料は深度方向に含水比が低くなり、特に、日本海試料はその傾向が大きかった。それに対してサハリ島東方沖および西方沖試料では、深度方向の含水比の変化が少なかった。強度は海域によって異なり、含水比と強度の相関性は一様ではなかった。また、ガスハイドレートが採取できたコアの含水比は、バイカル湖試料が最も低いため、淡水域のガスハイドレート賦存地盤の含水比は、海水域より低くなる可能性が示唆された。すべての海域の試料の物理的性質は、深度

方向の変化が少なかった。

(2) 大水深に堆積している土は港湾地域に比べ、間隙比が大きいことがわかった。特に、日本海試料はその傾向が顕著であり港湾地域の堆積土と異なる土質特性を示した。

謝辞：各海域の調査において、北見工業大学大学院 出羽寛信氏および乗船研究者各位にご協力をいただいた。記して敬意を表します。

#### 参考文献

- 1) 表層型ハイドレート研究コンソーシアム：プレスリリース「日本海とオホーツク海の広い海域に表層型ハイドレート」2012年10月29日，<http://www.meiji.ac.jp/osri/topics/2012/6t5h7p00000dxjls.html>
- 2) 片岡沙都紀：表層型ガスハイドレート賦存地盤の土質特性に関する基礎的研究，博士論文（北見工業大学）127 p, 2009
- 3) 小川富美子，松本一明：港湾地域における土の工学的諸係数の相関性，港湾技術報告，第17巻，第3号，pp3-89, 1978

北見工業大学大学院	学生会員	○出羽 寛信
北見工業大学工学部	正会員	山下 聡
明治大学		松本 良
北見工業大学工学部	坂上 寛敏	山崎新太郎
北見工業大学工学部	南 尚嗣	八久保晶弘
函館工業高等専門学校	正会員	片岡沙都紀
北見工業大学工学部	庄子 仁	高橋 信夫

## 1. はじめに

ガスハイドレート（以下 GH）は、将来のエネルギー資源として注目され、温度・圧力条件により安定に存在する領域（HSZ: Hydrate Stability Zone）の下部に分布する深層型と呼ばれる GH は、資源化をターゲットとして各国でプロジェクトが進行している。我が国においても、南海トラフでの資源化プロジェクト MH21 が間もなく生産試験の段階に入っている。一方、HSZ 上部から海底付近に存在する表層型と呼ばれる GH は、日本周辺海域において、上越沖で存在が確認され多数の試料が採取されている<sup>1)</sup>。北海道の北に広がるオホーツク海においても、パラムシール島沖やサハリン島沖で、ロシアや韓国、日本（北見工大）によって GH が採取されている<sup>2)3)4)</sup>。表層型 GH の資源化については、その採取方法が確立されていないが、著者らも参加した 2008 年に行ったロシアのバイカル湖調査では、世界で初めて表層型 GH からのガス回収実験に成功しており<sup>5)</sup>、将来の資源化の可能性もある。

一方、GH の主成分であるメタンは二酸化炭素の 20 倍もの温室効果のあるガスでもあり、GH の分布・集積形態・生成・解離動態は、地球規模の環境変動に重要な役割を果たす要素でもある。また、エネルギー資源として採取した際の地盤変動や、地球環境変動に伴う海水温度の上昇などによって GH が分解し、海底地すべりを引き起こすなど、地盤災害のトリガーとも成り得る。このように GH は、資源、環境、災害という 3 つの側面で人類社会と密接な関わりを持っている。

北海道周辺海域では、我が国が世界に先駆けて GH の資源化プロジェクトを立ち上げた 1995 年当時、網走沖の北見大和堆には BSR（Bottom Simulating Reflector：海底擬似反射面）らしき反射面が存在すると指摘されたが<sup>6)7)</sup>、その実態は明らかにされていなかった。また、それとは別に産業技術総合研究所が 2001 年に網走沖において、音波探査による調査（GH01）を実施している<sup>8)</sup>。図-1 は産総研による 2001 年の調査測線と音波断面図を示したものである。図に示すラインに沿って調査が行われ、ウェブで公開されている音波（海底）断面図<sup>9)</sup>を調べたところ、調査測線上の○で示した海底において、図中に示すような海底面下が白く抜けた箇所（ガスチムニー）を報告されている以上に多数確認することができた。これらの海域では堆積物間隙中にフリーガスが存在することが考えられ、表層に至るメタン湧出の可能性もある。白く抜けた上方の海底面が隆起しているように見える場所（マウンド）も多数あり、これまでの表層型 GH 研究と対比すると、海底直下に表層型 GH の集積があることを示唆している。このように、オホーツク海網走沖では GH が分布する顕著な兆候が見えるにもかかわらず、これまでの調査は不十分で実態は明らかにされていなかった。

そこで、2011 年 9 月にオホーツク海網走沖において、東京大学と北見工大による小型船を用いた GH の調査が行われた<sup>10)</sup>。また、その翌年の 2012 年 7 月には東京海洋大学の練習船「海鷹丸」を用いて、著者らもメンバーになっている「表層ガスハイドレート研究コンソーシアム」（代表：松本良明治大教授）によって調が行われ、初めて GH の採取に成功した<sup>11)</sup>。さらに、同年の 11 月には北海道大学水産学部の附属練習船「おしよる丸」を用いて調査を行った。以下ではこれらの調査で得られた成果と、採取した海底堆積土の力学特



性や物理特性について報告する。

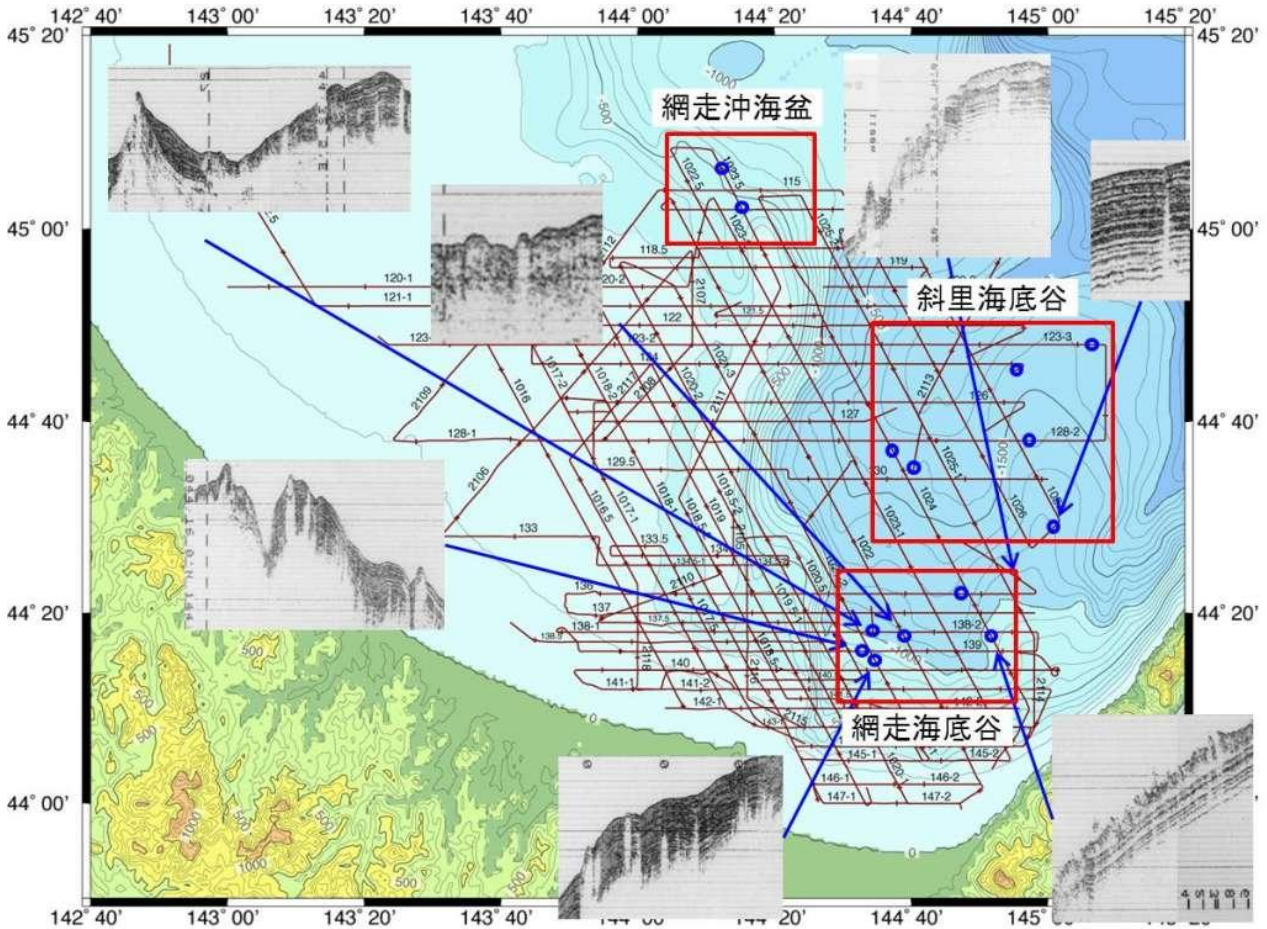


図-1 産総研による 2001 年調査測線と音波断面図 (文献: 9) に加筆

## 2. 現地調査と試料採取

### 2.1 大喜丸による調査 (TK11)<sup>10)</sup>

オホーツク海網走沖に GH が分布する兆候が見られたことから、本格的な調査の足がかりとするべく、2011 年 9 月にオホーツク海網走沖において調査 (TK11) を行った。図-1 で示したような産総研の画像データと使用する船舶の許可航行区域および調査日数を考慮し、図-2 に示す網走海底谷海域周辺で調査を行った。調査にはスターマリン (株) 所有の「大喜丸: 19 トン」を使用した。産総研の音波断面図でガスチムニーや海底の盛り上がり等が見られた地点において、グラビティーコアラ (GC, 長さ約 2m) を使用して海底堆積物の試料採取を行った。コアラは 2 重管式になっており、内管はアクリル製のパイプ (長さ 1.5m, 内径 50mm) である。採取した試料の緯度経度、水深、コア長を表-1 に示す。

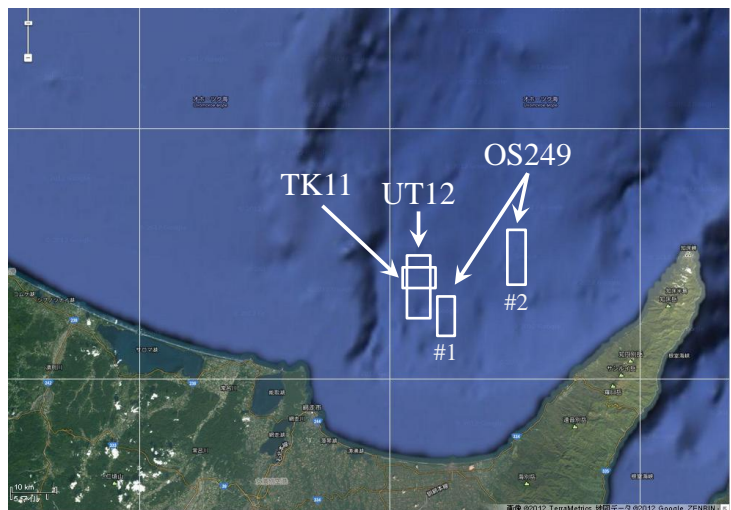


図-2 オホーツク海網走沖の調査海域

表-1 TK11 調査で採取した試料コアの一覧

コア名	採取緯度	採取経度	水深 (m)	コア長 (cm)
GC1101	44°16.1141'	144°33.348'	855	100
GC1102	44°16.3589'	144°33.1239'	879	86
GC1103	44°15.8728'	144°33.3207'	845	77
GC1104	44°16.7859'	144°33.0536'	911	0
GC1105	44°16.0194'	144°36.978'	931	67

## 2.2 海鷹丸による調査 (UT12)<sup>11)</sup>

大喜丸による調査の翌年の2012年7月に図-2に示す海域で調査を行った。調査には東京海洋大学所有の練習研究船「海鷹丸：1886トン」を使用した。調査では、図-3に示すような測線に沿って、計量魚群探知機による観測を行い、海底からのガスの湧出（ガスフレア）とマウンドの特定を行った。測線の間隔は約100mである。図-4は計量魚探により得られたガスフレアとマウンドの画像の例を示したものである。調査地点では図-5に示すような多くのガスフレアを確認できた。このような地点において、ピストンコーラー（PC、長さ約6mと4m）を使用して海底堆積物の試料採取を行った。コーラーはTK11調査と同様2重管式になっており、内管は塩化ビニル製のパイプ（内径75mm）である。また、マウンド以外の地点からも試料採取を行っている。この調査で採取したコアは14本で、そのうちコア下部にGHが入ったコア2本を採取することに成功した。写真-1は採取されたGHを示したものである。表-2に採取した試料の緯度経度とコア長を示す。

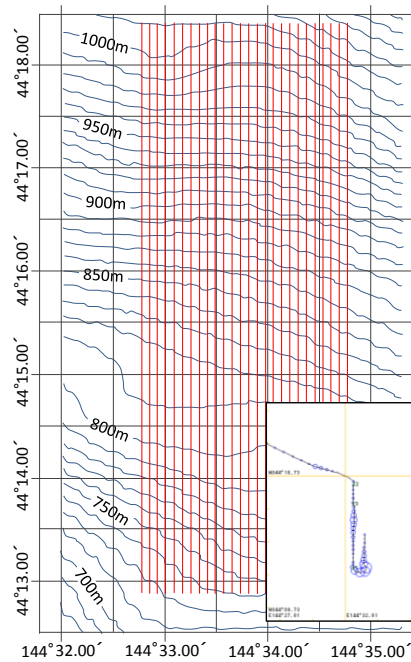


図-3 魚探観測のための測線と調査船の航跡

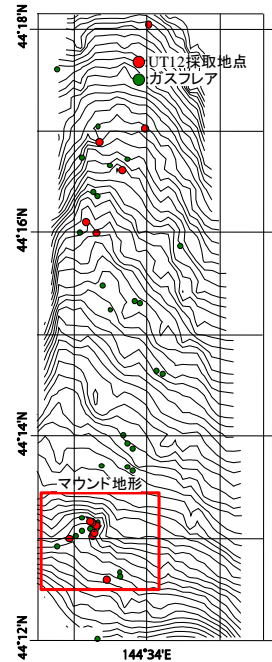


図-5 コア採取地点とガスフレア地点<sup>11)</sup>

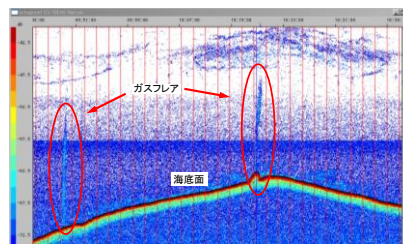


図-4 魚探で観測されたガスフレアとマウンド<sup>11)</sup>



写真-1 コア下部に白く見えるのがGH

## 2.3 おしよろ丸による調査 (OS249)

海鷹丸による調査の約4ヶ月後の2012年11月に図-2に示す海域で調査を行った。調査には北海道大学水産学部所有の附属練習船「おしよろ丸：1396トン」を使用した。UT12調査と同様、測線に沿って計量魚探による観測を行い、ガスフレアとマウンドの特定を行った。この調査の測線の間隔は約220mである。当初、予定していた#2の海域で計量魚探による観測を行ったが、明瞭なガスフレアやマウンドを確認することは出来なかった。しかし、#1周辺の海域を通過中にガスフレアを発見したため、その海域で詳細に計量魚探による観測を行った結果、明瞭なガスフレアとマウンドをいくつか確認することが出来た。図-6に#1の海域で確認された計量魚探によるガスフレアとマウンドの一例を示す。また、図-7はこのマウンドを3Dで表したものである。これまでの調査で確認されたマウンドの中では最大の大きさで、最大比高150m程度であった。北東方向に海脚があり、その海脚周辺から多数のガスフレアを確認することができた。このような地点において、グラビティーコーラー（GC、長さ約4mと2m）を使用して海底堆積物の試料採取を行った。これまでの調査と同様にコーラーは2重管式になっ

表-2 UT12 調査で採取した試料コアの一覧

コア名	採取緯度	採取経度	コア長 (cm)
PC1201*	44°13.12'	144°33.27'	152
PC1202	44°15.989'	144°33.289'	518
PC1203	44°17.012'	144°33.963'	493
PC1204	44°16.602'	144°33.65'	537
PC1205	44°16.093'	144°33.154'	500
PC1206	44°12.581'	144°33.439'	514
PC1207	44°13.01'	144°33.244'	512
PC1208	44°12.988'	144°33.92'	304
PC1209	44°13.112'	144°33.292'	486
PC1210	44°18.029'	144°34.012'	298
PC1211	44°13.062'	144°33.673'	296
PC1212*	44°13.146'	144°33.237'	444
PC1213	44°13.156'	144°33.213'	133
PC1214	44°24.981'	144°22.97'	495

\* : GH含有コア

表-3 OS249 調査で採取した試料コアの一覧

コア名	採取緯度	採取経度	水深 (m)	コア長 (cm)
GC1201	44°11.548'	144°38.053'	570	0
GC1202	44°11.572'	144°38.147'	571	57
GC1203	44°11.557'	144°38.095'	582	89
GC1204	44°11.624'	144°37.857'	284	0
GC1205	44°11.608'	144°37.857'	583	60
GC1206	44°11.608'	144°37.687'	625	26



ており、内管は塩化ビニル製のパイプ（内径 75mm）である。表-3 に採取した試料の緯度経度と水深、コア長を示す。2 本のコアでは採取長は 0cm であるが、コアキャッチャーに塊状の炭酸塩鉱物が採取された。炭酸塩鉱物は比較的固い鉱物であり、海底表層に存在していたため、堆積物を採取することができなかったと思われる。この調査では GH を採取することはできなかったが、GH 集積域に存在する炭酸塩鉱物が採取されたこと、また、図-6,7 に示すような非常に大きなマウンドやガスフレアを確認できたことから#1 の海域にも GH が存在する可能性が示された。

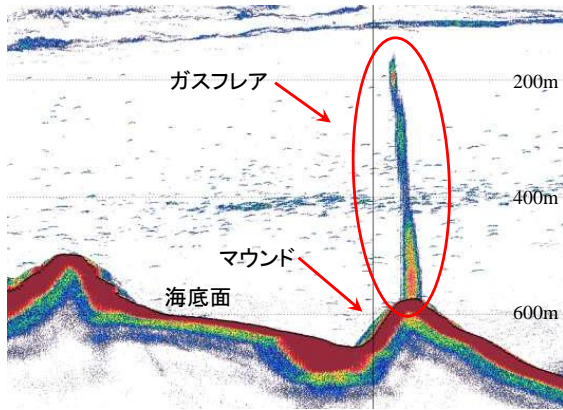


図-6 魚探で観測されたガスフレアとマウンド

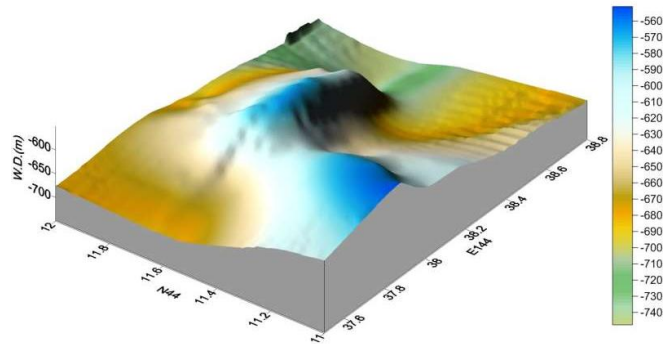


図-7 図-6 のマウンドの 3D 表示

### 3. 船上試験と物理試験

船上に引き上げたコアは、UT12 および OS249 では内管を 1m ごとに切断した後、縦に半割に、TK11 では 5cm ごとに切断し堆積土の観察を行った。コア観察後、TK11 および OS249 では 10cm 間隔で、UT12 ではコア 1m ごとに 4 箇所、含水比測定のための試料採取、小型コーン貫入試験を行った。また、物理試験のための試料採取も行っている。なお、GH が採取されたコアでは、GH が存在していない部分において堆積土の試料採取と試験を行っている。

#### 3.1 含水比測定用の採取

含水比試験用の試料は、先端をカットしたシリンジ（5ml）を用いて採取した。採取した試料はバイアル瓶（20ml）に入れて輸送し、含水比を測定した。

#### 3.2 コーン貫入試験

コーン貫入試験は、写真-2 に示すようなデジタルフォースゲージを改良試作したデジタルコーン貫入試験器を用いた。コーンの先端角は 30°、コーン直径は 9mm、貫入深は 16.8mm である。コーン貫入抵抗  $q_c$  (kN/m<sup>2</sup>) は次式より求めた。

$$q_c = \frac{p}{A}$$

ここで、 $p$  は貫入抵抗 (kN)  $A$  はコーン断面積 (m<sup>2</sup>) である。

#### 3.3 輸送試料での室内試験

UT12 調査で採取した試料について、含水比試験、液性・塑性限界試験、土粒子の密度試験、粒度試験、強熱減量試験を行った。また、採取した試料を練り返してコーン貫入試験を行い、鋭敏比  $S_t$  も求めた。さらに、写真-3 に示すステンレス製の容器（高さ 32mm、内径 23mm）を用いて、乾燥密度  $\rho_d$  と間隙比  $e$  を求めた。



写真-2 コーン貫入試験



写真-3 密度測定に用いた容器

#### 4. 試験結果

##### 4.1 船上試験結果

図-8, 図-9, 図-10 は各々の調査で採取した試料から求めた含水比  $w$  と船上試験から求めたコーン貫入抵抗  $q_c$  を海底面からの深度に対してプロットしたものである。図-10 の UT12 試料は、図-5 に示すようにマウンド周辺で採取された試料(a)と、マウンド以外で採取した試料(b)で区別して示しており、試料を繰り返してコーン貫入試験を行って求めた鋭敏比も加えてある。なお、GH をコア下部に採取した試料を○, ◎で示している。

含水比は図-10 に示す UT12 調査でマウンド周辺から採取した試料(a)では若干ばらつきが見られるものの、その他の試料では深度方向にばらつきが少なく、全体的に含水比は深度方向に多少低くなっている。

一方、コーン貫入抵抗は、それぞれの調査ごとにばらつきが見られるが、全体的に深度方向に対する含水比の減少傾向に呼応して、コーン貫入抵抗は増加する傾向が見受けられる。また、鋭敏比は含水比やコーン貫入抵抗のような深度方向に対するはっきりとした相関性はあまり認められないが、図-10 の(a), (b)どちらもわずかに深度方向に減少傾向を示しているようにも見受けられる。これは、試料の間隙水に溶存しているガス ( $\text{CH}_4$ ) 濃度が深度方向に高くなり、コア引き上げ時のガスの気泡化により試料が乱れ、乱れの影響が深度方向に大きくなったためであると推察される。

ここで、ほぼ同じ海域で採取した TK11 (図-8) と UT12(b) (図-10(b)) に着目すると、どちらも表層付近で含水比が約 200%と高くなっている。それに対し、OS249 (図-9) では、表層付近で含水比が約 100%と低く、UT12 のマウンド周辺で採取した試料 (図-10(a)) でもばらつきが見られるが、含水比が 100%と低い試料も見受けられる。また、GH が採取された試料 (○, ◎) は他の試料に比べ全体的に含水比が低い傾向を示している。このように、同じ海域であるオホーツク海網走沖で採取した試料でも、マウンドが確認された海域周辺で採取した試料 (UT12(a), OS249) の方が、マウンド以外で採取した試料 (TK11, UT12(b)) に比べ、含水比が低い傾向を示すことが分かった。これは、海底下部からのフリーガスの湧出や GH の集積・生成、地形的な要因などが何らかの影響を与えていると考えられる。

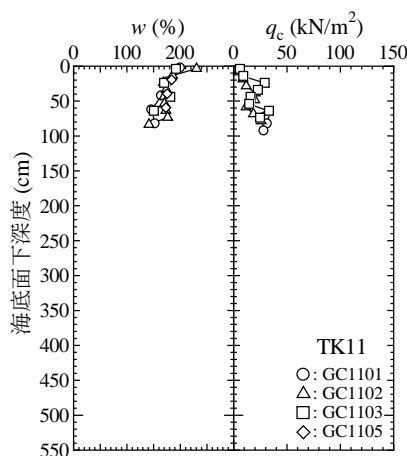


図-8 TK11 調査での船上試験結果

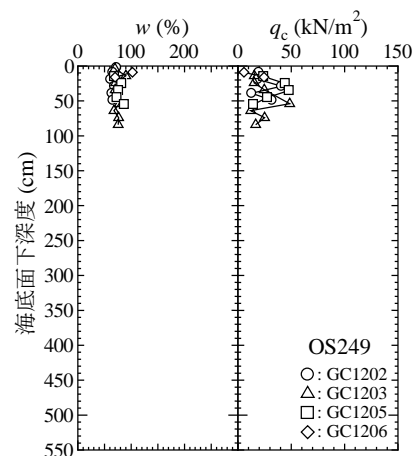


図-9 OS249 調査での船上試験結果

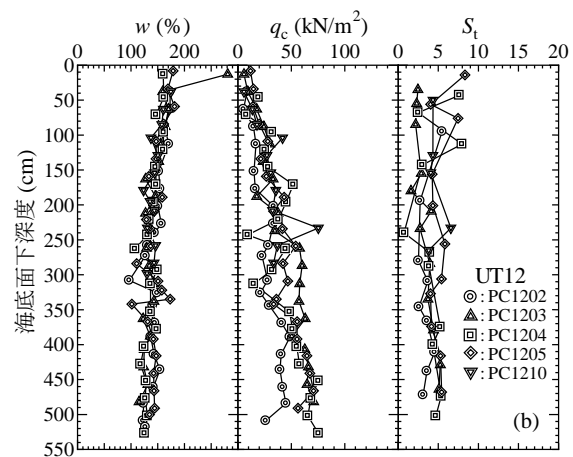
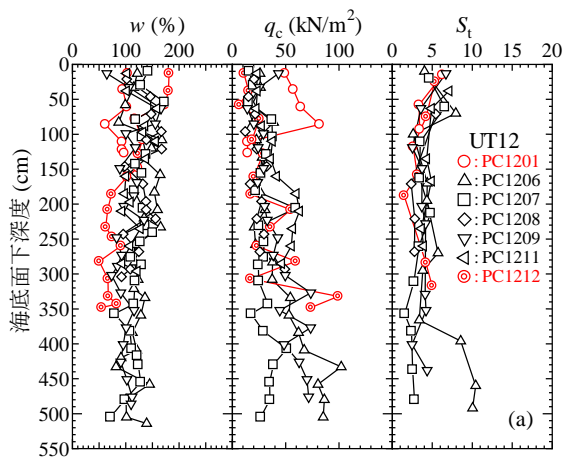


図-10 UT12 調査での船上試験結果と鋭敏比

## 4.2 物理・化学試験結果

図-11, 図-12, 図-13 は UT12 による調査で採取した試料の各種物理・化学試験結果（含水比、液性・塑性限界、液性指数、土粒子の密度、乾燥密度、間隙比、飽和度、粘土・砂分含有量、強熱減量）を深度方向にプロットしたものである。なお、船上試験結果と同様、マウンド周辺で採取された試料(a)、マウンド以外で採取した試料(b)で区別して示している。

マウンド以外で採取した試料（図-11(b), 図-12(b), 図-13(b)）では各コアともばらつきが少なく、液性限界  $w_L$ 、塑性限界  $w_P$ 、液性指数  $I_L$  は深度方向に対する変化があまり認められないが、マウンド周辺で採取した試料（図-11(a), 図-12(a), 図-13(a)）は  $w_L$ 、 $w_P$ 、 $I_L$  に多少のばらつきが見られる。GH が採取されたコア（PC1201: ○, PC1212: ◎）では深度方向に液性限界  $w_L$  が低くなっており、それに応じて塑性限界  $w_P$  も低くなっている。ここで砂分含有量に着目すると、GH が採取されたコアは、他のコアに比べ深度方向に砂分が多く、粘土分が少なくなっているのがわかる。つまり、粘土分の減少と砂分の増加による保水性の減少や粘着力の減少によって、液性限界が低くなったと考えられる。そのため図-11(a)の PC1207 のコアも深度方向に液性限界のばらつきが見られるのも、粘土分、砂分が同様に深度方向にばらついているためと考えられる。また、図-12(a), (b)ともに 深度方向に乾燥密度  $\rho_d$  の増加に伴い間隙比  $e$  は減少しているが、図-12(a)の GH コアでは乾燥密度が深度 200cm 程度から他の試料に比べ、大きくなっている。これも同深度での砂分の増加による影響であると考えられる。

このように、GH が採取されたマウンド地形の海底堆積土では、同一海域の堆積土とは多少異なる物性値を示しており、粘土分や砂分など試料を構成する堆積土に違いが見られる。これは、船上試験結果と同様にフリーガスの湧出や GH の集積・生成、地形的な要因が大きく関与していると考えられる。

一方、液性指数  $I_L$  に着目してみると、図-11(a), (b)ともに 1 以上の試料が多く見られ、間隙比も 3.0 付近の試料が多くなっていることから、調査周辺海域の海底堆積土は骨格構造が不安定な状態で存在していると考えられる。

土粒子密度  $\rho_s$  は図-12(a), (b)どちらも 2.50 から 2.60 近くの試料が多く、やや低い値を示している。また、強熱減量  $L_i$  を見てみると、図-13(a)は深度方向にばらつきが見られるものの、10%を超える試料も見られ、図-13(b)では深度方向に大きな変化は見られず、10%付近と比較的高い値を示している。そこで、マウンド以外で採取した堆積土について電子顕微鏡を用いて観察を行った。観察結果の一例を写真-4 (a), (b)に示す。堆積土内部には多くが粘土と思われる鉱物で占められていたが、写真に示すような少量の珪藻が観察された。珪藻が堆積土中に多く占めると、珪藻遺骸自身が持つ微細孔の間隙により土粒子密度が小さくなり、強熱減量が高くなるなどの影響を与える。そのため、土粒子密度が低くなり、強熱減量が高くなったと考えられる。

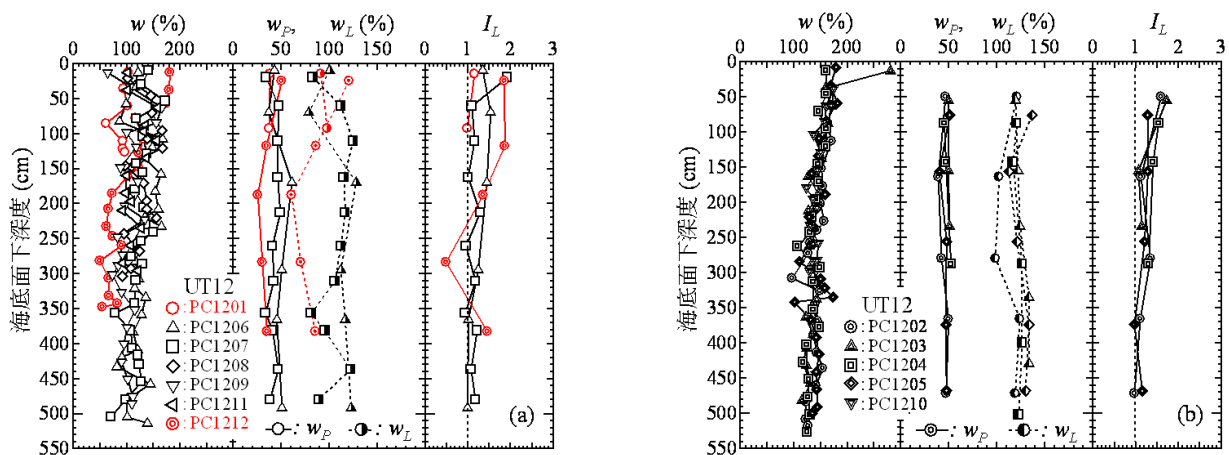


図-11 UT12 調査で採取した試料の物理試験結果： $w$ ,  $w_P$ ,  $w_L$ ,  $I_L$



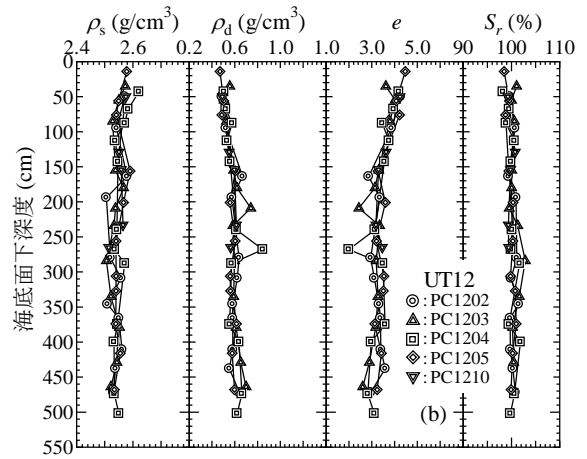
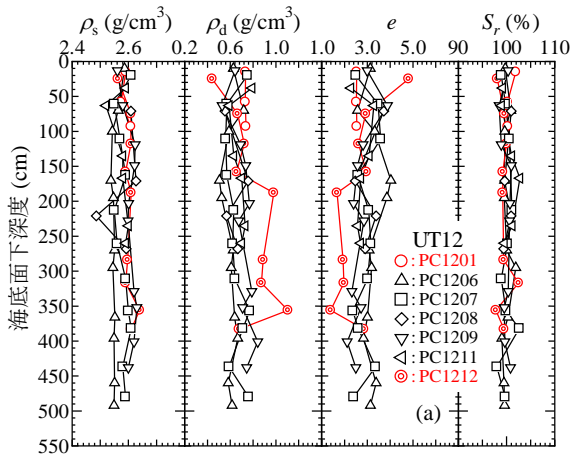


図-12 UT12 調査で採取した試料の物理試験結果： $\rho_s$ ,  $\rho_d$ ,  $e$ ,  $S_r$

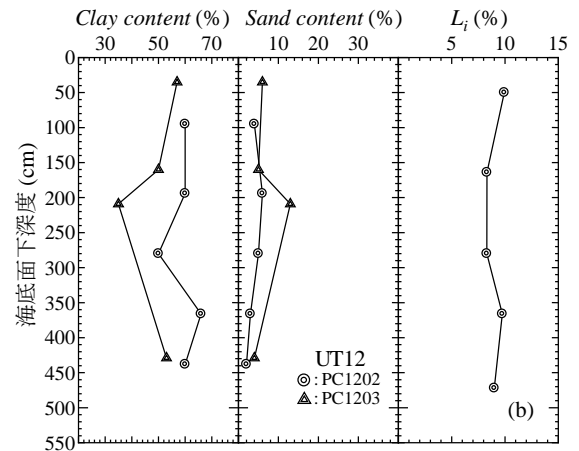
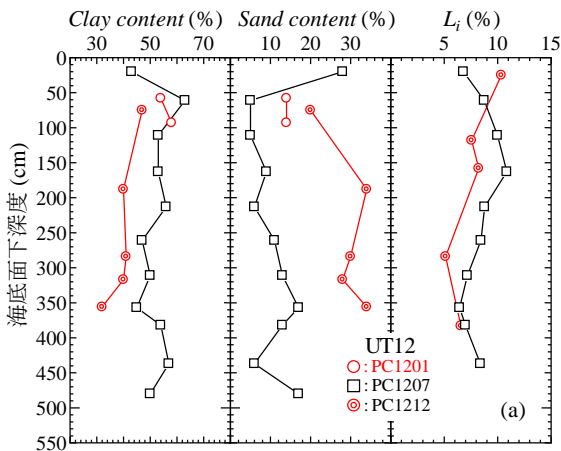


図-13 UT12 調査で採取した試料の物理・化学試験結果：粘土分含有量, 砂分含有量,  $L_i$

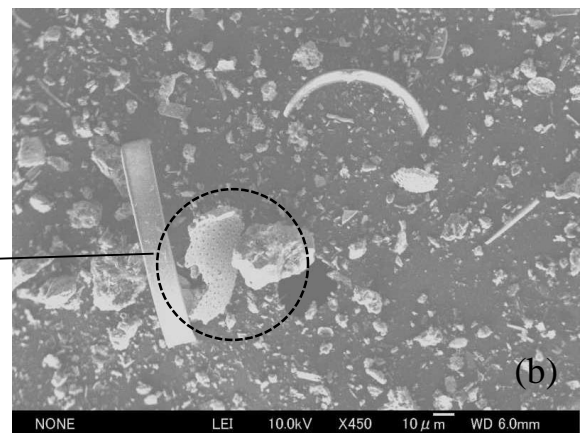
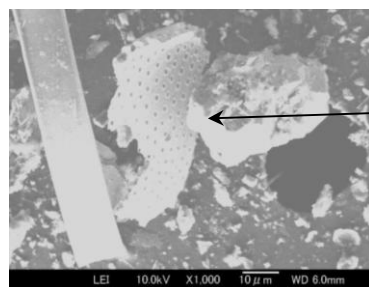
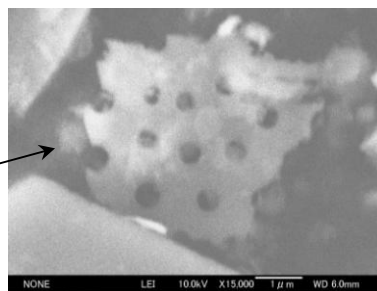
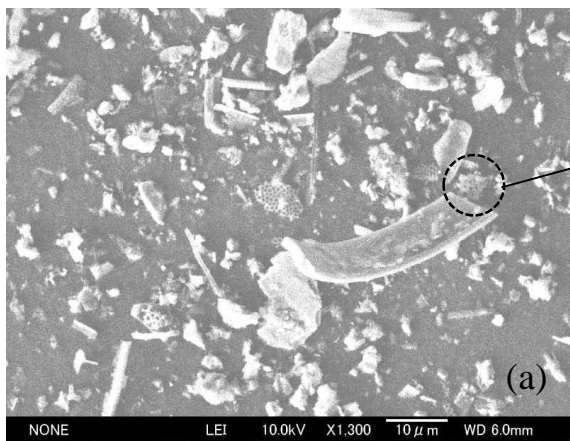


写真-4 電子顕微鏡による観察結果



## 5. 結論

- (1) オホーツク海網走沖で調査を行った結果、海底からガスが湧出するガスフレアを多数確認し、調査海域に広く分布していた。また、そのような海域の中で海底面が隆起したマウンド地形を確認し、その周辺でGHの採取に成功した。さらに、GHが採取された地点とは別の地点で最大比高が約150mとなる巨大なマウンドを発見した。
- (2) オホーツク海網走沖の海底地盤の堆積物は間隙比が高く、また、液性指数も1以上の試料が多いため、比較的地盤が緩く、骨格構造が不安定な状態で存在していると考えられる。
- (3) オホーツク海網走沖で採取した試料は、GHが採取されたマウンド周辺の堆積土と、マウンド以外の堆積土とはやや異なる物性値を示し、マウンド周辺で採取した堆積土では含水比が低い傾向を示した。また、マウンド周辺の堆積土では砂分含有量が多いなど、試料を構成する堆積土に多少の違いが認められた。これは、海底下部からのフリーガスの湧出による海底深部の堆積物の供給や、GHの集積・生成に至る堆積物の物理・化学的变化、海底地盤の変動による地形的な要因などの影響によるものではないかと考えられる。

謝辞：本研究を進めていくにあたり、本学学生4年の小川恵介君に協力いただいた。記して敬意を表します。

### 【参考文献】

- 1) Matsumoto, R.: Methane plumes over a marine gas hydrate system in the eastern margin of Japan Sea: A possible mechanism for the transportation of subsurface methane to shallow waters, Proc. 5th International Conference on Gas Hydrate, Trondheim, Norway, pp.749-754, 2005.
- 2) Zonshayn, L.P., Murdmaa, I.O., Baranov, B.V., Kuznetsov, A.P., Kuzin, V.S., KuZ'min, M.I., Avdeyko, G.P., Stunzhas, P.A., Lukashin, V.N., Barash, M.S., Valyasko, G.M. and Demina, L.L.: An underwater gas source in the Sea of Okhotsk west of Paramushir Island, Oceanology, Vol.27, No.5, pp.598-602, 1987.
- 3) Ginsburg, G.D., Soloviev, V.A., Cranston, R.E., Lorenson, T.D. and Kvenvolden, K.A.: Gas hydrates form the continental slope, offshore Sakhalin Island, Okhotsk Sea, Geo-Marine Letters, Vol.13, No.1, pp.41-48, 1993.
- 4) Shoji, H., Soloviev, V., Matveeva, T., Mazurenko, L., Minami, H., Hachikubo, A., Sakagami, H., Hyakutake, K., Kaulio, V., Gladysch, V., Logvina, E., Obzhairov, A., Baranov, B., Khlystov, O., Biebow, N., Poort, J., Jin, Y.K. and Kim, Y.: Hydrate-bearing structures in the Sea of Okhotsk, EOS Trans AGU 86. pp.13-24, 2005.
- 5) 杉山博一, 西尾伸也, 安部透, 山下聡, 八久保晶弘, 田中洋之, 吉田裕, Oleg Khlystov: バイカル湖のガスハイドレート層からのガス回収実験, 第44回地盤工学会発表会講演集, pp.1973-1974, 2009.
- 6) 佐藤幹夫・前川竜男・奥田義久: 天然ガスハイドレートのメタン量と資源量の推定. 地質学雑誌, Vol.102, p.959-971, 1996
- 7) 酒井明男: 南海トラフ, 網走沖のBSRの特徴について. 月刊地球, Vol.18, p.652-659, 1996
- 8) 野田 篤・池原 研・片山 肇: 北見大和推表層堆積図. 海洋地図, No. 68(CD), 産業技術総合研究所 地質調査総合センター, 2009
- 9) 産業技術総合研究所: 高分解能音波探査断面データベース, [http://riodb02.ibase.aist.go.jp/db085/SBP\\_DB/pages/cover.html](http://riodb02.ibase.aist.go.jp/db085/SBP_DB/pages/cover.html)
- 10) 山下聡, 松本良, 南尚嗣, 八久保晶弘, 弘松峰男, 戸丸仁, 奥田義久, 庄子仁, 高橋信夫: オホーツク海網走沖でのガスハイドレートを対象とした海洋調査, 日本地球惑星科学連合2012年大会, 千葉, 2012
- 11) 表層ガスハイドレート研究コンソーシアム: プレスリリース「日本海とオホーツク海の広い海洋にガスハイドレート」2012年10月29日, <http://www.meiji.ac.jp/osri/topics/2012/6t5h7p00000dxjls.html>

## 大水深における堆積物の地盤工学的特性

北海道大学大学院 学生会員 ○服部 直  
北海道大学大学院 正会員 田中 洋行  
北海道大学大学院 学生会員 金子 広明

### 1. はじめに

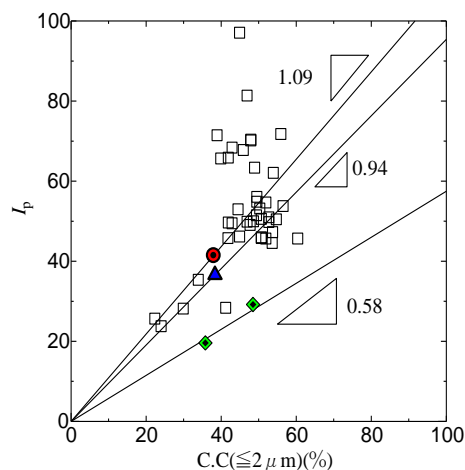
これからの資源として期待されているメタンハイドレートや海底油田は大水深に存在していることが多く、今後の資源開発においては大水深の堆積物の力学的特性を明らかにすることは重要であると考えられる。埋立などによって利用してきた沿岸域は、沿岸からの距離はせいぜい数 km であり、水深も 20m 程度である。一方、南海トラフのように沿岸からの距離が約十 km で水深 1000m にもなる場合には、堆積環境が大きく異なるので、その力学的特性も沿岸域とは異なる<sup>1)</sup>と考えられる。そこで、本論文では大水深にあるメタンハイドレートの含有が確認された南海トラフ、大水深であるが沿岸からの距離が比較的短いバイカル湖、そして、過去に著者らが地盤調査を行った厚真を対象として再構成試料による力学特性の比較を行う。

### 2. 物理特性

表 1 に各サイトの堆積環境の比較と物理特性を示す。図 1 は活性度の比較を行った図であるが、厚真の活性度からもわかるように、日本の粘性土は活性度が大きいことで知られている。しかし、南海トラフの活性度は日本の海成粘土と比較して小さい値を示している。堆積物の供給源が陸域とすると、その活性度は日本の粘土と同じになるはずである。南海トラフの活性度が小さくなる理由として 1) 写真 1 に示すような比表面積の小さい微化石(coccolith)が粘性土に含まれること、2) Gravity Flow によって堆積物が運ばれている際に、活性度の小さな土粒子が選択されて堆積したことなどが考えられるが、未だその原因は明らかになっていない<sup>2)</sup>。また同じ大水深の粘性土であるバイカルの活性度が厚真と同様な値であるのは、沿岸からの距離が短いことと、堆積物の供給源の粘土鉱物の活性が比較的大きな可能性も考えられる。

表 1 調査地点の堆積条件および物理条件

サイト	南海トラフ	バイカル	厚真
離岸距離	80km	11km	
水深	1000m	800m	
堆積環境	海水	淡水	汽水
堆積年代	完新世および更新世	完新世	完新世
土粒子密度 (g/cm <sub>3</sub> )	2.72	2.79	2.73
w <sub>L</sub> (%)	43.4	68.0	72.3
w <sub>p</sub> (%)	23.8	32.0	30.9
I <sub>p</sub>	19.6	36.0	41.4
活性度	0.54	0.94	1.09



◆: 南海トラフ ▲: バイカル  
●: 厚真 □: 日本の海成粘土  
図 1 活性度

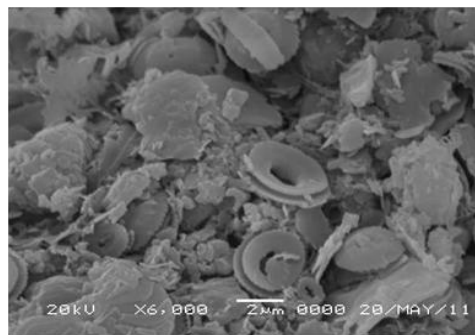


写真 1 SEM による観察

Geotechnical characteristics of deep water sediments:

Tadashi HATTORI, Hiroyuki TANAKA, Hiroaki KANEKO (Hokkaido University)

### 3. 力学的特性

#### 3.1 試料および実験方法

サンプリングが難しい大水深の堆積物を乱れの状態が原位置と同じ条件で試験を行うのは難しいので、再構成試料による試験を行った。南海トラフ粘土は海底面下から深度 90m、バイカル粘土は湖底面下の深度 3m までの深さで採取された。また厚真の試料は深度 20m 付近から採取したものである。これらの試料を高含水比のもとで攪拌し、圧密圧力 100kPa で予圧密を行って再構成試料を作成した。三軸セル内で  $K_0$  および等方圧密の条件下で圧密後、非排水せん断試験をする場合(正規圧密)と、所定の過圧密比に除荷した後非排水せん断試験(過圧密)の試験を行った。せん断速度は 0.1%/min で試験を実施した。

#### 3.2 正規圧密条件

まず正規圧密条件下での力学的特性について記述する。

##### 1) 応力経路および応力～ひずみ曲線

図 2 は各サイトの三軸圧縮・伸張試験の応力経路・ひずみ曲線を圧密圧力で正規化したもの(ただし、 $K_0$  圧密の場合は、圧密終了時の鉛直有効応力で正規化)を示す(図の上に  $K_0$  圧密、下に等方圧密)。全ての試料に対して、 $K_0$  圧密での応力～ひずみ曲線は、小さな軸ヒズミの下でピーク値を示した後、軸ヒズミの増加に従って応力が減少する傾向が認められる。すなわち、脆性的な挙動を示すのに対し、等方圧密の場合には延性的な挙動を示す。特に南海トラフでは、この傾向が顕著である。

$K_0$  値と内部摩擦角( $\phi'$ )を表 2 に示す。 $\phi'$  は非排水せん断強度のピークから求めた値である。 $\phi'$  はサイトや圧密条件に関わらず伸張試験の方が値が大きい。また圧密条件で比較を行うと等方圧密の方が  $K_0$  圧密の場合よりも値が大きいことがわかった。

図 3 に内部摩擦角と塑性指数( $I_p$ )の関係について示す。 $I_p$  が大きくなるにつれて、 $\phi'$  が小さくなっていくことが他の粘性土についても知られており、今回調査対象である 3 つのサイトの間にもその傾向はみられる。南海トラフの堆積物が日本の陸地から運ばれ、構成する粘土鉱物が同じと考えると、厚真の  $\phi'$  と等しくなると考えられる。しかしながら、図からわかるように南海トラフの  $\phi'$  は厚真の  $\phi'$  に比べて大きいことがわかる。すなわち、活性度と同様

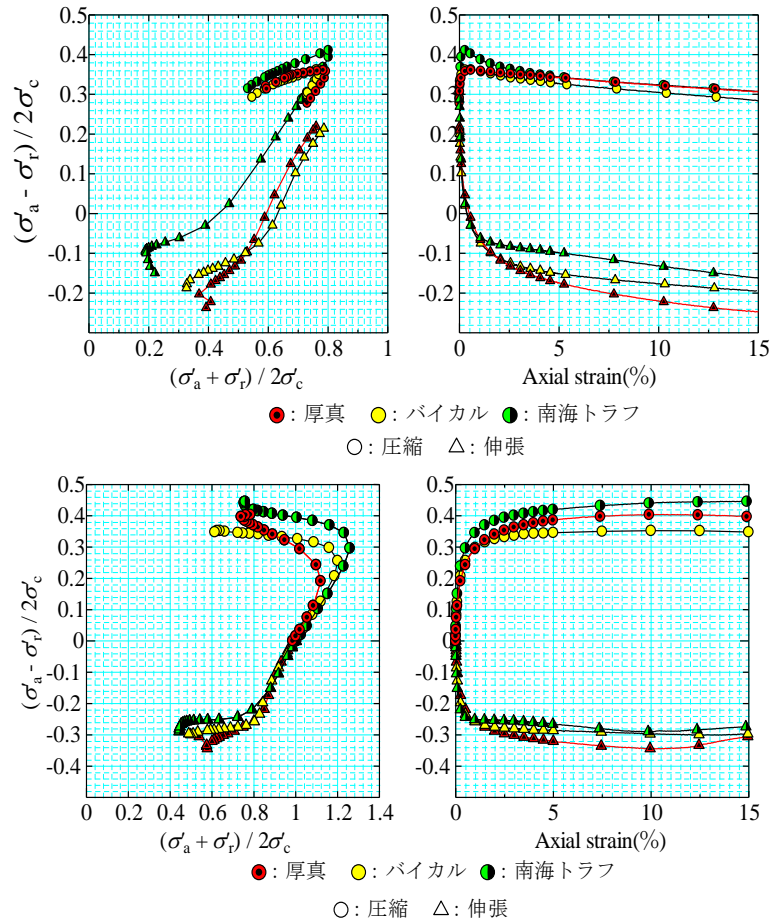


図 2 応力経路ひずみ曲線の正規化比較  
(上:  $K_0$  圧密, 下: 等方圧密)

表 2 各サイトの力学的特性

サイト	南海トラフ	バイカル	厚真
$K_0$ 値	0.38~0.40	0.55~0.60	0.53~0.56
$\phi'$ ( $K_0$ 圧縮)	33°	26°	25°
$\phi'$ ( $K_0$ 伸張)	45°	35°	38°
$\phi'$ (等方圧縮)	36°	33°	32°
$\phi'$ (等方伸張)	41°	36°	36°

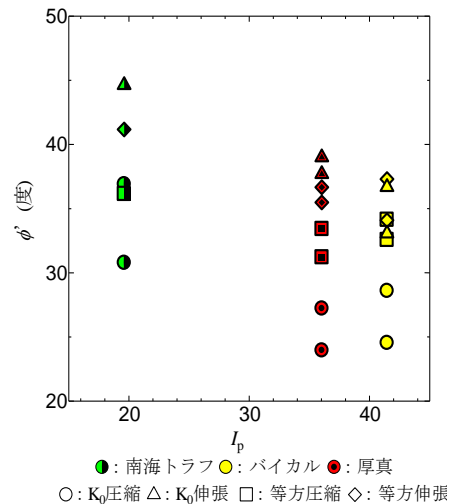


図 3 塑性指数と内部摩擦角の関係

に、南海トラフは日本の陸地から運ばれた粘土とは異なる物理・力学的特性を持つ粘土粒子が堆積していると推察される。

図4に  $K_0$  値と内部摩擦角の関係を示す。ただし、図に示す  $\phi'$  は  $K_0$  圧密試験から求められた値である。 $K_0$  値と  $\phi'$  の間には密接な関係があると言われており、Jacky の提案によると両者の関係は  $K_0 = 0.95 - \sin\phi'$  で表すことができる。図を見ると、圧縮試験から求めた  $\phi'$  は Jacky の式で求められた値より小さく、また伸張では逆に大きくなるのがわかる。圧縮および伸張試験から求めた  $\phi'$  の平均値とすると Jacky の式によく適用できることがわかる。

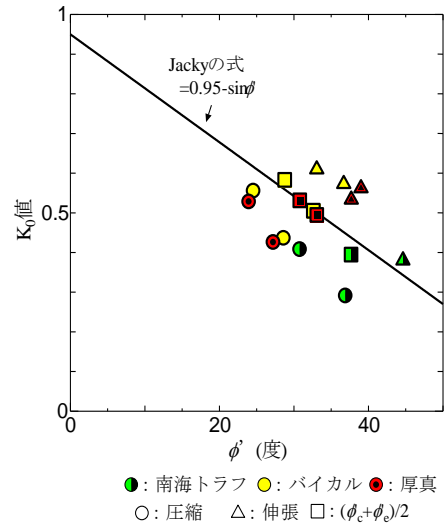


図4  $K_0$  値と内部摩擦角の関係

## 2) 非排水せん断強度

図5に各サイトで得られた圧密圧力に対する非排水せん断強度 ( $s_u$ ) の関係、すなわち強度増加率を示す。 $K_0$  圧密に比べ、等方圧密の場合には平均主応力が大きい分  $s_u$  も大きくなる傾向がある。そのため強度増加率も等方圧密の方が大きい値が得られている。図6に  $K_0$  圧密および等方圧密状態の三軸圧縮と伸張試験から得られた  $s_u$  の比、すなわち異方性 ( $s_{ue}/s_{uc}$ ) を示す。 $I_p$  が小さくなると  $s_{ue}/s_{uc}$  が小さくなる傾向が認められる。つまり、異方性が顕著になる。南海トラフの場合には、 $I_p$  が小さいので、特に異方性が顕著であることがわかる。また圧密状態で比較を行うとサイトに関わらず、 $K_0$  圧密では異方性が顕著であることがわかる。

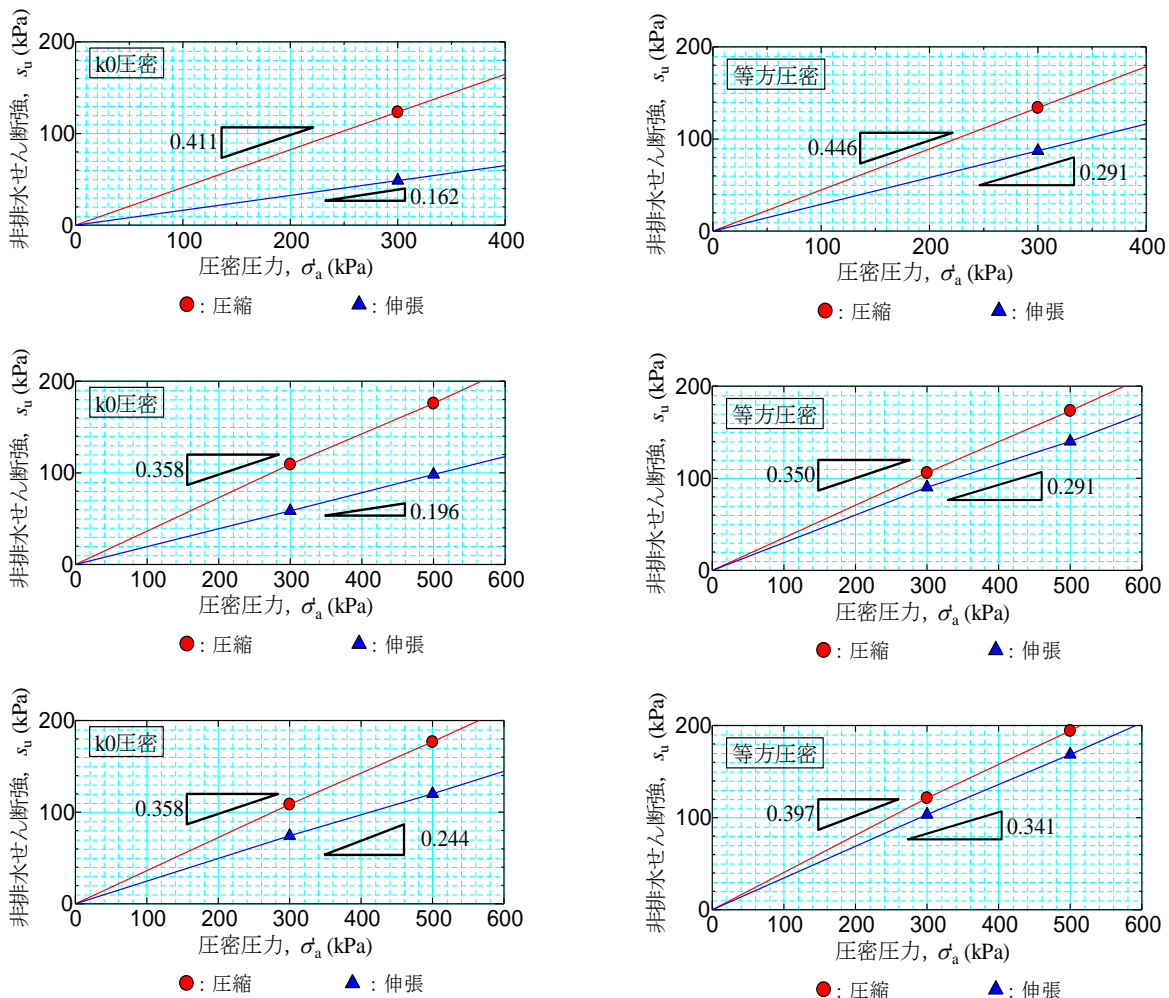


図5 強度増加率 (上：南海トラフ、中：バイカル、下：厚真)

### 3.3 過圧密条件

$K_0$  圧密下で、OCR 値=2,3,5,8 での条件下で圧密荷重を除荷し、非排水せん断試験を行った。除荷による非排水せん断強さの低下の様子を図 7 に示す。過圧密の粘性土の強度増加率  $s_u/p$  は経験的に  $s_u/p = (s_u/p)_{nc} * (OCR)^m$  で表すことができる。ここに、 $(s_u/p)_{nc}$  は正規圧密時の強度増加率であり、 $m$  は除荷した際の  $s_u$  の減少程度を表す定数であり、応力履歴の影響を表す。 $s_u$  の低下をフィッティングして求めた  $m$  値を図 7 に示す。 $m$  値は一般的な粘性土では、 $m=0.8$  程度といわれ、厚真やバイカルの試料で得られた  $m$  値もこれと同様な傾向を示していることがわかる。南海トラフの値を見ると  $m=0.66$  と小さい値を示しており、応力履歴を受けにくい地盤であることがわかる。

### 4 まとめ

- ・内部摩擦角は伸張試験での値が大きくなる傾向があることがわかった。また他のサイトと比べて、南海トラフの  $\phi'$  は大きい値を示していた。
- ・強度増加率は平均主応力が大きいため、等方圧密の方が大きい値が得られている。
- ・三軸圧縮と伸張試験から得られた異方性に関して、南海トラフの堆積土は日本の海成粘土と比較して顕著であることがわかった。またサイトに関わらず  $K_0$  圧密で求められた値は特に顕著であった。
- ・過圧密状態での力学的特性に関して、他のサイトよりも南海トラフの堆積土は応力履歴を受けにくい地盤であることがわかった。

南海トラフの堆積土が日本の海成粘土に比べ異なる力学特性を有していた原因として、陸域から離岸距離が大きい位置にあるため、陸地から流出した粘土と異なる、もしくは Gravity Flow によって生じた乱流により変質した粘土粒子が堆積したのではないかと考えられる。

### 参考文献

- 1) 安田直樹・田中洋行・金子広明・服部直・西尾伸也・平川博之：南海トラフのメタンハイドレート堆積地帯における地盤特性，第 52 回地盤工学会北海道支部技術報告集，pp131-134，2012.
- 2) 田中洋行・服部直・西尾伸也・平川博之：大水深における堆積物の地盤特性，第 4 回メタンハイドレート総合シンポジウム，pp185-188，2012.

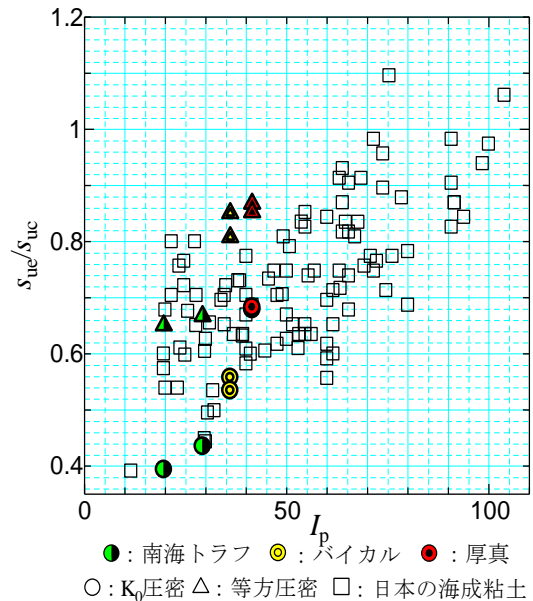


図 6 異方性

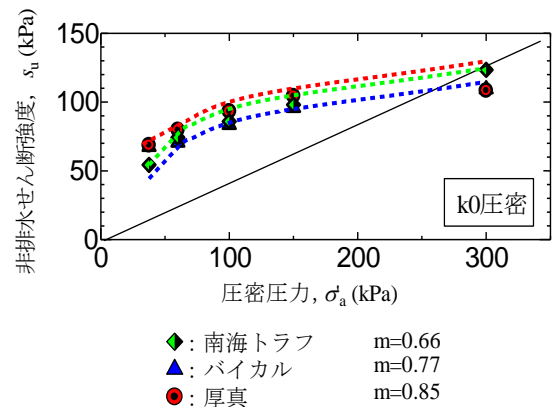


図 7 過圧密試験



## 1. はじめに

近年の室内試験装置の発展により、微小ひずみ領域における剛性の異方性は様々な手法で計測できるようになった。しかし、軸対称異方性の仮定のもとで剛性を記述するのに必要な5つの独立な弾性係数を全て決定するのは未だに比較的困難であり、これらを導出するプロセスの最適化や精度の評価が望まれている。本研究では、三軸試験装置をベースにして、高精度局所変位計測システムを導入することにより、日本での標準的サイズの粘土試料を試験できる装置を確立した。また、軸対称弾性理論の適用により、側方ひずみを計測せずに5つの独立係数を全て決定するプロセスを提案する。このプロセスにより導出された係数群を、従来型のプロセスで導出されたものと比較することにより、新プロセスの精度評価も行った。

## 2. 土の剛性異方性と既往の異方弾性係数測定手法

静穏な環境のもとで堆積した土は、その後相当の地質的擾乱を受けない限り、重力方向に対応した軸対称異方剛性を有すると考えられ、実際にそのような結果が多量の砂質土・粘性土に対して報告されている。また、非固結性の土においても、微小ひずみ領域（たとえば0.001%以下）においては、その挙動が概ね弾性体として扱えるということも一般に認識されている。よって、土の微小ひずみ領域での挙動は、式(1)に示す軸対称異方剛性マトリクスを構成する5つの独立な係数を同定することにより、ほぼ完全に記述できる。

$$\begin{Bmatrix} \delta \varepsilon_x \\ \delta \varepsilon_y \\ \delta \varepsilon_z \\ \delta \gamma_{xy} \\ \delta \gamma_{yz} \\ \delta \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E'_h & -\nu'_{hh}/E'_h & -\nu'_{vh}/E'_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'_{hh}/E'_h & 1/E'_h & -\nu'_{vh}/E'_v & 0 & 0 & 0 \\ -\nu'_{hv}/E'_h & -\nu'_{hv}/E'_h & 1/E'_v & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{hh} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{hv} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{vh} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \sigma'_x \\ \delta \sigma'_y \\ \delta \sigma'_z \\ \delta \tau_{xy} \\ \delta \tau_{yz} \\ \delta \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式(1)には8つの係数が示されているが、係数間に以下の3つの関係があるため、独立な自由度は5となる。

$$G_{vh} = G_{hv} \quad (2)$$

$$\frac{\nu'_{vh}}{E'_v} = \frac{\nu'_{hv}}{E'_h} \quad (3)$$

$$G_{hh} = \frac{E'_h}{2(1+\nu'_{hh})} \quad (4)$$

土の弾性係数は有効応力や間隙比などに依存するため、原位置での値を正確に求めるためには、異方応力状態を再現できる応力経路三軸試験や、圧力セルを用いた中空ねじり試験などを行うのが適切である。弾性係数は、ごく微小な有効応力変化を与える載荷プローブにより評価するが、全ての係数を静的プローブによって決定するには、4自由度制御が可能な中空ねじり装置が必要である。この方法は、過去にシルト (Zdravković, 1996)・砂 (HongNam & Koseki, 2005; Blanc et al., 2011)・粘土 (Minh, 2006; Minh et al., 2011) に対して用いられており、局所計測システムの煩雑さから、比較的大きな供試体を必要とする。よって直径70-75mmという日本の標準的な粘土コア試料には適用が困難である。これらとは別の手法として、三軸試験装置による軸方向・半径方向の2自由度静的プローブと、2対のベンダーエレメントによる動的プローブを

組み合わせるものがある。この手法は砂 (Kuвано et al., 2000) や粘土 (Lings et al, 2000; Gasparre et al., 2007) などに対して用いられており、比較的小さな供試体にも適用可能なものである。本研究では基本的にこの手法を採用しており、従来のプローブ実施方法とその結果からの係数導出方法は以下のように説明される。なお、ここでは異方性の対称軸となる鉛直方向を三軸の鉛直軸方向と一致させ  $v$  で表わし、水平方向は  $h$  で表わす。まず、排水条件下で水平方向有効応力  $\sigma'_h$  を一定に保ち、鉛直方向有効応力  $\sigma'_v$  を微小に変化させる軸方向プローブにより、 $\delta\sigma'_v/\delta\varepsilon_v$  から  $E'_v$ 、 $\delta\varepsilon_h/\delta\varepsilon_v$  から  $\nu'_{vh}$  が求められる。次に、鉛直方向有効応力  $\sigma'_v$  を一定に保ち、水平方向有効応力  $\sigma'_h$  を微小に変化させる軸方向プローブにより、 $\delta\sigma'_h/\delta\varepsilon_h$  から  $F'_h=E'_h/(1-\nu'_{hh})$ 、 $\delta\sigma'_h/\delta\varepsilon_v$  から  $-E'_h/2\nu'_{hv}$  が求められる。これに加え、ベンダーエレメントによる動的プローブを行い、 $hh$  方向のせん断波速度から  $G_{hh}$  を求め、静的プローブからの結果と連立 (式(2)-(4)を使用) することにより、 $G_{vh}$  を除く全ての係数が決定する。これに別の対のベンダーエレメントから求めた  $G_{vh}$  を加え、係数は全て決定する。このフローは、図-1 中に Flow 1 および Flow 2 として示したものである。

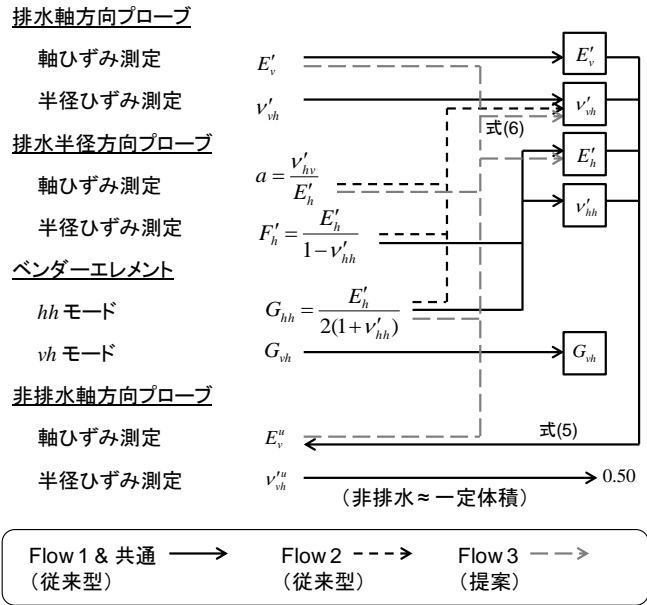


図-1 弾性係数導出のフロー

### 3. 提案する手法と三軸試験装置

以上の手法では、局所変位計により軸ひずみ・半径ひずみを高精度・高解像度で測定することが前提になっている。しかし、軸ひずみは LDT や LVDT といった従来型のセンサーで比較的容易に計測できるものの、半径ひずみを高精度で測定することは、センサーの固定方法など種々の問題により、困難な場合がある。この問題を回避するために本研究が提案するのが以下の方法である。この方法では、前述の排水プローブに加え、非排水軸方向プローブを追加実施する。このときに  $\delta\sigma'_v/\delta\varepsilon_v$  として求められる非排水ヤング率  $E''_v$  は、非排水条件 $\approx$ 一定体積条件と仮定することにより、式(1)から以下のように理論的に求められる。

$$E''_v = \frac{E'_v[2(1-\nu'_{hh})E'_v + (1-4\nu'_{vh})E'_h]}{2[(1-\nu'_{hh})E'_v - 2\nu'^2_{vh}E'_h]} \quad (5)$$

この式から、 $a=\nu'_{hv}/E'_h$  と定義すると、以下の関係が得られる。

$$E'_h = \frac{4G_{hh}(E''_v - E'_v)}{E''_v + 4a^2E''_vE'_vG_{hh} + (1-4aE'_v)G_{hh} - E'_v} \quad (6)$$

式(6)の右辺は、半径ひずみを測定しないで求められる係数のみで構成されている。これにより、実際に測定した非排水ヤング率  $E''_v$  を用いて、半径ひずみを測定せずに  $E'_h$  を求めることができ、係数決定が完成する。このフローは図-1 中に Flow 3 として示されている。本研究では、このフローの妥当性を、高精度ひずみ計測システムを用いた計測から Flow 1 および Flow 2 によって導出した係数群を参照として検討した。

本研究で用いた三軸試験装置の計測システムを図-2 に示す。軸方向载荷はダイレクトドライブモータにより

10<sup>-5</sup>mm のオーダーで、半径方向荷重は EP 変換器により 0.01kPa のオーダーで制御可能である。軸方向ひずみは 2 つのミニチュア LVDT、半径方向ひずみは 3 つのギャップセンサーにより 4-8 × 10<sup>-5</sup>% の分解能で測定した。本研究では直径 75mm、高さ 100-110mm の供試体を用いており、高さ／直径比が 1.3-1.4 程度と比較的小さいことから、上下端ではシリコングリースにより慎重に摩擦軽減処理を施した。メンブレンの圧縮性の影響を回避するために、ギャップセンサーのターゲットを、メンブレンを貫通して供試体に直接接着するなどの工夫を行った。

#### 4. 大阪湾粘土試料および異方弾性係数測定結果

本研究で用いた試料は関西国際空港 2 期島およびその対岸の和泉市から採取した大阪湾粘土とその再構成試料であり、その採取深度や物理特性などの情報を表-1 に示す。試験は PC 制御による K0 条件下で、圧密降伏応力を超えない範囲において初期サクション値から圧縮・膨張を行い、その結果として現れる異方有効応力状態を 5 点ほど選択し、それぞれの有効応力状態において前述のプロローブ式を行い、弾性係数の決定を行った。本論文では、等方状態での結果のみを報告する。

静的プロローブは、クリープによるひずみ進行が十分に収まった時点で、およそ 0.001%/hour のひずみ速度、0.001% のひずみ振幅で 1 サイクル/4 hours として行った（ここでのひずみは外部計測の値であり、実際の局所ひずみはこれより小さい）。様々なひずみ速度を検証した結果、この速度において、圧密度 95% 以上が保たれ、排水条件が達成されていることが示された。なお、非排水プロローブのみ 0.02%/hour のひずみ速度で実施した。図-3 に静的プロローブの結果の例を示す。ひずみ振幅が 0.001% 以下のサイクルに対して、実際に弾性的挙動が確認され、その係数も精度良く決定できることがわかる。それぞれの試料に対して、Flow 1 および Flow 2 ( $v_{vh}'$  のみ異なる) によって導出した弾性係数群を表-2 に示す。これらは 6 サイクルあるいは 3 サイクルの平均値として表示されている。ベンダーエレメントによるせん断剛性率  $G$  の決定は、パルス入力に対する出力信号を独立に 50 個程度スタッキングして平準化したものに基づいている。いずれの試料についても、強い異方性が確認でき、 $E_h'/E_v'$  は 1.6-2.0、 $G_{hh}/G_{vh}$  は 1.2-1.6 の範囲となった。また、ポアソン比  $\nu$  はいずれも非常に小さい値となり、これは地質学的により古く、過圧密比の大きい、第三紀以前の英国の粘土 (Gault Clay や London Clay など) について Lings et al. (2000) や Gasparre et al. (2007) が報告しているものと同様の結果となっている。

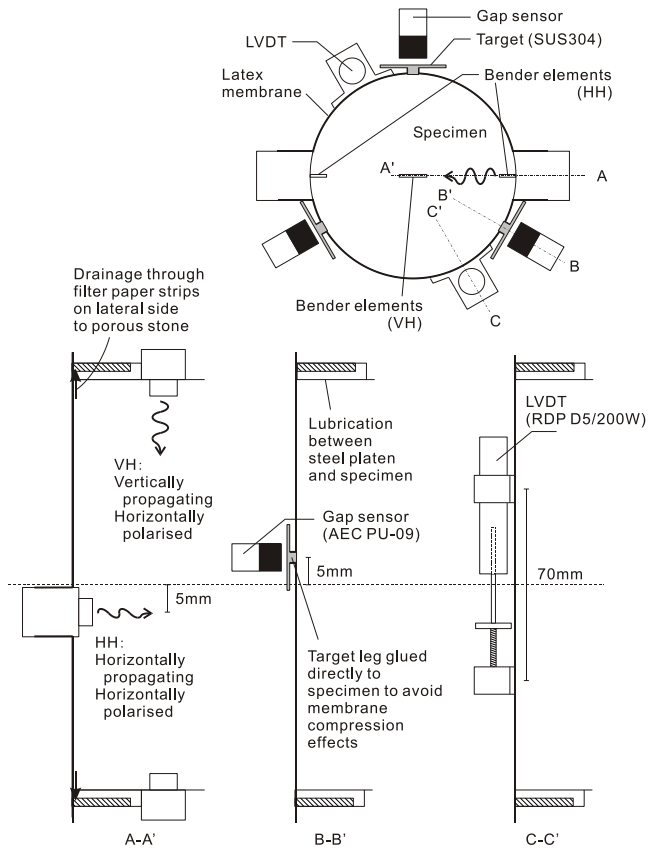


図-2 用いた三軸試験装置のひずみ測定システム

表-1 試料の採取深度および物性値

試料名	年代・起源	採取深度 (m)	$w_n$ (%)	$w_p$ (%)	$w_L$ (%)
Ma13	沖積・海成	14	71.2	(未測定)	(未測定)
Ma12 Ma12R(再構成)	洪積・海成	60	40.7	34	70
Izumi	洪積・淡水性	2*	35.0	28	54

\*近年の掘削後の値：元来はさらに数 m 深かった可能性がある。

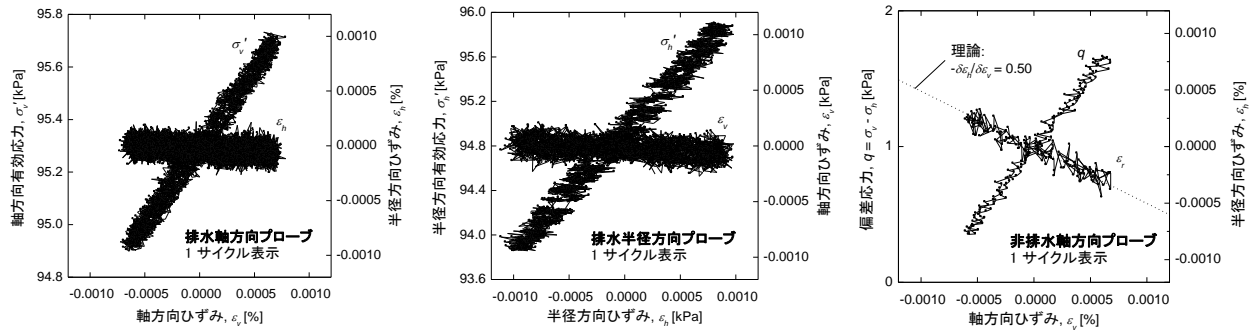


図-3 静的プローブの結果の例 (Ma12R 試料、等方有効応力 95kPa)

表-2 測定された軸対称異方弾性係数 (N: サイクル回数)

		Ma13	Ma12	Ma12R	Izumi
	$p'$ (kPa)	16	128	95	110
	$N$	3	3	6	6
排水軸方向 プローブ	$E_v'$ (MPa)	12.3	110.0	58.2	144.7
	$\nu_{vh}'$	0.06	(Unsuccessful)	0.05	(Unsuccessful)
排水半径方向 プローブ	$F_h'$ (MPa)	22.2	184.7	109.5	202.7
	$a$ (1/MPa)	$4.0 \times 10^{-4}$	$2.7 \times 10^{-4}$	$2.4 \times 10^{-4}$	$-6.1 \times 10^{-5}$
ベンダー エレメント	$G_{hh}$ (MPa)	10.6	118.5	61.1	131.8
	$G_{vh}$ (MPa)	8.9	72.8	50.7	109.8
非排水軸方向 プローブ	$E_v^u$ (MPa)	24.7	206.6	107.0	247.5
	$\nu_{vh}^u$	0.56	0.52	0.43	0.43
導出値 (Flow 2)	$E_h'$ (MPa)	21.7	207.6	115.5	231.7
	$\nu_{hh}'$	0.024	-0.12	-0.055	-0.12
	$\nu_{hv}'$	0.01	0.06	0.027	-0.01
	$\nu_{vh}'$	0.01	0.03	0.014	-0.01
式(5)	$E_v^u$ (MPa)	23.2	227.0	109.9	248.1
式(6) (Flow 3)	$E_h'$ (MPa)	23.1	191.9	111.9	231.0

## 5. 異なる異方弾性係数導出方法の比較

表-2 に示した排水 (有効応力) 弾性係数群から式(5)に基づいて計算した非排水ヤング率  $E_h^u$  と、実際に非排水プローブを行って測定した値を比較したものを図-4 に示す。ここでは、初期等方応力点以外の、異方応力状態で計測された結果も載せている。データは 1:1 線上に偏りなく集まっており、概ね 5% 以内で整合している。これは異方弾性理論が試料の剛性特性を適切に記述していること、排水プローブが実際に排水条件を満たしていたことなどを示している。ここで、本論文で提案する係数導出フロー (図-1 中 Flow 3) に基づき、実際に測定した非排水ヤング率から式(6)を用いて水平方向ヤング率  $E_h'$  を導出し、Flow 1 により求めたものと比較した結果を図-5 に示す。データはやはり 1:1 線上に偏りなく集まっており、概ね 5% 以内で整合している。よって、排水条件~一定体積条件と仮定できる飽和土においては、半径ひずみの計測をせずとも、高精度センサーを配備したシステムと同等の精度で、軸対称異方剛性係数群を完全に決定できることが示された。

なお、これらの手法ではいずれも水平方向ヤング率  $E_h'$  の決定に  $G_{hh}$  の値が必要であり、ベンダーエレメントによるせん断波速度測定の影響が波及する。より直接的に  $E_h'$  を計測する方法は、供試体を水平方向

に切り出して、等方応力条件下で軸方向プローブを行うことである。Izumi 試料はブロックとしてサンプリングされており、同深度の試料が複数個得られているため、この試料を用いて上記の検証を行った。図-6に示す通り、同等の有効応力下では、水平方向に供試体を切り出して直接的に求めた  $E_h'$  と、本研究で採用した手法による  $E_h'$  はほぼ同等の値を示している。これらの検証により、求められた弾性係数群は、係数間で互いに整合が取れている（つまり式(2)-(4)を同時に全てほぼ満たす）のみならず、実験手法・導出方法に対してロバストであることも確認された。

## 6. おわりに

本研究では、粘土の微小ひずみ剛性を軸対称異方剛性でモデル化し、三軸試験装置を用いてその係数を完全に決定する手法について議論した。従来の係数導出方法では、比較的困難である半径ひずみの測定が必要であるが、ここで提案した方法では、飽和土に限っては非排水軸方向プローブを追加実施することにより、半径ひずみの測定をせずに全係数を決定できる。この導出方法の妥当性を、高精度局所変位測定システムを導入した三軸試験装置を用いて、大阪湾粘土に対して確認した。粘土固有の強い剛性異方性が測定され、弾性係数の値は測定方法や導出方法によらず、一貫性・整合性を持って決定された。本研究で採用した手法によれば、状況に応じてセンサー群を簡略化することが可能であり、セル内スペースや、システム導入コストに制約がある状況でも、微小ひずみ異方剛性の完全な定量化は可能であることも示された。

## 参考文献

- Blanc, M., Di Benedetto, H., Tiouajni, S. (2011) "Deformation characteristics of dry Hostun Sand with principal stress axes rotation," *Soils and Foundations* 51 (4) 749-760.
- Gasparre, A., Nishimura, S., Anh-Minh, N., Coop, M. R. and Jardine, R. J. (2007) "The stiffness of natural London Clay," *Géotechnique* 57 (1) 33-47.
- HongNam, N. and Koseki, J. (2005) "Quasi-elastic deformation properties of Toyoura Sand in cyclic triaxial and torsional loadings," *Soils and Foundations* 45 (5) 19-38.
- Kuwano, R., Connolly, T. M. and Jardine, R. J. (2000) "Anisotropic stiffness measurements in a stress-path triaxial cell," *Geotechnical Testing Journal* 23(2) 141-157.

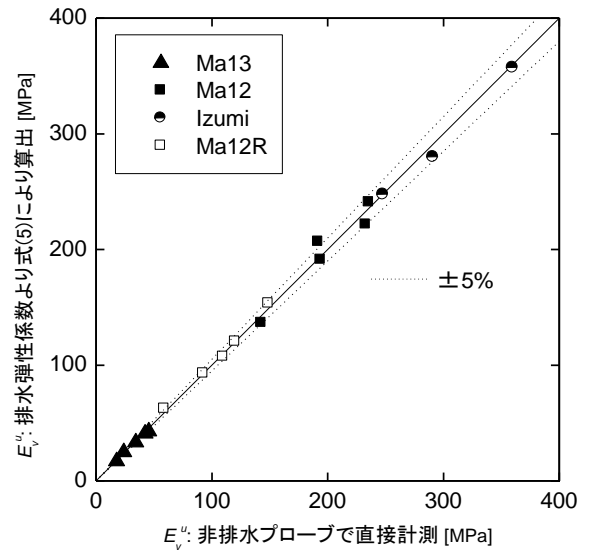


図-4 直接計測した  $E_v^u$  と排水弾性係数から算出された  $E_v^u$  の比較

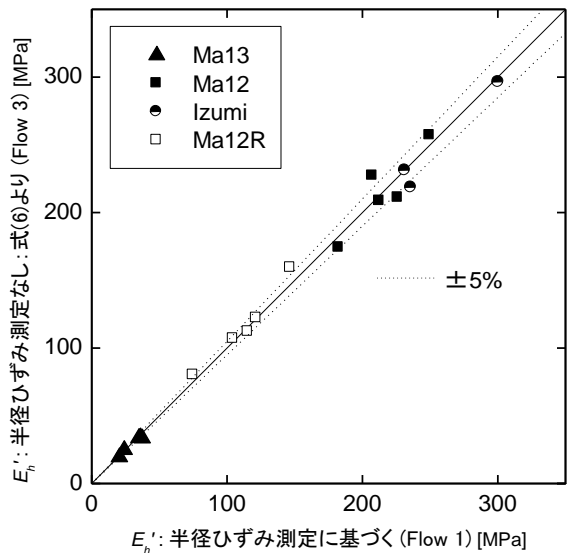


図-5 半径ひずみ測定結果を用いるフローと用いないフローから導出された  $E_h'$  の比較

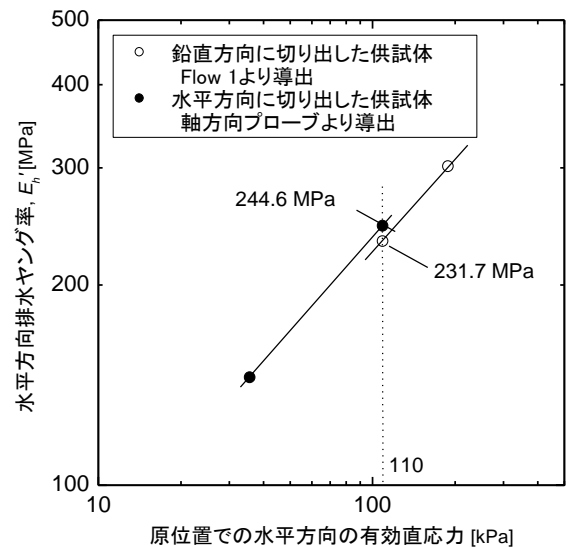


図-6 鉛直方向と水平方向に切り出した供試体を用いた  $E_h'$  計測結果の比較



- Lings, M. L. (2001): "Drained and undrained anisotropic elastic stiffness parameters," *Géotechnique* 51 (6) 555-565.
- Minh A. N. (2006) "An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characteristics of an Eocene clay," PhD Thesis, Imperial College London.
- Minh, A. N., Nishimura, S., Takahashi, A. and Jardine, R. J. (2011) "On the control systems and instrumentation required to investigate the anisotropy of stiff clays and mudrocks through Hollow Cylinder Tests", *Proc. the 5th Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Seoul, 287-294.
- Zdravković, L. (1996) "The stress-strain-strength anisotropy of a granular medium under general stress conditions," PhD Thesis, Imperial College, University of London.

## 1. はじめに

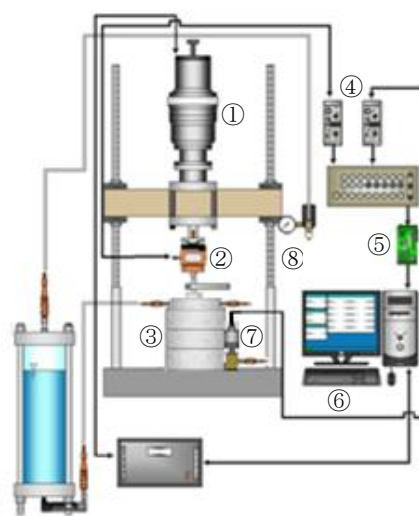
粘土のさまざまな特性を測るために十分な量の試料を確保しなければならない。しかし、自然堆積粘土はサンプリングする位置や深さなどによって特性が異なり、特性のそろった試料を十分な量準備することが難しい。再構成粘土により、均一な試料を得ることは可能ではあるが、自然堆積粘土と再構成粘土では強度特性や変形特性が大きく異なることが多い。この物性の違いを引き起こす原因の一つとして粘土の構造による固結作用があげられる。

本研究では、自然粘土のサンプリングに伴う乱れの研究のために、自然堆積粘土と物性の類似した試料を安定的かつ大量に作成することを目的としている。用いる手法は、市販の粉末粘土にセメントを添加することで自然堆積粘土に類似した試料を作成し、定ひずみ速度圧密試験により、作成した試料の物性を測定し、固結作用を有する最適なセメント添加量とセメントの養生期間を導き出すというものである。

## 2. 試験方法

### 2.1 試料作製方法

粉末の笠岡粘土に液性限界の2倍の蒸留水を加え、普通ポルトランドセメントを添加し、攪拌した試料を2週間にわたり両面排水で100kPaの予圧密圧力を与えることで作成する。この時添加するセメントの量は、粉末の笠岡粘土の質量に対して0%、0.5%、1%、2%の添加量の4種類である。添加するセメントは、粉末のセメントの質量と等しい質量の蒸留水を加え、セメントミルクの状態での攪拌を行う際に添加する。以降、粘土の質量に対するセメントの質量をセメント比と呼ぶ。試料はまず2週間の予圧密が完了した後に、圧密圧力を除荷し、予圧密ブロックを適切な大きさに切りだした。その後養生期間を設けない0日と、14日、28日、56日のセメント養生期間を設けたものを試料として使用する。なお、セメント添加量0%の試料の養生期間は28日のみであり、この試料の特性は養生期間の影響を受けないものとしてデータの解析を行う。また、予圧密セルの内側には、摩擦による予圧密圧力の減少を軽減するためにグリースを塗布している。この試料の作成にあたっては土田<sup>1)</sup>らの研究を参考している<sup>1)</sup>。



①メガトルクモーター ②ロードセル  
③圧密容器 ④ストレリアンプ ⑤A/D ボード  
⑥パーソナルコンピュータ ⑦間隙水圧計  
⑧バックプレッシャー用レギュレーター

図-1 定ひずみ速度圧密試験機

## 2. 2 試験方法

定ひずみ速度圧密試験機を用い、軸荷重、間隙水圧、軸変位量を測定する。供試体の寸法は、直径 6cm、高さ 2cm の円柱とし、背圧 100kPa を与え、ひずみ速度 0.017%/min で試験を行う。

図-1 に本研究で用いている定ひずみ速度圧密試験機の模式図を示す。

## 3. 実験結果と考察

### 3. 1 予圧密

予圧密試料の含水比は、本来予圧密圧力、予圧密期時間が一定であれば、予圧密ブロック全体でほぼ均一になるはずであるが、セメントを添加した今回の実験では、そうはならなかった。ここでは、予圧密法によって作製したセメント添加粘土の含水比の不均一性について考察する。

予圧密終了後の試料を図-2 のように上部、中上部、中下部、下部に 4 分割し、それぞれの含水比を測定した。図-3 はその結果である。セメント比 0% を除けば、セメント添加量が増加すると平均的な含水比は上昇している。この原因として、

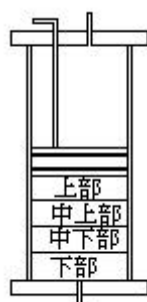


図-2  
予圧密試料の  
分割

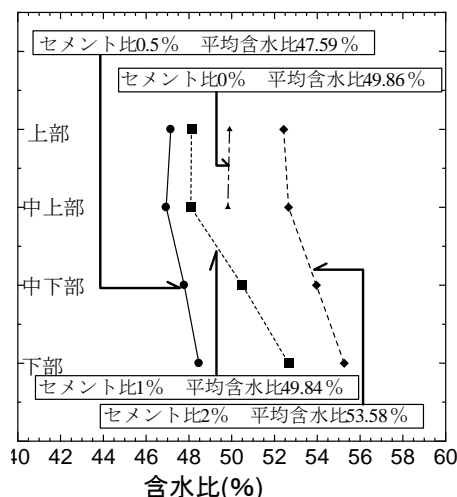


図-3 予圧密試料の含水比

予圧密を行う際に用いているアクリル製のセルとピストンの間に摩擦力が働いたためであると考えられる。摩擦力が働くと、予圧密セルの上部よりも下部の予圧密圧力は小さくなり、含水比が上昇する。セメントの強度には水セメント比が関わるので、圧縮性、強度に影響を与えている可能性がある。また、排水と同時にセメントの水溶性成分の流出が考えられ、その影響がある可能性もある。なお、試料を予圧密セルから取り出す際に必要な力はセメント比の増加とともに大きくなった。

### 3. 2 定ひずみ速度載荷試験

作製した試料の圧密特性を定ひずみ速度圧密試験によって測定した際に、使用した試料の含水比を表-1 に示す。

図-4 は 0.5% のセメント添加量における有効応力と間隙比の関係である。初期間隙比や養生期間の違いにかかわらず、降伏後のセメント添加土の圧縮曲線はほぼ一本に収束する。また、この収束した圧縮線は、圧密圧力の増加に伴って、セメント無添加の圧縮線に漸近していく。これは、構造を持つ自然粘土とそれを練り返した再構成粘土に特徴的な挙動である<sup>2)</sup>。また、セメント添加の有無や養生期間に関わらず、降伏応力が予圧密圧力と同じ 100kPa 前後である。図-5 は 1% のセメント添加量における有効応力と間隙比の関係であ

表-1 供試体の含水比

セメント添加量	予圧密後の養生日数	初期含水比 (%)	最終含水比 (%)
0%	28	53.34	33.08
0.50%	14	46.79	30.33
0.50%	28	47.95	31.11
0.50%	56	46.81	29.26
1%	0	52.46	36.99
1%	28	51.29	34.85
1%	56	49.88	32.53
2%	0	53.01	37.63
2%	14	54.88	39.22
2%	28	52.93	34.55

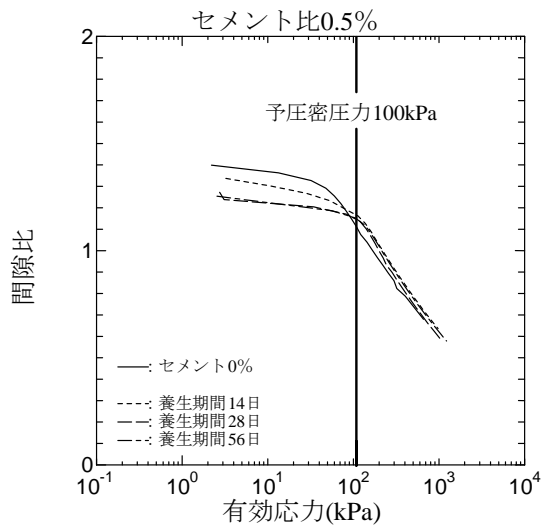


図-4 セメント比 0.5%の e-logp 関係

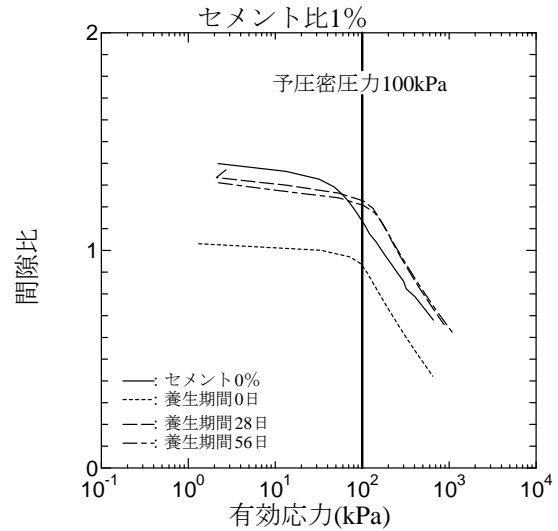


図-5 セメント比 1%の e-logp 関係

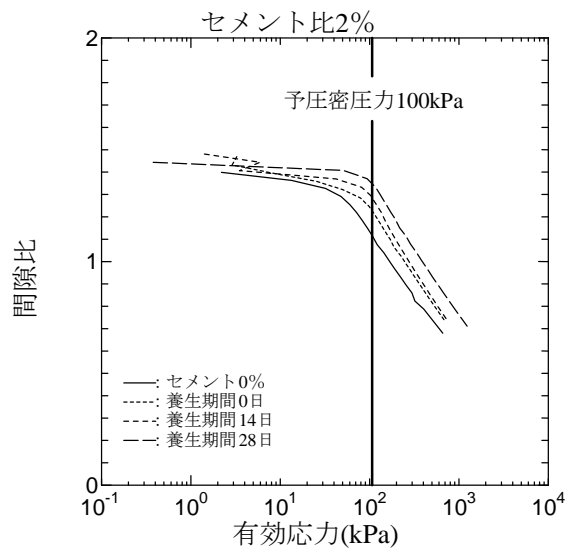


図-6 セメント比 2%の e-logp 関係

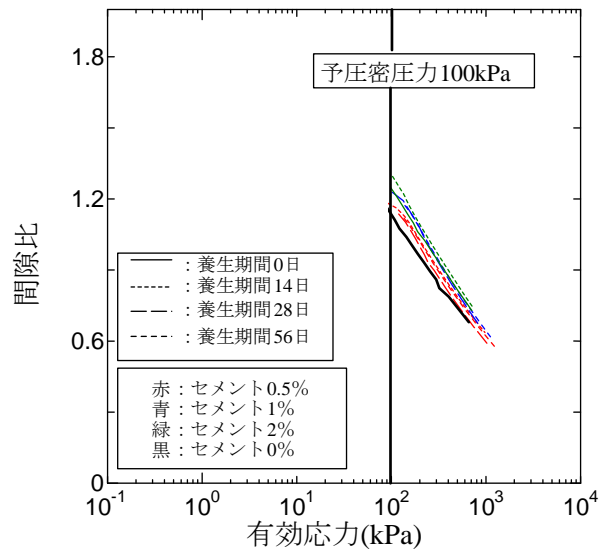


図-7 正規圧密線

る。予圧密が完了した後の養生期間が 0 日の結果を除けば、図-4 と同じ挙動が認められる。なお、0 日の挙動が大幅に異なる原因は調査中である。図-6 は 2% のセメント添加量における有効応力と間隙比の関係である。図-4 同様に、構造を持つ自然粘土とその再構成粘土に特徴的な挙動が認められる。図-7 では、図-4、図-5、図-6 の降伏後の有効応力と間隙比の挙動をまとめて示している。初期間隙比や養生期間が異なっても、セメント添加量によって決まる一本の正規圧密線に収束する。更に、セメント添加量によって決まる正規圧密線は圧密圧力の増加に伴ってセメント添加量 0% の正規圧密線に収束する傾向が認められる。

#### 4. 結論

再構成粘土のセメンテーションによる試料作製、物性値の測定に関して、以下の結論を得た。

- (1) セメントの添加により、間隙比と有効応力の関係に構造を持つ粘土の特徴的な挙動を再現できる。
- (2) 初期間隙比や養生期間が異なっても、セメント添加量によって決まる一本の正規圧密線に収束する。
- (3) セメント添加量によって決まる正規圧密線は圧密圧力の増加に伴ってセメント添加量 0% の正規圧密線に収束する傾向がある。

参考文献

- 1) 今井 遥平・宇高 薫・土田 孝：セメント添加再圧密により高位化した構造を持つ粘土の圧縮特性，第 45 回地盤工学研究発表会論文集， pp243-244， 2010
- 2) Burland, J. B. : On the compressibility and shear-strength of natural clays, *Géotechnique*, Vol.40, No.4, pp329-378, 1990



北海道大学工学部 学生会員 ○藪 大輔  
北海道大学工学院 国際会員 田中 洋行

## 1. はじめに

スレーキング現象に見られるように、堆積岩の風化は地盤工学において重要な課題である。風化は構成する鉱物の変質などの化学的なものや、乾湿あるいは凍結・融解による物理的原因などが複雑に絡みあう現象によって生じる。しかし、硬質粘土に限定すると風化による強度や剛性率の減少は、有効応力の減少で多くは説明できる。すなわち、サクシオンに代表される負の間隙水圧が時間とともに減少することによって膨張が生じ、風化が進行するものと考えられる。この現象を明らかにするために、本研究では種々の粘性土（不攪乱および再構成試料）に対して、供試体端面を強制的に自由水に曝し（以下サクシオン減少試験と称す）、サクシオンの減少が供試体内部にどのように進行し、力学特性がどのように変化するかを調べる。

## 2. 試験概要と用いた試料

### 2. 1 サクシオン減少試験

円柱状にトリミングした供試体を予め脱気・飽和させておいたセラミックディスク（空気侵入値が 240kPa）の上に乗せ、供試体のサクシオンを測定した。乾燥防止のため供試体にはメンブレンを被せ、さらに円筒セルで密封した。間隙水圧計で計測されるサクシオンの値は、セラミックの位置での大気開放の状態を初期値としたため、供試体全体の平均ではなく、供試体底面のサクシオンの値である。なお供試体の寸法は後述する表-1の通りである。

サクシオンの値の変化が落ち着き、最大値を示したことを確認してから、供試体上端面を 1cm の蒸留水を満たした（図-1）。この蒸留水が供試体の上端面だけに限定して浸透するように、ゴムバンドでメンブレンと供試体を固定した。

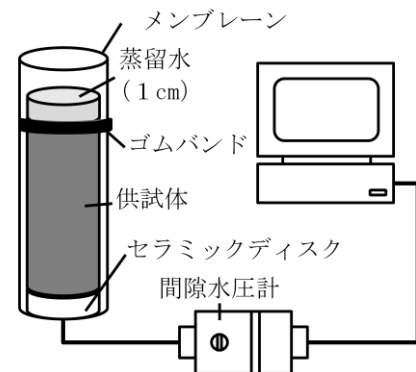


図-1 サクシオン測定

### 2. 2 サクシオン減少による $G_s$ の変化

サクシオン減少試験中にせん断剛性率  $G_s$  がどのように減少するかを測定するために、セラミックディスクの代わりにベンダーエレメント受信端子を装着したペDESTALの上に供試体に乗せ、2.1の試験と同様に、上部端面を蒸留水に曝し、ベンダーエレメントによってせん断速度の変化を捉えた。この試験から、サクシオンの減少と  $G_s$  との関連性が求められる。

また種々の有効拘束圧の下で、 $G_s$  を測定するために三軸試験を行った。供試体を一旦  $K_0$  状態で圧密した後、等方応力の下で除荷・膨張させた供試体の上部・底面にベンダーエレメントの送信端子・受信端子がそれぞれ具備されている三軸試験機を用い試験を行った。

### 2. 3 試験に用いた試料

表-1に示す4種類の粘性土を用いて試験を行った。ここに、 $c_{vn}$ はCRS試験より求めた正規圧密時の $c_v$ の値である。再構成試料は、笠岡粘土を200kPaで、ロシアのバイカル湖周辺から採取してきた試料は100kPaでそれぞれ二週間予圧して作成した。不攪拌試料は、北海道勇払郡厚真町と北海道江別市美原から採取してきた粘土を用いた。

表-1 試料一覧

	高さ [cm]	直径 [cm]	$c_{vn}$ [cm <sup>2</sup> /day]	予圧圧力 [kPa]	採取深度 [m]
笠岡粘土	10	5	30	200	再構成
バイカル粘土			94	100	
厚真粘土	8	3	400	不攪拌	29.4
美原粘土			40		20.3

### 3. 試験結果

#### 3. 1 時間とサクシオン減少の関係

測定結果を図-2に示す。図に示す時間 $t$ は蒸留水を注水してから時間、 $u_b$ は底面（浸透面とは逆の面）で計測されたサクシオンを示している。ここで、凡例括弧内の数字は供試体高さを示す。試料によって、予圧（再構成試料）や原位置の拘束圧（不攪拌試料）が異なり、また試料の乱れやすさが異なるので、初期サクシオンの値が異なっている。また、供試体上端面を蒸留水で満たしてからサクシオンが減少しゼロになるまでの経過時間は、厚真粘土、バイカル粘土、美原粘土、笠岡粘土の順に早くなっている。これは $c_{vn}$ と矛盾しない。しかし、試料によってかなりサクシオンの減少パターンが異なる。

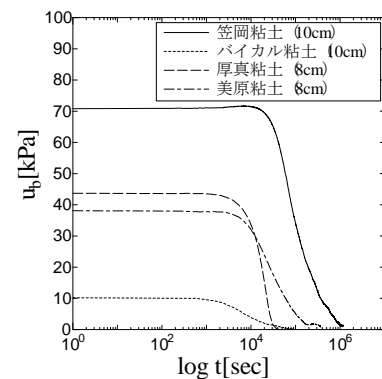


図-2 サクシオン測定比較

これらの減少パターンを比較するために、初期サクシオンの違いによる影響や表-1に示すように供試体の高さや $c_{vn}$ が試料によって異なる影響を除く必要がある。このため、サクシオンは初期サクシオン $u_{max}$ で正規化し、経過時間はサクシオンの減少がTerzaghiの圧密理論に従うとして、(1)式で定義される時間係数 $T_v$ による検討を行った。

$$(1)$$

ここに、 $H$ は供試体高さ、 $t$ は経過時間である。

$T_v$ と $u_b/u_{max}$ で整理した結果を図-3に示す。この図に、Terzaghiの次元圧密理論における $T_v$ と非排水面における $u/u_{max}$ の関係も示す（具体的な値は文献1）から引用した）。

図-2と図-3とを比較すると試料による違いは小さくなるが、試料によって $T_v$ と $u_b/u_{max}$ の関係は大きく異なる。また、理論曲線と比べて厚真粘土以外は早くサクシオンが減少していく傾向がある。この整理法において、問題は $c_v$ の値である。ここでは $c_v$ は正規圧密の値を用いているが、サクシオンの減少は過圧密に相当するので、その妥当性が問題となる。すなわち、一般的には過圧密時に $c_v$ は正規圧密の時より、大きな値を示すことが知られている。このため、除荷時の $c_v$ を調べるために次の節で述べる試験を行った。

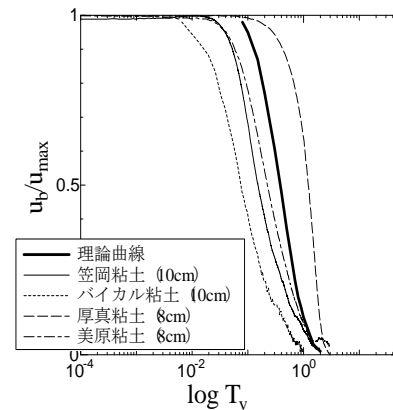


図-3 時間係数による正規化

#### 3. 3 除荷時の $c_v$ 変化

CRS試験によって、笠岡粘土を用いて、除荷時の $c_v$ の変化を求めた。CRS試験で $c_v$ を求める通常の方法は、供試体内に生じる過剰間隙水圧の分布を放物線と仮定して、底部で測定された間隙水圧の値から計算する。しかし、荷重が増加する載荷の場合には、過剰間隙水圧を放物線と仮定することに問題が生じないが、この仮定を除荷に当てはめると、計算される $c_v$ に大きな誤差が生じる。また、除荷時の間隙水圧の値は非常

に小さいので、計算誤差も大きくなる。そこで、除荷時の  $c_v$  は次のように計算した。

除荷過程においては、間隙比の変化は小さいので透水係数が一定と考えると、 $c_v$  は体積圧縮係数  $m_v$  だけの関数になる。 $m_v$  は図-4 のヒズミ～圧密圧力の関係から用いて  $c_v$  を計算した。結果を図-5 に示す。 $c_v$  は正規圧密時の  $c_{vn}$  で正規化して図に示す。確かに、除荷直後の  $c_v$  は  $c_{vn}$  より非常に大きいですが、 $p'$  が減少するにつれ、 $c_v$  は著しく減少する。すなわち、除荷過程は  $\log p$  に対して直線的に  $e$  あるいは  $\varepsilon$  が減少するので、 $p'$  が小さくなると  $m_v$  が著しく増大する。このために、 $p'$  が極端に小さくなると  $c_v$  は正規圧密時より小さくなる。用いた供試体に予圧および初期サクシオンを考えると、今回の行ったサクシオン試験の応力範囲は図-5 の右図となり、かなり正規圧密時の  $c_v$  と近くなる。すなわち、サクシオン減少試験における初期の段階は、 $c_{vn}$  より大きめ、サクシオンの値が小さくなると  $c_{vn}$  より小さな  $c_v$  でサクシオンが減少することがわかる。このような減少を反映して、図-3 の結果が得られたと考えられる。

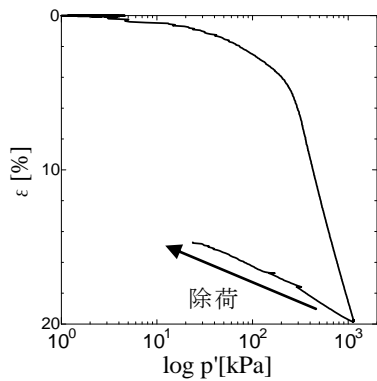


図-4 CRS 試験応力ひずみ曲線

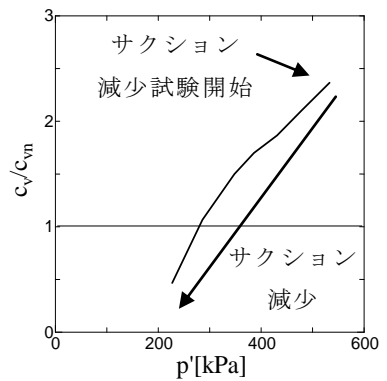
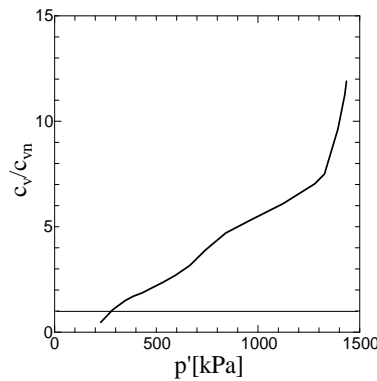


図-5 CRS 試験における除荷時の  $c_v$  の変化

### 3. 4 サクシオンおよび有効応力の減少による $G_s$ の変化

ベンダーエレメントによる  $G_s$  の変化とサクシオンの測定は一緒にできなかったので、ベンダーエレメント試験中においても、サクシオン減少試験と同様に蒸留水の浸透によってサクシオンが減少するものと考えて試験を行った。笠岡粘土で求められた、上記の仮定に基づいて作成した  $G_s$  と  $u_b$  の関係を図-6 に示す。

サクシオン減少試験を三軸試験で再現するために、笠岡粘土を用いて以下のような試験を行った。まず予圧による再構成試料を再現するために、鉛直有効応力が 200kPa の下で  $K_0$  圧密を行った。図-2 に示すように、初期サクシオンが 70kPa なので、70kPa まで等方応力の状態で除荷を行った。膨張が終了後、ベンダーエレメント試験を行いせん断波速度  $V_s$  の測定する。さらに、50kPa、30kPa、10kPa、5kPa と段階的に除荷を行い、その段階ごとにベンダーエレメント試験により  $V_s$  を測定した。このように求めた有効応力  $p'$  と  $G_s$  の関係を図-7 に示す。

サクシオン減少試験における  $G_s$  の減少と、三軸試験から求めた  $G_s$  との間に整合性があるか否かを検討するために、測定されたサクシオンから供試体内の有効応力を推定した。推定には、Terzaghi の一次元圧密理論から等時圧密曲線を用いた（具体的な値は文献 1）から引用。すなわち、別途に行ったサクシオン減少試験から経過時間ごと底部における  $u_b$  が計測されているので、供試体を 5 層程度に分割し、等時圧密曲線から各層の有効応力を求め、これに対応する  $G_s$  を図-7 から求める。このように求めた  $G_s$  の平均値が、ベンダーエレメントで測

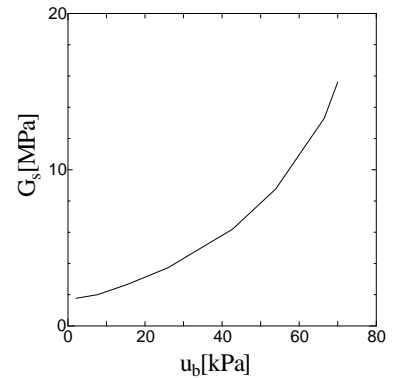


図-6 サクシオンの減少による  $G_s$  の変化

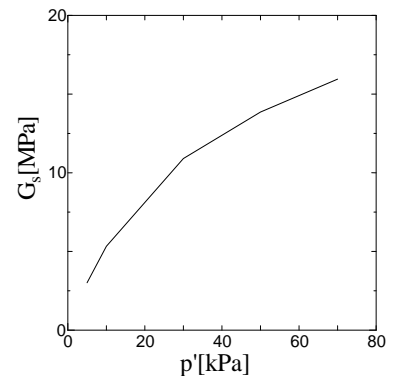


図-7 平均有効応力の減少による  $G_s$  の変化

定された  $G_s$  に相当するはずである。比較した結果を図-8に示す。

また、両者の比を図-9に示す。これらの図において、サクシオン減少試験から求めた  $G_s$  を  $G_{s1}$ 、三軸試験から推定した  $G_s$  を  $G_{s2}$  とする。この図より、サクシオン減少試験が進行するに従い ( $p'$  が減少するに従い)、三軸試験による  $G_s$  の方が大きくなる傾向にある。しかし、両者の比は 0.6~1.2 倍となっており、三軸で求められた  $p'$  と  $G_s$  の関係に従ってサクシオン減少試験中の  $G_s$  が変化することがわかる。

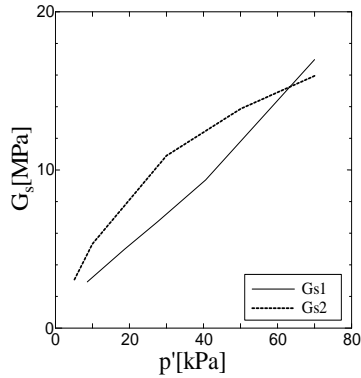


図-8 サクシオン減少試験と三軸試験から求められた  $G_s$  の比較

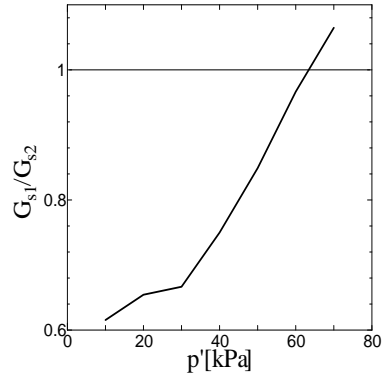


図-9 図-8の精度

#### 4. まとめ

##### (1) サクシオン減少傾向

サクシオン減少試験の結果を圧密現象として捉え、初期サクシオンを初期の状態として、さらに供試体高さと同圧密時の  $c_{vn}$  によって時間係数  $T_v$  を定義し、Terzaghi の一次元圧密理論と比較した。その結果、理論曲線より、実験で得られたサクシオンの方が早く消散する傾向にあった。サクシオン試験開始時は除荷時の  $c_v$  は正規圧密時の  $c_{vn}$  より大きい、応力が小さくなるにつれ  $c_v$  は減少していく現象を反映していると考えられる。

##### (2) サクシオン減少に伴う $G_s$ の変化

サクシオンの減少による  $G_s$  の変化を、三軸試験の除荷試験から求めた  $G_s$  と比較した。この結果、三軸試験による  $G_s$  のほうが多少大きくなる傾向はあったが、その差は小さく、充分予測できることがわかった。また、今回は  $G_s$  の測定しか行っていないが、非排水せん断強さも  $G_s$  と同様に減少するものと推察される。

#### 参考文献

- 1) 網干寿夫：第4章圧密，土質力学（最上武雄編），技法堂，pp. 331-478，1969.

## 高含水比粘性土の力学的特性

北海道大学工学部 学生会員 ○神津 汰地  
北海道大学大学院 学生会員 布谷 信貴  
興亜開発株式会社 国際会員 中島 美代子  
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行

### 1. はじめに

港湾施設の大水深化や航路の維持浚渫によって、毎年大量の浚渫土が発生している。浚渫土を処分する埋立地の減少や環境面への配慮により、浚渫土の処分方法は多くの技術的な課題を抱えている。これらの課題を解決するためには、高含水比粘性土の力学的特性を解明することが重要である。

従来の地盤工学では、強度の発現は有効応力の増加によるものと考えられてきた。一方、有効応力の増加によらないシキソトロピーの現象が知られている。Sochan and Tanaka<sup>1)</sup>は、本研究の対象である高含水比粘性土に対して、ベンダーエレメントによるシキソトロピーの研究を行い、時間経過と共に強度が増加するシキソトロピーの重要性を指摘している。また、中島ら<sup>2)</sup>の研究では塩分濃度により土粒子間に影響を及ぼし合い、液性限界が変化するという結果が得られている。

本研究では、高含水比粘性土に含まれる塩分濃度の異なる笠岡沖浚渫土を用いてベンダーエレメント試験（以下 BE 試験）を実施し、練り返し後の養生時間におけるせん断剛性率( $G$ )を測定し、塩分濃度の違いによる養生時間と強度回復との関係性を明らかにする。

### 2. 試料

塩分を含む試料の含水比を測定する場合、塩分補正を行う必要がある。塩分補正の概念図を図-1 に示す。間隙水に含まれる塩分は通常の湿潤状態では液体として挙動するが、含水比を測定する際に試料を乾燥させると、塩分は個体として測定されるため、計算される含水比の値に誤差が生じる。

本論文では、図-1 の概念図に基づき、(1)式による塩分補正後の含水比で結果を提示する。

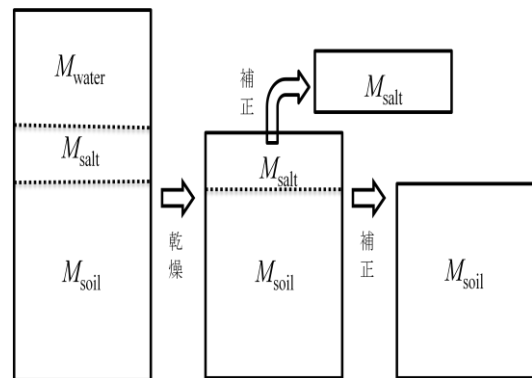


図-1 塩分補正概念図

近似的に、 $M_{soil} w = \alpha M_{water}$  であるので、最終的な  $w$  は(1)式で表すことができる。

$$\frac{\alpha}{\alpha + \alpha}$$

ここに、

$M_{soil}$  = 土粒子の質量(g),  $M_{water}$  = 間隙水の質量(g),  $M_{salt}$  = 塩分の質量(g),  $M_{total}$  = 試料と容器の質量(g),  
 $M_{dry}$  = 炉乾燥試料と容器の質量(g),  $M_{dish}$  = 乾燥皿の質量(g),  $\alpha$  = 塩分濃度



今回の試験では笠岡沖浚渫土を用いた。塩分濃度の増加による液性限界値の変化を図-2に示す。塩分濃度の増加により液性限界の増加が顕著にみられる。特に塩分濃度が2%より低いと、液性限界に及ぼす塩分濃度の影響は大きい。

試験は塩分濃度(CI=0.1, 0.25, 0.5, 1.5, 3.0, 5.0%)で行い、塩分補正後の含水比、あるいは塩分によって変化した液性限界値で含水比を正規化した値を表-1に示す。

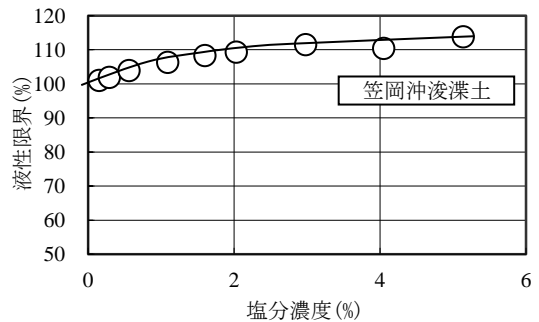


図-2 各塩分濃度と液性限界値

表-1 各塩分濃度での液性限界・塩分補正前後での含水比・正規化含水比

塩分濃度 (%)	含水比 (塩分補正前) w(%)	含水比 (塩分補正後) w(%)	液性限界 (塩分補正後) $w_L$ (%)	正規化した含水比 $w/w_L$
0.15	110.01	110.20	101.0	1.09
0.29	111.09	111.38	101.9	1.09
0.56	109.06	109.63	103.9	1.06
1.60	106.06	107.90	108.3	1.00
2.98	112.98	117.20	111.5	1.05
5.14	112.59	119.35	113.8	1.05

### 3. 試験方法

#### 3.1 BE 試験

BE 試験は、送信側 BE から発生させたせん断波 (S 波) を受信側 BE で受信し、S 波の到達時間を測定する試験である。その後、せん断弾性波速度、せん断剛性率を算出する。BE 試験の構成図を図-3に示す。また、BE 試験は他の力学試験に比べて非破壊試験であり、また試験に要する時間も短いという特長を持つ。この特長により、同一試料に対して、早期の強度回復を的確に捉えることができる。

円筒形の容器 (直径  $D=4.7\text{cm}$ , 高さ  $H=8.2\text{cm}$ ) に対象となる試料を充填し、起振波の周波数  $f$  は  $200\sim 700\text{Hz}$  の範囲で  $100\text{Hz}$  ごとに増加した。

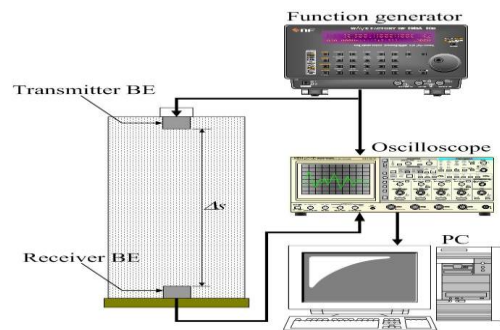


図-3 BE 試験構成図

#### 3.2 せん断剛性率 $G$ の算出方法

$G$  を算出するためには、せん断弾性波速度  $V_s$  を求めることが必要となる。 $V_s$  を求めるための距離  $\Delta s$  は送信と受信の BE の先端間の距離とした (Tip to Tip)。また、せん断波の到達時間は多くの研究者が採用している "Start to Start" とした (例えば Yamashita ら<sup>3)</sup>)。

$V$  は(2)式で求めることができる。

—

(ここに、 $\Delta s$  : BE 間の距離、 $\Delta t$  : S 波の到達時間 (msec))

また、上記の(2)式にて算出された  $V_s$  から、(3)式でせん断剛性率  $G$  を求めた。

(ここに、 $\rho$  : 湿潤単位体積重量(g/cm<sup>3</sup>),  $V_s$  : せん断弾性波速度(m/sec))

#### 4. 試験結果

##### 4.1 入力波の周波数による影響

図-4 に塩分濃度 0.25%における、周波数  $f$  と繰り返し後 24 時間のせん断剛性率( $G_{24}$ )の関係を示す。入力波の周波数が増加すると  $G_{24}$  は増加することがわかる。また、入力波が 200Hz と 700Hz での  $G$  を比較すると、は 20kPa 程度の差が生じている。この傾向は各塩分濃度および養生時間でも確認された。

図-5 に Sochan and Tanaka<sup>1)</sup>の研究によって示された相対含水比  $w/w_L$  と  $G_{24}$  の関係(塗りつぶしの記号で示す)と、本研究で行った塩分濃度の異なる笠岡沖浚渫土の試験結果を加えた結果(白抜き記号)を示す。彼らの値は、今回の研究で得られた値より上部に位置しているのがわかる。彼らが用いた入力波の周波数は 1000Hz であるのに対して、図-5 に示す値は 700Hz で得られた値である。 $w/w_L=1.0$  付近の  $G_{24}$  は、入力波の周波数が 1000Hz のときの  $G_{24}$  は 120kPa から 240kPa の範囲にある。一方、入力波の周波数が 700kHz のときは  $G_{24}$  が 70kPa から 100kPa の範囲となり、1000kHz のときと比べ  $G_{24}$  は 140kHz ほど小さくなる。すなわち、入力波の周波数の違いにより  $G$  の大きさにも違いが生じたと考えられる。これ以降に示す  $G$  の値は、入力波の周波数が 200Hz から 700Hz で得られた  $G$  の平均値とする。

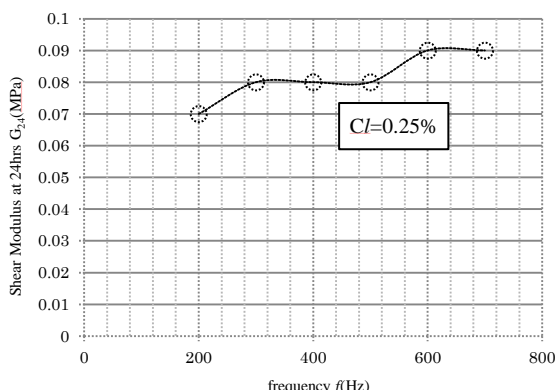


図-4 塩分濃度 0.25%における周波数と  $G$

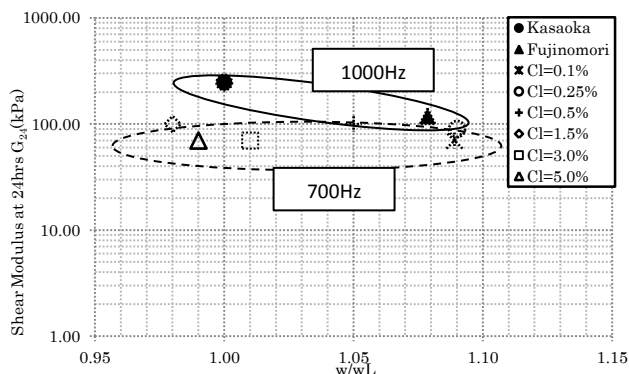


図-5 周波数の違いによる  $w/w_L$  と  $G$  の関係

##### 4.2 繰り返し後の養生時間とせん断剛性率の関係

繰り返し後の養生時間により、せん断剛性率  $G$  がどのように変化するかを見たのが図-6 である。 $w$  が増加するに従い  $G$  は増加する傾向にあるが、いずれの場合も養生時間によって  $G$  は増加している。

養生日数による  $G$  の増加に関しては図-7 に示す。この図で示す  $G$  の増加率は、繰り返し後 1 時間の  $G$  を初期強度とし( $G_1$ )、10,24,48,120 時間後の  $G(G_{10}, G_{24}, G_{48}, G_{120})$  を  $G_1$  で正規化した  $G$  である( $G/G_1$ )。図-7 では、異なる  $w$  および塩分濃度の下で行った試験結果を載せているが、これらの条件の違いによらず、シキソトロピーによる  $G$  の増加割合は変化しない。

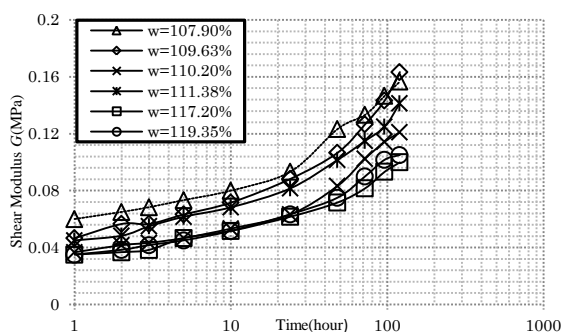


図-6 繰り返し後の養生時間と  $G$  の関係

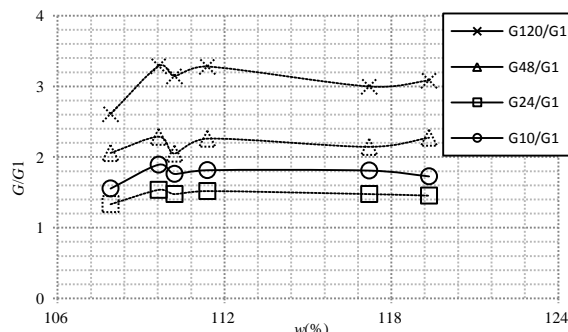


図-7 繰り返し後の養生時間と  $G$  の関係

### 4.3 塩分濃度・相対含水比・含水比と $G_{24}$ の関係

塩分濃度と $G_{24}$ の関係を図-8に示す。表-1に示すように、塩分濃度の変化によって $w$ も変化し、また $w_L$ も変化するので、図-8の解釈は難しい。しかしながら、 $Cl=1.0\%$ から $Cl=1.5\%$ のあたりで $G_{24}$ は最大となり、その後減少し、一定となる傾向がみられる。次に、 $w/w_L$ と $G_{24}$ の関係を見てみる(図-9)。 $w/w_L$ と $G_{24}$ の間には“ばらつき”があり、相関関係は認め難い。図-10に $w$ と $G_{24}$ の関係を示す。図-10に示すように、 $w$ が増加すると $G_{24}$ は直線的に減少する。以上より、 $G$ は塩分濃度や $w/w_L$ によらず一義的に関連付けられるという可能性を示唆している。

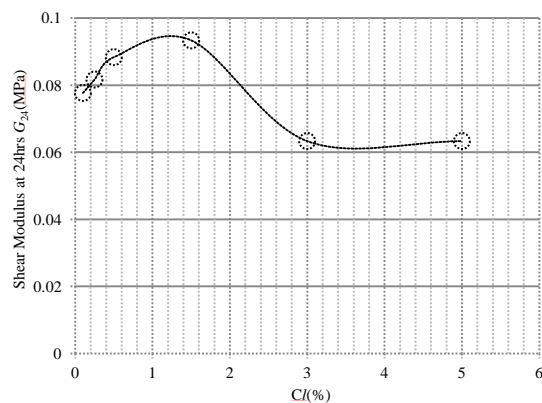


図-8 塩分濃度と $G$ の関係

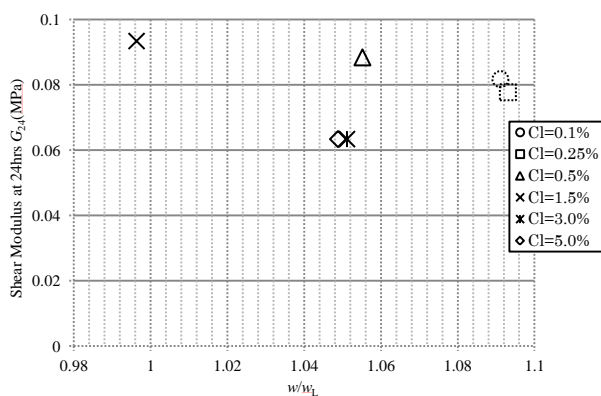


図-9 相対含水比  $w/w_L$  と $G$ の関係

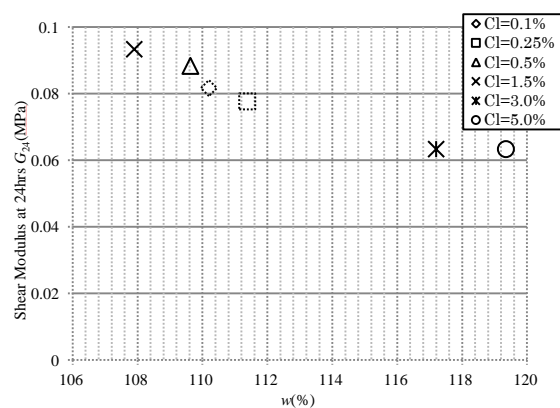


図-10 自然含水比  $w$  と $G$ の関係

## 5. まとめ

本文に示した笠岡沖浚渫土を用いたBE試験により、相対含水比 $w = 1.0$ 付近での比較的高含水比な粘性土の力学的特性に関して幾つかの知見を得た。

- 1) BE試験において、 $G$ は入力波の周波数に依存し、周波数が増加するにつれ測定される $G$ は大きくなる。
- 2) 含水比や塩分濃度はシキソトロピーによる $G$ の増加率に影響を与えない。
- 3) 今回の実験では塩分濃度によって $w_L$ が変化する試料を用いた。しかしながら、一定時間養生された後の $G$ は、塩分濃度や $w/w_L$ によって変化するのではなく、 $w$ によって一義的に関連付けられる結果を得た。

## 参考文献

- 1) Sochan,S.andTanaka,H. : Properties of very soft clay: A study of thixotropic hardening and behavior under low consolidation pressure, *Soils and Foundations* ;52(2):341-351,2012
- 2) 中島美代子, 富田龍三, 田中政典 : 塩分濃度が液性限界および塑性限界に及ぼす影響 (2), 第47回地盤全国研究発表会, 八戸, 289-290,2012
- 3) Yamashita,S., Kawaguchi,T., Nakata,Y., Mikami,T., Fujiwara,T. and Shibuya,S. : Interpretation of international parallel test on the measurement of  $G_{max}$  using bender element, *Soils and Foundations*;49(4):631-650,2012

## 中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性

土木研究所	寒地土木研究所	国際会員	○林 宏親
同上		国際会員	西本 聡
同上		正会員	橋本 聖
同上		正会員	梶取 真一

### 1. まえがき

地震などによる地盤の動的問題を扱う場合、土の動的変形特性の把握が重要となる。しかし、泥炭や有機質粘土の動的変形特性に関する研究は、砂や粘土などの無機質土に比べ研究事例が極めて少なく、未だ不明確な部分を残しているのが現状である。

繰返し三軸試験による泥炭または高有機質土の動的変形特性については、以下の既往研究がある。能登・熊谷<sup>1)</sup>は、北海道各地から採取した泥炭の初期せん断剛性率を含水比と有効拘束圧の関数で表現できることを明らかにしている。石原ら<sup>2)</sup>は、東京都大田区の高有機質土の初期せん断剛性率を間隙比と有効拘束圧の関数で表している。Wehling et al<sup>3)</sup>は、アメリカの peaty organic soil について、過圧密履歴が初期せん断剛性率に影響を与えると報告している。また、荻野ら<sup>4)</sup>は、北海道と秋田県で採取した有機質粘土および高有機質土の実験を行い、初期せん断剛性率と土粒子密度、間隙比、有効拘束圧の関係を明らかにしている。

一方、泥炭のように植物繊維が水平に堆積してできた構造異方性が強い土の動的変形特性の検討において、供試体の 45° 面に繰返し荷重が作用し、さらに供試体の等方性を仮定して間接的にせん断剛性を求める三軸試験を適用することへの疑問が指摘されている<sup>1) 5)</sup>。このこと踏まえると、堆積面に水平に直接繰返し荷重を作用させ、かつ直接せん断剛性を得ることができる、繰返しねじりせん断試験の方が適切な試験と考えられる。しかし、繰返しねじりせん断試験による泥炭の動的変形特性の検討は、近江ら<sup>6)</sup>や林ら<sup>5) 7)</sup>の研究などに限られている。

以上のことから、繰返し三軸試験を中心とした既往の研究成果をさらに進展させ、有効拘束圧、物理インデックスおよび過圧密履歴が泥炭の動的変形特性に与える影響などを明らかにする必要がある。そこで、本検討では、北海道において採取した有機質粘土から繊維質に富んだ泥炭までの広範囲な試料に対して繰返しねじりせん断試験を行い、有効拘束圧、含水比および強熱減量と初期せん断剛性率の関係、せん断剛性率や履歴減衰率のひずみ依存性などを調べた。さらに、その結果に基づいて、いくつかの実験式を提案した。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試料

北海道内各地（図 1）において、シンウォールサンプリングした不攪乱泥炭を用いて実験を行った。物性値を表 1 に示す。自然含水比 143%~970%および強熱減量 18%~95%であり、有機質粘土から未分解な植物遺骸を多く含んだ繊維質泥炭までの広範囲な試料を試験に供した。なお、泥炭地盤は極めて不均質に堆積しているため、同一箇所から採取した試料であっても、各供試体で物性がばらつく恐れがある。そのため、採取した試料のうち繊維質の含有や分解の度合いが大きく変わらない部分から、各試験の供試体を作製するよう努めた。さらに、試験後の供試体の強熱減量を測定し、物性が大きく変わらないことを確認した。

#### 2.2 実験方法

動的変形特性を繰返しねじりせん断試験によって検討した。繊維質を多く含む泥炭の場合、供試体の作製・設置方法が重要となるので、ここで詳細に記述する。基本的には、地盤工学会基準「土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法 (JGS 0550)」に従った。まず、押し抜き器を用いて慎重にシンウォールチューブから試料を取り出し、ワイヤソーで適当な長さに切断した後、ワイヤソーとストレートエッジを使

用して供試体側面を整形した。この際、根や茎などの繊維を切断することが困難な場合には、はさみとカッターナイフを用いた。次にモールドを取り付け、上下端面を丁寧に整形し、ドリルガイドを取り付け、ドリルで内孔を整形するための先行孔を空けた。先行孔にワイヤソーを通し、供試体内側を少しずつ慎重にくり抜いたが、繊維を切る際にはさみやカッターナイフを併用した。最後に内孔をストレートエッジで整形した。使用した泥炭は、繊維質を含むものだったが、以上の手順を慎重かつ手早く行うことで所定の供試体を成形することができた。なお、供試体の寸法は、外径 70mm、内径 30mm、高さ 70mm とした。

供試体の設置では、圧密時間の短縮を図るため、供試体内孔面および外周面にろ紙 (0.5cm×8cm) を等間隔に各々6枚使用した。供試体の飽和に際しては、まず供試体内部の空気を徐々に二酸化炭素へ置き換えた上で、脱気水を供試体に流し入れ、間隙を脱気水で満たした後に、100kN/m<sup>2</sup> の背圧を载荷した。0.98～1.0 の B 値が確認されている。このように作製・設置された供試体に対して、地盤工学会基準 (JGS 0543) に従い試験した。

泥炭は強い構造異方性を有することがよく知られているが、その動的変形特性は有効拘束圧の異方圧密応力比にあまり関係ないことが明らかとなっている<sup>7)</sup>。したがって、30～150kN/m<sup>2</sup> (表 1) の圧力で等方圧密し、3t 法により圧密を打ち切った後、その圧密圧力を有効拘束圧として、非排水条件下で正弦波 (0.05Hz) の繰返しねじり力を 1 载荷段階につき 11 波载荷した。なお、圧密降伏応力 (表 1) と今回の試験において与えた有効拘束圧の関係から、すべて正規圧密状態の試料について実験したことがわかる。

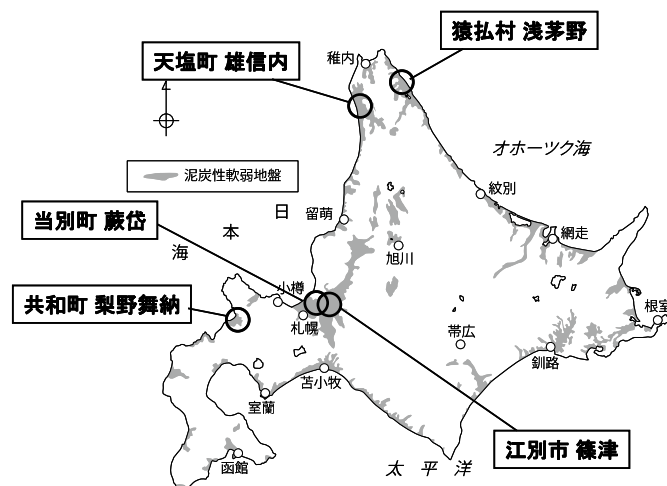


図 1 試料の採取位置図

表 1 試料の物性と繰返しねじりせん断試験における有効拘束圧

箇所名	土質	深度 (GL-m)	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	自然含水比 $W_n$ (%)	強熱減量 $L_i$ (%)	初期間隙比 $e_0$	圧縮指数 $C_c$	圧密降伏応力 $P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	分解度 (水洗い) $H$ (%)	分解度 (Von Post)	有効拘束圧 $\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )
当別町藤岱	泥炭	1.8 ~ 2.7	1.53	700~772	88~95	11.1	7.2	23	-	-	30, 90, 150
江別市篠津	泥炭	2.0 ~ 2.8	1.92	377~419	47~67	7.9	5.1	26	92	H5	30, 50, 100, 150
	有機質粘土	4.0 ~ 4.8	2.47	143~194	18~22	3.5	1.6	41	97	H8	50, 100, 150
猿払村浅茅野	泥炭	1.5 ~ 2.3	1.51	883~970	88~95	14.8	9.3	16	82	H5	50, 100, 150
共和町梨野舞納	泥炭	1.0 ~ 1.8	1.51	837~945	93~94	13.5	10.0	15	79	H5	30, 50, 100, 150
天塩町雄信内	泥炭	2.0 ~ 2.8	1.63	726~818	69~80	13.6	8.1	15	65	H5	30, 50, 100, 150
	泥炭	3.0 ~ 3.8	1.99	458~657	55~62	9.9	6.4	18	80	H5	30, 50, 100, 150



### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 初期せん断剛性率と有効拘束圧、物理インデックスとの関係

砂や粘土における既往の研究<sup>例え 8) 9) 10)</sup>では、初期せん断剛性率  $G_0$  を間隙比  $e$  および有効拘束圧  $\sigma'_c$  との関係で整理して、次式によって表現されることが多い。ここで、 $A$  は定数、 $F(e)$  は  $e$  の関数、 $n$  は定数である。

$$G_0 = A F(e) \sigma'_c{}^n \quad (1)$$

しかし、能登・熊谷<sup>1)</sup>および荻野<sup>4)</sup>は、砂や粘土と比較して極めて大きな間隙を有する泥炭に対して、間隙比を使う式(1)のタイプの実験式の適用性が低いことを指摘している。泥炭の力学的特性と含水比が関連づけられることが多いことから、これらの既往研究および近江<sup>6)</sup>は、初期せん断剛性率と含水比の関係を調べている。そこで、今回の実験で得られた圧密後含水比（以下、含水比とする）と初期せん断剛性率の関係を両対数上に整理したのが図2である。同じ有効拘束圧であれば、含水比が高くなるにつれて、初期せん断剛性率がほぼ直線的に小さくなるのがわかる。また、その傾きは、-0.49~-0.60の範囲にあり、有効拘束圧が異なっても傾きは大きく変わらない。

両対数上における強熱減量と初期せん断剛性率の関係を図3示す。同じ有効拘束圧では、強熱減量が大きくなるに伴い、初期せん断剛性率が直線的に小さくなった。含水比の場合と同様に、その傾きは、有効拘束圧にほとんど影響を受けない。

有効拘束圧と初期せん断剛性率の関係を、有機質粘土と泥炭にわけて、図4と図5に示す。有機質粘土の初期せん断剛性率は、有効拘束圧 50~150kN/m<sup>2</sup> の範囲において、6.8~13.9MN/m<sup>2</sup> であり、初期せん断剛性率は有効拘束圧の0.64乗に比例して増加した。泥炭の初期せん断剛性率は、有機質粘土と比べて小さく、有効拘束圧 50~150kN/m<sup>2</sup> の範囲では、2.2~10.4MN/m<sup>2</sup> であった。また、初期せん断剛性率と有効拘束圧は、試料の違いに関係なく概ね比例関係にあり、この傾きは平均的に0.86であった。砂の初期せん断剛性率は、有効拘束圧の0.5乗と比例して増加することが知られている<sup>例え 8) 9)</sup>。粘土では、0.5~0.6乗との報告がある<sup>例え 10) 11)</sup>。以上のことから、砂や粘土の初期せん断剛性率を式(1)によって表現する場合は、 $n=0.5$  とすることが多い。一方、今回の実験結果では、有機質粘土あるいは泥炭の  $n$  は、砂や粘土よりも大きく、無機質土と比べて有効拘束圧の影響を強く受けることがわかる。なお、泥炭や高有機質土の既往研究<sup>1) 2) 3) 4)</sup>でも、砂や粘土と比べて大きな値 ( $n=0.55$ ~

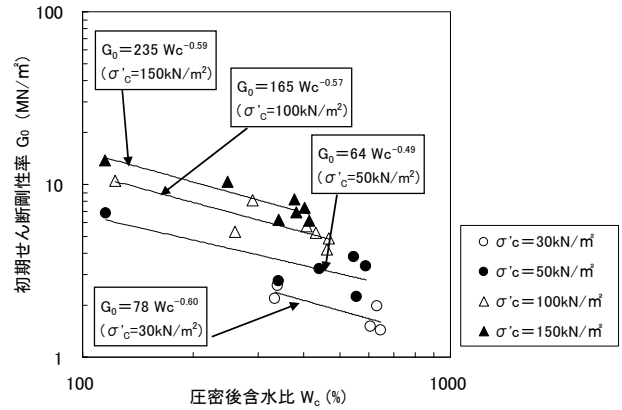


図2 圧密後含水比と初期せん断剛性率

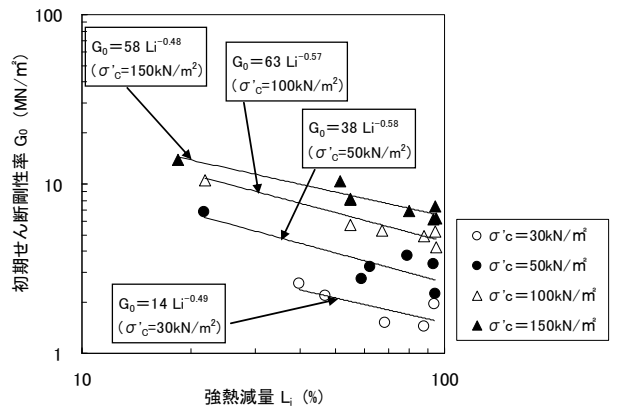


図3 強熱減量と初期せん断剛性率

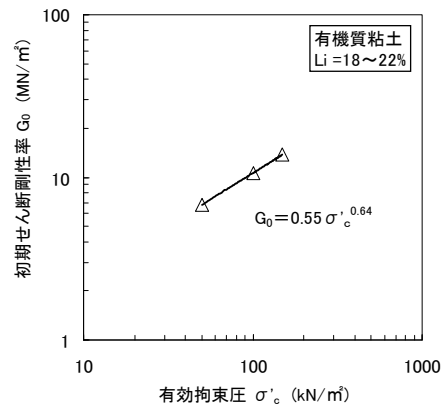


図4 有効拘束圧と初期せん断剛性率 (有機質粘土)

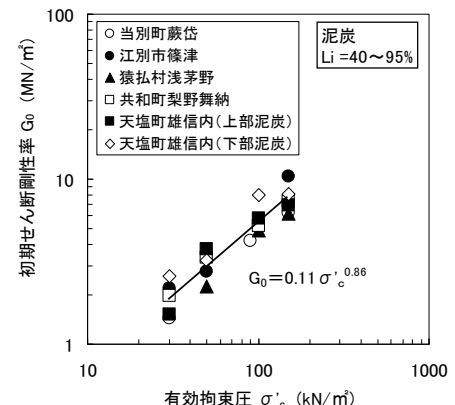


図5 有効拘束圧と初期せん断剛性率 (泥炭)

0.92) が報告されている。

図6と図7に含水比および強熱減量と試料ごとに求めたnの関係を示す。先に述べたとおり、有機質粘土のn=0.64と比べて、泥炭のn=0.79~0.96(平均値は0.86)は大きい、今回の実験結果の範囲では含水比や強熱減量との間に明瞭な相関関係は認められない。

以上の実験結果および既往研究の知見を踏まえて、有機質粘土と泥炭を対象にした初期せん断剛性率の定式化を検討する。図2、図4および図5において、初期せん断剛性率が含水比や有効拘束圧と両対数上で直線的な関係にあったことから、初期せん断剛性率を有効拘束圧のn乗で除した値( $G_0/\sigma'_c{}^n$ )と含水比の関係を図8に示す。ここで、n

は、図6や図7から土質別の平均値(有機質粘土:n=0.64、泥炭:n=0.86)と仮定した。含水比と $G_0/\sigma'_c{}^n$ の関係は、土質ごとに図中に示した式で近似できる。この結果から、有機質粘土および泥炭の初期せん断剛性率は、式(2)と式(3)で表すことができる。ここで、 $G_0$ の単位は $\text{MN}/\text{m}^2$ 、 $W_c$ は圧密後含水比(%)、 $\sigma'_c$ の単位は $\text{kN}/\text{m}^2$ である。

$$\text{有機質粘土} : G_0 = 1.284W_c^{-0.17}\sigma'_c{}^{0.64} \quad (2)$$

$$\text{泥炭} : G_0 = 0.725W_c^{-0.32}\sigma'_c{}^{0.86} \quad (3)$$

式(2)および式(3)は、含水比から初期せん断剛性率を簡易に推定できる式であり、実務において有用と考える。しかし、これらはいくつかの近似関係や仮定に基づいていた実験式であり、その精度を確認する必要がある。図9に実験から得られた初期せん断剛性率と式(2)および式(3)から推定した値の関係を示す。有機質粘土ならびに泥炭とも概ね実験値と推定値が一致し、推定値は実験値の0.7~1.3倍の範囲にあった。

### 3.2 せん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性

本節では、せん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性を検討する。代表的な結果として、物性が大きく異なる3試料(共和町梨野舞納の泥炭、江別市篠津の泥炭、江別市篠津の有機質粘土)における有効拘束圧 $100\text{kN}/\text{m}^2$ の場合のせん断ひずみとせん断剛性比(初期せん断剛性率で正規化したせん断剛性率) $G/G_0$ の

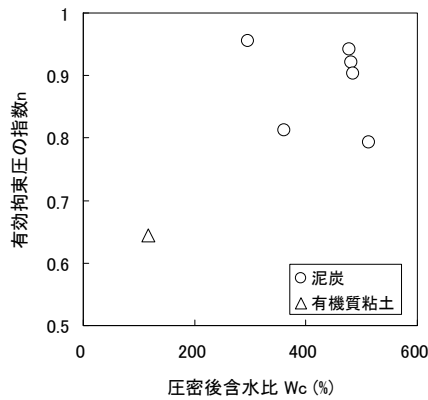


図6 圧密後含水比と拘束圧の指数 n

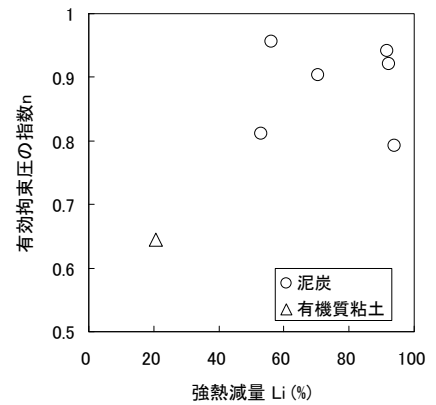
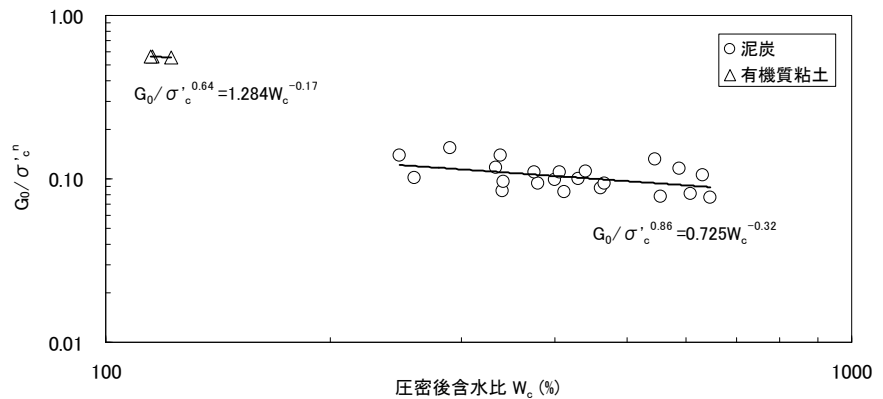


図7 強熱減量と拘束圧の指数 n



縦軸の有効拘束圧 $\sigma'_c$ の指数n: 有機質粘土n=0.64、泥炭n=0.86

図8 圧密後含水比と $G_0/\sigma'_c{}^n$

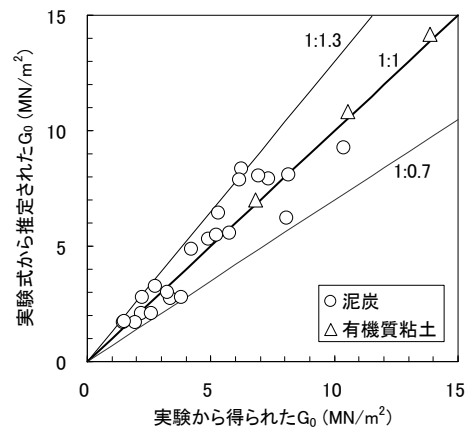


図9 初期せん断剛性率の実験値と推定値

関係を図 10 に示す。最も繊維質が多く、含水比 ( $W_c=430\%$ ) や強熱減量 ( $Li=94\%$ ) の高い梨野舞納の泥炭では、せん断ひずみ 0.05%程度からせん断剛性比の低下が見られ、せん断ひずみ 1%の時には初期の 0.5 程度のせん断剛性であった。一方、泥炭と比べ含水比や有機物の少ない篠津の有機質粘土 ( $W_c=122\%$ ,  $Li=22\%$ ) では、せん断ひずみ 0.01%程度からせん断剛性比の低下が現れ、せん断ひずみの増加に伴うせん断剛性比の減少が比較的大きい。やや分解の進んだ泥炭である篠津の泥炭 ( $W_c=259\%$ ,  $Li=67\%$ ) では、両者の中間的な結果であった。すなわち、含水比や強熱減量の大きい泥炭ほど、せん断剛性率のひずみ依存性(非線形性)が弱いといえる。なお、安田・山口<sup>12)</sup>は、粘土・シルト、砂質シルトならびに砂・砂礫のせん断剛性率のひずみ依存性を報告している。それによると、砂・砂礫のひずみ依存性が最も強く、続いて砂質シルト、粘土・シルトの順であり、最も弱いひずみ依存性を示した粘土・シルトでは、0.005%程度から剛性の低下が認められている。図 10 における泥炭のせん断ひずみ依存性は、安田・山口<sup>12)</sup>の粘土・シルトよりもさらに弱いものである。

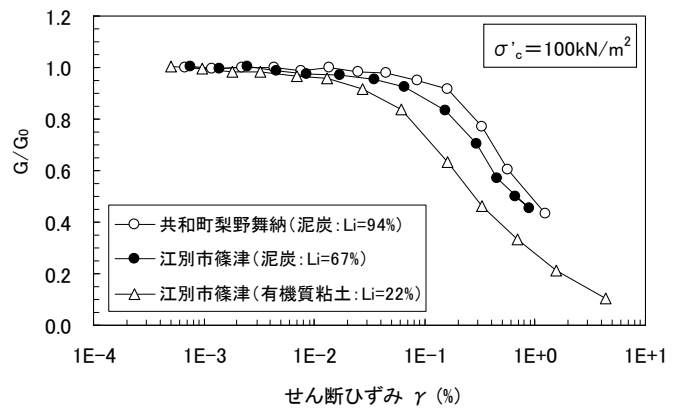


図 10 せん断ひずみとせん断剛性比

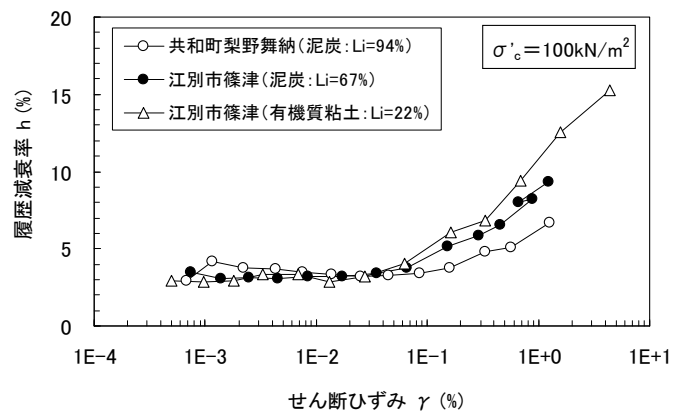


図 11 せん断ひずみと履歴減衰率

図 11 にせん断ひずみと履歴減衰率の関係を

示す。ここでも、物性の大きく異なる 3 試料(共和町梨野舞納の泥炭、江別市篠津の泥炭、江別市篠津の有機質粘土)における有効拘束圧  $100\text{kN/m}^2$  の結果である。おおよそ 0.05%以下のせん断ひずみにおいては、試料の違いによる履歴減衰率の差が見られない。また、いずれの試料においても、0.1%程度より大きなせん断ひずみでは、ひずみの増加するにつれて履歴減衰率が増加した。安田・山口<sup>12)</sup>が実施した他の土質の実験結果では、泥炭や有機質粘土より大きい履歴減衰率を示しており、その傾向はせん断ひずみが大きい領域において著しい。なお、能登・熊谷<sup>1)</sup>においても、せん断剛性比および履歴減衰率のひずみ依存性について、本検討と同じ傾向が報告されている。

### 3.3 規準ひずみおよび最大履歴減衰率の定式化

土の動的変形特性の単純化には、式(4)および式(5)で表現される Hardin-Drnevich モデル<sup>13)</sup>(以下、H-D モデル)が良く用いられる。ここで、 $\gamma$ はせん断ひずみ(%),  $\gamma_r$ は  $G/G_0=0.5$ におけるせん断ひずみ(規準ひずみ(%)),  $h$ は履歴減衰率(%),  $h_{\max}$ は最大履歴減衰率(%)である。なお、せん断剛性率のひずみ依存性は規準ひずみで比較することができる。

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r) \quad (4)$$

$$h = h_{\max} (1 - G/G_0) \quad (5)$$

式からわかるように、H-D モデルは動的変形特性を双曲線近似したものである。能登・熊谷<sup>1)</sup>は、泥炭の動的変形特性に H-D モデルが適用できることを指摘しており、能登・加治屋<sup>14)</sup>によってその具体的な検討がなされている。そこで、本報告では、3.2 で述べた結果を基に H-D モデルを適用し、泥炭および有機質粘土の動的変形特性の定式化について検討する。

図 12 に含水比と規準ひずみの関係を示す。泥炭の規準ひずみは 0.4~2.1%の範囲にあり、有機質粘土の規準ひずみは 0.2~0.3%と泥炭と比べ小さい値であった。いずれも豊浦砂の 0.05%<sup>15)</sup>に比べると大きな値を示した。また、ばらつきはあるものの、同じ有効拘束圧であれば含水比が高いほど大きな規準ひずみであった。泥炭と有機質粘土にわけて有効拘束圧と規準ひずみの関係を図 13 と図 14 に示す。いずれも有効拘束圧と規準ひずみは両対数上で比例関係にあることがわかる。有効拘束圧の指数  $m$  を見ると、泥炭が  $m=0.42$ 、有機質粘土が  $m=0.34$  であった。

規準ひずみが含水比や有効拘束圧と両対数上で直線的な関係にあったことから、規準ひずみを有効拘束圧の  $m$  乗で除した値 ( $\gamma_r/\sigma'_c{}^m$ ) と含水比の関係を図 15 に示す。ここで、図 13 や図 14 の関係から有機質粘土は  $m=0.34$ 、泥炭は  $m=0.42$  と仮定した。含水比と  $\gamma_r/\sigma'_c{}^m$  の関係は、土質に関係なく図中に示した式で近似できる。以上のことから、有機質粘土および泥炭の規準ひずみ  $\gamma_r(\%)$  は、式(6)と式(7)で表すことができる。ここで、 $W_c$  の単位は%、 $\sigma'_c$  の単位は  $\text{kN/m}^2$  である。

$$\text{有機質粘土} : \gamma_r = 0.0023W_c^{0.69}\sigma'_c{}^{0.34} \quad (6)$$

$$\text{泥炭} : \gamma_r = 0.0023W_c^{0.69}\sigma'_c{}^{0.42} \quad (7)$$

式(6)と式(7)の適用性を検証するために、せん断剛性比とせん断ひずみの実験結果 (図 10) と式(6)または式(7)を用いて推定した規準ひずみを式(4)に適用して得た推定結果を図 16 に示す。広いせん断ひずみ領域において実験値と推定値は良く一致しており、H-D モデルが泥炭や有機質粘土にも適用できることと、式(6)および式(7)から実際の規準ひずみを推定できることがわかる。

次に、履歴減衰率の定式化を検討する。図 17 に有効拘束圧  $100\text{kN/m}^2$  におけるせん断剛性比と履歴減衰率の関係を示す。履歴減衰率が式(5)で表現されるとすれば、図 17 においてせん断剛性比と履歴減衰率は直線関係となり、せん断剛性比  $G/G_0=0$  の時の  $Y$  切片が最大履歴減衰率を示す。

実験結果は、 $G/G_0=0.8$  より大きい領域を除いて概ね直線関係にあり、最大履歴減衰率は 16.4%であった。また、土質の違いによる明瞭な差は認められなかった。図 17 と同様にして求めた各有効拘束圧における最大履歴減衰率と有効拘束圧の関係を図 18 に示す。有効拘束圧の増加に伴い、わずかに最大履歴減衰率が増加し、

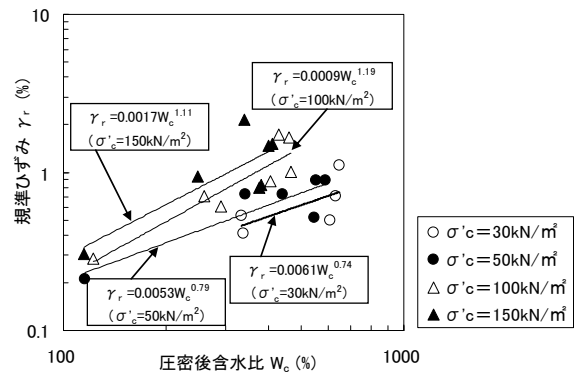


図 12 圧密含水比と規準ひずみ

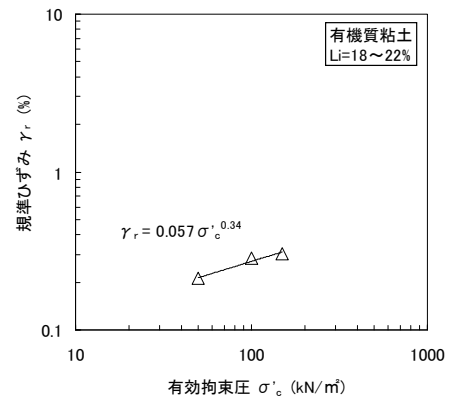


図 13 有効拘束圧と規準ひずみ (有機質粘土)

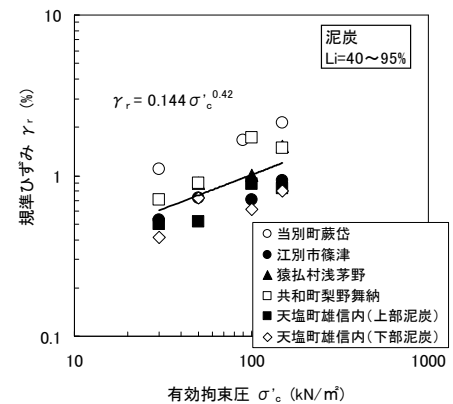
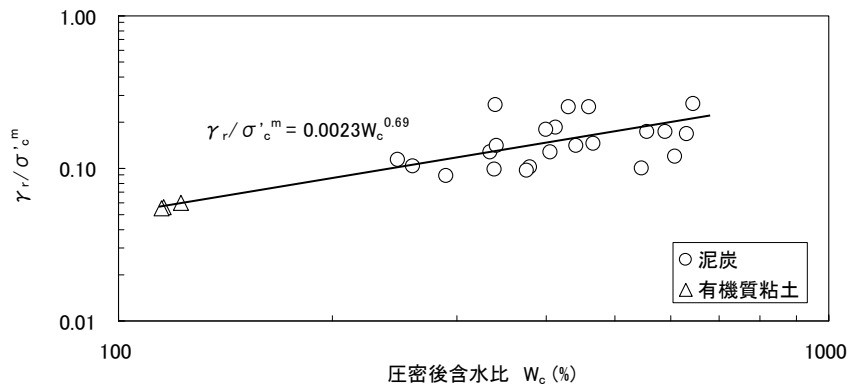


図 14 有効拘束圧と規準ひずみ (泥炭)



縦軸の有効拘束圧  $\sigma'_c$  の指数  $m$ : 有機質粘土  $m=0.34$ 、泥炭  $m=0.42$

図 15 圧密後含水比と  $\gamma_r/\sigma'_c{}^m$

両者の関係は式(8)で近似できる。ここで、有効拘束圧の単位は  $\text{kN/m}^2$  である。

$$h_{\max} (\%) = 0.012\sigma'_c + 15.5 \quad (8)$$

履歴減衰率とせん断ひずみの実験結果 (図 11) と式(5)および式(8)を使って推定した結果を図 19 に示す。せん断ひずみ 0.1%以上の領域では、概ね推定値が実験値の傾向をつかんでいる。しかし、せん断ひずみ 0.1%以下の領域では、実測値が 3~4%の一定値となっているのに対し、推定値は

0.005%程度において 0%に収れんしている。泥炭の履歴減衰率について、式(5)のように微小なひずみレベルで 0 に近づくことがなく、ある一定値を示すことは、能登・熊谷<sup>1)</sup>や Wehling et al.<sup>3)</sup>も指摘している。

#### 4. まとめ

本検討において、北海道において採取した有機質粘土から繊維質に富んだ泥炭までの広範囲な正規圧密試料に対して繰返しねじりせん断試験を行い、有効拘束圧や含水比などが動的変形特性に与える影響を調べた。得られた主な結論を要約すると以下の通りである。

- ①有機質粘土の初期せん断剛性率は、有効拘束圧  $50 \sim 150 \text{kN/m}^2$  の範囲において、 $6.8 \sim 13.9 \text{MN/m}^2$  であり、有効拘束圧の 0.64 乗に比例して増加した。泥炭の初期せん断剛性率は、有機質粘土と比べて小さく、有効拘束圧  $50 \sim 150 \text{kN/m}^2$  の範囲では、 $2.2 \sim 10.4 \text{MN/m}^2$  であ

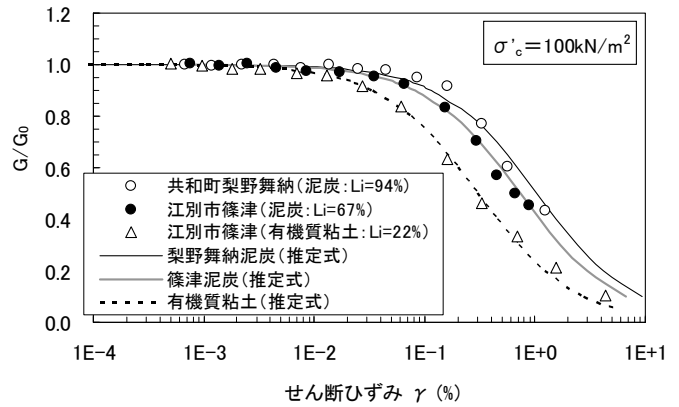


図 16 せん断ひずみとせん断剛性比の実験値と推定値

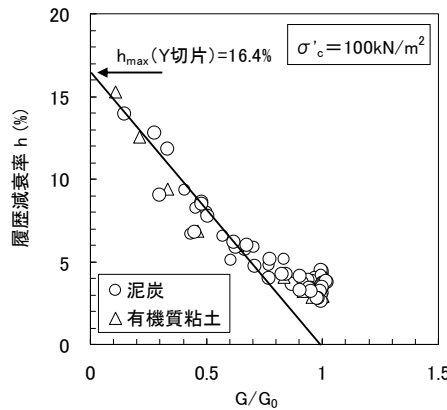


図 17 せん断剛性比と履歴減衰率 (有効拘束圧  $100 \text{kN/m}^2$  の場合)

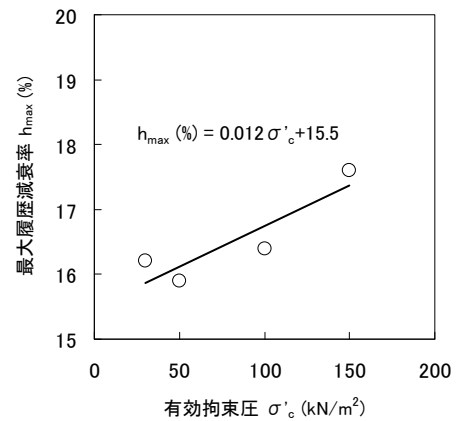


図 18 有効拘束圧と最大履歴減衰率

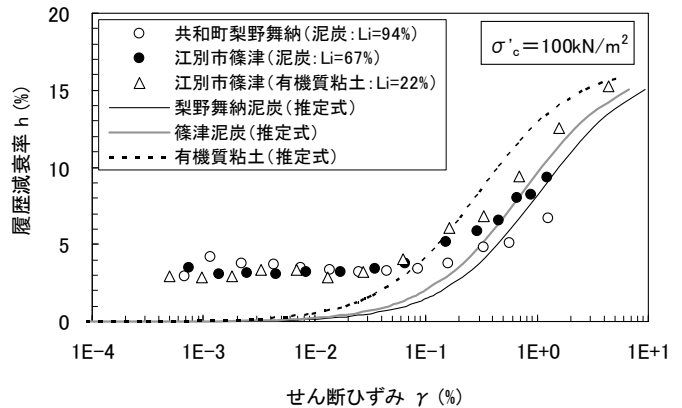


図 19 せん断ひずみと履歴減衰率の実験値と推定値

表 2 泥炭および有機質粘土の初期せん断剛性率と動的変形特性の定式化

初期せん断剛性率 $G_0$		せん断剛性比 $G/G_0$ と履歴減衰率 $h$ のひずみ依存性	
泥炭	有機質粘土	H-Dモデルの基本式 <sup>12)</sup>	
		$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r)$ $h = h_{\max} (1 - G/G_0)$	
		規準ひずみ $\gamma_r$	
		泥炭	有機質粘土
		$\gamma_r = 0.0023W_c^{0.69}\sigma'_c^{0.42}$	$\gamma_r = 0.0023W_c^{0.69}\sigma'_c^{0.34}$
		最大履歴減衰率 $h_{\max}$	
		$h_{\max} = 0.012\sigma'_c + 15.5$	
$G_0 = 0.725W_c^{-0.32}\sigma'_c^{0.86}$	$G_0 = 1.284W_c^{-0.17}\sigma'_c^{0.64}$		

ここで、初期せん断剛性率 $G_0$ の単位は $\text{MN/m}^2$ 、規準ひずみ $\gamma_r$ と履歴減衰率 $h$ の単位は%、 $W_c$ は含水比(%)、 $\sigma'_c$ は有効拘束圧( $\text{kN/m}^2$ )



った。また、初期せん断剛性率と有効拘束圧は、試料に違いに関係なく概ね比例関係にあり、この傾きは平均的に 0.86 であった。

②有機質粘土や泥炭の初期せん断剛性率を含水比と有効拘束圧の関数で表現する実験式を提案した(表 2)。

③泥炭のせん断剛性比のひずみ依存性(非線形性)は、粘土・シルトよりもさらに弱い。また、含水比や強熱減量の大きい泥炭ほど、その傾向が強い。

④泥炭および有機質粘土のせん断剛性比および履歴減衰率について、Hardin-Drnevich モデルを適用し、必要なパラメータである規準ひずみおよび最大履歴減衰率と有効拘束圧や含水比の関係を明らかにするとともに、これらパラメータに関する実験式を表 2 の通り提案した。

なお、著者らの研究<sup>6)</sup>に加え、能登・熊谷<sup>1)</sup>、Wehling et al<sup>2)</sup>および近江ら<sup>7)</sup>は、過圧密泥炭の動的変形特性が正規圧密のそれと異なることを指摘している。また、Hardin and Black<sup>16)</sup>は、過圧密粘土の初期せん断剛性率は  $OCR^K$  ( $OCR$ : 過圧密比) に比例し、指数  $K$  は塑性指数の関数として表されるとしている。一方、泥炭地盤は人為的な応力変化がなくても、地下水位の季節変動などによって容易に過圧密状態になることがわかっている<sup>17)</sup>。したがって、今後、泥炭についても同様に  $OCR$  との関係やその指数について検討する予定である。

#### 【参考文献】

- 1) 能登繁幸、熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験所月報、No.393、pp.12-21、1986。
- 2) 石原研而、國生剛治、堤千花、石田寛和：高有機質土の動的変形特性に関する研究、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集(Ⅲ部門)、pp.167-168、2003。
- 3) Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder Jr., L. F., Torres, R. A., Driller, M. W.: Nonlinear dynamic properties of a fibrous organic soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(10), pp.929-939, 2003。
- 4) 荻野俊寛、高橋貴之、及川洋、三田地利之：土粒子密度によって有機分の影響を考慮した高有機質土のせん断弾性係数の定式化、第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.201-202、2010。
- 5) 林宏親、西本聡、梶取真一：泥炭の動的変形特性に関する検討、地盤工学会北海道支部技術報告集 No.50、pp.79-84、2010。
- 6) 近江健吾、森友宏、風間基樹、渦岡良介、仙頭紀明：宮城県における高有機質土の動的変形特性、第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.719-720、2007。
- 7) 林宏親、西本聡、橋本聖、梶取真一：泥炭の動的変形特性に及ぼす圧密条件の影響、地盤工学会北海道支部技術報告集 No.51、pp.1-6、2011。
- 8) Hardin, B.O. and Richart, F. E.: Elastic Wave Velocities in Granular Soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 89(SM1), pp.33-65, 1963。
- 9) Kokusho, T.: Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range, Soils and Foundations, 20(2), pp.45-60, 1980。
- 10) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y.: Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, 22(4), pp.1-18, 1982。
- 11) Zen, K., Umehara, Y. and Hamada, K.: Laboratory Tests and In-situ Seismic Survey on Vibratory Shear Modulus of Clayey Soils with Various Plasticities, Proceedings of 5th Japanese Earthquake Engineering, pp.721-728, 1978。
- 12) 安田進、山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性、第 20 回土質工学研究発表会発表講演集、pp.539-542、1985。
- 13) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils; Design Equations and Curves, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 98(SM7), pp.667-692, 1972。
- 14) 能登繁幸、加治屋安彦：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第 2 報)、土木試験所月報、No.406、pp.14-24、1987。
- 15) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)ー広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性ー、土木研究所報告、No.153、1980。
- 16) Hardin, B.O. and Black, W. L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 95(SM6), pp.1531-1537, 1969。
- 17) 林宏親、三田地利之、田中洋行、西本聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集 C、62(1)、pp.127-138、2006。

北海道大学大学院	学生会員	○高田 諒平
北海道大学大学院	国際会員	三浦 清一
北海道大学大学院	国際会員	横浜 勝司
北海道大学大学院	学生会員	松村 聡
北海道大学大学院	学生会員	工藤 明日香

## 1. はじめに

地震や豪雨のような自然災害によって盛土構造物が崩壊した場合、果たすべき機能が失われ市民生活に大規模な悪影響を及ぼす。2011年に発生した東日本大震災では河川堤防や道路盛土等の崩壊が多数発生したことから<sup>1), 2)</sup>、移手段または物資の輸送経路確保としての交通ネットワークの機能および、津波・洪水対策等の防災の機能を有する社会基盤施設として盛土構造物等の重要性が再認識されている。現在、堤防などの締固め盛土は、主として現場で扱いやすい指標である締固め度により管理されている。しかし、多様な土質材料の締固め施工管理の高度化を図るためには、種々の土質材料での締固め特性と力学特性の関係を調べる必要がある。締固め後の力学特性を詳細に説明する手段の一つとして、せん断剛性率および透水性と締固め条件との関係を調べることは有効である。

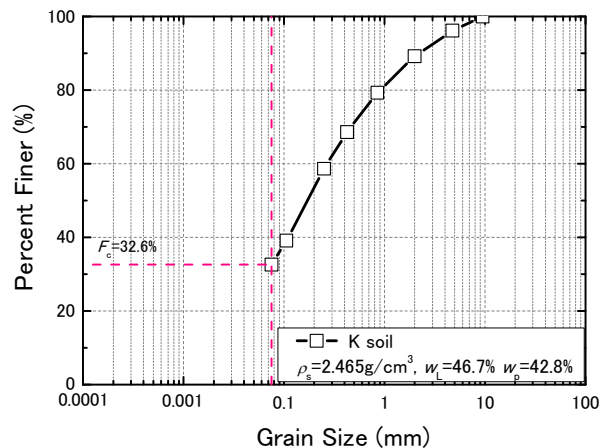
北海道においては軽石等を含む火山灰質粗粒土が広く分布している<sup>3)</sup>ことから、それを用いた締固め施工が多く行われている。地震等によって盛土の崩壊を発生させないためには、火山灰質粗粒土の締固め条件と力学性能の関係を詳細に調べることは、締固め施工の高度化のためには有効となる。

本研究では火山灰質粗粒土の1つを用いて、異なる締固め条件下でのせん断剛性率と透水係数を測定した。これらの結果を考察して、粒子破碎性を有する材料の力学特性に及ぼす締固め条件の影響を考察している。

## 2. 試料および試験装置

本研究では北海道札幌市南区で採取した火山灰質粗粒土(以下、K soil と称する)<sup>4), 5), 6)</sup>を使用している。**図-1**はその粒径加積曲線及び指標値を示している。ここでは、後述する試験方法や締固め試験の条件に適合させるために、粒径 9.5mm 以上の粒子は除外し、試料の最大粒径  $D_{max}$  を 9.5mm に調整した。この状態における試料の細粒分含有率  $F_c$  は 32.6%である。K soil の細粒分の液性限界および塑性限界はそれぞれ 46.7%および 42.8%であり塑性指数 IP が 3.9 となることから、細粒分が非塑性であることも特徴の一つに挙げられる。

次に、本研究で用いた試験装置を**図-2(a)**および**(b)**に示す。**図-2(a)**は透水係数とせん断剛性率を同時に測定可能な装置である。まず、三軸試験装置と同様の手順により直径 100mm、高さ 150mm の円筒形供試体をキャップとペDESTAL の間に設置する。その後、飽和作業および圧密を実施後、変水位透水試験とバンダーエレメント試験を同時に実施可能となっている。透水試験用としてキャップおよびペDESTAL からビュレットに経路が繋がれており、それぞれのビュレットに同圧のバックプレッシャーを供給した状態で変水位透水試験<sup>5)</sup>が実施可能である。



**図-1** K soil の粒径加積曲線

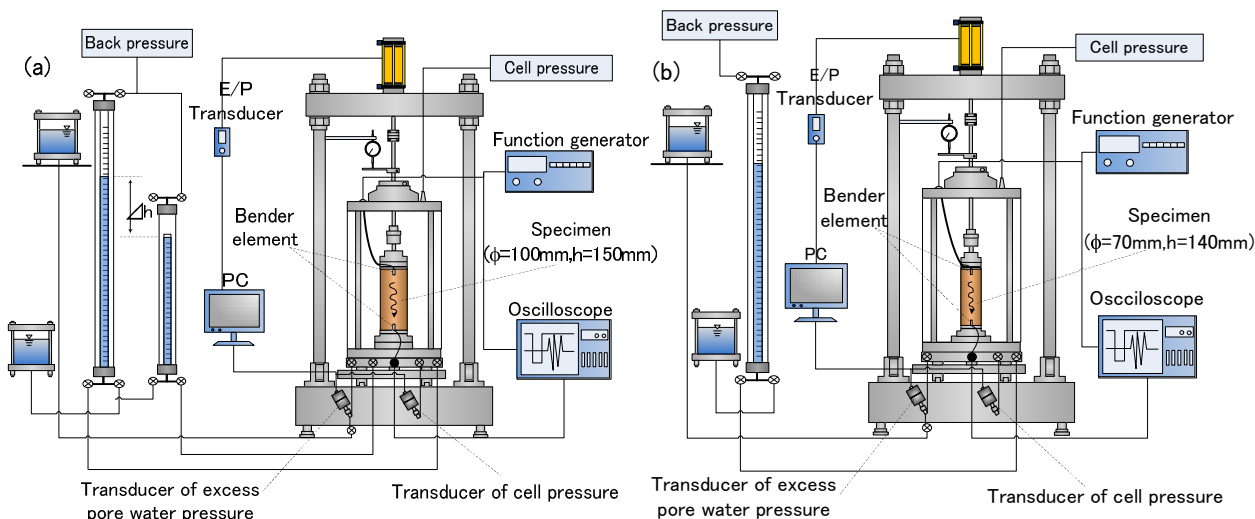


図-2 試験装置の概要図：(a)透水・剛性測定試験装置，(b)剛性測定試験装置

所定の有効拘束圧で圧密した状態において透水試験を実施していることから、供試体とメンブレンが十分に密着している状態であり、メンブレンと供試体の間を通水する影響は無視できると考えられる。なお、供試体設置時から等方圧密および透水試験中において、供試体に過度な大きさの軸力が作用することが無いように軸力はPC制御により常時コントロールされている。

一方、同試験装置のキャップ、ペダスタルの中央部には幅および高さが10mm、厚さ1mmのバンダーエレメントが取り付けられている。ファンクションジェネレーターおよびオシロスコープをバンダーエレメントに接続して、供試体内を伝播したせん断波速度を計測している。

一方、図-2(b)はバンダーエレメント試験を行うための三軸試験装置模式図を示す。繰返し三軸試験用の装置にバンダーエレメントを設置したものであり、供試体直径が70mm、高さが140mmの円筒形供試体を用いる構成となっている。せん断剛性率の測定は、図-2(a)および(b)の2種類の装置を用いてデータを増やすように試みた。

### 3. K soil の締固め特性および供試体作製方法

図-3はK soilの締固め曲線を示す。直径100mm、高さ127.3mmのモールドと質量2.5kgのランマーを用いた締固め試験結果(図中の黒丸印を参照)を示す。なお試料の準備方法はA-c法<sup>7)</sup>に準じている。締固め試験は含水比が29%から54%の範囲で実施している。この含水比の範囲での締固め後の乾燥密度の変動幅はとて小さいが、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ が $1.059\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}$ が40.5%と判断される。ここでは、上記の最大乾燥密度を締固め度の基準として用いる。また、上記の最適含水比を基準にして、最適含水比よりも低い含水比での締固めを乾燥側条件、最適含水比よりも高い含水比での締固めを湿潤側条件と定義する。

供試体は締固めにより作成された。締固め後の供試体を取り出す際の乱れを最小限にするために、供試体作製の2つ割りモールドを用意して、供試体作成のための締固めを行っている。その際、締固め時の含水比 $w_i$ と締固めエネルギーを調整することで、供試体の初期の含水状態および乾燥密度を設定した。乾燥側条件での締固めでは試料を曝気させることで含水比を低下させている。一方、湿潤側条件での締固めを行う際に含水比を高めたい際には霧吹き等により加水することで含水比を湿潤側条件に調整した。図-3には試料の締固め曲線の他に、試験用に準備した供試体の締固め時含水比 $w$ と乾燥密度 $\rho_d$ の関係を示している。ここで、最適含水比での締固め条件下で締固め度または乾燥密度の違いが結果に及ぼす影響を調べるために、締固め後の乾燥密度 $\rho_d$ が $1.116\text{g/cm}^3$ 、 $1.013\text{g/cm}^3$ 、 $0.971\text{g/cm}^3$ 、 $0.952\text{g/cm}^3$ の4種類の供試体を準備した。次に、締固め度が類似した条件下で、締固め含水比の違いが力学特性に及ぼす影響を調べるために、乾燥側条件として $w_i=30.3\%$ 、 $\rho_d=1.001\text{g/cm}^3$ の供試体、湿潤側条件として $w_i=46.7\%$ 、 $\rho_d=1.036\text{g/cm}^3$ の供試体を用意した。

なお、せん断剛性率を測定するためのバンダーエレメントを挿入する箇所を形成するため、中央に高さ

10mm, 幅 11mm, 厚さ 1.5mm の突起のある金属板 (写真-1 参照) を用意した. この金属板をあらかじめ締固めモールドの底に敷いておき締固め作業を行った. 締固め後に金属板を丁寧に引抜くことでベンダーエレメント挿入時の供試体の乱れを最小限にしている.

締固め供試体は試験装置に設置された後, 20kPa の拘束圧を作用させて自立させる. その後, 供試体を飽和させるために必要に応じて二酸化炭素の供給または二重負圧法<sup>8)</sup>によって間隙空気をできる限り除去してから脱気水を通水させた. さらに 200kPa のバックプレッシャーを載荷することで飽和作業を進めている. 間隙圧係数 B 値が 0.95 以上に達したことが確認できたら, 等方圧密作業に移行する. 供試体の乾燥密度が高い場合, または湿潤側条件のケースのように, 初期状態によっては B 値が 0.95 以上に達するのが困難な状況が見られたが, できるだけ飽和度を高くするように二重負圧の適用を 2~3 回繰返すことも試みた. それでも B 値が 0.95 以上に達しなかった場合は, その状態で等方圧密を実施して試験を行った.

等方圧密は所定の圧密応力で行い, 供試体の体積変化率が  $1.0 \times 10^{-4} \%$ /min 以下となった際に終了とした. 圧密終了後にベンダーエレメント試験及び変水位透水試験を実施し, せん断剛性率と透水係数の測定を行った. 拘束圧の違いの影響を調べるために, 圧密終了後にせん断剛性率と透水係数を測定するステージ試験として実施した. なお, 有効拘束圧は 49kPa, 98kPa および 196kPa としている. 締固め後の供試体の飽和作業および等方圧密による含水比および乾燥密度の変化を 図-4 に示す. 図より, 飽和作業 (脱気水の通水, バックプレッシャー載荷) においては, 乾燥密度は変化させずに供試体の飽和度および含水比を増加させていることから, 図中の縦軸の乾燥密度は変化せずに含水比が増加する挙動を示している. 次に, 供試体の飽和作業後に等方圧密を実施した. その際の乾燥密度の増加量は, 全体的に見ても  $0.002 \text{g/cm}^3$  程度であり締固め度でも 0.2% 程度の増加しか見られなかった. つまり, 本研究の範囲では, 飽和および圧密段階における供試体の密度または締固め度の変化は顕著ではなく, 飽和度のみを増加させているという状況を確認した.

ベンダーエレメント試験では, 送信波と供試体を通過した受信波の伝達時間の差からせん断波速度  $V_s$  を求め, (1)式によりせん断剛性率  $G_{BE}$  を算出している.

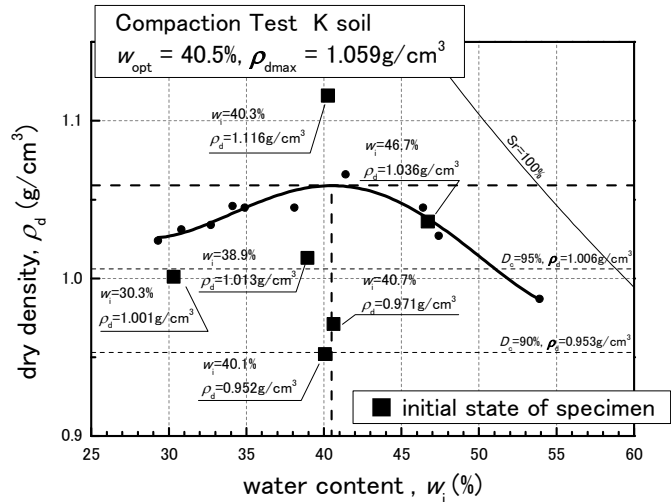


図-3 締固め曲線および供試体作製条件



写真-1 ベンダーエレメント設置用金属板

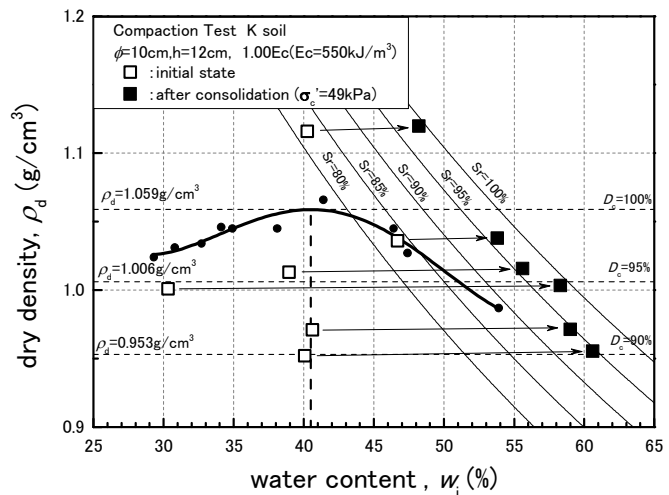


図-4 飽和および等方圧密における状態変化

$$G_{BE} = \rho_t \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$

一方、変水位透水試験は供試体の上部から下部へと通水する方法で行っており、鉛直方向の透水係数を測定している<sup>5)</sup>。試験装置に接続されている2本のビュレットには内部にバックプレッシャーが載荷された状態でビュレット間に所定の水頭差を設定し、供試体内への透水を発生させている。

#### 4. 試験結果

##### 4-1 締固めによる細粒分増加挙動

本研究で扱う K soil は脆弱な土粒子であるため、まず、締固めによる細粒分増加量を調べた。この試験では A-c 法<sup>7)</sup>に準じて準備した試料で締固め試験を行い、その前後における細粒分増加量をふるい分析により調べた。用いたランマーは質量 2.5kg ランマーであり落下高さは 30cm である。内径 100mm および高さ 127.3mm のモールド内で3層に分けて締固めを行った。締固めエネルギーの違いの影響を見るために、ランマーの落下回数を変えた試験も行った。締固めエネルギーは、1層につき25回ランマーを落下させ、これを3層分繰返した際に約 550kJ/m<sup>3</sup>となる。これを 1.00E<sub>c</sub>として、1.00E<sub>c</sub>、0.72E<sub>c</sub>、0.48E<sub>c</sub>、0.32E<sub>c</sub>になるようにランマーの落下回数を調整した。図-5(a)は締固め時含水比  $w_i$  と乾燥密度  $\rho_d$  の関係を示す。これより、締固めエネルギーが低いほど、供試体の乾燥密度も低くなることが見られる。なお、最も低い締固めエネルギーである 0.32E<sub>c</sub> のケースでも締固め度は 90% 以上になる場合も見られた。図-5(b)は締固め含水比  $w_i$  と細粒分増加量  $\Delta F_c$  の関係を示す。図より、いずれの締固めエネルギーのケースにおいても最適含水比付近での細粒分増加が顕著であることがわかる。特に、締固めエネルギーが 1.00E<sub>c</sub> では最大 4% 程度の細粒分増加が見られた。次に締固め含水比  $w_i$  が 32% 前後（乾燥側条件）と 45% 以上（湿潤側条件）では、細粒分増加量は両ケースで同程度であることもわかる。つまり最適含水比付近での締固めでは、締固めエネルギーが供試体に最もよく伝わることから、粒子破碎挙動も他のケースに比べて顕著になるものと考えられる。この結果から、締固めにより細粒分が増加することで供試体内部の構造に変化が起きていることが予想される。またその変化の度合いは、締固めの条件によって異なることがわかった。

##### 4-2 せん断剛性率

図-6 は有効拘束圧  $\sigma_c'$  とせん断剛性率  $G_{BE}$  の関係を示す。なお、締固め度の表記として、最適含水比、乾燥側条件、湿潤側条件で作成された供試体の締固め度をそれぞれ、 $D_c$  opt,  $D_c$  dry,  $D_c$  wet とする。図中には最適含水比状態での  $D_c$  opt が 105.7% と 91.6% の結果、乾燥側条件として  $D_c$  dry が 94.6% の結果を示している。これより、いずれの締固め条件でも圧密応力の増加に伴ってせん断剛性率が増加す

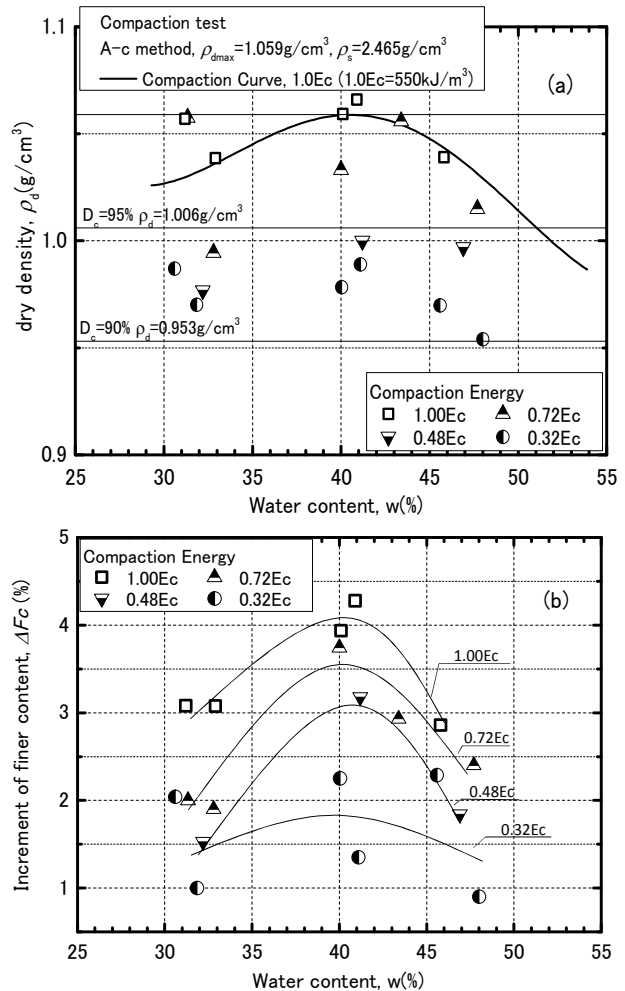


図-5 締固めによる細粒分増加量の確認：  
 (a) 締固め含水比と乾燥密度の関係  
 (b) 締固め含水比と細粒分増加量の関係



る傾向が読み取れる。特に、 $D_{c, opt}=105.7\%$ の場合では $\sigma'_c=49\text{kPa}$  から $\sigma'_c=196\text{kPa}$  が増加するとせん断剛性率は 2.2 倍に増加している。なお、MSP 法または空中落下法で作成された火山灰質粗粒土の再構成供試体のせん断剛性率が有効拘束圧の大きさに依存すること<sup>9), 10), 11)</sup>が知られているが、締固めにより作成された火山灰質粗粒土においても有効拘束圧が増加するとせん断剛性率が高くなる傾向が認められた。次に、締固め時の含水比の違いに着目すると、乾燥側条件での  $D_{c, dry}=94.6\%$  では、最適含水比で締固めた供試体での結果に比べて、有効拘束圧の増加に伴うせん断剛性率の増加割合は小さいことが読み取れる。このことから、締固められた火山灰質粗粒土のせん断剛性率の拘束圧依存性は、締固め含水比等の条件の違いに影響される可能性があることがわかる。

次に、**図-7** では有効拘束圧が  $49\text{kPa}$  でのせん断剛性率  $G_{BE}$  と供試体作製時の締固め度  $D_c$  の関係を示している。この図から締固め度  $D_c$  が高いほどせん断剛性率  $G_{BE}$  も高くなることが分かった。また、最適含水比、乾燥側条件の違いによる結果の差は大きくはみられないが、湿潤側条件である  $D_{c, wet}=97.8\%$  の値では同程度の締固め度でも他の締固め条件での値よりも低くなっている。これは同火山灰質粗粒土において湿潤条件で変形係数  $E_{50}$  が低くなるという特性<sup>4)</sup>と同様の傾向を示している。つまり、供試体の密度および有効拘束圧以外にもせん断剛性率に影響を与える要因があることが考えられる。

**図-8** は締固め含水比と有効拘束圧  $49\text{kPa}$  でのせん断剛性率  $G_{BE}$  の関係を示している。図中にはそれぞれの供試体作製時の締固めエネルギーも記載している。まず、締固めエネルギーが  $1.00E_c$  である場合に注目すると、乾燥側条件(締固め含水比  $w_i=30.3\%$ )と湿潤側条件(締固め含水比  $w_i=46.7\%$ )では、湿潤側条件で  $G_{BE}$  が  $15.0\text{MN/m}^2$  となっており、乾燥側条件での  $21.2\text{MN/m}^2$  より低くなっている。このことは、乾燥側条件での締固めを行った場合には、供試体が水浸され飽和されたとしても、湿潤側条件での締固め供試体より高いせん断剛性率を保つことができるということを示している。また、最適含水比での  $D_{c, opt}=95.7\%$ 、締固めエネルギー  $0.68E_c$  点に着目すると、同程度の締固め度を有する乾燥側条件および湿潤側条件での値よりもせん断剛性率が高いことがわかる。これより最適状態で一番高いせん断剛性率が得られることがわかる。したがって、締固め後の盛土

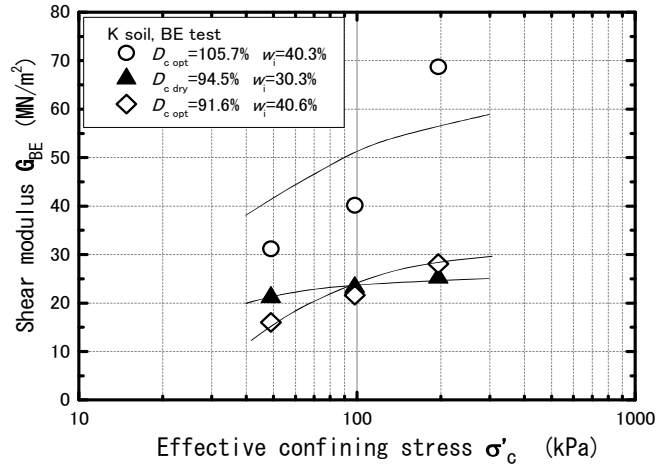


図-6 せん断剛性率と有効拘束圧の関係

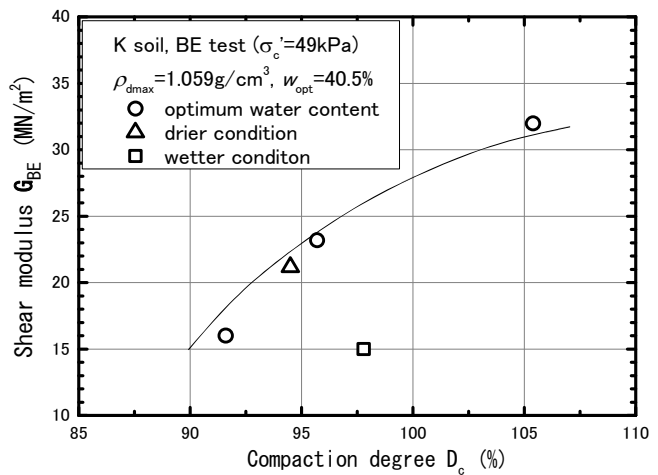


図-7 せん断剛性率と締固め度の関係

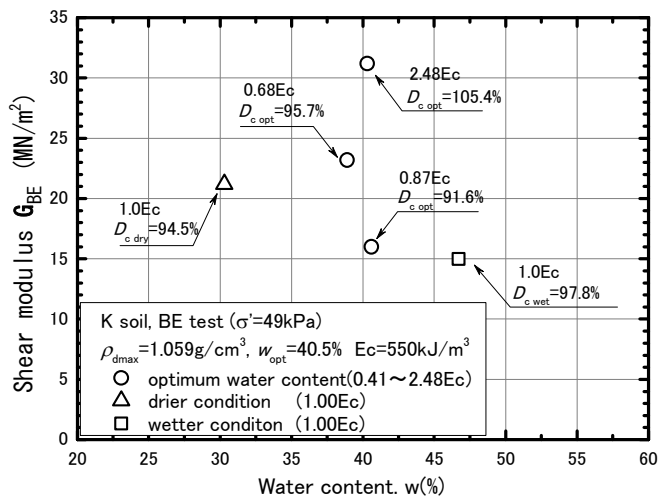


図-8 せん断剛性率と締固め含水比の関係

の剛性を高く設定したい場合には最適含水比での締固めが効果的であるといえる。

細粒分を含む火山灰質粗粒土の再構成供試体で調べたせん断剛性率は圧密後の間隙比  $e_c$ 、有効拘束圧  $\sigma'_c$  および細粒分含有率  $F_c$  に依存することが示されている。具体的には(2)式の関係が成立つことが示されている<sup>10)</sup>。

$$G = A e_c^m (\sigma'_c)^n F_c^p \quad \dots (2)$$

ここで、 $A$ 、 $m$ 、 $n$ 、 $p$  は定数である。なお、 $m$  および  $p$  はいずれの火山灰質粗粒土においても負であることが示されている。一例として粒子破碎性が顕著である当幌火山灰土では  $m = -0.18$ 、 $n = 0.70$ 、 $p = -0.2$  である。

締固められた火山灰質粗粒土の供試体においても、せん断剛性率が間隙比、有効拘束圧および細粒分含有率に影響されると考えられるならば、次のような考察ができる。まず、最適含水比では締固めで生じる細粒分増加量が乾燥側および湿潤側条件よりも顕著であるのに対し(図-5(b)参照)、せん断剛性率は他の条件よりも高い結果が得られている。これは、細粒分増加によるせん断剛性率低下よりも、せん断剛性率が高まるような粒子配列が見られていることを示していることが予想される。一方、同一の締固めエネルギー条件下における乾燥側および湿潤側条件では、最適含水比と比べると締固めによる細粒分増加は少ない。つまり、最適含水比以外での締固めでは、細粒分増加挙動は最適含水比条件より顕著ではないが、締固めによっても密度が高くなるような粒子の配列が構成されるため、せん断剛性率が高くなることを考えられる。

### 4-3 透水係数

K soil の力学特性をさらに調べるために、透水係数について検討を進めた。図-9 は動水勾配と透水係数  $k$  の関係を示す。最適条件として  $D_{c \text{ opt}}$  が 95.7% と 89.9% の結果、乾燥側条件として  $D_{c \text{ dry}}$  が 94.6% の結果を示している。本研究では透水係数  $k$  は温度 15°C で補正した値を示している。図より、動水勾配が 0.5 以下で透水係数が若干低下する挙動が見られたが、動水勾配が 0.5 以上では透水係数に大きな変化は見られない。そのため本研究では動水勾配  $i$  が 1.88 ~ 2.16 での透水係数を評価に用いた。

次に、有効拘束圧の違いが透水係数に及ぼす影響を調べるために、図-10(a) および (b) は一例として  $D_{c \text{ opt}} = 89.9\%$  と  $D_{c \text{ dry}} = 94.5\%$  で得られた透水係数  $k$  と有効拘束圧  $\sigma'_c$  の関係および圧密後間隙比と有効拘束圧  $\sigma'_c$  の関係を示す。まず、図-10(a) より  $D_{c \text{ opt}} = 89.9\%$  のケースでは  $\sigma'_c = 49\text{kPa}$  から  $\sigma'_c = 98\text{kPa}$  に増加すると透水係数が約 1/2 になっていることがわかる。また、 $D_{c \text{ dry}} = 94.5\%$  でも有効拘束圧  $\sigma'_c$  が 49kPa から 98kPa に増加する

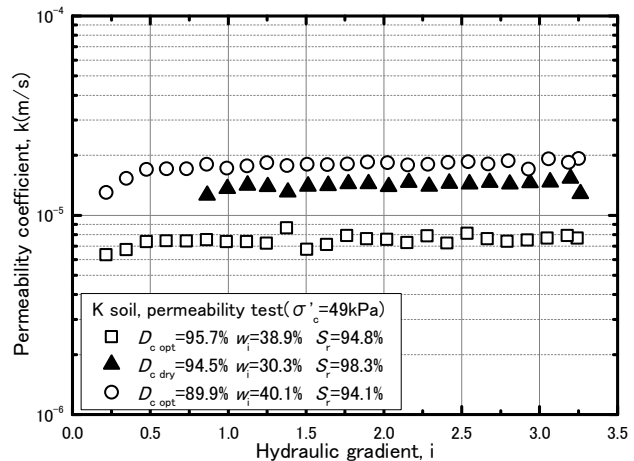


図-9 透水係数と動水勾配の関係

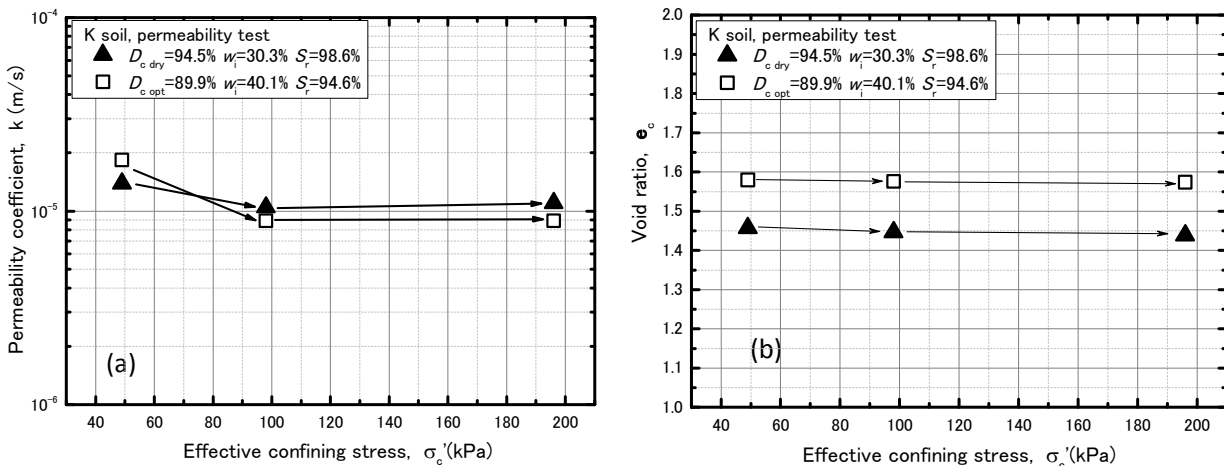


図-10 透水係数の測定結果一例：(a)透水係数と有効拘束圧の関係、(b)透水係数と圧密後間隙比の関係

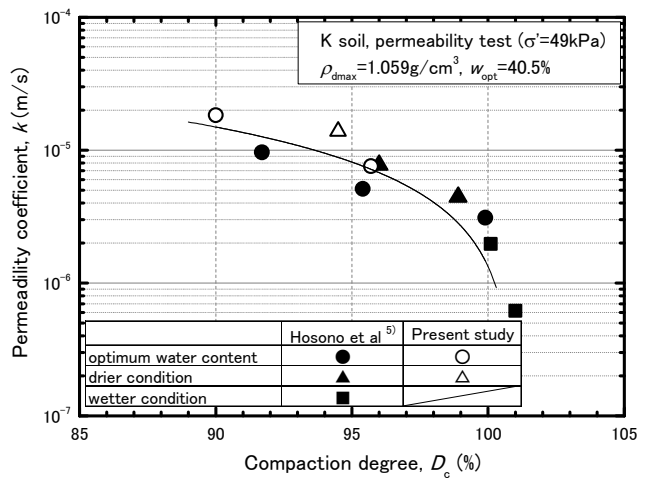
と透水係数が低下していることが見られる。次に、**図-10(b)**を見ると、いずれのケースにおいても有効拘束圧 $\sigma_c$ が49kPaから98kPaに増加しても若干の減少は見られるが間隙比の変化はかなり小さいことがわかる。つまり、本試料の透水係数は有効拘束圧の増加に起因する間隙比減少以外の何らかの要因に依存する可能性があるといえる。

次に、締固め度 $D_c$ と透水係数 $k$ の関係を**図-11**に示す。なお、この図は細野ら<sup>5)</sup>が示した結果に今回新たに得たデータを追加したものである。有効拘束圧 $\sigma_c$ は49kPaである。図より、締固め時の含水状態に関わらず、締固め度が高いほど透水係数 $k$ が減少する傾向が読み取れる。特に、 $D_{c\text{ opt}}=89.9\%$ での透水係数は $D_{c\text{ opt}}=99.9\%$ での値よりも約6倍高い結果が得られている。同程度の締固め度では、乾燥側条件での透水係数が最適含水比での透水係数より若干大きいことが読み取れる。

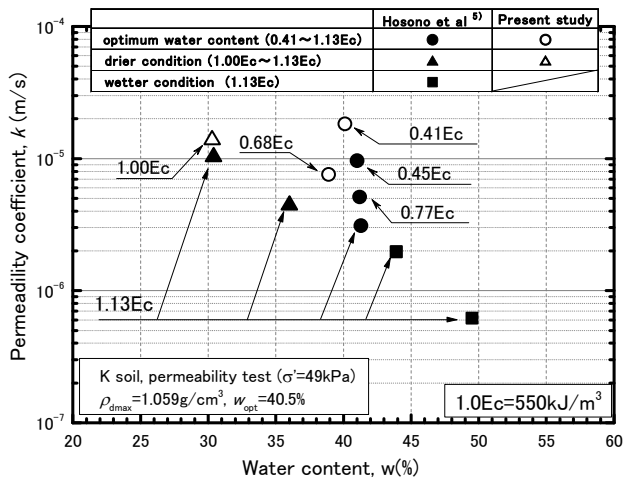
**図-12**は締固め含水比 $w_i$ と透水係数 $k$ の関係を示している。ここでは、有効拘束圧が49kPaでの結果を示している。図中の各データには締固めエネルギーを記載している。図より、締固めエネルギーが1.00Ec付近の条件で比較すると、締固め含水比が高いほど透水係数が低い傾向がみられる。また、最適含水比においては締固めエネルギーが高いほど透水係数が低いこともわかる。これより透水係数が間隙比の他に供試体内の細粒分含有量および細粒な土粒子配列に影響を受けていると考えられる。したがって、締固め時の乾燥および湿潤側条件の違いは透水係数の大小や細粒分の配列にも影響を与えることが予想される。

#### 4-4 せん断剛性率と透水係数の相互関係

締固め条件の違いが力学特性に及ぼす影響を詳しく示す。せん断剛性率および透水係数と締固め度の関係(**図-7**および**図-11**参照)より、最適含水比、乾燥側条件および湿潤側条件におけるせん断剛性率と透水係数を**表-1**のように読み取った。**表-1**に基づいて**図-13**では有効拘束圧49kPaでのせん断剛性率 $G_{BE}$ と透水係数 $k$ の関係を示す。図より最適含水比では、締固め度の増加に伴って透水係数の減少とせん断剛性率の増加が見られる。なお、締固め度 $D_{c\text{ opt}}$ が



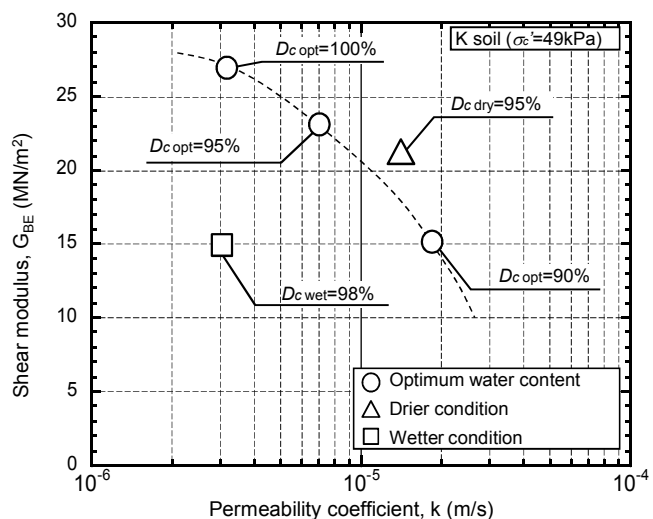
**図-11** 透水係数と締固め度の関係



**図-12** 透水係数と締固め含水比の関係

**表-1** せん断剛性率，透水係数および締固め度の一覧

$D_{c\text{ opt}}$ (%)	$K$ (m/s)	$G_{BE}$ (MN/m <sup>2</sup> )	$D_{c\text{ dry}}$ (%)	$K$ (m/s)	$G_{BE}$ (MN/m <sup>2</sup> )
90	$1.84 \times 10^{-5}$	15.0	95	$1.39 \times 10^{-5}$	21.2
95	$6.00 \times 10^{-6}$	23.0	$D_{c\text{ wet}}$ (%)	$K$ (m/s)	$G_{BE}$ (MN/m <sup>2</sup> )
100	$3.16 \times 10^{-6}$	27.0	98	$3.00 \times 10^{-6}$	15.0



**図-13** せん断剛性率と透水係数の相互関係

90%よりさらに高くなってもせん断剛性率の増加や透水係数の減少挙動が見られていることから、高い剛性を有し且つ遮水性が要求される場合の盛土では、できるだけ締固め度を高くするような施工をした方が力学的に有利であるといえる。次に、乾燥側状態では同程度の締固め度であれば最適状態の値よりも、せん断剛性率はやや低く透水係数は高くなっている。一方、湿潤側条件では、締固め度が高い状態でも、せん断剛性率および透水係数は最適含水比および乾燥側条件よりかなり小さくなる傾向が見られた。

## 5. まとめ

破砕性火山灰質粗粒土である K soil に関する一連の室内試験結果より、以下の結論を得た。

- 1) 破砕性火山灰質粗粒土の締固め特性と締固めによる細粒分増加量が調べられた。最適含水比での締固めにより粒子破砕が顕著であることが示された。
- 2) せん断剛性率および透水係数は締固め条件の違いに影響されることが示された。乾燥側条件での締固めでは透水係数が高くなる。一方、湿潤側条件ではせん断剛性率および透水係数が小さくなる。
- 3) せん断剛性率と透水係数の関係が示された。せん断剛性率が高くなると透水係数が低下するという関係が見られた。また、締固め時の含水比の違いは両者の関係性に大きく影響を及ぼすことが示された。

**謝辞：**科学研究費補助金基盤研究 A（代表三浦清一教授）より研究の補助が与えられた。また、実験およびデータ整理に北海道大学工学部の岩村尚俊君、南洋志君の協力を得た。深甚なる謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 佐々木哲也・石原雅規・谷本俊輔：東日本大震災を踏まえた河川堤防の耐震性向上の考え方，地質と調査，'12 第 4 号（通算 134 号），pp.11-17，2012.
- 2) 宮武裕昭：道路構造物における大規模地震への備えと考え方，地質と調査，'12 第 4 号（通算 134 号），pp.18-22，2012.
- 3) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土，公益社団法人地盤工学会北海道支部，pp.9-20，2010.
- 4) 伊藤啓介・横浜勝司・三浦清一・松村聡：盛土材の非排水せん断特性に及ぼす締固め条件の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.52，pp.81-93，2012.
- 5) 細野雄太・横浜勝司・三浦清一：盛土材の透水係数に及ぼす締固め条件の影響—砂質シルト，火山灰質粗粒土—，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.52，pp.89-94，2012.
- 6) 工藤明日香・三浦清一・川村志麻・横浜勝司・松村聡・海谷宣弘：火山灰質粗粒土によって構築した実大盛土斜面の力学挙動計測，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.52，pp.193-198，2012.
- 7) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説（二分冊の 1），pp.373-376，2010.
- 8) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説（二分冊の 2），pp.568-569，2010.
- 9) 阿曾沼剛・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，No.708，III-59，pp.161-173，2002.
- 10) T. Sahaphol and S. Miura : Shear moduli of volcanic soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.25, pp.157-165, 2005.
- 11) Sahaphol Timpong, Seiichi Miura and Koji Yara : Effect of consolidation time on shear modulus of crushable volcanic soils, Soils and Foundations, Vol.45, No.5, pp.115-119, 2005.

## せん断土槽を用いた泥炭地盤の地震時応答特性に関する研究

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○梶取 真一  
同 上 国際会員 西本 聡  
同 上 国際会員 林 宏親  
同 上 正会員 橋本 聖

### 1. はじめに

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、北上川や阿武隈川などの河川堤防に液状化によって甚大な損傷が生じた(写真-1)<sup>1)</sup>。盛土の基礎地盤の液状化は従来から想定されていたが、本地震では粘性土地盤あるいは高有機質土地盤にめり込んだ盛土底部が液状化し、大規模な被害が多数発生した。また、北海道には工学的に特異な性質を有する泥炭地盤が広く分布するが、この泥炭地盤上に構築された盛土においても、過去の地震時に盛土底部が液状化し、甚大な被害が発生したと推測されている。(写真-2)<sup>2)</sup>

現状では、延長の長い道路盛土や河川堤防に対する盛土底部の合理的な液状化対策工(耐震対策工)は確立されていない。一方、緊急輸送道路の確保が重大な課題となっており、盛土被害の低減が求められている。合理的な耐震対策工の確立のためには、泥炭地盤および盛土の地震時挙動を把握する必要がある。しかし、地震時の泥炭地盤および盛土の応答加速度や間隙水圧などの観測事例<sup>3)</sup>、模型実験での検討事例<sup>4,5)</sup>は少なく、泥炭地盤の地震時挙動については明らかにされていない。

そこで、泥炭地盤の地震時応答を明らかにするため、泥炭地盤内の有効拘束圧の違いが泥炭地盤の地震時挙動に及ぼす影響を把握することを目的に遠心力模型実験を実施した。泥炭地盤は非常に軟弱であり、粘性土地盤と比べても、泥炭地盤は側方流動の影響が懸念されることから、せん断土槽を用いて実験を行った。

### 2. 実験手順と実験条件

#### 2.1 実験条件

本実験は、実物の1/50縮尺である模型地盤をせん断土槽に作製し、50g(g:重力加速度)の遠心加速度場において加振実験を行った。実験に用いた土槽は、フレーム数32段のせん断土槽で、せん断フレーム間の摩擦は外部から供給する空気圧によって軽減している。加振条件は以下の通りである。入力波形は正弦波・100Hz(実物換算:2Hz)、入力波数は20波、入力加速度は300m/s<sup>2</sup>(実物換算600gal)相当である。

実験は、泥炭地盤に作用する応力状態を変えて、全部で4ケース行った。図-1に、各ケースの実験断面図を示す。図で示す位置に、各ケースとも泥炭地盤内に加速度計と間隙水圧計を設置する。各ケースの詳細は、2.3に示す。



写真-1 東北地方太平洋沖地震における河川堤防(鳴瀬川)の被災状況<sup>1)</sup>



写真-2 1993年釧路沖地震における河川堤防(十勝川統内築堤)の被災状況<sup>2)</sup>

Seismic Response Properties of Peaty Ground Using Shear Box.

Shin'ichi KAJITORI, Satoshi NISHIMOTO, Hirochika HAYASHI and Hijiri HASHIMOTO (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)



## 2.2 実験手順

実験の手順を図-2に示す。まず泥炭層下部に排水層として、相対密度  $Dr=90\%$  の砂層を作製する。次に、泥炭層を3層に分けて作製する。泥炭は、園芸用ピートモスとカオリン粘土を1:1で混合し、初期含水比600%に調整したものを段階的に投入する。泥炭の主な物性値を表-1に示す。その後、遠心場(50g)で泥炭層を自重圧密させた。次に、重力場において、エアースリンダーを用いて、予圧密を行った。予圧密終了後に、所定の位置に加速度計と間隙水圧計を設置し、1層の泥炭層が完成する。この作業を繰り返し、泥炭層を3層作製する。

ケース2・3は泥炭地盤上に所定の重量の鋼板を設置する。ケース4は泥炭地盤上に盛土を作製する。盛土材には、豊浦砂とカオリン粘土を8対2(乾燥重量比)で混合し、最適含水比(9.9%)に調整し、締固め度は85%、のり面勾配は1:1.5とした。盛土材の物性値は、最大乾燥密度 $1.880\text{g/cm}^3$ 、湿潤密度 $1.756\text{g/cm}^3$ であった。

模型の作製が完了後、設定した条件(正弦波・100Hz・20波)で加振を行った。加振に当たって、間隙水圧計が静水圧になるのを確認してから行っている。なお、泥炭の間隙水は水を用いた。泥炭地盤は液状化地盤でないこととシリコンオイルなどの粘性流体を混ぜたことによる泥炭地盤の性質の変化を避けるためである。

## 2.3 実験ケース

表-2に実験ケースの一覧を示す。ケース1は荷重なしの条件としているが、泥炭地盤を作製する途中に、予圧密( $20\text{kN/m}^2$ )は行っている。ケース2・3は、鋼板で表-2に示す荷重を鋼板で土槽の全幅700mmに等分布荷重を行った。ケース4は、実盛土を想定し、盛土荷重を行った。ケース4は、加速度計の設置箇所によって、応力が異なるため、弾塑性の全応力解析で応力分布を求めた。側方の境界条件は鉛直ローラー、底面の境界条件は固定とした。地盤のモデル化は、三軸CD試験などの結果から、盛土部の湿潤単位体積重量 $17.2\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $4.0\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $32^\circ$ 、泥炭の水中単位体積重量 $1.0\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $4.5\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $32^\circ$ 、ポアソン比は盛土・泥炭ともに0.3とした。表-3に加速度計設置箇所の有効応力を示す。

## 3. 実験結果

### 3.1 結果の整理について

次の点に着目して、実験結果の整理を行った。まず、荷重の有無が与える影響について整理するため、ケース1とケース2・3の比較を行った。次に、等分布荷重と盛土荷重

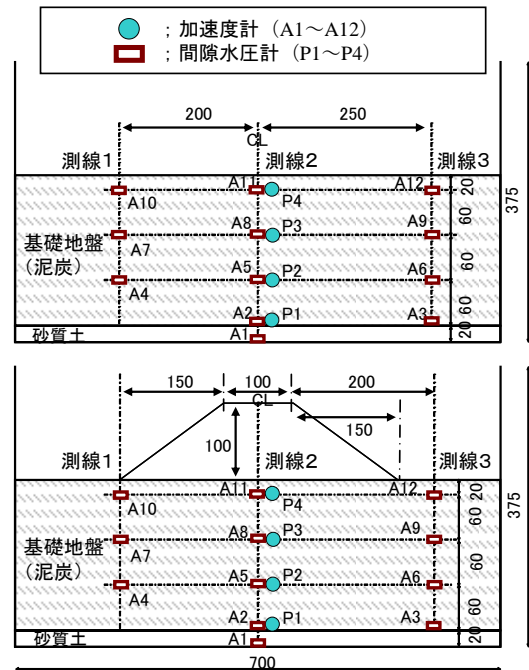


図-1 各ケースの断面図(数値: mm)  
(上図: ケース1~3、下図: ケース4)

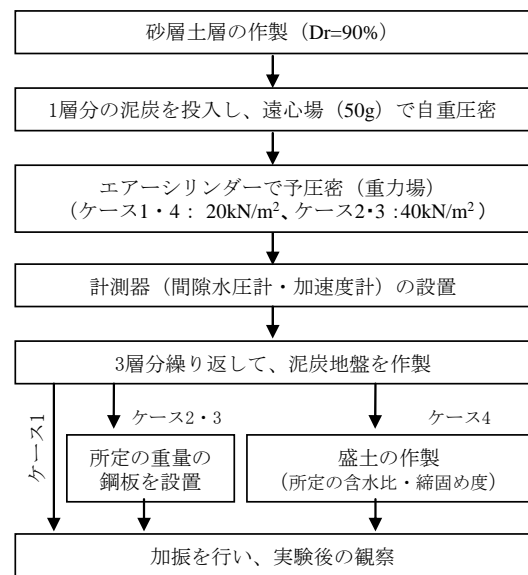


図-2 実験の手順

表-1 泥炭地盤の物性値

含水比 (%)	210~280
土粒子密度 ( $\text{g/cm}^3$ )	1.912
圧縮指数	3.11

表-2 実験ケースの一覧

	上荷重	備考
ケース1	無し	予圧密あり ( $20\text{kN/m}^2$ )
ケース2	$90\text{kN/m}^2$	等分布荷重
ケース3	$180\text{kN/m}^2$	等分布荷重
ケース4		盛土荷重

の影響を整理するため、ケース1～3とケース4の比較を行った。この際に、ケース1～3は等分布荷重であるので、測線1～3の同深度で得られた加速度を平均して整理した。また、計測深度ごとに、応力の違いが与える影響を整理した。

なお、応答加速度は、最大値と最小値の平均値から算出した。入力加速度は、砂層上の加速度計A1の計測値を用いた。図-3に入力加速度と応答加速度の一例を示す。入力加速度は、各ケースとも設定した波形で加振を実施した。応答加速度は、一例として、各ケースの深度4m（実物大）での結果を示す。

表-3 ケース4の有効応力

深さ GL-(m)	鉛直応力 (kN/m <sup>2</sup> )			加速度計 設置No.
	測線1	測線2	測線3	
0	15	69	1	
1	13	71	3	A10,11,12
2	18	70	6	
3	22	70	9	
4	25	69	12	A7,8,9
5	28	69	16	
6	31	68	19	
7	33	67	22	A4,5,6
8	35	66	25	
9	36	64	28	
10	37	63	29	A2,3

### 3.2 荷重の有無の影響

図-4に測線1～3の各ケースの応答加速度の比較を示す。応答加速度は入力加速度で正規化した。

ケース1～3の比較を行う。各測線とも同様の傾向を示しており、上載荷重の有無によらず、地表面付近の加速度は減衰傾向である。

また、上載荷重がない場合、泥炭地盤内の応答加速度は、地表面に向かって減衰傾向にある。上載荷重がある場合、一旦、泥炭地盤内で応答加速度は増幅する傾向にある。上載荷重が大きい方が応答加速度の増幅も大きい傾向にある。

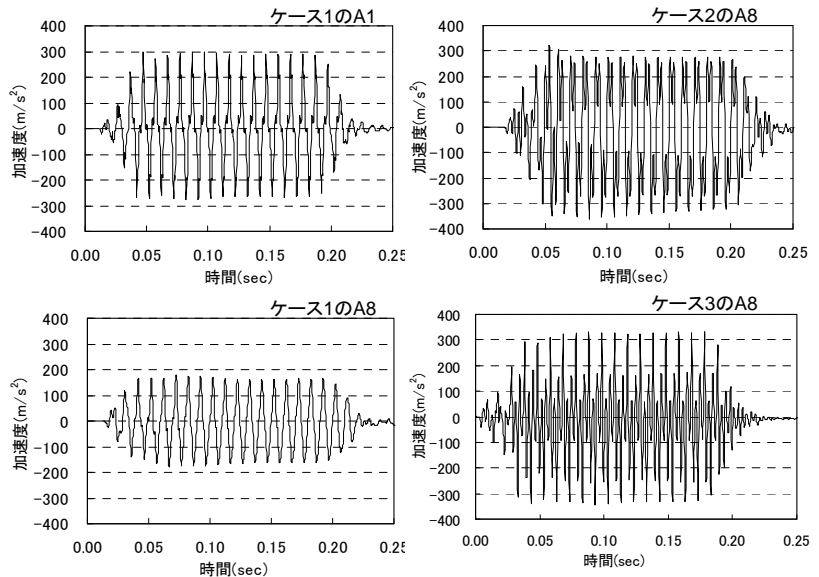


図-3 左上：入力加速度、左下：ケース1のA8（応答加速度）  
右上：ケース2のA8（同）、右下：ケース3のA8（同）

### 3.3 等分布荷重と盛土荷重の影響

等分布荷重となるケース1～3の3測線の同深度での応答加速度を平均したものとケース4を比較したものを図-5に示す。応答加速度は、入力加速度で正規化している。なお、ケース2の加速度計A4（測線1の地表面から7mの位置）での計測値は、他の測線の傾向と異なるため、除外して平均した。

図-5より、盛土による分布荷重においても、地表面付近の加速度は減衰傾向にある。ケース4の測線3の応答加速度は、ケース1（荷重：なし）と同様な傾向であった。ケース4の測線1・2の応答加速度は、ケース1とケース2の中間的な減衰傾向を示した。

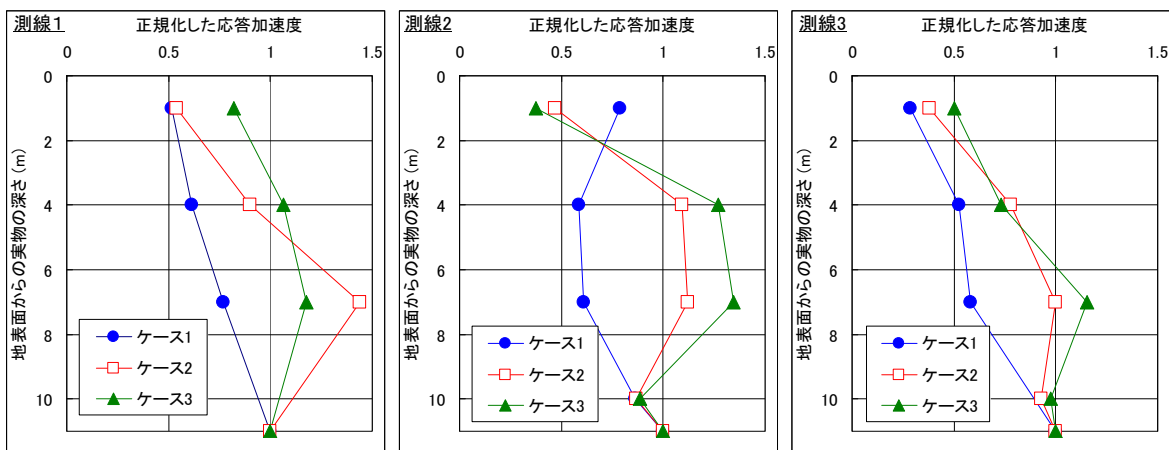


図-4 測線1～3の各ケースの応答加速度の比較（入力加速度で正規化）

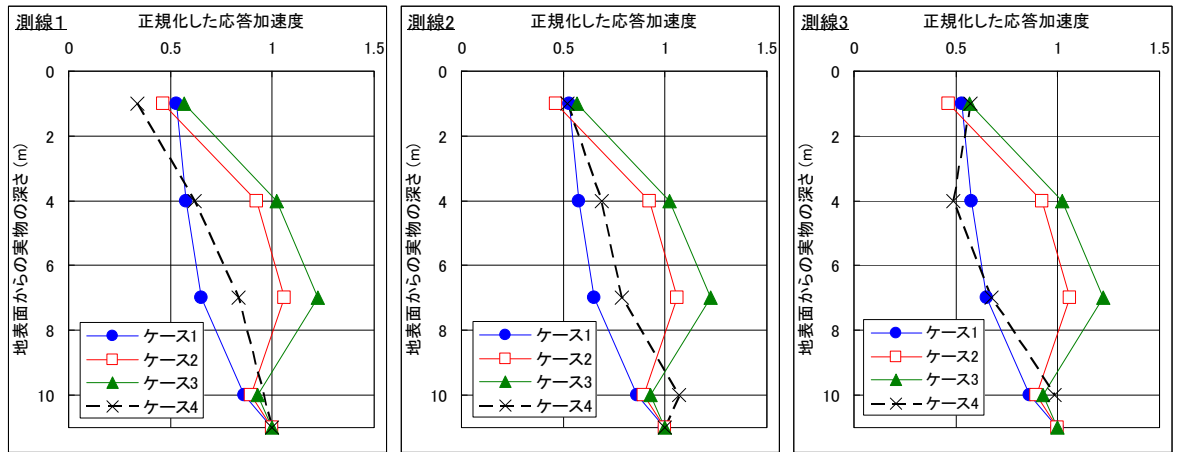


図-5 応答加速度の比較（ケース1～3は測線1～3の平均）

### 3.4 応力の違いが与える影響

図-6の白抜きのマークはケース1～3の深度ごとの正規化した応答加速度と鉛直応力の関係を示し、塗りつぶしたマークはケース4の深度ごとの正規化した応答加速度と鉛直応力の関係を示す。ケース2・3は、等分布載荷で単純な断面であるため、ニューマークの計算式を用いて、深度ごとに有効応力を求めた。ケース4の応力は全応力解析から求めた値（表-3）を用いた。

全体の傾向としては、応力が大きいと応答加速度の減衰が小さいまたは増幅が見られる（図-6のグラフの右上に伸びる方向）。また、ケース1～3の深さ10mでの計測値（図-6の□）を除くと、同じ応力が作用している場合、深度が深い方が応答加速度の減衰が小さいまたは増幅が見られる。

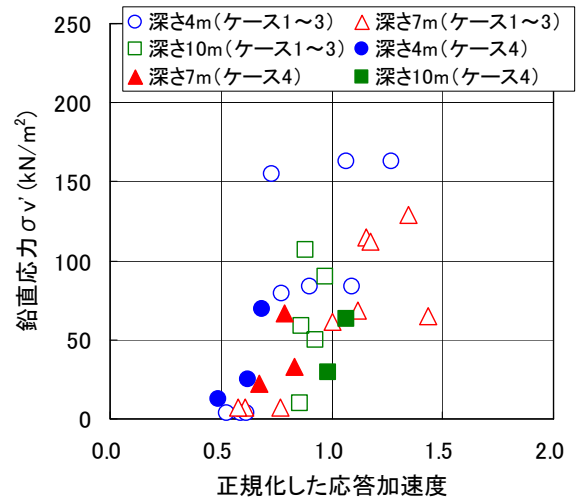


図-6 鉛直応力と応答加速度の関係

### 4. おわりに

本実験は、せん断土槽を用いて、泥炭地盤内の有効拘束圧の違いが泥炭地盤の地震時挙動に及ぼす影響について整理を行った。実験の結果、上載荷重の有無によらず、地表面付近の応答加速度は減衰傾向にある。また、応力が大きい方が応答加速度の減衰は小さいまたは増幅の傾向がある。さらに、同じ応力であれば、深度の深い方が応答加速度の減衰は小さいまたは増幅の傾向にあることが分かった。

今後は、本実験で得られた知見やその他の中空ねじり試験などから得られる泥炭の動的特性から、泥炭地盤の地震時挙動を明らかにし、動的解析のモデル化やパラメータ・境界条件の設定に役立てたい。

### 【参考文献】

- 1)：財団法人国土技術研究センター：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について（報告書）、平成23年9月
- 2)：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、
- 3)西本聡、橋本聖、池田隆明、三輪滋、上明戸昇：地震観測記録を用いた軟弱地盤上の道路盛土の地震時挙動分析、土木学会論文集C、Vol.64、No.4、pp.802-812、2008
- 4)：江川拓也、西本聡、富澤幸一：遠心力模型実験による泥炭性軟弱地盤上盛土の地震時挙動に関する検討、土木学会地震工学論文集、CD-R、2003
- 5)：梶取真一、西本聡、林宏親、橋本聖：地震波の継続時間および周波数の違いが泥炭地盤上の盛土に及ぼす影響、第47回地盤工学研究発表会、CD-R、2012

北海道大学大学院 学生会員 ○稗田 教雄  
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行  
北海道大学大学院 学生会員 金子 広明

## 1. はじめに

北海道には軟弱な泥炭地盤が広く分布しており、構造物を構築する際、あるいは供用後に不等沈下などの問題が生じる場合が多い。泥炭地盤は、低気温地域の沼地に植物遺骸が十分分解されずに堆積して形成される、北海道特有の地盤である。通常の地盤と比べて、泥炭は植物繊維を多く含むため、極めて不均質であり、また室内試験用の供試体作成が困難であるので、泥炭地盤の工学的特性が明らかにされているとは言い難い。筆者らは、貫入抵抗  $q_{net}$  とせん断剛性率  $G$  の関係を調べるため、静的コーン貫入試験とサイスミックコーンによる原位置試験、及び室内試験としてベンダーエレメント試験を行った。本論文では、その試験結果について述べる。

## 2. 調査地点

筆者らが原位置試験及びサンプリングを行った場所は図-1に示す通りである。

- ① 豊平川 ② 月寒川 ③ 岩見沢 ④ 拓北
- ⑤ 岩内 ⑥ サロベツ ⑦ 日高

いずれのサイトも平坦な個所で、季節による地下水位の変動以外の荷重の履歴はないと思われる。

## 3. 試験方法

### (1) 静的コーン貫入試験

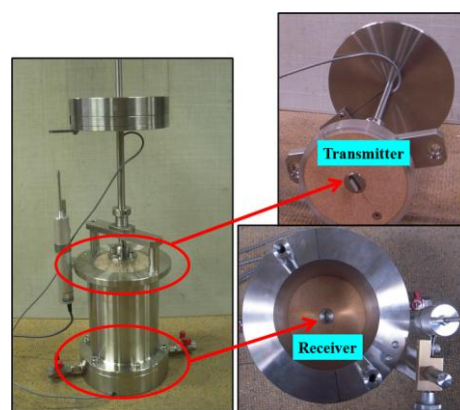
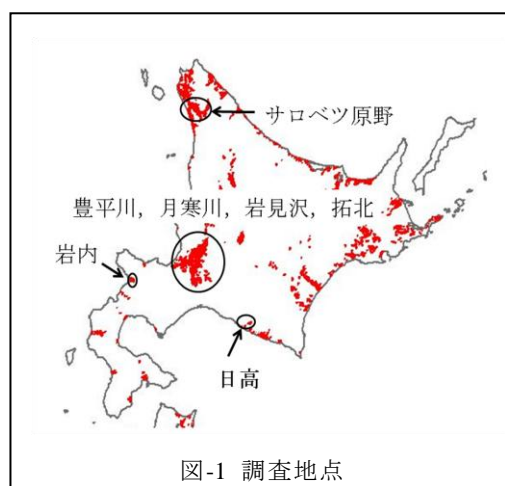
JGS の規準(JGS1435-2003)に従い静的コーン貫入試験を行った。断面積が  $10\text{cm}^2$  の通常の静的コーン貫入試験(CPT)の他に、コーン先端に断面積が  $50\text{cm}^2$ ,  $100\text{cm}^2$  の球を取り付けたボールコーン<sup>1)</sup>を実施した(以下、それぞれ MiniBPT, BPT と呼ぶ)。ボールコーンの長所は断面積が大きくなる分だけ先端抵抗  $q_t$  の測定精度が増加することと、土被り圧の影響を小さくすることにある。

### (2) サイスミックコーン貫入試験 (SCPT)<sup>2)</sup>

泥炭地盤のせん断波速度  $v_s$  あるいは剛性率  $G$  を求めるために SCPT を実施した。板たたき法により地表面で発生したせん断波をコーン先端に 1m 間隔で 2 か所取り付け付けたジオフォンで計測し、 $v_s$  を測定した。

### (3) 低圧ベンダーエレメント試験

サンプリングした泥炭に十分な水を加え攪拌した試料を用意し、図-2 の装置に試料を充填した後 2,4,8,16,20kPa の上載圧を加え圧密した。本装置の上盤と下盤にはベンダーエレメントが取り付けられており、圧密期間中にせん断波速度  $v_s$  を計測した。除荷の際にも  $v_s$  の計測を行った。測定方法の詳細は 3) を参照されたい。その他、物理試験として強熱減量試験と分解度試験を実施した。



Shear modulus at a small strain for peaty ground:

Norio HIEDA, Hiroyuki TANAKA, Hiroaki KANEKO(Hokkaido University)

#### 4. 試験結果

##### 4.1 静的コーンの試験結果

図-3は豊平川サイトにおけるCPT, MiniBPT, BPTによる先端抵抗の測定結果を比較したものである。なお、先端抵抗は(1)式で表すことができる実質先端抵抗  $q_{net}$  で表示している。

$$q_{net} = q_t - \beta \sigma_{vo} \quad (1)$$

ここに  $\beta$  は断面係数(CPT, MiniBPT, BPT では、それぞれ、1.0, 0.5, 0.1)である。

図よりコーンの種類による  $q_{net}$  の違いを比較してみると、CPT, MiniBPT, BPT の順でグラフが滑らかになっていることが分かる。泥炭地盤は植物の根や茎を多く含むため不均質であり、局所的な差が生じやすい。すなわち、コーン先端の断面積が小さなCPTの場合には、局所的な地盤の強度が  $q_{net}$  として反映されるが、BPTのような大きな断面積を有するコーンでは、より広い範囲での強度の平均値に対応して  $q_{net}$  が測定されるので、局所的な強度の変化に鈍感な値が計測される。したがって、基礎の設計としてコーン貫入試験を用いる場合には、軟弱地盤ではBPTによる試験が有効であると考えられる。

##### 4.2 サイスマックコーンの結果

SCPTにより測定された  $v_s$  から  $G_{f(SCPT)}$  は以下の式で求められる。

$$G_{f(SCPT)} = \rho_t \cdot v_s^2 \quad (2)$$

また粘性土地盤において、田中ら<sup>4)</sup>はCPTから測定される  $q_t$  と  $G_{f(SCPT)}$  との間に関係を見だし、係数  $C_G$  は経験的に50となることを示した。

$$G_{f(SCPT)} = C_G \times (q_t - \sigma_{vo}) = C_G \times q_{net} \quad (3)$$

泥炭地盤についても上式の適用を試みるため、せん断剛性率  $G_{f(SCPT)}$  と先端抵抗  $q_{net}$  の関係を図-4に示した。ここで粘土のデータは過去に筆者らが行った有明, 厚真, 拓北でのデータを用いた。図から、粘土においては、 $C_G$  はおよそ50となるが、泥炭地盤の(3)式の  $C_G$  は約5.0とかなり小さい値となることが分かる。

図-5にサイトごとに  $C_G$  を比較した。図から、同じ泥炭でもサイトごとに差が見られ、 $C_G$  は物性値や地域性の影響を受けるものと考えられる。その要因を調べるため強熱試験と分解度試験を行った。

表-1に物理試験の結果を示す。表から図-5において  $C_G$  の値が大きい岩見沢やサロベツ試料は強熱減量  $L_i$  が小さく、 $C_G$  の値が小さい豊平川, 月寒川, 岩内試料では  $L_i$  が大きくなる相関性が見られた。す

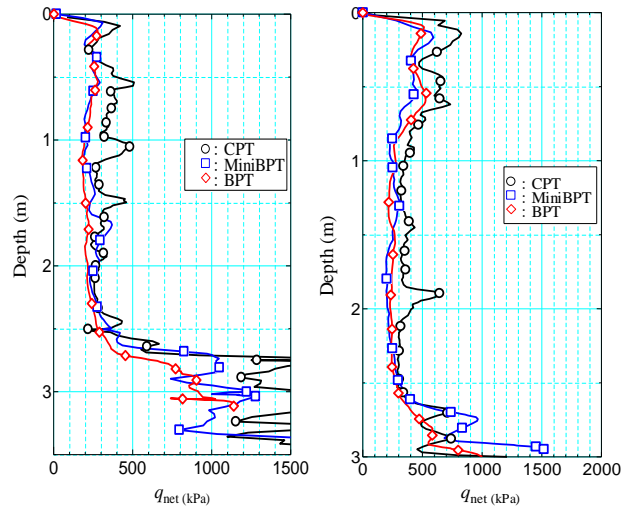


図-3 コーン形状による比較

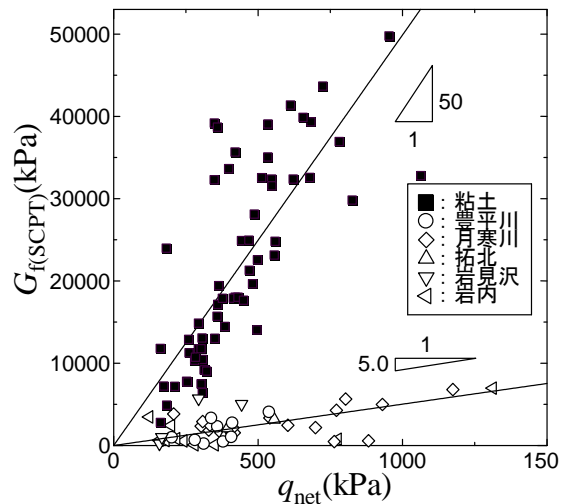


図-4 泥炭と粘土の  $G$ - $q_{net}$

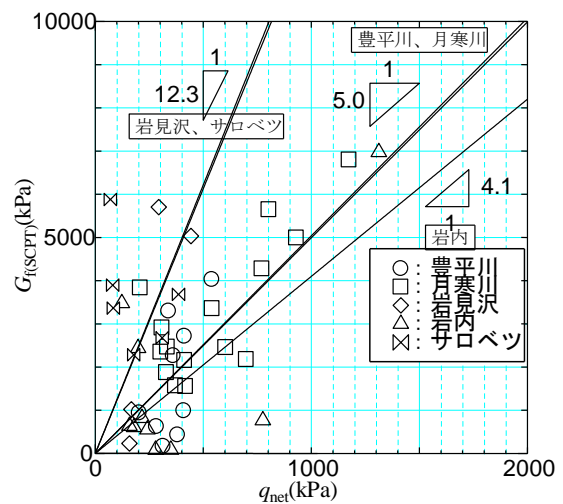


図-5 サイトごとの  $C_G$



	サロベツ	岩見沢	豊平川	月寒川	岩内	日高
湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	0.98	-	1.03	1.03	1.00	-
強熱減量 (%)	79.9	51.8	89.5	94.1	95.6	71.0
分解度 (0.116mm)	88.2	78.9	91.9	-	92.8	87.4
分解度 (0.425mm)	95.5	81.7	93.6	-	95.7	90.7

表-1 物理試験の結果

なわち、有機物含有量の多い泥炭ではせん断剛性率が小さくなるとの結果が得られた。また分解度と  $C_G$  との相関性は見られなかった。これらの傾向が泥炭地盤に共通に認められか否かについては、今後同様な調査を行う必要がある。

#### 4.3 低圧ベンダーエレメント試験の結果

図-6に泥炭と粘土のクリープによる  $G$  の増加率を示した。泥炭は粘土と比べ二次圧密量が大きいためクリープによる  $G$  の増加量が大きくなると想定される。しかしながら、一次圧密終了時 (EOP) を基準とした  $G$  の増加率に着目すると1スパン当たりの  $G$  増加率は1.1~1.3倍と粘土 (図には八郎瀉粘土の例を示す) と同程度であることが分かる。

図-7は圧密応力の増加によるせん断剛性率の推移を示したものである。同図に能登・熊谷<sup>5)</sup>が提案している関係 ((4)式) も点線で示した。

$$G = 13700w^{-0.67}(\sigma'_c)^{0.55} \quad (4)$$

本試験で対象とした泥炭の含水比はほぼ同じ値なので、(4)式による  $G$  はサイトによらず、同様な値を示している。しかしながら、再構成試料で得られた  $G$  はサイトごとにかなり異なった値を示しており、せん断剛性率  $G$  は含水比以外の物性値や地域性によって影響されることがわかる。

図-8に筆者らが調査した北海道泥炭と荻野ら<sup>5)</sup>、及び川口<sup>6)</sup>が行った試験結果を示す。同じ応力下で  $G$  を比較すると、泥炭は明らかに小さく、砂のせん断剛性率  $G$  は泥炭の約10~20倍、粘土は泥炭の約2~5倍の値となることが分かる。

なお、荻野らの試験では圧密時間が3t法に相当する時間の時に  $G$  を計測しているのに対し、筆者らの場合ヒズミ速度が0.1%/day以下となった時であるので、測定タイミングが異なるが、図-6に示したように、二次圧密による  $G$  の増加率はあまり大きくないので、この影響は少ないと考えられる。

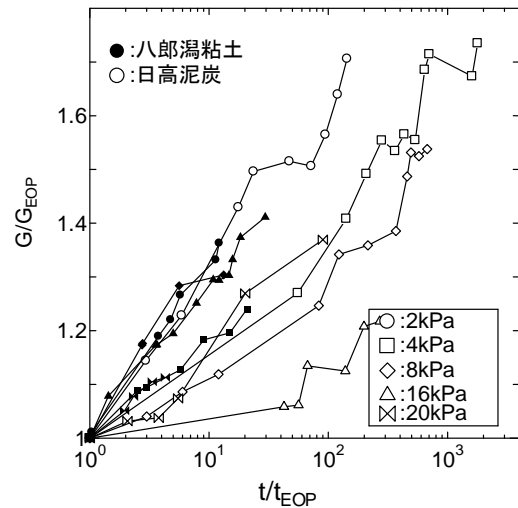


図-6 クリープによる  $G$  増加率

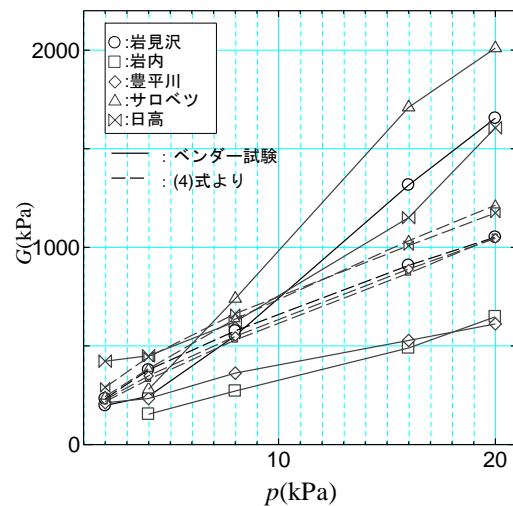


図-7 圧密によるせん断剛性率の推移

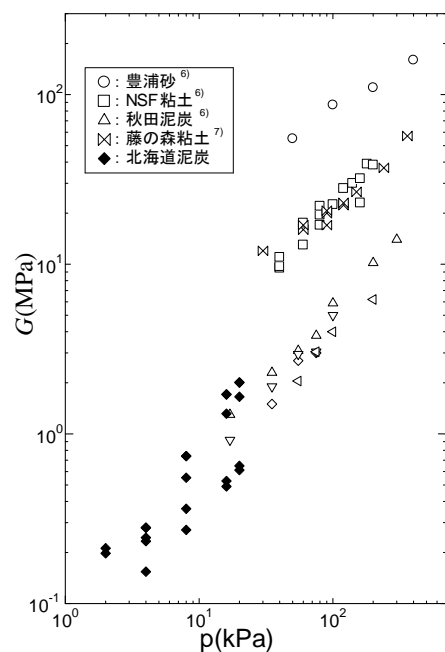


図-8 せん断剛性率の比較



## 5. 考察

すでに述べたように、CPT から求められる  $q_{net}$  と SCPT から求められる  $G$  との係数  $C_G$  (3式参照) は、泥炭の場合には約 5.0 と、粘土に比べ 10 分の 1 程度の小さな値となった。この原因として、二つの理由が考えられる。まず貫入抵抗  $q_{net}$  を過大評価している可能性である。コーンを貫入する際に植物の根や茎が貫入孔の周面に絡みつ়くことにより実際の貫入強度より高い測定値が計測されることが考えられる。図-3 に示すように、明らかに BPT の方が CPT による先端抵抗が小さいことから、上記の可能性は高い。すなわち、実質先端抵抗  $q_{net}$  で整理すると、理論的には通常の CPT でも断面積の大きな BPT でも同じ  $q_{net}$  を示すはずである。つまり、断面積が小さな CPT の場合には、局所的な泥炭の不均一性やコーンへの泥炭繊維の絡みつきによって、 $q_{net}$  が大きく計測される傾向にあることを図は示している。もう一つの理由は、図-8 に示したように、同じ応力下で粘土のせん断剛性率  $G$  は泥炭の約 2~5 倍の値と大きいことである。また、同じ泥炭でもサイトごとに  $G$  と  $p$  の関係 (図-7) が異なっている。以上のことから、泥炭地盤の貫入抵抗  $q_{net}$  とせん断剛性率  $G$  の関係において、 $q_{net}$  が大きく  $G$  が小さく計測されるので、結果的に泥炭の  $C_G$  は粘性土の  $C_G$  と比べて極端に小さくなると考えられる。

## 6. まとめ

泥炭地盤に対して、コーン貫入試験およびサイスミックコーンを用いて調査を行った。得られた主な結果は以下の通りである。

- ・軟弱地盤においては BPT による試験が有効である。
- ・強熱減量と  $G$  と  $q_{net}$  の関係に相関が見られた。
- ・分解度による  $G$  と  $q_{net}$  の関係への影響は少ない。
- ・植物繊維の影響によりせん断抵抗  $q_{net}$  を過大評価している。
- ・同じ応力下でせん断剛性率を比較すると、泥炭は粘土に比べて小さい。

### [参考文献]

- 1) 田中洋行, 西田浩太, 深沢健, 中村明教: 浚渫粘性土で埋め立てられた地盤の原位置試験による圧密度の把握, 土と基礎, 地盤工学会, Vol.54, No.7, pp.25-27, 2006.
- 2) 金子広明, 田中洋行, 平林弘, 小泉和弘, 松山雄介: 原位置におけるせん断剛性率の測定, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 50 号, pp.45-48, 2010.
- 3) 小林慎之介, 田中洋行: セメント安定処理土の養生初期におけるせん断波速度, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 48 号, pp.31-34, 2008.
- 4) 田中洋行, 田中政典, 井口弘, 西田薫, 韓光: サイスミックコーンで計測された軟弱粘性土のせん断剛性率, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性—試験法, 調査方法および結果の適用—」に関する発表論文集, 土質工学会, pp.235-240, 1994.
- 5) 能登繁幸, 熊谷守晃: 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 北海道開発局開発土木研究所月報, No.393, pp.14-24, 1987
- 6) 荻野俊寛, 高橋貴之, 及川洋, 三田地利之, 対馬雅己: ベンダーエレメント試験および繰り返し載荷試験による泥炭のせん断剛性係数, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.1, pp.125-133
- 7) 川口貴之: 粘性土の弾性係数の測定及び評価方法に関する研究, 博士論文, 北海道大学, 2002.

神戸大学大学院	学生会員	○堀田崇由
神戸大学大学院	学生会員	竹園紘樹
鉄道総合技術研究所	国際会員	川尻峻三
北見工業大学	国際会員	川口貴之
神戸大学大学院	国際会員	澁谷 啓

## 1. はじめに

昨今の地球全体の気候変動に伴い、日本でも記録的な豪雨が多く観測されている。それに加え、地震も元来から「地震大国」と称されるほど日本では地震が頻発しており地震と集中豪雨などの複合災害による被害が多発している。中でも土構造物である盛土はそれ自体が人々の暮らしと密接しており、重要なライフラインである鉄道や道路などの線状構造物の一部を構成している場合も多いため、崩壊すれば崩壊地周辺に留まらずシステム全体に甚大な被害をもたらす可能性が高いといえる。現在、盛土のような締固め土を材料とする土構造物の施工管理には、締固め度  $D_c$  (=ある施工現場内の多数の地点でそれぞれ測定した乾燥密度  $\rho_d$  / 所定の締固めエネルギーによる室内締固め試験で求めた最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$ ) が用いられている<sup>1)</sup>。しかし、現行の施工管理方法では、現場の任意の箇所から採取した代表試料を用いて  $\rho_{dmax}$  を決定しているが、広範囲にわたる現場では使用する盛土材料の工学的諸性質がばらついている可能性が低い。すなわち、同じ  $\rho_{dmax}$  を用いて  $D_c$  を算出している現行の管理方法では、見かけ上は基準を満たしている箇所であっても、 $\rho_{dmax}$  の値が管理値である代表試料と異なっているため、実際の  $D_c$  は基準値を下回っているおそれがある<sup>2)</sup>。しかし、広域な施工現場内のばらつきを正確に把握することは難しいのが現状である。

一方、自然堆積地盤の現状把握および既設盛土の健全性評価<sup>3)</sup>、自然斜面の安定性評価<sup>4)</sup>にせん断弾性波速度（以下、「S波速度」）の利用が注目されている<sup>5)</sup>。S波速度と土の湿潤密度  $\rho_t$  よりせん断弾性係数  $G$  を求めることができることから、S波速度は地盤の微小ひずみでの変形特性と密接に関連する。S波速度の分布を測定する手法として、従来からボーリング孔を用いたPS検層が実施されているが、近年では非破壊かつ簡便で広範囲にわたる二次元的なS波速度の分布把握が可能である表面波探査を実施する事例も増えてきている。これらのことから、表面波探査などで得られたS波速度を盛土構造物の施工管理に用いる手法を確立することは工学的に有用であると考えられる。しかし、S波速度と密度や含水比などの土の物性値の関連性が明らかになっていないため、表面波探査の結果から土構造物の健全度を評価する手法は未だ確立されていないのが現状である。締固めた盛土材料を用いていくつかの条件下で三軸圧縮試験およびベンダーエレメント（以下、BEとする）試験を実施した研究<sup>6)</sup>では、S波速度は供試体の水分量や密度に影響されていること、同一試料の限られた条件下における非排水せん断強度はS波速度と線形近似することで、ある程度の推定が可能であるということが分かった。

本研究では、せん断強度として一軸圧縮強さ  $q_u$  に着目して、 $q_u$  と S波速度および両者の関係に及ぼす乾燥密度や含水比の影響を粒度分布の異なる試料を用いて系統的な実験により詳細に検討した。具体的には、豊浦標準砂と粘性土を任意の配合比で混合した試料を用いて、一軸圧縮試験およびBE試験を行った。

## 2. 試料と試験条件

本研究では、砂質土（豊浦砂）と粘性土（NSF粘土）を任意の重量配合比で混合することで粒度特性の異なる複数の試料を作製した。豊浦砂とNSF粘土の重量配合比は0:10, 1:9, …… , 9:1, 10:0（以下、配合比は豊浦砂:NSF粘土の順で「0:10, 1:9, …… , 9:1, 10:0」と表記）と変化させている。まずは

これらの試料で各種物理試験および突き固めによる土の締固め試験を行った。

図1は粒度試験から得られた粒径加積曲線を示している。図より、それぞれの配合比の試料の粒径加積曲線は10:0試料と0:10試料の間を配合比に応じておおよそ等間隔で並んでいることが分かる。また、0:10試料の粒度分布は粒径約0.01mm以下であり、10:0試料ではほとんど0.85mm~0.1mmの範囲にあるため、全ての試料で粒径0.1mm~0.01mmの粒子がほとんど無い状態となっている。

図2は土粒子密度 $\rho_s$ および液性限界 $w_L$ 、塑性限界 $w_P$ を示している。これらも、 $\rho_s$ は粒径加積曲線と同様に0:10試料( $\rho_s = 2.716 \text{ g/cm}^3$ )、10:0試料( $\rho_s = 2.641 \text{ g/cm}^3$ )の間を配合比に従って一直線上の値となっている。 $w_L$ 、 $w_P$ も同様な傾向となっているが8:2試料~10:0試料の $w_L$ 、7:3試料~10:0試料の $w_P$ は非塑性NPとなっている。

図3はJIS A 1210のA-b法を適用して得られた締固め曲線群を示している。締固め曲線は0:10試料~7:3試料までは豊浦砂の割合が増えるにしたがって最適含水比 $w_{opt}$ が低下して最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ が増加し、締固め曲線がゼロ空気間隙曲線に沿って左上方向に移動している。詳細に観察すると、8:2試料では7:3試料と比較して $w_{opt}$ に変化は無いが $\rho_{dmax}$ が低下しており、この傾向は9:1試料、10:0試料の比較でも同様に確認できた。また、 $w_L$ 、 $w_P$ がNPとなる境界も7:3試料、8:2試料にあることから、本研究で用いた試料の中では配合比7:3と8:2を境界に粒度特性に大きな違いがあるものと考えられる。

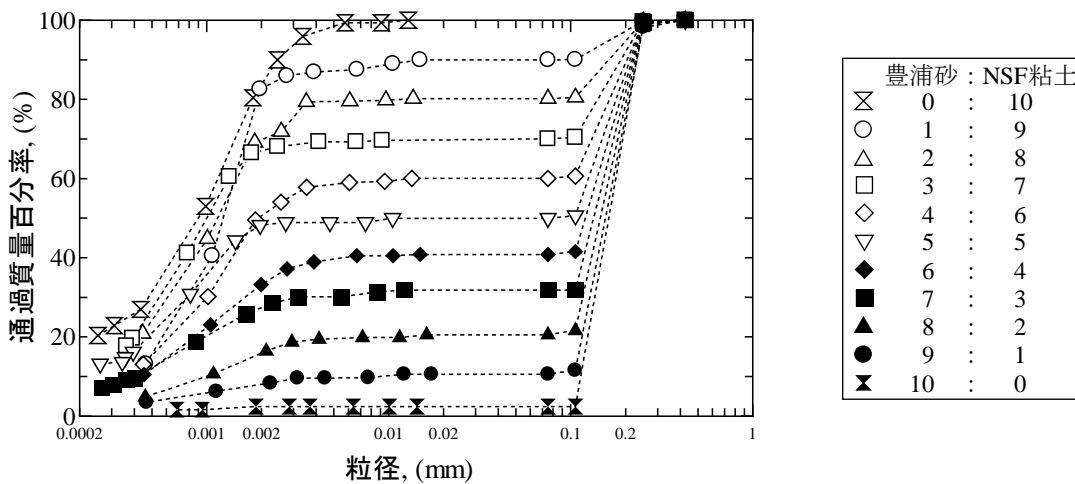


図1 粒径加積曲線

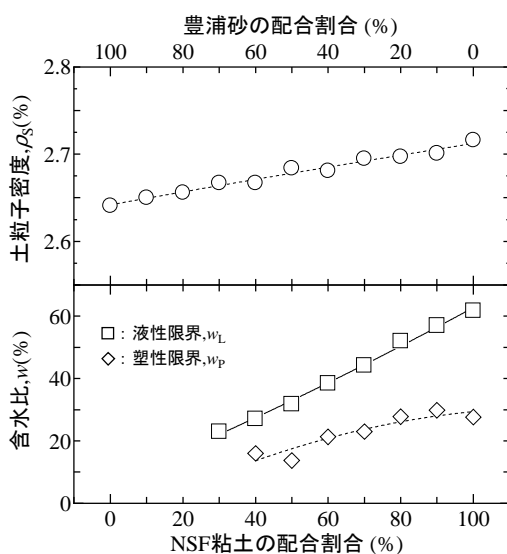


図2 土粒子密度(上)および液性限界、塑性限界(下)

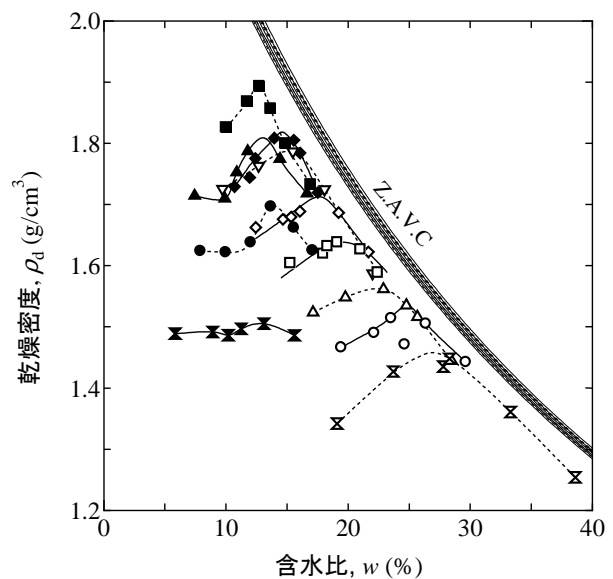


図3 締固め曲線

表 1 各配合試料の物性値

配合比		$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)
豊浦砂	NSF粘土					
0	10	2.716	61.79	27.66	1.46	26.89
3	7	2.695	44.19	22.99	1.64	19.51
5	5	2.684	31.79	13.73	1.78	15.21
7	3	2.667	22.92	NP	1.89	12.74
8	2	2.656	NP	NP	1.81	12.98

以上の結果と 9 : 1 試料, 10 : 0 試料では自立する供試体を作製することが困難であったことから, 本研究では豊浦砂と NSF 粘土の配合比が 0 : 10, 3 : 7, 5 : 5, 7 : 3, 8 : 2 の 5 種類の試料で試験を行った. 表 1 はこの 5 種類の試料の物性値をまとめたものである.

供試体は密度や水分量の影響を調べるために, それぞれの配合比で締固め度  $D_c$  を 4 種類 ( $D_c=85\%$ ,  $90\%$ ,  $95\%$ ,  $100\%$ ), 含水比  $w$  を 3 種類 ( $w_{opt}$ ,  $w_{opt}-3\%$ ,  $w_{opt}+3\%$ ) の計 12 種類, 1 種類につき 3 本の供試体に対して, それぞれ一軸圧縮試験および BE 試験を行った. BE 試験では図 4 に示すよう

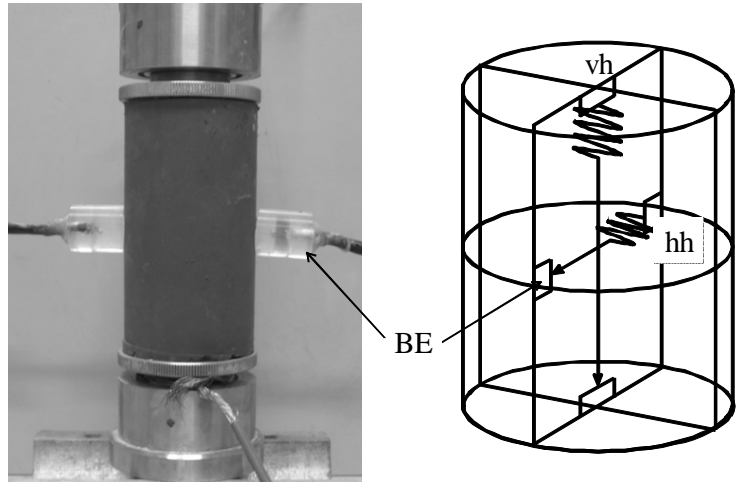


図 4 BE の設置位置

に上下方向に BE を挿入し, 水平方向に振動しながら鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度  $V_{vh}$  と側面に BE を挿入して振動・伝播方向ともに水平のせん断弾性波速度  $V_{hh}$  の 2 種類の  $V_s$  を測定している.

また, 供試体の作製は所定の  $w$  となるよう水分調整した試料を, 所定の  $D_c$  となるよう 3 層に分けてモールドへ投入し, 油圧ジャッキを用いて静的に締固めることで行っている.

### 3. 試験結果・考察

図 5 は本研究で実施した全ての試験から得られた  $V_{vh}$  と  $q_u$  の関係を両対数紙上にプロットしたものである. ここで, 8 : 2 試料に関しては, 低い  $D_c$  または高い  $w$  条件では供試体が自立せずに試験が行えなかったため, データが存在しない点がある. また, 表面波探査では鉛直方向に振動しながら水平方向に伝播するせん断弾性波速度  $V_{hv}$  が得られるが, 直交異方弾性体を仮定すると  $V_{hv} = V_{vh}$  となることが報告されている<sup>7)</sup>. このことから, 本研究では BE 試験で得られた  $V_{vh}$  に着目して考察を行った. 図より, 広く知られているように<sup>8)</sup>,  $q_u$  と  $V_{vh}$  にはある程度の相関があり, 配合比や含水比の変化によらず  $V_{vh}$  の大きさから概略的に  $q_u$  を推定できることが分かる. しかし, 最終的にこれらの値を用いて対象とする地盤の  $D_c$  を推定・評価することを目的とした場合,  $q_u$  や  $V_{vh}$  に及ぼす配合比や含水比の影響やその程度の差異をより詳細に把握する必要があると考え, 以下のような検討を行った.

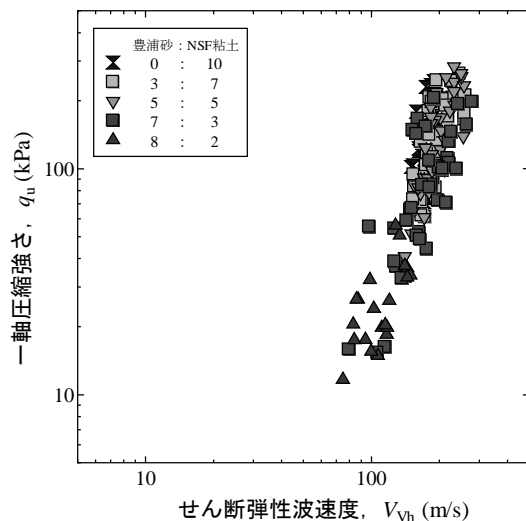


図 5  $V_{vh} \sim q_u$  関係

図 6 (a) ~ (e) はそれぞれの配合割合の試料で作製した供試体の締固め度  $D_c$  と一軸圧縮強さ  $q_u$ , せん断弾性波速度  $V_{vh}$  の関係である.

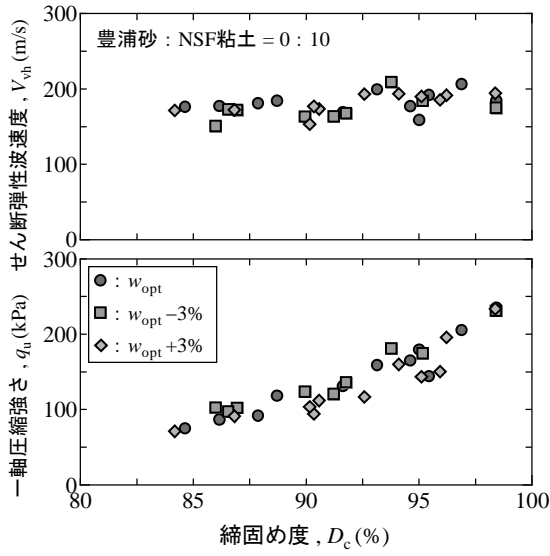


図 6 (a)  $D_c \sim q_u, V_{vh}$  関係 (0 : 10)

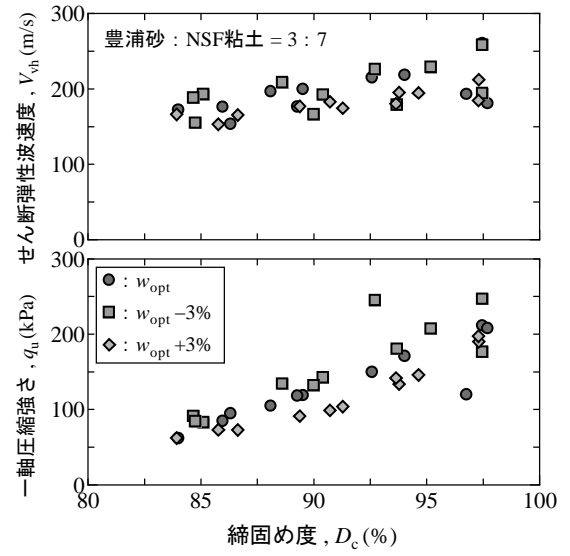


図 6 (b)  $D_c \sim q_u, V_{vh}$  関係 (3 : 7)

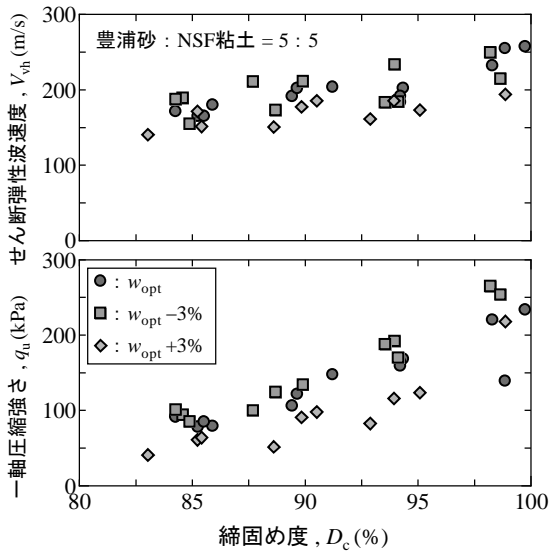


図 6 (c)  $D_c \sim q_u, V_{vh}$  関係 (5 : 5)

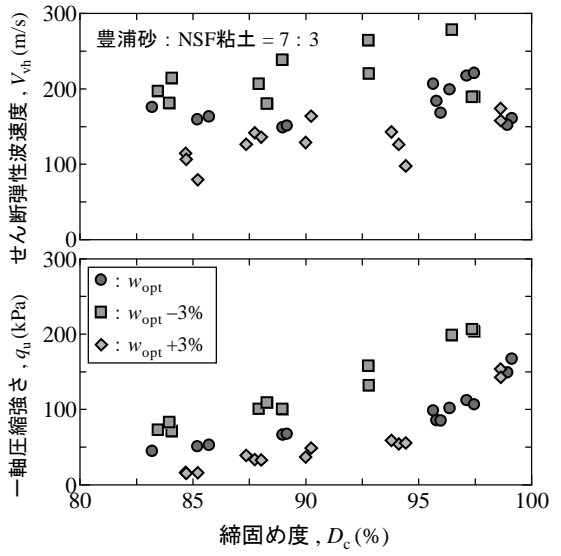


図 6 (d)  $D_c \sim q_u, V_{vh}$  関係 (7 : 3)

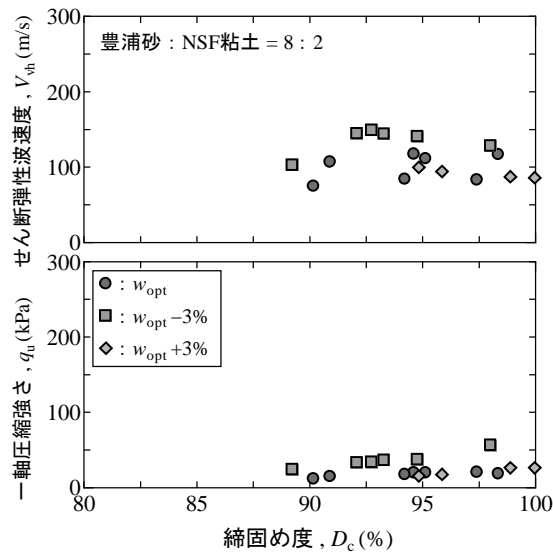


図 6 (e)  $D_c \sim q_u, V_{vh}$  関係 (8 : 2)

まず、 $D_c$ と $q_u$ の関係をみると、どの試料も $D_c$ が大きくなるに伴って $q_u$ も大きくなっており、同等の $D_c$ では $w$ が低い試料の $q_u$ が大きくなるという傾向がみられる。 $q_u$ の大きさについては、0:10 試料~5:5 試料までは100kPa~250kPaと同程度であり、7:3 試料では少し小さくなり、8:2 試料では最大でも50kPa程度と非常に小さくなっている。

次に $D_c$ と $V_{vh}$ の関係をみると、 $q_u$ との関係と同様に $D_c$ が大きくなるに伴って $V_{vh}$ も大きくなり、同等の $D_c$ では $w$ が低い試料の $q_u$ が大きくなる傾向がみられる。

ここで、どの配合比の試料でも同程度の $D_c$ では $w$ が低い試料の $q_u$ 、 $V_{vh}$ が大きくなっているが、NSF粘土の配合割合が大きくなると $w$ による差は小さくなり、0:10 試料の $V_{vh}$ に関しては $w$ によらず $D_c$ との関係はほぼ同様となっている。これは、配合比によって $w_{opt}$ に違いがあるため、等しく $w$ を3%ずつ変化させると飽和度の変化率や保水性、サクシオン等が異なることが影響していることが考えられ、今後の検討が必要である。

図7は全ての試料の $D_c$ と $q_u$ の関係をまとめたものである。図より、 $D_c$ と $q_u$ の関係は0:10 試料~5:5 試料までは一様な傾きを有しているが、7:3 試料、8:2 試料と豊浦砂の配合割合が増えると傾きが変化している。この傾きの変化の境界である7:3 試料、8:2 試料は、物理試験の結果により粒度特性が異なると考えられる境界とも整合しており、粒度特性の違いに伴って変化したコンシステンシー限界や締固め曲線の変化が $q_u$ に大きく影響したと考えられる。つまり、この結果はある程度限定された粒度分布の範囲内であれば、原位置において含水比に多少のばらつきがあったとしても、強度情報のみから $D_c$ を十分に評価できることを意味していると解釈できよう。

一方、図8は全ての試料の $D_c$ と $V_{vh}$ の関係をまとめたものである。図7に示した $D_c$ と $q_u$ の関係と比べると全体的にばらつきが大きく、特に7:3 試料と8:2 試料で大きいことが確認できる。この理由について、せん断波は供試体内の限定された領域を伝播するため、局所的な配合のばらつきが大きく反映しやすいといったことも考えられるが、図6(a)~(e)に示した結果を踏まえると、 $V_{vh}$ が $q_u$ に比べて含水比の違いをより強く反映しやすいことも要因の一つだと考えられる。さらに、先述したように供試体間のサクシオン等の違いも影響していると考えられる。

以上のことから、せん断弾性波速度を用いて $q_u$ と同程度に $D_c$ を推定・評価するためには配合比に加えて、含水比やサクシオン等の影響についても加味する必要があると解釈でき、今後これについて更なる検討を重ねたいと考えている。

#### 4. まとめ

本研究では、砂質土と粘性土をいくつかの任意の配合比で混合した試料を用い、締固めにより作製した供試体に対して、一連の一軸圧縮試験およびBE試験を行った結果、以下のような知見が得られた。

- 一軸圧縮強さ $q_u$ とせん断波速度 $V_{vh}$ には配合比や含水比の変化によらず、ある程度の相関があることが確認された。

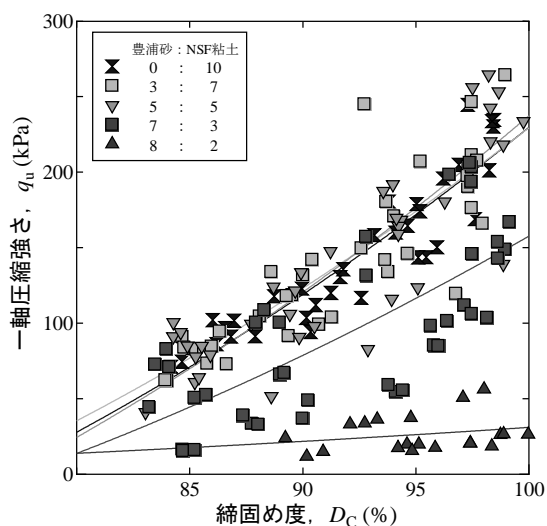


図7  $D_c \sim q_u$  関係

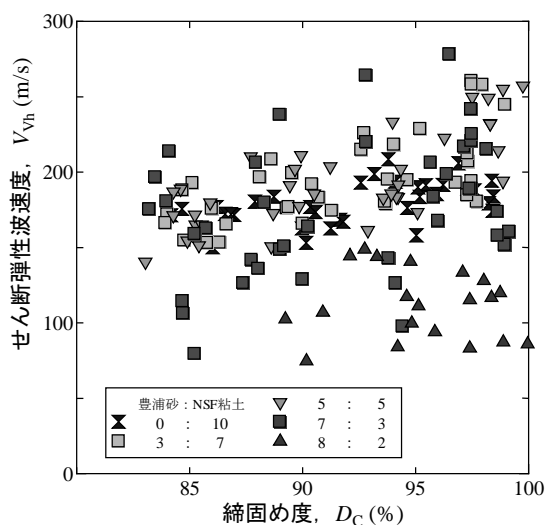


図8  $D_c \sim V_{vh}$  関係



- $q_u$  および  $V_{vh}$  はそれぞれ締固め度  $D_c$  の増加に伴って大きくなることが確認された。
- $q_u$  は砂質土の配合比がある割合以上になるまでは、多少の含水比変化に影響されることなく、一様な傾きで  $D_c$  との関係を持つことが分かった。また、その配合比の境界は粒度特性の違いで生じるコンシステンスー限界や締固め曲線の変化に影響されると考えられ、本研究の場合では豊浦砂：NSF 粘土の割合が 7：3 程度であった。
- $V_{vh}$  は  $q_u$  に比べて含水比やサクシオン等の違いをより強く反映しやすいと考えられ、せん断弾性波速度を用いて  $q_u$  と同程度に  $D_c$  を推定・評価するためには配合比に加えて、含水比やサクシオン等の影響についても加味する必要があることが分かった。

#### 参考文献

- 1) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫: 砂礫盛土材の変形強度特性に与える締固め条件の影響, 土木学会論文集C, Vol.64, No.2, pp.253-266, 2008.
- 2) 龍岡文夫: 盛土の締固め管理と設計の協働の必要性, 特集:盛土の設計と締固め, 基礎工, Vol.37, pp.2-9, 2009.
- 3) 林宏一, 鈴木晴彦: 二次元表面波探査の地盤調査への適用, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.33-34, 2003.
- 4) 川尻峻三, 澁谷啓, 川口貴之, 鳥居宣之: 現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価, 地盤工学ジャーナルVol. 4, No. 3, pp.233-244, 2009.
- 5) 鈴木晴彦, 林宏一: 表面波を用いた地震探査—二次元探査への応用—, 物理探査学会第103回学術講演会講演論文集, pp.221-225, 2000.
- 6) 竹園紘樹, 三浦みなみ, 高橋正和, 澁谷啓, 川尻峻三: 締固め度及び含水比が土のせん断弾性波速度に与える影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, No.52, pp.117-122, 2012.
- 7) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之: 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.387-392, 2002.
- 8) Kataoka, S., Kawaguchi, T., Horita, T., Tanaka, M., Sakaiya, T. and Shibuya, S.: Unconfined compression strength and elastic shear modulus of air-form treated lightweight soil, Proc. of International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul, 2011.

## Dependency of shear behavior of unsaturated base course material on experimental conditions

Hokkaido University Student Member ○Yuan Zhang

Hokkaido University International Member Tatsuya Ishikawa

Hokkaido University Tetsukazu Hamaura

Tomakomai National College of Technology International Member Tetsuya Tokoro

### 1. INTRODUCTION

Geographically, there are numerous materials encountered in engineering practice whose behavior is not consistent with the principles and concepts of classical, saturated soil mechanics [1]. Such as in Hokkaido, Japan, which is the snowy cold region, the decrease in the bearing capacity of pavement structure arising from the increase in the degree of saturation at base course is often observed in the snow-melting seasons. The degree of saturation of pavement rises due to the inflow of thaw water or thawing of ice lenses, and as a result, the bearing capacity of the base course temporarily degrades during the thawing season. Therefore, to evaluate the deformation strength characteristics of unsaturated base course materials, which are suffered from seasonal fluctuation in the degree of saturation at real foundations, is of great significance.

However, the mechanical behavior of unsaturated base course materials which has maximum particle size of almost 40 mm has not been clarified by laboratory element tests enough so far. This is because laboratory element tests for unsaturated soils with large-size specimens are quite time-consuming due to the ceramic disk with very low permeability usually used in the test apparatus for unsaturated soils. Recently, Nishimura et al. [2] performed some kinds of laboratory element tests for unsaturated soils using a cellulose filter, and were able to confirm the validity of using this filter as a substitute for a ceramic disk and thus shorten the testing time. On the another hand, In our studies [3], based on the usefulness of membrane filters, we proposed testing methods adopting pressure membrane method with a medium-size specimen, which are highly useful in water retention tests and triaxial compression tests in terms of the reduction of total testing time.

This paper presents an experimental study to examine the change in the mechanical behavior of base course layer caused by seasonal fluctuation in the degree of saturation from the viewpoint of the deformation-strength characteristic of base course materials under saturated and unsaturated conditions.

### 2. TEST MATERIAL

A base course material C-40 (which has maximum particle size of 40 mm) is employed as a test material in this study. C-40 is natural crusher-run made from angular, crush, hard andesite used in Japanese roads. Physical properties and grain-size distribution curves for the test samples are shown in Table 1 and Figure 1, respectively. Note that the particle breakage during a triaxial compression test could hardly be discerned for C-40 according to the results of sieve analysis before and after the test (Figure1).

Figure 2 shows the relationship between matric suction ( $s$ ) and degree of saturation ( $S_r$ ) obtained from the water retention test with degree of compaction 95% by a medium-size specimen [3]. The residual degree of saturation can be determined through the SWCC curve by LG model [5]. The residual degree of saturation, which was called 'unsaturated' in this paper, was calculated as 36.7%.

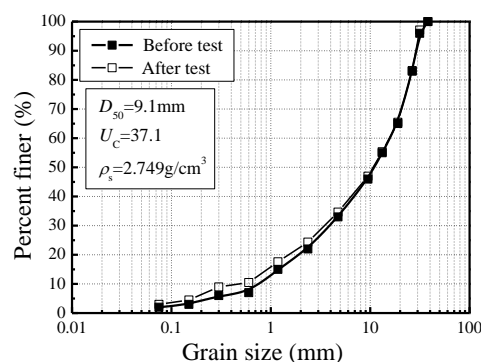


Figure 1. Grain size distributions of test sample

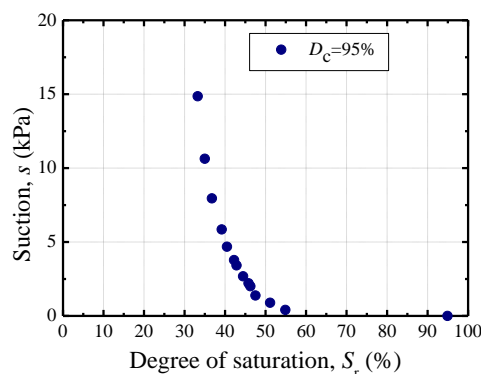


Figure 2. Soil-water characteristic curve of C-40

Dependency of shear behavior of unsaturated base course material on experimental conditions: Yuan ZHANG (Hokkaido University), Tatsuya ISHIKAWA (Hokkaido University), Tetsukazu, HAMAURA (Hokkaido University) & Tetsuya TOKORO (Tomakomai National College of Technology)

Table 1. Physical properties of base course materials

Name	$\rho_{dmax}$	$w_{opt}$	$F_c$	$PI$	$\rho_{dmax}$	$\rho_{dmin}$
	g/cm <sup>3</sup>	%	%		g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>
C-40	2.070	8.2	5.20	NP	2.270	1.680

### 3. TEST APPARATUS

A schematic diagram of the medium-size triaxial apparatus for unsaturated coarse granular materials is shown in Figure 3. One key feature of the apparatus is the structural design of the cap and pedestal, as shown in Figure 4. The pore water pressure is applied to a specimen through a versapor membrane filter attached to the water plumbing path, while the pore air pressure is applied through a hydrophobic polyflon filter attached to the air supply path in the cap and pedestal. Physical properties of the filters are shown in Table 2.

The measurement of stress and strain in a specimen was performed as follows. Axial stress ( $\sigma_a$ ) was measured by a load cell installed inside the triaxial cell, and axial strain ( $\epsilon_a$ ) was obtained by measuring both of displacement of loading piston with an external displacement transducer and internal LVDTs. Volumetric strain ( $\epsilon_v$ ) was mainly calculated by the lateral displacements of the specimen, namely the change in the specimen diameter, measured by two sets of two proximity transducers (Gap sensors) attached at the points of 1/4 and 3/4 of the specimen height diagonally opposite to each other around the specimen diameter, respectively [4].

### 4. TESTING METHOD

A triaxial compression test were performed under three different degree of saturations, namely “air-dried”, “unsaturated”, and “saturated” in conformance with the standards of Japanese Geotechnical Society (JGS 0524 & JGS 0527 2000).

A cylindrical specimen for C-40 with initially 300 mm in height ( $H$ ) and 150 mm in diameter ( $D$ ) was prepared with air-dried sample by tamping with a woody rammer and compacting with a vibrator in five layers. Air-dried sample ( $w=1.2\%$ ) was placed into a cylindrical mold in steps and spread into a layer of 60 mm in thickness. Subsequently, each layer was compacted by vibrator in 3 minutes with constant compaction energy so as to attain the degree of compaction ( $D_c$ ) of 95 %. Note that fine particles which has grain size under 2 mm are spread on both ends of the specimen with the thickness of 0.5 cm so as not to degrade the function of filters installed on both the cap and pedestal due to the direct contact of coarse particles.

First, a consolidation process was conducted as follows. For the air-dried specimen ( $S_r=0\%$ ), the specimen after preparation was isotropically consolidated under a prescribed effective confining pressure ( $\sigma'_c$ ) of 49 kPa or 34.5kPa by applying cell pressure for 24 hours. For the saturated specimen ( $S_r=100\%$ ), the carbon dioxide gas was added from the bottom end of the specimen after preparation for 30 minutes, and subsequently permeating de-aired water into the voids for around 5 hours. A back pressure of 200 kPa was then applied to ensure the saturation of all the specimens and achieve a pore water pressure coefficient B-value of 0.96 or more. Following the saturation, the specimen was isotropically consolidated under a specified effective confining pressure ( $\sigma'_c$ ) of 49.0 kPa or 34.5 kPa for 24 hours by applying a designated confining pressure ( $\sigma_c$ ) of 249 kPa or 234.5 kPa and the pore water pressure ( $u_w$ ) of 200 kPa. For the unsaturated specimen ( $S_r=36.7\%$ ), the saturated specimen was isotropically consolidated.

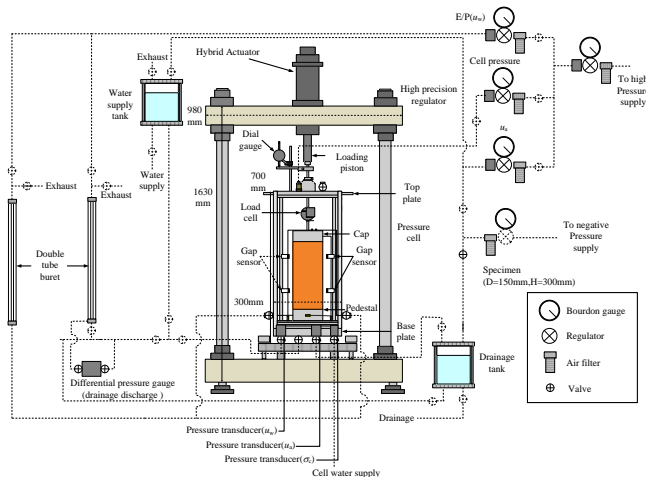


Figure 3. Medium-size triaxial apparatus for unsaturated soils

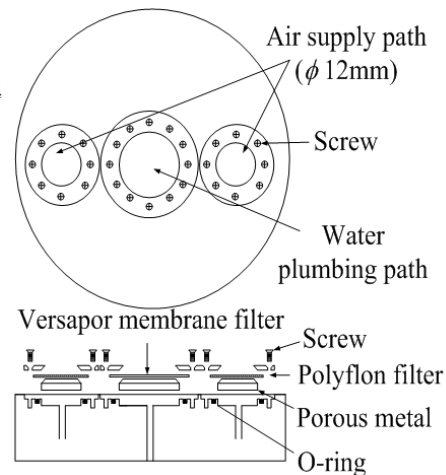


Figure 4. Structure of cap and pedestal

Table 2. Physical properties of filters.

Name	Thickness	Pore size	AEV/WEV	$k$
	$\mu\text{m}$	$\mu\text{m}$	kPa	m/s
Versapor	94.0	0.8	60.0	$4.4 \times 10^{-8}$
Polyflon	540.0	–	14.3	–

Subsequently, an unsaturated specimen under an intended matric suction ( $s=u_a-u_w$ ) of 10 kPa was produced by decreasing  $u_w$  in stages while keeping both  $\sigma_c$  and  $u_a$  constant.

Upon attaining an equilibrium condition in the consolidation process, the specimens were continuously sheared by applying an axial deviator stress ( $q$ ) at a designated constant axial strain rate of 0.05 %/min under fully drained condition (CD test) regardless of the water content, while all other testing parameters were held constant. Note that for unsaturated testing condition both the pore air and the pore water are allowed to drain.

## 5. TEST RESULT AND DISCUSSION

### 5.1 Stress-strain behavior

Figures 5a and 5b show typical relationships for air-dried, unsaturated and saturated specimens between the deviator stress ( $q$ ), the volumetric strain ( $\epsilon_v$ ), and the axial strain ( $\epsilon_a$ ) obtained from CD triaxial compression tests of  $D_c=95\%$  under  $\sigma_c'$  of 49 kPa and 34.5 kPa, respectively. According to the figure 5, the dense compacted C-40 exhibits strain softening behavior irrespective of the degree of saturation of test specimen. With increasing axial strain, deviator stress ( $q$ ) sharply increases to the peak strength at an axial strain ( $\epsilon_a$ ) of about 4 % to 6 %, and then it gradually decreases to the residual strength at  $\epsilon_a=12\%$  or over.

On the other hand, the volume of specimens initially decreased, and then the specimen dilates with the increment of  $\epsilon_a$  during shear irrespective of the degree of saturation, while in effective confining pressure of 34.5 kPa, with increase degree of saturation, the decrease in volume change is observed.

### 5.2 Influence on strength parameters

In this research, Bishop's effective stress equation as expressed by Equation (1) [6] was applied to calculate the effective stress in unsaturated soils.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

$$\chi = \frac{S_r - S_{r0}}{S_{r\max} - S_{r0}} \quad (2)$$

Where,  $\sigma'$  is the effective stress,  $\sigma$  is normal stress,  $u_a$  is pore air pressure,  $u_w$  is the pore water pressure,  $\chi$  is Bishop's effective stress parameters shown in Equation (2).  $S_r$  is degree of saturation,  $S_{r0}$  is the residual degree of saturation (36.7 %),  $S_{r\max}$  is the maximum degree of saturation ( $\approx 100\%$ ).

Figure 6 compares the internal friction angles  $\phi'$  and the cohesion  $c'$  under the different degree of saturation and figure 7 shows the result of Mohr's stress circle under different degree of saturation. The following trend of  $c'$  can be seen that with the increase of degree of saturation, the  $c'$  has a fluctuation, while the  $\phi'$  is largely unchanged. Comparing with the air dry condition, the  $c'$  of saturated condition is smaller. However, the  $c'$  of unsaturated condition is minus, this is because maybe there is not obvious peak stress shown in the curve between deviator stress and axial strain under the effective confining pressure of 34.5 kPa. In order to obtain the trend of  $c'$ , more tests will be carried out in near future.

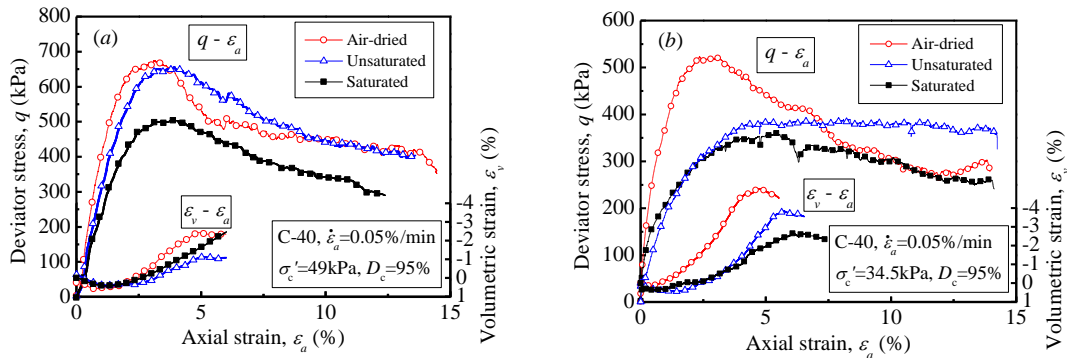


Figure 5. Relationships between the deviator stress ( $q$ ), the volumetric strain ( $\epsilon_v$ ), and the axial strain ( $\epsilon_a$ ) under (a)  $\sigma_c'=49$  kPa and (b)  $\sigma_c'=34.5$  kPa

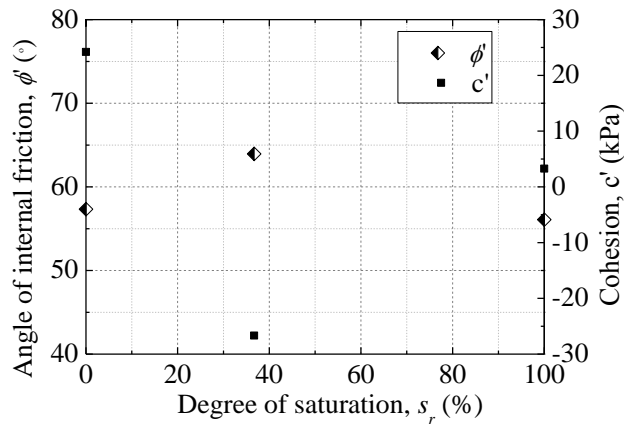


Figure 6. Effects of degree of saturation on strength parameters of C-40

## 6. CONCLUSION

The following finding can be obtained.

- The shear strength of base course material under different confining pressure decreases with the increase in degree of saturation.
- During shear, the volume of specimens initially decreased, and then the specimen dilates with the increment of axial strain during shear irrespective of the degree of saturation, while in effective confining pressure of 34.5 kPa, with increase degree of saturation, the decrease in volume change is observed.
- Degree of saturation seriously affect the cohesion, with increase of degree of saturation the  $c'$  fluctuate, while the internal friction angles are unchanged with the degree of saturation.

## REFERENCES

- [1] Fredlund D. G. & Rahardjo H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soil. Canada: John Wiley & Sons, Inc.
- [2] T. Nishimura, J. Koseki, D.G. Fredlund, & H. Rahardjo. (2012). Microporous membrane technology for measurement of soil-water characteristic curve. *Geotechnical Testing Journal*: Vol.35, No.1, 61-77.
- [3] T. Ishikawa, Y. Zhang, H. Segawa, S. Miura & T. Tokoro. (2012). Development of medium-size triaxial apparatus for unsaturated granular base course materials. *Advances in Transportation Geotechnics II* – Miura et al.(eds):109.
- [4] S. Kato & K. Kawai (2000). Deformation characteristics of a compacted clay in collapse under isotropic and triaxial stress state. *Soils and foundations*: Vol.40, No. 5, 75-90.
- [5] T. Mori, K. Kamiya, T. Chiba, R. Uzuoka & M. Kazama. (2009). The functional model of the soil-water characteristic curve used the logistic function during cyclic shearing. 44<sup>th</sup> Japan national conference geotechnical engineering.
- [6] Bishop, A.W.: The principal of Effective Stress. *Norwegian Geotech. Inst.*32, 1-5 (1960).

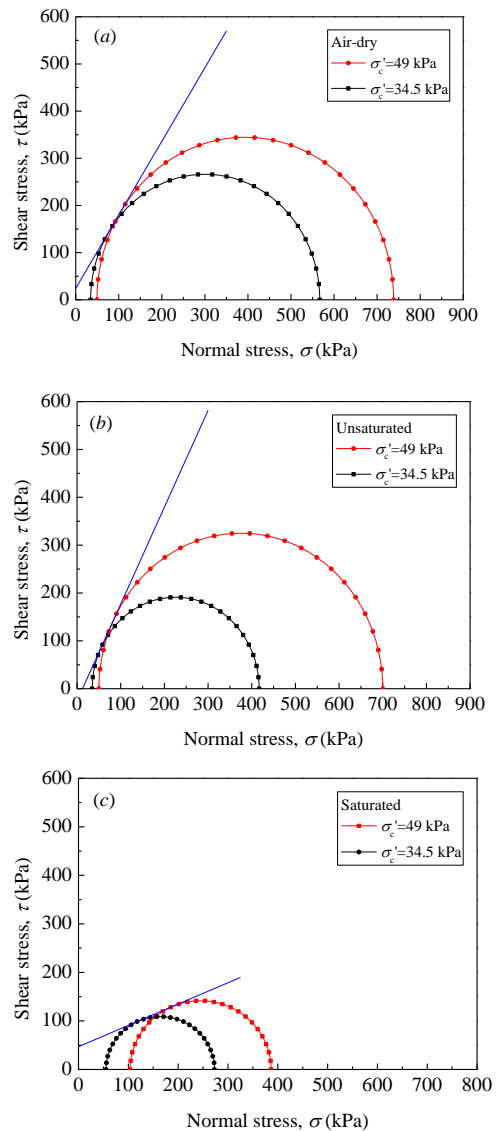


Figure 7. Mohr's stress circle under different degree of saturations

## 1. はじめに

都市部の掘削工事で発生する建設発生土は、多くの場合、産業廃棄物として埋立処分されているが、産業廃棄物に対する最終処分場の残余年数 (= 残存容量 / 最終処分量, H22.4.1 現在) は、全国平均で 13.2 年、特に、首都圏では 4.4 年、近畿圏でも 8.9 年と推計されており<sup>1)</sup>、建設発生土の有効利用は喫緊の課題とされている。平成 12 年 5 月に建設リサイクル法が制定されて以来、コンクリート塊、アスファルト・コンクリート塊、建設発生木材の対象 3 品目については再資源化率が増加しているが、平成 14 年 5 月に示された「建設リサイクル推進計画 2002」において上記 3 品目に加えられた 3 品目、建設混合廃棄物、建設汚泥、建設発生土については、再資源化が低迷している。特に、建設発生土は取扱量が多いことから、再資源化率の増加が期待されている。このような背景から、建設発生土の有効利用方法の一つである「流動化処理土」<sup>2)</sup>が、広く普及するようになってきている。流動化処理土は、土質材料にセメントを添加・混合して改良地盤を造成するという点では、セメント系改良土の一つであるスリラー系事前混合処理土に分類されるが、掘削発生土という必ずしも良質ではない土質材料を用いること、すなわち、より軟弱で高含水比な泥状土の密度を調整して適度な流動性を持たせ、長距離圧送や隙間への充填性を考慮している点で、良質な土質材料を用いるスリラー系事前混合処理土と異なる<sup>3), 4)</sup>。

流動化処理土は、セメント系改良土の一つであることから、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。そこで、著者らは、流動化処理土の脆性的な性質を改善するため、繊維材として綿状にした古紙を混合させた繊維材混合流動化処理土に対する一連の研究で、繊維材を混合すると、その補強効果によりピーク後の脆性的性質が改善されることを明らかにしている<sup>5)-8)</sup>。

従来、土質材料の力学特性には、時間依存性があることが知られている。ここでいう時間依存性とは、強度・剛性・弾塑性・粘性等の時間的変化である年代効果 (セメンテーション、風化など) と粘性の影響による荷重速度効果の 2 つの要因によって発生するものである。図-1, 2 に年代効果と荷重速度効果による応力～ひずみ関係の概要を示す<sup>9)</sup>。図-1 は、粘性土の堆積・圧密過程に見られる年代効果による影響で、異なる経過時間の試料に対して同一のひずみ速度で荷重した場合による応力～ひずみ関係への影響を示し、図-2 は、同一の経過時間の試料に対して異なるひずみ速度で荷重した場合に見られる荷重速度効果による応力～ひずみ関係への影響を示している。これまで、砂質土や粘性土の力学特性に対する時間依存性の影響についての研究は報告されているが<sup>9), 10)</sup>、流動化処理土及び繊維材混合流動化処理土についての研究は少なく

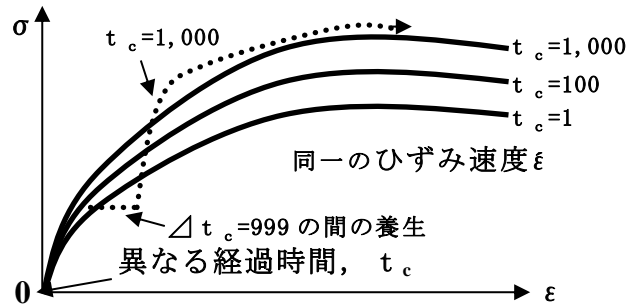


図-1 年代効果による応力～ひずみ関係への影響

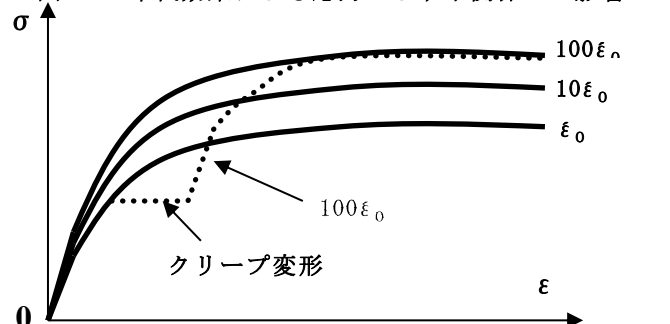


図-2 荷重速度効果による応力～ひずみ関係への影響



未解明な部分が多い<sup>11)</sup>。

本研究では、繊維材をそれぞれ、0,10,20 kg/m<sup>3</sup>で添加して、養生日数 56 日とした繊維材混合流動化処理土に対し、圧密非排水三軸圧縮試験（CU試験）を 98 kPa の等方応力条件下で行い、せん断時の軸ひずみ速度が 10 倍異なる三軸圧縮試験、軸ひずみ速度を载荷中に 10 倍変化させた三軸圧縮試験および载荷中に応力持続载荷（以下クリープと呼ぶ）を行なった場合の三軸圧縮試験を行い、繊維材混合流動化処理土の時間依存特性に及ぼす養生日数の影響について、文献 11) に示す結果と比較検討した。

表-1 NSF-CLAY の物理的性質

土粒子密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	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

## 2. 試料と配合

### 2.1 試料

本研究では、母材の均質性を考慮して、物理的性質が明らかになって  
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を用いて綿状に加工したものを使用した。

### 2.2 配合

流動化処理土の混合方法には、泥水式と調整泥水式の 2 種類がある。泥水式は、発生土に適度の水を加え、密度調整された泥水を作製し、固化材を混合する方法であり、細粒分を多く含む発生土に適用される。調整泥水式は、発生土に加水し、砂または粘性土を調整材として加えて泥水を作製後、固化材を添加する方法である。この方式では、処理土の密度、材料分離抵抗性、流動性などを容易に調整することができる。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できる泥水式流動化処理土を採用した。

泥水式流動化処理土の一般的な配合試験は、泥水密度と固化材添加量をパラメータとし、それぞれの値を変化させて行う。配合は、フロー試験、ブリージング試験、28 日養生後の一軸圧縮試験を実施し、その結果から得られる特性値（フロー値、ブリージング率、一軸圧縮強さ）を配合設計基準図として作成し、泥水密度と固化材添加量を読み取り、それぞれの値を決定する。

### 2.3 供試体の作製

供試体は、配合設計基準図に基づいて<sup>8)</sup>、目標泥水密度  $\rho_f = 1.280 \text{ g/cm}^3$  に密度を調整した泥水に  $C = 80 \text{ kg/m}^3$  の固化材を加え、ハンドミキサーにより混練して作製した。なお、作製過程では所定の密度となるように、AE モルタル容器と呼ばれる内容量 400 cm<sup>3</sup> のステンレス製の容器に処理土を充填し、余盛り部分をガラス板ですり切り、その質量を計測する方法で密度試験を行った。繊維材を添加する場合は、固化材混合後に添加し、ハンドミキサーによってよく攪拌した。処理土作製後、流動性を検討するためにフロー試験（旧日本道路公団規格「エアモルタル及びエアミルクの試験方法、1.2 シリンダー法」、JHS A 313）を行った。なお、本研究の配合条件ではブリージングはほとんど生じなかった。繊維材を添加することにより処理土に多量の気泡が混

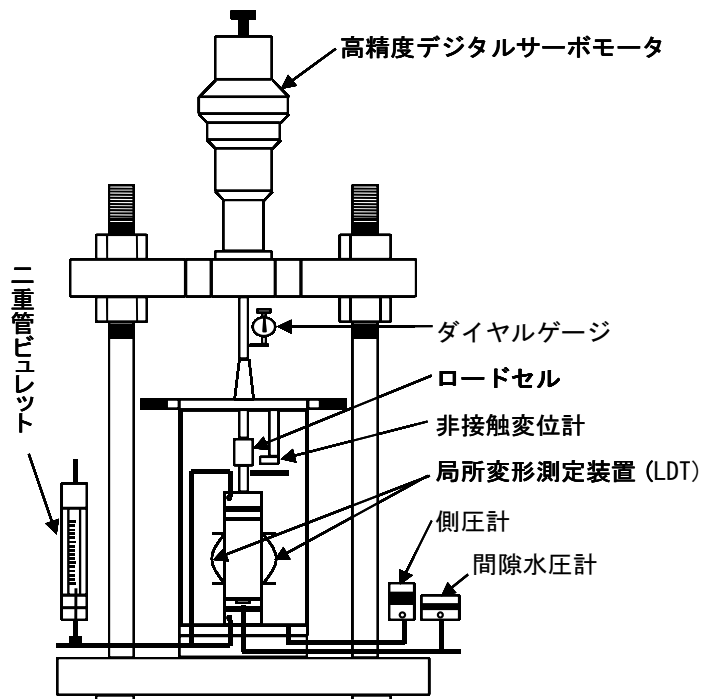


図-3 試験装置概略図

入するため、スラリー状処理土に 98 kPa の負圧を 30 分間作用させ、処理土内の気泡を取り除いた。その後、直径 50 mm、高さ 100 mm の市販のプラスチック製モールドに余盛り用のカラーを取り付け、処理土を充填

し上端面を高分子フィルムで被膜した。3 時間後に余盛り部分を切り取り，上端面を平坦に整形した後，再び高分子フィルムで被膜し濡れタオルを被せて  $20 \pm 3$  °C のもとで湿潤気中養生を行った。

### 3. 試験方法及び試験装置

本研究では，供試体上下端面のゆるみ層や，ろ紙の圧縮に起因するベテイングエラーを含まず，微小ひずみレベルからの軸変位量が測定可能な局所変形測定装置(Local Deformation Transducer : LDT)<sup>12)</sup>を供試体側面に配置した三軸圧縮試験装置を用いて，圧密非排水三軸圧縮試験(CU 試験)を実施した。実験は作製した供試体に対して養生日数を 56 日として，拘束圧 98 kPa，背圧 196 kPa で 12 時間等方圧密後，非排水三軸せん断を行った。三軸圧縮試験装置の概略を図-3 に示す。荷重装置には軸変位の制御精度が高く，反転時の「あそび」(バックラッシュ)を無視し得る高精度デジタルサーボモーターを使用し，圧密及びせん断はパソコンによる自動制御によって行った。軸ひずみ速度は異なる 4 つの条件で単調荷重三軸圧縮試験を行った。表-2 に本研究の軸ひずみ速度に関する試験条件をまとめた。軸ひずみ速度は，case1 の 0.054 %/min ( $\dot{\epsilon}_0$ ) を基本速度とし，case2 が 0.54 %/min ( $10\dot{\epsilon}_0$ )，case3 は，せん断中に軸ひずみ速度を  $\dot{\epsilon}_0 \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow \dot{\epsilon}_0$  と変化させたものである。case4 は軸ひずみ速度一定での荷重中及び，軸ひずみ速度変化前にクリープを実施したものである。なお，軸ひずみ速度変化は軸ひずみ約 1 % 程度のピークに達するまでの範囲で実施した。

### 4. 試験結果と考察

#### 4.1 軸差応力～軸ひずみ関係

図-4(a)~(c)は，それぞれ繊維材量 0,10,20 kg/m<sup>3</sup> で，試験条件 case1~case4 による繊維材混合流動化処理土に対する所定の養生日数 56 日，有効拘束圧  $\sigma'_c = 98$  kPa における固化剤添加量 80 kg/m<sup>3</sup> で行われた CU 試験の軸差応力  $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  を  $\epsilon_a = 0 \sim 1.4$  % の範囲で示したものである。図-4(b)に示す Pc-10，case2 を除くと，繊維材量が同じであれば，軸ひずみ速度，速度変化の有無，クリープの有無に関わらず，最大軸差応力  $q_{max}$  に顕著な差は見られない。Pc-10 において，case2 の  $q_{max}$  が他の case の  $q_{max}$  に比べて小さくなったのは，供試体作製時に生じた供試体内での繊維材の不均一等によるものとも考えられるが，今後，さらなる検討を行う予定である。繊維材量 0,20 kg/m<sup>3</sup> について，養生日数 28 日，56 日における CU 試験の  $q \sim \epsilon_a$  関係 ( $\epsilon_a = 0 \sim 1.4$  %) の比較を，図-5,6 に示す。図-5(a)(b)は case1,2，図-6(a)(b)は case3,4 の比較である。なお，養生日数 28 日は文献 11) の実験結果である。

図から，それぞれの試験における  $q \sim \epsilon_a$  関係を比較すると，最大軸差応力  $q_{max}$  には，養生日数の違いによる顕著な差はみられなかった。また，ピーク後の応力～ひずみ関係は軸ひずみ速度，養生日数に関わらず一定の骨格曲線に漸近する傾向があり，ピーク後の挙動に養生日数は影響しないと考えられる。繊維材量 0,20 kg/m<sup>3</sup> で養生日数 28,56 日について，図-7(a)~(c)は case1,2 を，図-8(a)~(c)は case3,4 をそれぞれ CU 試験の  $q \sim \epsilon_a$

表-2 軸ひずみ速度に関する試験条

case1	0.054%/min ( $\dot{\epsilon}_0$ )
case2	0.54%/min ( $10\dot{\epsilon}_0$ )
case3	$\dot{\epsilon}_0 \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow \dot{\epsilon}_0$
case4	$\dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow \dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow \dot{\epsilon}_0$
※速度変化前にクリープ実施	

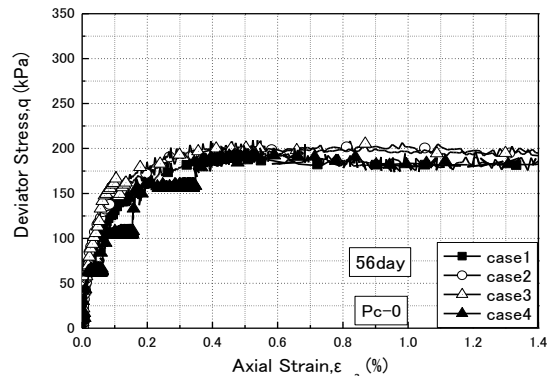


図-4 (a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

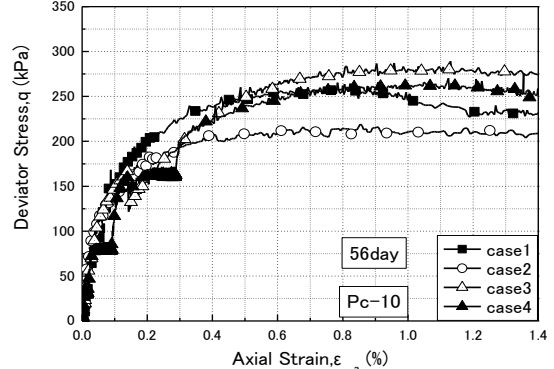


図-4 (b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

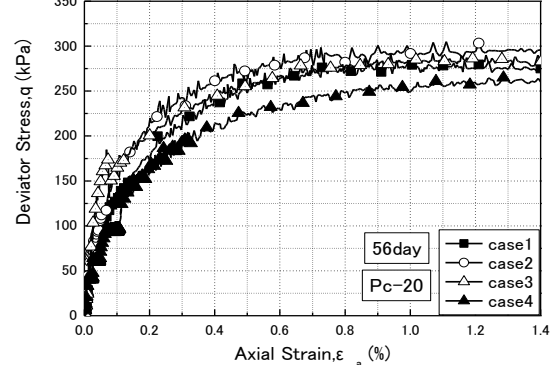


図-4 (c) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

関係の、 $\epsilon_a = 0 \sim 0.1$  %の範囲で示したものである。図からそれぞれの  $q \sim \epsilon_a$  関係を比較してみると、繊維材量  $0 \text{ kg/m}^3$  においては軸ひずみ速度に関わらず、28日に比べ、56日のほうが同じ軸ひずみ増分量に対する応力増分量が大きくなる傾向がある。これは、養生期間の増加により、剛性が増加したからであると思われる。また、軸ひずみ速度が速いほど同じ軸ひずみ量に対して応力増分量が大きい傾向がある。繊維材量  $10, 20 \text{ kg/m}^3$  においては、養生日数に関わらず応力増分量に大きな差はみられない。これは、繊維材が添加されたことにより、セメンテーションの発現が遅れ、初期の剛性があまり増加しなかったからであると思われる。以上より、繊維材混合流動化処理土の  $q \sim \epsilon_a$  関係は、繊維材量  $0 \text{ kg/m}^3$  においては、養生日数の増加により初期の剛性が大きくなる傾向があるが、繊維材を添加すると、セメンテーションの発現が遅れることにより、本研究の範囲内では養生日数の違いによって同じ軸ひずみ増分量に対する応力増分量に大きな差は見られなくなると考えられる。

## 4.2 変形特性

### 4.2.1 変形係数の定義

図-9に、各変形係数の定義を示す。初期変形係数  $E_0$  は  $\epsilon_a = 0.005$  %以下の微小ひずみで定義される変形係数であり、接線変形係数  $E_{tan}$  は  $q \sim \epsilon_a$  関係における接線勾配で定義される変形係数である。

### 4.2.2 初期変形係数 $E_0$

表-3は養生日数別に繊維材量  $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$  について、それぞれの case 別に得られた  $E_0$  をまとめたものである。繊維材量  $0, 10 \text{ kg/m}^3$  においては、養生日数 56日の  $E_0$  が28日に比べて大きい。一方、繊維材量  $20 \text{ kg/m}^3$  においては  $E_0$  に多少のばらつきがあるが、増加する傾向がみられない。また、56日では、繊維材を添加することにより、 $E_0$  が減少する傾向がみられる。これは、繊維材を添加することにより、セメンテーションの発現が遅れ、微小レベルの剛性が小さくなったと推察されるが、今後、さらなる検討が必要であると考えている。

### 4.2.3 接線変形係数 $E_{tan}$

図-10(a)~(c)は養生日数 28, 56日において異なる軸ひずみ速度で三軸せん断を実施した case1 及び case2 に関して、それぞれ拘束圧  $98 \text{ kPa}$  での  $q \sim \epsilon_a$  関係における接線変形係数  $E_{tan}$  を初期変形係数  $E_0$  で正規化した  $E_{tan}/E_0$  と軸差応力  $q$  を最大軸差応力  $q_{max}$  で正規化した  $q/q_{max}$  の関係を示したものである。繊維材量  $0 \text{ kg/m}^3$  の  $E_{tan}/E_0 \sim q/q_{max}$  関係においては、56日の場合には、28日に比べ  $E_{tan}/E_0$  の減少率が概ね小さくなっている。これは、養生日数の増加に

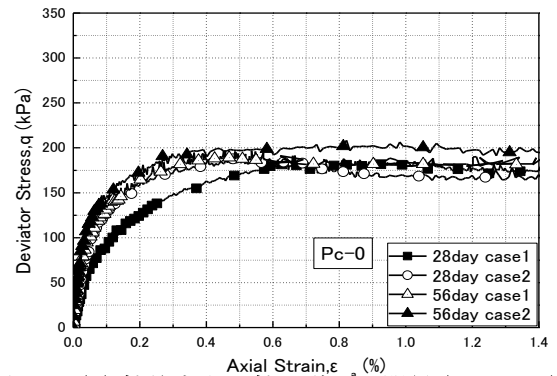


図-5 (a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

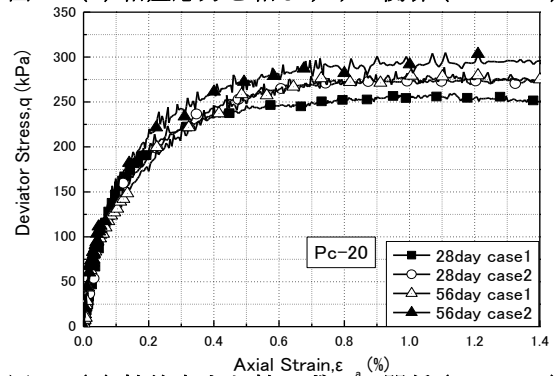


図-5 (b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

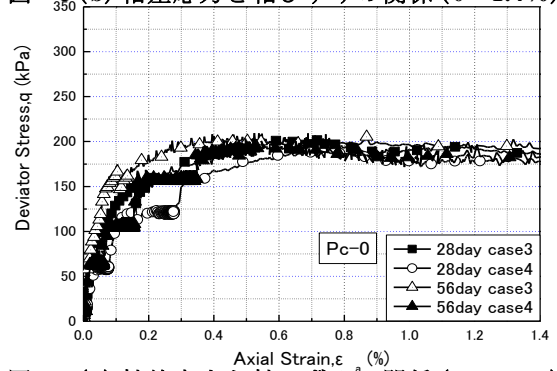


図-6 (a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

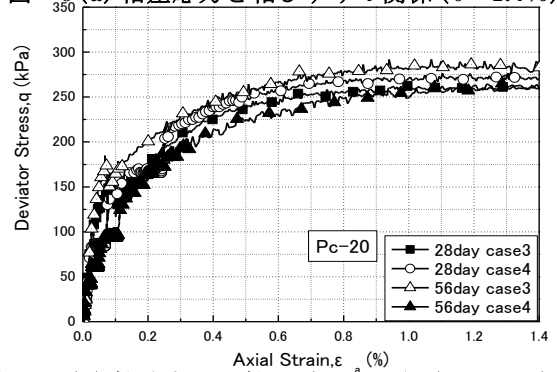


図-6 (b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~1.4%)

表-3 初期変形係数  $E_0$  (MPa)

	28day	case1	case2	case3	case4
Pc-0	270	286	303	317	
Pc-10	320	330	440	335	
Pc-20	330	318	424	358	
56day					
Pc-0	505	448	529	515	
Pc-10	350	540	457	462	
Pc-20	292	348	310	295	

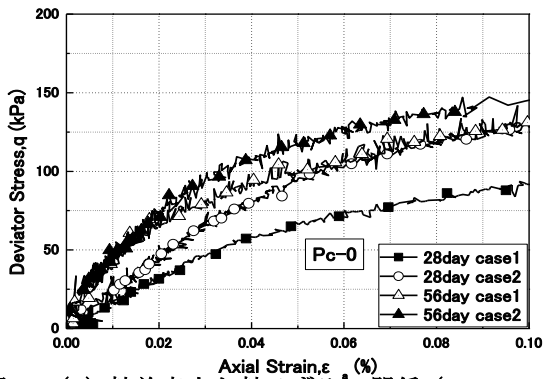


図-7 (a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.1%)

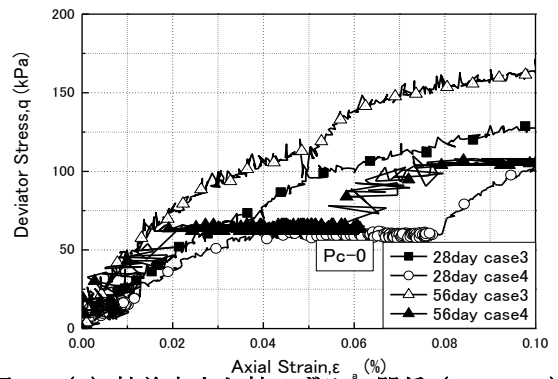


図-8 (a) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.1%)

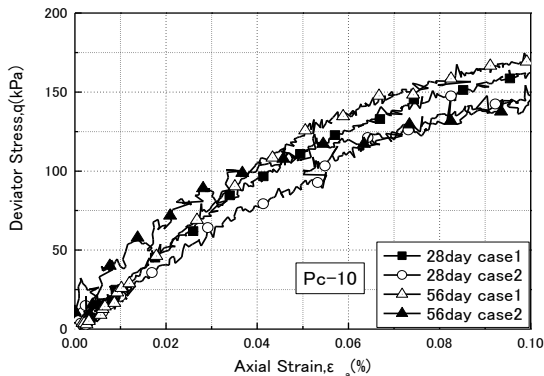


図-7 (b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.1%)

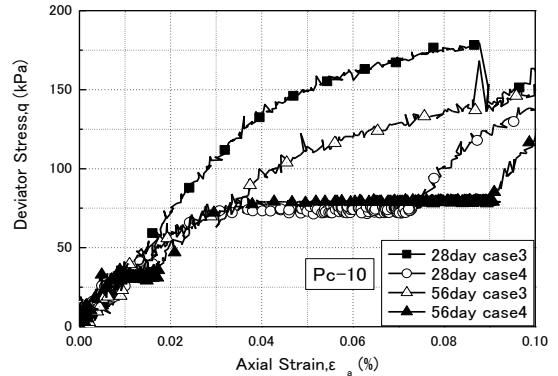


図-8 (b) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.1%)

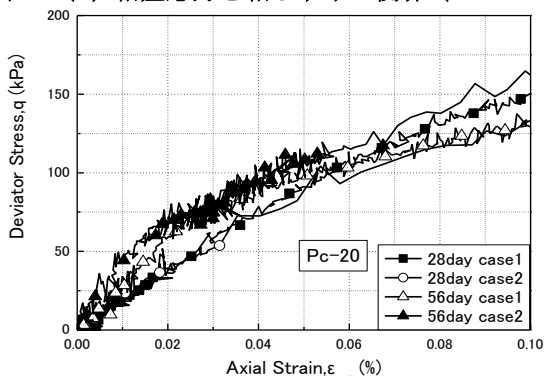


図-7 (c) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.1%)

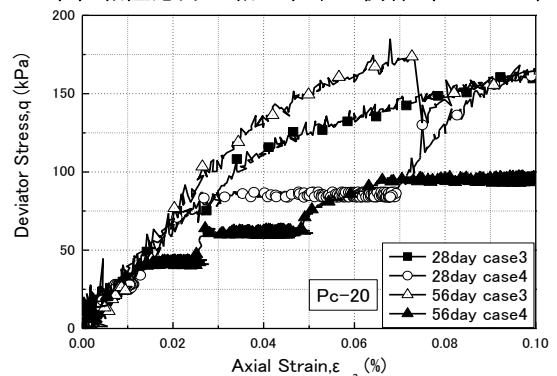


図-8 (c) 軸差応力と軸ひずみの関係 (0~0.1%)

つれ、セメンテーションが発現されたためであると考えられる。一方、繊維材量  $10 \text{ kg/m}^3$  の場合には、養生日数の違いによる  $E_{\text{tan}}/E_0$  の減少率は概ね変わらないが繊維材量  $0 \text{ kg/m}^3$  と比べると  $E_{\text{tan}}/E_0$  の減少率は小さくなっていることがわかる。また、軸ひずみ速度の増加に関わらず  $E_{\text{tan}}/E_0$  の減少率は、概ね変わらない。一般に、セメント改良土の場合、養生日数の増加につれ、非線形性が減少することが報告されているが<sup>3)</sup>、

図-10(c)に示す繊維材量  $20 \text{ kg/m}^3$  の場合には、養生日数 56 日のほうが 28 日に比べ  $E_{\text{tan}}/E_0$  の減少率が大きく、非線形性

が増加している。このことから、繊維材を添加した場合、ある添加量までは、 $q \sim \epsilon_a$  関係における非線形性を弱める効果が見られ、その効果は養生日数 28 日と 56 日では大きく違わないが、ある添加量を超えると、 $q \sim \epsilon_a$  関係の非線形性は繊維材を添加しない場合とあまり変わらず、また、養生日数が増加すると非線形性も増加する可能性があると思われる。この結果については、今後、さらなる検討が必要であると考えている。

図-11(a)~(c)は、速度変化及びクリープを三軸せん断中に実施した case3 及び case4 に関して、それぞれ養生日数 28, 56 日、拘束圧  $98 \text{ kPa}$  での  $q \sim \epsilon_a$  関係における接線変形係数  $E_{\text{tan}}$  を初期変形係数  $E_0$  で正規化した  $E_{\text{tan}}/E_0$

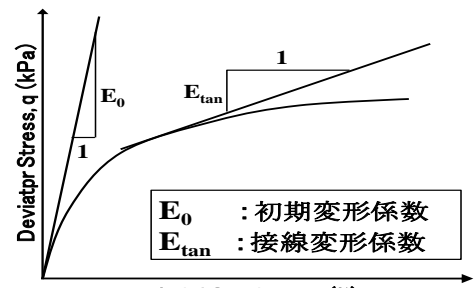


図-9 変形係数の定義

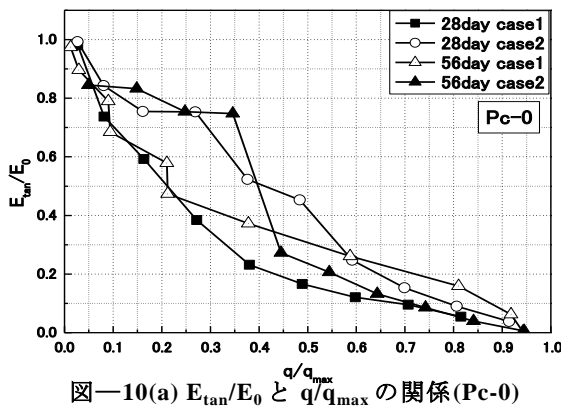


図-10(a)  $E_{tan}/E_0$  と  $q/q_{max}$  の関係(Pc-0)

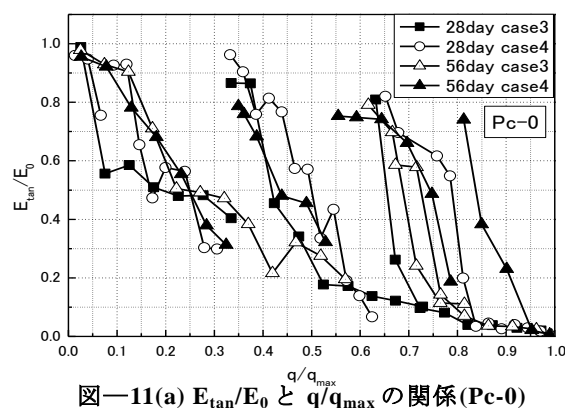


図-11(a)  $E_{tan}/E_0$  と  $q/q_{max}$  の関係(Pc-0)

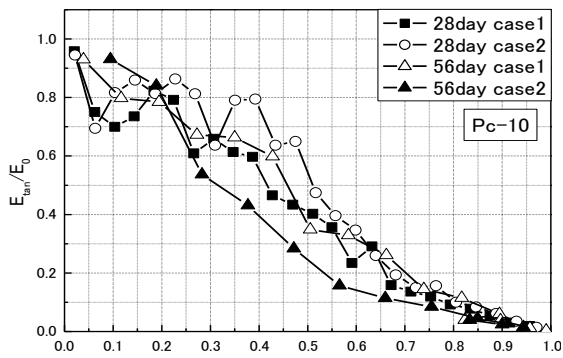


図-10(b)  $E_{tan}/E_0$  と  $q/q_{max}$  の関係(Pc-10)

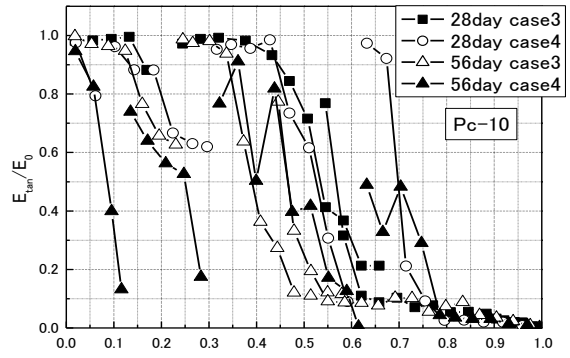


図-11(b)  $E_{tan}/E_0$  と  $q/q_{max}$  の関係(Pc-10)

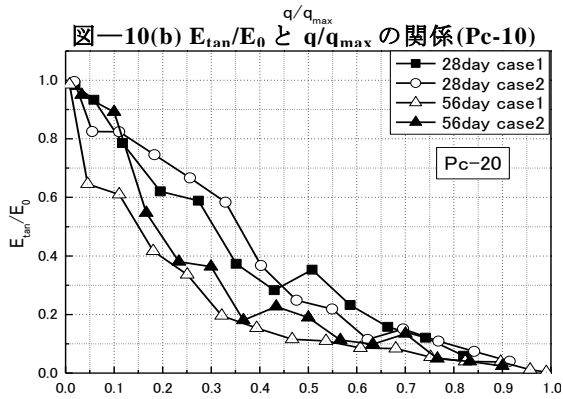


図-10(c)  $E_{tan}/E_0$  と  $q/q_{max}$  の関係(Pc-20)

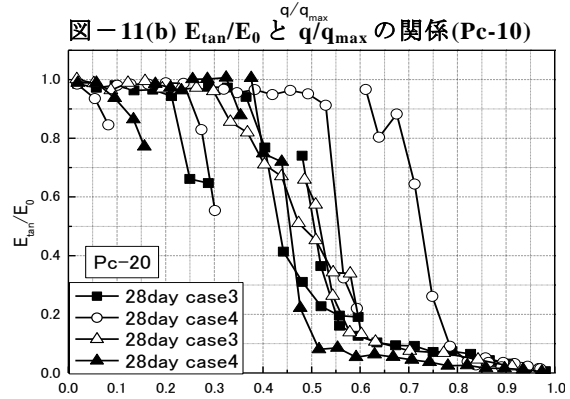


図-11(c)  $E_{tan}/E_0$  と  $q/q_{max}$  の関係(Pc-20)

と軸差応力  $q$  を最大軸差応力  $q_{max}$  で正規化した  $q/q_{max}$  の関係を示したものである。図から、養生日数に関わらず繊維材量  $0 \text{ kg/m}^3$  は、速度変化、クリープの作用時に一時的に  $E_{tan}/E_0$  が著しく増加している。すなわち、速度変化を与えた場合やクリープ直後には剛性が高まる傾向にあり、その後、载荷とともに  $E_{tan}/E_0$  の減少率は大きくなる傾向にある。一方、繊維材を混合すると、速度変化を与えた場合やクリープ直後には、 $E_{tan}/E_0$  値の 1.0 を示す範囲が増大する傾向が見られる。以上より、養生日数に関わらず繊維材を添加すると、繊維材の補強効果により速度変化後やクリープ直後の  $q \sim \epsilon_a$  関係における線形的な範囲が大きくなると言える。

#### 4.2.4 接線変形係数のひずみレベル依存性

図-12(a)~(c)は、それぞれ繊維材量  $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$  で、養生日数 28, 56 日の試験条件 case1, 2 をピークまでの  $q \sim \epsilon_a$  関係における接線勾配で定義した接線変形係数  $E_{tan}$  のひずみレベル依存性を示している。繊維材量  $0, 10 \text{ kg/m}^3$  においては、養生日数 56 日のほうが 28 日に比べ初期剛性が大きくなっている。また、case2 の方が case1 に比べ、 $E_{tan}$  の減少率がわずかに小さくなっている。すなわち、軸ひずみ速度を増加させることで、ピーク前の  $q \sim \epsilon_a$  関係において、せん断中の剛性がわずかに大きい傾向を示すと考えられる。一方、繊維材量  $20 \text{ kg/m}^3$  においては、28 日と 56 日の  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  関係は、ほぼ等しい。また、28 日では繊維材量を増やすと、初期剛性は大きくなるのに対して、56 日では、繊維材量の増加とともに、初期剛性は減少している。こ

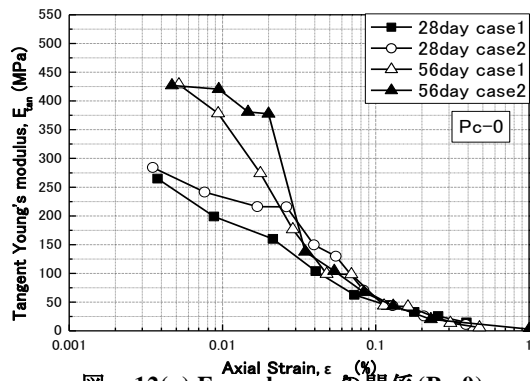


図-12(a)  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  の関係 (Pc-0)

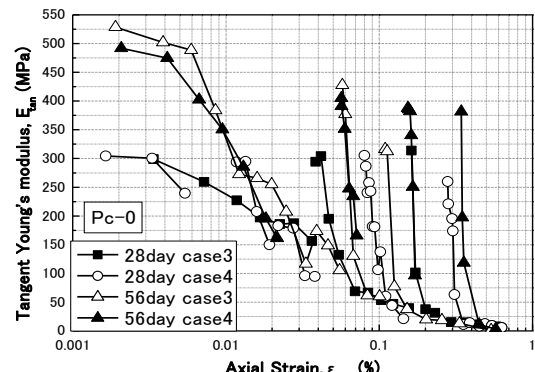


図-13(a)  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  の関係 (Pc-0)

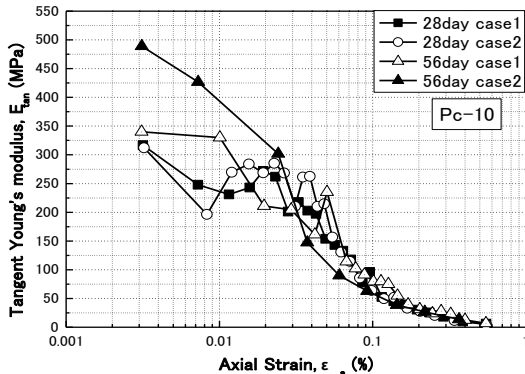


図-12(b)  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  の関係 (Pc-10)

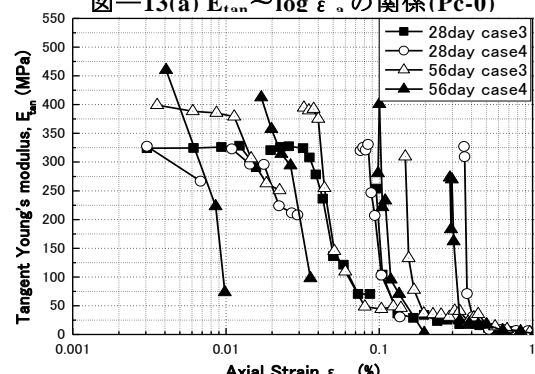


図-13(b)  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  の関係 (Pc-10)

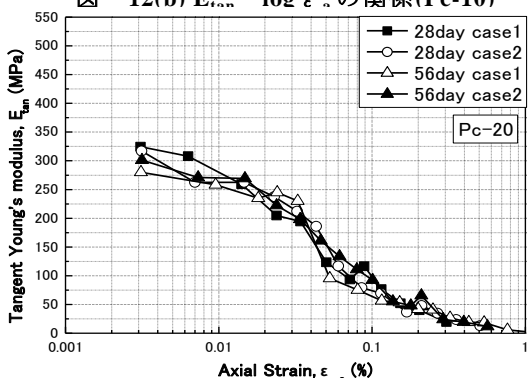


図-12(c)  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  の関係 (Pc-20)

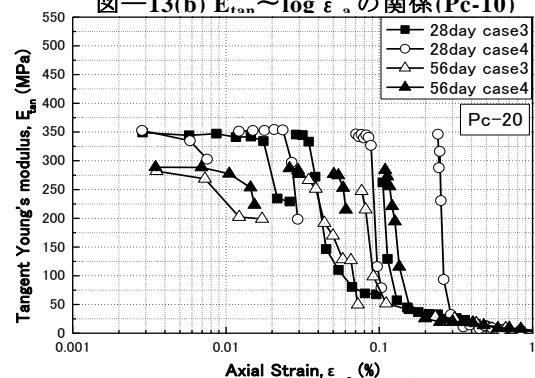


図-13(c)  $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$  の関係 (Pc-20)

これは、繊維材量の増加により、セメンテーションの発現が遅れ、微小ひずみレベルの剛性が小さくなったと推察されるが、今後、さらなる検討が必要であると考えている。図-13(a)~(c)は、それぞれ繊維材量 0, 10, 20 kg/m<sup>3</sup>で、養生日数 28, 56 日の試験条件 case3, 4 をピークまでの応力~ひずみ関係における接線勾配で定義した接線変形係数  $E_{tan}$  のひずみレベル依存性を示している。図から、繊維材量 0 kg/m<sup>3</sup> は、速度変化、クリープの作用時にせん断時のひずみレベルが大きい範囲においても、一時的に  $E_{tan}$  が著しく増加している。一方、繊維材を添加すると、速度変化を与えた場合や、クリープ直後には、 $E_{tan}$  が一時的にほぼ  $E_0$  の値を示し、その範囲が増大する傾向が見られる。以上より、 $q \sim \epsilon_a$  関係においてピーク前であれば、養生日数に関わらず、ひずみレベルが大きい範囲でも、速度変化やクリープを与えた直後の載荷時の剛性は大きくなり、繊維材を添加すると、その補強効果により、大きな剛性を示す範囲が増大するが繊維材量が多くなるとその効果が小さくなると思われる。

## 5. まとめ

繊維材混合流動化処理土を用いて、養生日数、軸ひずみ速度が異なる 4 つの条件に対する強度・変形特性の時間依存性に及ぼす養生日数の影響を検討するため圧密非排水三軸圧縮試験 (CU 試験) を実施した結果、以下の知見を得た。

- 1) 本研究の範囲内では、繊維材混合流動化処理土の  $q \sim \epsilon_a$  関係において、最大軸差応力  $q_{max}$  には、養生日



数の違いによる顕著な差はみられないが、繊維材量  $0 \text{ kg/m}^3$  においては、養生日数の増加により初期の剛性が大きくなる傾向がある。また、養生日数 28 日に比べ 56 日のほうが、同じ軸ひずみ量に対する応力増分量は大きくなる傾向があるが、繊維材を添加すると、その差は小さくなる。

- 2) 繊維材を添加した場合、養生日数に関わらず、ある添加量までは  $q \sim \epsilon_a$  関係の非線形性を弱める効果が見られるが、ある添加量を超えると、養生日数の増加とともに非線形性が増加する可能性があることから、今後、さらなる検討が必要であると考えられる。
- 3) 三軸せん断中に、速度変化やクリープを与えた場合、 $E_{tan}/E_0$  値は、一時的に 1.0 の値を示し、繊維材量を増加すると、1.0 を示す範囲が増大する傾向が見られた。これは、繊維材による補強効果のためであると考えられる。
- 4) 本研究の範囲内では、 $q \sim \epsilon_a$  関係においてピーク前であれば、ひずみレベルが大きい範囲でも、速度変化やクリープを与えた直後の載荷時の剛性は大きくなり、繊維材量  $0.10 \text{ kg/m}^3$  であれば、養生日数の増加とともに、大きな剛性を示す範囲が増大すると考えられる。

謝辞：本研究において、供試体作製・実験・及びデータ整理に関して、室蘭工業大学 4 年 木又祥君及び酒井康成君の協力を得た。末筆ながら、深甚なる感謝の意を表します。

<<参考文献>>

- 1) 環境省：産業廃棄物処理施設の設置，産業廃棄物処理業の許可等に関する状況(平成 21 年度実績)，記者発表資料(平成 24 年 3 月 27 日)，2012.
- 2) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再生利用技術」，技報堂出版，1997.
- 3) 地盤工学会：セメント改良土の物性と試験方法に関する委員会報告書第 2 章 2.1，2.2，セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム発表論文集，pp.2-22，2005
- 4) 木幡行宏：流動化処理土の力学特性と今後の課題，土木学会論文集 F，Vol.62，No.4，pp.618-627，2006
- 5) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修：一軸圧縮試験による繊維混合流動化処理土の強度・変形特性，第 36 回地盤工学研究発表会講演集，pp.635-636，2002.
- 6) 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) 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.55-62，2007
- 8) 木幡行宏，伊藤企陽司，小山雄大：繊維材混合流動化処理土の力学的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.
- 9) Tatsuoka, F., Ishihara, M., Di Benedetto, H. and Kuwano, R. : Time-dependent shear deformation characteristics of geomaterials and their simulation, *Soils and Foundation*, Vol.42, No.2, pp.103-129, 2002.
- 10) Di Benedetto, H., Tatsuoka, F. and Ishihara, M. : Time-dependent deformation characteristics of sand and their constitutive modeling, *Soil and Foundations*, Vol.42, No.2, pp.1-22, 2002.
- 11) 小山雄大・木幡行宏・大村知史：繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす時間依存性に関する検討，地盤工学会北海道支部技術報告書，第 52 号，pp.56-62,2012.
- 12) Goto,S., Tatsuoka,F., Shibuya,S., Kim,Y-S and Sato,T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, Vol.31,No.1,pp.169-180, 1991.

## 光ファイバセンサによるアスファルト被覆斜面の モニタリングに関する研究

北海道電力株式会社 ○ 正会員 五十嵐由一  
鹿島建設株式会社 今井 道男  
鹿島建設株式会社 正会員 三浦 悟

### 1. はじめに

道路のり面、斜面における表層崩落の監視を目的として、光ファイバセンサ (BOTDR 方式, FBG 方式, MDM 方式) を活用した斜面崩壊モニタリングシステムの導入・運用マニュアル (改定版: 平成 19 年 3 月)<sup>1)</sup> が作成されている。その中に、W 字型に光ファイバセンサを配置した表層崩落の日常監視による崩落危険域の抽出および降雨時の崩落予測の考え方が提案され、国道の斜面崩落のモニタリングに、分布型光ファイバセンサ (BOTDR 方式) を用い常時監視を実施している事例<sup>2)</sup>がある。BOTDR 方式の光センサは、道路斜面や河川堤防などのモニタリングに幅広く活用<sup>1) 3) 4)</sup>されている。

一方、電力設備においては、送・配電線のような長尺に配置されるものや、ダムやトンネル (水路) などのような長大なものがあり、北海道全域に配置されている。これらの設備を適切に維持・管理するためには、設備状態を把握 (監視・診断) することが重要な課題である。しかし、このような長尺または長大な設備を把握するためには、従来の計測手法 (ひずみゲージ・傾斜計など) では、計測地点 (環境)、計測範囲 (距離)、電源の確保、費用面などで制約があるため適用範囲が限定的であった。

反面、光ファイバセンサによる分布型計測は、数本の光ファイバセンサを敷設することで様々な条件下でモニタリング可能であることから、本研究ではアスファルトや地盤などに代表される、比較的低剛性な材料による土木構造物 (法面) を対象とし、さらに積雪寒冷地で適用可能な埋設型の光ファイバセンサ (BOCDA 方式) を開発した<sup>5)</sup>。その性能検証方法は、アスファルト供試体による引張試験とアスファルト舗装された鋼桁の曲げ試験を実施<sup>6) 7)</sup>し、さらに、傾斜面で実施工機械での耐施工性試験や強制変形試験を実施した。本報告では、検証結果を報告するものである。

### 2. 本研究で開発した光ファイバセンサ

#### (1) BOCDA (Brillouin Optical Correlation Domain Analysis) 方式

光ファイバを利用した分布型ひずみ測定原理の 1 つとして、ブリルアン散乱光を利用する方式がある。この方式の概念を図-1 に示す。

光ファイバに光を入射すると、図-1 に示すように位置断面において、ある周波数をピークとする山型のブリルアン散乱光が発生する。この状態から、例として図中の光ファイバの橙色部 (実線) でひずみが生じた場合、この位置ではブリルアン散乱光のピーク周波数がシフトする。

このシフト量  $\nu(\epsilon)$  からひずみ量を算出し、また、光の帰還時間と光の速度からひずみ発生箇所位置を特定するものである。従来、入射する光として図-2 (a) に示すように、光ファイバの片側からパルス波を入射する方法が主流であり、河川堤防や斜面のモニタリングなどに多く用いられてきている。

この方式は BOTDR 方式と呼ばれ、パルス波を用いることから原理的に位置分解能が約 1 m であることや、測定位置を任意に設定できず、全長を測定する必要があるなどの課題がある。

一方、BOCDA 方式は図-2 (b) に示すように、連続光を光ファイバの両側から入射する方法を用いており、これにより BOTDR 方式での課題を解決し、より高い位置分解能およびピーク周波数の把握精度向上 (∵ブリルアン散乱光の頂部がより高くかつ尖形状になる) などの特徴を有している。なお、システム構成を、図-3 に示す。

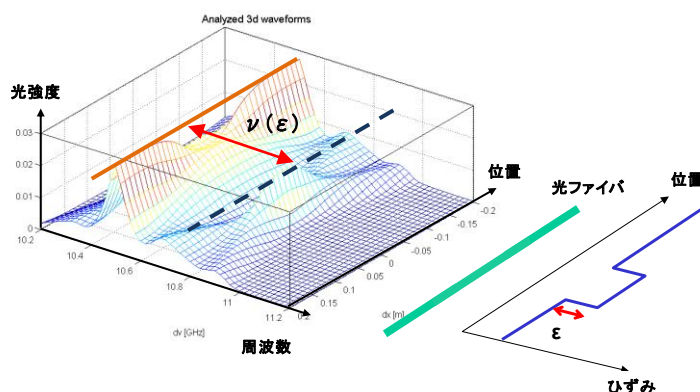


図-1 ブリルアン散乱光を用いた分布型ひずみ測定概念図

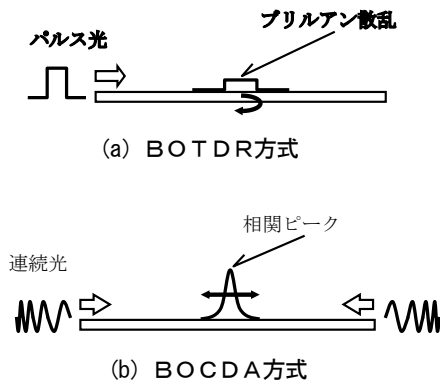


図-2 ブリルアン散乱光の発生

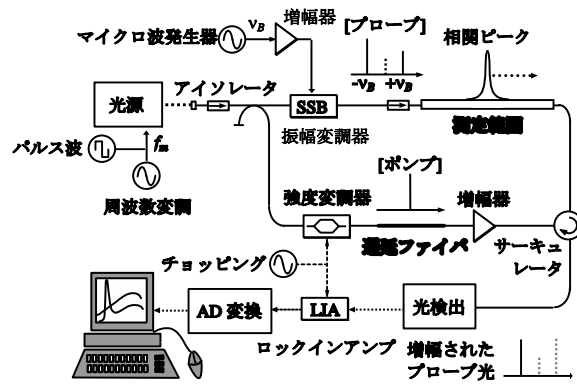


図-3 BOCDA方式システム構成

(2) ケーブルセンサの開発

開発する分散型光ファイバひずみセンサは、崩落防止や止水目的で法面表面をアスファルトコンクリートで保護されている斜面の変位計測をするために、アスファルト混合物に直接埋設可能なケーブル型のセンサである必要がある。

埋め込み型のセンサは、アスファルトに追従するような低剛性が求められること、勾配のある地形での施工（ケーブルの敷設）が容易であることなどが条件となる。光ファイバケーブルセンサの要求性能は以下のとおりである。

- ✦ アスファルト内部への埋め込み可能な耐久性（大型施工機械による舗設 時の衝撃）と耐熱性（アスファルト混合物の温度：+170℃）を有していること
- ✦ 幅広い温度下（-20℃～+60℃）で、ひずみ測定が可能なセンサ
- ✦ 光ファイバに沿ったひずみ分布を、ひずみ精度 100 マイクロで測定可能なセンサ

(3) 開発したケーブルセンサの検証

試作したケーブルセンサの材料および構成を図-4に、引抜き試験および温度試験結果を図-5、図-6、表-1に示す。

引抜き試験は一定の温度下（-20、+25、+60℃）で、光ファイバ心線を直接引張り、幅広い温度範囲で付着力があることを確認した（図-5(c)）。

温度試験は恒温槽内にケーブルセンサ（約100m）を入れて、繰返し温度変化（常温→-30℃→+60℃→常温）させ、透過損失量を計測し減衰量が小さいことを確認した（表-1）。

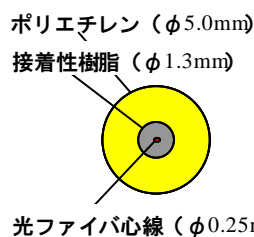
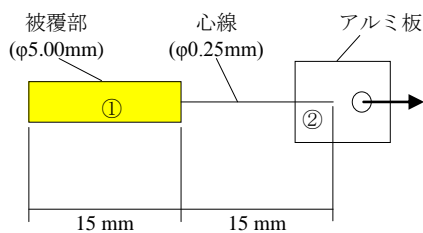


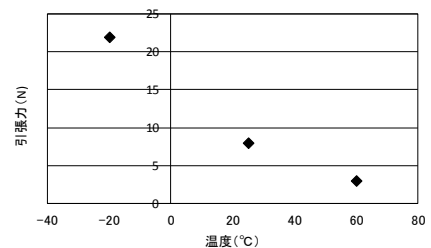
図-4 ケーブルセンサ



(a) 引抜き試験の構成



(b) 試験状況



(c) 引抜き試験結果

図-5 引抜き試験の結果



図-6 温度試験の状況

表-1 透過損失量の計測結果

試験前常温	1サイクル目 -30℃	3サイクル後常温	24サイクル後常温	25サイクル目 -30℃
0.1dB未満	0.1dB未満	0.1dB未満	0.1dB未満	0.1dB未満

### 3. アスファルト小型供試体の引張試験

#### (1) アスファルト供試体

幅広い温度下における光ファイバケーブルセンサのひずみ計測性能の検証用にアスファルト供試体を作製した。光ファイバケーブルセンサを中央部に埋め込んだアスファルト供試体 (60×60×600 mm) に、段階的に直接引張を与え光ファイバセンサでひずみ分布を計測した (図-7)。使用したアスファルト混合物の配合を表-2に示す。

表-2 アスファルト混合物の配合

最大粒径 [mm]	重量比率 [%]				材料分離防止材
	アスファルト St. As 80/100	骨材	ファイバー		
			石粉	消石灰	
13	8.00	90.84	1.01	0.15	

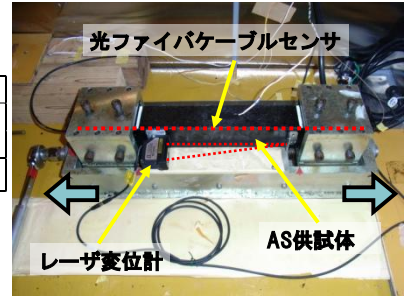


図-7 引張試験の状況

#### (2) 引張試験

アスファルト供試体を専用治具に設置し、両端部を締付けて把持した。両端の把持部を互いに反対方向へ移動させ引張力を供試体を与える。試験は恒温槽内で行い、一定温度下で段階的に引張量を増やしながら BOCDA 方式 (位置分解能: 約 50 mm) によって光ファイバケーブルのひずみ分布計測を実施した。

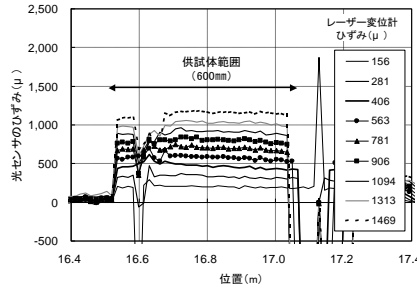


図-8 ひずみ分布計測結果

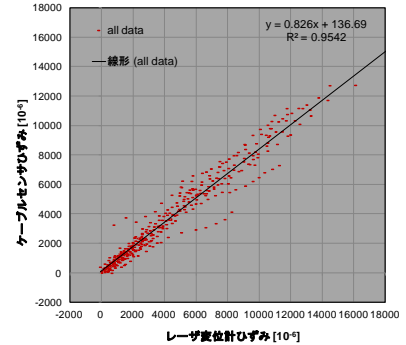


図-9 引張試験時の全測定データ

#### (3) 試験結果

例として、0°C環境下での引張試験における光ファイバケーブルセンサによるひずみ分布計測結果を図-8に示す。

供試体端部 (約 16.6 mm位置) で計測結果が不連続となっているが、これは位置分解能が高いために、ひずみ急変箇所における供試体のわずかな状態変化が計測結果に大きな影響を与えていると推察される。

すべての引張試験において得られたデータ (ケーブルセンサとレーザ変位計のデータ約 420 組) を合せてプロットした結果を図-9に示す。ここで得られた測定感度に相当する近似直線の傾きは 0.83 であった。(y 切片: 任意)

### 4. アスファルト舗装された鋼桁の曲げ試験

#### (1) 舗装された鋼桁

光ファイバケーブルセンサの屋外環境下における性能検証を目的に、アスファルト舗装された鋼桁の曲げ試験を実施した。アスファルト舗装された鋼桁の曲げ試験を図-10に示す。

H型鋼の上フランジ裏面には 250~500 mm 間隔で、アスファルト表面には 1m 間隔でひずみゲージをそれぞれ貼付した。

#### (2) 曲げ試験の結果

張り出した桁の端部の高さを下げながら、アスファルト舗装された鋼桁に曲げひずみを与えた (図-11)。

ひずみゲージで得られた計測結果を図-12、図-13に、光ファイバケーブルセンサで得られた計測結果を図-14にそれぞれ示す。

BOCDA 方式による位置分解能を約 600 mm とした。

曲げ試験のアスファルト舗装温度は平均約+11°Cである。



図-11 舗装された鋼桁

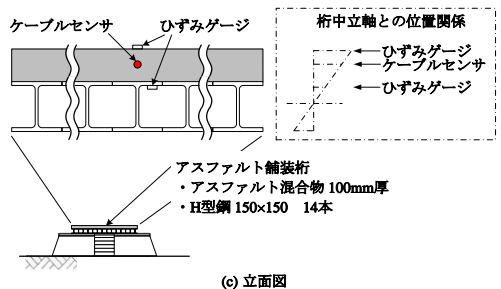
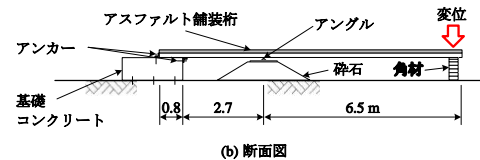
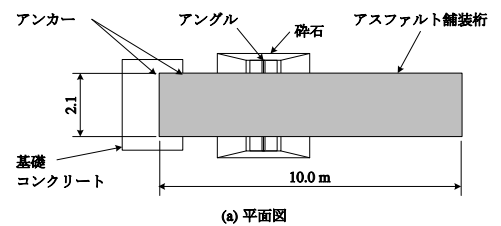


図-10 曲げ試験の構成



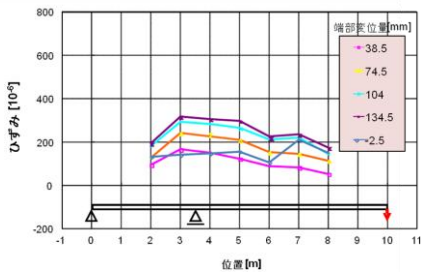


図-12 アスファルト表面部のひずみゲージの値

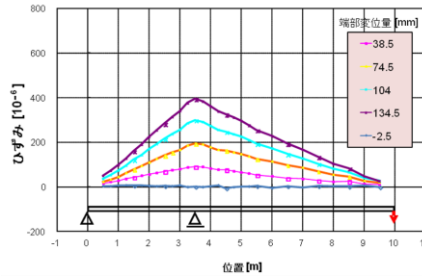


図-13 H型鋼のひずみゲージの値

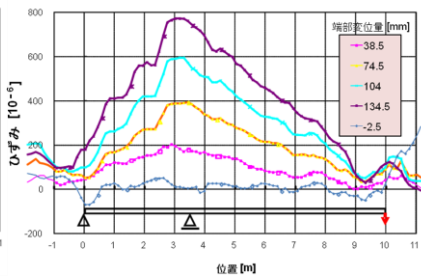


図-14 アスファルト内部の光ファイバセンサの値

図-13は、H型鋼の上フランジ裏面に貼付したひずみゲージの値であり、これにより支点（位置3.5m）を中心に曲げに応じて引張りひずみが増加し、最大 $+400 \times 10^{-6}$ のひずみ分布を確認した。

一方アスファルト表面に貼付したひずみゲージの計測結果（図-12）は、非常に感度が鈍かった。これは、アスファルトの剛性が低いため、ひずみゲージに応力が十分に伝達されなかったことが原因と考えられる。

アスファルト内部に設置した光ファイバケーブルセンサの結果（図-14）は、支点で最大 $+770 \times 10^{-6}$ のひずみ分布が得られ、H型鋼のひずみゲージのひずみ分布と相似形を示しており、さらに、H型鋼ひずみゲージとアスファルト内部光ファイバケーブルセンサ（3本）のひずみを比較（図-15）し、高い相関がみられた。

この結果から、低剛性なアスファルトに対しても本センサが柔軟に追従するため、ひずみ計測に対して有効性があることを確認した。

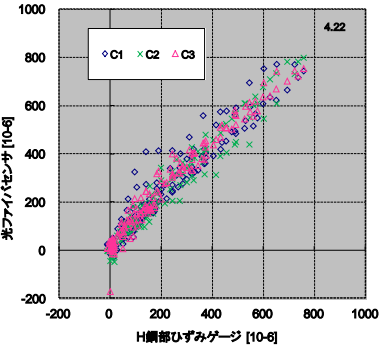


図-15 H型鋼（ひずみゲージ）とアスファルト内部光ファイバセンサ

## 5. 傾斜面での実証試験

### (1) アスファルト被覆層

アスファルト被覆された傾斜面（1：2.5勾配）を利用し、光ファイバケーブルセンサの敷設方法の選定、実施工機械に対する光ファイバケーブルセンサの耐久性の確認並びに強制変形でのひずみ分布を計測した。

1：2.5勾配の傾斜面上に光ファイバケーブルセンサを内蔵するアスファルト被覆層（幅4m、長さ15m）を施工した。使用した施工機械を表-3に示す。はじめに、アスファルト基盤層上にアスファルト被覆層下層（厚さ5cm）を施工し、保護材料や設置箇所が異なる4種類の敷設方法でケーブルセンサを敷設した。それぞれの敷設方法の詳細を表-4、図-16に示す。被覆層の施工を通じてケーブルセンサの切断の有無を確認するとともに、被覆層完了後は定期的にBOCDA方式（位置分解能：約600mm）によるひずみ分布を計測した（図-19）。

### (2) ケーブルセンサの耐久性評価<sup>8)</sup>

センサ敷設時から被覆層上層施工後までを比較したケーブルセンサの損失量の計測結果を図-17に、損失発生個所のイメージを図-18に示す。

表-3 施工機械

作業工程	施工機械
運搬	ダンプトラック(10t級)
	ローリングホッパ(メインウインチポータ)
	ダンパー車
敷均し	ダブルタンバ仕様アスファルトフィニッシャ
転圧(一次、二次)	振動ローラ(2.8t級)

表-4 ケーブルセンサの敷設方法

ケース	設置箇所	センサ保護	ダンパー車
0	下層表面	アスファルトモルタル	10往復
1	下層表面	アスファルトモルタル	なし
2	下層凹部	液状目地材(+170℃加熱)	10往復
3	下層凹部	ロープ状成型品+バーナー	10往復

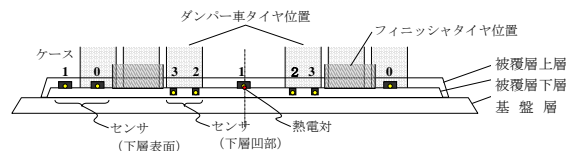


図-16 被覆層立面図（法面から）

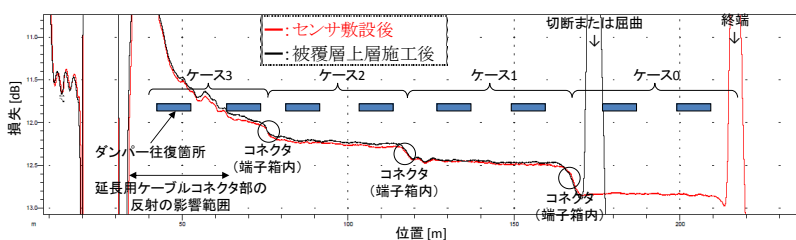


図-17 光損失量の測定結果

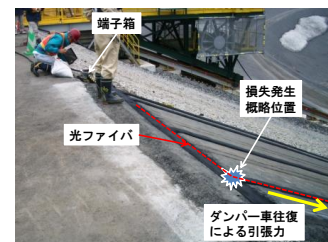


図-18 光損失発生イメージ

ケース0は、上層施工後の損失量が急増した、これは施工機械がケーブルセンサに損傷を与えたためと推察される。

切断しなかった敷設ケースのうち、施工性が高いのはケース3（ロープ状成型品を設置後、バーナー加熱のみであることから作業効率が高い）、低いのはケース1（アスファルトモルタルの小運搬が必要）であった。ひずみ分布計測結果を考慮すると、ケース2が最適と考えられる。



図-19 施工状況

(3) 強制変形試験の結果

強制変形試験 前後のケーブルセンサによるひずみと温度（被覆層表面温度と被覆層内部の温度）の経時変化（H24.6.13～6.14）を図-20に示す。被覆層内のケーブルセンサの配置を図-21に示す。

各ケースにおいて、ケーブルセンサひずみ測定結果が温度に依存していることが確認できる。また、一部でひずみが大きく変化している箇所（5m位置ケース3（往路）：6.14、15:30頃）がみられるが、これは、同時間で強制変形試験を行った影響である（図-22）。

振動ローラ（2.8t級） 直前直後を初期値とした場合の5m位置、10m位置 直前直後のひずみ



図-22 振動ローラ直前直後（5m位置）

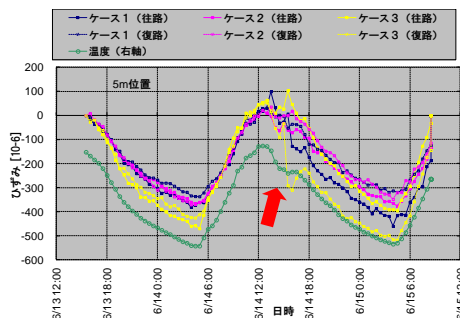


図-20 連続ひずみ計測

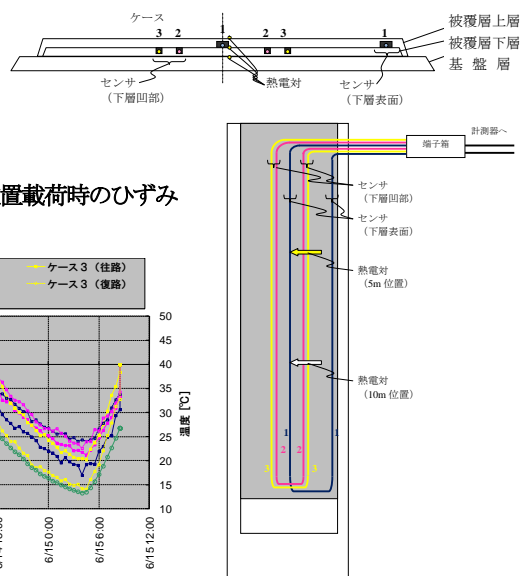


図-21 被覆層内センサ配置図



分布計測結果を図-23に示す。

ローラ直下のセンサで大きなひずみ変化を確認することができた。また、振動ローラを10m位置に移動させた結果、ひずみ分布が5~10m範囲まで広く及んでいる様子が捉えられた。

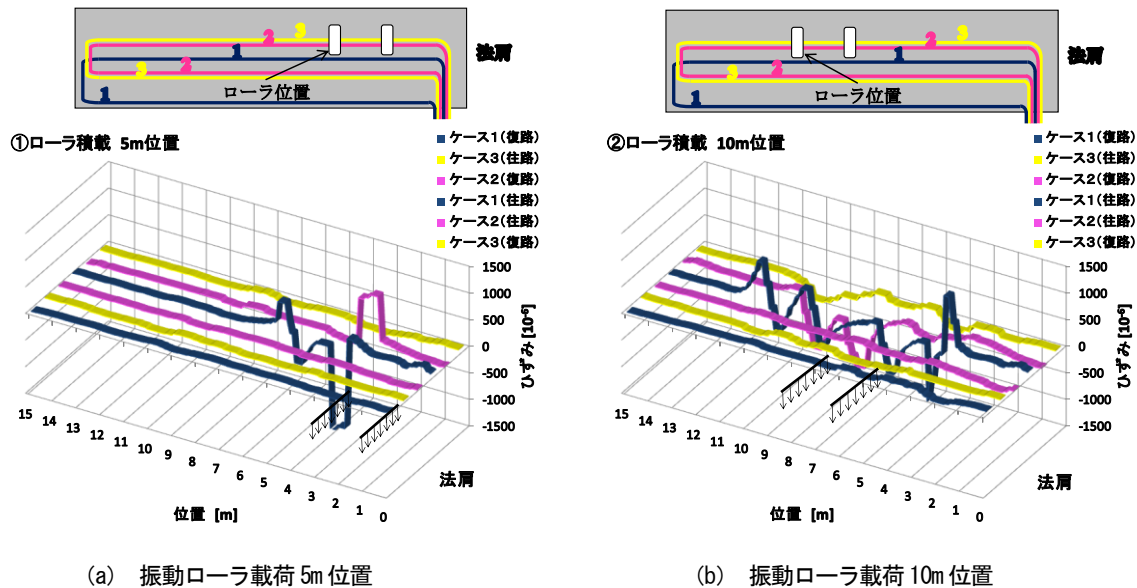


図-23 ケーブルセンサのひずみ分布計測結果

## 6. おわりに

アスファルトや地盤などに代表される比較的低剛性な材料で被覆された斜面のモニタリングを目的に、分布型光ファイバセンサの実装技術について研究した。

直接アスファルトに埋め込み可能なケーブル型センサを用いて、室内ではアスファルト供試体の引張試験と屋外環境下ではアスファルト舗装された鋼桁の曲げ試験を実施し、幅広い温度帯においてアスファルトに生じたひずみを再現性よく計測することができ、ケーブルセンサの有効性を確認した。また、実斜面で実施工機を用いた実証試験を実施し、耐久性と計測性能に優れたケーブルセンサの施工方法を決定することができ、局所的であるが変位を与え、事象発生を確実に捉えることができた。

今後は、光ファイバセンサを活用し、電力設備の保守管理業務の高度化や土木構造物においてスマートストラクチャマテリアルへの展開も視野に入れ研究していきたい。

最後に、本研究の遂行にあたりタツタ電線㈱、住友大阪セメント㈱ほか、多くの関係各位の皆様からご指導・御協力を賜りました。ここに、厚くお礼を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 土木研究所ほか民間14社:「光ファイバセンサを活用した斜面崩落モニタリングシステムの導入・運用マニュアル(改訂版)」、土木研究所共同研究報告書第352号、平成19年3月
- 2) 加藤俊二、佐々木哲也:光ファイバセンサをW字型配置した道路のり面・斜面の監視事例、土木学会第67回年次学術講演会(平成24年9月)、CS8-006
- 3) 熊谷仁志、三田彰、岡公隆、大野博重:コンクリート構造物用光ファイバセンサの開発と実証、コンクリート工学, Vol. 38, No. 7, pp.17-21, 2000.
- 4) 楠見晴重、成田一真、長谷川靖明、片山辰雄:光ファイバセンサによる岩盤斜面のモニタリング手法に関する研究、土木学会論文集, No.742/VI-60, pp.17-26, 2003.
- 5) 高橋行彦、水野秀太郎、今井道男、三浦悟、鈴木肇;光ファイバセンサによるアスファルト構造物のひずみ計測技術の開発(その1) -ケーブルセンサの開発-, 土木学会第66回年次学術講演会, (2011), CS9-001
- 6) 高橋行彦、水野秀太郎、今井道男、三浦悟、鈴木肇;光ファイバセンサによるアスファルト構造物のひずみ計測技術の開発(その2) -屋外試験による実証-, 土木学会第66回年次学術講演会, (2011), CS9-002
- 7) 水野秀太郎、五十嵐由一、今井道男、三浦悟、鈴木肇;光ファイバセンサによるアスファルト構造物のひずみ計測技術の検証, 土木学会第67回年次学術講演会, (2012), CS8-008
- 8) 今井道男、三浦悟、佐々木裕、五十嵐由一;光ファイバセンサを用いたアスファルト構造物のひずみ計測技術, 鹿島技術研究所年報, VOL. 60 (2012-9), pp.179-184

## 土砂災害発生時の降雨状況と渡島半島における道路被災箇所 の地形地質的特徴

株式会社ドーコン	正会員	○小林 修司
株式会社ドーコン	正会員	金 秀俊
室蘭工業大学大学院工学研究科	正会員	木幡 行宏
(一財)北海道道路管理技術センター		鈴木 勝美
(一財)北海道道路管理技術センター	正会員	山本 茂夫

### 1. はじめに

近年わが国では大型台風や集中豪雨による自然災害が各地で発生し、人々の暮らしや社会活動に大きな影響を及ぼしている。特に道路交通網については、わが国が海岸段丘や山岳部のように急峻な地形からなる地域が多いことより、土砂災害による通行車両への影響は極めて高い。このため、降雨による土砂災害へのソフト的な対策は重要かつ高精度なものとする必要がある。

気象庁では平成20年5月25日より大雨警報・注意報基準値が従来の「連続雨量」から「土壌雨量指数」に変更になった。「土壌雨量指数」は、これまでの地上に降る雨の量で決まる24時間雨量と異なり、地盤中に浸透、貯留した雨量を考慮した値であり降雨時の土砂災害発生との相関が高い指標である。また平成20年3月から運用が開始された「土砂災害警戒情報」の発表基準として、土壌雨量指数が使用されている。

こうした状況を踏まえ、本報告では、降雨と土砂災害の関係について土壌雨量指数を用いた管理基準の検討や、渡島半島地域における土砂災害現場での地形地質的な特徴について整理し、道路管理上の留意点を取りまとめ報告する。

### 2. 北海道内の土砂災害の事例

北海道内において過去に発生した降雨による土砂災害（地すべり災害は除く）について、災害発生時刻が特定できた発生箇所の分布を図-1に、その概要を表-1にまとめる。今回収集したデータでは、災害発生時刻が特定できた箇所は、道南、東胆振、日高地方に集中していた傾向にあった。

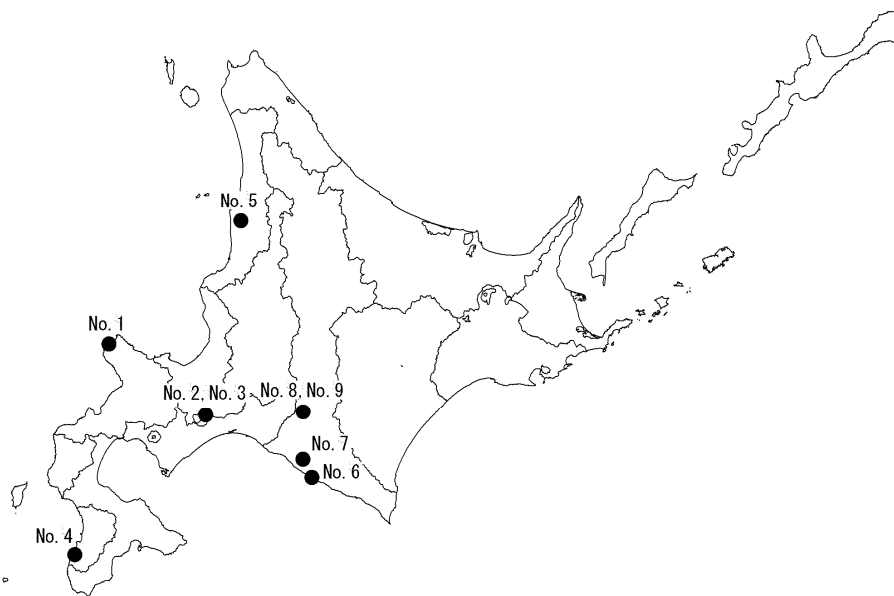


図-1 過去の降雨による代表的な土砂災害箇所

Rainfall patterns arising damage from slope failures and geomorphic and geological characteristics of affected area of road slope in the Oshinma peninsula : Syuji Kobayashi, Hidetoshi Kon (Docon Co., Ltd), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Katumi Suzuki, Sigeo Yamamoto (Hokkaido Road Management Engineering Center)

表-1 災害発生時刻が特定できた過去の土砂災害事例

被災事例 No.	具体的な崩壊場所 (場所の特定)	表層地質	観測所	災害発生時刻	アメダス		レーダー		アメダス観測所と被災地との距離 (km)
					土壌雨量指数 (mm)	時間雨量 (mm/hr)	土壌雨量指数 (mm)	時間雨量 (mm/hr)	
1	国道229 KP=46.95	崖錐堆積物	余市アメダス	2000/7/24 19:00	46	0	40	0	35.6
2	支笏湖畔国道453 KP=45.5,45.9,46.1	礫混じり土砂 (基質は砂およびシルト)	支笏湖畔アメダス	2005/9/8 3:30	130	2	100	1	1.7
3	支笏湖畔国道453 KP=46.2	礫混じり土砂 (基質は砂およびシルト、一部粘土質)	支笏湖畔アメダス	2006/5/28 18:35	104	18	50	4	1.6
4	上ノ国町汐吹 国道228KP133.93	砂質土からなる段丘堆積物および粘性土からなる崖錐堆積物	石崎アメダス	2008/8/3 17:28	140	25	122	21	3.2
5	古丹別神社東側斜面	古い崩壊土砂、砂質土 (砂、シルト、砂岩の亜円礫)	古丹別アメダス	1999/7/28 22:00	101	42	82	39	0.4
6	国道235号近傍民家裏山	沖積錐堆積物 (礫混じり砂)	静内アメダス	2000/5/15 1:00	109	6	116	6	10.9
7	新冠川流域の古岸	段丘堆積物	静内アメダス	2003/8/9 21:30	122	43	99	34	11.8
8	厚別川新和	砂岩・泥岩	新和アメダス	2003/8/10 4:30	191	0	182	0	0.4
9	平取町岩知志 (発電所西側)	斜面堆積物 (腐植土・白色細粒軽石)	仁世宇アメダス	2006/8/19 2:00	223	28	224	31	1.5

### 3. 災害発生時の降雨状況

#### 3-1 降雨パターンと災害発生の関連性

過去の被災事例の中から災害発生時刻を特定できた事例についてアメダスデータを用い降雨パターンと被災の関連性について検討する。図-2、図-3 は災害発生時刻前後の降雨および土壌雨量指数の経時変化を示したものである。図より過去の被災事例では降雨の経時変化から降雨パターンを以下のように分類可能であると考えられる。

##### 【ひと山降雨】

時間雨量のピークが明確であり短時間に集中して降雨が発生する降雨パターン。

被災事例⇒No.2, No.3, No.5

##### 【複数山降雨】

1回の降雨で連続雨量のリセット（時間雨量 2 mm 以下 3 時間継続）が行われ、比較的大きな時間雨量のピークが複数回存在する降雨パターン。

被災事例⇒No.4, No.7, No.8, No.9

##### 【ガラガラ降雨】

時間雨量は比較的小量であるが、長時間にわたり「ガラガラ」と降雨が継続する降雨パターン。

被災事例⇒No.1, No.6

この降雨パターンと災害発生時の降雨量および土壌雨量指数に着目すると、「ひと山降雨」では災害発生時刻は時間雨量および土壌雨量指数の両方のピークと概ね一致する傾向にあり、「複数山降雨」「ガラガラ降雨」では土壌雨量指数のピークに近い時刻に災害が発生している。このことから、土壌雨量指数はどのような降雨パターンでも、災害発生との関連性が高いと思われることから、道路管理指標として土壌雨量指数を用いることは有用であると考えられる。

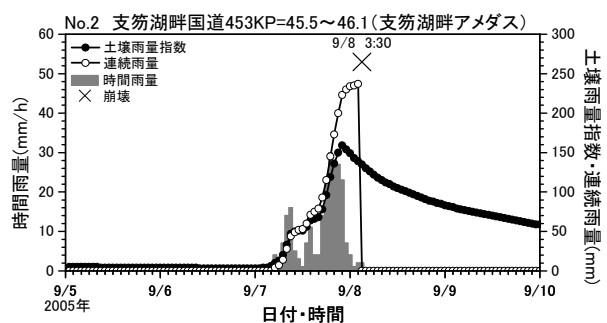
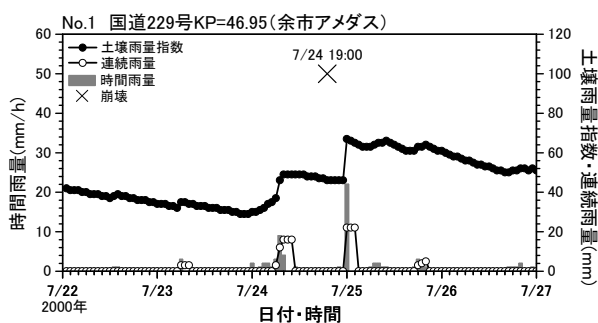


図-2 アメダスデータによる災害発生時の降雨状況 (1)

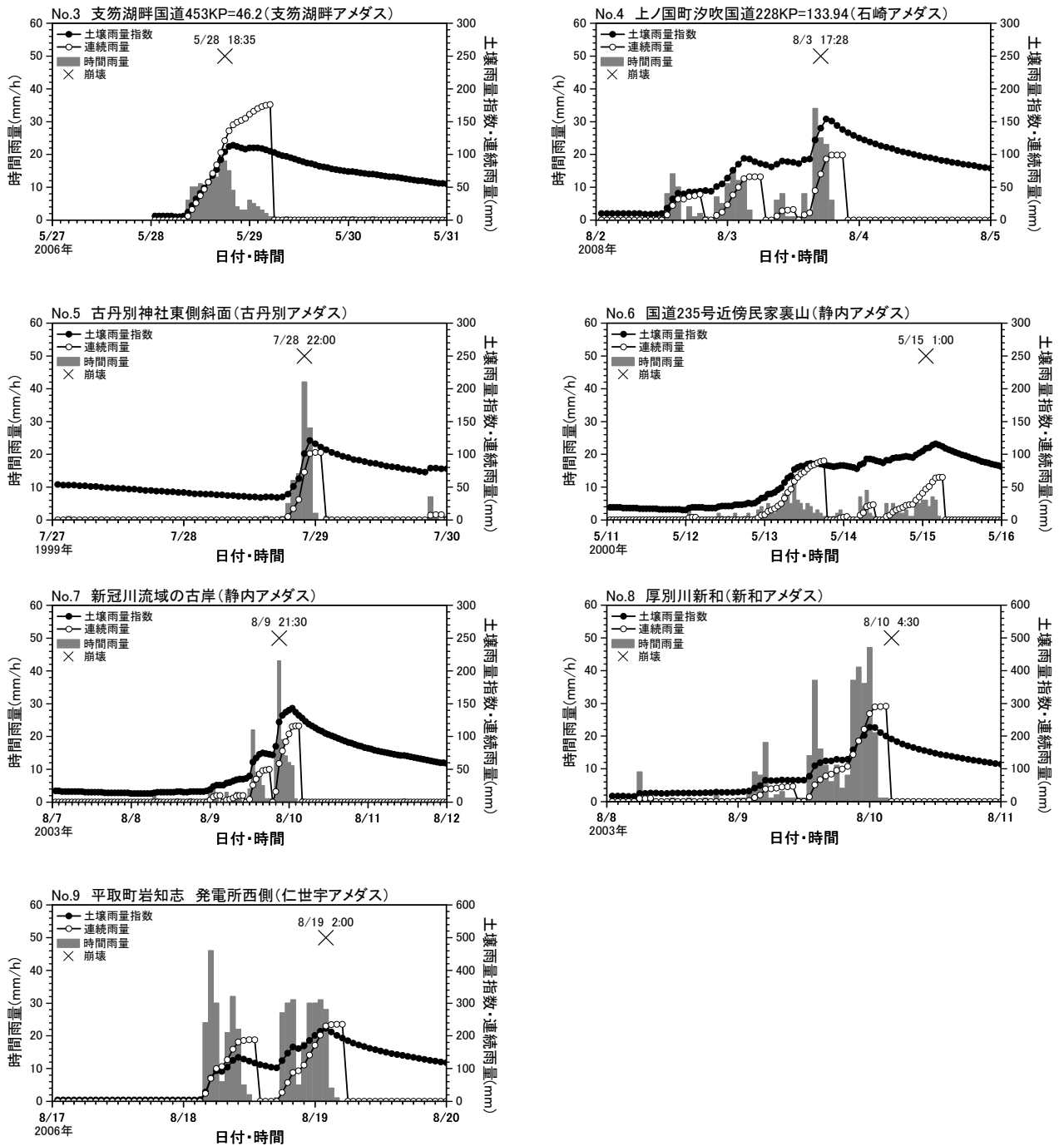


図-3 アメダスデータによる災害発生時の降雨状況 (2)

### 3-2 災害発生時の時間雨量と土壌雨量指数の関係

平成 20 年 5 月 28 日から気象庁の大雨警報・注意報基準値が「時間雨量と連続雨量」から「時間雨量と土壌雨量指数」に変更され、土壌雨量指数を活用して「土砂災害警戒情報」が平成 17 年（北海道は H20 年 3 月から）より運用されている。また、図-4 に示すように、時間雨量（短期指標）と連続雨量（長期指標）の関係から列車の運行基準が旧国鉄で規定され<sup>1)</sup>、現在も多くの JR 各社で運用している。

これらを踏まえ、今回の被災時事例（9 事例）を基に災害発生時における時間雨量と土壌雨量指数の関係を整理した（図-5）。

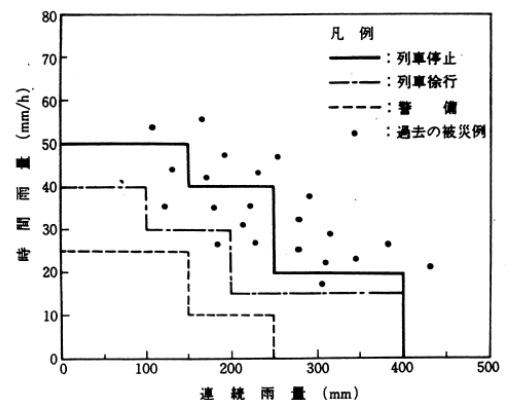


図-4 降雨時の列車運転規制<sup>1)</sup>

図-5 には参考として JR で運用している降雨時の運転規制についても併記するが、道内における災害実績では JR の基準値より小さい土壌雨量指数で崩壊が発生している。

また、土壌雨量指数 100 mm を境界として土砂災害が発生している傾向があり、今後の道路管理基準値としての目安とすることが可能であると考えられる。

### 3-3 アメダスとレーダー雨量の相違

これまでの検討では災害発生箇所近傍のアメダスデータを用いて検討を行ってきた。近年気象レーダーの発達により、より狭い範囲の降雨量を知ることができ、ピンポイントでの災害発生の予測が可能になると期待されている。そこで、ここではアメダスによる雨量と気象レーダーによる雨量による比較を行う。

比較は時間雨量と土壌雨量指数の経時的な変化を示したスネークラインによる比較とし、このスネークラインには土砂災害発生危険基準線（クリティカルライン：CL）を併記しており、スネークラインが CL を超えた場合に土砂災害の危険性が高いと判断できる。

各事例のスネークラインは図-6 に示すとおりであり、アメダスデータとレーダー雨量では顕著な相違は無く、両者はほぼ同様なライン形状を示していることが明らかであることから、当面はアメダスデータによる検討で対応は可能であると考えられる。

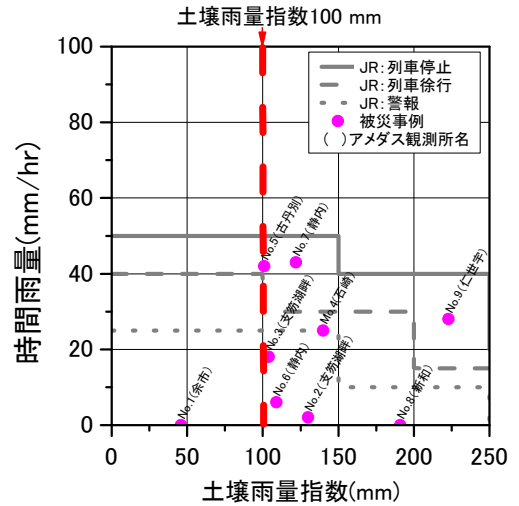


図-5 被災実績による時間雨量と土壌雨量指数の関係

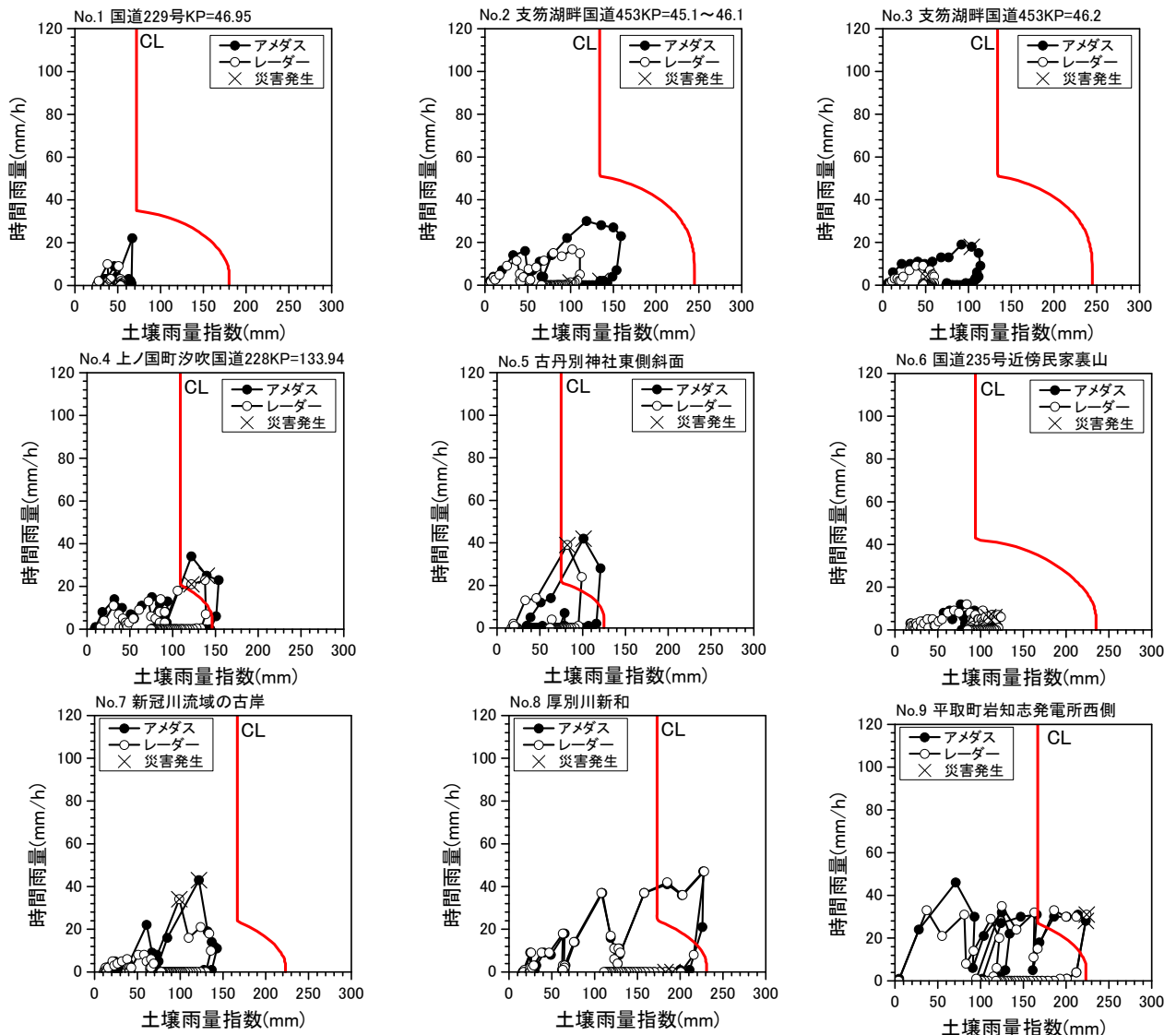


図-6 アメダスデータとレーダー雨量によるスネークライン

#### 4. 渡島半島地域における土砂災害の地形地質的特徴

##### 4-1 調査概要

過去の土砂災害警戒情報発令時の災害発生状況から渡島半島地域の災害現場を対象に斜面の土質や地形状況等の確認を行い、災害発生と地形・地質的特徴との関連性について検討した。

対象とした災害は道内で「土砂災害警戒情報」が適用された平成 20 年 3 月以降の災害で渡島半島日本海沿岸のせたな町から上ノ国町の国道 229 号および 228 号とし（図-7）、現地踏査やオーガーボーリングによる確認を行った。

表-2 対象災害現場一覧表

番号	分類	場所		備考
現場①	法面崩壊現場	せたな町	R229 KP=200.3	2010/7/29 崩壊発生
現場②	法面崩壊現場	せたな町	R229 KP=192.271	2011年 崩壊発生
現場③	法面崩壊現場 土砂流出	乙部町豊浜	R229 KP=269.3	2010/8/12 通行止めあり
現場④	法面崩壊現場	上ノ国町汐吹	R228 KP=133.93	2008/8/3 崩壊発生
現場⑤	法面崩壊現場	乙部町鳥山	R229 KP=277.6~279.3	2010/8/11 通行止めあり

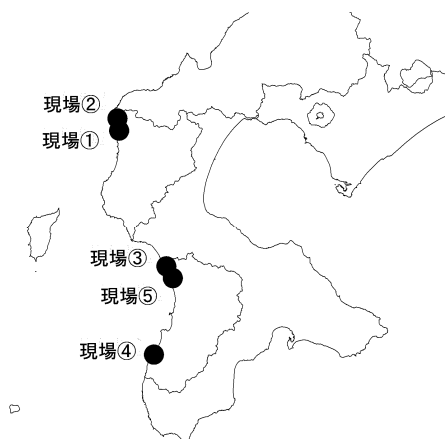


図-7 対象災害現場位置図

##### 4-2 各災害現場の地形地質区分と考察

渡島半島日本海沿岸地域は海岸段丘が発達した地形を有した急崖斜面が多く、災害発生現場も層厚に違いはあるものの段丘堆積物または崖錘堆積物が分布している。今回の現地踏査およびオーガーボーリング結果より明らかとなった災害現場の地形地質パターンは表-3 のとおりであり、その特徴から、以下の 3 パターンに分類されると考えた。

###### 【地形地質パターン A】

急崖な岩盤斜面の上部に段丘堆積物が分布し、集水地形を呈する地形地質 ⇒ 現場②, ⑤

###### 【地形地質パターン B】

段丘堆積物の切土斜面で、集水地形を呈する地形地質 ⇒ 現場④

###### 【地形地質パターン C】

急崖な岩盤斜面の表面に崖錘堆積物が分布し、集水地形を呈する地形地質 ⇒ 現場①, ③

今回調査対象とした災害現場の地形は、小規模ながら全ての箇所集水地形を呈しており降雨時において表面水が集まりやすい状況であった。さらに、崩土となる段丘堆積物や崖錘堆積物は細粒分の混じった砂質土および礫質土から構成されており、推定される概略の透水係数は  $k=10^{-3} \sim 10^{-6}$  cm/sec で透水性は中位～低いと推定される。また、パターン A・C は、岩盤の透水性との差異により降雨時において段丘堆積物および崖錘堆積物のみの崩壊が生じたと推察でき、崩壊規模は小～中規模となっている。

さらに、近傍のアメダスデータによる崩壊発生時の土壌雨量指数は概ね 100 mm 以上であり、3 章で述べた過去の災害事例に基づいた値（3-2 で記述）と合致することが分かった。

今回の現場は災害規模に大小の相違があるものの、災害発生時は通行規制が行われた箇所である。これは小規模な崩壊（パターン A・C）でも急崖斜面を崩壊土砂が滑落し車道まで達したためであり、道路管理の上では崩壊斜面の勾配や、崩壊起源の高さの推定も重要な要素であると考えられる。



表-3 対象被害地の地形地質パターン

パターン	地形地質パターンA	地形地質パターンB	地形地質パターンC
場所	現場②→R229 KP=192.271(せたな) 現場⑤→R229 KP=278.68(乙部鳥山)	現場④→R228 KP=133.93(上ノ国潮吹)	現場①→R229 KP=220.3(せたな) 現場③→R229 KP=269.3(乙部豊浜)
地形地質的特徴	・急崖な岩盤斜面の上部に段丘堆積物が分布 ・集水地形 ・上部の段丘堆積物が崩壊 ・崩壊規模は大きくないが、高い位置から崩土が滑落(滑走)するため、土砂が車道まで達する	・厚い土砂(段丘堆積物)の切土斜面 ・集水地形 ・比較的深い深度から崩壊し規模は大きく崩土が車道まで達する	・急崖な岩盤斜面に表土(崖錐堆積物)が分布 ・集水地形 ・表土のみが薄く崩壊 ・比較的崩壊深度は浅く規模は小さい
パターン模式図			
崩壊土砂の土質	細粒分質砂質礫(GFS)	礫まじり砂質細粒土(FS-G)	細粒分質砂質礫(GFS)
土壌雨量指数	112~142 mm	154 mm	99~142 mm
透水性	$k=10^{-3\sim-4}$ cm/sec (透水性:中位~低い)	$k=10^{-6}$ cm/sec (透水性:低い~きわめて低い)	$k=10^{-3\sim-4}$ cm/sec (透水性:中位~低い)
崩壊規模	中位	大	小

## 5. まとめ

土壌雨量指数の導入や北海道における土砂災害警戒情報の運用に鑑み、降雨等と土砂災害の関係について過去の災害事例を基に調査を行い、北海道における今後の道路管理上の留意点などについて、地形地質特性を踏まえ検討を行った。これらの検討結果について以下にまとめる。

- (1) 過去の災害事例について近傍のアメダスデータによる降雨の経時変化を検討した結果、その特徴から大きく3パターンに分類することが可能であり、その降雨パターンにより道路管理指標として土壌雨量指数を用いることは有用であると考えられる。
- (2) 土壌雨量指数 100mm を境界として土砂災害が発生している傾向があり、今後の道路管理基準値としての目安とすることが可能であると考えられる。
- (3) アメダスによる雨量と気象レーダーによる雨量による比較を行った結果、スネークラインの形状等について大きな違いがなく、当面はアメダスデータを用いた検討で対応は可能であると考えられる。
- (4) 渡島半島地域の災害現場を調査した結果、地形地質的特徴は大きく3パターンに分類でき、特に岩盤上に段丘や崖錐が分布し集水地形を呈しているパターンでは、崩壊規模は小さい傾向にあるが、急崖斜面を崩土が滑落することで車道まで崩土が達する場合がある。したがって、道路管理の上では崩壊斜面の勾配や、崩壊起源の高さの推定も重要な要素であると考えられる。
- (5) 今後は道内の降雨経時変化と崩壊特性および地形地質的特徴について渡島半島地域以外のデータを収集し地域性の有無を検討する予定である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、貴重な気象データ（土壌雨量指数）をご提供頂いた財団法人日本気象協会北海道支社 松岡直基様、さらに現地調査において、多大なるご協力を頂いた北海道開発局函館開発建設部の関係各位様に末筆ながら感謝の意を表します。

## 【参考文献】

- 1) 日本国有鉄道：降雨に対する運転規制基準作成要領，1972.

## 遠心力模型実験に基づく火山灰質地盤における 杭の地震時水平地盤反力の評価

土木研究所 寒地土木研究所

正会員 ○江川 拓也

同 上

国際会員 西本 聡

同 上

国際会員 富澤 幸一

### 1. はじめに

火山灰質地盤における杭基礎の設計は砂質土や粘性土に準じており、地震時の静的照査法による照査でも同様に杭の水平方向地盤反力係数等を常時（静的）の設計値を基本に一義的に決定されている<sup>1), 2)</sup>。しかしながら、北海道の火山灰質土は特異な力学特性を示すことや<sup>3)</sup>、砂質土として設計された常時の（静的な）杭の鉛直支持力や水平抵抗の発現が設計値とは異なることが報告されており<sup>4)</sup>、地震時における地盤～杭基礎系の相互作用も砂質土とは異なることが考えられる。地震時ならびに液状化時の杭の水平地盤反力～変位関係を明らかにすることは、地震時における地盤～杭基礎系の相互作用を検討するうえで重要であり、本検討では、火山灰質地盤における杭の地震時水平地盤反力～変位関係について、火山灰質地盤と砂質地盤を対象とした杭の遠心力模型実験から考察を行った。

### 2. 遠心力模型実験

#### 2. 1 実験概要

遠心力模型実験は、図-1 に示す縮尺 1/50 の模型地盤に模型杭を組杭としてたて込み、50G の遠心加速度場において表-1 に示す実験ケースに対して動的加振実験と動的加振実験前に静的水平載荷実験を行った。入力地震動はレベル 2 相当とし、実物換算で最大加速度 750gal 程度、周波数 1.5Hz の正弦波 20 波とした。

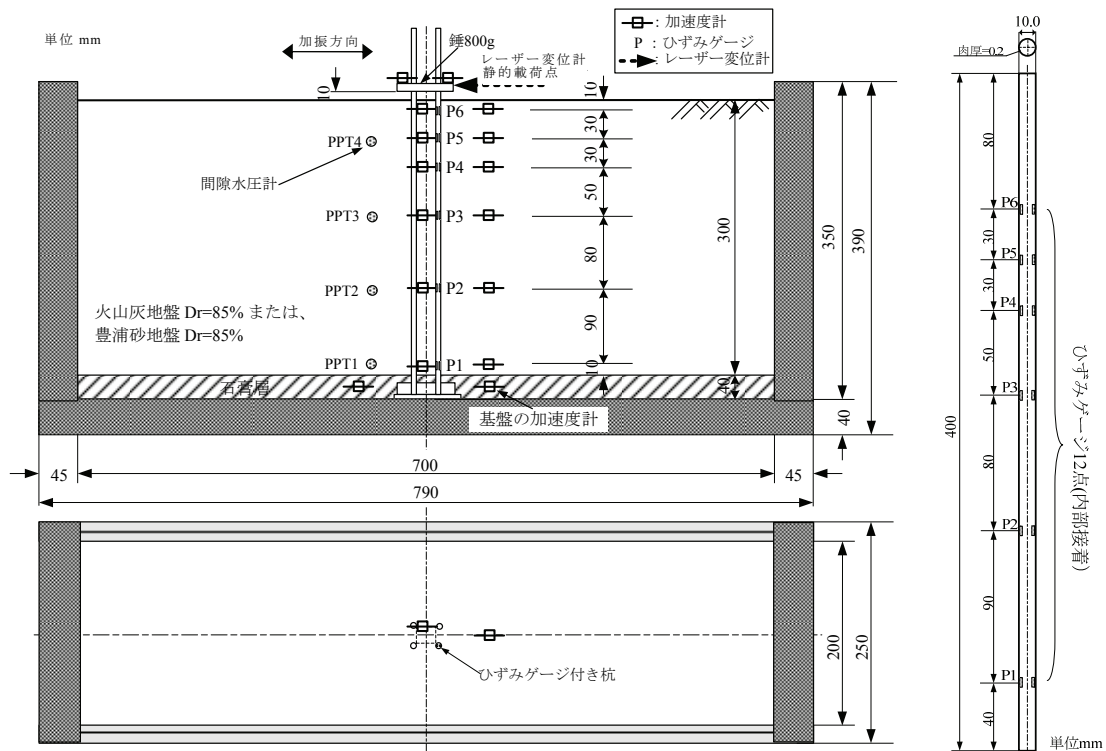


図-1 実験模型の概要

図-2 模型杭

Evaluation of horizontal subgrade reaction of pile foundation in volcanic ash ground during earthquake based on centrifuge model test ; Takuya EGAWA(Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI), Satoshi NISHIMOTO(ditto) and Koichi TOMISAWA(ditto)

模型杭は、外径 10.0mm、厚さ 0.2mm、長さ 400mm（実スケール換算で外径 500mm、厚さ 10mm、長さ 20m）の鋼製（SS400）とし、杭配列は図-1 に示すように 2 本×2 列の組杭とした。4 本組杭のうち 1 本は杭内部 12 ヶ所にひずみゲージを貼付している（図-2）。杭先端は固定端とし、杭頭は錘を取り付けた自由端としている。

表-1 実験ケース

	模型地盤	杭配列	入力地震動	備考
Case1	火山灰質土 Dr=85% $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$	4 本組杭 2 本×2 列	正弦波 20 波 周波数 1.5Hz 最大 750gal 程度 単発加振	実験土槽：剛土槽 上部工荷重：あり 間隙水：シリコンオイル 50cSt 加振前後に静的水平載荷実験を実施
Case2	豊浦砂 Dr=85% $\rho_d=1.590\text{g/cm}^3$			

## 2. 2 模型地盤材料

模型地盤は、火山灰質地盤には札幌市近郊（北広島市三島）の土取場から採取した支笏軽石流堆積物 Spfl の 0.85mm ふり通過分を用い、表-1 に示す採取現場密度相当で作成した。砂地盤には豊浦砂を用い、火山灰質地盤模型と同等の相対密度となるように作成した。各模型地盤の間隙流体には水の 50 倍の動粘度を持つシリコンオイルを脱気して用いており、脱気槽内で飽和させた。各模型地盤材料の物理特性と粒径加積曲線を表-2 と図-3 に示す。火山灰質土（Spfl）の細粒分が豊浦砂に比べ多いものの、各材料とも液状化の判定を行う必要がある砂質土層（ $FC=35\%$ 、 $D_{50}=10\text{mm}$  かつ  $D_{10}=1\text{mm}$ ）に分類される<sup>2)</sup>。図-4 に各模型地盤の繰返し非排水三軸試験による液状化強度曲線を示す。火山灰質土（Spfl）の液状化強度比  $R_{L20}$  は相対密度を同等であるとした豊浦砂よりも低い値が得られており、火山灰質土の液状化強度特性に及ぼす細粒分含有量の影響<sup>5)</sup>が考えられる。

表-2 地盤材料の物理特性

	火山灰質土	豊浦砂
砂分(%)	67.1	99.8
シルト分(%)	24.2	0.1
粘土分(%)	8.7	0.1
細粒分含有率 FC(%)	32.9	0.1
最大粒径 $D_{max}$ (mm)	0.85	0.43
50%粒度 $D_{50}$ (mm)	0.143	0.164
10%粒度 $D_{10}$ (mm)	0.007	0.115
均等係数 $U_c$	29.90	1.60
曲率係数 $U'_c$	2.60	0.91
土粒子の密度 $\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.434	2.643

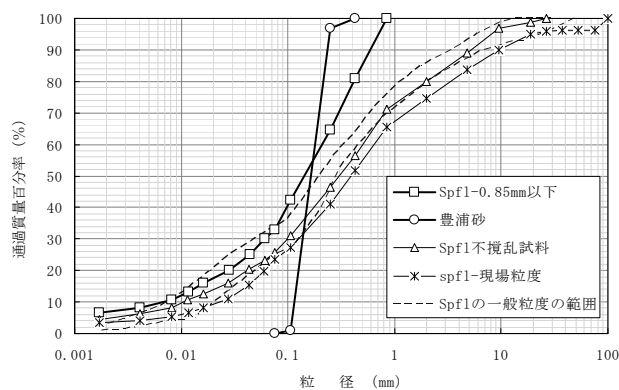


図-3 各地盤材料の粒径加積曲線

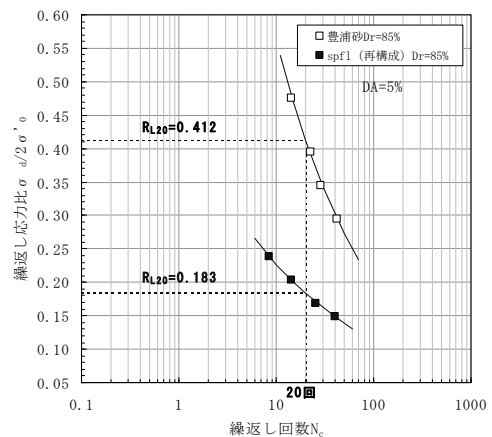


図-4 各地盤材料の液状化強度曲線

### 3. 実験結果と考察

上記の条件で実施した遠心力模型実験から得られた計測データを整理し考察を行った。なお、以降に示す計測値等の数値は実スケール換算として整理している。

#### 3. 1 過剰間隙水圧

図-5 に、加振により地盤内に発生した各ケースの過剰間隙水圧とその消散過程を示す。砂地盤では、発生した過剰間隙水圧が時間の経過とともに速く消散する様子が確認されるが、火山灰質地盤では、発生した過剰間隙水圧の消散が遅くなっており、これは、細粒分が多く含まれることが原因と考えられる。図-6 は図-5 の0~20秒における各深度の値を過剰間隙水圧比として整理したものである。各ケースともに地盤深部においても過剰間隙水圧比が1に達しており、地盤全体に液状化が生じていることがわかる。地盤深部では地盤浅部に遅れて過剰間隙水圧が上昇しており、地盤浅部から液状化が生じていることがわかる。

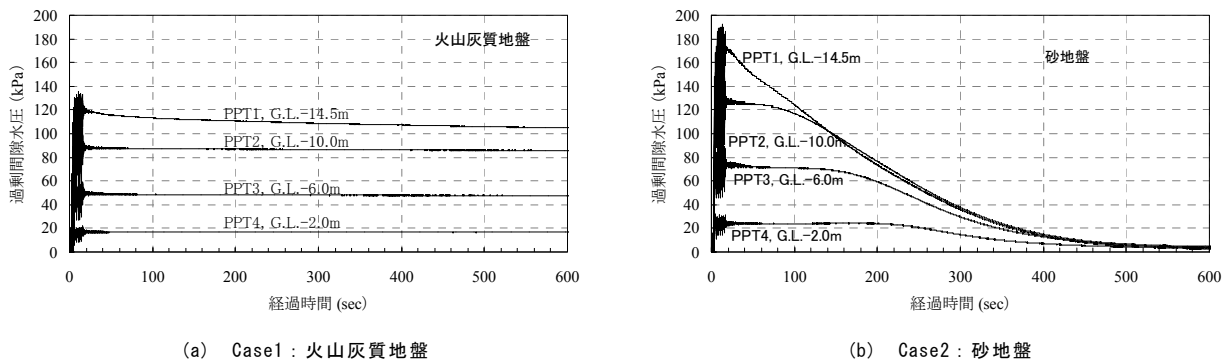


図-5 加振による過剰間隙水圧の発生と消散の時刻歴 (0~600sec)

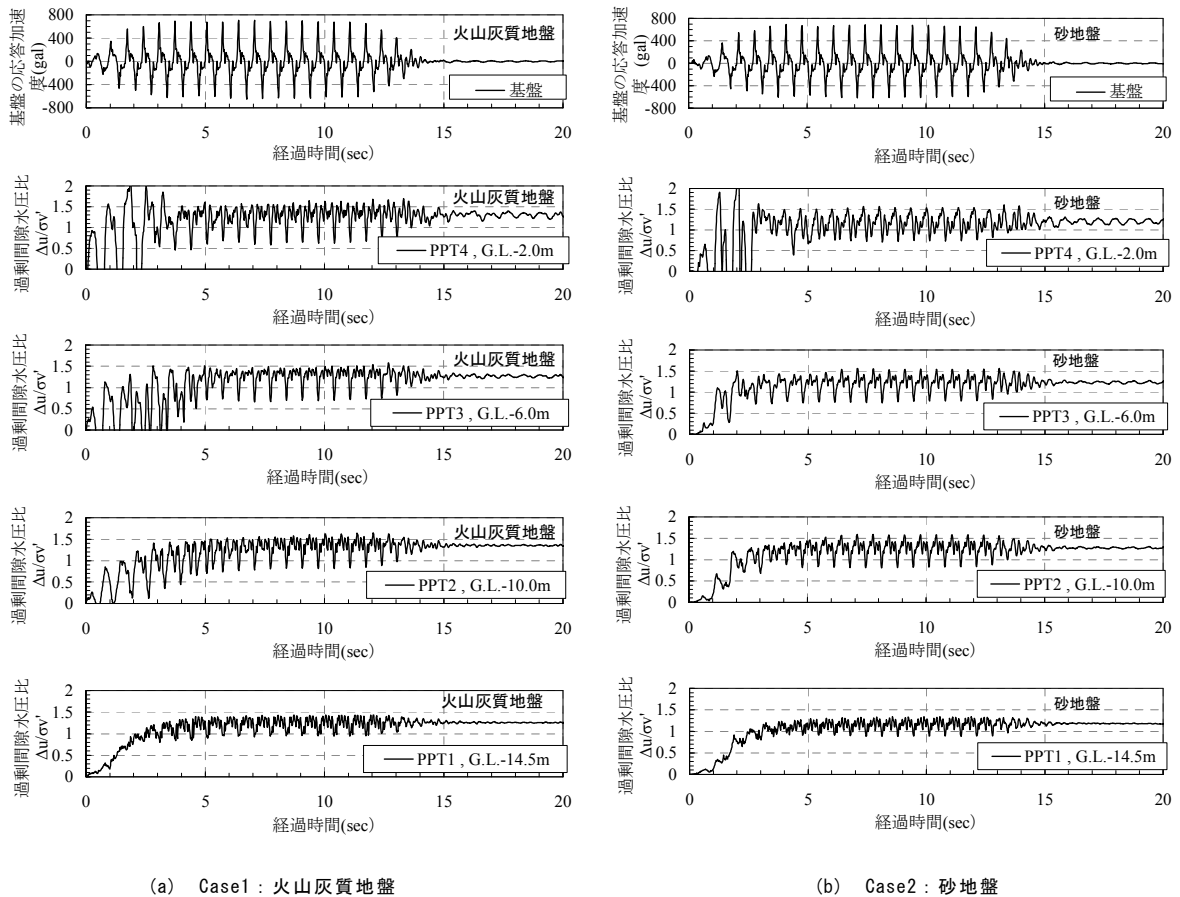


図-6 0~20sec 部分における過剰間隙水圧比の時刻歴

### 3. 2 地盤反力係数の評価

#### (1) 静的水平載荷実験による地盤反力係数

図-7 に各ケースの加振前に実施した静的水平載荷実験から得られた杭頭載荷点における荷重～変位の関係を示す。一般に、杭の水平載荷試験結果からの地盤反力係数の評価は、杭の弾性地盤反力法の基本方程式<sup>1)</sup>により基準変位量時（杭径の1%変位時）の値を用いて評価されるが、本検討では、杭変位に伴う地盤反力係数の変化を評価するため、実験により各深度で計測される杭の曲げひずみから曲げモーメントを求め、これを深度方向に二階微分または二階積分することで求まる地盤反力、杭の変位から評価する時松らの整理方法<sup>6)</sup>を参考とした。図-8 に静的水平載荷実験結果から地盤反力係数を算出する方法を示す。なお、杭の曲げモーメントの深度分布は、3次スプライン補間法<sup>7)</sup>により各計測点間を補間し作成した。加振中の地盤反力係数の評価も同様としており、各数値の算出方法の詳細については後述する。

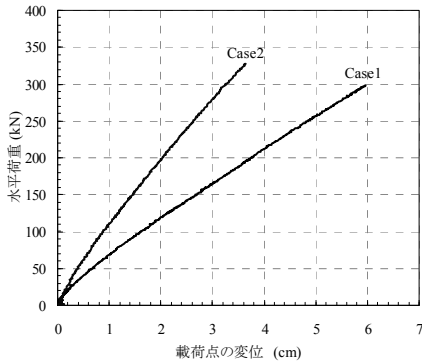


図-7 杭頭載荷点における荷重～変位関係

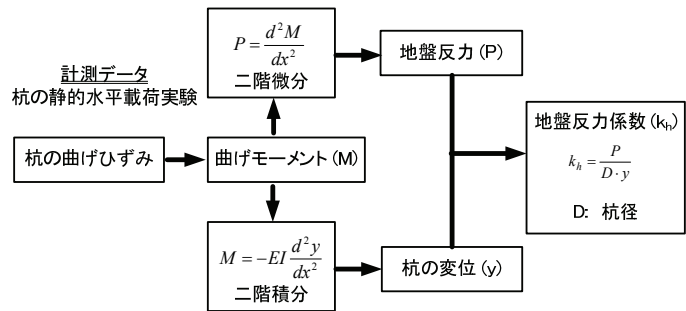


図-8 静的水平地盤反力係数の算出方法

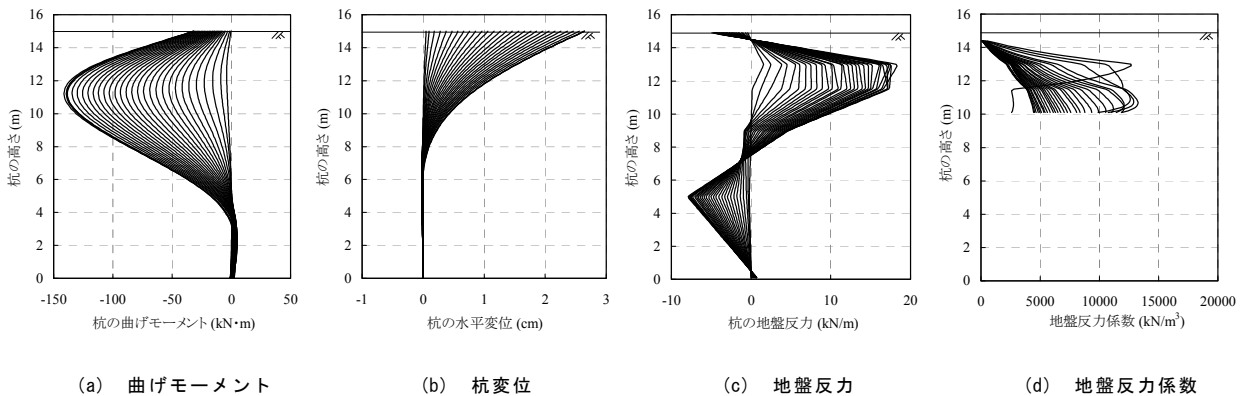


図-9 静的水平載荷による杭の曲げモーメント、杭変位、地盤反力、地盤反力係数（Case1：火山灰質地盤）

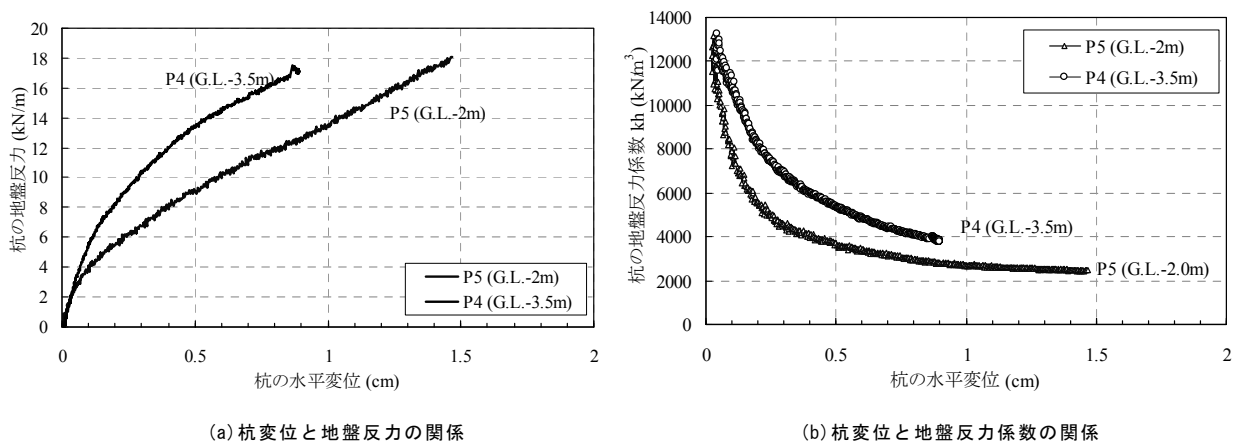


図-10 杭の特性長  $1/\beta$  相当の範囲に位置する P4 と P5 での杭変位と地盤反力・地盤反力係数の関係（Case1：火山灰質地盤）

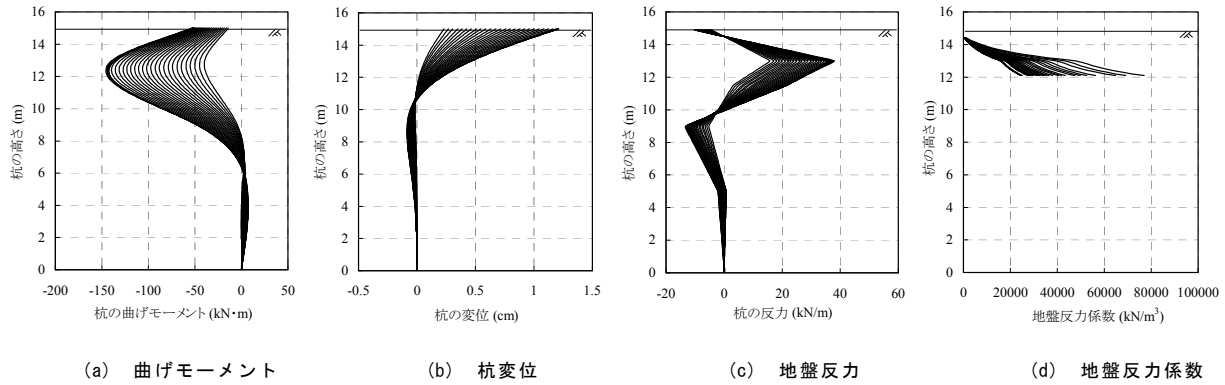


図-11 静的水平荷による杭の曲げモーメント，杭変位，地盤反力，地盤反力係数（Case2：砂地盤）

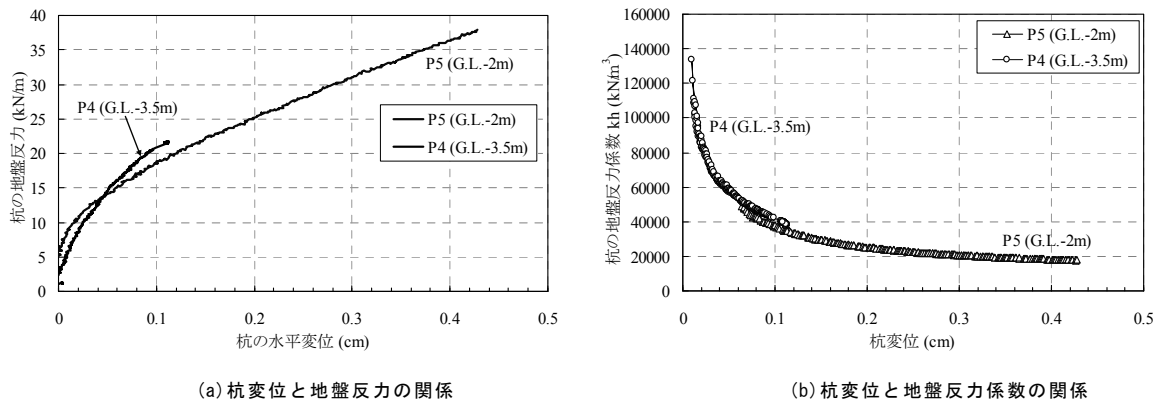


図-12 杭の特性長  $1/\beta$  相当の範囲に位置する P4 と P5 での杭変位と地盤反力・地盤反力係数の関係（Case2：砂地盤）

図-9 から図-12 に，各ケースの静的水平荷実験から得られた，杭の曲げモーメント，杭変位，地盤反力，地盤反力係数の深度分布と，杭の水平抵抗領域である杭の特性長  $1/\beta$  相当の範囲に位置するひずみゲージ P4 と P5 での杭変位と地盤反力・地盤反力係数の関係を示した．各ケースともに杭頭水平変位の増加に伴い，地盤内における杭の曲げモーメント，杭変位，地盤反力は増加し，地盤反力係数は減少し概ね収束した．その傾向は非線形的に増減することが確認され，微小な変位内での評価ではあるが，砂地盤に比べ火山灰質地盤のほうが増減の程度が小さい．収束した地盤反力係数を静的地盤反力係数と評価すると，火山灰質地盤の静的盤反力係数は相対密度が同等の砂地盤に比べて  $1/10$  程度と小さい．

## (2) 加振中の地盤反力係数

加振中の地盤反力係数は，式(1)に示すように地盤反力  $P$  を杭と地盤の相対変位  $y_R$  と杭径  $D$  で除すことで求められる．図-13 に地盤反力係数の算出手順を示す．杭と地盤の相対変位  $y_R$  は，杭の変位  $y$  から地盤の相対変位  $y_{GR}$  を引いたものであり，地盤の相対変位  $y_{GR}$  は，地盤の変位  $y_G$  から基盤の変位  $y_B$  を引いたものである．杭の変位  $y$  は，式(2)の杭の変位と曲げモーメントの関係を用いて，杭の曲げモーメントを高さ  $x$  で二階積分することで求め，杭の曲げモーメントは式(3)に示すように測定された杭の曲げひずみ  $\varepsilon$  より求める．地盤の変位  $y_G$  と基盤の変位  $y_B$  は，その地点の計測された加速度を二階積分することで求める．二階積分は台形公式を用いた数値積分により行った．地盤反力  $P$  は，式(4)に示すように杭の曲げモーメントを高さ  $x$  で二階微分することで求め，二階微分は，式(5)に示すように微分式を差分化して近似的に行った．

$$k_h = \frac{P}{D \cdot y_R} \quad (1)$$

$$M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2)$$

$$M = \varepsilon \frac{EI}{r} \quad (3)$$

$$P = \frac{d^2 M}{dx^2} \quad (4)$$

$$P = \frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{M_{n+1} + M_{n-1} - 2M_n}{\Delta x^2} \quad (5)$$



図-15、図-16に、各ケースの加振1波目と10波目(図-14参照)の杭の曲げモーメント、地盤反力、杭変位の深度分布を示す。各ケースともに地盤全体に液化が生じる前の1波目では、地盤浅部での杭の曲げモーメント、地盤反力が卓越しており、浅い位置で変位が生じている。一方、地盤全体に液化が生じている10波目では、地盤浅部での杭の曲げモーメント、地盤反力が減少し、地盤深部で卓越しており、深い位置から変位が生じていることがわかる。1波目ならびに10波目における各数値および傾向には、地盤種別の違いによる大きな差は見られない。

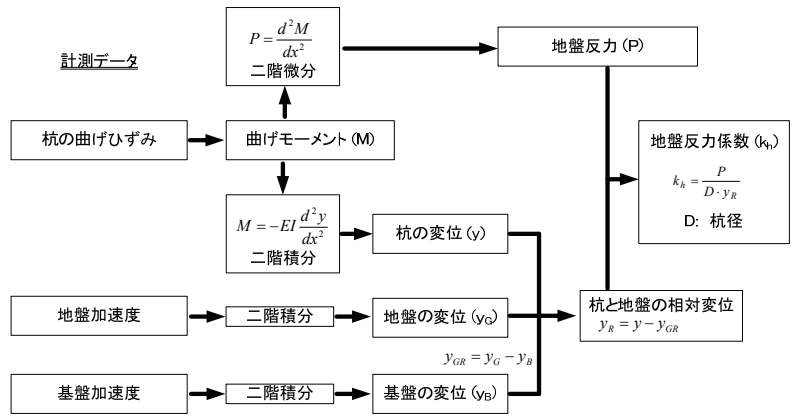


図-13 加振中の地盤反力係数の算出方法

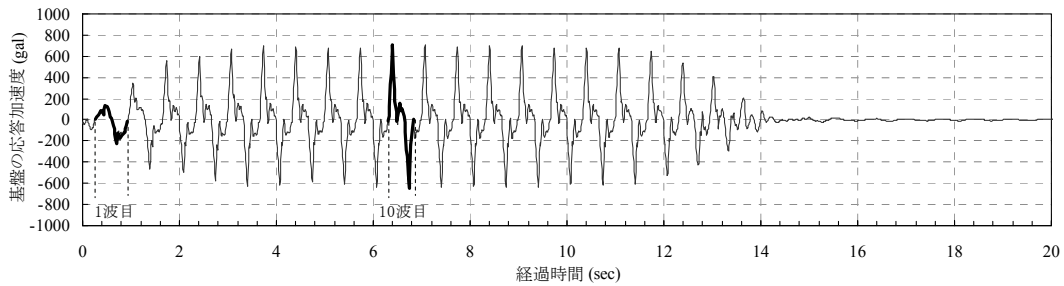


図-14 各数値の深度分布を作成した基盤応答加速度の1波目と10波目

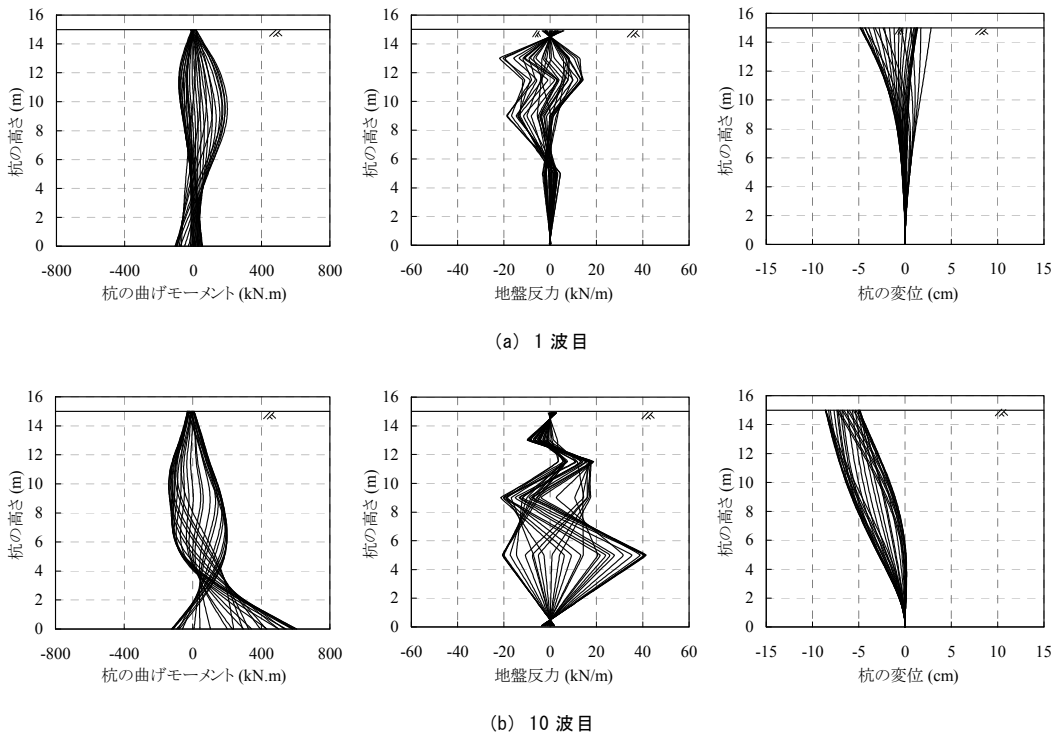


図-15 加振中の杭の曲げモーメント、地盤反力、杭の変位の深度分布 (Case1: 火山灰質地盤)

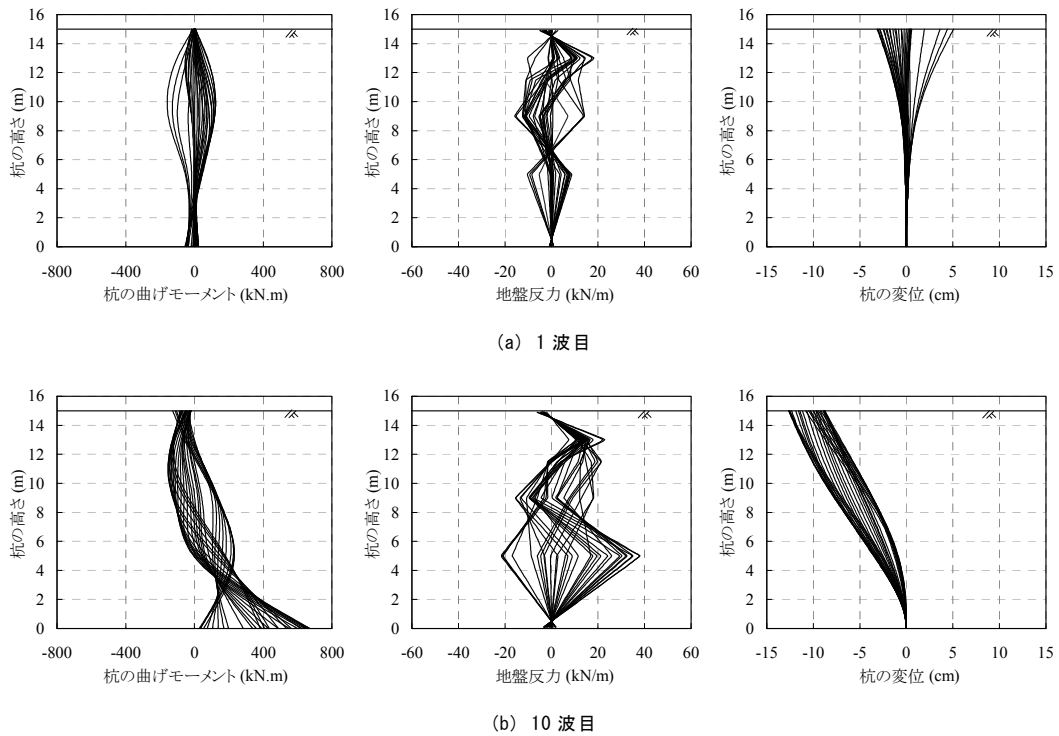
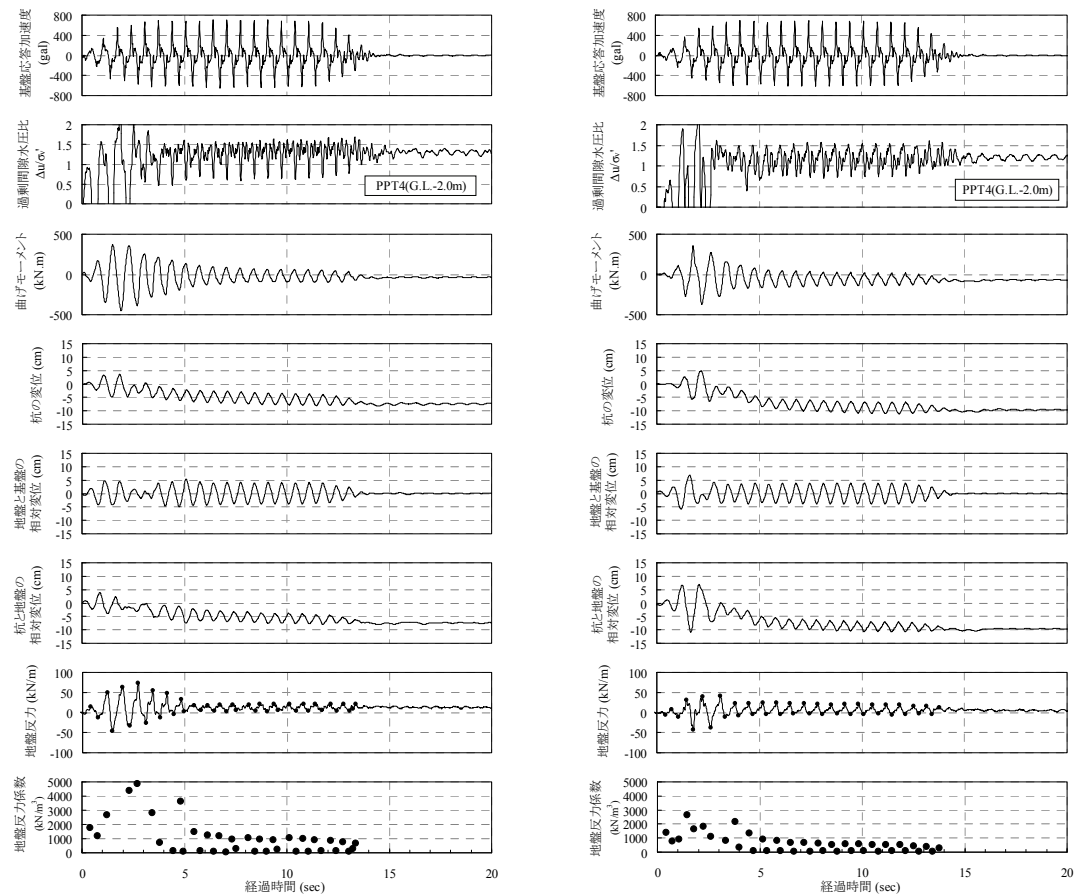


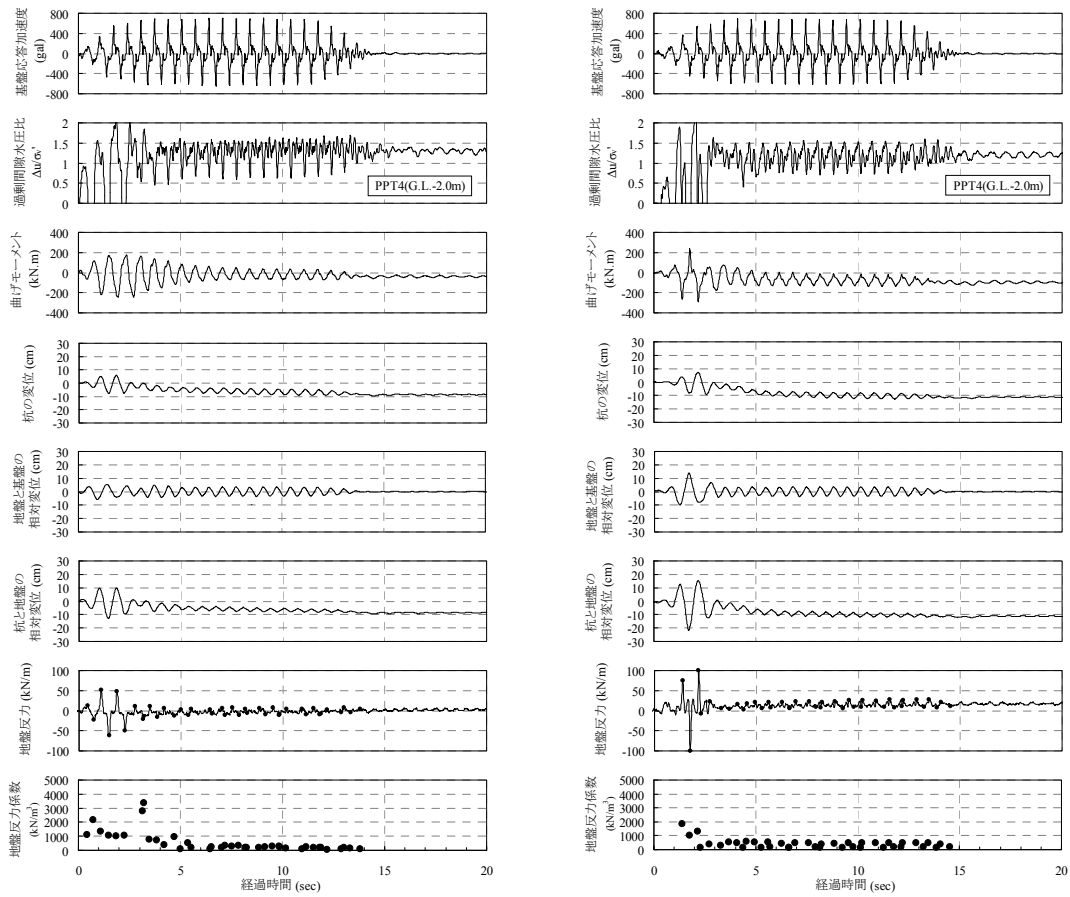
図-16 加振中の杭の曲げモーメント，地盤反力，杭の変位の深度分布 (Case2：砂地盤)



(a) Case1：火山灰質地盤

(b) Case2：砂地盤

図-17 各ケースのP4 (G.L. -3.5m) 位置における主要計測値の時刻歴



(a) Case1 : 火山灰質地盤

(b) Case2 : 砂地盤

図-18 各ケースのP5 (G.L. -2.0m) 位置における主要計測値の時刻歴

図-17, 図-18 に, 各ケースの杭の特性長  $1/\beta$  相当の範囲に位置する P4 と P5 における主要計測値の時刻歴を示した. 図-17 では P4(G.L. -3.5m) 深度での間隙水圧を計測していないが, 過剰間隙水圧の上昇に伴う杭の挙動を確認するために, P5(G.L. -2.0m) 深度での過剰間隙水圧比を示した. 各図より, 地盤と基盤の相対変位は比較的同程度の振幅をもって継続しているが, 杭の曲げモーメント, 杭の変位, 杭と地盤の相対変位, ならびに地盤反力は, 加振初期に大きな値の振幅を示し, 加振による過剰間隙水圧の上昇すなわち液状化の進展に伴い振幅が減少していく様子が確認される. この関係から求まる地盤反力係数も液状化の進展に伴い低減していくことがわかる.

これらのことから, 液状化が生じる地盤における地盤～杭基礎系の地震時相互作用として, 地震動の初期では地盤の振幅に追従して杭は大きな振幅を示すが, 液状化の進展に伴う地盤反力ならびに地盤反力係数の低減すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損ない振幅が減少したものと考えられる. 飛田らの同様の研究<sup>8)</sup>においても, 乾燥砂では曲げモーメントや杭変位の振幅が減少せずに継続するのに対し, 飽和砂では今回の結果と同様に加振初期に大きな値の振幅を示し, 液状化が進展するにつれて減少していくことが報告されており, その原因として, 杭と地盤がほぼ一体となって動いている可能性や, 振動による地盤の非線形性による振動時の地盤反力係数の低下などが考えられている.

### (3) 地盤の液状化に伴う杭の地盤反力係数の低減傾向の評価

図-19, 図-20 は, 各ケースの加振前と加振中 (液状化中) の杭の地盤反力係数を杭と地盤の相対変位との関係として比較したものである. 各ケースにおける液状化中の地盤反力係数は, 加振前の静的水平載荷実験から得られた静的地盤反力係数よりも低減していることが確認され, その低減度合いは砂地盤に比べて火山灰質地盤のほうが小さい.

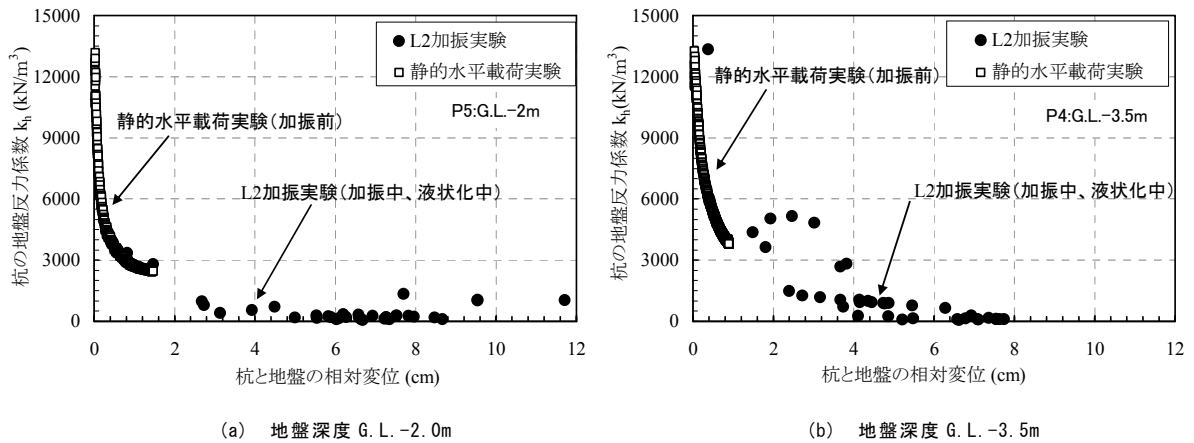


図-19 加振前と液状化中の地盤反力係数の比較 (Case1: 火山灰質地盤)

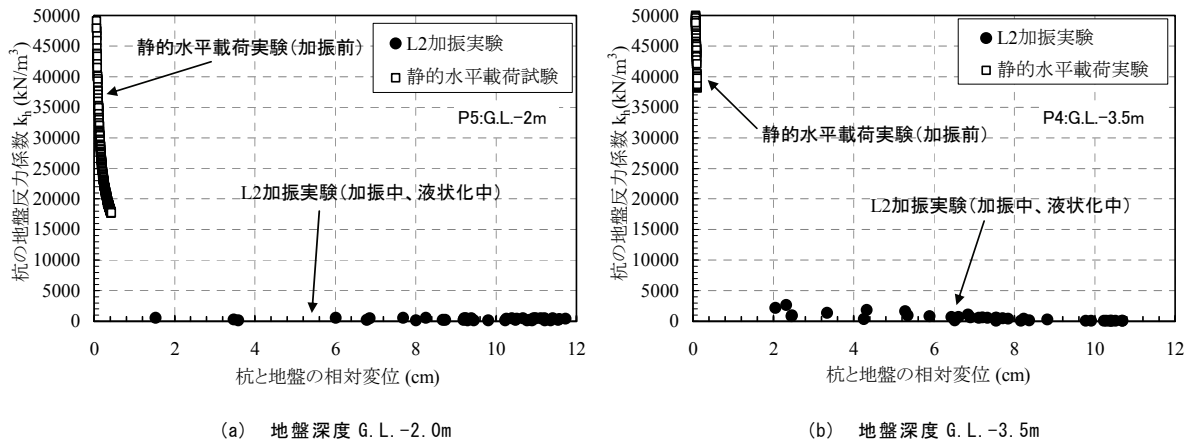


図-20 加振前と液状化中の地盤反力係数の比較 (Case2: 砂地盤)

図-21は、図-19と図-20におけるP4 (G.L.-3.5m) の関係について火山灰質地盤と砂地盤をあわせて比較したものである。図-21(a)は、液状化中における地盤反力係数の低減傾向を示したものであるが、地盤種別による傾向の違いはほとんどなく、地震時の液状化に伴い加振前の静的地盤反力係数は両者で同程度まで低下し同様の低減傾向を示すものと考えられる。しかし、図-21(b)に示す通り、砂地盤では加振前の静的地盤反力係数が大きいため地震時の液状化に伴う静的地盤反力係数の低減度合いが大きく、火山灰質地盤では加振前の静的地盤反力係数が小さいため地震時の液状化に伴う静的地盤反力係数の低減度合いは砂地盤に比べ小さいものと考察される。

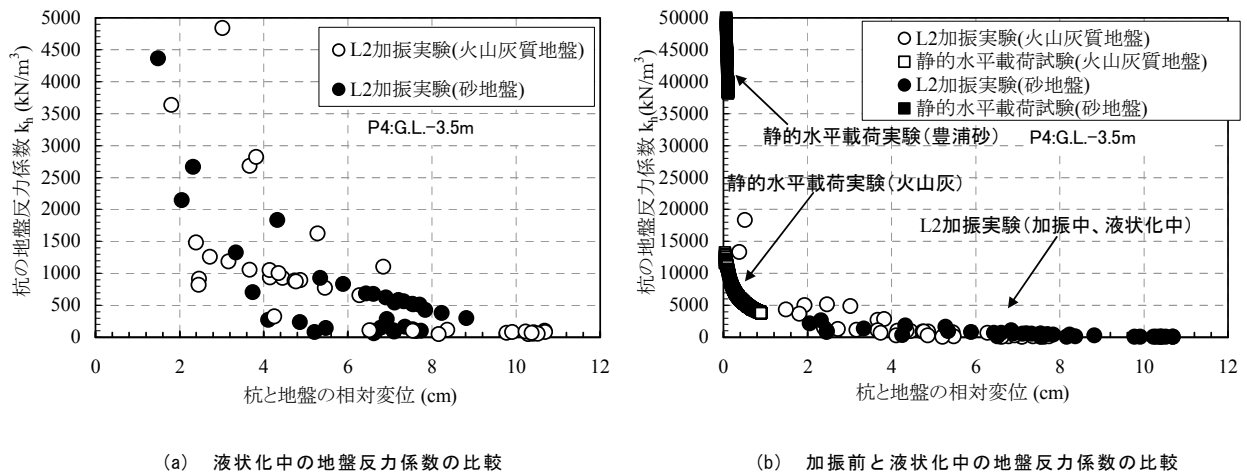


図-21 火山灰質地盤と砂地盤の地盤反力係数の比較

#### 4. まとめ

本検討では、火山灰質地盤における杭の地震時水平地盤反力～変位関係について、火山灰質地盤と砂地盤を対象に実施した杭の静的ならびに動的遠心力模型実験結果に基づき考察を行った。その結果を以下にまとめる。

- (1) 火山灰質地盤における杭の静的地盤反力係数は、相対密度が同等の砂地盤と比べて 1/10 程度と小さい。
- (2) 加振中における杭の曲げモーメントならびに杭と地盤の相対変位は、加振初期に大きな値の振幅を示し、液状化の進展に伴い振幅が減少した。
- (3) (2)のことは、液状化が生じる地盤における地盤～杭基礎系の地震時相互作用として、液状化の進展に伴う地盤反力ならびに地盤反力係数の低減すなわち地盤が杭の反力体としての作用を損なうものと考えられる。
- (4) 加振前の静的地盤反力係数は、地震時の液状化に伴い火山灰質地盤と砂地盤で同程度まで低下し、液状化中における杭の地盤反力係数の低減傾向は両者で同様の傾向を示すものと考えられる。
- (5) 砂地盤と相対密度が同等の火山灰質地盤における杭の地盤反力係数は、加振前の静的地盤反力係数が砂地盤に比べ小さいため、液状化による静的地盤反力係数の低減度合いは砂地盤に比べ小さいものと考察される。

実構造物の杭基礎においては、常時水平荷重が作用している場合が多く、今後、杭に水平荷重が作用している場合の杭基礎ならびに水平地盤反力の地震時挙動についての評価が必要であると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.243-433，2002.
- 2) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.48-133，2002.
- 3) 地盤工学会北海道支部，北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会；実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工，被災事例～，pp.1-80，2010.
- 4) 富澤幸一，三浦清一；火山灰地盤における杭基礎の支持力特性に関する検討，土木学会論文集C，Vol.63，No.1，pp.125-139，2007.
- 5) 八木一善，三浦清一；火山性粗粒度の繰返し非排水せん断特性に及ぼす破碎細粒分の影響，土木学会論文集，No.694/III-57，pp.305～317，2001.
- 6) 時松孝次，鈴木比呂子，鈴木康嗣，藤井俊二；大型振動台実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力の評価，日本建築学会構造系論文集，No.553，pp.57-64，2002.
- 7) 例えば，松本英敏；3次スプライン補間，<http://www.civil.kumamoto-u.ac.jp/matsu/spline.pdf>
- 8) 飛田哲男，井合進，原哲郎；遠心力場における群杭の振動実験－静的水平載荷実験との比較および液状化地盤中の挙動－，第38回地盤工学研究発表会，平成15年度発表講演集，pp.1443-1444，2003.

土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 ○福島 宏文  
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 西本 聡  
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 富澤 幸一  
北海道大学大学院工学研究院 国際会員 三浦 清一

## 1. はじめに

道路橋示方書（平成 8 年改訂）<sup>1)</sup>をはじめとする従来の設計基準・要領では、材料・計算手法・構造などのいわゆる仕様が細かく規定された、仕様規定型の基準であった。そのため、地質調査等で得られた与条件から、示方書に従って設計していくという流れで設計が進められるため、新技術・新工法が採用されにくく、場合によっては不経済な設計になるなど、技術開発に対して厳しい傾向にあった。

以上を受けて各種設計基準類<sup>2)</sup>などで導入が進んでいる性能規定型設計は、より適正な設計条件設定を要求する傾向にあり、とりわけ、構造物設計の与条件を得るための地質調査については、設計手法に則した調査が求められることになる。構造物基礎の設計においては、信頼性の高い各種地盤定数を得るため、原位置の重要度が高くなっているものと考えられる。

本報では、原位置試験に注目し、各種試験データの比較検討により考察を行った。

## 2. 地盤反力係数の推定方法

基礎の変位の推定法は、载荷試験等から直接求める方法と、地盤の変形係数と構造物の諸元から地盤反力係数  $k$  を算出し推定する方法がある。地盤の変形係数を求める調査・試験方法はいくつかあるが、地盤特性に適合した方法を採用しなければ、変形係数を過小評価し、結果として過大設計となる場合がある。そのため、地盤調査担当者は適切な調査法を提案・実施し、設計担当者は得られた変形係数が地盤の特徴に対して適当であるか判定する必要がある。これは、変形係数が、地盤内のひずみレベルや応力レベル、载荷時間、深度方向の地盤物性の変化等に依存する物性値であり、これら要因を十分考慮する必要があるためである。

道路橋示方書では、地盤反力係数の推定方法の一つとして、各種試験・調査により推定した地盤反力係数を、平板载荷試験により推定した値に相当するよう補正する方法を示している。設計定数の設定においては、各試験・調査および実構造物基礎の地盤条件、载荷によって、ひずみレベル等の試験条件が異なることから、設計条件として基礎の载荷幅や変形レベルの調整をする必要があるためと考えられる。

道路橋示方書<sup>3)</sup>および NEXCO 試験方法<sup>4)</sup>に示される、水平地盤反力係数の推定法は以下の通りである。

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \cdot \dots \cdot (1)$$

$k_H$  : 水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径 0.3m の剛体円板による平板载荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、式(2)により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \cdot \dots \cdot (2)$$

$B_H$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算载荷幅(m)

$E_0$  : 表-1 に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 表-1 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

表-1 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha$	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板载荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平载荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2
原位置せん断摩擦試験で測定した変形係数	2	4

Study of horizontal subgrade reaction coefficient estimates by in-situ test

Hirofumi FUKUSHIMA, Satoshi NISHIMOTO and Kouichi TOMISAWA (CERI for Cold Region, PWRI)

Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)



### 3. 試験概要

火山灰地盤の杭基礎の水平抵抗機構を検証する目的で実施した、道内4箇所の、杭の水平方向荷重実施橋梁の近傍において、各種原位置試験を実施した(図-1)。それぞれの試験の概要および変形係数の推定方法を以下に示す。

#### (1) 杭の水平荷重試験

火山灰地盤に施工した杭基礎について、杭の水平方向荷重を実施した。荷重方法は、地盤工学会基準「杭の水平荷重試験方法・同解説(第一回改訂版)」<sup>5)</sup>に準じて、「変位制御・段階荷重方式による多サイクル荷重」で実施した。荷重装置の設置例を、図-2、写真-1に示す。

#### (2) 孔内水平荷重試験

地盤の変形係数を調査する方法としてもっとも一般的な孔内水平荷重試験を実施した。実施深度は、各橋梁の $1/\beta$ の範囲で各サイト2箇所とした。

#### (3) 原位置せん断摩擦試験(SBIFT)

原位置せん断摩擦試験装置は、地盤内に挿入する加圧せん断部/加圧プローブ、せん断力を加力するジャッキ、セルへの注水加圧する加圧装置、加圧力・せん断力・せん断変位の制御・測定部、これらを接続するケーブル・ホースで構成される(図-3)。なお、この装置は自己掘削機構を備えており、試験区間の孔壁を極力乱すことなく、また応力解放の影響も少ない状態で、せん断試験を行うことが可能である。

現場は通常のボーリング装備で対応可能である。自己掘削を含めた試験時間は3~5時間で、対象地盤の掘削難易度により変化する。

試験の際には、ボーリングの孔壁へ数段階の垂直応力 $\sigma_i$ を荷重し、地上のジャッキにより孔壁に引抜き力 $T$ を加え、それぞれの応力段階での最大せん断応力 $\tau_{imax}$ を把握する。また、通常の孔内水平荷重試験と同様に、孔壁への垂直応力 $\sigma$ と体積変化量 $V$ の関係から、変形係数 $E$ が得られる。

試験は孔内水平荷重試験と同一の深度で実施した。

#### (4) 標準貫入試験

道路橋示方書の方法に則り、表-1に示すとおり、換算N値より $E=2,800N$ より推定した。

#### (5) PS検層

PS検層結果のP波速度( $V_p$ )とS波速度( $V_s$ )より、以下の算式を用い、動的変形係数を求めた。

$$\cdot \text{ポアソン比 } \nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 1}$$

$$\cdot \text{剛性比 } G = \rho \times V_s^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\cdot \text{変形係数 } E = 2G(1 + \nu) \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 $V_p$ : P波速度(m/s)、 $V_s$ : S波速度(m/s)、 $\rho$ : 密度(g/cm<sup>3</sup>)

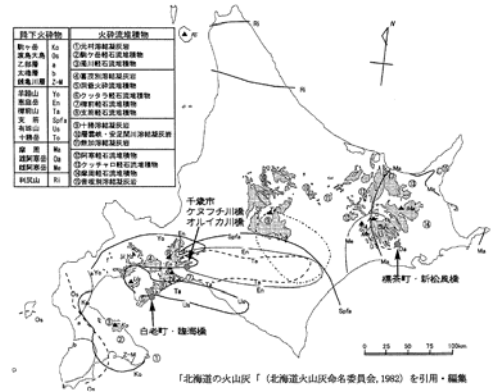


図-1 調査箇所

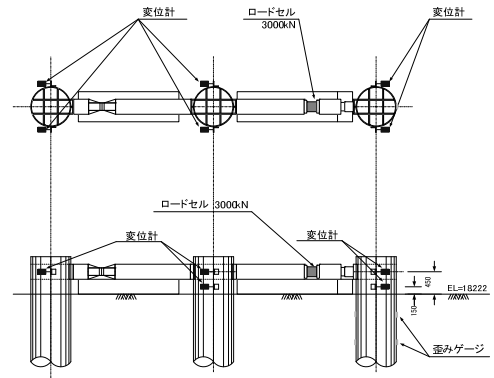


図-2 荷重装置概要



写真-1 荷重装置全景

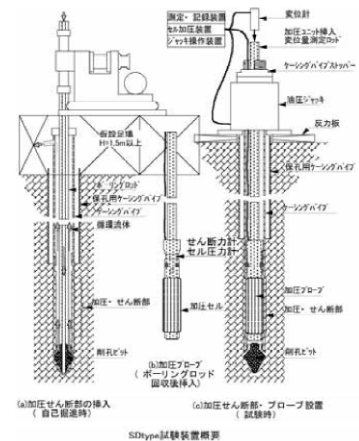


図-3 原位置せん断摩擦試験(SBIFT)

#### 4. 試験結果

試験結果を以下に示す。

表—2 試験結果

サイト名	深度 (m)	土質	N値	孔内水平 載荷試験 E(kN/m <sup>2</sup> )	SBIFT		PS検層	
					c(kN/m <sup>2</sup> ), φ (°)	E (kN/m <sup>2</sup> )	P波速度 Vp(m/s)	S波速度 Vs(m/s)
千歳市A	-7.5	中砂	15.0	3,677	c=48.1, φ=14.9	7,800	1,500	120
	-9.0	中砂	3.0	1,571	c=21.2, φ=4.0	4,594	1,500	230
千歳市B	-3.9	火山灰質粗砂	5.0	1,671	c=18.8, φ=5.8	4,490	410	130
	-5.0	礫混り火山灰質粗砂	9.0	2,556	c=28.1, φ=9.2	7,032	1,300	110
白老町	-7.5	火山灰質中粗砂	13.0	10,980	c=3.2, φ=28.6	20,721	660	260
	-9.5	軽石混り火山灰質中砂	17.0	12,240	c=2.1, φ=30.9	25,135	660	260
標茶町	-6.0	細砂	47.0	17,470	c=0.4, φ=35.3	35,822	1,500	290
	-7.0	細砂	48.0	15,660	c=1.5, φ=34.4	30,591	1,500	290

表—3 各種試験による変形係数E (kN/m<sup>2</sup>)

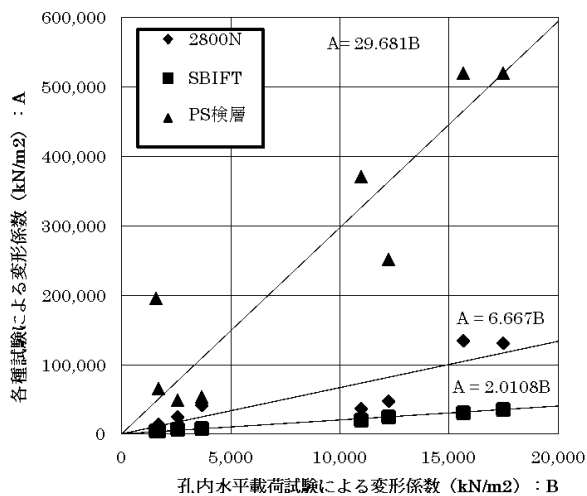
サイト名	深度 (m)	孔内水平載荷試験	N値(E=2800N)	SBIFT	PS検層
千歳市A	-7.5	3,677 (1.00)	42,000 (11.42)	7,800 (2.12)	54,000 (14.69)
	-9.0	1,571 (1.00)	8,400 (5.35)	4,594 (2.92)	196,000 (124.76)
千歳市B	-3.9	1,671 (1.00)	14,000 (8.38)	4,490 (2.69)	65,000 (38.90)
	-5.0	2,556 (1.00)	25,200 (9.86)	7,032 (2.75)	49,000 (19.17)
白老町	-7.5	10,980 (1.00)	36,400 (3.32)	20,721 (1.89)	371,000 (33.79)
	-9.5	12,240 (1.00)	47,600 (3.89)	25,135 (2.05)	251,000 (20.51)
標茶町	-6.0	17,470 (1.00)	131,600 (7.53)	35,822 (2.05)	520,000 (29.77)
	-7.0	15,660 (1.00)	134,400 (8.58)	30,591 (1.95)	520,000 (33.21)

※( )内は、孔内水平載荷試験による変形係数を1.0とした場合の比。

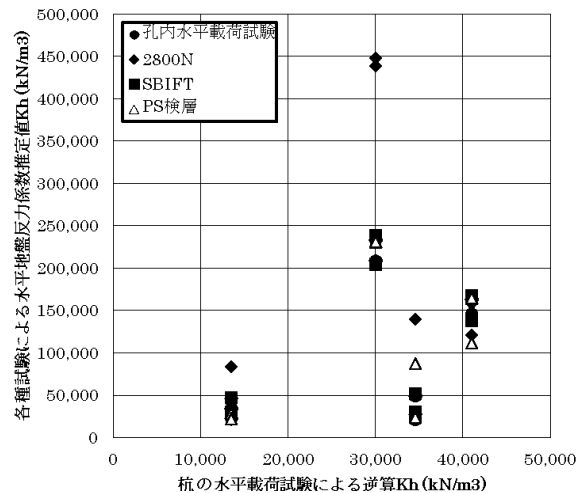
表—4 各種試験による水平地盤反力係数  $k_H$ (kN/m<sup>3</sup>)

サイト名	杭の水平載荷試験 逆算 $k_H$	孔内水平載荷試験 $k_H=4 \times E_0 / 0.3$	N値 $k_H=1 \times 2800N / 0.3$	SBIFT $k_H=2 \times E_0 / 0.3$	PS検層 $k_H=(4/30) \times E_0 / 0.3$
千歳市A	34,556	49,027 (1.42)	140,000 (4.05)	52,000 (1.50)	24,000 (0.69)
		20,947 (0.61)	28,000 (0.81)	30,627 (0.89)	87,111 (2.52)
千歳市B	13,541	22,280 (1.65)	46,667 (3.45)	29,933 (2.21)	28,889 (2.13)
		34,080 (2.52)	84,000 (6.20)	46,880 (3.46)	21,778 (1.61)
白老町	40,997	146,400 (3.57)	121,333 (2.96)	138,140 (3.37)	164,889 (4.02)
		163,200 (3.98)	158,667 (3.87)	167,567 (4.09)	111,556 (2.72)
標茶町	30,000	232,933 (7.76)	438,667 (14.62)	238,813 (7.96)	231,111 (7.70)
		208,800 (6.96)	448,000 (14.93)	203,940 (6.80)	231,111 (7.70)

※( )内は、一軸圧縮試験による変形係数を1.0とした場合の比。



図—4 孔内水平載荷試験による変形係数Eと各種試験による変形係数Eとの関係



図—5 杭の水平載荷試験による地盤反力係数 $k_H$ と各種試験による地盤反力係数 $k_H$ との関係

## 5. 考察

### (1) 各種試験における変形係数 $E$ の比較

孔内水平載荷試験により求めた変形係数と、各種試験により求めた変形係数を比較する(表-3, 図-4)。

表-1で示したとおり、道路橋示方書<sup>3)</sup>およびNEXCO試験方法<sup>4)</sup>では、孔内水平載荷試験による変形係数に対し、標準貫入試験による推定方法では4倍、原位置せん断摩擦試験による推定方法では2倍の関係である。

図-5で示すとおり、原位置せん断摩擦試験(SBIFT)では1.89~2.92(近似直線では2.01)と、既往の推定法と概ね合致した。標準貫入試験では3.32~11.42(近似直線では6.67)と多少ばらつきがあるものの、概ね既往の推定法である4倍の周辺に分布した。

動的試験においては、PS検層の結果では19.17~124.76(近似直線では29.68)と、高い値となり、また、大きくばらつく分布となった。これは、ひずみレベルが小さいことによるものと考えられ、両者の相関についてデータを蓄積し、補正係数 $\alpha$ の設定や適用条件について検討する必要があると考える。

### (2) 杭の水平載荷試験による水平地盤反力係数 $k_H$ との比較

各種試験により推定した地盤反力係数と、杭の水平載荷試験による水平地盤反力係数 $k_H$ を比較する(表-4, 図-5)。

地盤反力係数の推定方法は式(2)によることとし、PS検層による推定方法については、孔内水平載荷試験との関係から、 $\alpha = 4 \div 30 = 1.333$ を用いることとした。

図-5に示すとおり、杭の載荷試験結果と各種試験による推定値に一定の関係が見られなかった。これは、当該橋梁が、既に供用中の橋梁であるため、ボーリング掘削箇所に制約があるなど、必ずしも試験杭と同一地盤条件となっているわけでは無かったことや、原位置試験は、特定の深度の地盤特性であり、 $1/\beta$ 区間全体の代表値となっているわけではないこと等が考えられる。

## 6. まとめ

本報では、原位置試験に着目し、変形係数について、他の試験のデータとの比較検討により考察を行った。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 孔内水平載荷試験による変形係数に対し、原位置せん断摩擦試験による変形係数の推定結果は、2倍程度と、既往推定方法と整合が見られた。
- (2) 孔内水平載荷試験による変形係数に対し、標準貫入試験による変形係数の推定結果は、6.67倍と、既往推定方法と整合が見られた。
- (3) 動的試験(PS検層)では、ひずみレベルの違いから、大きく傾向が異なった。両者の相関について、比較検討を実施する必要がある。
- (4) 各種試験により推定した地盤反力係数と、杭の水平載荷試験による水平地盤反力係数 $k_H$ を比較したが、今回の調査では一定の関係は見られなかった。

変形係数は、厳密には、対象とする構造物が与えられて、目標とするひずみレベルが定まった上で決定すべきものとする。本来統一的な評価方法はなく、直接基礎、杭基礎、ケーソン等、基礎構造物の違いや、常時・地震時などの荷重条件の違いによって評価方法が異なるべきものとする。今後は、性能規定設計の推進を念頭に、基礎構造の合理的な調査手法、設計手法確立に努めたい。

### 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, 1996.12., pp.1-566
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, 2012.3., 634p
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, 2012.3., pp.283-287
- 4) NEXCO：NEXCO 試験方法 第5編 基礎工関係試験方法, 2009.7.
- 5) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説 (第一回改訂版), 2010.5., 63p

室蘭工業大学大学院 学生会員 ○海谷 宣弘  
室蘭工業大学大学院 国際会員 川村 志麻  
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一

## 1. はじめに

近年、我が国では地球温暖化に起因すると考えられるゲリラ豪雨や大型の台風などの異常気象の影響により、土石流や斜面崩壊に代表される土砂災害が多発している。2011年の紀伊半島を中心とした集中豪雨では大規模な土砂災害が多発し、多くの犠牲者を出した。元来、台風等の被害の少ない北海道においても、2003年の台風10号や2006年の台風10号、2011年の台風12号や台風15号によって土砂災害が発生している<sup>1)</sup>。特に、急峻な地形を有する我が国においては斜面災害に対する精緻な対策法の提案が急務であると言えよう。このような斜面災害に対する対策の1つとして、災害発生を未然に防ぐ予知・予測法が数多く提案されている<sup>2)~6)</sup>。例えば、時間雨量や累計雨量などの雨量指数を用いた広域危険度評価手法もその1つである。しかしながら、広域危険度評価では地域特性や降雨特性が異なることから、その適用には上述の特性を考慮する必要があることが指摘されている<sup>7)</sup>。

本研究では凍結・凍上融解作用を受けている自然斜面に、土壌水分計、テンシオメータ、層別沈下計などの計測機器を設置し、長期間に亘りそれらのデータを収集し、斜面内で生じている変形や間隙圧、土壌水分の変化の特徴を把握した。また、新たに本斜面において発生した表層流動について土壌水分の変化に着目した検討を行った。それらの検討結果と得られたデータにもとづいて、安定性評価を行う上での簡易手法について検討を行ったので、ここではそれを報告する。

## 2. 斜面の状況と気象の特徴

### 2.1 計測斜面の状況

計測地点を図-1に示す。計測地点は、伊達市南黄金町にある国道37号線沿いの高さ23m、斜面勾配40°程度のり面である。対策工として高さ1.2~6.4mのコンクリート擁壁と軽量のり枠が既設されている<sup>9),10)</sup>。のり面中段以上は未固結な泥流堆積物からなり、全域にわたり表面水の流出により浸食が進みのり枠工が浮いた状態である。またのり面の中腹からは地下水の浸みだしが認められ、表層にゆるみが確認できる。

計測斜面の様子を写真-1に示す。計測機器の種類は、斜面変位を計測する層別沈下計(4本)、傾斜計(1本)、斜面内状況を計測する誘電率型の土壌水分計(4本)、テンシオメータ(2本)、温度計(3本)、斜面周辺の気象状況を把握する降雨計(1個)、積雪深計(1個)であり、それらの配置平面図を図-2、計測機器の断面図を図-3に示す。

なお、図中の付記した数値は設置深さを示している。それぞれの計測機器は斜面と垂直に埋設されている。土壌水分計については、土壌水分計2、土壌水分計3を2010年3月に故障のため撤去しており、2010年7月から新たに土壌水分計4を設置した。現在、土壌水分計1と土壌水分計4が可動している。なお、層別沈下計、テンシオメータについては、2011年12月以降、凍結・凍上や斜面表層の流動の影響により計測不能となっている。

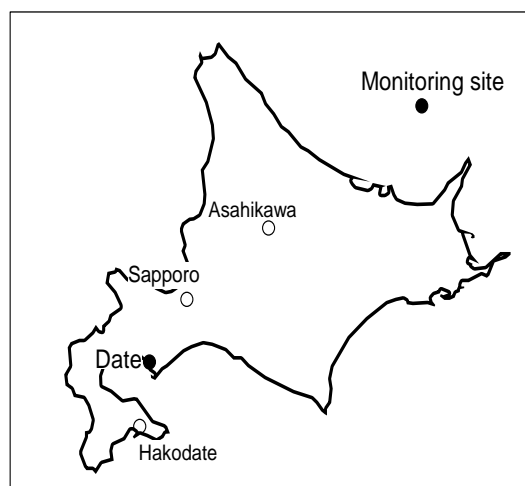


図-1 計測斜面位置

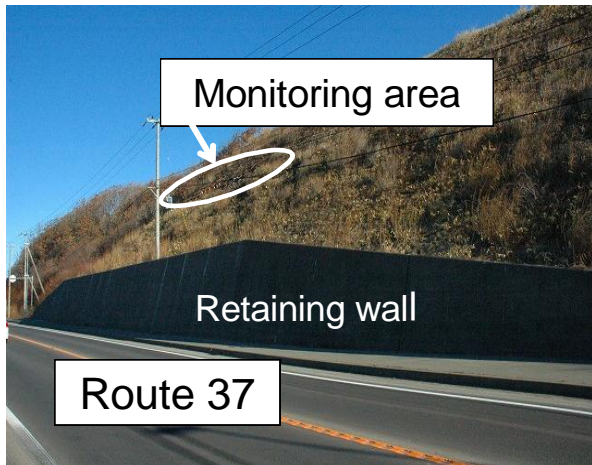


写真-1 計測斜面状況

## 2. 2 計測斜面の地形・気象の特徴

計測は2008年12月1日から継続して行っている。計測斜面は、表層は客土が堆積し、それ以下はシルト混ざり角礫(強風化土)の凝灰角礫岩から構成されている。また、計測期間中の豪雨や冬期間における凍結・融解作用の影響を受け、表層流動が確認されている。

斜面表層から採取した試料と土壌水分計1の設置点における深さ方向の試料の示標特性を表-1に示す。表より、常時においても斜面表層部分の自然含水比  $w_n$  は液性限界  $w_l$  にかなり近い値であることがわかる。このことは、この斜面が1年を通して降雨などによる表面水ならびに地下水の影響を受けやすいことを示している。

当該斜面の気温 ( $T_A$ )・地温 ( $T_G$ )・雨量の変化を図-4に示す。凍結融解履歴回数を算出すると、2008年では7回、2009年12回、2010年では27回、2011年では25回となっている。2010年と2011年に凍結融解履歴回数が増加した理由については、3月に気温が氷点下になる日が増えたことに影響していると考えられる。なお、この履歴回数は2009年から2011年では深さ5cmの地温計において  $0^\circ\text{C}$  を下回った回数、2012年では深さ30cmにおいて  $0^\circ\text{C}$  を下回った回数として評価している。ここで、算出した地温計の深さに違いはあるが、これは年々表層部が流動したため、地表面としての評価が変化したことによる。

一方、降雨量の変化では、2010年8月

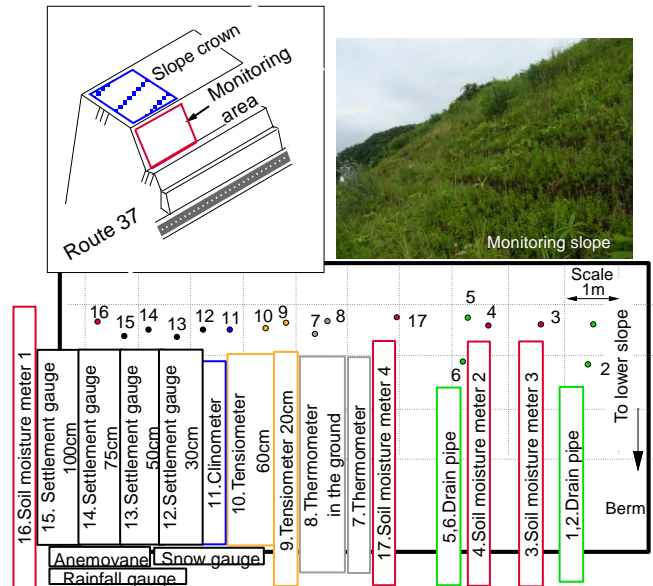


図-2 計測機器配置図(平面図)

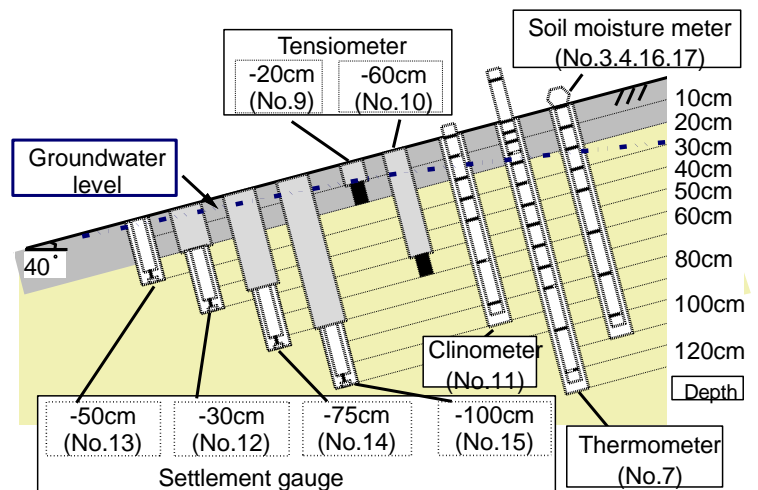


図-3 計測機器配置図(断面図)

表-1 示標特性

	Natural water content $w_n$ (%)	Liquid limit $w_l$ (%)	Plastic limit $w_p$ (%)
Soil moisture meter 1	76.46	60.25	43.02
Settlement gauge	69.62	65.27	46.90
Soil moisture meter 3	75.26	56.80	41.36
Soil moisture meter 4	78.44	58.73	33.03
Soil moisture meter 1 -20~40cm	40.43	51.94	25.76

Soil moisture meter	Depth (cm)	$w_n$ (%)	$\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$\rho_{\text{max}}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$\rho_{\text{min}}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	$D_{50}$ (mm)	Uc
Soil dressing Volcanic soil with silt (Strong weathering soil)	0-20	64.07	2.59	1.09	0.827	0.30	5.25
	20-40	40.43	2.73	1.13	0.861	0.62	8.09
	40-60	45.77	2.78	1.04	0.810	0.70	7.58
	60-80	47.47	2.75	1.06	0.822	0.51	7.00
	80-100	47.96	2.78	1.02	0.793	0.89	8.46
	100-120	52.69	2.79	0.960	0.752	0.72	8.17

$$\rho_s = 0.915 \text{ g}/\text{cm}^3$$



11日21時の時間雨量は49.5mmとなっている。これは室蘭地方気象台において観測史上8番目の時間雨量となっており、計測期間中に記録的な豪雨に見舞われていることがわかる。

図-5は最大集水地点(図-6参照)での集水量を2009年4月からの経時変化として示している。すべての年において降雨後は集水量が増加する傾向にある。前述のように2010年は、夏期の記録的な豪雨により最大集水量が2143ml/minになった。写真-2に最大集水地点の集水状況を示す。写真からも、この斜面から湧水・表面水が排出されていることがわかる。それにより計測

機器設置点下部の小段は、1年を通して泥濘状態となっていることを現地調査においても確認している。また、融雪期における集水量は、2010年度が2009年度より1ヵ月ほど遅れて減水している。これは、2010年度が比較的厳冬であり、融雪期になっても気温が上がらず、雪や地中の凍った土壌の融解が遅かったことに起因していると考えられる。なお2012年の集水量については、斜面表層の流動によって同地点での計測が

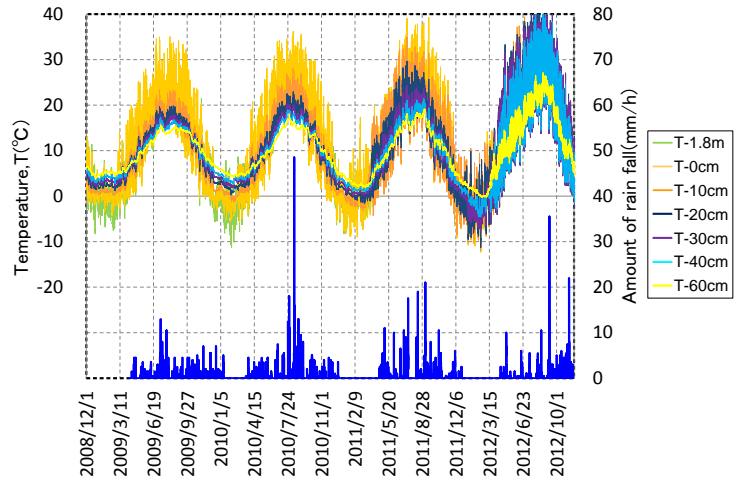


図-4 気温・地温の変化

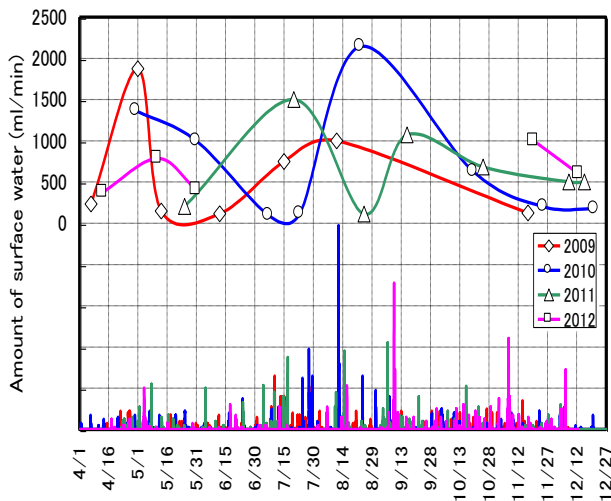


図-5 最大湧水量の経時変化

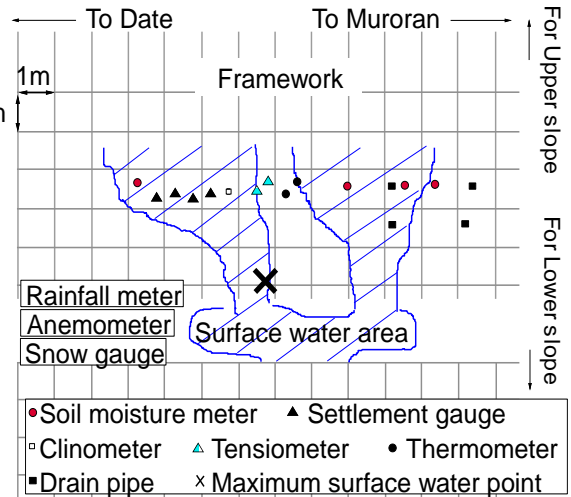


図-6 最大集水地点の位置(平面図)



写真-2 最大集水地点の状況

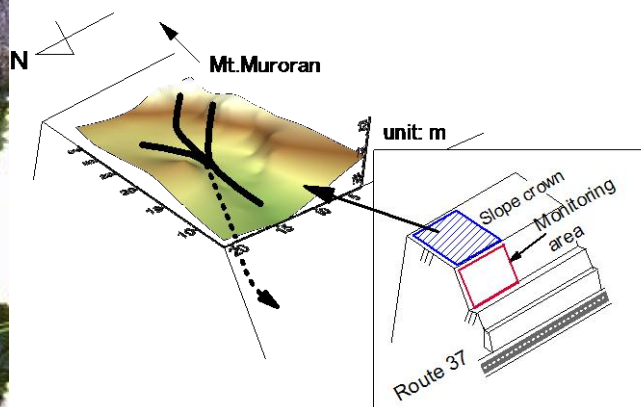


図-7 計測斜面天端部の地形



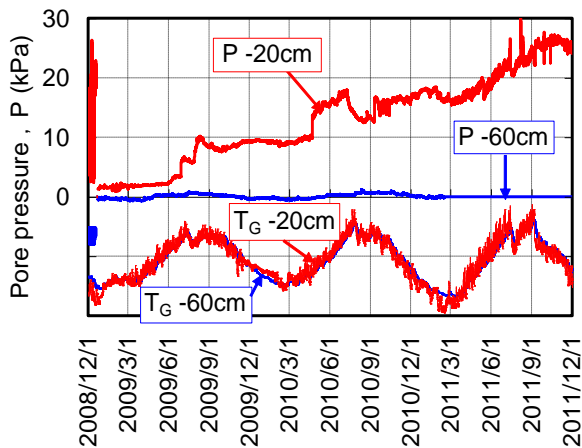


図-8 間隙圧と地温の変化

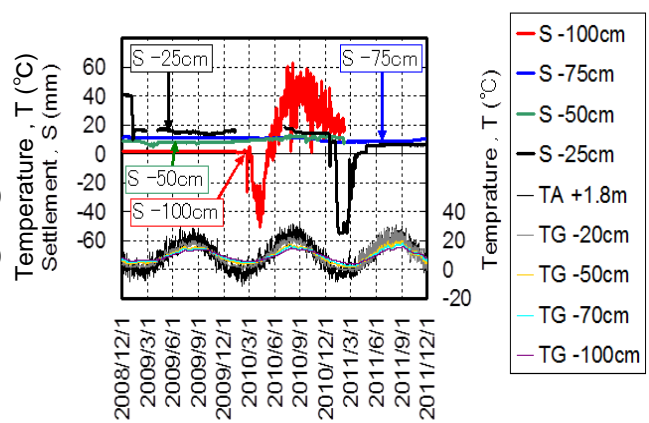


図-9 沈下計と気温の関係

困難となったため、一部、計測を行っていないが、その傾向は2010年のものに近いようである。

次に、計測斜面の湧水について地形的な要因を検討する。図は計測斜面の天端部の地形を三次元表記したものである。なお、地形は測量データをもとにKringing法によって推定したものである。図中には現地調査においても確認された水道とその浸透方向も示している。図-7より、計測斜面天端部は室蘭岳方面において地盤が急激に高くなっており、またその周辺も同じように高く、窪地のような地形を有することがわかる。計測された水道については現地調査の結果から、大部分が計測斜面方向へ流出していることが明らかとなっている。天端部も計測斜面と同様に、シルト混ざり角礫（強風化土）で構成されていると考えられるため、降雨・融雪水が直接水道を通り、最終的に斜面内に浸透していると推測される。このような地形特性が本計測斜面の湧水・表面水に影響を及ぼしていることが考えられる。

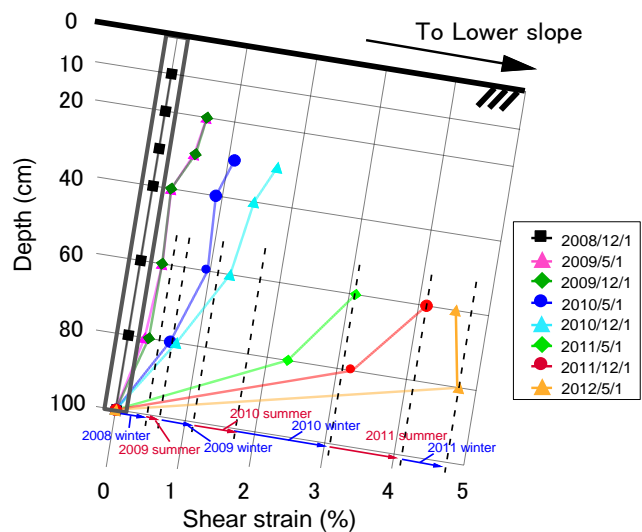


図-10 斜面断面方向のせん断ひずみ分布

### 3. 当該斜面の代表的な現地計測結果

計測データは10分間隔で取得しており、以下の結果・考察では、60分毎に抽出したデータを用いて議論している。

テンシオメータから収集したデータを用いて斜面内の間隙圧の変化を図-8に示す。図より、深さ20cm地点の値は常に正圧を示しており、深さ60cm地点では負圧から0程度の値を示している。

このことから計測斜面では常に飽和に近い状態であり、斜面表層部では変状を起こす危険性が極めて高いことがわかる。また、いずれの年においても融雪期から夏にかけての地温の上昇と共に、表層の間隙圧に大きな変化が現れることから、当該斜面においても凍結融解作用が表層地盤に与える影響は大きいことが明らかである。

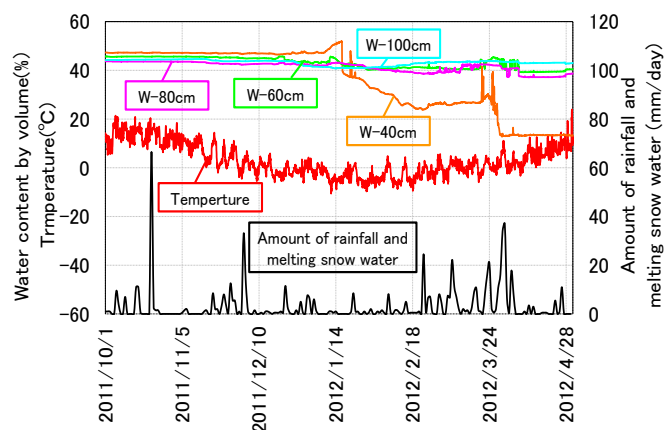


図-11 計測期間中の土壌水分の変化

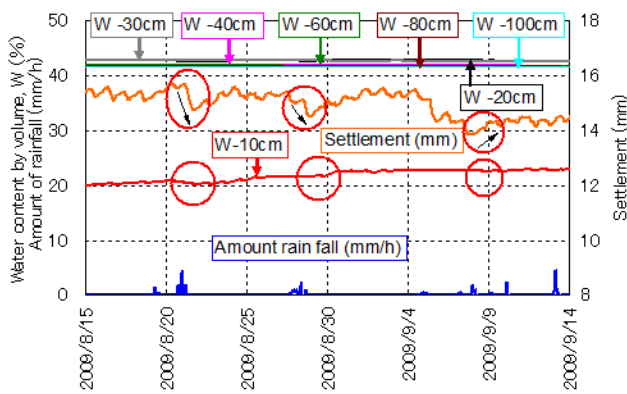


図-12 夏期の土壌水分の変化

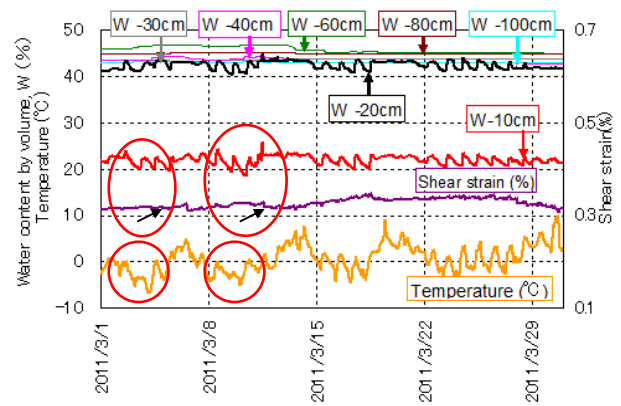


図-13 冬期の土壌水分の変化

次に気温変動ともなう沈下量の変化を図-9に示す。沈下量は、斜面垂直下方向に沈下することを正、斜面垂直上方向に浮き上がることを負として表示している。図より、深さ25cm地点の値が2011年1月7日から大きく減少していることがわかる。これは冬期間における凍結凍上の影響によるものと考えられる。また、2011年3月1日から大きく増加していることについては、気温の上昇によって斜面表面が融解し、斜面垂直下方向へ変位したことに起因している。

傾斜計より収集したデータをせん断ひずみに変換したものを図-10に示す。2010年5月以降のデータについては、表層部の流失によって正確に計測することができなくなったため、60cm以深のデータのみ表示している。図より、確実に斜面下部方向へと変化しており、2010年冬期以降は急激に増加していることが明らかである。また、夏期と冬期について比較すると、いずれの年においても冬期間の変位量が大きいことがわかる。このことから、計測斜面では凍結・凍上融解作用による影響が大きいことがわかる。また、夏期でも変位が発生していることから、夏期の降雨による影響も無視できないと言える。いずれにしても当該斜面は厳しい自然環境下にあることが明らかである。

計測期間中の土壌水分の変化を図-11に示す。なお土壌水分は体積含水率として表示している。図より夏期の降雨による影響よりも、冬期から融雪期における土壌水分の変化が大きいことがわかる。このことから積雪寒冷地では凍結融解作用による斜面内の変化は無視できないと言える。図-12、図-13は、夏期(2009年8月15日-2009年9月14日)と冬期(2011年3月1日-2011年3月31日)における気温・降雨の変化ともなう土壌水分の変化の代表例を示している。図より、夏期では降雨時、冬期では気温上昇による融解により土壌水分が上昇していることが確認される。その後、排水(減少)過程において、微小ではあるが、変位が進行している<sup>8)</sup>。これは、崩壊現象がどの過程において生じるかを示すものであり、崩壊を予測する上では有用な情報である。

計測斜面における各年度の測量結果を示す。斜面の平面の変位を図-14に、各断面の変位を図-15、図-16、図-17に示す。なお2-2では測量点の流動より2008年度のみとなっており、2012年度についてはすべての点において測量点の表層流動によって計測を行っていない。斜面平面図の変位量を見ると、2008年度では微小ではあるが冬期間において斜面右方向へ変位している。しかしながら、2010年度では変位量が急増し最大で約10cmの変位が確認された。このことより、2010年度における凍結・凍上の影響が非常に大きかったことが伺える。また、変位方向について凍上時は斜面右方向に変位しているが、融解時には斜面左方向へ変位している。次に斜面断面図の変位量を見ると、2008年度の冬期間では複数の点で数cmの浮き上がりが確認される。特に2010年度の冬期間では最大で12cmの浮き上がりがあった。また融解後の測量では初期位置よりも斜面下部方向への流動が確認できる。以上のことから、凍結融解履歴の影響は無視できないことが測量の結果からも示された。

#### 4. 当該斜面で発生した表層流動の状況

2012年の冬期から春期にかけて、計測斜面内の2地点において融雪水と降雨の影響と考えられる表層流動

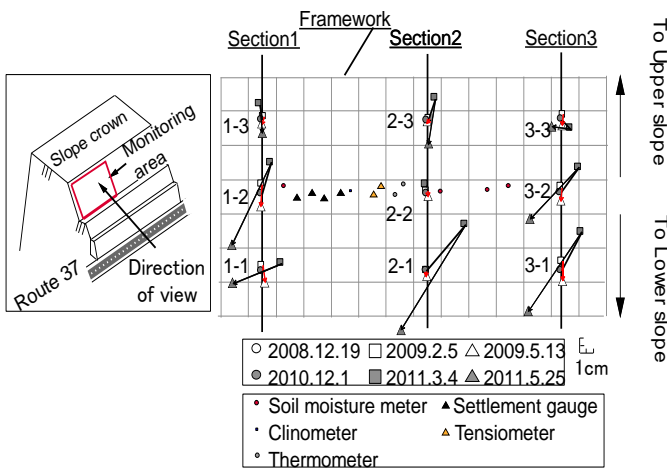


図-14 測量による斜面平面の変位

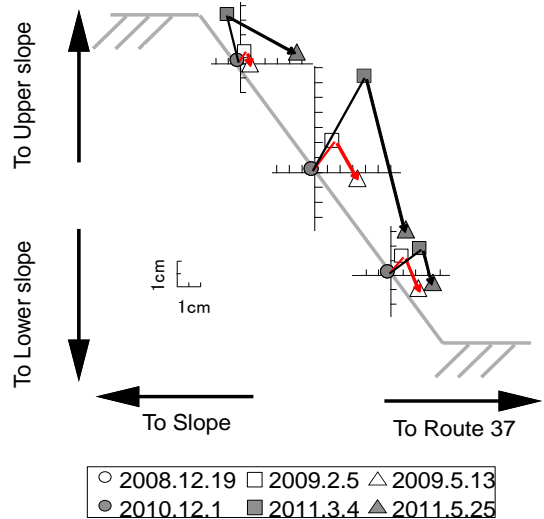


図-15 測量による断面 1 の変位量

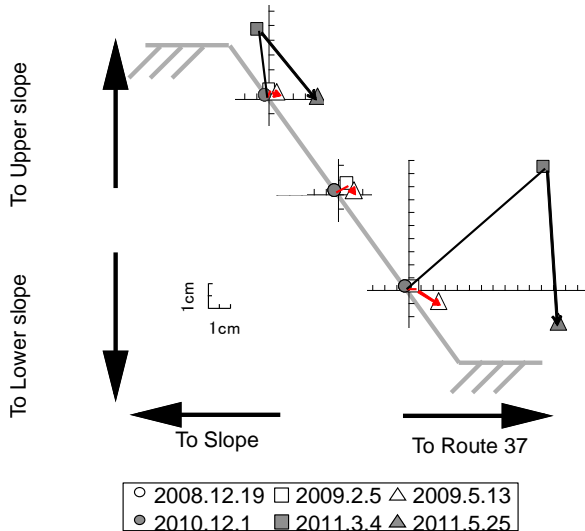


図-16 測量による断面 2 の変位量

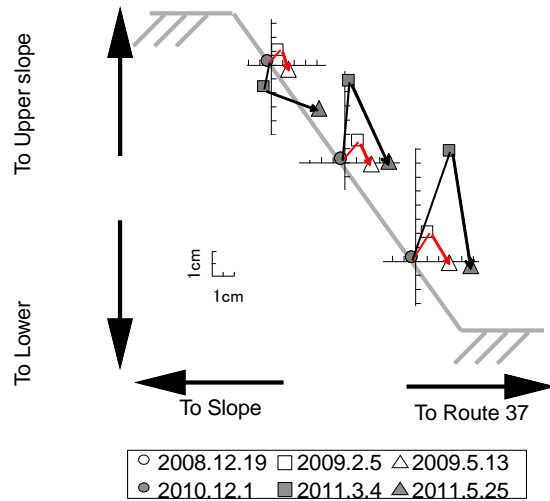


図-17 測量による断面 3 の変位量

が確認された。特に、湧水のしみ出しが多く確認された地点で流動が発生しており、土壌水分量の変化と表層流動の発生に密接な関係が得られた。これらの発生地点は、既設されている軽量法枠の浮き上りや腐食が顕著に進み、対策工としての効果が期待できない箇所である。なお、軽量法枠の腐食の少ない地点では表層地盤の劣化は非常に小さいことを確認している。ここでは、特に土壌水分計 4 周辺で発生した表層流動について土壌水分、融雪水、傾斜計の変位を用いた考察を行った。

#### 4. 1 表層流動箇所の状況

写真-3 は表層流動箇所の初期状態、写真-4 は流動後の写真を示す。両写真を比較すると、地盤が斜面下部方向へ流動していることがわかる。また、表層の流動によって土壌水分計 4 が約 40cm むき出しになっている。この箇所での表層流動前後の測量結果にもとづいて作成した立体図を図-18 に示す。図より、流動域は幅約 2m、高さ 3m の範囲で発生している。測量結果にもとづけば、流出土量は約 2m<sup>3</sup> と推測されている。なお、現地調査にて流出した土砂は斜面下部方向に堆積していることを確認している。

この原因を考察してみた。計測斜面の冬期間における積算寒度を図-19 に示す。積算寒度から、2011 年度は近年に比べ、特に厳しい環境であったことが伺える。また、この期間の現地調査の結果からも斜面表層の凍結が顕著であることが明らかである（写真-5 参照）。





写真-3 流動地点の初期状態

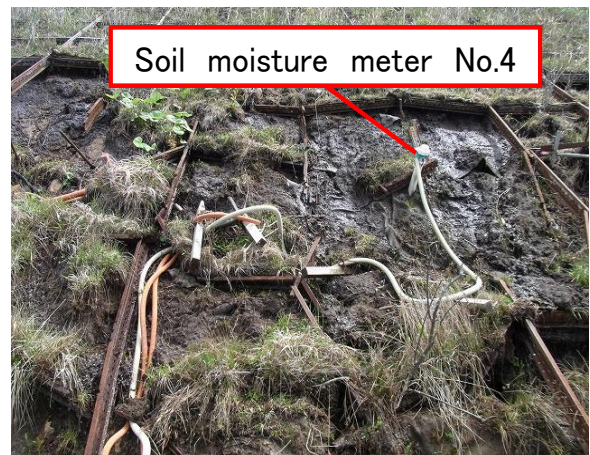


写真-4 表層流動の状況

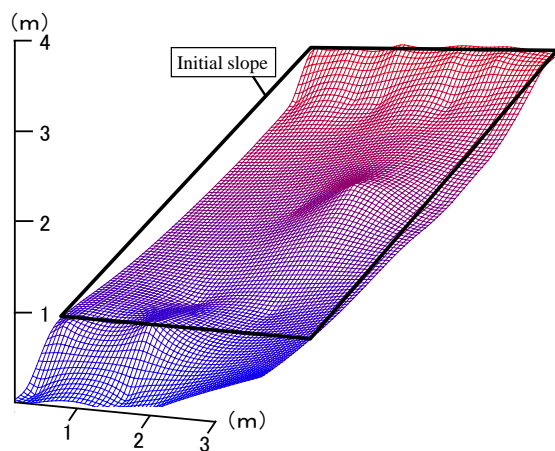


図-18 流動地点の立体図

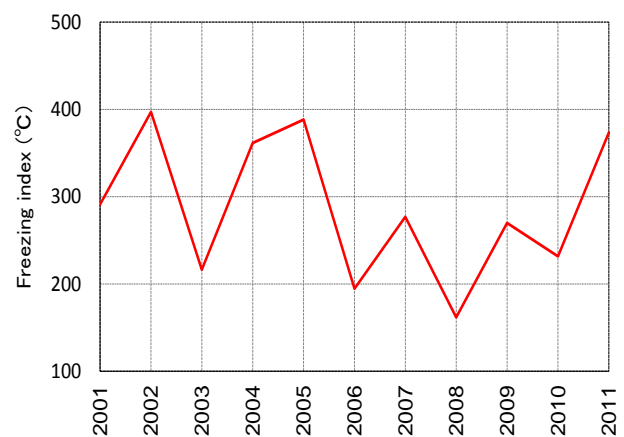


図-19 計測斜面の積算寒度

#### 4. 2 計測結果の一考察

土壌水分と総水量の変化について検討を行った。土壌水分計4から得られた計測データのうち、2012年の融雪期において特に土壌水分の変化の大きい期間のデータを図-20に示す。なお、総水量とは降雨量と融雪量の和のことを示しており、融雪量は改良型ディグリー・デー法<sup>13)</sup>を用いて算出を行っている。融雪水の増加によって深さ40cm付近の土壌水分に大きな変化が見られる。特に、3月25日の融雪水の増加によって土壌水分に大きな変化が現れている。それ以降は融雪水や降雨によって土壌水分の深さ40cm付近に変化が見られなくなった。

土壌水分量の大きな変化が現れた同時刻の傾斜計の変位量を図-21に示す。傾斜計においても土壌水分計と同様に、融雪水の増加にともなってすべての深度で変化が現れていることがわかる。土壌水分量の変化が確認された時期とほとんど相違がないことから、3月25日に表層流動が発生したものと推測される。

既往の研究結果<sup>8)</sup>によって示された初期含水比と崩壊時含水比の関係(図-22参照)を用いて、今回の表層流動についての検討を行った。図中には当該斜面で発生した表層流動時の体積含水率を含水比に換算して記載している(△印参照)。図より、今回当該斜面で発生した表層流動時のデータは既往の研究で提案されて



写真-5 斜面表層の凍結状況

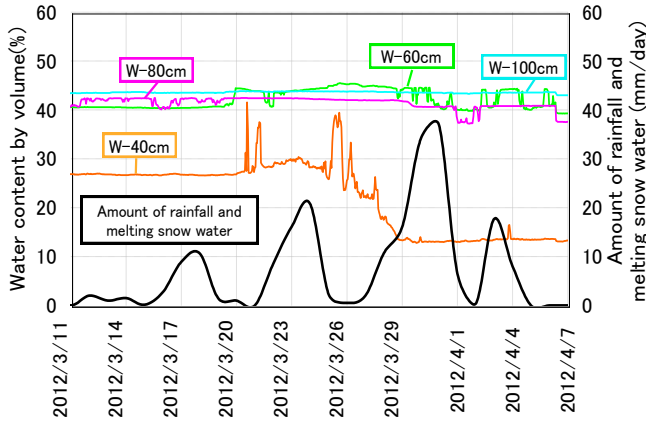


図-20 融雪水と土壌水分の関係

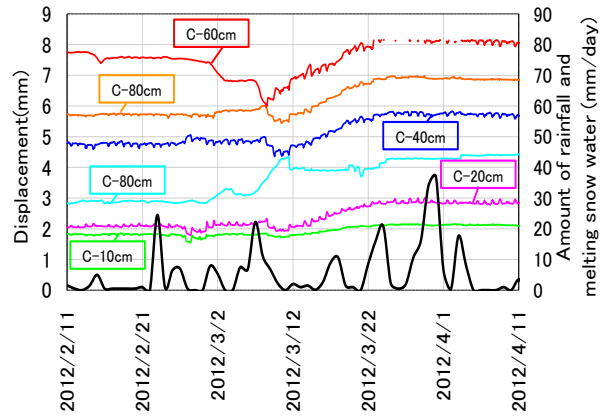


図-21 融雪水と斜面変位の関係

いる簡易危険度評価式 (図中の式 (1))<sup>8)</sup> によって良く評価できることが明らかである。また、表-1 で示した液性限界の値は、式 (1) 上にあることがわかった。このことから、当該斜面で発生した崩壊は凍結融解作用の評価に加えて、土中水分の評価の重要性が改めて示された。

### 5. 斜面内の土壌水分量変化の推定

上述のように、斜面崩壊時の安定性を評価するためには、土中水分の評価が重要であることが示された。ここでは、この土壌水分の変化について、さらに詳細な検討を加えてみた。既往の研究結果<sup>8)</sup>および本研究においても、土壌水分の排水 (体積含水率の減少) 過程において変位が生じることが示されている。そこで、その排水 (減少) 過程の推測が重要であると考え、近似式の提案を行った。近似式は以下のとおりである。

$$\theta = \kappa e^{-\alpha(t'/T)} \quad (1)$$

ここで、 $\theta$ は体積含水率 (%),  $t'$ は減少過程開始時からの経過時間を示し、 $T$  は計測期間、 $\kappa$ は最大体積含水率 (%),  $\alpha$ は傾きである。

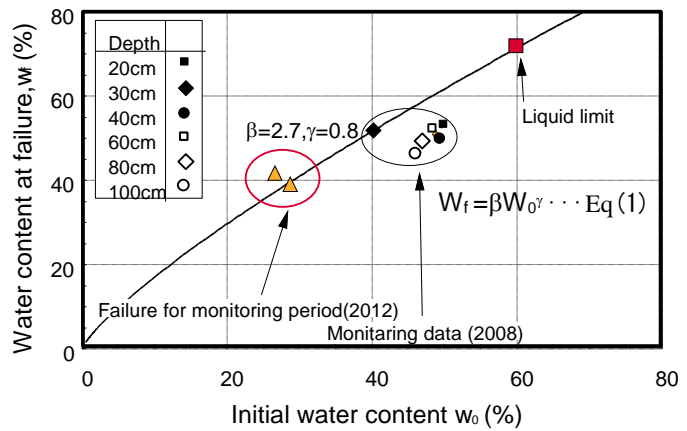


図-22 初期含水比と崩壊時含水比の関係

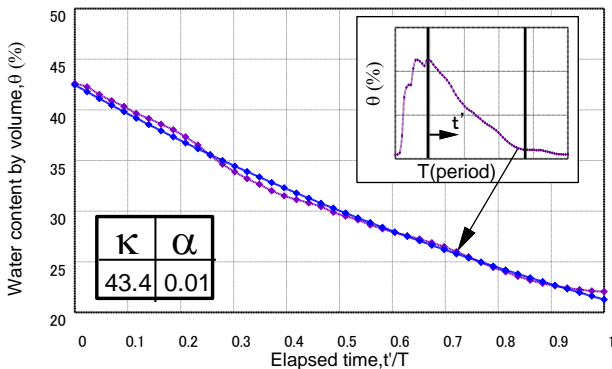


図-23 夏の排水過程の近似結果 (2009 年度)

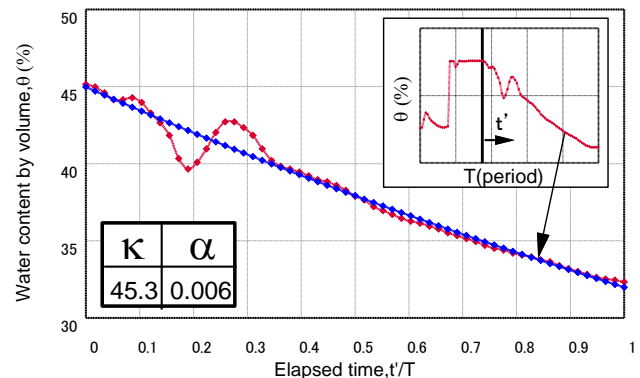


図-24 冬の排水過程の近似結果 (2008 年度)

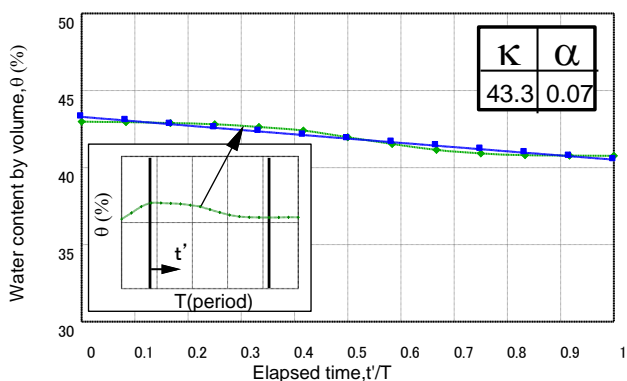


図-25 融雪期の排水過程の近似結果 (2010 年度)

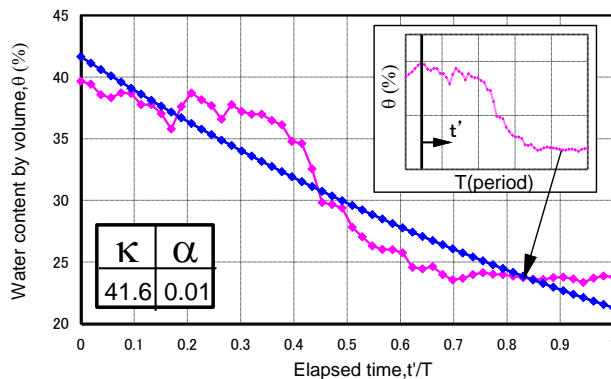


図-26 崩壊時の排水過程の近似結果 (2011 年度)

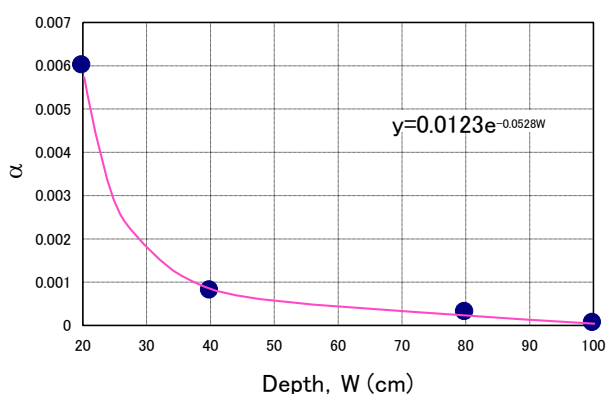


図-27 αの深さ方向の変化 (融雪期)

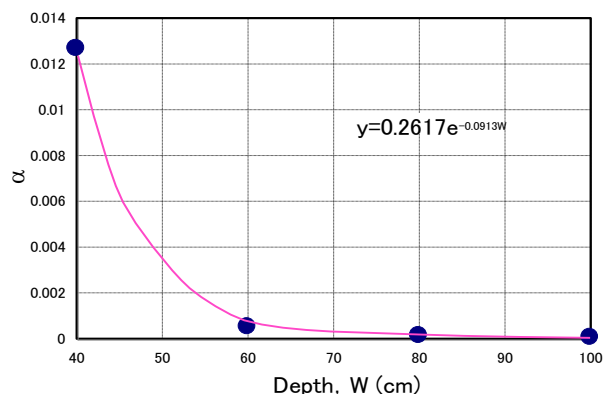


図-28 αの深さ方向の変化 (崩壊時)

図-23, 図-24 は, 夏期と冬期において変位が顕著に生じた期間 (夏期は 2009 年 8 月 20 日-2009 年 8 月 23 日, 冬期は 2008 年 12 月 19 日-2008 年 12 月 23 日) の計測結果とそれにもとづいて近似した結果を示している. 図中の計測結果は夏期では深さ 20cm 地点, 冬期では深さ 10cm 地点のものである. この期間に示す  $\kappa$  は夏期では 42.6%, 冬期では 45.2%, 傾き  $\alpha$  は 0.01 と 0.006 であり, 排水 (減少) 過程における夏期と冬期との間に大きな相違はない. 融雪期 (2011 年 3 月 8 日-2011 年 3 月 13 日) における深さ 20cm 地点の土壤水分の変化の近似結果を図-25 に示す. 得られた  $\kappa$  と  $\alpha$  はそれぞれ 43.3% と 0.07 となっており, 夏・冬期間とほぼ同値を示している. 次に, 前述の表層崩壊時 (2012 年 3 月 25 日-3 月 28 日) の排水過程における深さ 40cm 地点の結果を図-26 に示す.  $\kappa$  と  $\alpha$  はそれぞれ 41.6% と 0.01 となっており, 前述の結果と同様に, 期間や挙動の変化による変動はない.

次に, 深さ方向の違いによる各係数の変化を調べてみた. 代表的なものとして上述の融雪期および崩壊時のものを用いている. なお  $\kappa$  については変化が小さいことから  $\alpha$  に関する結果を示す (図-27, 図-28 参照). 両図より, 比較的良好な関係が存在することがわかる. またその特徴として, 深さ方向に対して  $\alpha$  は指数的に減少している. よって, このような関係から深さ方向に対する影響も評価可能になる.

以上のことから, 対象とする斜面の土壤水分量の変化を推定することができれば, 斜面での安定性評価が可能になることが示唆された. 例えば, 次のような方法が考えられる. はじめに, 図-22 に示される安定性評価式から初期含水比と崩壊時含水比の関係を推定し, その後, 対象斜面の降雨・凍結融解等によって変動する初期含水比の変化を提案式 (1) の各係数に反映させる. 反映させた推定式と現地計測によってモニターされた土壤水分値から, 斜面崩壊が発生する含水比に対して危険度評価を行う. このような手法を用いることで, 斜面土中水分の経時変化を考慮した安定性評価を行うことができる.

いずれにしても, 上記の結果は, 土質特性や環境に影響されることが考えられることから, 今後, さらなる検討は必要である.



## 6. まとめ

現地計測を通して、斜面の変動を確認するとともに、土壌水分と斜面の変状を定量的に提示した。特に、斜面が受けている自然外力の個々の評価は、斜面の物性や環境によって種々変化することから、現地計測の重要性が改めて示された。得られた結果は以下のようである。

- (1) 計測斜面において凍結・凍上、融解（融雪）作用による影響は無視できない。
- (2) 土中水分量は降雨、気温、融雪量の変化に敏感に反応している。
- (3) 計測斜面にて発生した表層流動では、凍結融解作用と融雪水の影響が大きい。
- (4) 計測斜面では、排水（減少）過程に伴い変位が進行した。また、排水（減少）過程の土中水分量を近似した提案式は実斜面の気温、降雨量や融雪量による変化を良く表現する。

## 謝辞

本研究を進めるにあたり、国土交通省道路局新道路技術会議「道路政策の質の向上に資する技術研究開発（平成19年度採択 No.19-1：代表 三浦清一）」から研究補助が与えられた。また、（財）北海道道路管理技術センターから現地情報の提示を頂いた。さらに、データ整理に北海道大学大学院 横浜勝司先生、現地計測及びデータ整理に室蘭工業大学4年生 若田知子君の協力を得た。末筆ながら記して謝意を表します。

## 参考文献

- (1)長谷川和義 他21名：平成15年台風10号北海道豪雨災害調査団報告書，土木学会水工学委員会，pp.1-181，2004.
- (2)豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測，地盤工学会，pp.107-110，pp114-116，2006.
- (3)岡田憲治：土壌雨量指数，天気，Vol.48，No.5，pp.349-356，2001.
- (4)鈴木修，山村啓一，島村誠：実効雨量指数を用いた降雨時運転規制に関する研究，Technical review，JR East，Vol.21，pp.42-49，2007.
- (5)里見知昭，酒匂一成，安川郁夫，深川良一：主成分分析を用いた降雨に対する重要文化財後背面のリアルタイム崩壊危険度評価，土木学会論文集 C，Vol.65，No2，pp.564-578，2009.
- (6)酒匂一成 他4名：現地計測結果に基づく降雨による危険度指数と土中の間隙水圧の関係について，降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定評価に関するシンポジウム発表論文集，pp.291-294，2009.
- (7)大久保佳美，善功企，陳光斉，笠間清伸：北九州を対象にした土壌雨量指数と実効雨量の土砂災害危険度，降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定評価に関するシンポジウム発表論文集，pp.287-290，2009.
- (8)S. Kawamura and S. Miura：Stability evaluation of slope subjected to rainfall and freeze-thaw actions based on field monitoring，Advances in Civil Engineering (Online Access Journal)，Vol.2011，Article ID 867909，14pages，Hindawi Publishing Corporation (2011).
- (9)三浦清一：凍結融解作用を受ける斜面の崩壊予知・災害危険度評価システムの確立，国土技術政策総合研究所 平成19年度受託研究報告書，2008.
- (10)玉置和美，安達譲二：斜面現地計測に基づく降雨時の土壌水分の変化と排水パイプの影響，第45回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1823-1844，2010.
- (11)Cressie，N.A.C：Statistics for Spatial Date，John Wiley and Sons，Inc，pp.900，1991.
- (12)Journal，A.G，and Huijbregts，C：Mining Geostatistics，Academic Press，pp.600，1978.
- (13)河島克久，和泉薫：改良型ディグリー・デー法による日融雪量推定の精度検証，新潟大学災害復興科学センター年報(2)，2008.

## 火山灰質土によって構築した実大盛土斜面の現地計測と力学挙動評価

室蘭工業大学工学部	学生会員	○阿部	悠穂
室蘭工業大学大学院	国際会員	川村	志麻
北海道大学大学院	国際会員	三浦	清一
北海道大学大学院	国際会員	横浜	勝司
北海道大学大学院	学生会員	松村	聡
北海道大学大学院	学生会員	工藤	明日香
室蘭工業大学大学院	学生会員	海谷	宣弘

### 1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、冬期から春期にかけて生じる多量の融雪水や凍結融解作用による地盤の力学的劣化によって斜面災害が頻発している。また、北海道には火山灰質土を主体とした未固結な地盤が広範囲に分布しており、このことが斜面災害を増加させていると指摘されている。

斜面崩壊時の力学挙動を把握するため、既往の研究<sup>例えは</sup>では、火山灰質土に着目した斜面崩壊に関する室内模型試験が実施されており、火山灰質土で構成される斜面の崩壊メカニズムの考察が進められている。しかしながら、相似則、スケール効果に起因する誤差のため、室内模型実験により得られる結果の妥当性を議論することが困難な状況であった。

このような背景から、昨年度は幅 12m、高さ 5m 奥行き 2m の実物大試験盛土を構築<sup>2)</sup>し、自然外力を受けた条件の下で、斜面表層部および斜面内に給水することによって、斜面崩壊実験を実施している。その結果、給水量の増加に伴う局所崩壊を確認し、崩壊時含水比の分布特性の把握と崩壊予測法を検討した<sup>3)</sup>。

本報告では、昨年度に構築された実大盛土を基準とし、盛土体の側面、下部、背面の境界条件をより明確にした条件の下で、新たに盛土斜面を構築した。昨年と同様、土壌水分計をはじめ、地温計、雨量計、積雪計および加速度計を用いて、現地計測を行っているのを報告する。

### 2. 実大盛土斜面構築概要

#### 2.1 実大盛土斜面位置

構築した実大盛土斜面は、札幌市南区真駒内



図-1 計測地点

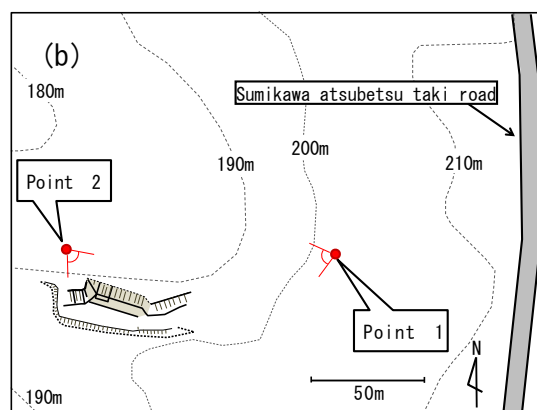
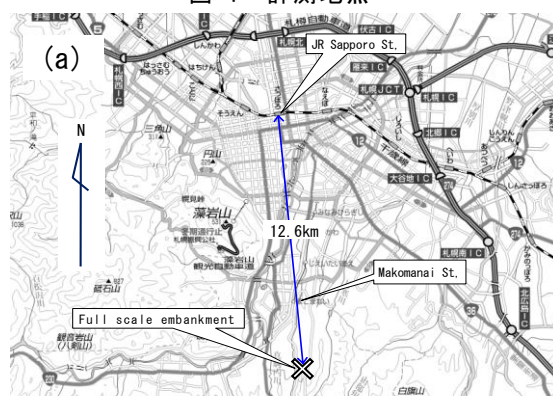


図-2 実大盛土斜面の位置：

(a) 札幌市中心部からの位置関係, (b) 斜面周辺の地形

Field monitoring of full scale embankment constructed by volcanic soil: Yuho Abe, Shima Kawamura, Nobuhiro Kaiya (Muroran Institute of Technology), Seiichi Miura, Shoji Yokohama, Satoshi Matsumura, Asuka Kudo (Hokkaido University)

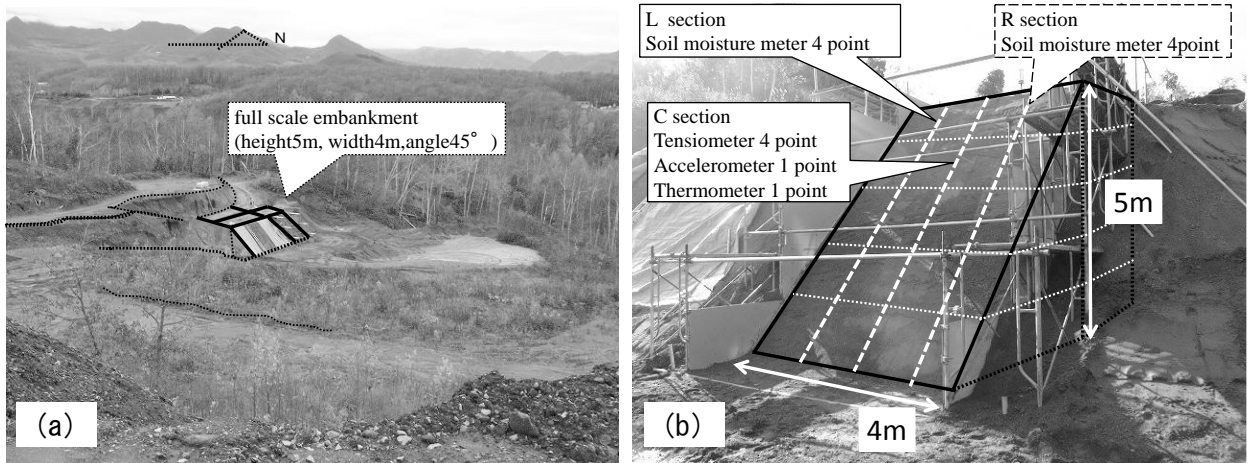


写真-1 実大盛土斜面の様子 (a)斜面および周辺の状況 (図-2(b)のPoin1から撮影), (b)斜面全景 (図-2(b)のPoin2から撮影)

174番地に構築されており、JR札幌駅から直線距離で南に12.6kmの位置にある(図-1, 図-2参照)。また、本斜面の緯度と経度は北緯42度57分12.79秒、東経141度21分45.96秒であり、その方向は北向き、標高は190mから200mの間にある。なお、この周辺は支笏カルデラを噴出源とする支笏軽石流堆積物(Spfl)から成っている<sup>4)</sup>。写真-1(a)および(b)はそれぞれ斜面周辺状況および斜面全景を示している。

地形の特徴として、本地点は東から西に向けて標高が低くなっている。そのため、斜面構築時には水平の基盤面を構築した後、その基盤面の上に盛土斜面を構築した。なお、新たに構築した実大盛土斜面は、高さ5m、幅4mである。

## 2.2 実大盛土斜面構築に用いた試料

本地点は支笏軽石流堆積物(Spfl)が堆積している地盤であることから、斜面構築の際にはこの試料を用いている。以後、本試料を駒岡火山灰土(K soil)と称する。

本試料の物理的性質を把握するために、粒度分布と指標特性を図-3(a)に示す。図中に示すLとRは盛土に向かって左側と右側をそれぞれ示し、添え字は天端からの深さを示している。図より、本試料は細粒分含有率が40.3%と非常に細粒分が多いことがわかる。また、採取した試料は類似した粒径加積曲線を示していることから、土質的に均一な盛土構造体であると評価される。なお、LL, PL試験から、本試料は非塑性の試料であることが明らかになっている<sup>2)</sup>。

図-3(b)に本試料の締固め曲線を示す。締固め試験はA-c法<sup>5)</sup>により実施されている。これより、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ が $1.059\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}$ が40.5%であることが確認できる<sup>6), 7)</sup>。なお、乾燥密度 $\rho_d$ が $0.987\text{g/cm}^3$ から $1.059\text{g/cm}^3$ の範囲にあることから、締固めにおける乾燥密度の変動範囲は小さい

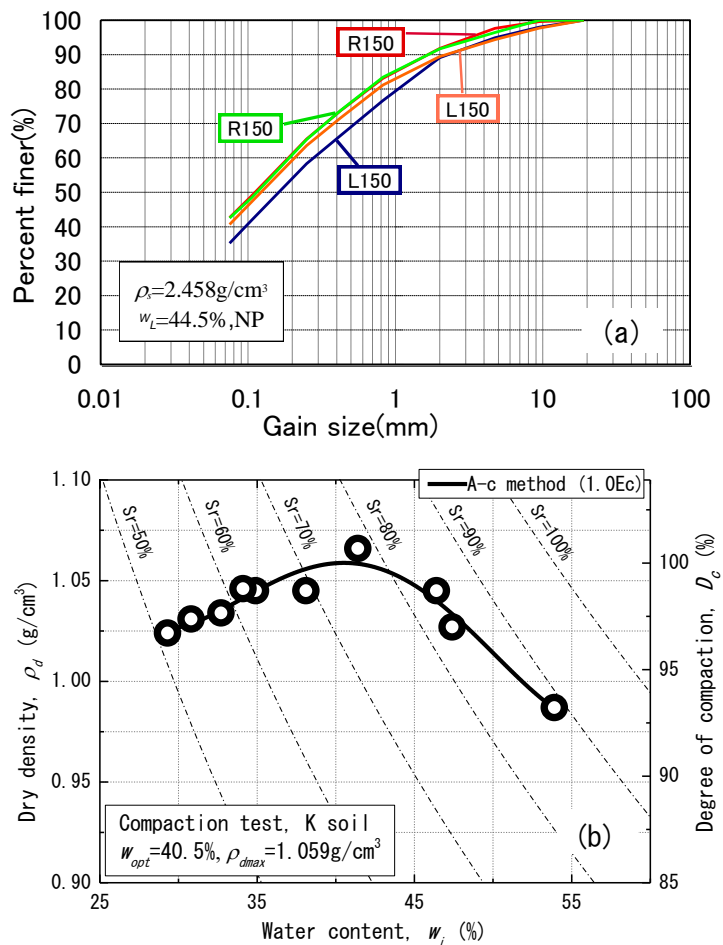


図-3 指標特性と締固め特性：  
(a) 粒径加積曲線, (b) 締固め曲線



写真-2 盛土構築の状況：(a) 水平基盤面と側方拘束工の構築，(b) 盛土 1 層目の締固め状況

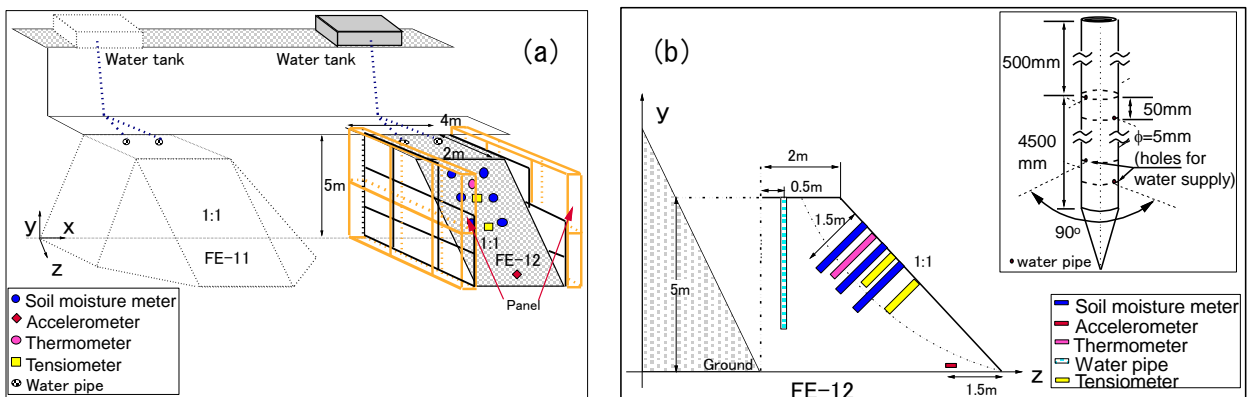


図-4 造成位置と計測機器配置図：(a) FE-11, FE-12 位置関係図，(b) 計測機器の設置位置

(締固め曲線がかなり平坦である) ことが伺える。この締固め曲線と昨年度の構築結果にもとづいて、今年度は締固め度 80% 以上を目標に実大盛土斜面の構築を行った。

### 2.3 実大盛土斜面の構築方法

実大盛土斜面の構築手順を以下に示す。昨年度構築した実大盛土斜面の東側に新たに実大盛土斜面を構築した。なお、2011 年度に構築した実大盛土斜面 (Full scale embankment) を FE-11, 2012 年度に構築した実大盛土斜面を FE-12 と称する (図-4 参照)。

はじめに、水平基盤面を造成後、単管パイプとパネルコートベニヤ板を用いて側方拘束工を構築し、盛土両側面が鉛直となるように支持した (写真-2 (a) 参照)。また、これに併せて盛土境界の排水条件を明確にするために、盛土底部と背面にブルーシートを敷設した。なお、パネルコートベニヤ板の寸法は幅 180cm, 高さ 90cm, 厚さ 1.2cm となっている。

前述の駒岡火山灰質土を 1 層 25cm の厚さで撒き出し、質量 600kg のハンドガイド式ローラーを用いて転圧を 3 回実施した (写真-2 (b) 参照)。なお、締固め方向はのり先方向から開始し、各層すべて同一の方法で造成している。盛土斜面内の均一性を確認するために、盛土高が 1.0m, 2.0m, 3.0m, 4.0m に達した段階で砂置換法による現場密度試験を実施した。図-5 (a) は 1m, 2m 地点における現場密度試験結果、図-5 (b) は 3m, 4m 地点における結果を示している。上記の現場密度試験結果から、全断面の平均含水比は  $w=42.5\%$ , 平均締固め度は  $D_c=95.9\%$  となっている。なお、各層における締固め度の標準偏差は 2.5 であった。図-6 (a) および (b) は、後述する計測機器埋設時に得た断面方向の含水比分布を表している。両側の断面 (L 断面, R 断面) とともに含水比は 39% から 44% であり、ほぼ含水状態も均一な状態にあることがわかる。



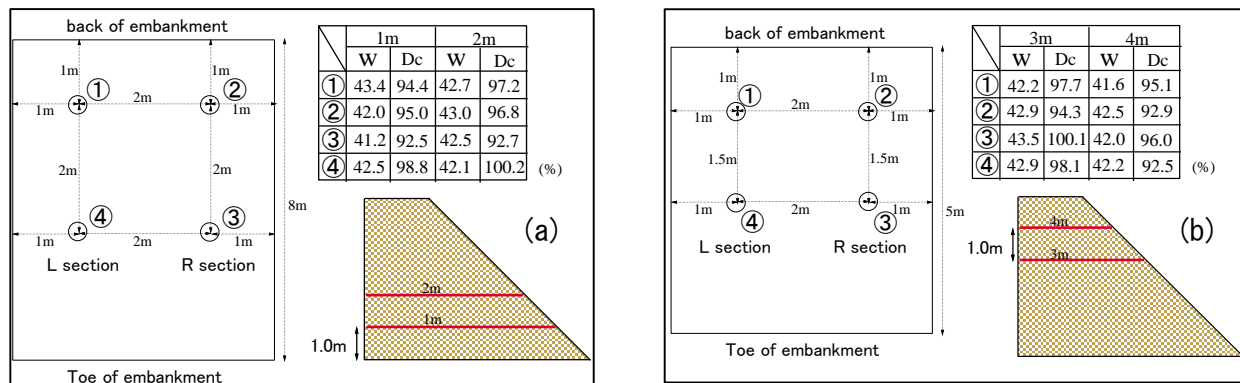


図-5 現場密度試験結果：(a)高さ1mと2mの断面  
(b)高さ3mと4mの断面

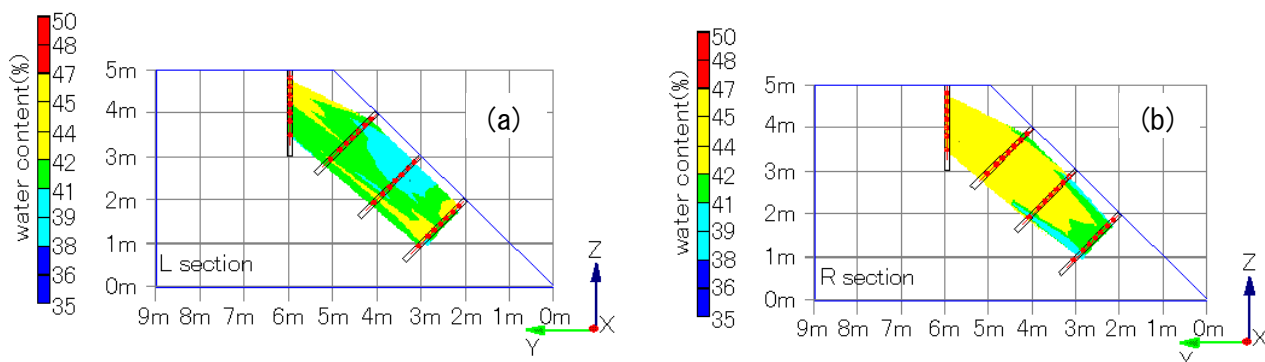


図-6 各断面の含水比分布：(a)L断面，(b)R断面

盛土高が5mに達した後、勾配が45度となるようにのり面を整形した。盛土の幅は4m、奥行きは2mである。斜面内の含水状態を操作することができるように、天端部から長さ4mの給水パイプを鉛直に挿入している。なお、このパイプには100mmの千鳥間隔で直径5mmの孔をあけており、斜面内への給水ができるだけ均等になるようにしている（図-4 詳細図参照）。給水は、天端から3m上部にある地山に設置した給水タンクから内径24mmのホースを経由して行えるようになっている。

### 3. 計測機器の設置状況

図-7 および図-8 に各種計測機器の位置を、写真-3 と写真-4(a)および(b)に完成したFE-12斜面と計測機器埋設状況を示す。本研究では、FE-12斜面の正面から向かって左側をL断面、中央部をC断面、右側をR断面と称して、以下の考察に用いている。FE-12には、土壌水分計、温度計、加速度計およびテンシオメーターが挿入されている。土壌水分計、温度計、およびテンシオメーターはのり面に対して垂直方向にハンドオーガーでボアホールをあけ、孔内を充填材（カオリナイト）で充たした後、計測機器を孔内に挿入し、埋設作業を完了した（写真-4 参照）。

計測機器の設置箇所と個数は図-7 のようになっている。土壌水分計は斜面表面から深さ2mまで掘削し、20cm, 40cm, 60cm, 80cm, 100cm, 120cm, 150cmの位置にセンサーを設置している。温度計は深さ150cmまで掘削し、0cm, 10cm, 20cm, 40cm, 60cm, 80cm, 100cmの位置にそれぞれセンサーを配置している。テンシオメーターは、深さ60cmの位置に設置されている。また、加速度計は斜面底部と水平に50cmの位置に設置されている。なお、加速度計は2gal以上の揺れを感知できるようになっている。さらに、現地の気象情報を得るために、斜面の背後地盤に雨量計、積雪計および気温計が設置されている。なお、今回の研究で用いた計測機器の仕様を表-1に示す。

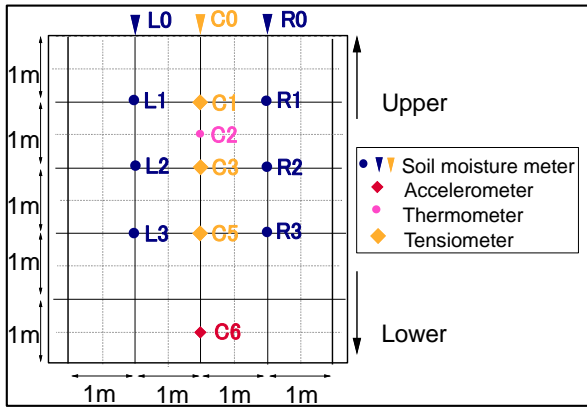


図-7 計測機器配置図(正面図)



写真-3 FE-12 斜面の完成後

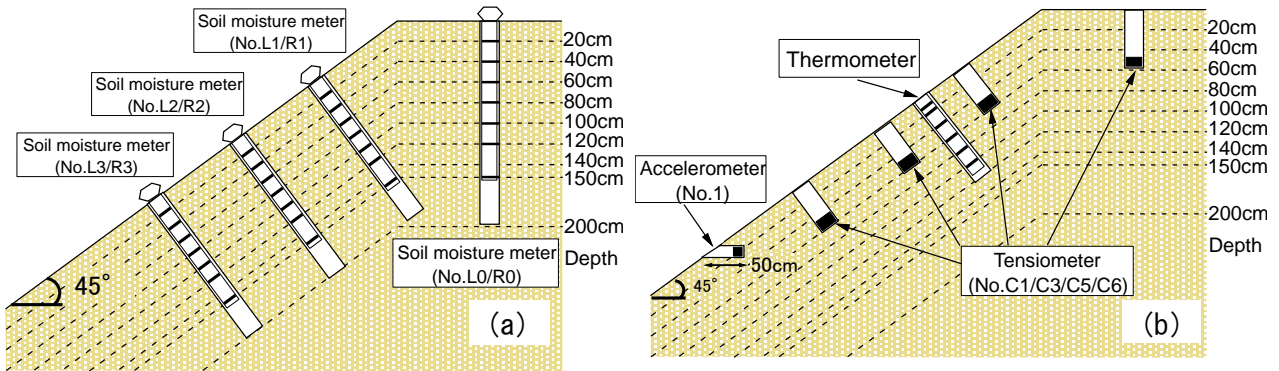


図-8 計測機器配置図：(a)L, R断面(断面図)，(b)C断面(断面図)

表-1 計測機器の仕様

Monitoring instruments	Specifications	Brands	Models
1)Soil moisture meter	Precision: +/- 0.003% vol, Reading Range: Oven dry to saturation	Climatec, Inc.	CST-SM-Sensor-Pset-1.5
2)Thermometer	Class A, +/- (0.15+0.002t)°C	Climatec, Inc.	7 depths-20
3)Accelerometer	+/- 4g, Precision: 500+/-10% (mV/G)	Microstone Co., Ltd.	MA3-04AD
4)Anemovane	Precision: 0.3m/s +/- 3deg, Reading Range: 0 to 100m/s	Climatec, Inc.	CYG-5103
5)Snow gauge	Precision: +/- 10mm or 0.4% FS, Reading range: 0.5 to 10m	Climatec, Inc.	C-SR50A
6)Rainfall gauge	Precision: +/- 0.5mm, Reading range: 20mm	Climatec, Inc.	CTK-15PC

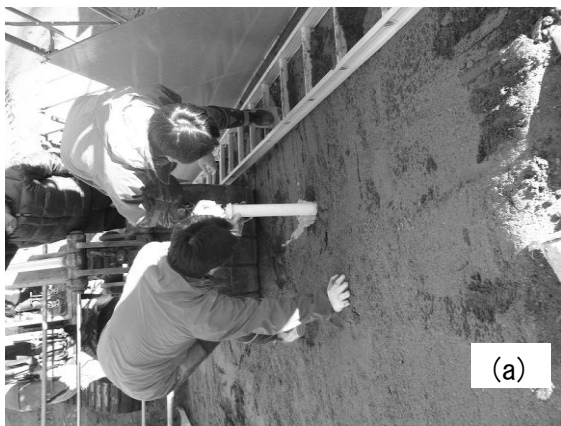


写真-4 計測機器埋設時の状況：(a)ハンドオーガーによる掘削，(b)土壌水分計の設置状況



#### 4. 斜面内給水状況および計測結果

過去の一連の研究(例えば<sup>3)</sup>では、現地計測、室内模型実験、数値解析の結果ならびに地盤情報データベースの情報をもとに、簡易斜面危険度評価法ならびに災害予知法<sup>8)</sup>を提案している。しかしながら、現地計測に関しては境界条件の把握の困難さや、室内模型実験では相似則、スケール効果に起因する信頼性に問題があり、評価法の精度向上の必要性が指摘される。このことから、はじめに自然条件下での外力履歴(降雨、凍結融解履歴、地震動等)を受け、境界条件を明確にした実物大盛土斜面の挙動把握が必要であると考えた。特に、凍上・凍結融解履歴が発生するために必要な含水比状態の維持、また併行して行われた模型実験<sup>9)</sup>から土中水分の上昇に伴う崩壊、特にこの種の地盤での崩壊は飽和度が70%~80%程度で生じることが明らかにされていることから、崩壊時保水量の推定およびその違いの影響把握を目標に、FE-11 斜面と同様、斜面内に給水を行うことにする。

給水は、斜面背後地盤の天端から高さ3mの位置に設置された給水タンクから実施している。その際、給水によるパイピング現象や斜面の変形が発生することを防ぐために、給水はできるだけ遅い給水スピードで実施している(給水速度はおおよそ250 l/dayである)。なお、給水は平成24年11月20日から凍結が始まる11月30日まで実施した。

はじめに、当該斜面の気象状況を示す。図-9(a)、(b)はそれぞれ、一時間当たりの雨量および積雪量と外気温を示したものである。提示した計測期間は、計器埋設完了時の2012年11月10日から同年12月20日である。この期間では、11月10日から12日にかけて10.5mm、11月18日から11月19日にかけて合計で40mm、11月28日から29日にかけて10mmの雨量の比較的強い降雨を観測した。一方、積雪量を見ると、2012年度は40cm程度の積雪が数回確認されており、2011年度の同時期と比較するとかなり多い。

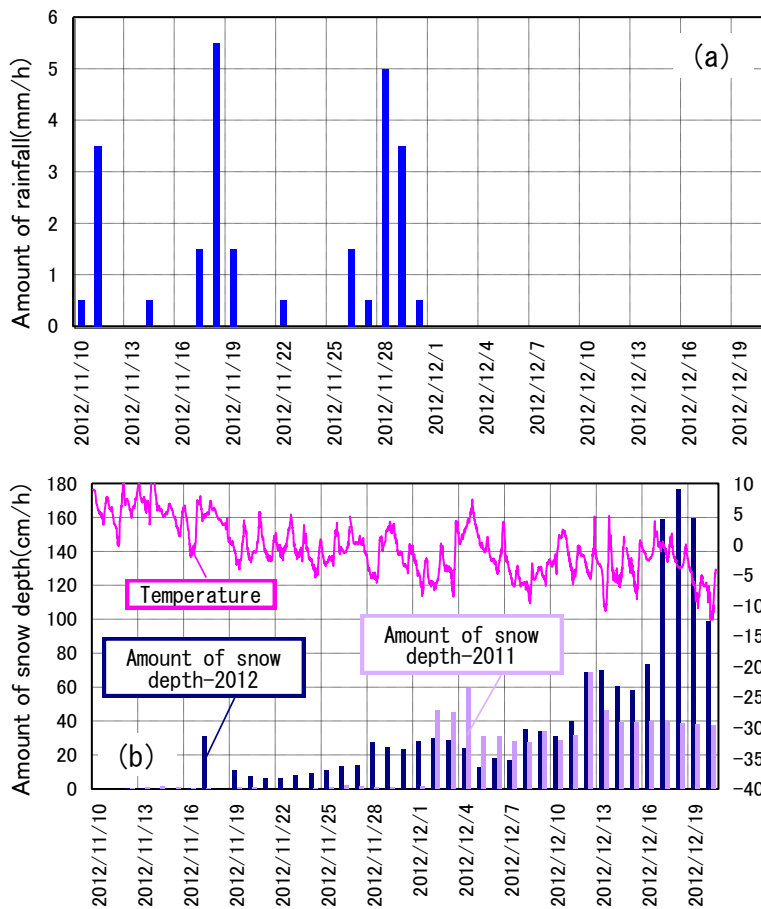


図-9 気象観測結果：(a)降雨量，(b)積雪量-外気温

次に斜面内の温度変化(GT)を図-10に示す。図中の添え字はそれぞれ深さを示す。図より、浅層領域(0~20cm)の温度は11月下旬まで変動が大きいことがわかる。また、11月26日以降は、地表面付近で0°Cを下回る挙動が数回確認されている。一方で、深さ40cm以深においては、11月下旬になっても著しい温度低下挙動は見られていない。なお、12月3日に急激な温度変化が確認されているが、これは当該斜面に凍結履歴を与えるため、斜面表層部の除雪を行ったことに起因している。

図-9(b)と図-10との比較では、積雪量が増加した2012年12月10日からすべての深さの斜面内温度の急激な変化は確認されていない。これは、積雪量が増加し、積雪による保温効果が顕著に現れたものであろう。

同様に、斜面内の含水比の変動を調べてみた。ここでは、一例としてFE-12斜面の土壌水分計L1、土壌水分計R2付近の含水比の変化を表している(図-11(a)および(b)参照)。斜面内の地温は前述の考察より、地表面から深さ

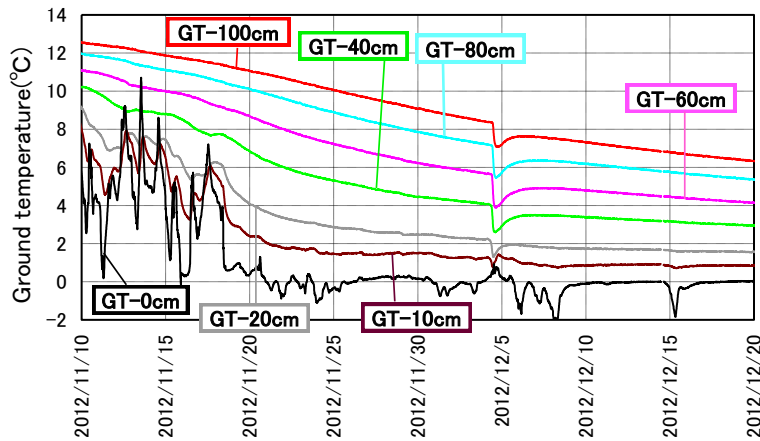


図-10 斜面内温度の変化（深さ 0cm~100cm）

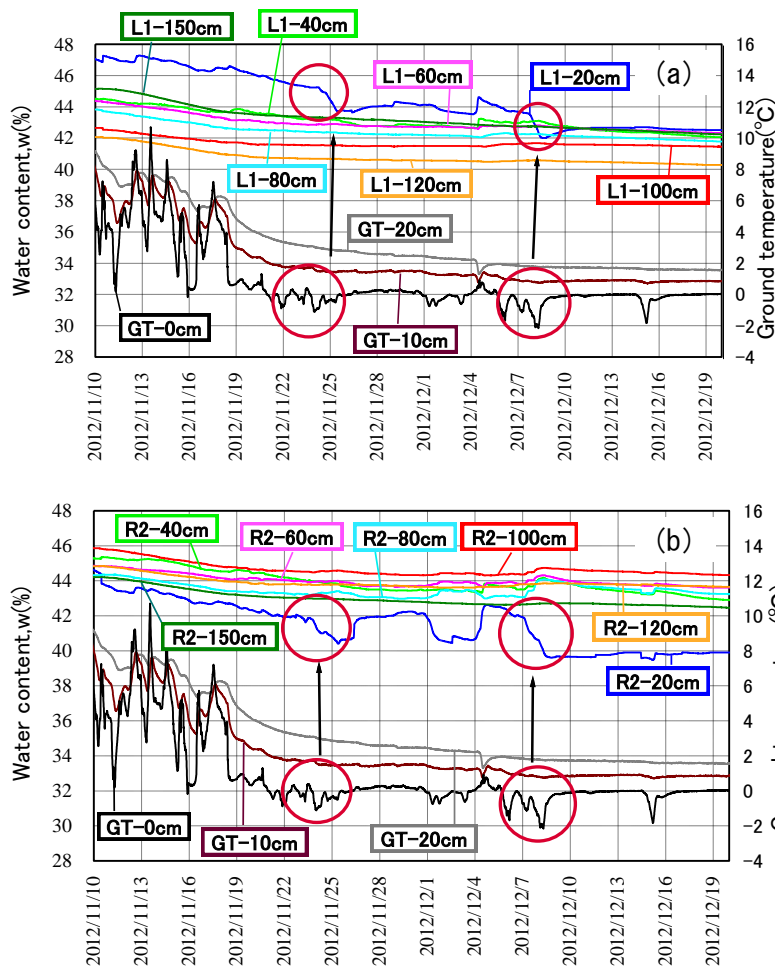


図-11 地温の変化に伴う含水比の変化：  
(a) 土壌水分計 L1, (b) 土壌水分計 R2

## 5. まとめ

盛土側面・背面・底面の境界条件を明確にした実大盛土斜面を新たに構築し、さらに現地計測を通して、斜面の変動を確認するとともに、気象条件における自然外力と斜面内の含水比状態における変化を定量的に提示した。得られた結果を以下に示す。

(1) 現場密度試験および含水比の分布状況から、均質な盛土斜面が構築されたことが確認された。

20cm までのものを併記している。

ここで、含水比  $w$  は設置した土壌水分計から得られる体積含水率  $\theta$  と水の密度  $\rho_w$  および斜面の乾燥密度  $\rho_d$  を用いて、 $w=(\rho_w/\rho_d)\times\theta$  として求めている。なお、斜面の乾燥密度は締固め後に得られた現場密度試験結果の平均値である  $1.015\text{g/cm}^3$  を用いた。

図-11 (a) より、2012 年 10 月 21 日の FE-12 斜面構築直後から凍結があったと考えられる日までの同年 11 月 20 日まで土壌水分計の急激な変化は確認されていない。一方、2012 年 11 月 22 日から 11 月 23 日、同年 12 月 6 日から 12 月 8 日にかけて除雪の影響と外気温の低下に伴い、地表面温度が  $0^\circ\text{C}$  以下になる挙動が見られはじめた。また、それらと連動して、本斜面の深さ 20cm 程度の領域において、含水比が急激に低下していることが確認される。土壌水分計 R2 も同様に、同期間の 2012 年 11 月下旬と 12 月上旬において含水比の変動が確認された。現地計測からも凍結・凍上が確認されている（写真-5 参照）。このことから、当該斜面では地温の低下に伴う凍結・凍上作用を受けていると推測される。

以上のことより、限られた範囲ではあるが、土中水分量は地温の変化に敏感に反応しているといえる。一方、給水期間が短かったことから、給水が与える土壌水分の明確な変化は認められていないが、凍上・凍結作用が発生する状況下にあることを確認した。

今後は斜面内含水比の計測を継続し、降雨量および凍結融解の影響も考慮したうえで、斜面崩壊時の計測データを収集する予定である。

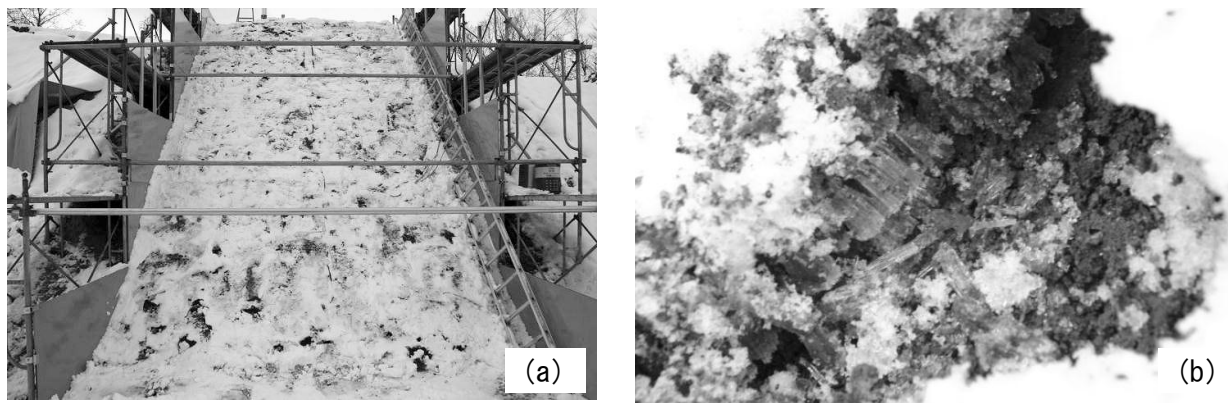


写真-5 冬期における FE-12 斜面の様子: (a) 斜面全景, (b) 斜面表面の状況

(2) 土中水分量の変化は気温、地温の変化に敏感に反応していることが確認された。

今後は、冬期・春期における凍上・凍結融解履歴の影響や崩壊時の力学挙動を把握する予定である。

**謝辞：**本研究を実施するにあたり、科学研究費補助金基盤研究 A(No.23241056 代表 三浦清一)より研究の補助が与えられた。また、斜面内計測機器埋設にあたり、北海道大学 高田諒平 岩村尚俊、南洋志各君の協力を得た。末筆ながら記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1)川村志麻, 三浦清一, 石川達也, 横浜勝司, 寒冷地にある不飽和火山灰質土斜面の降雨模型実験による崩壊現象とその評価, 土木学会論文集, No.3/C-66, pp.577-594, 2010.
- 2)工藤明日香, 三浦清一, 川村志麻, 横浜勝司, 松村聡, 海谷宣弘, 火山灰質粗粒土によって構築した実大盛り土斜面の力学挙動評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.52, pp.193-198, 2012.
- 3) S. Kawamura, S. Miura, S. Yokohama, A. Kudo and N. Kaiya, Field monitoring of embankment constructed by volcanic soil and its evaluation, Stability and Performance of Slopes and Embankments III, GeoCongress2013, Geotechnical Special Publication, ASCE, 2013. (in press)
- 4) 実務家のための火山灰質土ー特徴と設計・施工, 被災事例ー: 北海道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.122-128, 2010.
- 5)地盤材料試験の方法と解説 (二分冊の1), pp.373-376, 2010.
- 6)伊藤啓介, 横浜勝司, 三浦清一, 松村聡, 盛土材の非排水せん断特性に及ぼす締固め条件の影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.52, pp.81-88, 2012.
- 7)細野雄太, 横浜勝司, 三浦清一, 盛土材の透水係数に及ぼす締固め条件の影響ー砂質シルト, 火山灰粗粒土ー, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.52, pp.89-94, 2012.
- 8)三浦清一: 凍結融解作用を受ける斜面の崩壊予知・災害危険度評価システムの確立, 国土技術政策総合研究所, 平成 21 年度受託研究報告書, 2010.
- 9) 芦原真志, 川村志麻, 三浦清一, 佐藤要太, 寒冷地にある火山灰質土斜面の降雨時崩壊現象に関する模型実験, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.52, pp.183-192, 2012.

室蘭工業大学大学院 学生会員 佐藤 要太  
室蘭工業大学大学院 国際会員 川村 志麻  
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一

## 1. まえがき

北海道は、積雪寒冷地特有の融雪期における多量の融雪水や凍結融解作用に起因する構成地盤の力学的劣化の影響などによって、斜面災害が生じやすい自然環境にあると言われている<sup>1)</sup>。また、比較的歴史の新しい未風化火山灰土（火山性粗粒土）地帯が、道内の約 40%を覆っており<sup>2), 3)</sup>、そのことがさらに災害多発の誘因となっていると指摘されている。特に、誘発される斜面表層崩壊の多くは、春季では凍結層が不透水層として作用することによって誘発されること、夏季では凍結層が融解することによって誘発されることが指摘されている<sup>4)</sup>（図 - 1 参照）。それゆえ、凍結融解作用による斜面の力学挙動の影響を定量的に評価した総合的な検討が必要である。

既往の研究<sup>5), 6)</sup>では、支笏を噴出源とする柏原火山灰土（降下堆積物）を用いた模型斜面において降雨時の斜面崩壊に及ぼす諸要因の影響を定量化し、力学的見地から表層崩壊の誘因を明らかにしている。また、春季、夏季に起こる斜面崩壊現象を把握するために、一連の凍結融解履歴を与えた模型実験を実施し、その履歴の有無が降雨時の斜面力学挙動に及ぼす影響を定量的に評価している。得られた結果より、斜面内の保水特性の変化ならびにダイレイタンス特性にもとづいて崩壊機構が説明されている。さらに、破碎性・凍上性・保水性が高い摩周を噴出源とする当幌火山灰土および柏原火山灰土と同一の噴出源で堆積条件の異なる駒岡火山灰土（軽石流堆積物）を用いた同様の模型実験を実施し、土質特性が異なる場合の斜面内保水量と凍結融解履歴の影響の評価を行っている<sup>7), 8)</sup>。

本研究では、盛土斜面の締固め条件の違いが斜面崩壊に及ぼす影響を明らかにするために、駒岡火山灰土を用いた一連の降雨模型実験が行われた。はじめに、斜面密度と初期含水比の違いが崩壊時の力学挙動に及ぼす影響を明らかにし、次いで、それらの各条件下での凍結融解履歴の影響を詳細に調べている。

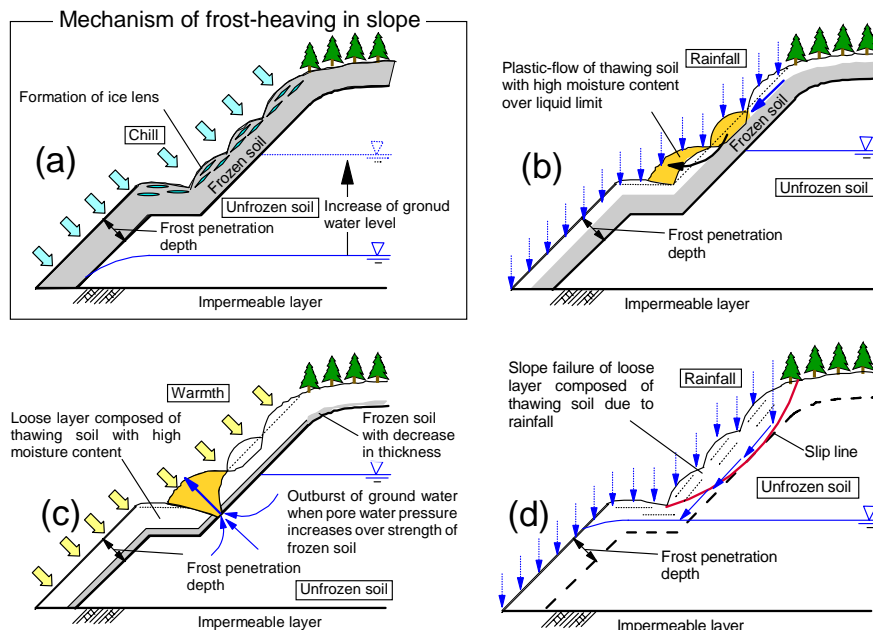


図 - 1 凍上融解斜面の崩壊形態<sup>4)</sup>

(a) 斜面の凍上メカニズム, (b) 融雪崩壊（浅層流動型）, (c) 融雪崩壊（内部侵食型）, (d) 豪雨時崩壊

Effect of compaction conditions on failure mechanism of volcanic slope subjected to rainfall and freeze-thaw actions:  
Yota Sato (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Shima Kawamura (Muroran Institute of Technology)  
and Seiichi Miura (Hokkaido University).

## 2. 試験装置と用いた試料

本研究で用いた試験装置の全体図を図-2に示す。模型土槽の内寸法は幅2000mm、高さ700mm、奥行き600mmである。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、人工降雨にともなう斜面の変形挙動が観察できるようになっている。なお、グリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない。

本研究で用いた試料は、支笏カルデラを噴出源（支笏軽石流堆積物（Spfl））とする駒岡火山灰土（ $\rho_s=2.503\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax}=1.120\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin}=0.759\text{g/cm}^3$ ,  $D_{50}=0.27\text{mm}$ ,  $U_c=3.6$ ,  $F_c=26.0\%$ ）である。

本研究では、札幌市南区駒岡に構築されている実大盛土斜面<sup>9)</sup>と同一試料を用いている。盛土構築時の締固め度  $D_c=85\%$  ( $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$ ) を基本に、 $D_c=80\%$  ( $\rho_d=0.72\text{g/cm}^3$ )、 $60\%$  ( $\rho_d=0.63\text{g/cm}^3$ ) になるように締固め、模型斜面を作製した（密度のパラツキ5%以内）。なお、飽和度の違いが崩壊挙動に及ぼす影響を極力小さくするために、初期飽和度  $S_{r0}$  のパラツキは約5%以内を目標としている。試験条件の詳細を以下に示す。

## 3. 試験ケース、模型斜面作製方法と試験方法

実施した模型降雨実験は、凍結融解履歴無のケースと凍結融解履歴有のケースである（表-1参照）。凍結融解履歴無では斜面密度を変化させたケース（Case1, Case3~Case6）と、初期含水比を変化させたケース（Case2~Case4）を、凍結融解履歴有では凍結融解履歴無の場合における初期含水比と斜面密度の代表的な2ケース（Case7~Case10）について比較・検討を行った。

図-3は、実物大盛土斜面で得られている締固め曲線<sup>9)</sup>を実線で示している。また、後述のように締固め方法は異なるが、同じ締固めエネルギーで締め固めた本模型実験での曲線も点線で示している。なお、本模型実験で行った試験ケースは印で表記している。締固め密度は異なるものの、本模型実験における駒岡火山灰土の最適含水比は実大盛土斜面と同様、 $w_{opt}=40.5\%$ となっている。

上記の結果にもとづいて、本試験条件では、図-3中の、 $\rho_d$ では斜面密度の違いが斜面表層崩壊に及ぼす影響を、 $w_0$ では初期含水比の違いが斜面表層崩壊に及ぼす影響について比較している。また、凍結融解履歴を与えたケースについては、 $S_{r0}$ のケースについて考察している。

### 【斜面作製方法と試験条件】

- (a) 所定の斜面形状（斜面角 $45^\circ$ ）になるようにアルミサッシを設置し、土試料の初期含水比を実験ケース（ $w_0=34, 38, 43\%$ ）ごとに調整する。その後、試料を均一になるようにまきだして堆積させる。初期含水比34%の斜面密度 $0.63\text{g/cm}^3$ （締固め度60%）のケースでは3kgのローラーで1層10cmあたり3往復、斜面密度 $0.90\text{g/cm}^3$ （締固め度85%）のケースでは13kgのローラーで1層5cmあたり2往復の締固めを行っている。初期含水比38%と43%における斜面密度 $0.85\text{g/cm}^3$ （締固め度80%）のケースでは13kgのローラーで1層7cmあたり1往復、斜面密度 $0.90\text{g/cm}^3$ （締固め度85%）のケースでは13kgのローラーで1層7cmあたり2往復の締固めを行っている。

表-1 試験ケース

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10
Sample name	Komaoka volcanic soil									
Slope condition	Without freeze-thaw action					freeze-thaw action				
Freeze-thaw action cycles						1				
Angle of inclination, $\alpha(^{\circ})$	45									
Initial water content (%)	34		38		43		38		43	
Length of base, B(mm)	750									
Dry density, $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	0.63	0.90		0.85	0.90	0.85	0.90	0.85	0.90	0.85
Rainfall intensity (mm/h)	100									
Thaw time (hr.)						12				

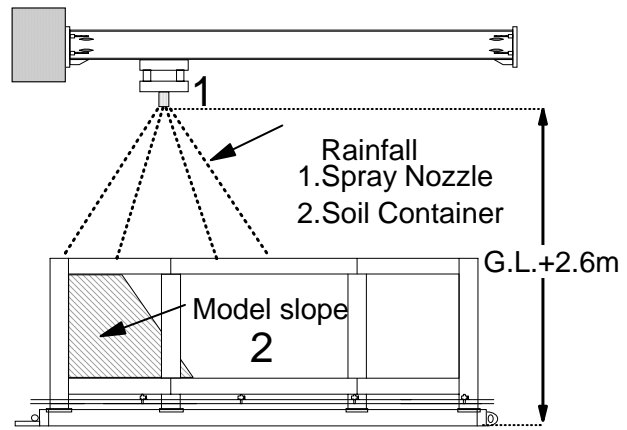


図-2 試験装置

(b) 所定の高さ（700mm）まで試料を締固め、アルミサッシ上に鋭利な刃先を有する鉄板を滑らせながら、余分な試料を取り除く。

斜面作製後、凍結融解履歴を与えたケースでは、斜面表面と同形状の鉄板で覆い、その上にドライアイスを設置して8時間凍結させている。融解履歴は室温 20℃、湿度 60%の下で与えている。

模型実験の代表的な斜面形状・計器配置図を図-4に、試験条件を表-1に示す。

本研究では、斜面崩壊機構を把握するためのパラメータとして、間隙水圧、飽和度、Particle Image Velocimetry (PIV) 解析<sup>10)</sup>によって算出される斜面内のせん断ひずみ及び体積ひずみが用いられている。なお、凍結融解時における斜面内の温度は熱電対センサーによって測定されている。間隙水圧及び飽和度は間隙水圧計 (pw1~pw5) と誘電率型の土壌水分計 (sm1~sm6) によって計測されている。

試験手順を以下に示す。

【試験手順】

G.L.+2.6 m 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（100mm/h）になるように調節する。

模型斜面作製後、図-2に示すスプレーノズルから水を噴霧すると同時に、土壌水分計、間隙水圧計の測定を開始する。凍結融解履歴を与えたケースでは、凍結開始と同時に土壌水分計および熱電対センサーにより斜面内温度の測定を開始している。

降雨を開始してから斜面形状に明瞭な変形（崩壊）が現れるまで、または3時間の降雨履歴を与えるまで実験を継続する。

降雨によって浸透した水は、底部に設置したポンプから強制的に排水されている。なお、斜面以外の降水については、全土槽エリアをシートで覆い、雨樋を通じて集水されている。この降雨量（スプレーノズルから噴霧した全水量）とポンプから排水した水量及び雨樋より集水した全水量の差から斜面内保水量を算出し、斜面全体の崩壊時含水比  $w_f$  を求めている。

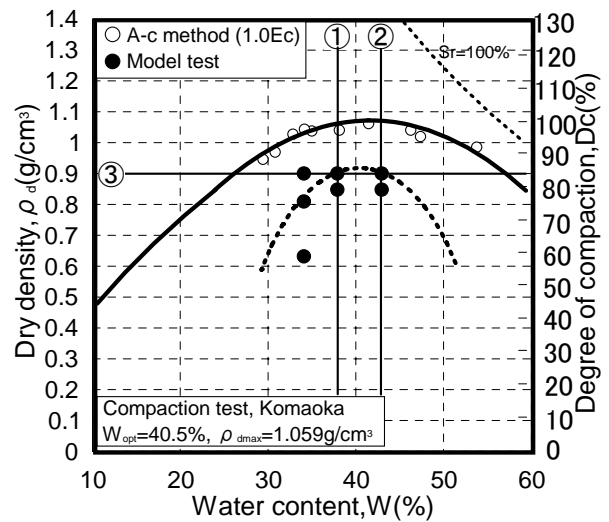


図-3 締固め曲線

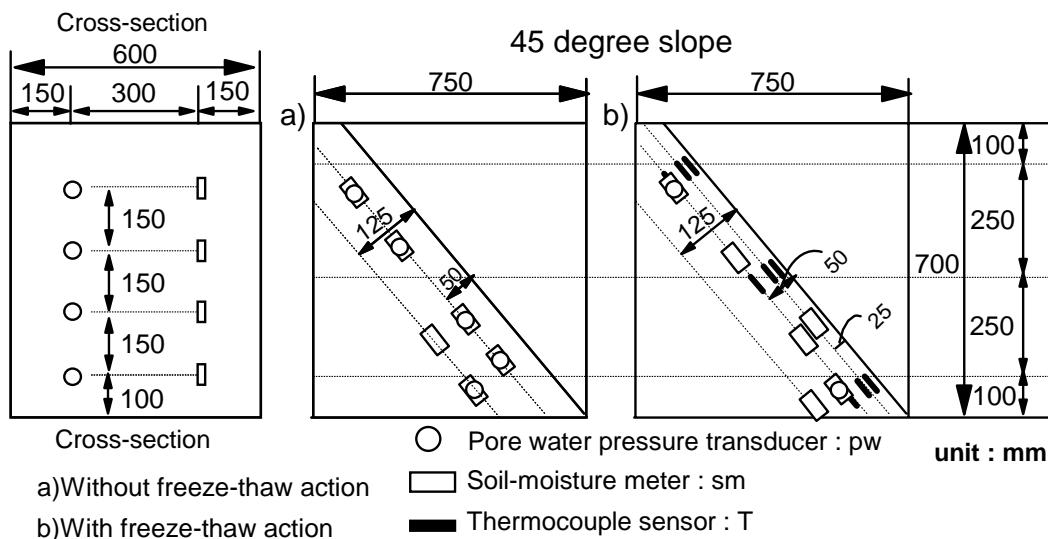


図-4 代表的な模型斜面の形状と計器配置図



【斜面崩壊の定義】

既往の研究<sup>5),6),7),8)</sup>では,土質材料,斜面角,降雨強度の違い,不透水層の有無にかかわらず,飽和度がピークに達した時に4~6%のせん断ひずみが発生している.本研究においても,この時点点を斜面崩壊と定義している.また,はじめに生じた崩壊を1次崩壊,その後生じた崩壊を2次崩壊と称して,以下議論することにする.

4. 結果と考察

4-1. 斜面密度と初期含水比の違いが斜面の力学挙動に及ぼす影響

既往の研究<sup>13)</sup>では,斜面密度と初期含水比の違いは,降雨による浸透特性,崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を与え,斜面崩壊機構の変化をもたらすことが明らかにされている.ここでは最適含水比( $w_{opt} = 40.5\%$ )よりも低い含水比( $w_0 = 38\%$ )と高い含水比( $w_0 = 43\%$ )の2つのケースについて検討を行った.

はじめに,斜面密度を変化させたケース(Case3~Case6)における表層崩壊の特徴について述べる.試験条件は,斜面角 $45^\circ$ ,降雨強度 $100\text{mm/h}$ であり,初期含水比は $38\%$ , $43\%$ の2種類で斜面密度は $\rho_d=0.85\text{g/cm}^3$ (締固め度 $80\%$ )と $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$ (締固め度 $85\%$ )である.

・初期含水比 $38\%$ のケース(図-3- の試験ケース)

図-5に,斜面密度の違いにおける間隙水圧挙動の変化を示す.なお,発生間隙水圧 $\Delta u$ は初期土かぶり圧 $\sigma_{v0}$ で正規化して示している.図より,斜面密度の違いにかかわらず,間隙水圧が崩壊直前に急上昇し,崩壊に至っていることがわかる.両ケースともに,斜面下部の間隙水圧 $pw3, pw4$ が早い段階で急上昇しており,

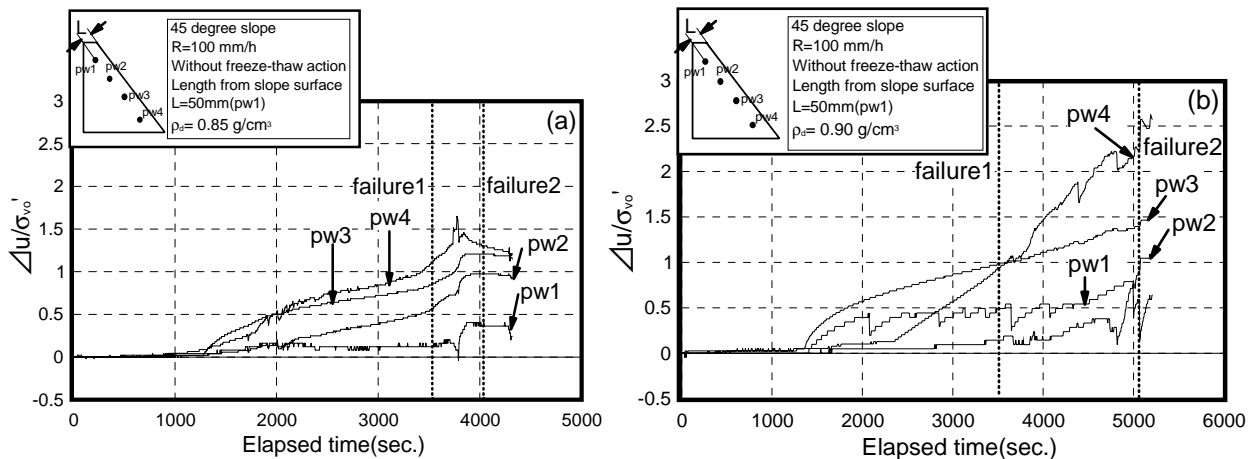


図-5 斜面密度の違いにおける間隙水圧挙動の変化 ( $w_0 = 38\%$ , 凍結融解履歴無)

(a)  $\rho_d=0.85\text{g/cm}^3$  (締固め度 $80\%$ ), (b)  $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$  (締固め度 $85\%$ )

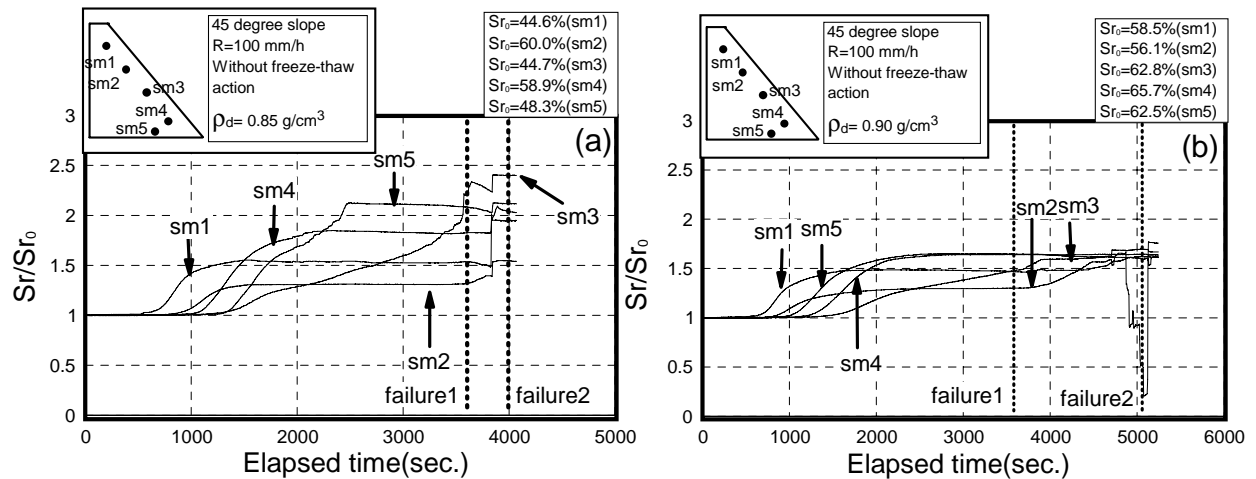


図-6 斜面密度の違いにおける飽和度の変化 ( $w_0 = 38\%$ , 凍結融解履歴無)

(a)  $\rho_d=0.85\text{g/cm}^3$  (締固め度 $80\%$ ), (b)  $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$  (締固め度 $85\%$ )

これにもない斜面のり先部で一次崩壊が発生した。その後、斜面上部の間隙水圧  $pw1, pw2$  が急上昇することによって、二次崩壊に至っている。八木ら<sup>11)</sup>は、斜面下部に発生した過剰間隙水圧のため斜面先の小規模崩壊が生じ、順次それが斜面上部の崩壊に移行することを報告しており、本模型実験結果はそれをよく表現していると言える。また、崩壊時間の比較では、斜面密度が低い場合(図-5(a)参照)での最終的な崩壊は4000秒程度で発生し、斜面密度が高い場合(図-5(b)参照)では5000秒程度で生じている。この崩壊時間の差は、密度増加によるせん断抵抗力の増加によるものであろう。

図-6に、飽和度の変化を示す。なお、飽和度は試験開始時の初期値  $S_{r0}$  によって正規化して示している。図から、斜面密度が低い場合(図-6(a)参照)は斜面密度が高い場合(図-6(b)参照)のそれと比べると、初期飽和度が低いため、飽和度が大きく上昇し、崩壊直前に飽和度が急上昇していることがわかる。既往の研究<sup>13)</sup>では、斜面密度が低い場合では、斜面内への降雨浸透が速く、飽和度が急激に上昇することによって崩壊に至ることを報告しており、本模型実験結果においても同様の傾向を確認できる。これらのことから、最適含水比よりも低い含水比では、飽和度の変化と間隙水圧挙動を把握することは、斜面表層崩壊を評価する上で重要であると言える。

・初期含水比 43%のケース(図-3- の試験ケース)

図-7に、斜面密度の違いにおける間隙水圧挙動の変化を示す。斜面密度の違いにかかわらず、間隙水圧が上昇したことで、斜面表層部で流動が発生した。間隙水圧の上昇過程について比較してみると、両ケースともに、降雨開始直後から間隙水圧が上昇している。また、崩壊時間の比較では、斜面密度が低い場合(図-7(a)参照)では、斜面表層部の流動開始時間(failure)は1250秒程度であったが、斜面密度が高い場合(図-7(b)参照)では2500秒程度であった。この崩壊時間の差は、の試験ケースと同じく、密度増加によるせん断抵抗力の増加によるものであろう。

図-8に、初期含水比 43%における代表的な飽和度の変化を示す。初期含水比 43%では初期飽和度が高いため、斜面内の水分が斜面下部に移動するため、 $sm3, sm4$ の初期飽和度が高くなっている。また、斜面密度の違いにかかわらず、初期飽和度が高いため飽和度はあまり上昇しなかった。これらのことから、密度の変化を比較したの試験ケースとの試験ケースでは、密度の増加による崩壊時間の相違は現われるものの、飽和度の変化と間隙水圧挙動については明瞭な差は確認されなかった。一方、とを比較した条件、すなわち初期含水比の違いを比較した場合では、飽和度と間隙水圧挙動は大きく異なるようである。以下では、さらにこの初期含水比の違いによる比較を行った。

・初期含水比の違いによる影響(図-3- の試験ケース)

ここでは、最適含水比( $w_{opt} = 40.5\%$ )よりも低い含水比( $w_0 = 34, 38\%$ )、高い含水比( $w_0 = 43\%$ )の3つのケース(Case2~Case4)で比較を行った。試験条件は、斜面角  $45^\circ$ 、 $\rho_d = 0.90 \text{ g/cm}^3$ (締固め度 85%)、降雨強度  $100 \text{ mm/h}$  である。

図-9に、初期含水比の違いにおける崩壊後の斜面形状の変化を示す。なお、図中にはすべり線が発生した位

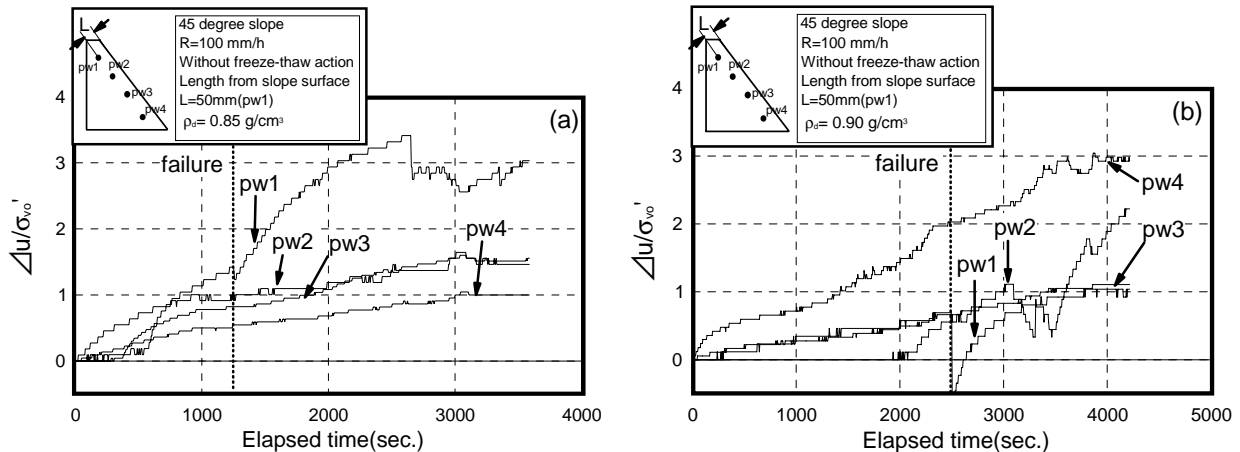


図-7 斜面密度の違いにおける間隙水圧挙動の変化 ( $w_0 = 43\%$ , 凍結融解履歴無)  
 (a)  $\rho_d = 0.85 \text{ g/cm}^3$  (締固め度 80%), (b)  $\rho_d = 0.90 \text{ g/cm}^3$  (締固め度 85%)

置を実線で記載している．最適含水比よりも低い含水比（図 - 9 (a),(b) 参照）では斜面のり先において一次崩壊（Slip line1）が発生した後，斜面上部で二次崩壊（Slip line2）が誘発されている．しかし，最適含水比よりも高い含水比（図 - 9 (c) 参照）では明確な崩壊は発生せず，図のような形状になるまで斜面表層部で流動が続いた（Slip line）．また，発生した最終すべり線の位置は，PIV 解析によって算出された飽和度ピーク時のせん断ひずみ分布（図 - 10 参照）からも確認することができる．このように最適含水比よりも低い含水比と高い含水比では崩壊時の変形挙動が大きく異なっている．

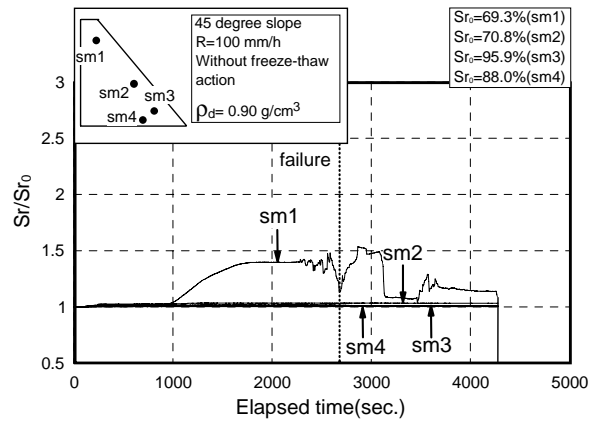


図 - 8 初期含水比 43%における飽和度の変化

次に，代表的な間隙水圧挙動についての比較を述べる．初期含水比 38%（図 - 5 (b) 参照）では，降雨開始から 1500 秒ほどで間隙水圧が上昇し始めるのに対して，初期含水比 43%（図 - 7 (b) 参照）では，降雨開始時から，間隙水圧が上昇している．最終的な崩壊に至るまでの時間の比較では初期含水比 38%の場合（図 - 5 (b) 参照）の二次崩壊（failure2）は 5000 秒程度であり，初期含水比 43%の場合では斜面表層部が流動する際，計測機器が斜面内から露出してしまうため，飽和度の変化と間隙水圧挙動は途中までしか計測できていないが，同一すべり深さまでに至る崩壊時間は 9000 秒程度であった．このように，初期含水比 43%のケースでは，初期含水比 38%のケースに比べると間隙水圧の上昇は早いものの，同じ崩壊量に至るまでの崩壊時間は増加している．

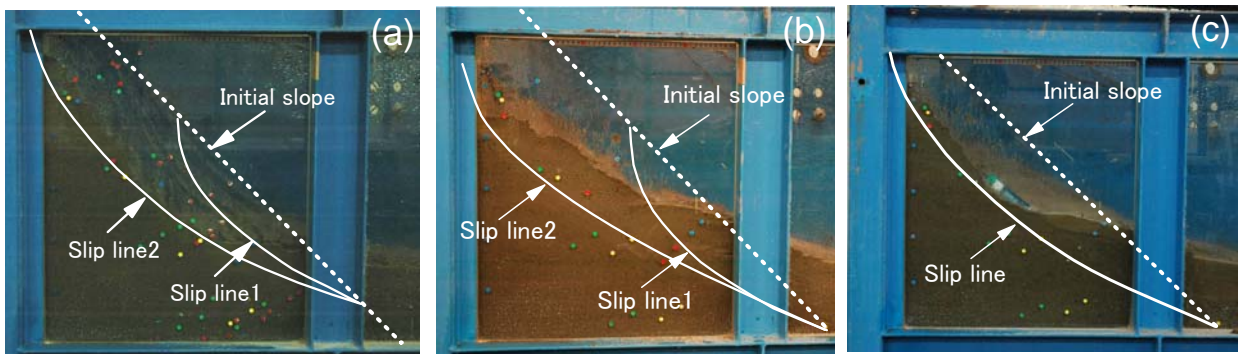


図 - 9 初期含水比の違いにおける崩壊後の斜面形状（凍結融解履歴無）

(a)  $w_0 = 34\%$  , (b)  $w_0 = 38\%$  , (c)  $w_0 = 43\%$

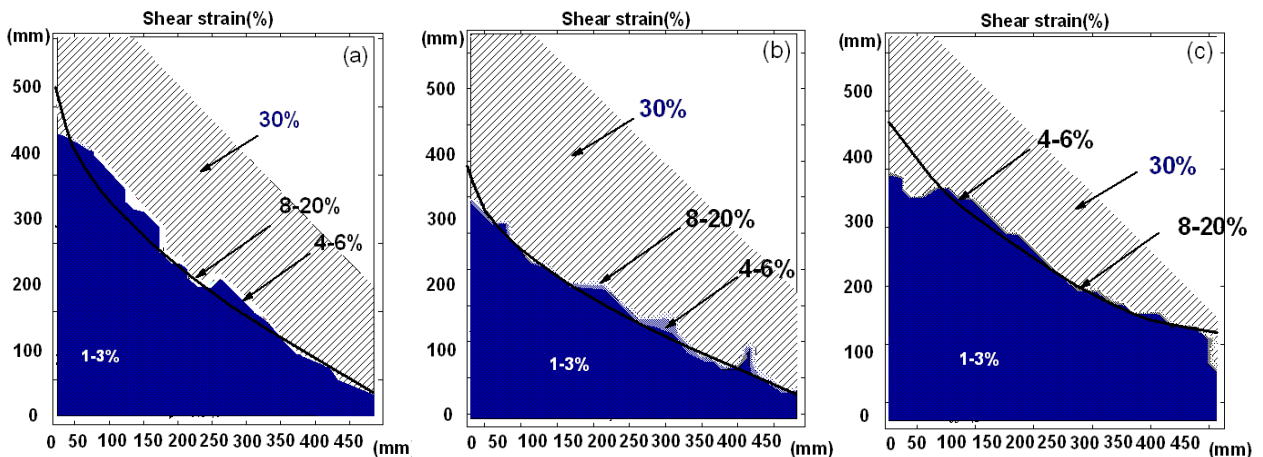


図 - 10 初期含水比の違いにおける崩壊後のせん断ひずみ分布の変化（凍結融解履歴無）

(a)  $w_0 = 34\%$  , (b)  $w_0 = 38\%$  , (c)  $w_0 = 43\%$

次に、飽和度の変化について比較した。初期含水比 38% のケースにおける飽和度の変化（図 - 6 (b) 参照）では、降雨開始後に飽和度が上昇し、その後ピークを迎えて崩壊に至るのに対して、初期含水比 43%（図 - 8 参照）のケースでは、飽和度がほぼ一定になっていることがわかる。以上のことから、間隙水圧挙動と飽和度の変化は最適含水比を挟み、大きく変化していることがわかる。

以上のことを総合すると、最適含水比よりも低い含水比で作製した本模型斜面は、初期強度は高いが、降雨等の浸透によって斜面内の含水比が上昇し、強度が低下することによって、すべり線を伴う崩壊が発生したと考えられる。また、最適含水比よりも高い含水比で作製した斜面では、透水係数が低くなるため、斜面内に降雨が浸透しにくくなり、斜面内の飽和度があまり上昇せず、浸透しない水は斜面表層部を流れるため、斜面表層部の間隙水圧は上昇し、斜面表層部で流動が起きるのであろう。これらのことから、初期含水比の違いは、降雨による浸透特性、崩壊形状に大きく影響を与えていることが示された。

#### 4 - 2 . 凍結融解履歴が斜面表層崩壊に及ぼす影響

北海道のような積雪寒冷地では、冬季間の気温の低下によって地盤の凍結や凍上現象が起こり、春季の気温上昇で地盤が融解するといった凍上・凍結融解現象が繰返し発生している。既往の研究<sup>5),6),7),8)</sup>では、土質特性の異なる試料に凍結融解履歴を与え、土質材料の違いにおける崩壊モードの変化を明らかにした。ここでは、既往の研究と同様、異なる初期含水比を有する斜面に凍結融解履歴を与えたケースについて検討する（Case7～Case10）。

図 - 11 に、凍結融解過程における、斜面内の代表的な温度変化を示す。試験条件は、初期含水比 34%、斜面密度  $0.90\text{g/cm}^3$ 、斜面角  $45^\circ$  ドライアイスで 8 時間凍結させた後、 $20^\circ\text{C}$  の室温で融解させたケースである。図より、斜面表層から 25mm の深さ（T1, T4, T7）は凍結開始から 8 時間（28800 秒）後に  $0^\circ\text{C}$  以下に達し、凍結していることがわかる。目視ではおおよそ 40mm の凍結層が確認されている。図示は省略するが、初期含水比 34% 以外の初期含水比でもほぼ同様な厚さの凍結層が確認されている。また、融解開始から 4 時間（凍結融解過程で 43200 秒）後では、熱電対センサーの値は  $0^\circ\text{C}$  以上になっているが、センサー周辺に凍結層が存在していたため、凍結層が完全に融解する 12 時間を融解時間に設定し、降雨実験を開始している。

図 - 12 は、このときの凍結融解過程における飽和度の変化を示したものである。凍結過程では、凍結層付近の飽和度は減少している（sm1～sm5）。一方、融解過程においては凍結部で保持されていた水分が融解によって周囲に移動<sup>6)</sup>するため、凍結層の飽和度は再び上昇している。他の初期含水比の凍結融解試験においても同様の結果が得られている。履歴無の崩壊後のせん断ひずみ分布（図 - 9 (b), (c) 参照）と比べると、凍結融解履歴有の場合（図 - 13 (a), (b) 参照）では、せん断ひずみは表層付近で発生していることがわかる。これらの事実は、既往の研究<sup>14)</sup>と同様に、凍結深がほぼ同じであれば、凍結深さからすべり線の発生位置を推定できることを示唆している。

図 - 14 に、PIV 解析から求めた凍結融解時における体積ひずみの変化を示す。表層部では凍結開始から凍結終了後まで膨張傾向を示し、凍結終了後までその影響領域は徐々に深部方向に拡大している。凍結終了後から融解終了後まではその変化はほとんど認められず、その影響領域は凍結深ならびにすべり線の深さとほぼ一致している。このことから、既往の土質特性<sup>5),7)</sup>と同様、凍結融解履歴によって生じる体積変化特性（ダ

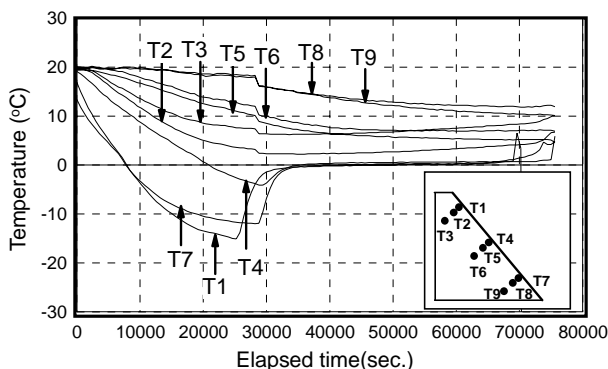


図 - 11 凍結融解過程の斜面内の温度変化

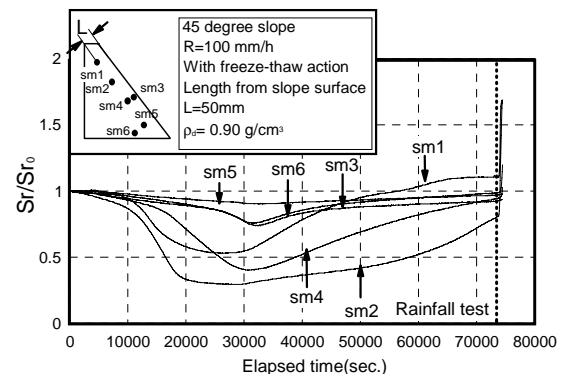


図 - 12 凍結融解過程の飽和度の変化

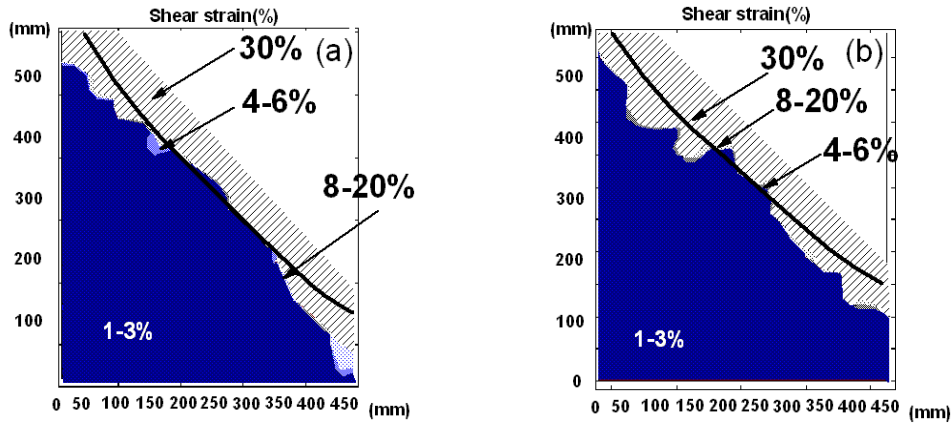


図 - 13 凍結融解履歴有における崩壊時のせん断ひずみ分布

(a)  $w_0 = 38\%$ , (b)  $w_0 = 43\%$

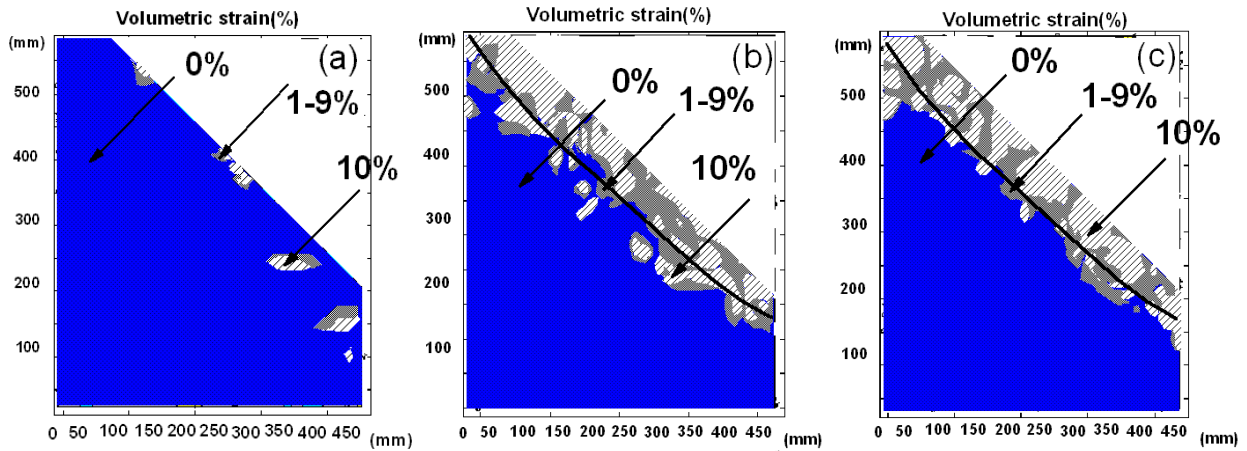


図 - 14 凍結融解履歴中の体積ひずみ分布

(a) 凍結開始 1 時間後, (b) 凍結終了後, (c) 融解終了後

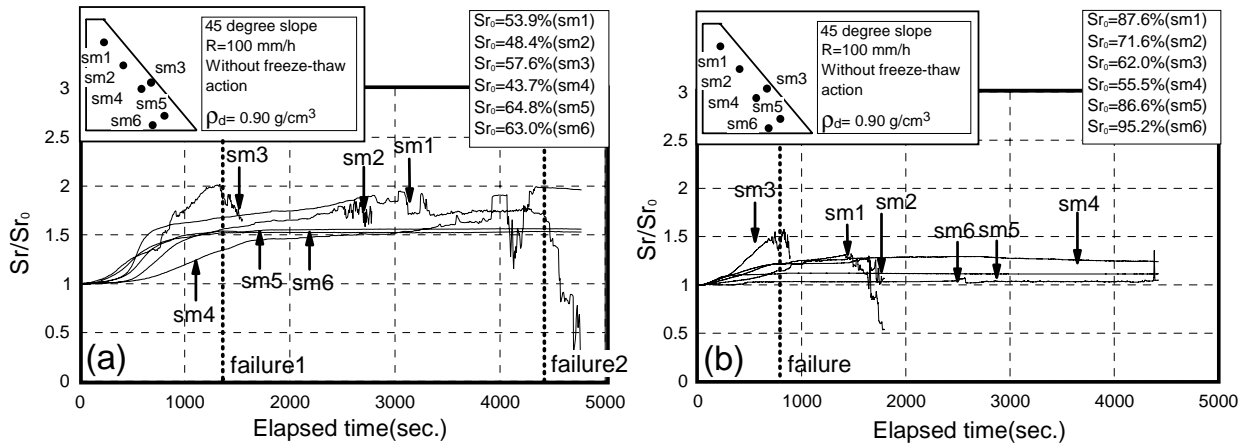


図 - 15 凍結融解履歴有における飽和度の変化 (凍結融解履歴有)

(a)  $w_0 = 38\%$ , (b)  $w_0 = 43\%$ ,

イレイタンスー特性)を把握することによって斜面崩壊を適切に評価することが可能であると言えよう。

図 - 15 に凍結融解履歴有における飽和度の変化について示す。図から、すべり線付近の sm3 が、降雨開始後すぐに上昇していることが明らかである。また、崩壊時間に着目して履歴有無で比較すると、初期含水比 38% の履歴無の場合 (図 - 6 (b) 参照) では崩壊時間が 3600 秒に対し、履歴有の場合では 1350 秒と、崩壊時間は明らかに速くなっている。また、初期含水比 43% の履歴無の場合 (図 - 10 参照) では、斜面表層部で流動が発生した時間が 2500 秒に対し、履歴有の場合では 750 秒と、こちらのケースでも、明らかに速くなっ

ている。このことは、凍結した表層部分が融解後には高含水状態になるとともに、斜面の構造劣化・空洞化が発生することを示したものであろう。

#### 4-3. 斜面表層崩壊と保水量との関係

既往の研究では、土質特性<sup>6), 7), 8)</sup>や崩壊モードの違い<sup>12)</sup>にかかわらず、斜面内に本来保持されている初期保水量（初期含水比  $w_0$ ）と崩壊時の斜面全体に保持される水量（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。その関係を表現すると以下ようになる。

$$w_f = \beta w_0^\gamma \quad (1)$$

ここで、 $\beta$  と  $\gamma$  は土質材料に起因する形状係数である。以下、駒岡火山灰土においても同様の検討を行った。

図-16 は崩壊時含水比と初期含水比の関係を凍結融解履歴の有無によって示したものである。なお、図中には初期保水量を併せてプロットしている。また、既往の研究<sup>8)</sup>より得られた柏原火山灰土ならびに当幌火山灰土の保水量の変化も併せて示している。図から、他の試料と同様、履歴有無にかかわらず、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。また、噴出源が同じである、柏原火山灰土と駒岡火山灰土ではほぼ同値の関係が得られている。土質特性、特にその保水特性に依存

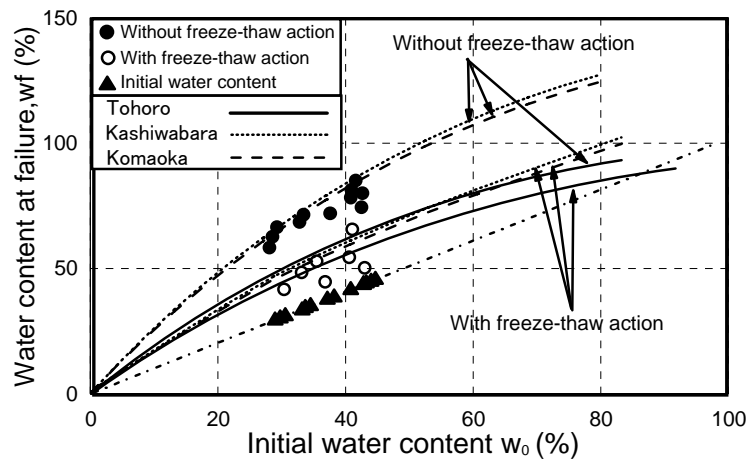


図-16 初期含水比の違いによる崩壊時含水比の変化

するものであるが、噴出源が同じであれば、同様に評価できる可能性があり、今後詳細に検討する予定である。いずれにしても、対象となる斜面において(1)式のような表示が可能になれば、実務的に簡易的な斜面安定性解析ができることになる。

以上のことから、本試料においても、斜面内の含水状態（保水状態）の把握と凍結融解履歴の影響の定量的な評価は重要であることが示された。

#### 5. 結論

駒岡火山灰土を用いた一連の模型実験より、次のような結果を得た。

- (1) 凍結融解履歴無の試験ケースでは、密度の違い及び初期含水比の違いは、降雨による崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を及ぼす。また、最適含水比を境界にして、その力学挙動は変化する可能性がある。
- (2) 凍結融解履歴の影響により、斜面は早期に表層崩壊を引き起こす可能性がある。
- (3) 斜面内の含水状態（保水状態）の把握と凍結融解履歴の影響の定量的な評価は斜面安定性を議論する上で重要である。

#### 謝辞

本研究を進めるにあたり、科学研究費補助金基盤研究 A (No.23241056, 代表 三浦清一) から研究補助が与えられた。また、実験及びデータ整理に室蘭工業大学 神田 銀平 君の協力を得た。未筆ながら記して謝意を表します。

#### 参考文献

- (1) 鈴木輝之, 根岸正充: 北海道の道路工事における凍害 - 特に斜面, トンネル, 側溝について, 土と基礎, Vol.37, No.9, pp.65-70, 1989.



- (2) Miura, S., Yagi, K., and Asonuma, T.: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003.
- (3) 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.122-128, 2010.
- (4) 斜面の凍上被害と対策のガイドライン: 斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会, 地盤工学会北海道支部, pp.16-21,45-76. 2010.
- (5) 川村志麻, 三浦清一, 石川達也, 横浜勝司: 寒冷地にある不飽和火山灰質土斜面の降雨模型実験による崩壊現象とその評価, *土木学会論文集 C*, vol.66, No.3, pp.577-594, 2010.
- (6) 川村志麻, 三浦清一, 奥田健太, 中野博貴, 石川達也: 凍結融解履歴が火山灰質土斜面の降雨時力学挙動に及ぼす影響, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム論文集, pp.231-236, 2009.
- (7) 川村志麻, 奥田健太, 中野博貴, 三浦清一, 横浜勝司: 破砕性火山灰質土斜面の降雨時力学挙動に及ぼす諸要因の影響, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第 50 号, pp.127-136, 2010.
- (8) 川村志麻, 奥田健太, 三浦清一, 芦原真志: 凍結融解履歴を有する破砕性火山灰質土斜面の崩壊機構に関する模型実験, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第 51 号, pp.53-62, 2011.
- (9) 工藤明日香, 三浦清一, 川村志麻, 横浜勝司, 松村聡, 海谷宣弘: 火山灰質粗粒土によって構築した実大盛土斜面の力学挙動計測, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第 52 号, 2012.
- (10) D. G. White, W. A. Take and Bolton, M. D.: Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry, *Geotechnique*, Vol.53, No.7, pp.619-631, 2003.
- (11) 八木則男, 矢田部龍一, 山本浩司: 雨水浸透による斜面崩壊, *土木学会論文報告書*, 第 330 号, pp.107-114, 1983.
- (12) Kawamura, S. and Miura, S.: Field monitoring of volcanic slope subjected to freezing and thawing and its evaluation, *Geo-Congress 2012, Geotechnical Special publications, ASCE*, 2012. ( in press )
- (13) 芦原真志, 川村志麻, 三浦清一, 佐藤要太: 寒冷地にある火山灰質土斜面の崩壊現象に関する模型実験, *地盤工学会北海道支部技術報告集*, 第 52 号, 2012.
- (14) 川村志麻, 中野博貴, 三浦清一, 石川達也: 凍結・融解履歴を受ける不飽和火山灰質土斜面の降雨時力学挙動, *地盤工学研究発表会発表講演集*, 第 44 号, pp.687-688, 2009.

サイト概念モデルに基づく自然由来重金属汚染対策の検討について  
— 道路建設現場におけるリスク評価と盛土モニタリング実験 (その1) —

(独) 土木研究所寒地土木研究所 正会員 ○田本 修一  
正会員 伊東 佳彦

1. はじめに

建設工事で発生する岩石ずり中の自然由来の重金属の対応については、「建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル (暫定版)」(平成 22 年 3 月 国土交通省) <sup>1)</sup>で示されているサイト概念モデルによるリスク評価を実施することにより、合理的な対応が期待される。しかし、その運用が開始されたばかりで、課題点も多く残されている。

本研究では、高精度化したリスク評価モデルの提案、リスク評価・対策選定マニュアルの作成を目的に、過年度 <sup>2)</sup>に報告したリスク評価モデルの検証を行うため、北海道内の道路建設現場においてヒ素 (以下、As という) を含有する掘削ずりを封じ込めた盛土のモニタリング実験を実施した。本報告では、盛土モニタリング実験の途中結果と実験現場に合わせて修正したリスク評価モデルを用いた二次元移流分散解析による解析結果について報告する。

2. 盛土モニタリング実験

2. 1 試料

盛土モニタリング実験に用いた試料は、As を含有する掘削ずり (破砕質泥岩) と吸着材料として分配係数の高い購入土である。各試料の粒径加積曲線を図-1 に、物理特性を表-1 に示す。盛土材料として利用された掘削ずりは、最大粒径  $D_{max}=106\text{mm}$ 、細粒分含有率  $F_c=15.9\%$  で地盤材料の分類では粗石まじり粘性土質砂質礫である。購入土は、最大粒径  $D_{max}=19\text{mm}$ 、細粒分含有率  $F_c=27.2\%$  で地盤材料の分類では礫混じり細粒分質砂である。

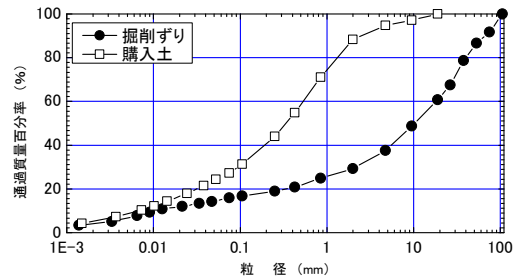


図-1 各試料の粒径加積曲線

As を含有する掘削ずりおよび吸着材料の鉱物学的、化学的性状を明らかにするため、X線粉末回折及び底質調査法による含有量試験を行った。その結果を表-2、3 に示す。掘削ずりには、粘土鉱物にスメクタイトが検出されているほか、別途実施した偏光顕微鏡観察によりイライトが観察されており、吸水膨張による亀裂が入りやすい性状を有する。購入土には As の吸着に寄与するものと考えられる粘土鉱物のハロイサイトが検出された。含有量試験結果から As の含有量は、 $8.4\text{mg/kg}$  検出され、As の土壌含有量基準値  $150\text{mg/kg}$  の  $5.6\%$  であった。

表-1 各試料の物理特性

試料名	掘削ずり (破砕質泥岩)	購入土
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.749	2.601
最大粒径 $D_{max}(\text{mm})$	106	19
平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$	10.2	0.488
均等係数 $U_c$	1707.5	150.4
細粒分含有率 $F_c(\%)$	15.9	27.2
地盤材料の分類	GCsS-R2	SF-G
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)^*$	1.812	1.574
最適含水比 $w_{opt}(\%)$	16.5	20.1

\*突固めによる締固め試験(A-c法)による。

表-2 各試料の X線粉末回折結果

	掘削ずり	購入土
石英	◎	○
斜長石	△	○
シデライト	+	
雲母類	-	
緑泥石	+	
スメクタイト	+	
ハロイサイト		+

凡例

◎:極多量、○:多量、△:中量、+:少量  
-:微量

表-3 掘削ずりの含有量試験結果

項目	試料名	
	mg/kg	掘削ずり (破砕質泥岩)
ヒ素	8.4	
鉄	4.29	
カルシウム	1.22	
総硫黄	0.074	
含水率	3.2	
強熱減量	4.3	
pH(H <sub>2</sub> O)	11.1	
pH(H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> )	9.6	

## 2. 2 連続溶出試験および逐次抽出試験

掘削ずりからの As の溶出傾向を把握するため、バッチ式の連続溶出試験を行った。また、掘削ずり中に含まれる As の存在形態を把握するため、丸茂ら<sup>3)</sup>による逐次抽出試験を行った。連続溶出試験の方法は、溶媒に純水を用いた環境庁告示第 46 号の付表で示される方法を準用した溶出試験を、試験後の残渣を用いて複数回実施するものである。試験の溶出回数は、As が土壌溶出量基準値以下を示す（5 回）まで行った。各試験後溶液の水質分析には ICP-MS を使い、pH はガラス電極法により測定した。逐次抽出試験は、イオン交換態、炭酸塩態、鉄・マンガン酸化物態、有機態及び難溶性鉱物態の 5 形態の抽出処理を行った。各抽出処理方法を表-4 に示す。また、抽出後の溶液分析は、ICP-MS を用いた。

表-4 抽出処理方法

抽出段階	抽出溶媒	試験条件(振とう・温度)	液/固比	重金属類の存在形態
step1	1mol/l リン酸二水素ナトリウム	密閉、常温(23±2°C)、1h 振とう(200rpm)	20ml/1g	吸着態(イオン交換態)
step2	1mol/l 酢酸ナトリウム	密閉、常温(23±2°C)、5h 振とう(200rpm)	20ml/残渣	炭酸塩態
step3	0.04mol/l 塩酸ヒドロキシルアミン、25% 酢酸	開放、5h加熱(85±2°C)、手動攪拌	20ml/残渣	鉄・マンガン酸化物態
step4	0.02mol/l 硝酸、30% 過酸化水素水、step3混合液	開放、5h加熱(85±2°C)、30min振とう(200rpm)	30ml/残渣	有機物態
step5	20ml濃硝酸	開放、1h煮沸、振とう操作なし	20ml/残渣	難溶性鉱物態

溶出回数と As 溶出量との関係を図-2 に、逐次抽出試験結果および連続溶出試験において基準値超過分の As 累積溶出量を表-5 に示す。また、各形態で抽出された As の割合を図-3 に示す。なお、表-5 中には、岩石ずり中の As の全含有量として、底質調査方法による含有量試験結果も併せて示す。図-2 より As は、初期値 0.036mg/L を示したが、溶出回数とともに繰り返し回数 5 回目で土壌溶出量基準値以下となった。図-3 より水に溶出しやすい形態であるイオン交換態の割合は、全含有量の約 2 割程度であることがわかる。また、表-5 より連続溶出試験結果から求めた土壌溶出量基準値以上となる溶出総量は、0.781mg/kg で全含有量の約 1 割程度である。これらのことから、当該現場における岩石ずりからの As の溶出特性は、土壌溶出量基準値以上となる割合が全含有量の約 1 割程度であり、As の溶出ポテンシャルとしては、全含有量の 2 割程度であることが示唆される。すなわち、全含有量の 2 割程度が水に溶け出しやすく、1 割程度が土壌溶出量基準値を超過する可能性があることが考えられる。

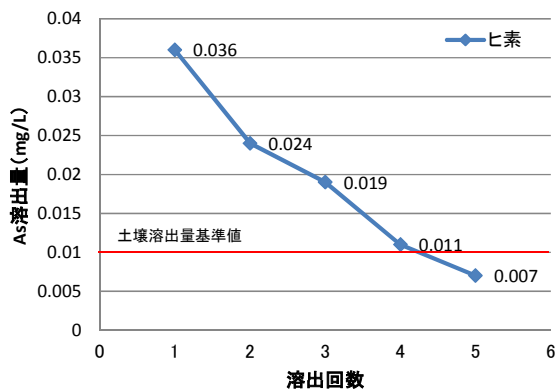


図-2 溶出回数と As 溶出量の関係

表-5 逐次抽出試験結果および As 累積溶出量

試料名		掘削ずり (破碎質泥岩)	
逐次抽出試験	As抽出量 (mg/kg)	イオン交換態	1.76
		炭酸塩態	0.29
		鉄・マンガン酸化物態	0.232
		有機物態	2.15
		難溶性鉱物態	4.38
As抽出量合計		8.81	
連続溶出試験	As累積溶出量 (mg/kg)	0.781	

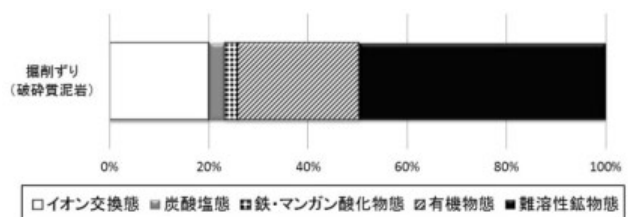


図-3 各形態で抽出された As の割合

## 2. 3 盛土モニタリング実験の概要

実験現場は、北海道内の一般国道をバイパスする地域高規格道路の建設現場であり、工事区間の As を含有するトンネル掘削ずりを本線道路盛土材として利用した道路盛土で実施している。実験期間は、平成 23 年 12 月より平成 27 年 3 月までの 3 年 3 ヶ月間実施する予定である。実験の概要を図-4 に示す。幅約 67m、高さ約 10m の道路盛土内および盛土の下部地盤内に図-4 に示す位置において、盛土・地盤内環境を測定する

ための計測機器および間隙水を採取するための土壌溶液採取器を埋設した。計測機器は、温度、土中酸素濃度、体積含水率である。また、地下水の水位および水質を把握するため、盛土法尻に地下水観測孔を設置し、地下水位計を設置した。間隙水および地下水の採水方法は、間隙水については土壌溶液採取器から負圧吸引により採水し、地下水については使い捨てのペーラーを用いて採水した。採水した間隙水および地下水の分析項目は pH および As で、pH はガラス電極法、As は ICP-MS を用いて測定した。盛土下部の地盤は、氾濫原堆積物と考えられる沖積層が分布し、リスク評価のポイントとなる帯水層として Ag1 層がある。

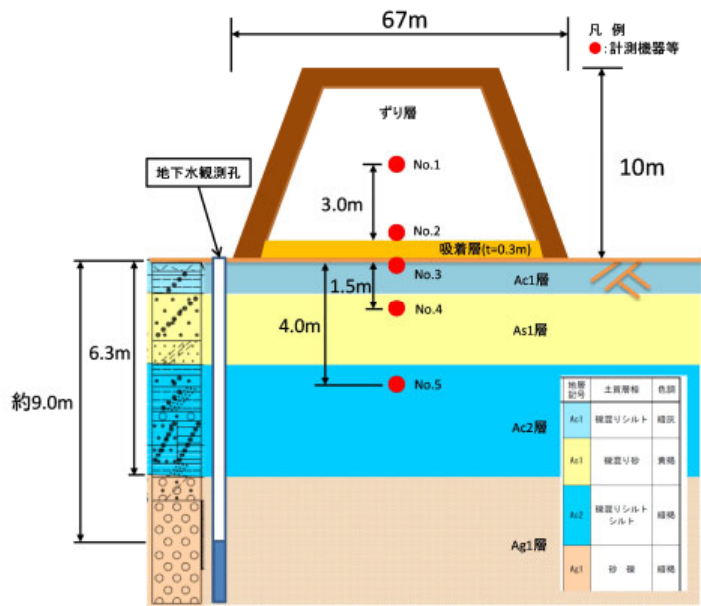
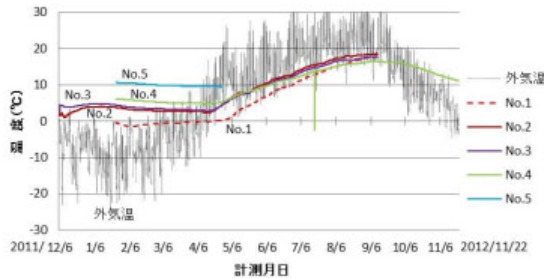


図-4 盛土モニタリング実験の概要

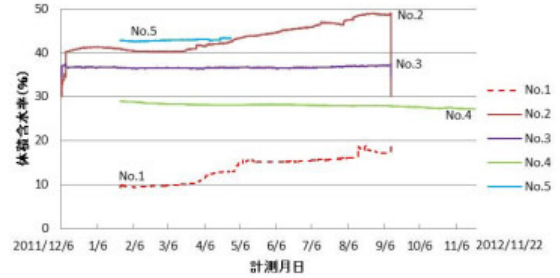
## 2. 4 実験結果

### (1) 温度、体積含水率、土中酸素濃度、地下水位

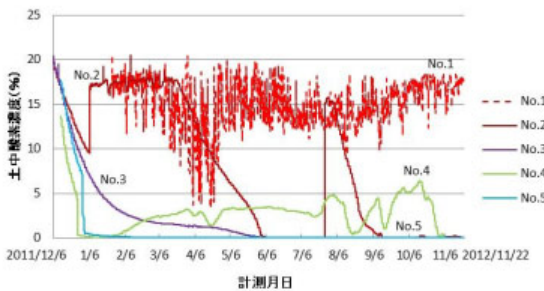
盛土・地盤内における温度、土中酸素濃度、体積含水率、地下水位の計測結果を図-5 に示す。なお、地下水位の計測結果に示す降水量は、実験現場周辺に設置されている道路テレメータによる雨量データを用いた。温度、体積含水率の一部データの欠損については、No.2、3 では計測機器への供給電圧不足、No.5 については原因不明であるが、計測機器の故障によりデータの欠損が生じた。



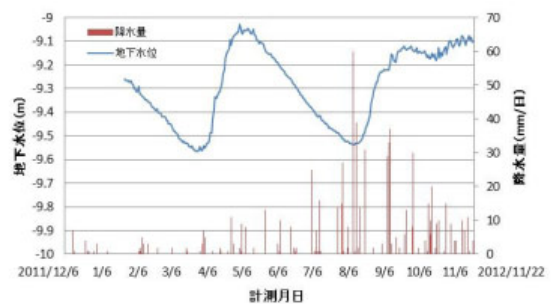
(1) 温度



(2) 体積含水率



(3) 土中酸素濃度



(4) 地下水位

図-5 盛土・地盤内における温度、土中酸素濃度、体積含水率、地下水位の計測結果

図-5 に示すように盛土・地盤内の温度は、4 月中旬まで設置深度に応じてほぼ一定であるが、4 月中旬以降は外気温と連動するように推移する。No.5 についてはデータの欠損が生じているが、設置位置が吸着層下部より 4.0m の深度にあるため、温度変化が一定、もしくは緩慢な変化を示すものと推察される。



体積含水率は、盛土内に設置した No.1、2、3 では計測期間の経過とともに上昇する。一方、地盤内に設置した No.4、5 では、概ね一定の体積含水率を示す。吸着層を挟む No.2 と 3 に着目すると、No.2 の体積含水率は計測開始から約 20% 上昇しているのに対し、No.3 では約 3% の上昇である。これは、吸着層の上部で盛土内間隙水が滞留し、一定の浸透速度で吸着層を通過していることを示唆する。

土中酸素濃度は、計測器の設置位置が深くなるほど低下する傾向を示す。盛土内に設置した No.1、2 に着目すると、盛土天端より設置位置の浅い No.1 では酸素濃度の変化が大きく、特に融雪期である 4 月中においては、大きく減少傾向を示す。一方、設置位置が深い No.2 では、No.1 ほどの変化は示さないものの、3 月～6 月および 8 月頃に大きく酸素濃度が低下している。これらは、融雪水による還元環境への移行、雨水による酸素の供給という、同じ水の供給でも盛土内環境に与える影響が異なることが推定される。

地下水位は、融雪期と降雨による水位の変化が確認されたが、最高水位時でも No.5 より 5m 程下であった。

(2) 間隙水および地下水の水質分析結果

pH、As と採水日の関係を図-6 に示す。定量下限値未満のものは、便宜上、定量下限値でプロットした。同図に示すように、盛土内の pH はアルカリ性を示し、As が溶出しやすい pH 環境<sup>4)</sup>であった。No.1 では当初 8.1 であったのが、変動しながら 9.8 まで上昇し、No.2 では当初 11.3 であったのが、10 月には 10.4 まで低下する。地盤内の pH もアルカリ性を示し、7.5～9.3 で推移する。地下水の pH は、7～7.5 の中性～アルカリ性を示す。

盛土内の As は、No.1、2 でいずれも土壌溶出量基準値を超過したが、時間の経過とともに減少している。これは、連続溶出試験の As の溶出傾向と同様の溶出傾向を示している。また、No.1 と 2 を比較して採水深度が深くなると、As 溶出量が大きくなる。地盤内および地下水の As は、定量下限値未満～0.002mg/L であった。吸着層を挟む No.2 と 3 に着目すると、吸着層上部の No.2 で基準値を超過していた As が、吸着層下部の No.3 では定量下限値未満であったことから、吸着層の対策効果が確認された。

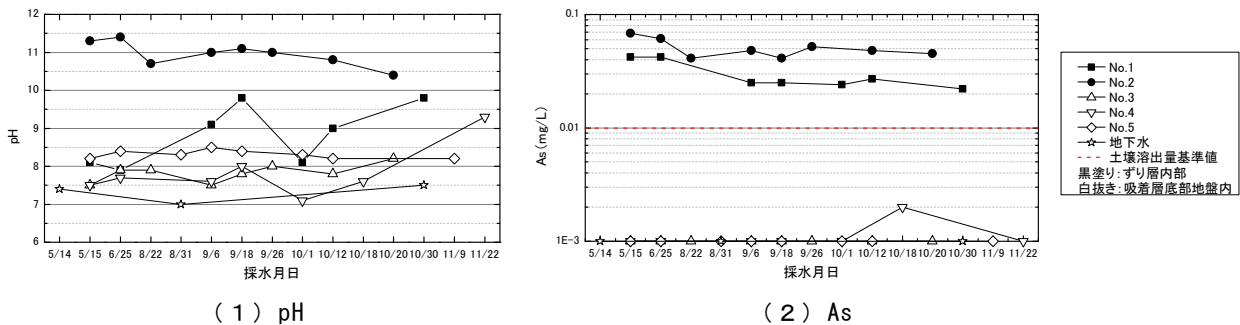


図-6 pH、As と採水日の関係

3. 修正リスク評価モデルによる再解析

3. 1 修正内容

盛土モニタリング実験現場の盛土形状および周辺地盤の地質調査結果に基づきリスク評価モデルの再構築を行った。修正したモデルの要素分割および材質区分図を図-7 に、過年度モデルと修正モデルとの入力パラメータ設定条件の比較表を表-6 にそれぞれ示す。再構築したリスク評価モデルを用いて二次元移流分散解析を行った。二次元移流分散解析には、Dtransu-2D/EL<sup>5)</sup>を用いた。

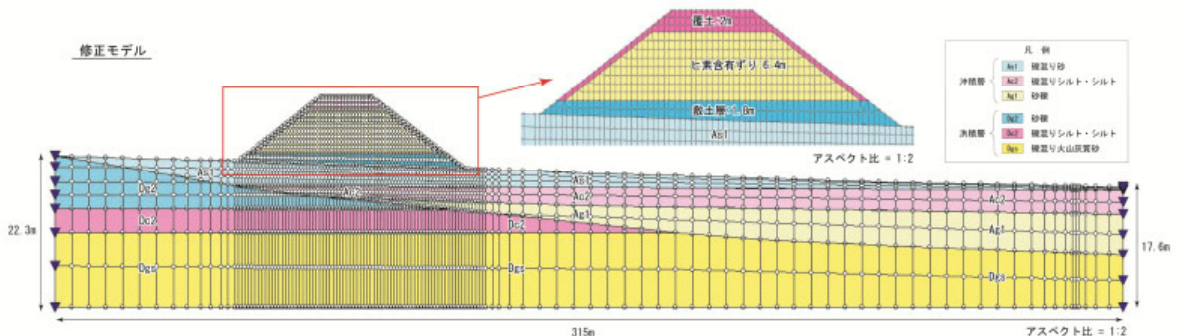


図-7 修正したモデルの要素分割および材質区分図

表-6 過年度モデルと修正モデルとの入力パラメータ設定条件の比較表

項目	過年度モデル	修正モデル	
浸透流解析	解析断面位置	・河川の南約550mの東西方向	・盛土実験箇所
	モデル化領域	・横断方向は沖積層が地表に露出するところから河川まで ・深度方向は沖積層底面もしくは地下水面下10mのうちの深い方	・横断方向は沖積層が地表に露出するところからリスク評価地点近傍まで ・深度方向の考え方は過年度モデルと同じ
	水理地質区分	・沖積層と段丘堆積物に区分	・沖積層と段丘堆積物を新たに実施したボーリング調査結果に基づき細分化
	透水係数等の水理パラメータ	・沖積層の透水係数はキャリブレーション値 ・その他は文献値	・現場透水試験に基づいて透水係数を修正 ・その他は過年度モデルと同じ
	地下水流動場の想定条件	・解析断面に近い観測孔の平均地下水位をもとに想定した動水勾配および盛土部直下の地下水深	・平成23年に更新した地下水位分布
	盛土構造	・建設現場の盛土標準断面	・盛土実験箇所の断面
移流分散解析	発生源濃度	・56日溶出試験に基づく濃度変化	・連続溶出試験に基づく総溶出量
	分散長	・移行距離 $L_p$ の経験式で算出した値を採用 分散長 $\alpha = 0.82(\log_{10} L_p)^{2.446}$	・過年度モデルと同じ
	遅延係数	・試験値に基づき敷土と沖積層に $R=4100$ を設定	・別途実施した吸着試験結果に基づき敷土に $R=198$ を設定 ・それ以外は過年度モデルと同じ
	リスク評価地点	・事業用地境界および盛土尻から180m下流の家庭用飲用井戸	・過年度モデルと同じ

### 3. 2 再解析結果

解析期間 100 年間の As 濃度の変化を図-8 に示す。この図に示すように、盛土設置から 100 年の間でリスク評価地点および事業用地境界の地下水中の As 濃度は地下水環境基準を超えない。盛土部直下の濃度分布を見ると、As の基準値超過は盛土の施工より 10 年まで敷土内に留まるが、20 年で敷土を超え、以後、徐々に不飽和部の鉛直方向へ拡がる傾向が見られた。すなわち、盛土設置から 100 年間でリスク評価地点および事業用地境界の地下水中の As 濃度は、地下水環境基準を超えないと評価された。

次に、図-9 に過年度モデルと修正モデルの盛土部における 100 年後のヒ素濃度分布を示す。この図に示されるように、100 年後のヒ素の基準超過範囲は概ね変わらない結果となった。

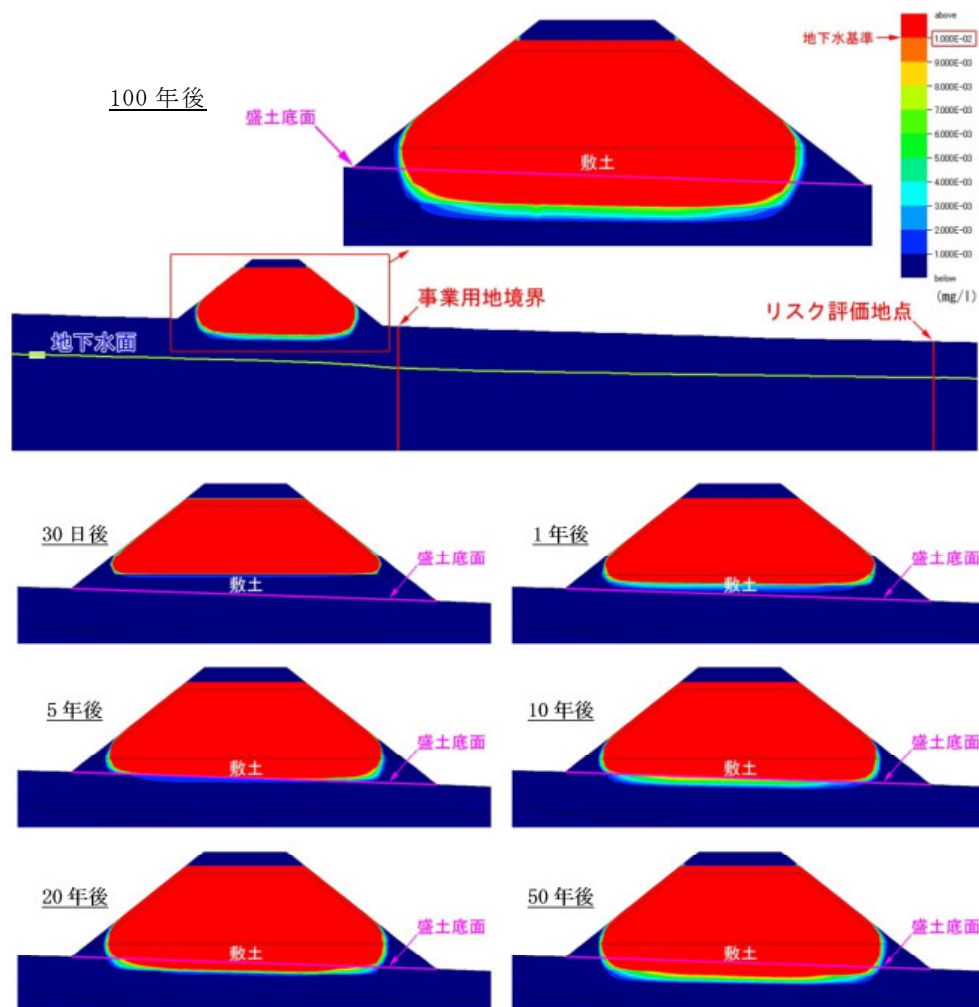


図-8 解析期間 100 年間の As 濃度の変化



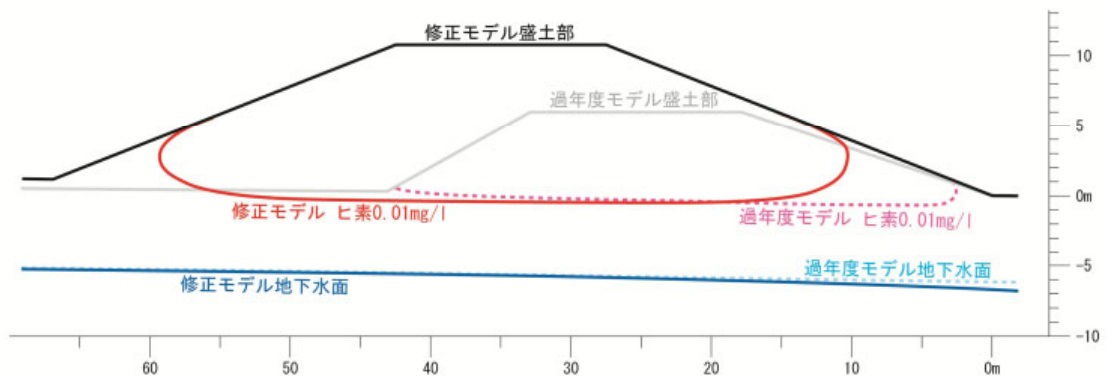


図-9 過年度モデルと修正モデルの盛土部における 100 年後のヒ素濃度分布

#### 4. まとめと今後の課題

本報告では、盛土モニタリング実験および実験現場に合わせて修正したリスク評価モデルの解析を行った結果、以下のことが明らかとなった。

- ・連続溶出試験と逐次抽出試験の結果、As は初期値 0.036mg/L を示したが、溶出回数とともに繰り返し回数 5 回目で土壌溶出量基準値以下となった。また、水に溶出しやすい形態であるイオン交換態の割合は、全含有量の約 2 割程度であることがわかった。
- ・盛土モニタリング実験の結果、吸着層を挟む No.2 と 3 に着目すると、吸着層上部の No.2 で基準値を超過していた As が、吸着層下部の No.3 では定量下限値未満であったことから、本実験期間内においては吸着層の対策効果が確認された。
- ・修正リスク評価モデルによる再解析の結果、盛土設置から 100 年間でリスク評価地点および事業用地境界の地下水中の As 濃度は、地下水環境基準を超えないと評価された。

今後の課題として、モニタリングの継続および盛土・地盤内間隙水の採水水質分析を継続し、リスク評価精度の向上に資する物質移行パラメータの入力条件の明確化やトレーサーとなりうる成分について検討を行っていく予定である。

ここで、本実験にご協力頂いた関係各位に謝意を表す。

#### <参考文献>

- 1) (独) 土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）、土木研究所資料第 3903 号 2003.7.
- 2) 田本修一、伊東佳彦：二次元移流分散解析による重金属汚染リスク評価に関する一考察、(社) 地盤工学会北海道支部第 52 回技術報告会、pp.151-156
- 3) 丸茂克美、江橋俊臣、氏家亨：日本各地の土壌中の重金属含有量と鉛同位体組成、資源地質、第 53 巻、第 2 号、pp.125-146、2003.
- 4) 鈴木哲也、竹花大介、榊原正幸、板谷利久：重金属を含有する掘削土砂の処理判定と対策、土と基礎、第 52 巻、第 9 号、pp.13-15、2004.
- 5) 西垣誠、菱谷智幸、橋本学ほか：飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究、土木学会論文集、No.511、III-30、pp.135-144、1995.

## 砂およびシルトの熱伝導率の水分依存性

苫小牧工業高等専門学校	国際会員	○ 所 哲也
苫小牧工業高等専門学校	学生会員	白井 翔也
北海道大学大学院	国際会員	石川 達也
苫小牧工業高等専門学校	国際会員	中村 努

### 1. はじめに

北海道では、凍結融解作用が主因と考えられる地盤災害が冬から春にかけて数多く発生する。近年生じた災害を例に挙げると、2011年5月に発生した国道230号中山峠で発生した斜面崩壊がある。この発生原因は、暖気による急激な融雪に降雨が重なったことによる地下水位上昇であると考えられ、同様の原因で北海道では融雪期に斜面崩壊が多発している。斜面崩壊の他にも、擁壁背面の土の凍結膨張圧による擁壁の変状、破壊や、凍結融解作用により路盤材の支持力低下などによる舗装の亀裂の発生など、凍結融解作用による地盤災害によって北海道の社会基盤は多大な損害を受けている。これら災害の対策を行う上で、熱伝導率などの熱物性値を用いて凍結深さ、地盤内の温度分布を推定する必要があるが、土の熱伝導試験は標準化されていないため、土の熱伝導率は過去の試験データや推定式を用いているのが現状である。土の熱伝導率は、含水量、密度、石英含有量などの影響因子が多いため推定するのが難しいが、これまで種々の熱伝導モデルが提案されている。これらの中で、Johansen<sup>1)</sup>による推定式は、飽和度、間隙率に加え石英含有量を考慮しているため、適合性が高いとされ広く用いられている。しかし、当該推定式も石英含有量が低い土に対しては適さないとされており<sup>2)</sup>、現状では幅広い土質に適用可能な推定式は存在していない。このため、土質によっては凍結深の推定が必ずしも正しいとは言えず、凍結融解作用による被害を拡大させている可能性がある。

そこで、本研究では、熱伝導率の測定結果の蓄積により熱伝導モデルを構築することを目標として、非常熱線法の一つであるサーマルプローブ法を用い、粒度分布が異なる二種類の未凍土に対して熱伝導試験を実施した。得られた熱伝導率を水分特性曲線と照合して水分依存性について考察する。

### 2. 試験装置および試験方法

#### 2. 1 試験装置

本研究では、比較的簡易に土の熱伝導率を求めることができる非常熱線法の一つであるサーマルプローブ法を試験法として採用した。試験装置の概略図を図1に示す。装置は供試体内に挿入するプローブ、プローブに電流を送信する安定化電源、プローブの温度上昇を計測する温度計、プローブへの入力電力を計測する電流計、電圧計、および供試体を一定温度に保つための恒温水槽から構成されている。

図2にプローブの詳細図を示す。プローブは、長さ150mm、外径3mm、内径2mmの中空銅管にヒーター線（コンスタンタン線）と熱電対（T型）を封入し、常温で固体のワックスを充填することでそれぞれ絶縁、固定している。

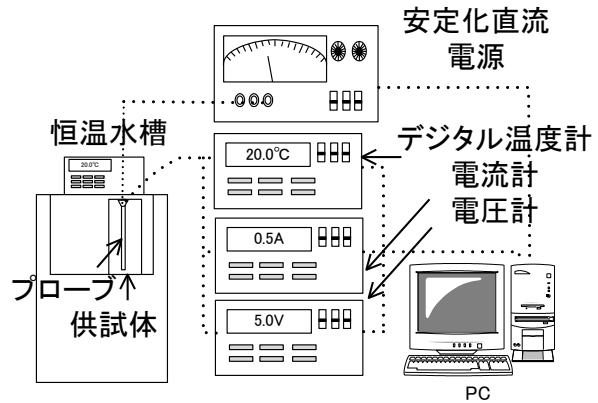


図1 試験装置概略図

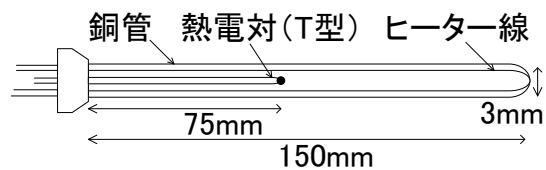


図2 プローブ詳細図

## 2. 2 試料と供試体作製方法

試料には、豊浦砂と北見市東陵町で採取された風化火山灰（以下東陵土と称す）を用いた。各試料の粒径加積曲線と物性値を図3、表1にそれぞれ示す。供試体は目標の飽和度となるように含水比を調整し、試料と水を十分に混ぜ合わせた後、直径72mm、高さ180mmのステンレス容器に試料を充填し、所定密度になるように突固めることで作製した。

密度、および含水量の違いが熱伝導率に与える影響を検討するため、表2に示す試験条件で試験を実施した。なお、熱伝導試験終了後に供試体の上部、中部、下部の含水比を測定し、目標値とのばらつきが小さいことを確認している。

## 2. 3 試験方法

作製した供試体を20°Cに設定した恒温水槽内に設置し、温度が均一になった後に熱伝導試験を実施した。試験は、安定化電源からプローブへの供給電力が12W/mとなるようにプローブに通電し、プローブの温度、電流、電圧値をパソコンにより自動計測する。

サーマルプローブ法は、プローブに一定の熱量を加えたときの温度上昇がプローブに接する試料の熱伝導率に依存することを利用して熱伝導率を求める手法であり、熱伝導率は次式で表される。

$$\lambda = \frac{Q}{4\pi\Delta\theta} \ln\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (1)$$

ここで、 $\lambda$ : 熱伝導率 (W/m/K)、 $Q$ : プローブの単位長さ当たりの熱量 (W/m)、 $t_1, t_2$ : 時間 (h)、 $\Delta\theta$ :  $t_1, t_2$ 間のプローブの上昇温度である。

図4にプローブに通電した際のプローブの温度上昇の経時変化の一例を示す。(1)式中の $\ln(t_2/t_1)/\Delta\theta$ は、測定開始1分後から8分間の計測データを用いて最小二乗法により求めた値を用いている。

## 2. 4 保水性試験

豊浦砂（砂質土）と東陵土（シルト）では、粒径、粒度分布の違いなどから水分特性曲線のサクション範囲が大きく異なる。西村ら<sup>3)</sup>は、微細多孔質膜を用いた加圧膜法とセラミックディスクを用いた加圧板法より得られた水分特性曲線を比較し、低サクション領域ではセラミックディスクが難透水性であるためヒステリシスが大きくなることを示している。一方、加圧膜法では、高サクション領域では拡散空気の影響により水分特性曲線に誤差が生じる。このため、本研究では保水性が低い豊浦砂は加圧膜法、保水性が高い東陵土は加圧板法により、熱伝導試験と同密度（豊浦砂： $\rho_d=1.60\text{g/cm}^3$ と東陵土： $\rho_d=1.29$ ）で保水性試験を別途実施し、水分特性曲線を求めた。

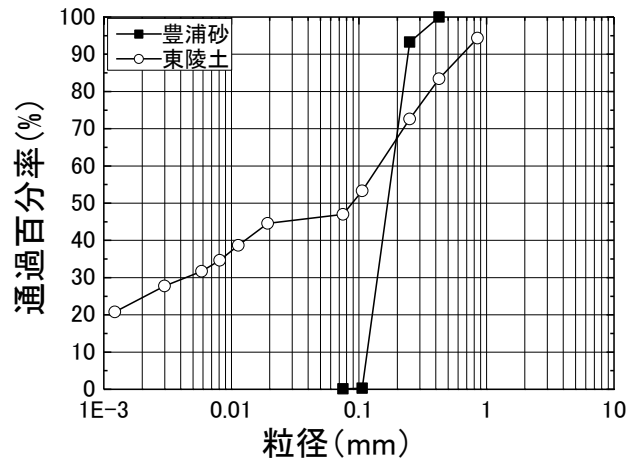


図3 試料の粒度分布

表1 物理的指標

試料名	$\rho_s$	$\rho_{d\max}$	$\rho_{d\min}$	$D_{50}$	$F_c$
	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	mm	%
豊浦砂	2.65	1.65	1.35	0.18	0
東陵土	2.56	1.34	0.84	0.09	46.98

表2 試験条件

豊浦砂										
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	設定飽和度 $S_r$ (%)									
1.60	0	5	10	15	20	50	80	100		
1.50	0	5	10	-	20	50	-	100		

東陵土										
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	設定飽和度 $S_r$ (%)									
1.30	0	10	20	30	35	40	50	60	70	80
1.10	0	-	20	30	-	40	50	60	70	80

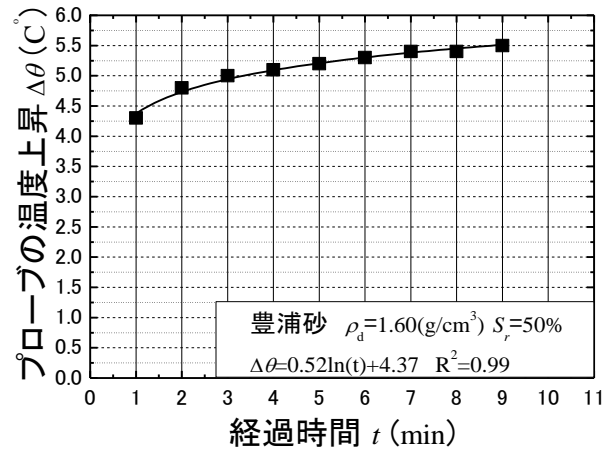


図4 プローブ温度の経時変化

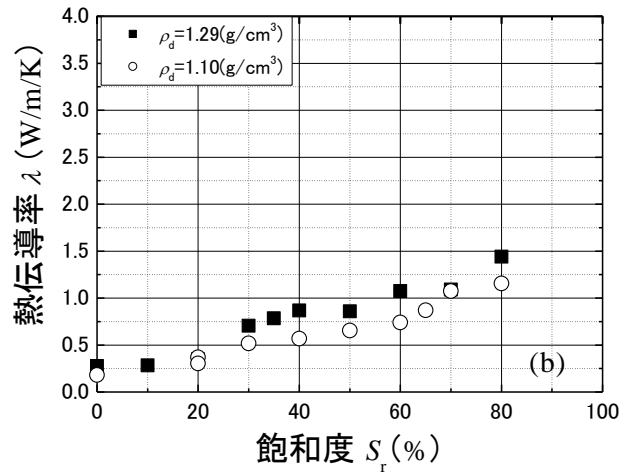
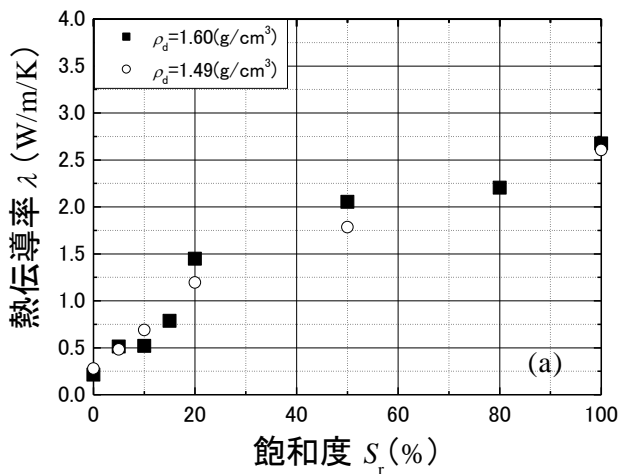


図5 熱伝導率と飽和度関係 (a) 豊浦砂 (b) 東陵土

### 3. 試験結果および考察

豊浦砂と東陵土の熱伝導率と飽和度の関係を図5(a), (b)にそれぞれ示す。豊浦砂、東陵土ともに密度増加に伴い、熱伝導率も高くなる傾向が伺える。土中の伝熱媒体は、固体層の土粒子、液体層の間隙水、空気層の間隙空気であるが、空気の熱伝導率は土粒子、水の熱伝導率と比較すると無視し得るほど小さいため、主に土粒子と間隙水に沿って熱が伝わる。このため、密度増加によって土粒子接点数が増加し、伝熱媒体が増えることで熱伝導率が増加したと考えられる。

次に、各試料の含水量の変化に伴う熱伝導率の変化について考察する。豊浦砂、東陵土ともに飽和度の増加

に伴い、熱伝導率も増加している。前述のように土中の熱は土粒子、間隙水に沿って伝わるため、乾燥密度が一定の条件下においては含水量と熱伝導率は比例関係になると考えられる。しかし、本研究で得られた熱伝導率-飽和度関係では、高含水領域では比例関係となっているが、両試料とも飽和度20%以下の低含水量領域では非線形となり、熱伝導率は飽和度と一義的な関係となっていない。この理由は、土中水の存在形態が含水量によって異なるためであると考えられる。一般に、土中水の存在形態は、水分特性曲線と対比して図6のようになるとされている<sup>4)</sup>。含水量が極めて低い懸垂水不飽和状態では、土粒子の接点近傍にメニスカスを形成する状態で存在しており、含水量が高い封入不飽和状態では、気泡が離散的に存在している。過渡的不飽和状態は、懸垂水不飽和状態と封入不飽和状態の移行状態である。これらの水分存在形態が熱伝導率と密接に関係していると考え、熱伝導率の水分依存性を水分特性曲線を用いることで土中水の存在形態と対比して考察する。

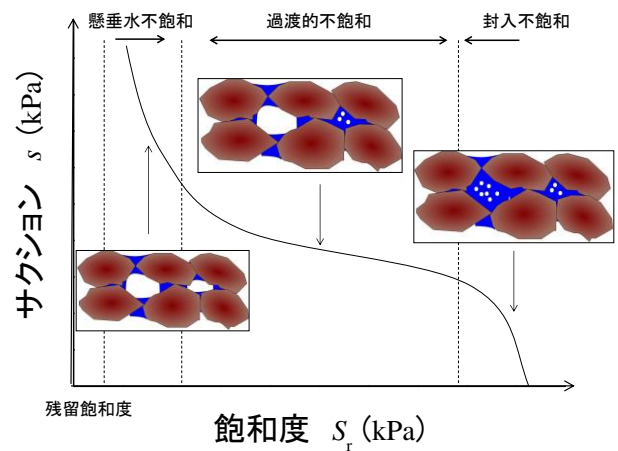


図6 水分状態の概念図<sup>4)</sup>

豊浦砂 ( $\rho_d=1.60\text{g/cm}^3$ ) と東陵土 ( $\rho_d=1.29\text{g/cm}^3$ ) の熱伝導率-飽和度関係に別途実施した保水性試験より得られた水分特性曲線とVGモデルによる近似曲線を併せて図7(a), (b)に示す。水分特性曲線から、豊浦砂は、明確な残留飽和度が見られる。他方、東陵土は保水性が高く、350kPaの高サクシオンを負荷しても排水が続き明確な残留飽和度は見られなかったが、概ね残留飽和度は20%~30%程度と推測される。豊浦砂、東陵土ともに気乾状態(豊浦砂:  $S_r=0\%$ ,  $\lambda=0.21\text{ W/m/K}$ , 東陵土:  $S_r=0\%$ ,  $\lambda=0.28\text{ W/m/K}$ )から残留飽和度付近までは、含水量増加による熱伝導率の上昇は極めて小さい。これは、この含水量では、間隙水は主に土粒子表面に存在する極めて薄い吸着水や土粒子の接点にメニスカス水として存在しており、その多くが連続していないため伝熱には寄与していないことに因ると考えられる。実際、豊浦砂を対象とした土中水の存在形態を $\mu\text{x}$ 線CTスキャンにより観察した研究報告<sup>5)</sup>からも、残留飽和度以下の低含水領域では、間隙水の多くは連続していないことが視覚的に確認されている。一方、懸垂水不飽和状態においては、熱伝導率の変化が

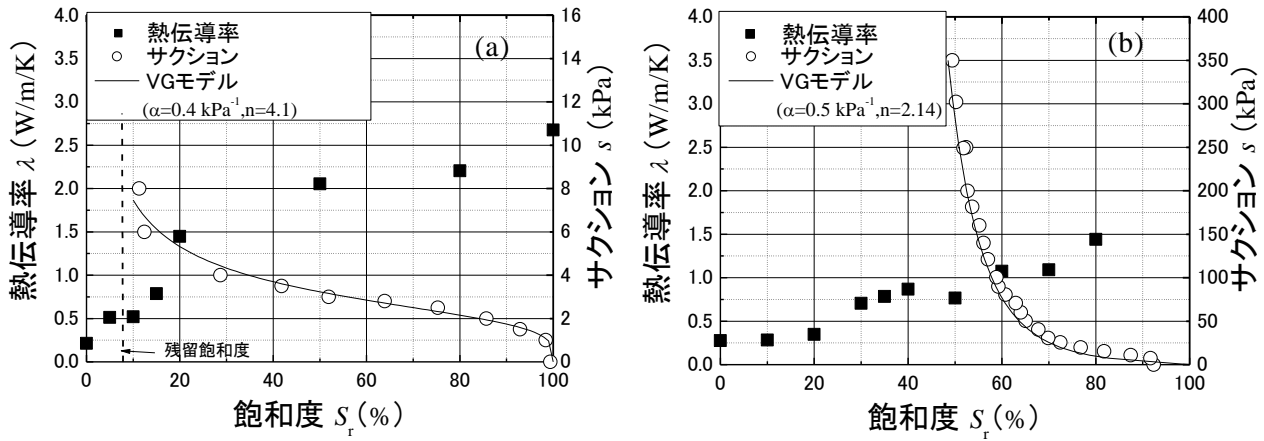


図7 熱伝導率と水分特性曲線 (a) 豊浦砂 (b) 東陵土

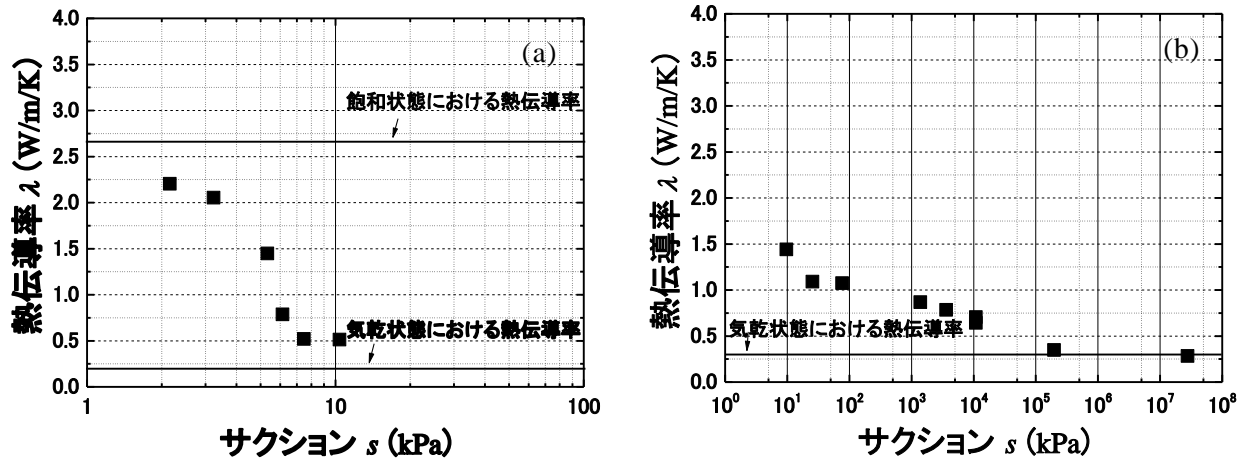


図8 熱伝導率とサクシヨン関係 (a) 豊浦砂 (b) 東陵土

大きく、この状態で伝熱に寄与する間隙水が連続したと考えられる。過渡的不飽和状態から封入不飽和状態を経て飽和状態に至るまでは、既に伝熱に寄与する間隙水が連続しており、含水量の増加に比例して熱伝導率が増加したと考えられる。以上より、熱伝導率は不飽和土内における水分の存在状態に依存していると言える。

熱伝導率と水分特性曲線との関係をより詳細に調べるため、熱伝導率とサクシヨンの関係を図8に示す。豊浦砂、東陵土ともに残留飽和度以下の高いサクシヨン領域においては、気乾状態からの熱伝導率の増加は少ない。熱伝導率の増減傾向の変化は、残留飽和度付近を境界として生じており、それ以上ではサクシヨンの減少にともない熱伝導率が増加している。したがって、含水比の変化に伴う熱伝導率の増減傾向を推定式で表現するためには、熱伝導率の変曲点となる残留飽和度を考慮する必要がある。

#### 4. まとめ

粒度分布が異なる豊浦砂と東陵土の熱伝導率は、水分特性曲線により説明される土中水の存在形態と密接に関っており、熱伝導率の変曲点は残留飽和度付近で生じる。このことは、熱伝導率の推定やモデル化には水分特性曲線を考慮する必要性があることを示唆している。

参考文献 1) Johansen, O.: Thermal conductivity of soils, PhD thesis, Trondheim University, Norway, 1975. 2) 山崎祐樹, 土谷富士夫, 辻修: 石英を含め凍結土および未凍結土の熱伝導率測定と推定モデル, 農業土木学会論文集, No.226,43-51,2003. 3) 西村友良, 古関潤一: 加圧膜法による低サクシヨン領域の非塑性シルトの水分特性曲線, 第47回地盤工学研究発表会, 342-343, 2012. 4) 風間基樹, 高村浩之, 海野寿康, 仙頭紀明, 渦岡良介: 不飽和火山灰質砂質土の液状化機構について, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.2, 546-561, 2006. 5) 森下諒一, 吉田竜也, 肥後陽介, 岡二三生, 木元小百合:  $\mu x$  線 CT を用いた異なる水分保持状態における不飽和豊浦砂の微視的構造の観察, 第47回地盤工学学会研究発表会, 349-350, 2012.



## 京極ダム堤体材料の設計と盛立施工

北海道電力㈱京極水力発電所建設所 正会員 角谷 英一郎  
北海道電力㈱京極水力発電所建設所 正会員 当麻 誠司  
北海道電力㈱京極水力発電所建設所 正会員 ○岩崎 具久

### 1. はじめに

北海道電力㈱京極発電所は、北海道虻田郡京極町北部に位置する標高約 900m の緩やかに傾斜する台地に上部調整池を、尻別川支流のペーペナイ川と美比内川の合流部に下部調整池となる京極ダムを設置し、有効落差 369m、最大使用水量 190.5m<sup>3</sup>/s を利用して、最大出力 60 万 kW を発電する北海道初の純揚水式発電所であり、平成 26 年 10 月の 1 号機営業運転開始を目指して現在鋭意建設中である。

このうち、京極ダム堤体の盛立工事は、コア部・フィルター部を平成 22 年 7 月から開始し、ロック部を同年 9 月から開始した。平成 23 年 7 月からは昼夜施工を実施し、ピーク時（平成 23 年 8 月～10 月中旬）には日平均 8 千 m<sup>3</sup> 程度の盛立を行い、現在は冬期間盛立休工中である。平成 24 年 12 月末時点での盛立高さ（コア部）は 53.5m、盛立量は約 131.6 千 m<sup>3</sup>、堤体の盛立進捗率は約 99% に達しており、湛水を平成 25 年 11 月から開始する計画である。

京極ダムの諸元を表-1 に、平面図および標準断面図を図-1, 2 に示す。

京極ダム地点は、国内でも有数の豪雪地帯で、年間盛立可能期間は約 5 ヶ月に限定されることから、合理的な設計、盛立施工が求められる。本稿は、京極ダム工事のうち、堤体材料の設計、盛立施工および品質管理について報告するものである。

表-1 京極ダム諸元

項目	諸元	
流域面積	51.3km <sup>2</sup>	
調整池面積	0.39km <sup>2</sup>	
型式	中央土質遮水壁型ロックフィルダム	
堤高	54.0m	
堤頂長	332.5m	
堤体積	コア材	189 千 m <sup>3</sup>
	フィルター材	131 千 m <sup>3</sup>
	ロック①材	765 千 m <sup>3</sup>
	ロック②材	188 千 m <sup>3</sup>
	リップラップ材	45 千 m <sup>3</sup>
	合計	1,318 千 m <sup>3</sup>
総貯水容量	5,546 千 m <sup>3</sup>	
有効貯水容量	4,120 千 m <sup>3</sup>	
設計洪水位	EL487.0m	
常時満水位	EL486.0m	
最低水位	EL471.5m	
利用水深	14.5m	

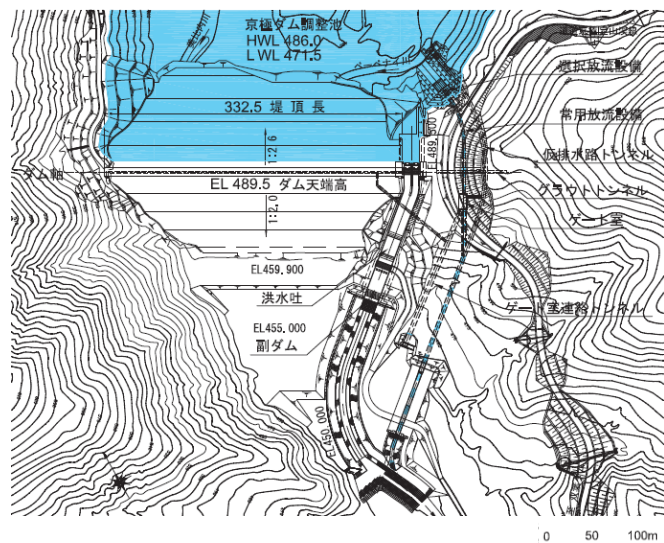


図-1 京極ダム平面図

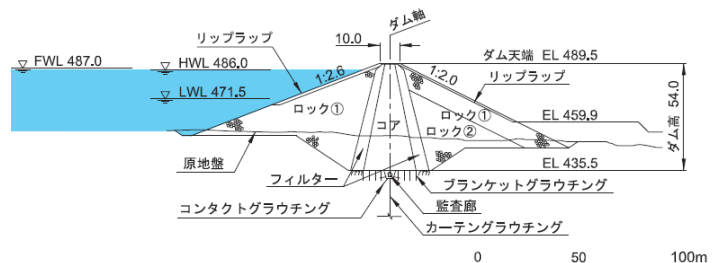


図-2 京極ダム標準断面図

RATIONAL DESIGN OF EMBANKMENT MATERIALS AND CONSTRUCTION ON KYOGOKU DAM AT KYOGOKU PROJECT, Eiichiro KAKUYA, Seiji TOMA, Tomohisa IWASAKI, 2<sup>nd</sup> Civil Engineering Section, Kyogoku Project Office, Hokkaido Electric Power Co., Inc.



## 2. 堤体材料の設計

京極ダムの堤体材料は、これまでに実施した調査および試験の結果を基に、表-2 に示す設計値とした。以下に堤体材料の設計の概要を記載する。

表-2 京極ダム堤体材料の設計値

材料		岩種・岩級 <sup>※1</sup>	採取箇所 ／最大粒径 (mm)	設計値			
				$\rho d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Dc (%)	k (m/s)	
コア材	着岩材	An-w	上部調整池／50	—	—	$1 \times 10^{-7}$ 以下	
	中間材 <sup>※2</sup>	細粒材	An-w	上部調整池／50	—	$\rho d_{max} \times 90\%$ 以上	$1 \times 10^{-7}$ 以下
		粗粒材 <sup>※3</sup>	Wt/C <sub>L</sub> 級	採石場／50			
	一般材 <sup>※2</sup>	細粒材	An-w	上部調整池／50	1.63以上	$\rho d_{max} \times 95\%$ 以上	$1 \times 10^{-7}$ 以下
粗粒材 <sup>※3</sup>		Wt/C <sub>L</sub> 級	採石場／150				
フィルター材 <sup>※3</sup>		Wt・Vb/C <sub>M</sub> 級	採石場／150	1.68以上	—	$1 \times 10^{-6}$ 以上	
ロック①材		Wt・Vb/C <sub>H</sub> 級	採石場／800	1.74以上	—	$1 \times 10^{-5}$ 以上	
ロック②材		Tb/C <sub>H</sub> 級	地下発電所／800	1.91以上	—	$1 \times 10^{-5}$ 以上	
リップラップ		Wt・Vb	採石場／—	—	—	—	
		河床砂礫	京極ダム／—				

An-w：風化安山岩，Wt：溶結凝灰岩，Vb：火山角礫岩，Tb：凝灰角礫岩， $\rho d$ ：現場乾燥密度， $\rho d_{max}$ ：最大乾燥密度，Dc：締固め度，k：現場透水係数

※1：岩級区分は、電力中央研究所で定めた分類方式を採用した。岩級と変形係数との関係は C<sub>H</sub>級：3,924～27,331MN/m<sup>2</sup>，C<sub>M</sub>級：226～3,237MN/m<sup>2</sup>，C<sub>L</sub>級：49～491MN/m<sup>2</sup>である。

※2：細粒材：粗粒材=1:2.0（乾燥重量比）

※3：原材料：破碎材料=1:1.0（乾燥重量比）

### (1) コア材

コア材は、止水の役割を有し、一般に現場透水係数  $1 \times 10^{-7}$  m/s 以下（室内透水係数  $1 \times 10^{-8}$  m/s 以下）が目標値とされ、最大粒径などの違いにより着岩材、中間材、一般材に区分される。着岩材は基礎岩盤に接する材料であり、変形に対して可塑性が高く、大きなせん断ひずみを受けても遮水性が変化しないなどの性能が要求される。中間材には一般材と着岩材間の性質の急変を避ける性能が求められ、一般材は遮水性に加え、せん断強度を有し施工が容易である必要がある。以下、一般材をコア材の代表として記載する。

京極ダムの一般材は、上部調整池の風化安山岩（細粒材）を有効利用した。但し、単独では所定のせん断強度が得られないことおよび、高含水比で含水比の調整が必要なことから、採石場の溶結凝灰岩 C<sub>L</sub>級（粗粒材）と混合することとした。

一般材の粒度試験結果を図-3に、締固めおよび透水試験結果を図-4に示す。粗粒材は、原材料の粒度が粗く、既設（1976年～1996年に施工した国内ダムの粒度分布実績、事例数20ダム）の粒度分布と比較したところ、図-3に示すとおり細粒材との混合材（図中の混合材（粒度調整前））の粒度分布が粗かったことから、京極ダムでは混合材の粒度分布を既設の粒度分布範囲内に収まるように粒度の改善を図った。但し、細粒材は賦存量が限られており、細粒材の比率を増やすことができないため、破碎機械（コーンクラッシャー）を用いて粗粒材の粒度調整を行った。試験の結果、図-3および図-4に示すとおり、混合材（粒度調整後）は、概ね既設ダム粒度分布の範囲内とすることができ、透水係数も室内試験での目標値とした  $1 \times 10^{-8}$  m/s 以下を満足することができた。

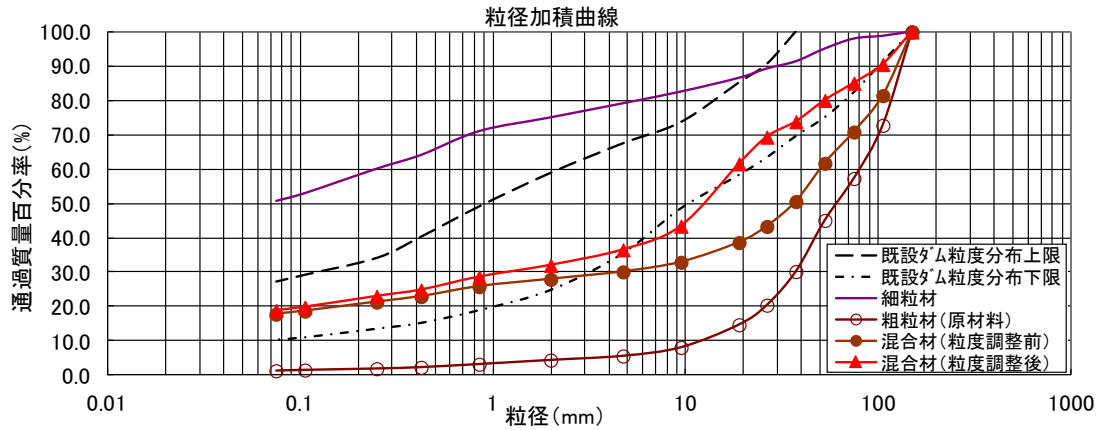


図-3 一般材粒度試験結果

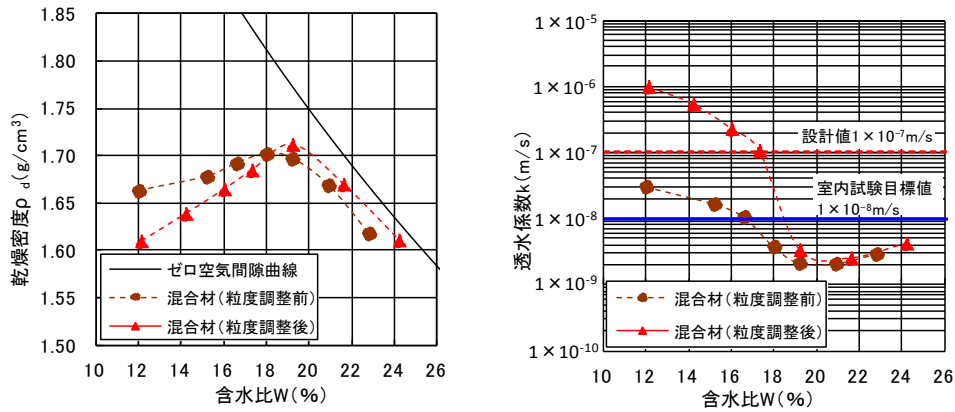


図-4 一般材締めめおよび透水試験結果

(2) フィルター材

フィルター材は、コア材とロック材の間に配置され、両材料間の性質の急変を避け、応力の伝達と変形の影響を緩和する役割を有する材料であり、コア材の流出を防ぐとともに浸透水を安全に排水する目的で表-3 に示す基準（フィルター5則）を満足する粒度を有することが求められる。

京極ダムのフィルター材には、採石場の溶結凝灰岩 C<sub>M</sub> 級および火山角礫岩 C<sub>M</sub> 級を採用した。これは採石場からロック①材 C<sub>H</sub> 級を採取するために発生する C<sub>M</sub> 級岩を有効利用することで、フィルター材を確保するための掘削が不要であり、土捨場への捨土量の削減といった経済性を考慮したものである。

図-5 にフィルター材の粒度試験結果を示す。フィルター材についても一般材の粗粒材と同様に原材料の粒度分布が、既設の粒度分布と比較して粗かったことから、既設の粒度分布範囲内に収まり、加えてフィルター5則を満足するように破砕機械（コンクラッシャー）を用いて粒度調整を行った。

表-3 フィルター5則

1	透水則	$\frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 15\% 粒径}} > 5$
2	パニング則	$\frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 85\% 粒径}} < 5$
3	平行則	フィルター材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行
4	被保護材料が粗粒材料を含む場合、その材料の 25mm 以下の部分について 1), 2) を適用する。	
5	フィルター材料は、0.075mm 以下の材料を 5% 以上含まない	

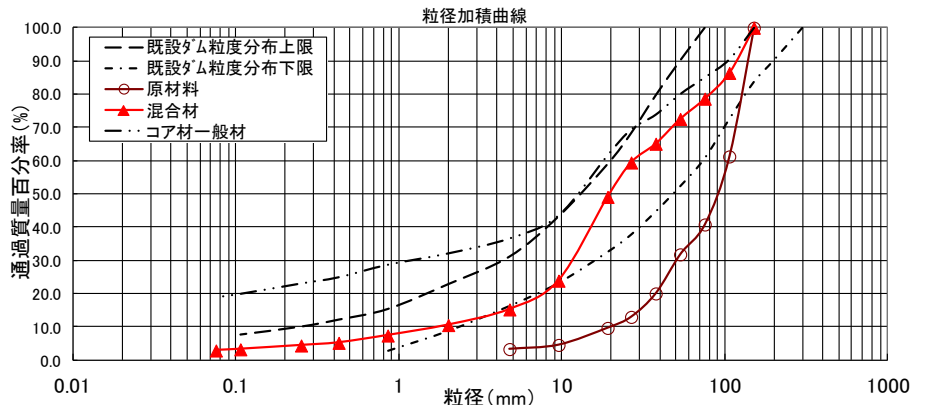


図-5 フィルター材粒度試験結果

(3) ロック材およびリップラップ材

ロック材は、堤体の力学的安定に及ぼす影響が大きいため、岩石、砂礫等のせん断強さの大きい材料により構成する必要がある。また、コア材からの浸透水、雨水および貯水池の水位急低下に伴う間隙水を速やかに排除できる排水性（透水係数  $1 \times 10^{-5}$  m/s 以上）を有している必要がある。

京極ダムのロック材は、使用する材料に応じて外部ロックと内部ロックにゾーニングしている（図-2 参照）。材料試験の結果から、所定の要求性能を満足する材料として外部ロックであるロック①材には採石場の溶結凝灰岩  $C_H$  級と火山角礫岩  $C_H$  級を、内部ロックであるロック②材には地下発電所の掘削ずりである凝灰角礫岩  $C_H$  級等を採用した。

京極ダムのリップラップ材は、採石場の溶結凝灰岩および火山角礫岩、京極ダム基礎掘削時などで発生した河床砂礫からロック材の最大粒径以上の岩石を中心に用いることとした。

3. 盛立試験

(1) コア材

コア材の盛立は、材料が天候の影響を受けやすく雨天時には施工できないなどの理由から、盛立の進捗に最も影響を与えるものである。

そのため、京極ダムの一般材では、当初これまで国内ダムで多く採用されてきた仕上層厚 20cm で施工する計画であったが、施工合理化のため、仕上層厚 30cm の採用を検討した。検討では、室内試験の結果や国内ダムの事例を基に、最適含水比付近において振動ローラ（転圧回数 0,4,6,8 回）およびタンピングローラ（転圧回数 0,8,12,16 回）で盛立試験を実施し、現場密度および透水係数を確認した。盛立試験ケースを表-4 に、盛立試験結果を図-6, 7 に示す。図中の締固め度（礫補正後）は、Walker-Holtz による礫補正後の値である。Walker-Holtz の礫補正とは、一般的に国内の室内試験に用いられる大型試験モールド（ $\phi$  300mm, 最大粒径  $D_{max}$  53mm）では材料の許容最大粒径が定められており、現場材料の粒径でそのまま試験ができないため、室内と現場の最大粒径に応じて密度の補正を行うものである。

表-4 盛立試験ケース

転圧機種	転圧回数	仕上層厚
11t 級 振動ローラ	4, 6, 8 回	20cm
	4, 6, 8 回	30cm
	8, 12, 16 回	30cm

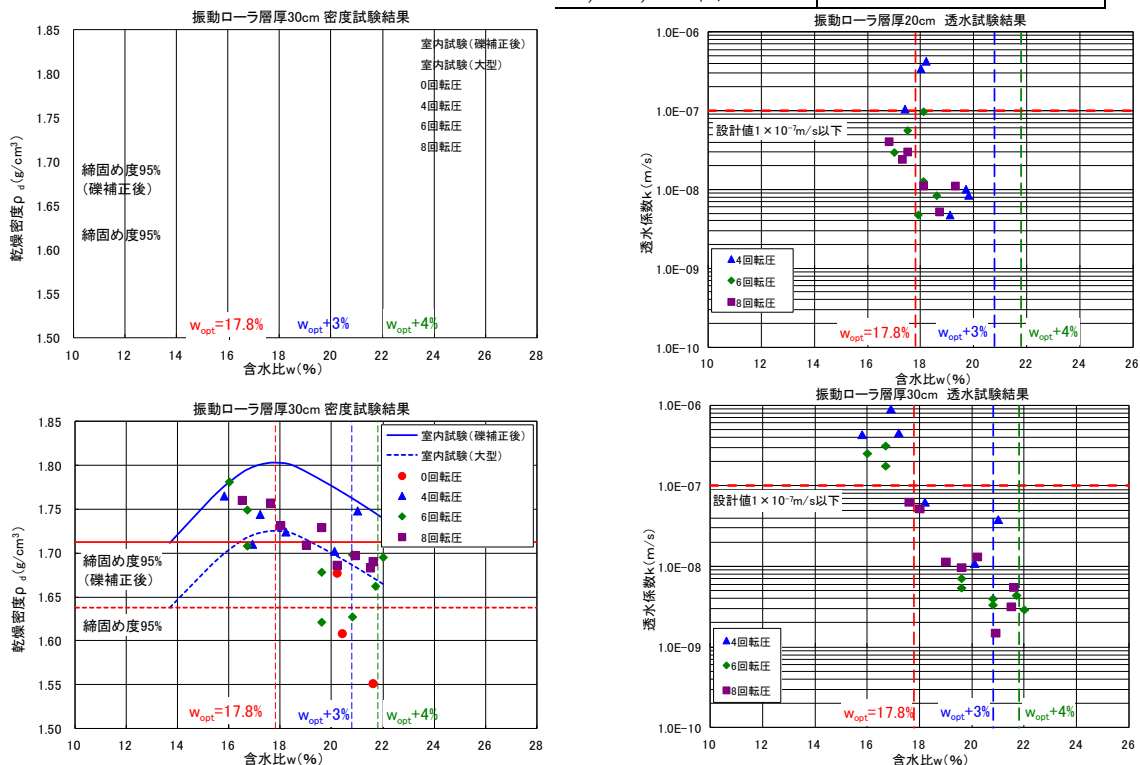


図-6 一般材盛立試験結果（振動ローラ）

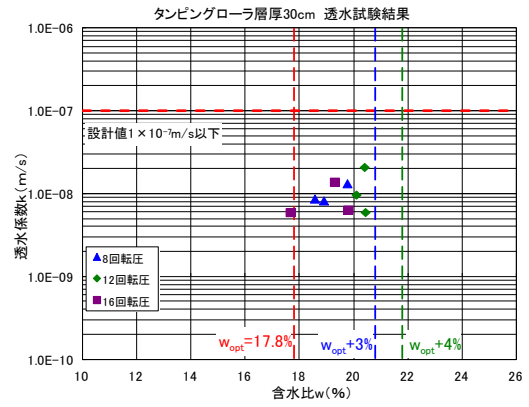
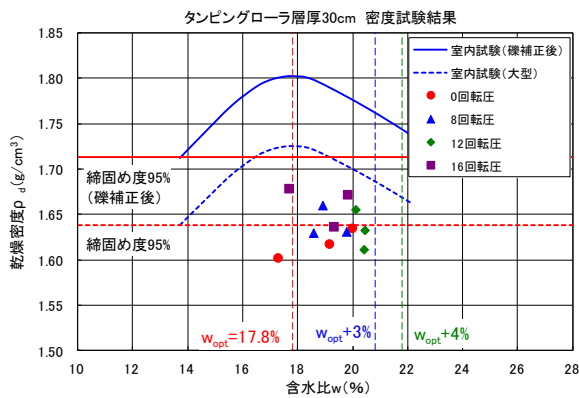


図-7 一般材盛立試験結果 (タンピングローラ)

試験の結果、透水係数は、最適含水比  $w_{opt}$  より湿潤側で施工をすることで、設計値 ( $1 \times 10^{-7}$  m/s 以上) を満足した。一方で、密度の設計値については、Walker-Holtz の礫補正值 ( $1.71 \text{g/cm}^3$  以上) と比較すると、一般的な含水比の幅である  $w_{opt} + 0 \sim 3\%$  では満足しなかった。

しかし、一般的にこの手法は現場材料の粒径のうち室内試験許容最大粒径以上の粗粒分の割合が高くなると誤差が大きくなり、現場密度の設計値が必要以上に大きくなる可能性がある。そのため、京極ダムでは適切な礫補正を行うため、現場密度を再現可能な試験モールド ( $\phi 600 \text{mm}$ ,  $h 750 \text{mm}$ , 最大粒径  $D_{max} 150 \text{mm}$ ) を製作し、国内事例が極めて少ない超大型締固め試験を実施した。締固め試験および供試体の状況を写真-1~4に、締固め試験結果を図-8に示す。



写真-1 超大型締固め試験状況



写真-2 突き固め前状況



写真-3 突き固め後状況

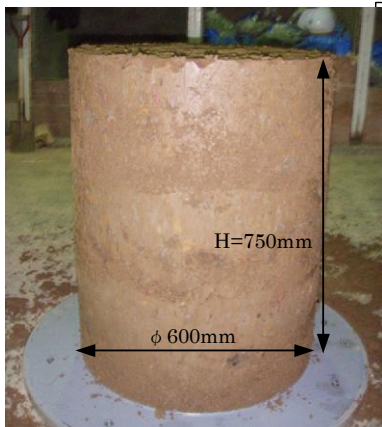


写真-4 供試体状況

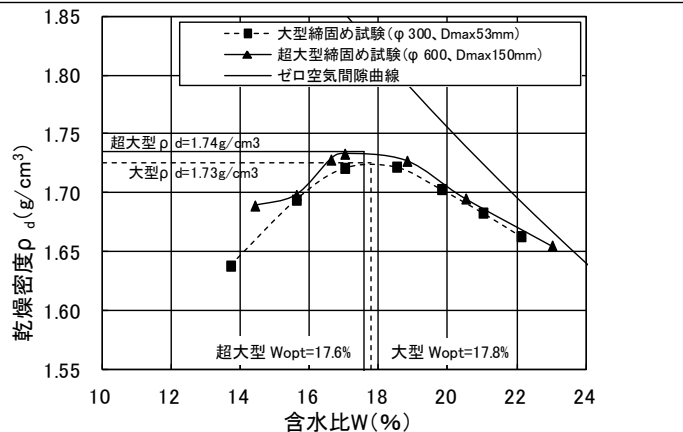


図-8 大型および超大型締固め試験結果

試験の結果、大型締固め試験では最大乾燥密度  $\rho_{dmax} = 1.73 \text{g/cm}^3$  ( $w_{opt} = 17.8\%$ )、超大型締固め試験は  $\rho_{dmax} = 1.74 \text{g/cm}^3$  ( $w_{opt} = 17.6\%$ ) となり、最大粒径の違いが現場密度へ与える影響は認められなかった。このことから、京極ダムにおいては、室内試験 (大型締固め試験) 結果と現場密度試験結果の比較には、礫補正は不要と判断した。

礫補正を不要としたことで図-6に示すとおり、仕上層厚 30cm (11t 級振動ローラ) の場合で  $w_{opt} + 0 \sim 4\%$  の範囲で 8 回転圧を行うことにより現場密度および透水係数の設計値を満足したことから、コア材の転圧仕様として採用した。転圧機種に振動ローラを採用したことにより、既設ダムで多く用いられてきたタンピン

グローラと比較すると転圧後の仕上げ面が平滑で降雨後の盛立開始が早期に可能になることから、一般材の年間盛立可能日数を20日程度増加させることができた。加えて、仕上層厚30cmを採用することで一般材の盛立費用の低減および工期短縮を図ることができた。

(2) フィルター材およびロック材

コア材と同様に、フィルター材およびロック材についても転圧仕様を定めるため盛立試験を実施した。フィルター材の盛立試験結果を図-9に、ロック材の盛立試験結果を図-10に示す。

試験の結果、ロック②材の0回転圧時(32t級ブルドーザでの敷き均し)に密度が設計値(1.91g/cm<sup>3</sup>)を満たさなかった。一方で、フィルター材、ロック①材については、0回転圧時(15tおよび32t級ブルドーザでの敷き均し)でも密度および透水係数の設計値を満足した。これらの試験結果から、材料のばらつきなどによる影響を抑えるために振動ローラ(11tおよび18t級)での4回転圧を選定した。

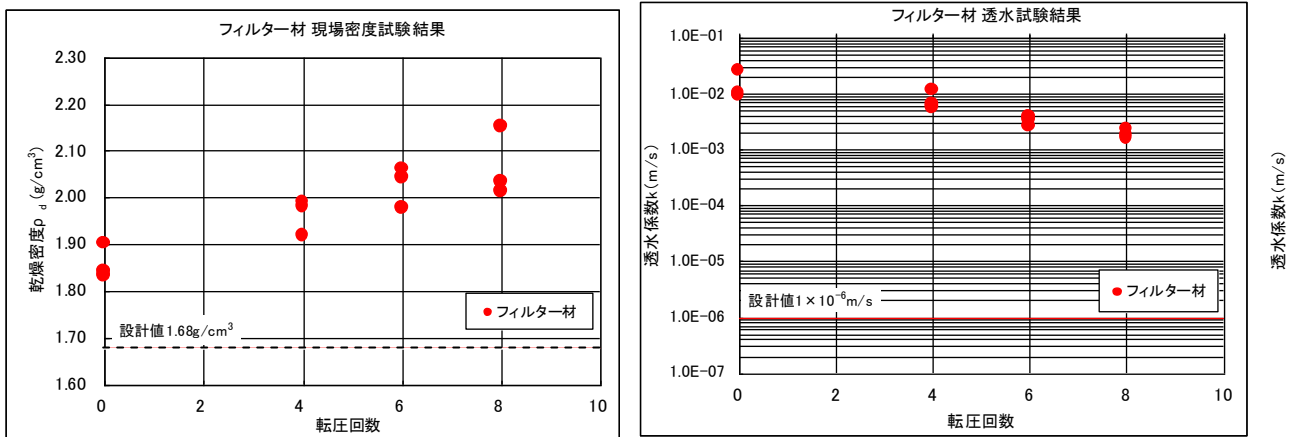


図-9 フィルター材盛立試験結果

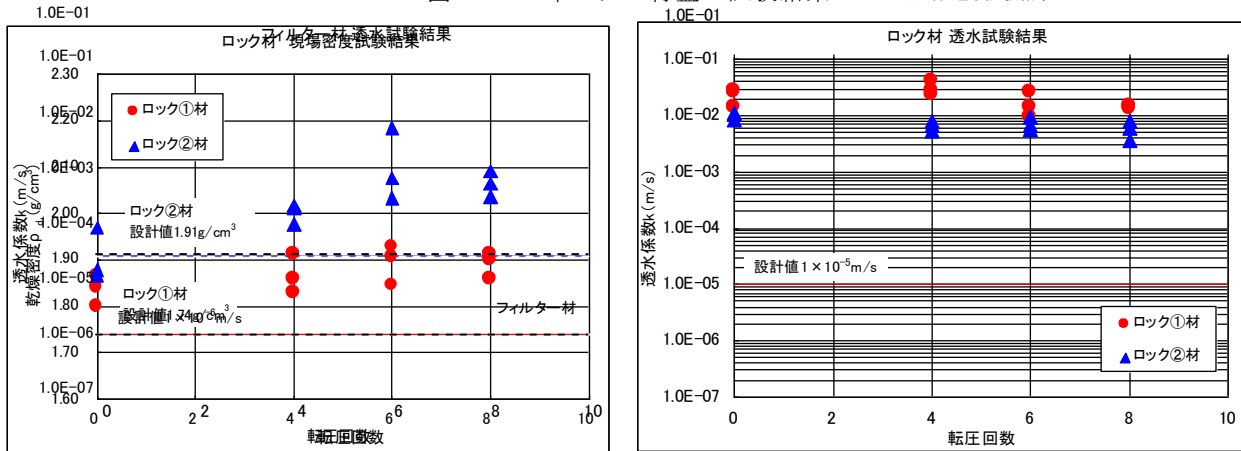


図-10 ロック材盛立試験結果

(3) 転圧仕様の決定

各材料の盛立試験結果から、転圧仕様を表-5のように決定した。なお、コア材着岩材および中間材は、現場での確認試験を実施して転圧仕様を決定した。

表-5 転圧仕様一覧表

材料	仕上層厚 (cm)	転圧機種	転圧回数	施工含水比
コア材	着岩材	振動コンパクト (3t 級)	1 分/m <sup>2</sup>	w <sub>opt</sub> +0~8%
		エアタンパ (15.5kg 級)	3 分/m <sup>2</sup>	
	中間材	振動ローラ (1t 級)	6 回以上	w <sub>opt</sub> +0~4%
		振動ローラ (8t 級)	6 回以上	
一般材	30	振動ローラ (11t 級)	8 回以上	w <sub>opt</sub> +0~4%
フィルター材	30	振動ローラ (11t 級)	4 回以上	—
ロック材	100	振動ローラ (18t 級)	4 回以上	—



#### 4. 盛立施工

盛立の施工管理では、GNSS（Global Navigation Satellite System）を搭載した振動ローラにより転圧回数を管理するなど、ICT(Information and Communications Technology)施工による施工管理の合理化を図っている。これは、図-11 に示すようにGNSSの基地局と無線基地局を盛立ヤード周辺に設置し、振動ローラと事務所との間で位置情報や転圧結果を共有するものである。

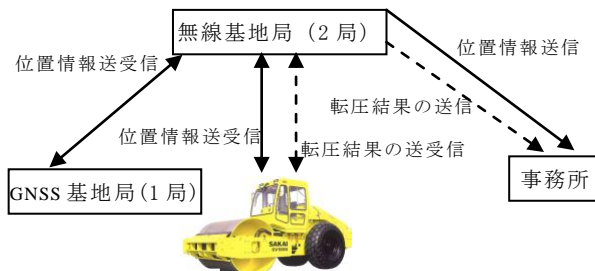


図-11 ICT施工概要図

盛立ヤードを0.5m×0.5mのブロックに細分化し、GNSSを搭載した振動ローラにより転圧したブロックを、その回数に応じて色分けすることで転圧結果を管理するものである。転圧結果から自動的に管理帳票が作成され、転圧記録を容易に管理することが可能である。

また、振動ローラ操作室内のモニターで同様の画面を表示し、オペレータはリアルタイムで転圧状況を確認することができ、盛立ヤード内の転圧漏れを防ぐことができる。ICT施工状況を写真-5～7に、施工管理の一例を図-12に示す。



写真-5 転圧状況



写真-6 GNSS受信アンテナ設置状況



写真-7 車載モニター状況

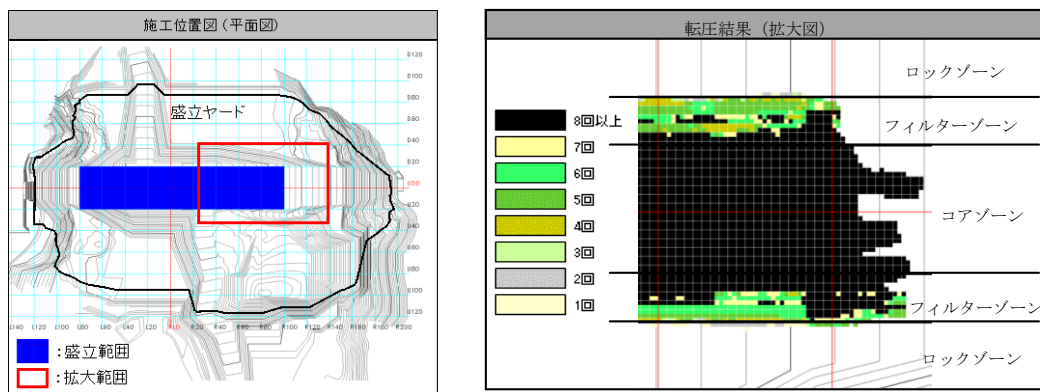


図-12 ICT施工による施工管理の一例

#### 5. 品質管理

各堤体材料の盛立品質管理試験項目および頻度を表-6に示す。

転圧前は、含水量試験、粒度試験および突固め試験を、転圧後は、現場密度および透水試験を実施し、品質管理を行っている。

これまでの品質管理実績では、各堤体材料の全ての試験項目で設計値を満足したものとなっている。

品質管理試験結果を表-7および8

表-6 品質管理試験項目および頻度

試験項目	試験頻度			試験方法
	コア材※1	フィルター材	ロック材※2	
含水量試験	2回/日 (午前・午後)	-	-	迅速法 (フライパン法)
粒度試験	1回/ 3,000m <sup>3</sup>	1回/ 2,000m <sup>3</sup>	1回/ 60,000m <sup>3</sup>	JIS A 1204(2009)
突固め試験	1回/ 25,000m <sup>3</sup>	-	-	JIS A 1210(2009)
現場密度試験	1回/ 1,000m <sup>3</sup>	1回/ 2,000m <sup>3</sup>	1回/ 60,000m <sup>3</sup>	コア：突き砂法 (JGS 1611(2003)) コア以外：水置換法 (JGS 1612(2003))
現場透水試験	1回/ 3,000m <sup>3</sup>	1回/ 2,000m <sup>3</sup>	1回/ 60,000m <sup>3</sup>	コア：定水位法 (JGS 1316(2003)) コア以外：変水位法

※1：一般材に適用、※2：ロック①、②ともに適用



に、試験状況を写真-8~10に示す。

表-7 一般材およびフィルター材品質管理試験結果

	一般材			フィルター材	
	現場乾燥密度	締固め度	現場透水係数	現場乾燥密度	現場透水係数
データ数	214	214	71	67	67
設計値	1.63t/m <sup>3</sup> 以上	95%以上	1×10 <sup>-7</sup> m/s以下	1.68t/m <sup>3</sup> 以上	1×10 <sup>-6</sup> m/s以上
平均	1.80t/m <sup>3</sup>	103.70%	2.08×10 <sup>-8</sup> m/s	1.92t/m <sup>3</sup>	3.59×10 <sup>-3</sup> m/s
最大	1.88t/m <sup>3</sup>	108.70%	6.09×10 <sup>-8</sup> m/s	2.22t/m <sup>3</sup>	1.16×10 <sup>-2</sup> m/s
最小	1.70t/m <sup>3</sup>	98.10%	5.72×10 <sup>-9</sup> m/s	1.75t/m <sup>3</sup>	4.28×10 <sup>-2</sup> m/s
標準偏差	0.039	2.241	9.20×10 <sup>-9</sup>	0.090	2.50×10 <sup>-3</sup>

表-8 ロック①材およびロック②材品質管理試験結果

	ロック①材		ロック②材	
	現場乾燥密度	現場透水係数	現場乾燥密度	現場透水係数
データ数	13	13	4	4
設計値	1.74t/m <sup>3</sup> 以上	1×10 <sup>-5</sup> m/s以上	1.91t/m <sup>3</sup> 以上	1×10 <sup>-5</sup> m/s以上
平均	1.86t/m <sup>3</sup>	5.13×10 <sup>-2</sup> m/s	2.08t/m <sup>3</sup>	2.02×10 <sup>-2</sup> m/s
最大	1.95t/m <sup>3</sup>	1.81×10 <sup>-1</sup> m/s	2.14t/m <sup>3</sup>	5.95×10 <sup>-2</sup> m/s
最小	1.78t/m <sup>3</sup>	8.54×10 <sup>-3</sup> m/s	2.02t/m <sup>3</sup>	5.17×10 <sup>-3</sup> m/s
標準偏差	0.054	5.36×10 <sup>-2</sup>	0.057	2.28×10 <sup>-2</sup>



写真-8

含水量試験（フライパン法）状況



写真-9

現場密度試験（突き砂法）状況



写真-10

現場透水試験（定水位法）状況

## 6. おわりに

今回の報告内容は、京極ダム地点が豪雪地帯であるため、盛立可能期間が限られている中での合理的な堤体材料の設計および転圧仕様、盛立施工の取組みについて取り纏めたものである。

京極ダムの盛立工事は、平成25年に天端道路などの最終仕上げを行い完了を迎えるが、今後も安全管理に万全を期して、京極発電所の営業運転開始を目指していきたい。

最後に、堤体材料の設計から盛立施工に際し、ご指導・ご協力頂いた関係各位に深く感謝申し上げます。

〔参考文献〕

- 1) (財)ダム技術センター：多目的ダムの建設
- 2) (財)日本ダム協会：フィルダムの施工
- 3) 鈴木一巳；宮永孝志；森永博史．京極発電所下部ダムの設計．電力土木 No. 302, 2002, p74-78



写真-11 京極ダム空撮写真（H24.10撮影）

## 1. はじめに

京極発電所は、北海道虻田郡京極町の北部に位置する標高約 900m の台地に上部調整池を、尻別川支流のペーペナイ川と美比内川の合流部に京極ダムを建設し、有効落差 369m、最大使用水量 190.5m<sup>3</sup>/s、最大出力 60 万 kW の発電を行う道内初の純揚水式発電所である。

上部調整池は、1 辺約 440m の隅角部を持つ正方形をした形状であり、3 辺を盛立部（最大堤体高さ 22.6m）、1 辺を切取部とするプールタイプの調整池である。また、調整池の内側全面（約 17.8 万 m<sup>2</sup>）には、表面アスファルト遮水壁を舗設し、遮水性を確保するものである。

上部調整池の諸元を表-1 に、平面図を図-1 に、標準断面図を図-2 に示す。

堤体基礎地盤は、堤体の安定性、土工量の減少による工事費削減効果等を総合的に判断し、（財）電力中央研究所の岩盤分類（以下、「電研式岩盤分類」という。）における D 級岩盤に設定した。D 級岩盤は、風化・変質作用により軟質化していることから、基礎地盤の品質管理には細心の技術的配慮を必要とした。

堤体材料は、賦存量と必要量とのバランスを考慮したうえで、調整池掘削により発生する新鮮な硬岩と一部風化した軟岩を使用し、1m 間隔の互層で盛立てることにより、残留間隙水圧の早期消散を図る設計とした。また、掘削面における迅速な材料判定方法を確立することで、堤体材料の堤体盛立箇所への直送運搬が可能となり、施工の効率化やコストダウンに寄与した。

本稿は、上部調整池工事のうち、堤体および堤体基礎地盤の設計・施工・品質管理の内容について報告するものである。

表-1 上部調整池の諸元

項目	諸元
堤体形式	表面アスファルト遮水壁型フィル
最大堤体高さ	22.6m
堤頂長	1,140.9m
堤体積	1,539 × 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
舗設面積	178 × 10 <sup>3</sup> m <sup>2</sup>
常時満水位	EL.890.0m
最低水位	EL.845.0m
利用水深	45.0m
湛水面積	0.16km <sup>2</sup>
総貯水容量	4,400 × 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
有効貯水容量	4,120 × 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>

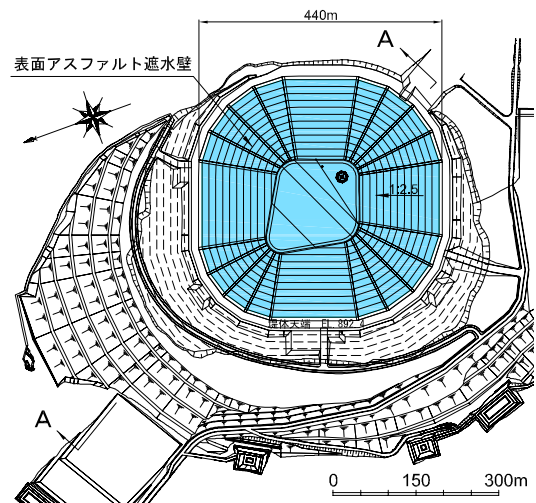


図-1 上部調整池平面図

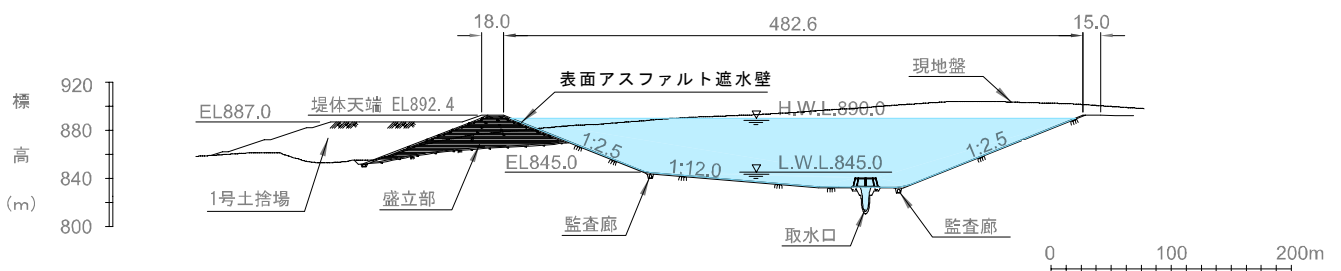


図-2 上部調整池標準断面図 (A-A)

## 2. 上部調整池周辺の地形・地質

上部調整池は、尻別川水系ペーペナイ川上流の溪谷川最上流域に位置し、その周辺の地形は標高約 900m の山頂を中心に広がる長円形の尾根となっている。

上部調整池付近の地質は、新第三系中新統の火成岩が主に分布する。上部調整池サイトの基盤となる地層は、笹の沢層の安山岩質火砕岩（以下、「Ss-apy」という。）であり、その上に東本俱登層の安山岩（以下、「Hp-an1」という。）および東本俱登層の火砕岩（以下、「Hp-py1」若しくは「Hp-py2」という。）が累重する。これらの地層は、堤体材料として使用する Hp-an1 の新鮮部を除いて、風化および熱水変質作用により全体的に軟質化しており、堤体基礎地盤には、笹の沢層および東本俱登層の風化部が主に分布する。

上部調整池地質層序表を表-2 に、上部調整池付近の地質平面図を図-3 に、地質断面図を図-4 に示す。

表-2 上部調整池地質層序表

地質時代		地層名	記号	岩種名	記号	岩相・層層
新第三紀	中新世	東本俱登層	Hp	安山岩	an1	斑状複輝石安山岩。概ね塊状。一部板状節理が発達。新鮮部は青灰～灰色で非常に堅硬。風化部は、タマネギ状構造を示す。石鹸状の変質部や基底の巻き込み部も見られる。
				火砕岩 1	py1	上部（主体）は、火砕流起源と思われる凝灰岩～凝灰角礫岩。色調・岩相の変化が激しい。炭化木片も含む。下部は、珪化岩礫を含む角礫岩や、炭化物を含むシルト岩等の堆積岩。
				火砕岩 2	py2	細粒凝灰岩主体。一部凝灰角礫岩。全般に赤みを帯びる。一部不規則な縞模様や霜降り状を呈する。全体的に軟質。
	中期	笹の沢層	Ss	安山岩質火砕岩	apy	紫灰～緑灰色の安山岩質凝灰角礫岩主体。火山角礫岩・凝灰岩・溶岩等を含む。粘土化のためやや軟質な部分が多い。一部は珪化のため硬質。変質による局所的な色調・岩相の変化が極めて顕著。

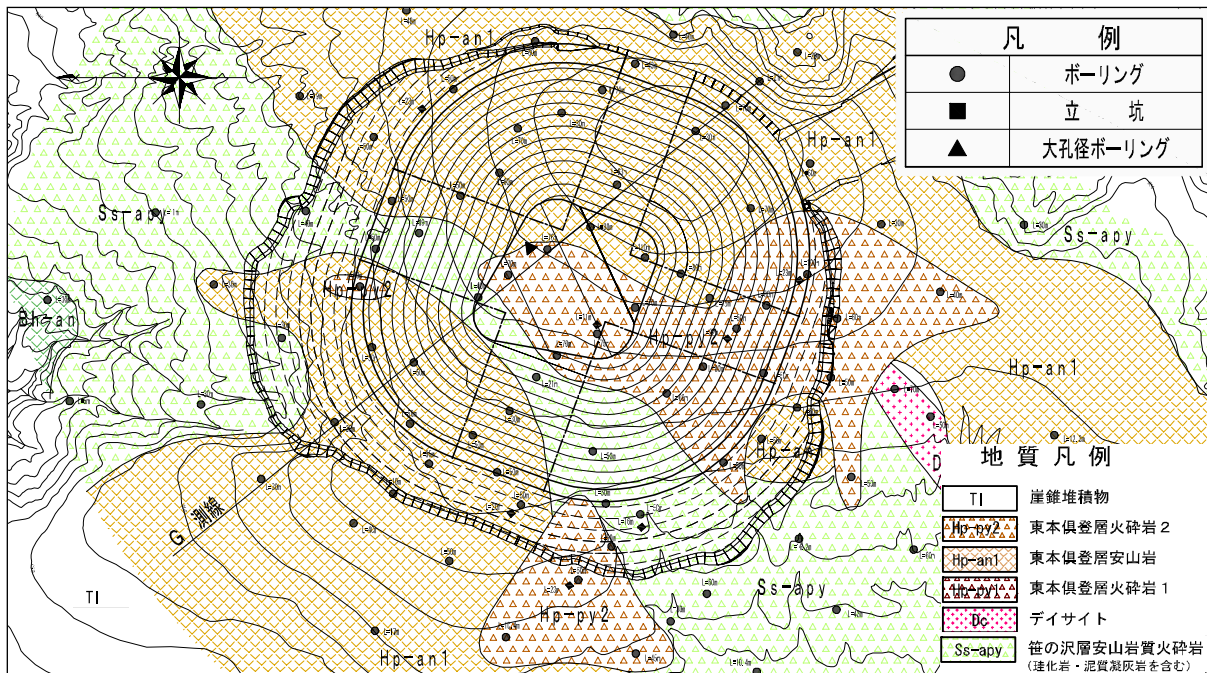


図-3 地質平面図

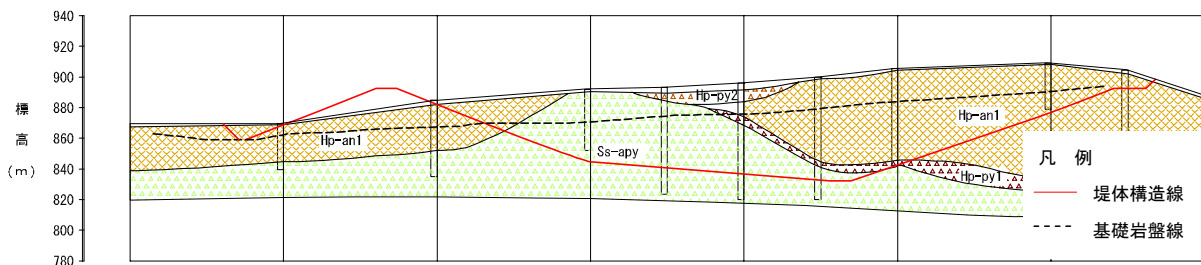


図-4 地質断面図 (G 測線)



### 3. 堤体基礎地盤の設計・施工・品質管理

#### 3.1 設計

##### (1) 基本方針

堤体基礎地盤は、電研式岩盤分類におけるD級岩盤をD<sub>H</sub>級およびD<sub>L</sub>級に細分化する独自の基準を導入したうえで、D<sub>H</sub>級以上の岩盤に設定した。細分化に当たっては、目視観察、指圧による変形の有無等の要素を取り入れ、施工・品質管理時にも使用可能な基準とした。

D級岩盤の具体的な細分化基準を表-3に示す。

表-3の基準で評価したD<sub>H</sub>級岩盤は、ボーリング調査時に実施した標準貫入試験結果から得られたN値と照合したところ、N=20以上に相当することが確認された。

したがって、物性値の設定においては、N=20を堤体基礎地盤とした。

表-3 D級岩盤細分化基準

岩級区分	岩盤分類基準
D <sub>H</sub>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 風化、変質が弱い。褐色を帯びるが新鮮部の色調を残す。</li> <li>・ ルーベ・肉眼で岩組織の認識が可能。指圧により容易に変形しない。</li> <li>・ 軟質だが、D<sub>L</sub>級と比較して硬く、割れ目が存在する部分あり。</li> <li>・ 基本的に無水掘削だが、送水区間も存在する。</li> </ul>
D <sub>L</sub>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 風化、変質が強い。黄褐色～茶褐色で新鮮部の色調を残さない。</li> <li>・ ルーベ・肉眼で岩組織の認識が不可能。指圧により容易に変形する。</li> <li>・ 軟質で、割れ目が存在しない。</li> <li>・ ほとんど例外なく無水により掘削し、送水堀りではコアの採取不可能。</li> </ul>

##### (2) 変形特性

変形特性を把握するため、堤体基礎地盤に出現する岩種を対象として、平板载荷試験を実施した。

平板载荷試験結果と標準貫入試験結果による変形係数とN値の関係を図-5に示す。

図-5より、D<sub>H</sub>級に相当するN=20以上では、少なくとも変形係数  $D=200\text{kgf/cm}^2$  を有していると判断される。

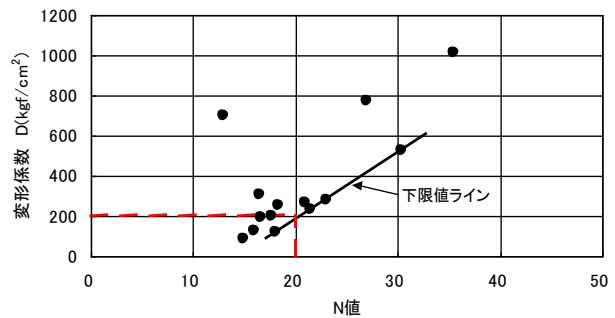


図-5 変形係数とN値の関係

##### (3) 強度特性

強度特性を把握するため、堤体基礎地盤に出現する岩種を対象として、三軸圧縮試験（圧密非排水条件：CU-bar）を実施した。

三軸圧縮試験結果と標準貫入試験結果による粘着力とN値の関係を図-6に、内部摩擦角とN値の関係を図-7に示す。

図-6より、D<sub>H</sub>級に相当するN=20以上では、少なくとも粘着力  $c'=2.0\text{tf/m}^2$  を有していると判断される。

また、図-7より、N=20付近では内部摩擦角  $\phi'=30^\circ$  以上の値が大多数であるが、一部  $\phi'=30^\circ$  未満の値も存在する。

D<sub>H</sub>級に相当するN=20以上の試験結果を用いて、堤体基礎地盤に作用することが想定される垂直応力  $\sigma=40\text{tf/m}^2$  以下の範囲における垂直応力  $\sigma$  とせん断強度  $\tau$  の関係を図-8に示す。

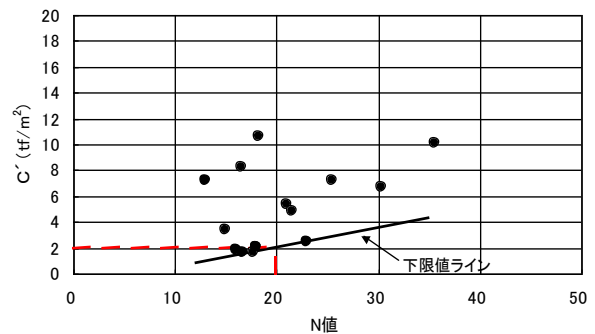


図-6 粘着力  $c'$  とN値の関係

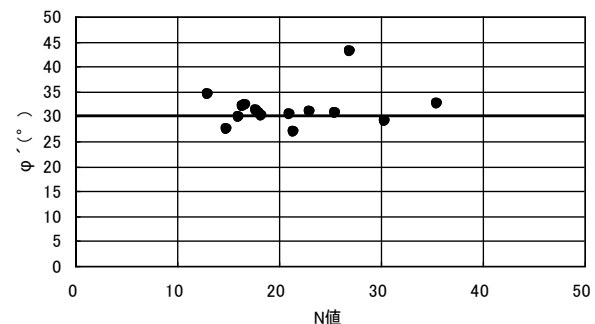


図-7 内部摩擦角  $\phi'$  とN値の関係

図-8 より、堤体基礎地盤におけるせん断強度は、 $c'=2.0\text{tf/m}^2$ 、 $\phi'=30^\circ$  と設定した場合のせん断強度を上回るものと判断される。

#### (4) 設計値

「(2) 変形特性」および「(3) 強度特性」の試験結果を踏まえ、堤体基礎地盤の設計値を表-4 に示す値に設定した。

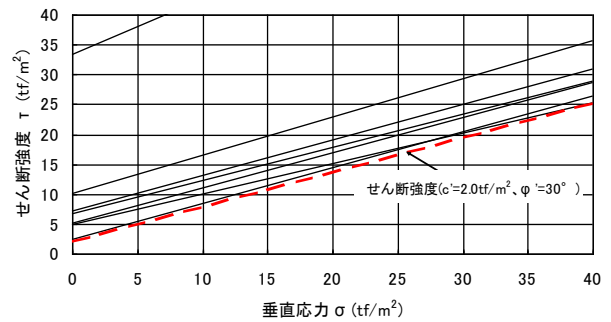


図-8 垂直応力とせん断強度の関係

### 3.2 確定基盤面の設定

堤体基礎地盤となり得る  $D_H$  級岩盤は、スレーキング（乾湿繰り返しによる劣化）を起こしやすく、長期間の曝露により浸食・劣化の恐れがある。また、面積が約 13.4 万  $\text{m}^2$  と広大であり、全域にわたって平板載荷試験と三軸圧縮試験を実施し、設計値を確認することは非効率的である。これらのことを考慮し、堤体基礎地盤面の設定に当たっては、 $N$  値と設計値の相関関係を利用して、標準貫入試験結果を用いる方針とした。

堤体基礎地盤面の設定の流れを図-9 に示す。

事前調査時に実施したボーリング調査（約 100m 格子）結果による  $N$  値に基づき想定基盤面を設定し、想定基盤面 + 3.0m 程度の標高まで一次掘削を行った後、一次掘削面上から追加ボーリング調査（40m 格子）を行い、 $N=20$  となる標高を詳細把握したうえで、堤体基礎地盤の確定基盤面を設定した。

表-4 堤体基礎地盤の設計値

設計値		試験名
変形係数 $D$	200kgf/cm <sup>2</sup>	平板載荷試験
粘着力 $c'$	2.0tf/m <sup>2</sup>	三軸圧縮試験 (CU-bar)
内部摩擦角 $\phi'$	30°	

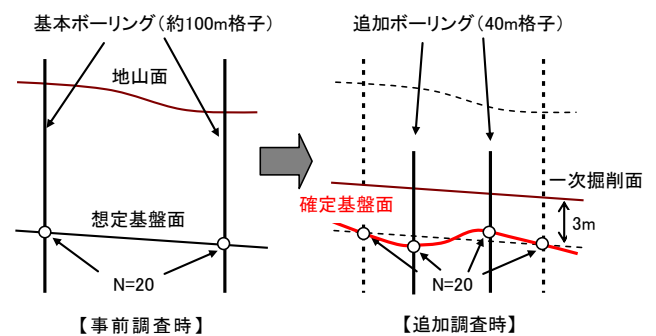


図-9 堤体基礎地盤面の設定の流れ

### 3.3 掘削

確定基盤面を設定した後、一次掘削面（確定基盤面 + 3.0m）から確定基盤面まで掘削した後に堤体の盛立を開始するが、スレーキングを起こしやすい  $D_H$  級岩盤を広範囲にわたって確定基盤面まで掘削を行い、詳細な地質観察を行う一般的な施工方法では、曝露状態の期間が長くなることによる岩盤の浸食・劣化が懸念された。

そこで、掘削は、図-10 に示すように、二次掘削面（確定基盤面 + 0.5~1.0m）までの掘削と、確定基盤面までの掘削の 2 段階に分けて行った。二次掘削面から確定基盤面までの未掘削層は、確定基盤面を降雨等から保護し、浸食・劣化を防ぐカバーロックである。

また、河川法および電気事業法に基づく検査は、確定基盤面を直接観察できる検査窓（1m×1m）を 5,000 $\text{m}^2$  に 1 箇所程度設けて実施した。

堤体基礎地盤に出現する代表的な岩盤である Ss-apy および Hp-an1 の  $D_H$  級岩盤の検査窓の一例を写真-1 および写真-2 に、カバーロック掘削から堤体

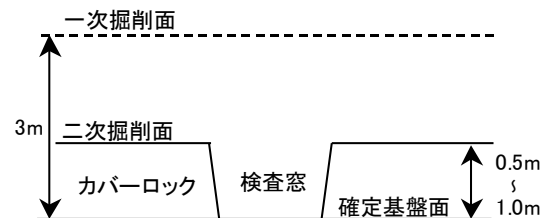


図-10 確定基盤面設定後の掘削



写真-1 Ss-apy



写真-2 Hp-an1



一層目盛立までの流れを図-11に示す。

施工は、カバーロック掘削、基礎地盤清掃、基礎地盤品質確認、堤体基礎ドレーン設置、堤体1層目盛立のサイクルで行った。

カバーロックの掘削に当たっては、1日・1方の堤体盛立施工能力が約2,000m<sup>2</sup>であることを勘案し、施工区画ごとに、掘削を行った。

堤体基礎地盤の施工区画を写真-3に示す。

これにより、堤体基礎地盤の曝露期間は、基礎地盤品質確認時および堤体基礎ドレーン設置時だけとなり、懸念されていた直接的な降雨等による堤体基礎地盤の浸食・劣化を防止することが可能となった。

### 3.4 品質確認

カバーロック掘削後の堤体基礎地盤の品質確認は、確定基盤面を直接目視等により確認する最終的な品質管理と位置付けられ、重要な工程である。

一方、確定基盤面の曝露期間を最小限にし、速やかに堤体材料の盛立を行う必要があるため、品質確認項目を設定し、施工区画ごとに、効率的な品質確認を行った。

堤体基礎地盤の品質確認項目を表-5に示す。

品質確認の結果、堤体基礎地盤の大部分において、確定基盤面の岩級がD<sub>H</sub>級以上であることが確認され、40m格子で実施した標準貫入試験による設定精度が十分であることが検証された。

品質確認時には、断層、弱層および岩塊を確認したが、断層については、破碎帯の規模が小さく、破碎によって粘土化した断層幅は数十cm程度の規模であったことから、堤体の安定性に影響しないと判断し、処置は実施していない。

弱層の処理方法を図-12に示す。

弱層について、弱層幅が十数m程度と規模が大きい場合は、弱層幅に合わせて置換範囲を決定し、深さ2mをD<sub>H</sub>級岩盤と同程度の物性のセメント改良土と碎石で置換した。

セメント改良土は、堤体基礎地盤となるD<sub>H</sub>級岩盤と同程度の物性(c'=2.0tf/m<sup>2</sup>, φ'=30°)を得るのに必要なセメント量(60~100kg/m<sup>3</sup>)を現地発生材(Ss-apy:DL級)と混合して製造した。

品質管理は、改良土から採取した試料による三軸圧縮試験により、改良土が堤体基礎地盤と同程度の物性を満足していることを確認した。

また、岩塊処理について、堤体基礎地盤より50cm以上の高さの岩塊が存在する場合は、50cm以下になるよう破碎処理を行った。

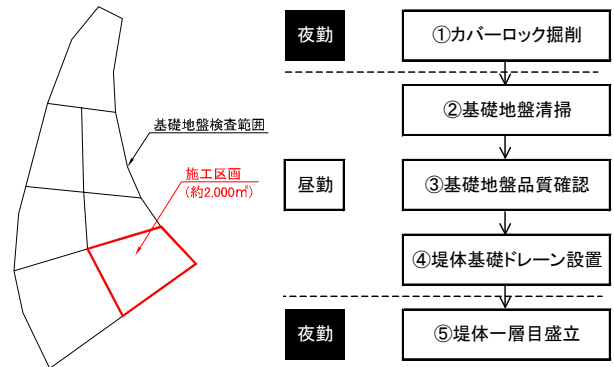


図-11 カバーロック掘削から一層目盛立までの流れ



写真-3 堤体基礎地盤の施工区画

表-5 品質確認項目

確認項目	確認内容
岩 級	カバーロック撤去範囲全体がD <sub>H</sub> 級岩盤であることを目視・指触により判定する。
断 層	断層の有無を確認する。断層部が存在する場合は、破碎帯の規模を特定し、その規模に応じた対処を行う。
弱 層	D <sub>H</sub> 級に満たない弱層部の有無を確認する。存在する場合は、さらに掘削し、再度目視による判定を行うことを基本とする。
岩 塊	基盤面に存在する岩塊の有無を確認する。存在する場合は、岩塊の高さを測定し、50cmを超える場合は破碎処理を行う。
湧 水	湧水の有無を確認する。存在する場合は、湧水箇所を特定の上、適切な位置に堤体基礎ドレーンを設置する。

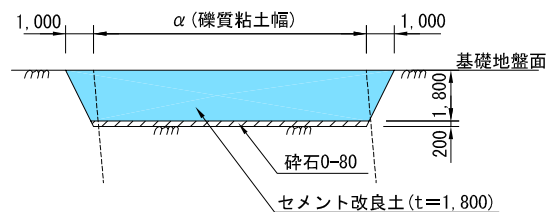


図-12 弱層の処理方法(標準断面図)

#### 4. 堤体の設計・施工・品質管理

##### 4.1 堤体の設計

###### (1) 材料

上部調整池の掘削範囲に広く分布する地質は、Ss-apy および Hp-an1 であるが、Ss-apy は強度が低く、スレーキングを起こしやすいことから、Hp-an1 を堤体材料として使用することとした。

また、堤体材料には、全てに、新鮮部の硬岩 (AF 材 : Andesite Fresh) を使用することが理想であるが、必要量と賦存量のバランスを考慮し、風化部の軟岩 (AW 材 : Andesite Weathered) も使用することとした。

AF 材および AW 材の設計値は、調査立坑 (φ=3m) から採取した材料を用いて、大型締固め試験と大型三軸圧縮試験を実施したうえで設定した。

堤体材料の設計値を表-6 に示す

表-6 堤体材料の設計値

材 料	湿潤密度 (t/m <sup>3</sup> )	乾燥密度 (t/m <sup>3</sup> )	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (φ)
AF 材	1.9	1.8	0	40
AW 材	1.8	1.4	1.0	37

###### (2) 形状

堤体の基本形状は、AF 材と AW 材を 1m 間隔で互層に盛立てる設計とした。

互層とした主な理由を以下に示す。

- ① 盛立完了後における AW 層中の残留間隙水圧の早期消散を図ることで、アスファルト遮水壁舗設までの堤体の初期沈下を促進し、表面アスファルト遮水壁の変形を小さくすることができる。
- ② AF 材・AW 材それぞれの盛立面を確保することにより、均一材料の製造が必要なく、また、地山で判定した堤体材料を直送して施工することが可能となり、施工効率を向上させることができる。

堤体天端標高は、上部調整池の常時満水位 (H.W.L.890.0m) から、風による波浪高 ( $h_w=0.76m$ )、地震による波浪高 ( $h_e=0.57m$ ) およびフィルダムに対する付加高さ ( $h_d=1.00m$ ) を加え EL892.4m としている。

また、堤体の勾配は、表面アスファルト遮水壁の斜面部の施工性および堤体のすべり安定性から、上・下流ともに 1:2.5 とした。

さらに、堤頂幅は、表面アスファルト遮水壁の施工に 15m 必要であることや、土捨場の安定性を考慮し、堤頂幅 13m に土捨場盛土 5m を付加し、18m の幅員を確保した。

堤体の標準断面図を図-13 に示す。

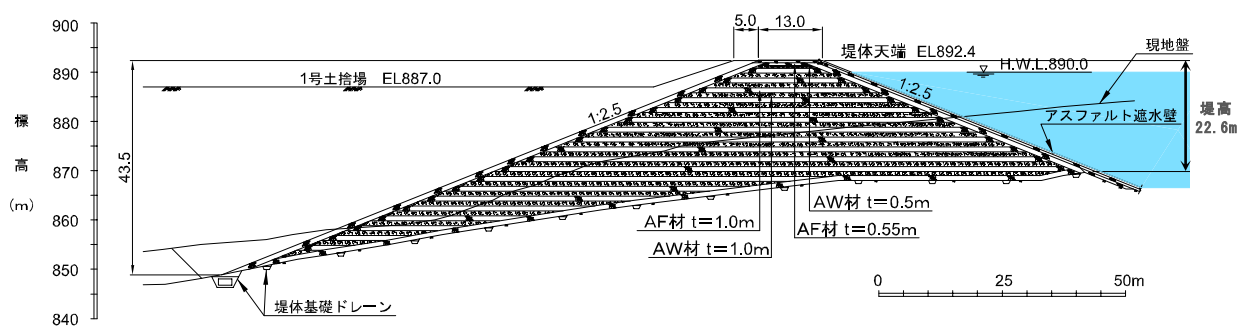


図-13 堤体標準断面図

##### 4.2 施工・品質管理

堤体の盛立は、堤体材料の採取箇所 (調整池掘削箇所) で迅速に材料判定を行い、堤体材料としての品質を満足している材料は盛立箇所へ直送して施工した。

なお、堤体材料と判定されなかった材料は、土捨場へ運搬した。

堤体盛立施工フローを図-14 に示す。

(1) AF 材

AF 材は、調整池の発破掘削で発生する Hp-an1 の C<sub>M</sub> 級以上とし、発破前には目視観察およびハンマ打診等により、新鮮部と風化部を特定するとともに、分布割合から切羽全体の合成吸水率を算定し、合成吸水率が 4.8% 以下の場合は AF 材、4.8% を超えた場合は AW 材として材料判定を行った。

発破後についても、発破前と同様の材料判定を再度行い、想定以上の風化部が混入している場合は AF 材から除外し、AW 材としての材料判定を行った。

新鮮部と風化部の特定方法を表-7 に、AF 材の盛立管理基準を表-8 に示す。

AF 材の盛立は、一般的なロックフィルダムと同様に、材料の粒度、吸水率や転圧機械、転圧回数を規定して品質・施工管理を行っている。それぞれの管理基準値は現場盛立試験および現地発生材を用いた室内試験から定め、試験頻度は既往のロックフィルダムにおけるロック材の実績を参考として定めた。

盛立方法は、32t 級ブルドーザで 106cm 程度に撒き出し、15t 級振動ローラにて 6 回以上転圧することにより、1 層当たりの仕上り高さを 100cm とした。また、転圧後の盛立管理として現場密度試験を実施し、乾燥密度が基準値の 1.80t/m<sup>3</sup> 以上であることを確認した。

(2) AW 材

AW 材は、調整池の重機掘削で発生する Hp-an1 の C<sub>L</sub> 級相当とし、発破前にはハンマ打診により硬度判定を行い、「硬度 D が存在しない場合」、もしくは、「硬度 D が存在するものの、硬度 B 以上の面積が切羽全体の面積の 20% 以上を占める場合」は AW 材と判定した。

また、ハンマ打診による判定が困難な場合または 5,000m<sup>3</sup> に 1 回、最小密度試験（締固めエネルギーを与えない試料による密度試験）を行い、最小乾燥密度が基準値以上であることを確認した。

AW 材の硬度判定方法を表-9 に、AW 材の盛立管理基準を表-10 に示す。

AW 材の盛立は、AF 材と同様に、材料の粒度、吸水率や転圧機械、転圧回数を規定して品質・施工管理を行っている。

盛立方法は、1m を 2 層に分けて施工とすることから、21t 級ブルドーザで 56cm 程度撒き出し、15t 級振動ローラにて 6 回以上転圧することにより、1 層あたりの仕上り高さを 50cm とした。また、転圧後の盛立管理として現場密度試験を実施し、乾燥密度が基準値の 1.40t/m<sup>3</sup> 以上であることを確認した。

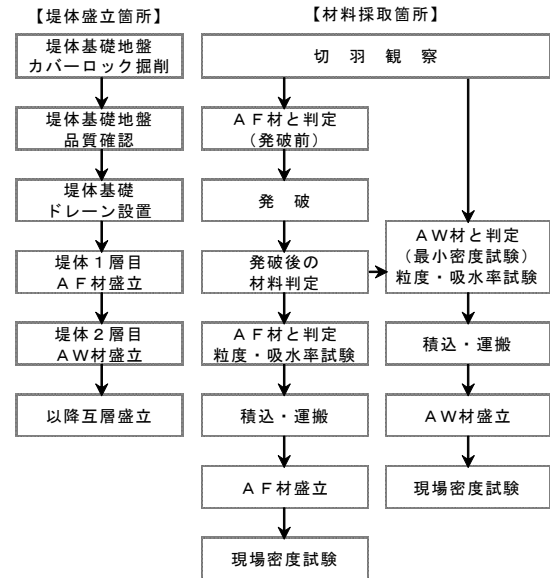


図-14 堤体盛立施工フロー

表-7 新鮮部・風化部の特定方法

項目	新鮮部	風化部
色	・青～灰色	・茶色
ハンマ打診	・澄んだ音もしくははやや鈍い音	・鈍い音 ・軽打で碎ける ・ピックで容易に碎ける
吸水率	1.8%	22.7%

表-8 AF 材の盛立管理基準

区分	項目	管理基準値	試験頻度
材料判定	岩種・岩級	目視による判定	1 回/日
	粒度	800mm 以下	100%
		200mm 以下	20% 以上
合成吸水率	4.8% 以下	1 回/25,000m <sup>3</sup>	
盛立	乾燥密度 (現場密度)	1.80t/m <sup>3</sup> 以上	1 回/25,000m <sup>3</sup>

表-9 硬度判定方法

硬度判定	ハンマ打診による性状
A	岩片は概ね堅固。打診音は澄んだ音。
B	岩片はやや軟質。打診音はやや鈍い音。
C	岩片は軟質。打診音はやや非常に鈍い音。軽打で碎ける。
D	岩片は軟質。指で変形。ピックが容易に突き刺さる。

表-10 AW 材の盛立管理基準

区分	項目	管理基準値	試験頻度
材料判定	岩種・岩級	目視による判定	1 回/日
	粒度	300mm 以下	100%
		19mm 以下	20% 以上
	合成吸水率	24% 以下	1 回/15,000m <sup>3</sup>
	最小乾燥密度	0.86 t/m <sup>3</sup> 以上	1 回/5,000m <sup>3</sup>
盛立	含水比	締固度 97% の含水比幅	降雨後
	乾燥密度 (現場密度)	1.40t/m <sup>3</sup> 以上	1 回/15,000m <sup>3</sup>



## 5. IT 施工管理システム

上部調整池は、総掘削量が約 657.4 万 m<sup>3</sup>、堤体盛立量が約 153.9 万 m<sup>3</sup>と大規模工事であり、調整池内側の 64%が曲面形状である。

このことから、土工事全般に設計・施工・施工管理を一体として管理し、品質および精度向上と省略化を図ることができる三次元ダム設計施工支援システム（3D-DAM CAD）と GPS を搭載した重機等の組合せによる IT 施工管理システムを採用した。

IT 施工管理システムのイメージ図を図-15 に、GPS 搭載のブルドーザを写真-4 に示す。

掘削・敷均し・整形作業に用いるブルドーザと油圧ショベルには、自機位置をリアルタイムに照合しながらブレードやバケットの刃先位置を制御できる三次元マシンコントロールシステム(3D-MC)を採用し、締固め作業に用いる振動ローラには RTK-GPS (Real Time Kinematics Global Positioning System) による三次元位置データに基づき、走行軌跡や転圧回数を把握できる締固め管理システムを採用した。

本システムを採用したことにより、丁張りを設置せず、盛立や掘削作業を行うことが可能となった。

また、施工精度は設計に対し±10cm 以内に収まっており、管理基準値を十分に満足した。

さらに、夜間においても高精度の施工が可能となることで堤体基礎地盤の曝露時間を最小限に抑えることができたため、品質確保にも大きく寄与した。

## 6. おわりに

本稿は、京極発電所上部調整池の特徴として挙げられる、D 級岩盤に設定した堤体基礎地盤および AF 材と AW 材を用いた互層盛立による堤体の設計と施工ならびに品質管理および施工精度の向上と効率化を図った IT 施工管理システムについて報告した。

上部調整池工事については、堤体盛立を平成 24 年 10 月に全て完了し、表面アスファルト遮水壁の施工を一部残すところまできている。

平成 24 年 10 月の空撮写真を写真-5 に、平成 24 年 12 月現在の進捗率を表-11 に示す。

今後は、平成 25 年 11 月からの試験湛水、平成 26 年 10 月の運転開始に向け、引続き、品質・施工管理および工程管理に万全を期す所存である。

### 【参考文献】

- 1) 藪ほか：京極発電所上部調整池の設計・施工，ダム工学会第 17 回研究発表会講演集，2006.11.17
- 2) 安部ほか：軟岩を基礎とする京極発電所上部調整池堤体基盤，土木学会北海道支部論文報告集，2008.1
- 3) 村木ほか：複雑な形状を呈する堤体基礎地盤掘削への情報化施工システムの採用～京極発電所上部調整池工事～，地盤工学会北海道支部論文報告集，2008.2



図-15 IT 施工イメージ図



写真-4 GPS 搭載ブルドーザ

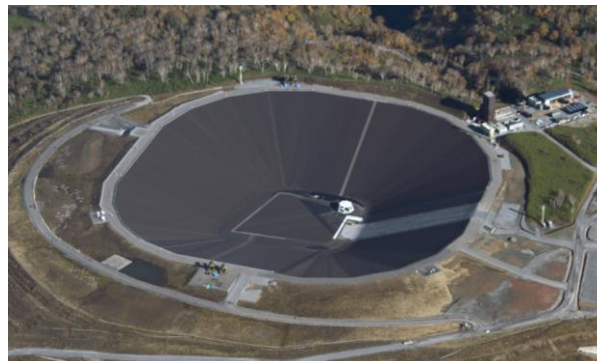


写真-5 上部調整池空撮写真 (H24.10 撮影)

表-11 上部調整池工事の進捗率 (H24.12 現在)

項目	進捗率	備考
堤体	掘削	100% H14.10 開始, H21.8 完了
	盛立	100% H17.7 開始, H24.10 完了
遮水壁	91%	H17.9 開始
取水口	100%	H21.10 開始, H23.12 完了
監査廊	100%	H21.5 開始, H22.10 完了
全体	97.5%	

## 冬期施工による盛土の性状

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○佐藤 厚子  
土木研究所 寒地土木研究所 正会員 西本 聡  
北見工業大学名誉教授 正会員 鈴木 輝之

### 1. はじめに

積雪寒冷地では、冬期に施工される盛土において、春先の融解期に沈下やのり面の崩壊が発生する場合がある<sup>1)</sup>。その原因の一つとして、作業工程の都合上やむを得ず盛土途中で寒気の中施工を中断することが考えられる。冬期の盛土施工では、日中凍結していない材料で施工しても、夜間に作業をいったん中止すると、盛土表面が寒気にさらされ凍結・凍上し、次の盛土はその上に施工することになる。また、土は凍上すると、土質や水の供給状態により体積が2倍以上にもなる場合もあり<sup>2)</sup>、さらにこの土が融解しても元の体積に戻らない場合がある。これらの挙動により、冬期に施工した盛土が春先に融解した後、変状に至ることがある。

これまで、実際の施工を想定して冬期間に試験盛土を行い<sup>3)</sup>、施工時の盛土の性状を確認した。本報告はさらに調査を進めるとともに開削時の盛土の状態を調査し、その結果をまとめたものである。

### 2. 試験方法

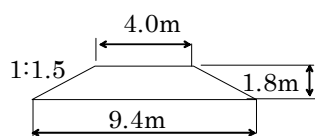
#### ①盛土の施工

寒地土木研究所苫小牧施工試験フィールドにおいて、表-1に示す材料により、天端幅4m、高さ1.8m、のりこう配1:1.5、長さ5~7mの盛土を6種類施工した(図-1)。盛土材料は、粒度分布による分類<sup>4)</sup>では非凍上性であり、自然含水比が最適含水比よりも若干高いもののコーン指数が高く締固めしやすい材料<sup>5)</sup>である。

盛土は施工条件の異なる6種類とし、その概略を表-2に示す。①と②は12月中旬に、③④⑤⑥は北海道の厳冬期である1月下旬~2月上旬に施工した。①と③は1日で天端までの6層を施

表-1 盛土材料の基本物性値

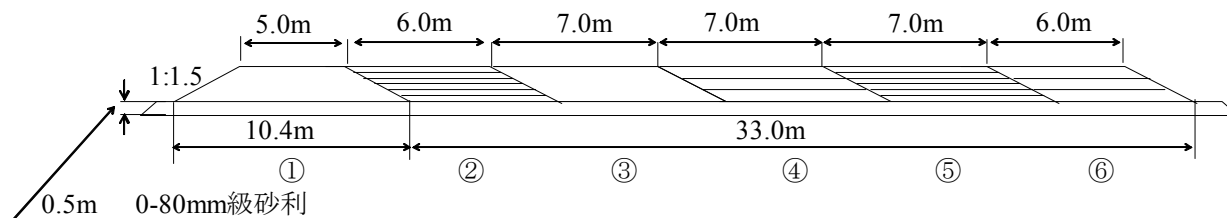
土粒子密度 $\rho_s(t/m^3)$		2.626
自然含水比 $w_n(\%)$		40.47
粒度特性	2mm以上(%)	7.8
	75 $\mu$ m~2mm(%)	74.6
	75 $\mu$ m以下(%)	17.6
コンシステンシー限界		N.P.
地盤材料の分類記号		S-FG
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(t/m^3)$		1.270
最適含水比 $w_{opt}(\%)$		35.0
コーン指数 $q_u(kN/m^2)$		1403



a. 断面図

表-2 施工条件

盛土No.	①	②	③	④	⑤	⑥
施工時期	12月中		1月中			
1日の施工層数	6	1	6	2	1	2
凍結部分の削除	無					有



b. 横断面図

図-1 盛土の形状

Properties of Embankments Constructed in Winter

Atsuko Sato, Satoshi Nishimoto (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

Teruyuki Suzuki (Professor Emeritus at Kitami Institute of Technology)



工し、②と⑤は1日1層ずつ6日間で施工、④と⑥は1日2層ずつ3日間で施工し盛土を完成させた。これにより、①と③は盛土天端のみ、②と⑤は天端と盛土施工中5回、④は天端と盛土施工中2回、冷気にさらされる。②④⑤は、施工時に盛土表面が凍結していても、そのまま次の層を施工した。1層の仕上がり厚さは30cmである。⑥は盛土施工前に凍結した部分をはぎとってしてから次の層を施工するため、敷き均し厚さを厚くした。なお、凍上による盛土下方からの水分供給<sup>6)</sup>を避けるため、試験盛土は、0-80mm級砂利による高さ0.5mのフィルター層を施工した。

## ②調査方法

盛土に関する調査は、盛土施工時、冬期間、盛土融解後に実施した。各盛土について、温度、高さ、N値、含水比、密度を測定した。調査項目を表-3、調査位置の概略を図-2に示す。盛土内の温度は、盛土中心部に設置した温度センサーにより1時間ごとに自動計測した。盛土の高さは、盛土天端部に打ち込んだ木杭(1盛土あたり5点)の高さを測量した。盛土の含水比は、標準貫入試験時に採取したコア内の試料について測定した。盛土の密度は各層転圧後に、1層あたり3点測定した。⑤⑥盛土については、施工翌日に表面の凍結部をはぎ取りその下の密度を測定した。なお、温度、標準貫入試験によるN値と含水比は、隣接した盛土や気温の影響を受けないように、図-2に示すように各盛土の端から1m以上離して計測した。

表-3 冬期施工に関する調査項目

測定項目	測定方法	測定間隔	盛土	測定箇所
土中温度	温度センサー	1時間	①②③④⑤	10cmごと1.8mまで
			⑥	10cmごと1.2mまで
気温			②④	盛土表面から1mの高さ
高さ	測量	1週間		天端
N値	標準貫入試験	1か月	①②③④⑤	50cmごと
含水比	ボーリング		⑥	10cmごと
密度	砂置換法 (注砂法)	施工時 (12月、1月)	①②③④	各層転圧直後
			⑤	各層転圧直後 1、2、3層 1日後凍結部の下
		融解時(6月)	⑥	2、4、6層転圧直後、 2、4層 1日後凍結部の下
			①②③④	30cmごと
		⑤⑥	60cmごと	

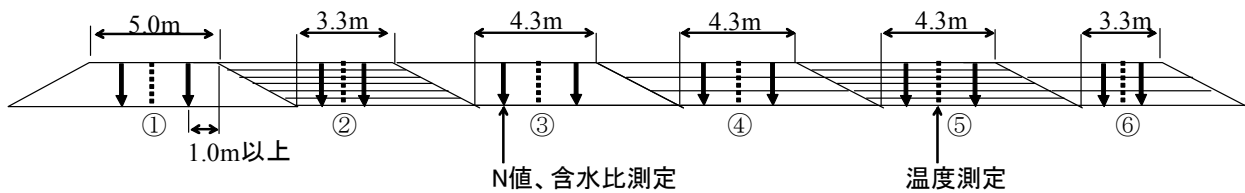


図-2 盛土の調査位置

## 3. 調査結果

盛土の施工日と真冬日を表-4に示す。12/5と1/23は、日中プラス気温で、日没後マイナス気温であった。12/6、12/7、12/12、1/24、1/25は、日中の数時間のみプラス気温でその後はマイナス気温であった。他の日は、真冬日であった。以上より、各盛土について盛土を中断した夜間にはマイナス気温となり、施工表面が凍結する条件であった。なお、以降盛土の層は、施工した順で呼ぶこととし、下から1層目、2層目、天端

表-4 盛土施工日と真冬日

盛土	層					
	1	2	3	4	5	6
①	12/5					
②	12/5	12/6	12/7	12/8	12/9	12/12
③	1/23					
④	1/24		1/25		1/26	
⑤	1/24	1/25	1/26	1/27	1/30	1/31
⑥	2/1		2/2		2/3	

は真冬日

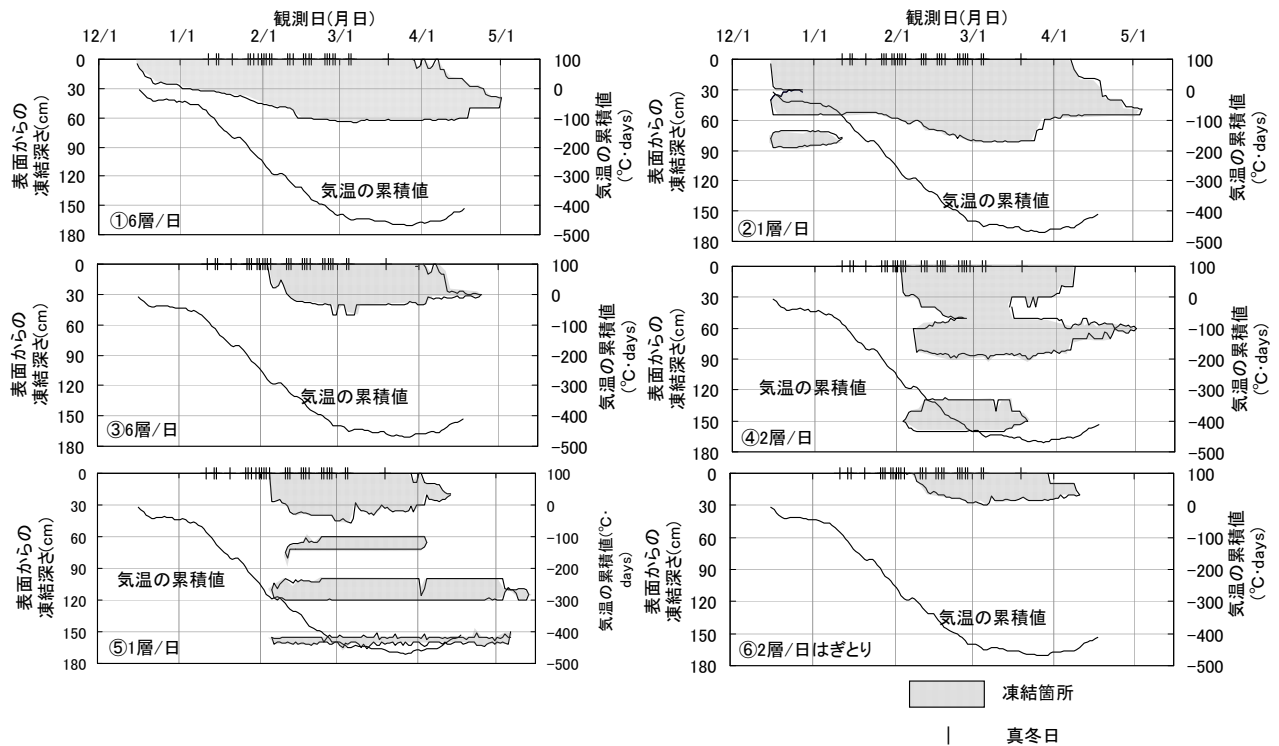


図-3 盛土の凍結状態

部を6層目とする。

①盛土の凍結状態

盛土の温度からマイナス温度となる領域を推定し、観測日ごとに盛土内の凍結状況を求めた(図-3)。1日で6層施工した①③は、盛土表面からの凍結であり、施工後の時間の経過とともに凍結深さは大きくなっている。凍結期間の大きい①盛土が、③盛土よりも凍結深さが大きい。

②の6日施工では、1、2、3層目は平均気温が-3°C程度での施工であった。施工翌日には盛土表面に3~4cm程度霜柱ができていたが、盛土施工中により、霜柱が融解したと思われ、盛土内には凍結箇所がなかった。しかし、4、5層目は真冬日での施工であったため、盛土内にそのまま凍結箇所が残った。4層目の凍結箇所はその後時間の経過とともに消失したが、これは、1、2、3層目の凍結していない盛土からの熱によるものと考えられる。5層目の凍結箇所は、盛土表面からの凍結と重なり、凍結深さがより大きくなった。

③④⑤⑥盛土の施工時は、日平均気温が-13°C程度であり、④⑤⑥盛土では次の層の施工前には、前日に施工した盛土表面に8~9cm程度の凍結が見られた。凍結した箇所に未凍結の材料を施工しても融解しなかったことから、④⑤は盛土内に層状に凍結箇所が残ったものと考えられる。④盛土では3層、⑤盛土では4層の凍結部分が確認できる。施工中の中断回数が多いほど凍結する層の数が多い傾向にある。図-4は、③④⑤⑥盛土の施工から約10日後の盛土内の温度分布を示したものである。④⑤盛土では、表面から約30cmまではマイナス温度であり凍結している。さらにこれより深くなると、温度は約0°Cの一定値となる。④盛土は3日、⑤盛土は6日と時間をかけて完成断面まで施工したため、盛土全体の温度が低くなったものと考えられる。③⑥盛土は盛

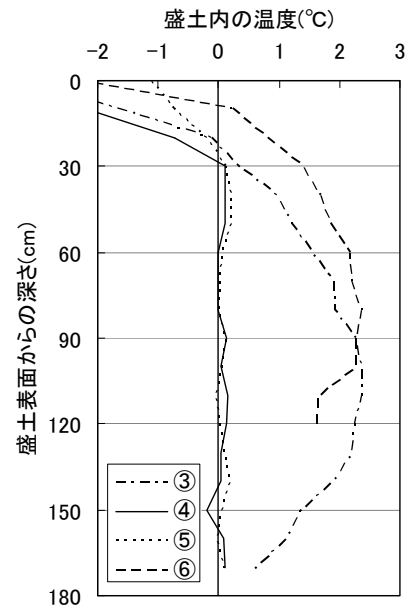


図-4 施工10日後の盛土の温度

土表面の温度は低く凍結しているが、盛土内部の温度は約 2℃であり凍結していない。③盛土は 1 日で完成断面まで施工したこと、⑥は凍結部分をはぎ取ってから施工したことにより、施工 10 日後では、盛土内の温度が 0℃まで低下しなかったものと考えられる。

表-5 盛土の最大凍結深さ

盛土 No.	①	②	③	④	⑤	⑥
最大凍結深さ(cm)	65	88	50	160	165	30

次に盛土の最大凍結深さを表-5 に示す。⑥③①②④⑤の順に盛土の最大凍結深さは大きくなっている。このことから、凍結箇所をはぎ取りながら施工すると盛土の凍結深さを最も小さくできる。1 日で天端まで施工が可能であれば、施工日の気温が低くても、凍結期間を短くできる方が凍結深さを低減できる。施工中に中断期間がある②は中断期間がない①よりも、④⑤は③よりも凍結深さが大きくなったことから、中断期間をとらないことにより凍結深さを低減できる。なお、施工厚さが 60cm では、施工中の中断回数を 5 回から 2 回と少なくしても、盛土の凍結深さの低減に対して効果が小さかった。

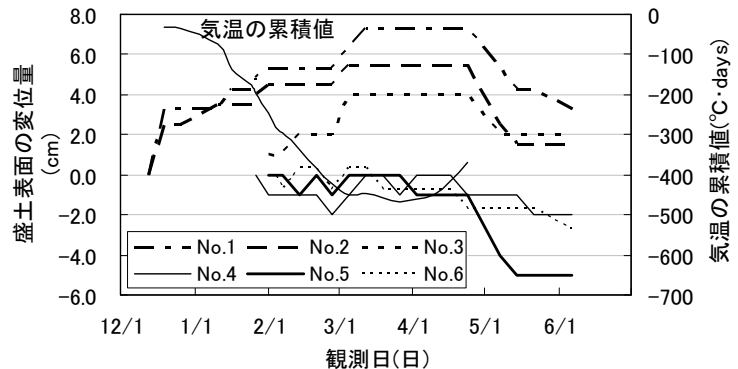


図-5 盛土の高さの変化

### ②盛土の変状

凍結による盛土の変状として、盛土天端部の高さを測定した。図-5 は、各盛土について施工日からの高さの変化を示したものである。①③盛土は、施工直後の盛土の高さを測定できなかったため、施工翌日の盛土の高さを基準として、変位量を示した。1 日で完成断面まで施工した①③盛土と盛土完成時に盛土底部が凍結していなかった②盛土では、気温が低くなるにしたがい、盛土表面は隆起し、気温がプラスに転じてから約 2 週間後に盛土は沈下し、盛土が完全に融解した後、盛土天端位置は施工直後と同じか高くなった。

盛土完成時には層状ではあるが全体的に凍結していた④⑤盛土は、時間の経過とともに沈下し、特に気温がプラスに転じてからの沈下量が大きい。施工中の盛土中断回数が 2 回である④盛土の沈下量は、中断回数が 5 回である⑤盛土の約 2/5 であり、施工中の盛土中断回数を少なくすることにより、沈下量を低減できる。凍結部をはぎとりながら施工した⑥盛土も④⑤盛土と同様に、時間の経過とともに沈下した。凍結部をはぎ取っただけでは盛土表面の密度は低くなり沈下したものと考えられる。今後、凍土をはぎ取った後転圧してから、次の層を施工する方法により、盛土の沈下抑制の効果を検討したい。

### ③盛土の N 値

盛土の N 値を図-6 に示す。80cm 以上深い箇所の N 値は 5~10 程度であり、盛土の N 値は小さい。しかし、2/3 および 2/29 測定の凍結している盛土表面の N 値は大きい。特に、12 月に施した①②は、2/3 調査の N 値が大きい。2/3 の凍結深さは、①で 47cm、②で 60cm であった。2/3 の日平均気温は -13℃、2/29 の日平均気温は -1℃であり、気温が低かった 2/3 の N 値の方が大きかった。1 月施工の③④⑤⑥の盛土では③④の N 値がほぼ等しく、⑤⑥はこれよりも小さくなった。⑥は盛土の中で最も凍結深さが小さく、このために盛土の N 値は小さくなった。

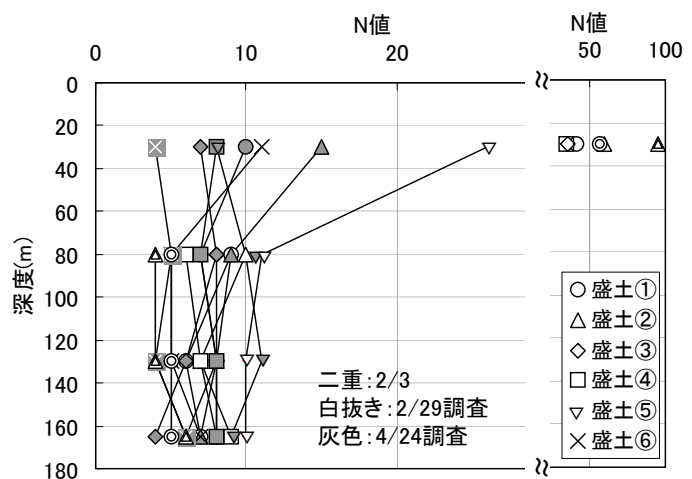


図-6 盛土の N 値

盛土がほぼ融解した 4/24 では、すべての盛土で N 値は 15 以下となった。N 値が 15 よりも大きい場合、盛土は凍結していると考えられる。地盤表面についても同様であり、冬期に N 値が高い場合は、凍結していることが推測されるので、融解することにより強度低下すると考えられる。

#### ④盛土の含水比

盛土 N 値の測定時に 10cm ごとのコアより採取した試料の含水比を計測した。盛土の表面からの含水比の分布として⑤盛土の例を図-7 に示す。図には、コア採取時に凍結していると思われた位置もあわせて示した。N 値測定のための打撃により、測定位置が若干ずれて、真の深さと異なっていると考えられる。2/4 の含水比分布では、地表面から約 40、70、110、130、160cm の位置で比較的含水比が高い。2/29 では、50、80、100cm の位置で含水比が高い箇所があった。ボーリングコアからは正確な凍結位置を特定できないが、含水比の高い箇所と低い箇所が存在し、それらの含水比の差が、約 20% であることから、水分移動が発生したといえる。他の盛土についても⑤ほど明確ではないが、10% 程度の含水比の差があること、図-5 に示したように天端部の上昇が見られたことから、盛土内で凍上現象が発生していたと考えられる。

次に、⑤⑥について、凍結前の含水比である施工直後の含水比と施工翌日の凍結部の下の含水比を測定した。これらを図-8 に示す。測定した 5 点すべてで、凍結部の下の含水比は、凍結前の含水比よりも低くなっていた。これは、凍上により土中の水分が凍結部へと上昇したためと考えられる。水分の供給がない限られた箇所でも盛土は凍上する場合がある。

#### ⑤盛土の開削時の密度および含水比

施工時と融解後の盛土の密度を図-9 に示す。全体の傾向として、非凍結部は施工時の密度と融解後の密度はほぼ等しいが、凍結部は施工時の密度と比較して融解後の密度は低くなっている。盛土施工時には、測定したほとんどの箇所で締固め度 90% 以上を確保していたが、凍結した箇所は締固め度が低くなり、85% 程度になった箇所もある。これは、凍上により、盛土内にアイスレンズができ、アイスレンズ融解後はそのまま空洞になったため、盛土内の乾燥密度が低下したものと考えられる。この空洞化してゆるんだ盛土中に融解した水分や雨水が浸透することにより、水みちが発生し、盛土の沈下や変形を引き起こす。⑥盛土では、表面だけしか凍結しなかったが、凍結の有無にかかわらず、施工時と比較して開削時の乾燥密度が小さかった。これは、盛土施工時は仕上がり厚さ 30cm の密度であったが、盛土中断後の施工では、8~9cm の凍結部をはぎ取るため、仕上がり厚さが 40cm となり、同じエネルギーで締め固めることにより、盛土の乾燥密度が低くなったためと考え

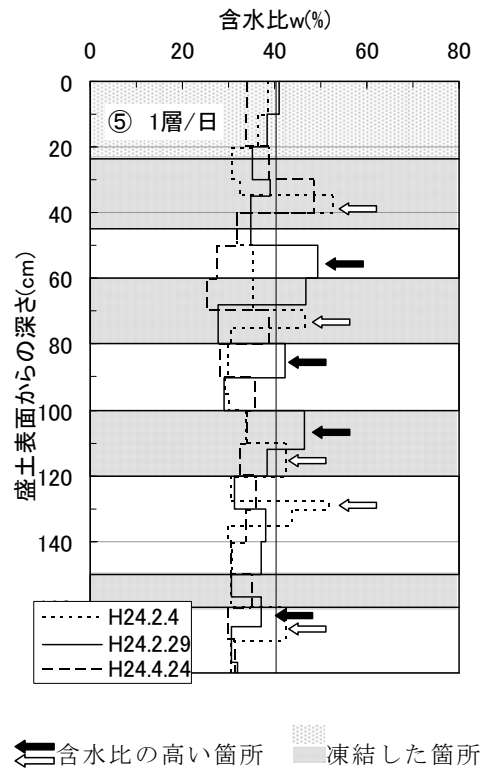


図-7 盛土の含水比

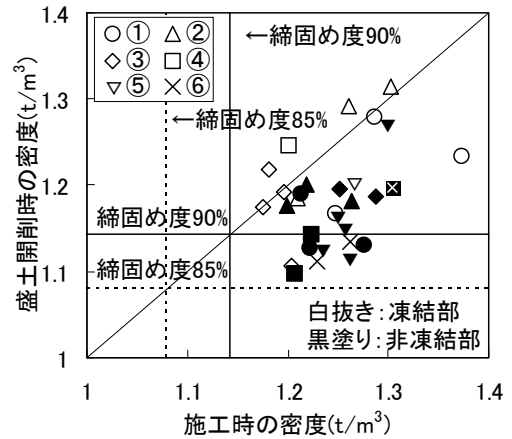
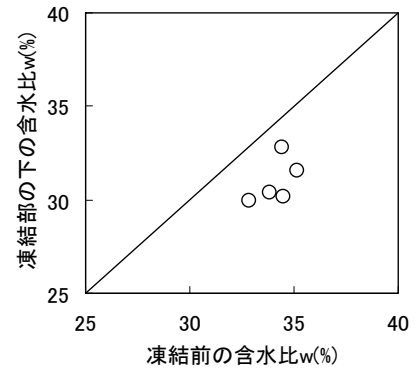


図-9 盛土の密度の変化

られる。

次に、盛土の施工時と開削時の含水比の関係を図-10 に示す。盛土融解後の含水比は、盛土施工時よりも低くなっている。特に盛土表面部の含水比低下が大きい。これは、凍上による含水比低下が考えられるが、盛土表面からの水分の蒸発や盛土内部への水分の供給を遮断するために設置した砂利による排水効果である可能性もある。今後確認したいと考える。

#### 4. まとめ

冬期施工を考慮した実物大の盛土の試験施工とその調査により、次のことが明らかになった

- ① 盛土施工中に中断期間があると、盛土内に層状の凍結が残留し、凍結深さは大きくなる。
- ② 盛土の凍結深さが大きいほど盛土融解後の沈下が大きく、施工中の盛土中断回数が多いほど、盛土融解後の沈下量は大きくなる。
- ③ 盛土が凍結すると強度は大きくなり、温度が低いほど強度は大きい。しかし、融解することにより強度は大きく低下する。
- ④ 水分の供給がない場合でも盛土は凍上する場合がある。
- ⑤ 盛土が凍上して融解することにより、密度が低下する。

#### 5. おわりに

今回の実験により冬期土工による盛土変状の要因として、盛土途中の中断が影響することがわかった。今後、中断しても盛土を凍結させない方法としての盛土養生方法や、凍結部はぎとり後の転圧による密度低下抑制効果について実験を進める予定であり、これらの有効性を明らかにし、冬期盛土による変状抑制対策を提案したいと考える。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部：斜面の凍上被害と対策のガイドライン、p.45、2010.
- 2) 地盤工学会：凍上量測定のための凍上試験方法，凍上性判定のための凍上試験方法、新規制定地盤工学会基準・同解説、p. 247、2009.11.
- 3) 佐藤厚子、西本 聡、鈴木輝之：冬期に施工した盛土の性状について、土木学会第 68 回年次学術講演会、2012.9
- 4) ISSMFE TC-8: Grain size distribution as a frost susceptibility criterion of soil, VTT Symposium, Vol.1, pp.29-32, 1989.
- 5) 日本道路協会：道路土工要綱、p. 287、2009.6.
- 6) 地盤工学会北海道支部地盤の凍上対策に関する研究委員会編：寒冷地地盤工学—凍上被害とその対策—、p.3、2009.12.

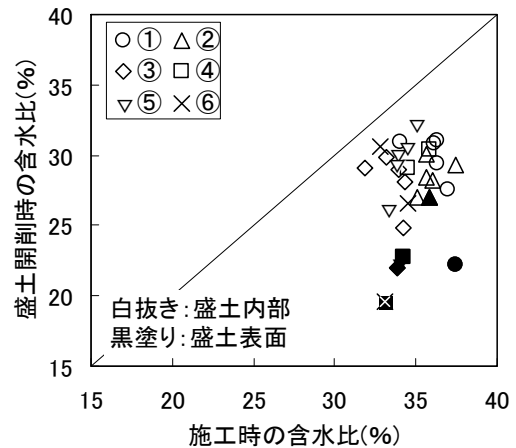


図-10 盛土の含水比の変化



## 施工時期の違いが帯鋼補強土壁の引抜き抵抗に及ぼす影響について

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○橋本 聖  
同上 国際会員 西本 聡  
同上 国際会員 林 宏親  
同上 正会員 梶取真一

### 1. はじめに

北海道内で施工された既設補強土壁の変状事例が報告されている<sup>1)</sup>。変状の要因は集中豪雨や大規模な地震などの外的要因のほかに、施工時期や盛土材料、施工方法の不備が推測されているが、特に冬期に盛土を実施したことによって雪や凍結土が盛土に混入し、融雪期にこれらが融解することで局所的に盛土は圧縮沈下して、それに伴って壁面に大きな変状が生じる、と指摘されている。

昨年度、筆者らは北海道開発局が施工した 28 箇所の既設補強土壁を対象に実態調査を実施した<sup>2)</sup>。その結果、調査箇所の 7 割が冬期施工（11 月～3 月に工事を実施、冬期施工の定義は文献<sup>3)</sup>を参照）であったにも拘わらず、雪や凍結土が混入したとされるような壁面の変状は確認されなかった。この理由として、①凍結土が盛土に混入しないよう土取り場における表土（凍結土）除去の徹底、②天候条件（降雪など）に応じた施工管理の徹底が、発注機関の担当者や施工会社の現場代理人の判断で実施されたと考えられる。しかし、冬期に施工された補強土壁が夏期施工のそれと同じ設計値を満足しているかは検証されていない。

本報告は、昨年度の既設補強土壁の実態調査箇所から、全国的に最も普及している補強土壁である帯鋼補強土壁（テールアルメ工法）のうち、夏期施工（鹿追）と冬期施工（北見、留萌）を対象として補強材（以降、ストリップとする）の現場引抜き試験を実施した。施工時期の違いが補強土壁の引抜き抵抗へ与える影響を確認するとともに、壁面材と補強材を接続する部材（以降、コネクティブとする）の変形状態などを踏まえ、これらの既設補強土壁の健全度を総合的に評価した。

### 2. 現場概要

#### 2. 1 試験箇所

試験箇所は過年度、北海道開発局が鹿追、留萌、北見の 3 箇所で施工した帯鋼補強土壁である（図-1）。試験箇所は、主に冬期間（11 月～3 月）で施工された箇所の中で、最も壁面変位が大きい（最大変位量：12cm）箇所（北見）ならびに、施工期間中の積雪量が最も多かった（積雪量：120cm）箇所（留萌）を選定した。なお、鹿追は夏期施工であるが、北見や留萌で施工された盛土材料と土質区分や細粒分含有率が近く、盛土の施工管理が適切に実施された記録が残っていたために、冬期施工との比較という位置づけで選定した。



図-1 計測現場

#### 2. 2 補強土壁の諸元

表-1 に各現場の設計時の諸元を示す。各現場の補強土壁の壁面積、延長、壁高は異なるが、いずれも壁面上に上載盛土が存在しない構造であった。各設計定数は補強土壁工法設計・施工マニュアル<sup>4)</sup>（以降、マニュアルとする）に従って決定されており、ストリップは鹿追では防錆処理した 2 種類の材料（SM490, SS400）、北見と留萌は同じく 1 種類（SM490）使用された。表-2 に試験箇所の帯鋼補強土壁の展開図・断面図を示す。

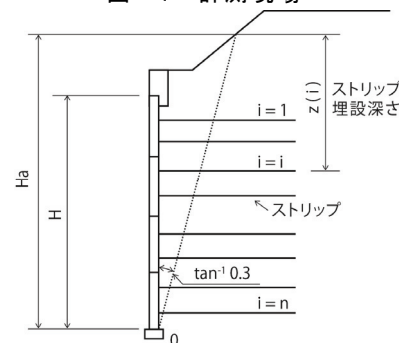


図-2 仮想壁高

Influence of construction periods on the pull-out resistance of the reinforced soil wall:

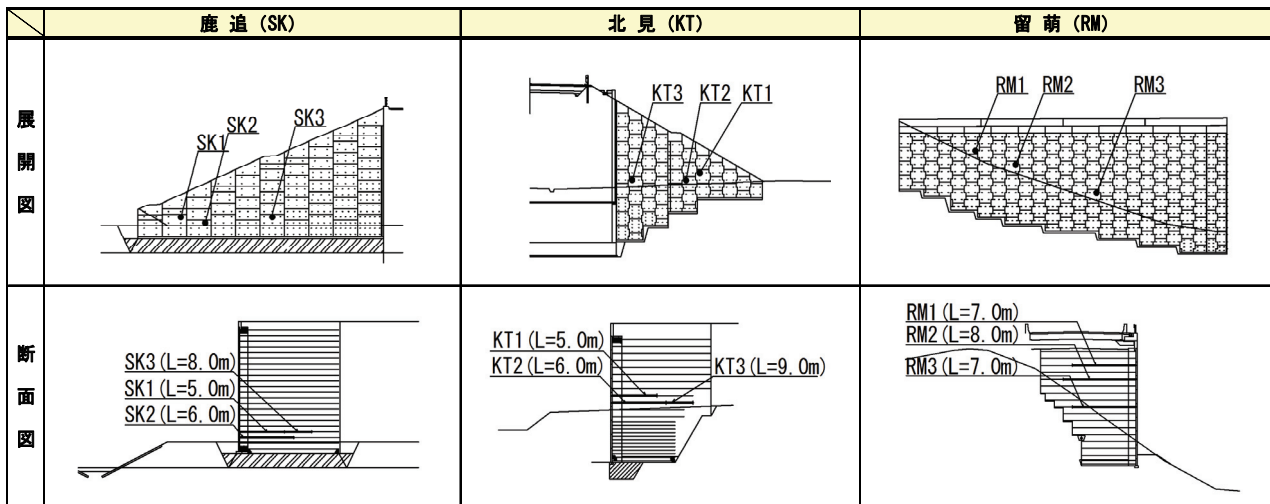
Hijiri HASHIMOTO (Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI), Satoshi NISHIMOTO, Hirochika HAYASHI and Shin'ichi KAJITORI

展開図に示す黒丸は引抜き試験箇所を示しており、略字（鹿追：SK，北見：KT，留萌：RM）と番号（1,2,3）で表記した。番号はストリップ埋設深さ  $z$ （仮想壁高上端よりストリップの埋設位置までの深さ）を示しており、ストリップ埋設深さ  $z=3,5,8\text{m}$  が番号（1,2,3）と対応する。なお、仮想壁高とは図-2に示す壁下端部の0点から、壁面に対して  $\tan^{-1}0.3$  の勾配を持った直線が路面または地表面と交わる位置までの鉛直高さ（ $H_a$ ）である。これは、帯鋼補強土壁の頂部に小段や上載盛土の有無によって、ストリップに作用する鉛直荷重が変化することを考慮した考え方である<sup>4)</sup>。

表-1 補強土壁の設計時諸元

現場名		鹿追	北見	留萌	
規模	壁面積	227.8m <sup>2</sup>	129.3m <sup>2</sup>	433.9m <sup>2</sup>	
	延長	L	27.15m	16.24m	73.00m
	壁高	H <sub>max</sub>	13.2m	13.48m	12.73m
H <sub>min</sub>		3.0m	1.48m	5.98m	
設計条件	盛土材の内部摩擦角	$\phi$	30°	30°	30°
	盛土材の単位体積重量	$\gamma$	19kN/m <sup>3</sup>	19kN/m <sup>3</sup>	19kN/m <sup>3</sup>
	ストリップと盛土材の摩擦係数	$f^{\circ}$	1.5~0.726	1.5~0.726	1.5~0.726
ストリップ	リブ付きストリップ	SM490	幅60mm×厚さ4mm	幅60mm×厚さ4mm	幅60mm×厚さ4mm
		SS400	幅80mm×厚さ4mm	-	-
	垂鉛メッキ	350kg/m <sup>2</sup> (片面あたり)	350kg/m <sup>2</sup> (片面あたり)	350kg/m <sup>2</sup> (片面あたり)	
	腐食しろ	1mm(両面)	1mm(両面)	1mm(両面)	
	引張応力度(降伏点)	SM490	325N/mm <sup>2</sup>	325N/mm <sup>2</sup>	325N/mm <sup>2</sup>
	SS400	245N/mm <sup>2</sup>	-	-	

表-2 帯鋼補強土壁の展開図および断面図



※L：ストリップ長さ

### 2.3 盛土材料

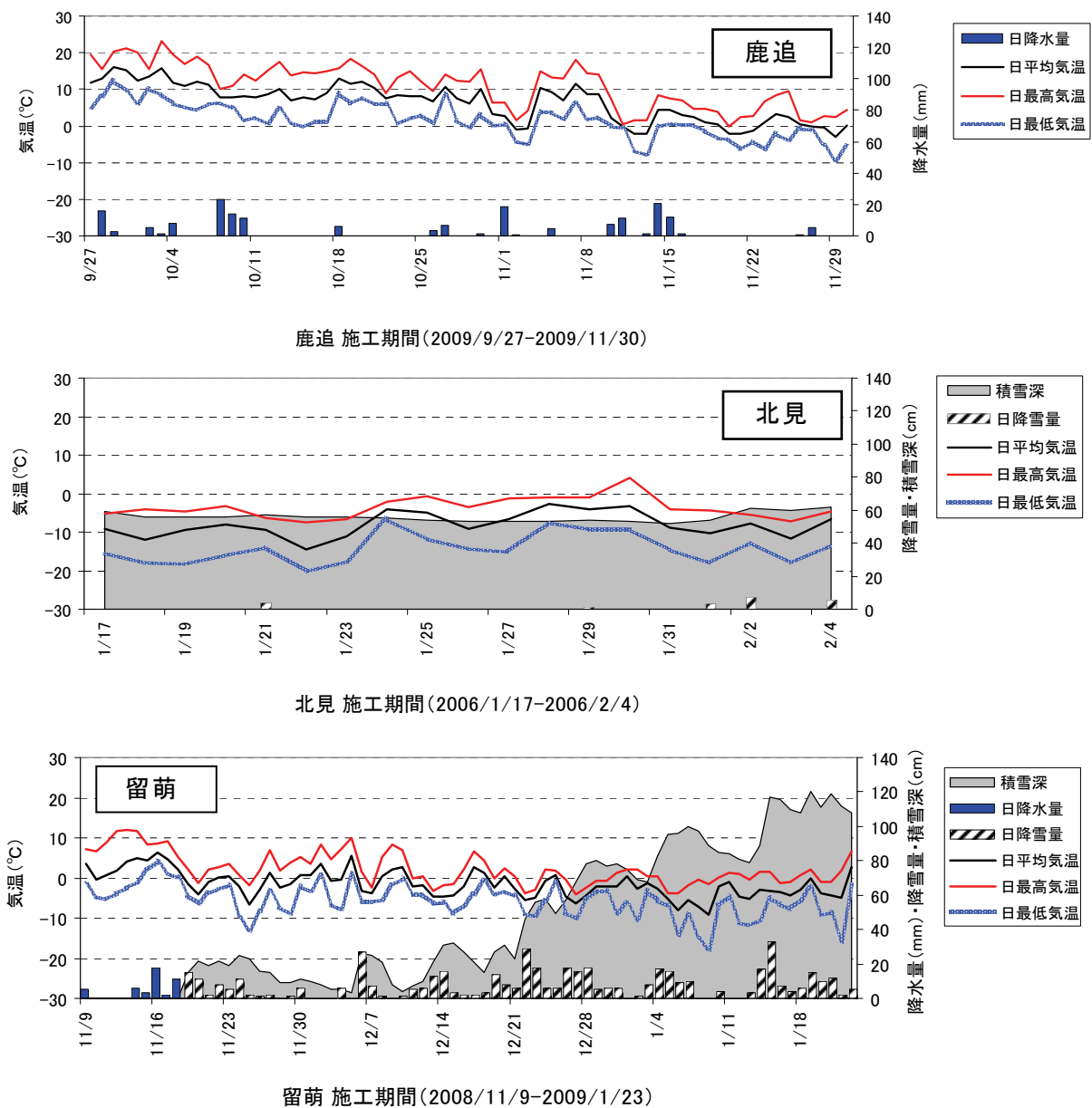
表-3に各現場の盛土材料の物性を示す。マニュアル<sup>4)</sup>では、盛土材を[A][B][C]材料の三つに区分している。このうち、細粒分含有率  $F_c$  が25%以下の土を[A]材料、岩石材料の寸法が250mmより大きい寸法のものを含まない硬岩ずりで、75mmふるい通過分中の細粒分含有量が25%以下、かつ大小の寸法のものが適度に混合して締固めしやすい土を[A2]材料に細分類されている。また、[B]材料は細粒分含有率  $F_c$  が25%を超え、かつ35%以下の土質材料、[C]材料は300mmより大きい寸法のものを含まない岩石材料で、75mmふるい通過分中の細粒分含有率  $F_c$  が25%以下の材料、である。なお、[B][C]材料を適用する場合、降雨などへの対処に格段の注意が必要、としている。各現場の土質分類をみると、鹿追と北見は粒径幅の広い砂混じり礫 ( $F_c=16.6\%$ ,  $22.4\%$ )、留萌は分級された礫 ( $F_c=8.0\%$ ) と細粒分含有率  $F_c$  は25%以下であることから、いずれも[A]材料（[A1]材料）の盛土材が使用されていた。

表-3 盛土材料の物性

現	場	名	鹿追	北見	留萌
物理一般	土粒子の密度	$\rho_s, \text{g/cm}^3$	2.821	2.711	2.758
	自然含水比	$w_n, \%$	13.6	23.4	11.0
粒度特性	礫分	2~75mm %	69.0	43.2	68.0
	砂分	0.075~2mm %	14.4	34.4	24.0
	シルト分	0.005~0.075mm %	9.9	12.6	5.3
	粘土分	0.005mm未満 %	6.7	9.8	2.7
	最大粒径	mm	53	37.5	19
	均等係数	$U_c$	1222.35	505.75	47.50
	曲率係数	$U_c'$	13.56	2.42	2.84
コンステンション特性	液性限界	$w_L, \%$	47.8	46.6	NP
	塑性限界	$w_p, \%$	27.9	24.2	NP
	塑性指数	$I_p$	19.9	22.4	NP
分類	地盤材料の分類名		粒径幅の広い砂混じり礫	粒径幅の広い砂混じり礫	分級された礫
	分類記号		(GW-S)	(GW-S)	(GP)
三軸圧縮特性	試験条件		CD	CD	CD
	全応力	$c, \text{kN/m}^2$	35.6	9.9	27.0
	$\phi^{\circ}$	37.6	30.7	38.0	
締固め特性	締固め方法		B-c	B-c	A-c
	最大乾燥密度	$\rho_{dmax}, \text{g/cm}^3$	1.993	1.682	2.001
	最適含水比	$w_{opt}, \%$	13.0	18.9	11.5

## 2. 4 施工時の気象条件

各現場の施工時の気象条件は、施工現場近傍の気象庁の地域気象観測システム (AMeDAS) より、気温（日平均、日最高、日最低）、日降水量、日降雪量、積雪深、について整理した（図－3）。夏期に施工が行われた鹿追では、補強土壁の施工を終える11月30日までに日平均気温が氷点下となる日が見られるが、最高気温は概ねプラスであった。日降水量20mm/h程度（気象庁予報用語：強い雨）の日が見受けられるが降雪は確認されておらず、低温条件で時折、降雨の施工であったと思われる。北見は施工期間の1月17日から2月4日までの19日間、最高気温は氷点下で、施工期間中の降雪は5日間、日あたり積雪量は最大4cmであった。これらから、施工期間中は降雪の影響は少なかったものの、施工は氷点下で実施されたと推測される。留萌は最高気温が1月に入っても0℃以上の日が確認され、施工期間を通して凍結・融解を繰り返すような温度条件であった。一方、降雪は施工開始から11日目の11月19日から始まり、この日を境に工事が終わる1月23日までの66日間で降雪の無い日は11日間、最大積雪深は120cmであった。留萌での施工は、時間の経過に伴って日中の気温がプラスから氷点下へ移行し、降雨や降雪に晒される日で、かつ積雪深が多い、非常に厳しい気象条件であったことが読み取れる。



図－3 各現場の施工期間における気温および日降雨量・日降雪量・積雪深

### 3. 試験概要および結果

#### 3. 1 引抜き試験方法

図-4 に現場で使用した引抜き試験装置を示す。コンクリートコアカッターにより壁面材に孔（ $\phi=250\text{mm}$ ）を開けた後（図-5 a）にストリップを露出させ、壁背面の凍上抑制層と盛土材を撤去してから、孔壁が崩壊しないよう硬質塩ビパイプを設置した。その後、コネクティブと接続ボルトを慎重に取り外し、壁面材に H 鋼を 2 本設置したあと、ストリップとガセットプレート、さらにこれらとセンターホールジャッキを接続させた（図-5 b), c）。引抜き試験は試験前にイニシャル値

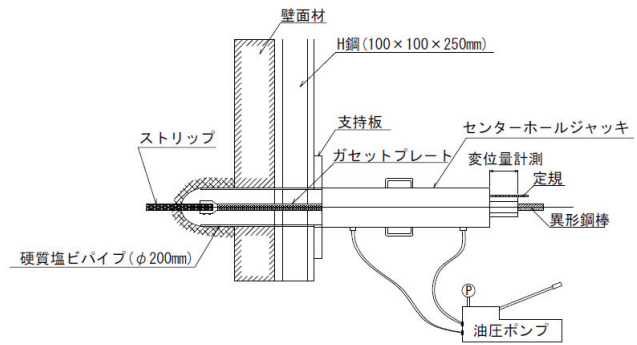


図-4 引抜き試験装置

（油圧ポンプ圧力計、ストリップ引抜き量）を確認したあと開始し、引抜き試験開始から 30 秒に 1 回ごと、油圧ポンプ圧力計とストリップ引抜き量の定規で読み取り記録した。なお、引抜き荷重  $P$  が極限引抜き抵抗力  $S_f$ 、あるいは降伏点引張り力  $S_p$  のいずれかに達したあと 3 分間荷重を保持して試験を終了とした。



図-5 現場引抜き試験前の作業内容

#### 3. 2 引抜き試験結果

引抜き試験では引抜き荷重  $P$  が、設計引抜き抵抗力  $S_d$  を満足するかどうかを確認した。設計引抜き抵抗力  $S_d$  とは、抵抗領域中にあるストリップ上下面に作用するストリップ埋設深さ  $z$  の摩擦抵抗力であり、いわゆる設計値である（図-6）。引抜き試験を終了する目安は、引抜き荷重  $P$  が極限引抜き抵抗力  $S_f$ 、あるいは降伏点引張り力  $S_p$  のいずれかに達した段階とした。これは、既設の帯鋼補強土壁（供用中あるいは供用予定）を使用した引抜き試験のため、ストリップの引抜けや破断による壁全体への影響を考慮したものである。なお、極限引抜き抵抗力  $S_f$  とは、設計引抜き抵抗力  $S_d$  と同様の考え方であるが、施工済みのストリップを引抜くためにストリップと盛土の接する面（ $2b \cdot L_i$ ）はすべて抵抗と見なす考えである。降伏点引張り力  $S_p$  は、補強材の降伏点引張り強さに補強材断面積を乗じた値である（図-7）。

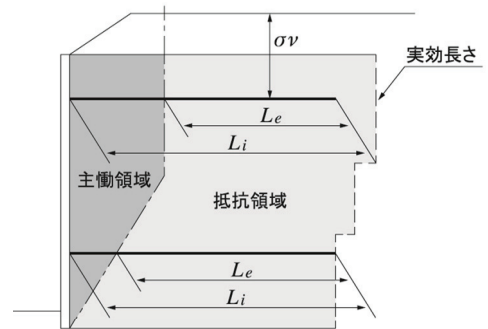


図-6 主動領域と抵抗領域の関係<sup>4)</sup>

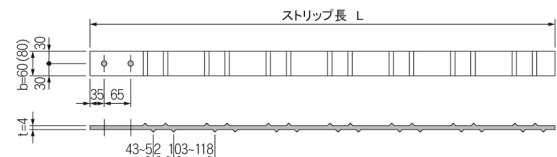


図-7 ストリップの形状寸法<sup>4)</sup>

$$S_d = f(i) \cdot \sigma_v \cdot 2b \cdot L_e \quad (1)$$

$$S_f = f(i) \cdot \sigma_v \cdot 2b \cdot L_i \quad (2)$$

$$S_p = \sigma_t \cdot t \quad (3)$$

ここに、 $f(i)$ ：土とストリップの見かけの摩擦係数（マニュアル<sup>4)</sup>より算出）、 $\sigma_v$ ：ストリップ上の鉛直応力（ $\text{kN/m}^2$ ）、 $b$ ：ストリップ幅（ $\text{m}$ ）、 $t$ ：ストリップの厚さ（ $\text{m}$ ）、 $L_e$ ：抵抗領域内のストリップ長（ $\text{m}$ ）、 $L_i$ ：ストリップ全長（ $\text{m}$ ）、 $\sigma_t$ ：ストリップの降伏点引張り強さ（ $\text{kN/m}^2$ ）



各現場の引抜き荷重  $P$  と引抜き量  $\delta$  の関係を図-8に示す。鹿追 (SK) の引抜き荷重  $P$  はすべて設計引抜き抵抗力  $S_d$  を満足し, SK-3を除く SK-1, SK-2 は極限引抜き抵抗力  $S_f$  ( $S_{f-1}, S_{f-2}$ ) まで引抜き試験を継続しこれを満足した。なお, 同じ引抜き荷重  $P$  でも引抜き量  $\delta$  に違いが生じたのは, SK-1 と SK-3 は盛土の圧縮等によってストリップが下側に変形していたため (次項, 表-4 参照) に, 引抜き荷重  $P$  を作用させた当初は, ストリップと盛土の噛み合わせ (拘束効果) が小さかったと考えられる。北見 (KT) の引抜き荷重  $P$  は鹿追 (SK) と同様にすべて設計引抜き抵抗力  $S_d$  を満足した。なお, KT-1 では極限引抜き抵抗力  $S_f=42\text{kN}$  をやや上回る引抜き荷重  $P=43\text{kN}$  で引抜き量が徐々に増加した。留萌 (RM) の引抜き荷重  $P$  も鹿追 (SK) や北見 (KT) と同様にすべて設計引抜き抵抗力  $S_d$  を満足した。なお, ストリップの剛性を確認するために RM-2 では, 降伏点引張り力  $S_p$  まで試行的に引抜き試験を継続させたところ, ストリップのボルト穴が塑性変形したことを確認した。以上の結果から, 施工時期が異なっても, ストリップの設計引抜き抵抗力は確保されることが確認された。この要因として, 冬期施工において, 外気温が常時, 氷点下にあったこと, あるいは降雪の日が多かったにも拘わらず, これらへの対応が日々の施工管理で徹底されていた, と考えられる。

### 3. 3 ストリップの摩擦係数と壁面勾配の関係

図-9に引抜き試験による最大せん断応力  $\tau_{\max}$  ( $=P_{\max}/2 \cdot b \cdot L_i$ ) とストリップ上の鉛直応力  $\sigma_v$  ( $=\gamma \cdot z$ ) から求めた測定摩擦係数  $f$  ( $=\tau_{\max}/\sigma_v$ ) とストリップ埋設深さ  $z$  の関係を示す。なお,  $\gamma$  は単位体積重量 ( $=19\text{kN/m}^3$ ),  $P_{\max}$  は現場引抜き試験の最大引抜き荷重とした。各現場の測定摩擦係数は, マニュアル<sup>4)</sup> で定められている設計摩擦係数 (1.5~0.726) をストリップ埋設深さ  $z=8\text{m}$  を除き上回っていた。

若槻ら<sup>5)</sup> は, リブ付きストリップの埋設深さが 7m より深くなれば規定値を下回るものが見られたが, 壁全体の安定性に問題がなかった, と報告している。これは, ストリップ埋設深さ  $z$  が深くなることで, 極限引抜き抵抗力  $S_f$  が降伏点引張り力  $S_p$  を大きく上回るものの, 現実的には, 極限引抜き抵抗力  $S_f$  まで引抜くことができないため, 最大せん断応力  $\tau_{\max}$  ( $=P_{\max}/2 \cdot b \cdot L_i$ ) が小さくなる, と考えられるが, 本試験でも同様の傾向が確認された。

図-10は小川の報告<sup>6)</sup> に今回得られた測定摩擦係数と壁面勾配の関係を重ね合わせた。壁面勾配とは壁頂部の壁面変位量を壁高で除したものであり, プラスは壁が前傾, マイナスは壁が後傾することと表している。小川は測定摩擦係数と壁面勾配の間には明瞭な関係を見いだせない, としているが, 今回の調査でも小

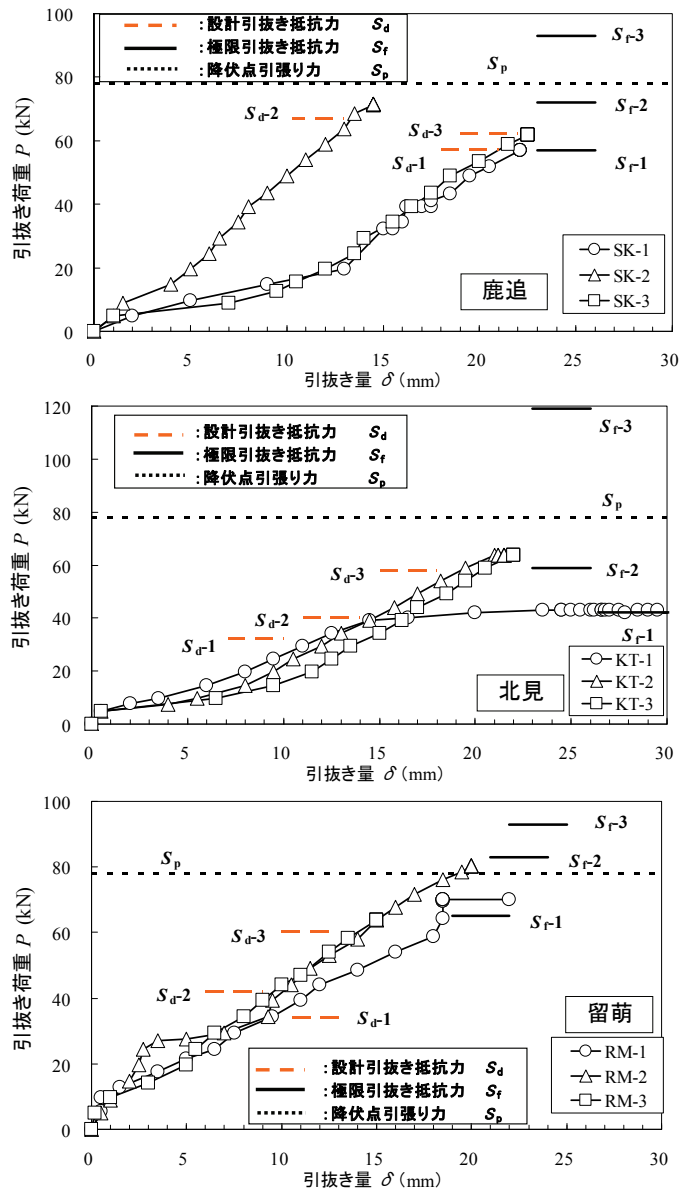


図-8 引抜き荷重 ~ 引抜き量

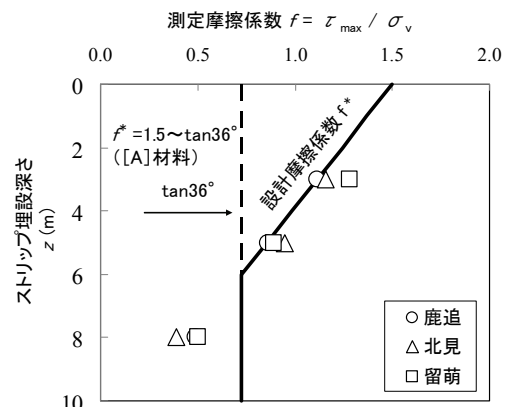


図-9 測定摩擦係数 ~ ストリップ埋設深さ



川の調査結果と同様,両者に明瞭な関係は確認されなかった。ただし,北見の壁面勾配は最大-1.4%にも係わらず,壁全体の安定性が確保されていた<sup>2)</sup>が,帯鋼補強土壁は多少の壁面変位を伴って壁全体の安定を図る特長を有することや,壁面勾配が管理基準値<sup>4)</sup>の3%を超えるものが存在しないこと,を踏まえると,測定摩擦係数が所定の摩擦係数を満足した上で壁面勾配が図-10の値程度であれば,補強土壁の安定性に影響を及ぼさないと考えられる。

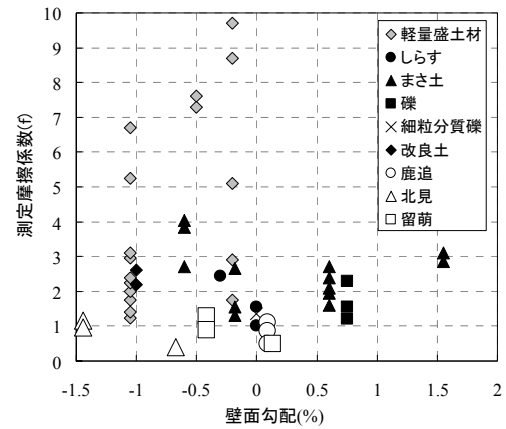


図-10 測定摩擦係数と壁面勾配<sup>6)</sup>に加筆

### 3. 4 コネクティブの状況

表-4は各現場のストリップ埋設深さ5mにおけるコネクティブの状態を示す。コネクティブを水洗いして

表-4 コネクティブの状況

下面から観察したところ,赤錆や白錆などは確認されず健全な状態にあった。断面方向からコネクティブをみると,鹿追( $\theta=2^\circ$ )や留萌( $\theta=0^\circ$ )と比較して北見( $\theta=17^\circ$ )の折れ曲がりが卓越していた。高木ら<sup>7)</sup>はコネクティブの折れ曲がり

壁面材	鹿追 (H21施工)	北見 (H17施工)	留萌 (H20施工)
断面			
下面観察方向			

りは,盛土の圧縮によってストリップが下方に下がることで生じるとして,壁背面の盛土の転圧不足や降雨による水分供給によって,盛土が圧縮されたことを要因としている。鹿追,留萌と比較して北見の壁面勾配は最大-1.5%であることから,当該箇所のコネクティブが下方へ変形した要因が,仮に盛土の圧縮および基礎地盤の沈下に伴うものであれば,コネクティブの変形角度と壁面勾配の大きさは密接な関係にあると考えられる。

### 4. まとめ

ストリップの引抜き試験,壁面計測,コネクティブの変形状況から以下の知見を得た。

- 1) 施工時期の異なっても,ストリップの設計引抜き抵抗力は確保されていた。
- 2) 測定摩擦係数が所定の摩擦係数を満足した上で壁面勾配が-1.5~2%程度であれば,補強土壁の安定性に影響を及ぼさないと考えられる。
- 3) コネクティブの変形角度と壁面勾配の大きさは,密接な関係にあると考えられる。

現在,温度条件(常温,低温,凍結融解)に応じたストリップの引抜き特性に関する室内試験を実施しており,帯鋼補強土壁の冬期施工の可能性についてさらに具体的な検証を行う予定である。本論文を整理するにあたり,北海道開発局道路建設課をはじめ各開発建設部,道路事務所の関係者にお礼を申し上げる。

#### 【参考文献】

- 1) 木幡行宏:寒冷地における補強土壁工法の信頼性,基礎工/2010.2, pp.42-45, 2010.
- 2) 橋本聖,西本聡,林宏親,梶取真一:北海道で構築された補強土壁の実態調査結果:地盤工学会北海道支部技術報告集第52号, pp.49-54, 2012.
- 3) 通年施工推進協議会:冬期土工設計施工要領, pp.1-3, 1999.
- 4) (財)土木研究センター:補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル 第3回改訂版, 2003.
- 5) 若槻良行,瓦川善三,奥田和浩:補強土(テールアルメ)壁工法の現地引抜き試験,日本道路公団試験所報告, vol.26, pp.13-20, 1989.
- 6) 小川憲保:テールアルメ工法における盛土材と壁面変位の関係,土木学会論文集 No.493, pp.119-125, 1994.
- 7) 高木宗男,細江健,木村隆志,高尾浩一郎,帯鋼補強土壁の健全度評価のための引抜き試験の有効性について:第45回地盤工学研究発表会, pp.525-526, 2010.

## 締固め施工における転圧機械の選定方法の検討

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○山田 充  
同上 国際会員 西本 聡  
同上 国際会員 佐藤 厚子

### 1. はじめに

近年、異常気象による豪雨や、非常に強い地震等により、道路盛土や河川堤防等が崩壊してしまう事例が見受けられ、盛土施工時の締固めの重要性が再認識されてきている。盛土の締固めは、一般に転圧機械を用いて施工されるが、転圧機械には数多くの機種、規格があるため、施工に際して、盛土材料に適した機種、規格を選択することが、良好な締固めを行うためには重要である<sup>1)2)</sup>。しかし、どの転圧機械が、どの材料に適しているかについて、詳細に示されたものは、筆者の知る限りでは見受けられない。そのため、土質があまり考慮されず、単純に手配が容易な転圧機械が使用されたり、現場の技術者が経験的に転圧機械を選定しているのが実情といえる。

著者らは、これまで転圧機械と締固めの関係を調査してきたが<sup>3)4)5)6)</sup>、本研究では、代表的な 5 機種の転圧機械を用いて、様々な盛土材料に対して締固めを行い、転圧回数と締固め度の関係を測定した。その結果より、盛土材料に適した転圧機械の選定方法の検討を行った。

### 2. 実験方法

試験施工に用いた転圧機械は、振動ローラ、コンバインドローラ、ハンドガイドローラ、タイヤローラ、ブルドーザの 5 機種である。各転圧機械で転圧を行い、転圧回数と締固め度の変化を測定した。材料、および転圧機械は、試験施工現場の近傍の、実際の盛土施工で使用されるものを用いた。盛土の密度は砂置換法により測定した。北海道内の全 164 件で実施した。表-1 には、試験施工を行った箇所の土質分類を示す。

表-1 試験施工箇所の土質分類

		件数	
礫質土 [G]	礫	{G}	23
	砂礫	{GS}	61
	細粒分まじり礫	{GF}	16
			64
砂質土 [S]	砂	{S}	32
	礫質砂	{SG}	13
	細粒分まじり砂	{SF}	19
合 計			164

### 3. 転圧機械の特徴<sup>7)8)9)</sup>

表-2 に、転圧機械の締固め能力に関連する諸元について、一般値で示す。なお、表-2 中の、「起振力 (kN)」とは、強制振動を伴って転圧することができる機械の、振動を発生させるために機械が起こす遠心力の最大値のことを示す。「線圧力 (N/m)」とは、転圧部位が鋼製ローラの場合、鋼製ローラにかかる荷重をローラ幅で除した数値で接地圧力を示した値である。それ以外の接地圧力は「面圧力 (kN/m<sup>2</sup>)」で示した。

表-2 転圧機械の締固め能力に関連する緒元表 (一般値)

機種	規格	重量 (t)	強制振動の有無	起振力 (kN)※1	転圧部位	接地圧力	
						面圧力 (kN/m <sup>2</sup> )	線圧力 (N/m)※2
振動ローラ	11t 級	10~12	有り	160~280	鋼製ローラ	-	2.4~3.0
コンバインドローラ	3t 級	3~4	有り	20~25	鋼製ローラ※3	-	1.4~1.6
ハンドガイドローラ	600kg 級	0.5~0.6	有り	9~12	鋼製ローラ	-	0.3~0.7
タイヤローラ	3t 級~13t 級	3~15	無し	-	空気タイヤ	200~500	-
ブルドーザ	8t 級~12t 級	7~13	無し	-	クローラ	20~60	-

※1 起振力：振動を起こすために機械が起こす遠心力の最大値。

※2 線圧力：鋼製ローラの接地圧力について、ローラに掛かる荷重をローラ幅で除した数値で示した。

※3 コンバインドローラは、鋼製ローラと空気タイヤを装着しているが、転圧能力に関して支配的な鋼製ローラを記載した。

Examination of the selection method of compaction machine

Mitsuru YAMADA, Satoshi NISHIMOTO and Atsuko SATO

Civil Engineering Research Institute for Cold Region

振動ローラは、大型の転圧専用機械であり、強制振動を伴って転圧することができる機械である。コンバインドローラは、中型の転圧専用機械であり、一般に、前輪に鋼製ローラ、後輪に空気タイヤを装着している。また、強制振動を伴って転圧することができる機械である。ハンドガイドローラは、小型の転圧専用機械であり、強制振動を伴って転圧することができる機械である。タイヤローラは中～大型の転圧専用機械であり、強制振動機能は無い。ブルドーザは、敷き均し等に用いられる建設機械であり、現場条件によっては転圧にも用いられる。強制振動機能は無い。

#### 4. 実験結果と考察

図-1に、転圧機械ごとに締固め度と転圧回数（回）の関係を示す。図-1より、いずれの転圧機械においても、転圧回数の増加に伴い締固め度は増加する傾向が見受けられた。

ここで、実際の工事で用いられている締固め度の施工管理基準として、国土交通省北海道開発局の施工管理基準を参照すると、河川土工で85%、道路土工のうち、路体で85%、路床で90%の締固め度が施工管理基準値となっている<sup>1)</sup>。そこで、この値を参考とし、締固め度85%、および90%を基準として実験結果を整理し、以降の考察を行う。

図-2に、図-1より求めた締固め度85%、および90%を満たす平均転圧回数について、転圧機械ごとに、礫質土、砂質土に分けて示す。ただし、締固め度が90%に達していないデータについては、締固め度と転圧回数の関係を示すグラフにおいて、グラフを直線延伸し、締固め度90%を満たす転圧回数を求めた。

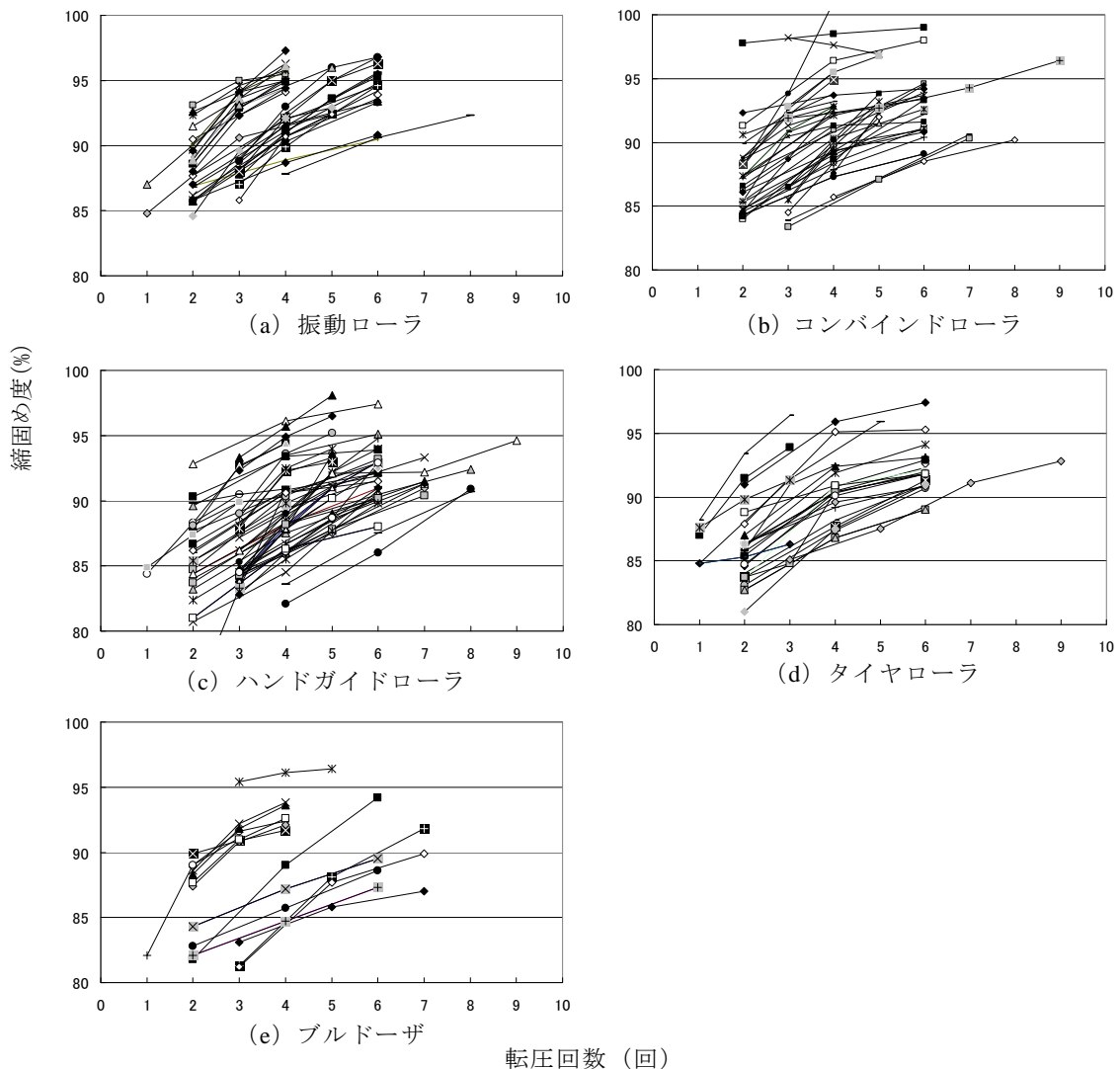


図-1 締固め度と転圧回数

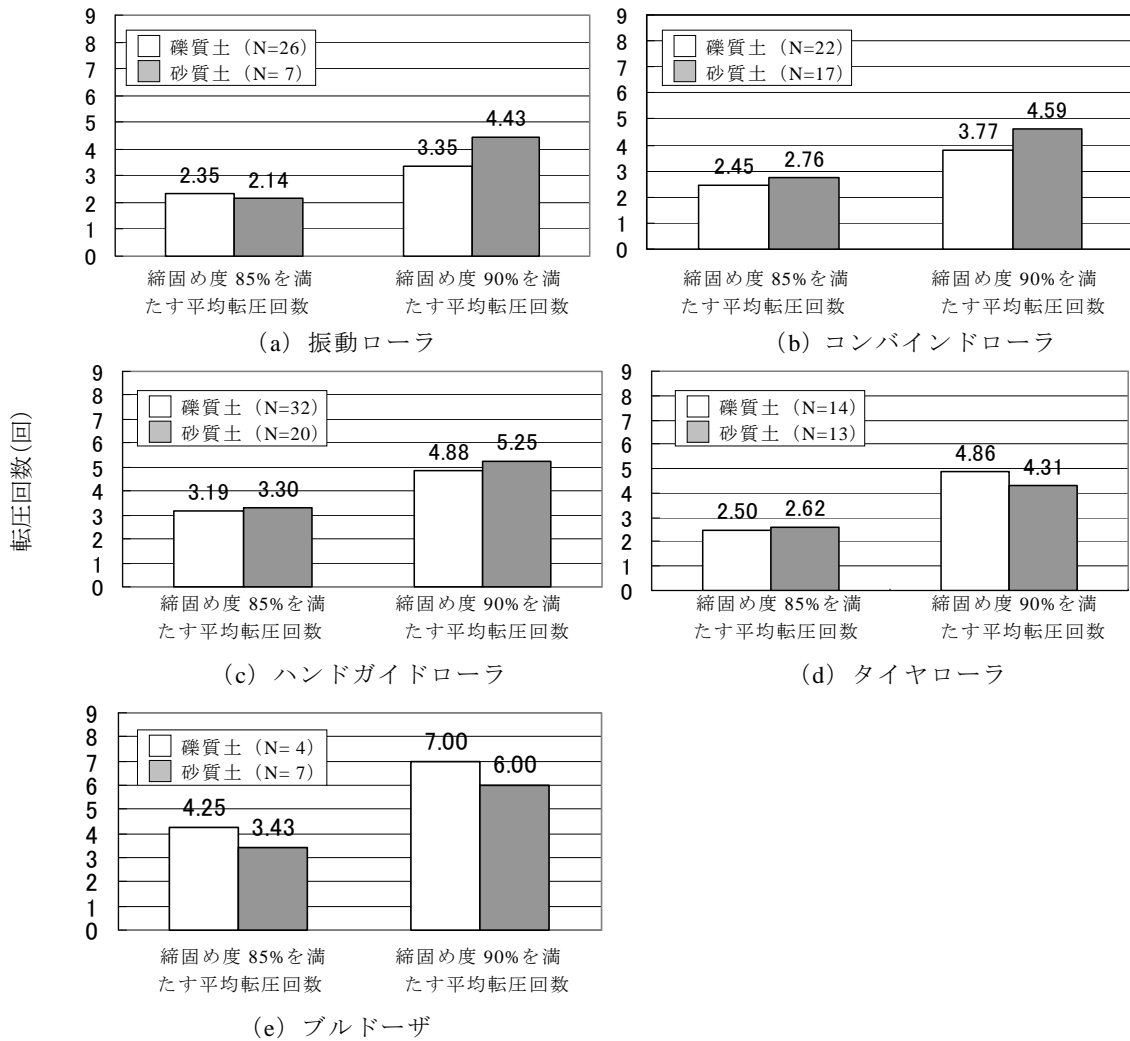


図-2 締固め度 85%、90%を満たす平均転圧回数（礫質土，砂質土分け）

図-2 より，振動ローラ，コンバインドローラの締固め度 90%を満たす平均転圧回数が，礫質土で小さくなる傾向が見受けられた．振動ローラ，コンバインドローラは，強制振動機能を有する転圧機械である．強制振動には，土の粒子を揺すぶって粒子の移動を容易にし，高い締固めを得る効果がある．この強制振動による締固め効果が，特に礫質土で有効に作用したと考えられる．

ハンドガイドローラ，タイヤローラでは，礫質土と砂質土の平均転圧回数に大きな差は見受けられなかった．これら 2 機種は，礫質土と砂質土のどちらにも，同程度の締固め効果を発揮するものと考えられる．

ブルドーザでは，砂質土にくらべ礫質土の平均転圧回数が大きくなる傾向が見受けられた．ブルドーザは強制振動機能が無い機械であり，接地圧力も小さい．そのため，礫質土で十分な締固め効果を発揮できなかったものと考えられる．

図-3 に，同一材料に異なる機械で転圧を行った箇所のうち，代表 2 箇所について，締固め度 85%，および 90%を満たす転圧回数を示す．表-3 には，各箇所の材料特性，転圧条件を示す．

図-3 より，縫別西では，締固め度 85%，および 90%を満たす転圧回数が，少ない順に，振動ローラ，コンバインドローラ，ハンドガイドローラの順となった．表-2 より，この順は，3 機種の強制振動の起振力の大きさ，および，接地圧力の高さの順と一致しており，より強制振動が強く，接地圧力が高い転圧機械ほど，少ない転圧回数で必要な締固め度を満たすことができたと考えられる．常呂川でも同様の傾向が認められ，ブルドーザにくらべ，より強制振動が強く，接地圧力が高い振動ローラが，少ない転圧回数で必要な締固め度を満たすことができたと考えられる．

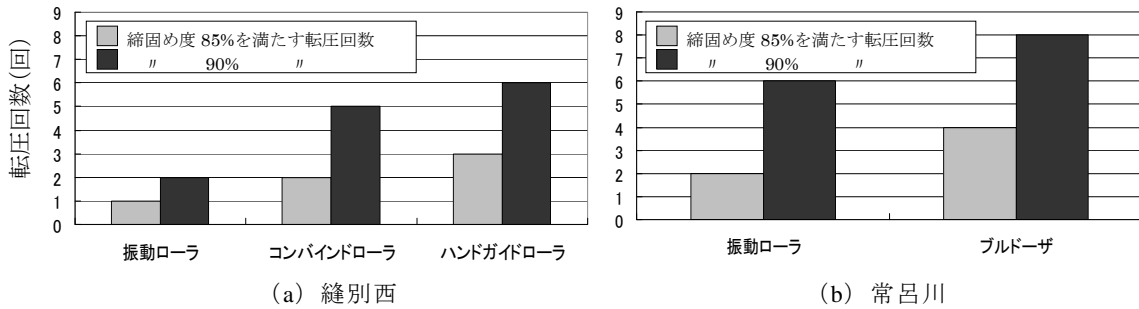


図-3 締固め度 85%, 90%を満たす転圧回数 (同一材料に異なる機械で転圧した箇所)

表-3 材料特性と転圧条件 (同一材料に異なる機械で転圧した箇所)

箇所名	材料特性					転圧条件		
	自然含水比 $W_n(\%)$	土質分類名	最大乾燥密度 ( $\rho_{dmax}$ )	最適含水比 $W_{opt}(\%)$	コーン指数 $q_c(kN/m^2)$	転圧機械	規格	転圧回数
縫別西	16.0	細粒分まじり砂質礫 GS-F	1.762	17.1	1583	振動ローラ	11t級	1,3,5回
						コンバインドローラ	3t級	2,4,6回
						ハンドガイドローラ	600kg級	
常呂川	27.2	細粒分質礫質砂 SFG	1.527	21.8	1466	振動ローラ	11t級	2,4,6回
						ブルドーザ	8t級	

## 6. まとめ

本報告では、5種類の転圧機械で様々な盛土材料を転圧し、転圧回数と締固め度を測定した。その結果、以下のことがわかった。

- ①振動ローラ、コンバインドローラは礫質土の締固めに適している。
- ②ハンドガイドローラ、タイヤローラは、礫質土と砂質土のどちらの材料に対しても、同程度の締固め効果を発揮することができる。
- ③ブルドーザは礫質土の締固めに不適である。
- ④強制振動が強く、接地圧力が高い転圧機械ほど、少ない転圧回数で必要な締固め度を満たす。

## 7. おわりに

本報告では、材料を礫質土と砂質土に分けて検討を行ったが、他の様々な材料特性等に注目して区分し、検討を行う必要があると考える。

### 【参考文献】

- 1)日本道路協会：道路土工盛土工指針（平成22年度版），2010.4
- 2)日本建設機械化協会：建設機械施工ハンドブック（改訂3版），2007.2
- 3)山田充，西本聡，佐藤厚子：締固めに及ぼす転圧機械の影響について，第29回日本道路会議，2011.11
- 4)山田充，西本聡，佐藤厚子：転圧機械の種類と締固めの関係について，地盤工学会北海道支部技術報告集第52号，pp.103-108，2012.1
- 5)山田充，西本聡，佐藤厚子：盛土材料に適した転圧機械の選定方法の検討，第47回地盤工学研究発表会，2012.7
- 6) Mitsuru YAMADA, Satoshi NISHIMOTO and Atsuko SATO: Relationship between compaction equipment and compaction results, Advances in Transportation Geotechnics II, pp.460-465, 2012
- 7)酒井重工業（株）HP：<http://www.sakainet.co.jp/index.htm>
- 8)コマツ建機販売（株）HP：<http://www.komatsu-kenki.co.jp/>
- 9)キャタピラージャパン（株）HP：<http://japan.cat.com/>
- 10)国土交通省北海道開発局：道路河川工事仕様書（平成24年度版）



## 道央地域の高速道路における舗装嵩上げの凍上低減効果について

東日本高速道路株式会社 北海道支社 正会員 谷藤 義弘  
同 上 坂田 史典  
東日本高速道路株式会社 苫小牧管理事務所 竹村 真那斗  
株式会社ネクスコ・エンジニアリング北海道 沼田 透  
同 上 正会員 ○山内 智

### 1. はじめに

積雪寒冷地の道路では、冬期路面の平坦性を確保するために路床等の凍上現象を抑制することが重要となる。従前、供用区間の既設路床の凍上抑制対策には、置換工法や一部に断熱工法が採用されてきた。しかしながら、供用中道路の対策工事は、長時間の交通規制が伴うことや、既設路床を購入碎石に置換えるため補修費が増大する問題がある。

そこで、ある程度の凍上低減効果が期待でき、従前の置換工法や断熱工法と比べ、施工性および経済性において優れた舗装嵩上げ（オーバーレイ）工法に着目し、本線試験施工を実施した。その結果、当該地区の寒冷度および置換断面構成等の条件下において、適用可能となる効果を確認した。

本報では、路面不陸の発生とその対策が課題となっている道央自動車苫小牧管内の切土部において、凍上の原因究明と対策工法を比較検討するとともに、試験施工により効果を検証した結果を報告する。

### 2. 凍上調査と路床材の現況評価

道央自動車道苫小牧西 IC～苫小牧東 IC 間の切土部では、写真-1 に示すとおり毎冬期に路面不陸が発生しているため、路面の平坦性確保が課題となっている。原因究明のために、当該区間の上り線走行車線を開削し、現況断面の確認、目視観察、採取試料の土質試験を実施した。現況断面と試料採取位置を図-1 に示す。現況断面はアスファルト表層から上部路床上層部までが非凍上性材料で構成され、置換厚さは 65 cm となる。また、その下層には置換された火山灰質粗粒土と地山の火山灰質粗粒土（ともに支笏軽石流堆積物 Spfl）で構成される。開削調査は路面から深さ 90 cm までを開削し、上部路床下層部の置換火山灰質土とさらに下部にある地山火山灰質土を採取し、物理試験および NEXCO 試験法 112 による凍上性判定試験を行った。



写真-1 路面不陸の発生状況

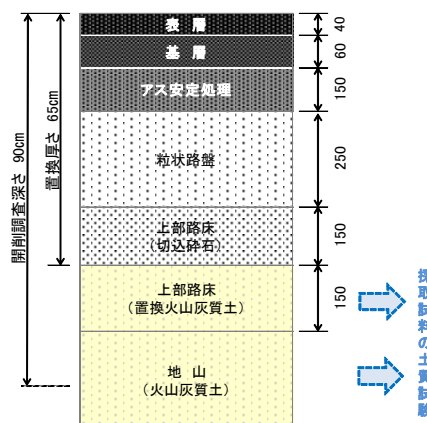


図-1 現況断面と試料採取位置

表-1 既設路床材の土質試験結果

試験項目	苫小牧西IC～苫小牧東IC間（上り線・走行）			
	（建設時）	開削調査		
	路床火山灰土（地山）	置換火山灰質土	地山火山灰質土	
日本統一土質分類	細粒分質硬質砂（SFG）	—	細粒分質硬質砂（SFG）	
自然含水比 Wn (%)	—	28.8	39.2	
土粒子の密度試験 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	2.220	2.544	2.446	
粒度試験	最大寸法 (mm)	37.5	37.5	37.5
	4.750mm 通過質量百分率 (%)	85.0	—	91.1
	2.000mm 通過質量百分率 (%)	73.0	—	85.1
	0.425mm 通過質量百分率 (%)	49.2	—	61.6
	0.075mm 通過質量百分率 (%)	35.6	—	43.3
凍上・後の質量増加(吸水)量 (g)	—	+304	+202	
凍上率 (%)	—	14.5	11.3	
凍結様式	—	3 (微細空隙凍結)	3 (微細空隙凍結)	
凍結融解後の修正CBR (%)	—	4.3	—	
判 定		凍上性材料	凍上性材料	

Inhibitory effect of raised pavement against frost heave in the central region of Hokkaido Expressway : Yoshihiro TANIFUJI, Hirofumi SAKATA, Manato TAKEMURA (East Nippon Expressway Co.Ltd.), Toru NUMATA, Satoru YAMAUCHI (NEXCO-Engineering Hokkaido Co.Ltd.,)

既設路床材および建設時の土質試験結果を表-1に示す。地山火山灰質土の粒度試験結果は0.075mm通過質量百分率が43.3%となり、建設時試験結果より7.7%増加している。また、凍上性判定結果は、置換火山灰質土が凍上率14.5%、凍結様式3となり、地山火山灰質土が凍上率11.3%、凍結様式3となり、両試料ともに高い凍上性を示した。これらの結果より、路面隆起は、既設路床材の粒子破砕、長期の乾湿繰返しおよび凍結融解繰返し作用による複合的な劣化により細粒化し、凍上性材料へと変質したことが要因と推定される。

### 3. 対策工の比較検討

路床材の凍上現象を抑制するには、凍上の3要素「土質」、「温度」、「水分」の何れか1つを除去または改善する必要がある。そこで表-2に示す対策工法について比較検討した。

北海道内の高速道路の対策実績からは、凍上性材料を非凍上性材料に置換える置換工法が最良と考えられる。しかし、近傍の勇払川本線観測局の2000年度気象観測値から算出した必要置換厚さは、路面から115cm（湧水有りの場合）となり、非凍上性材料である上部路床の上層（深さ65cmまで）から、さらに50cmの路床置換えが発生する。したがって、置換工法では長時間の打換え施工と交通規制が必要となり、且つ、施工費も増大する。一方、断熱工法は掘削範囲が65cmと置換工法よりも浅部で施工できるが、施工費が置換工法とほぼ同等となる。そこで、本検討では北海道の高速道路の施工事例<sup>1)</sup>から、ある程度凍上を緩和させる効果が認められ、且つ、他工法よりも経済性および施工性において大幅に優位な舗装嵩上げ工法に着目し、その効果と現地適用性について試験施工により評価した。

### 4. 試験施工の概要

舗装嵩上げ工の凍上低減効果を検証するために、2011年度に道央自動車道苫小牧西IC～苫小牧東IC間（下り線）の延長300m区間において、厚さ10cmの舗装嵩上げ工の本線試験施工ヤードを構築し、対策ヤードと隣接する未対策の現況断面部の両ヤードにて、施工後冬期に追跡調査を行った。現況断面と対策断面の概略図を図-2に、調査内容および測定頻度を表-3にそれぞれ示す。

地中温度測定は、舗装嵩上げ工区間と未施工区間の代表地点で、舗装体、上部路床上面部、地山上面部にそれぞれ小型温度計を配置し、1時間毎にデータロガーにより自動記録した。また、路面の変形量評価は、簡易IRI測定機「STAMPER」と水準測量により調査した。簡易IRI測定機による平坦性測定とは、測定車両車輪片側のバネ上とバネ下に加速度計を取付け、車両走行時に加速度波形の動的応答やGPSデータから路面プロファイルを算出し、クォーターカーモデルによりIRI値を算出するものである<sup>2)</sup>。

### 5. 試験施工結果

#### 5.1 調査年度の凍結指数

表-2 対策工法の比較

	置換工法 (凍上抑制層 増厚)	断熱工法	舗装嵩上げ (オーバーレイ)工法
施工性	△	△	○
経済性	△	△	○
効果	○	○	△※

※実績では、比較的寒度の小さい地域で凍上を緩和させる効果が期待できる

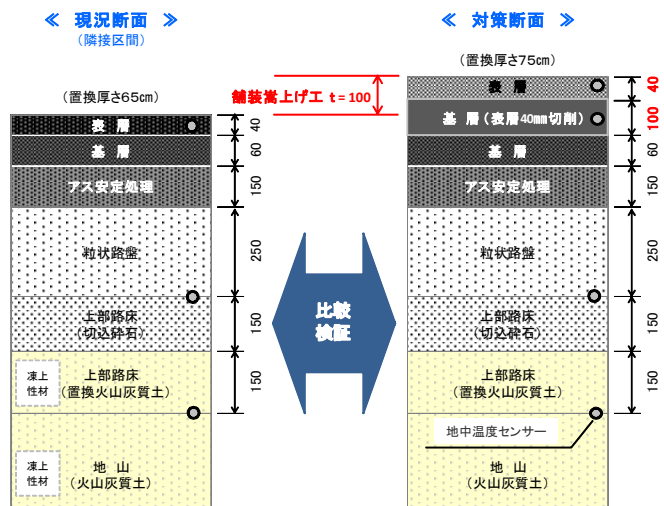


図-2 現況断面と対策断面の概略図

表-3 調査内容および測定頻度

調査項目	調査方法	測定頻度
地中温度・外気温測定	地中温度センサ・データロガー (外気温1点、地中温度3~4点)	毎正時に自動記録
路面平坦性(IRI)測定	STAMER簡易IRI測定 (パトロール車に装着)	冬期前・凍上期・融解後
路面凍上量測定	水準測量	冬期前・凍上期・融解後
寒冷度比較調査	本線気象観測局データ	適宜集計

試験施工ヤード近傍の勇払川本線気象観測局データより算出した調査年度と近年の凍結指数の推移を図-3に示す。調査年度（2011年度）の凍結指数は542℃・Daysとなり、前年度に記録した350℃・Daysより約1.5倍程度寒度が大きい年であった。また、近年の推移からは2000年度の662℃・Days、2002年度の563℃・Daysに次ぐ凍結指数を記録していることから、比較的寒冷的な気象条件であったといえる。

## 5.2 地中温度の推移

2011年度冬期に測定した地中温度の推移を図-4に示す。なお、舗装嵩上げ断面と現況断面の地中温度測定位置は前章（図-2）のとおりである。

現況断面の地中温度は、外気温の低下に伴い低下傾向を示し、表層で1月27日に最低値-10.4℃、地山上面（深さ80cm）では2月6日に最低値-2.0℃を示した。一方、舗装嵩上げ断面の地中温度は、表層で1月27日に最低値-10.4℃まで低下し、地山上面（深さ90cm）は3月2日に最低値0.5℃を示したが、冬期間を通じて0℃を下回ることにはなかった。

凍結深さについては、対策工の施工有無により、同一深度の地中温度に明瞭な差異が見られ、現況断面では凍上性材料である上部路床の置換火山灰質土と、その下部の地山火山灰質土まで凍結が侵入したのに対し、舗装嵩上げ断面は凍上性材料である上部路床の置換火山灰質土に僅かに凍結は侵入したが、地山火山灰質土は未凍結であった。これらの結果から、厚さ10cmの舗装嵩上げを施したことにより、非凍上性材料の厚さが増し、さらには、土と比べて若干熱伝導率の小さなアスファルト混合物の層厚が厚くなったことで、現況断面よりも凍結深さが浅くなったものと推定される。

## 5.3 路面の平坦性（IRI）の変化

現況断面区間のIRI測定結果を図-5に、舗装嵩上げ工区間のIRI測定結果を図-6にそれぞれ示す。図-5に示す現況断面区間の凍上期のIRIは、2011年3月測定で最大値3.2mm/m、2012年3月測定も同様に最大値3.2mm/mを示し、補修目標値3.5mm/m（評価長200mに準拠）に近い値を示している。また、2ヵ年ともに冬期前のIRIと比較して凍上期のIRIが増加していることから、現況断面区間では凍上による路面不陸が発生し、平坦性が低下する傾向が見られる。

図-6に示す舗装嵩上げ工区間のIRIは、施工前の凍上期では、最大値4.9mm/mとなり補修目標値3.5mm/mを上回る高い値を示している。これに対し、施工後のIRIは凍上期で最大値1.6mm/mとなり、施工前の凍上期よりも大幅に減少している。また、冬期前のIRIと凍上期のIRIを比較するとほぼ同様な値で推移していることがわかる。

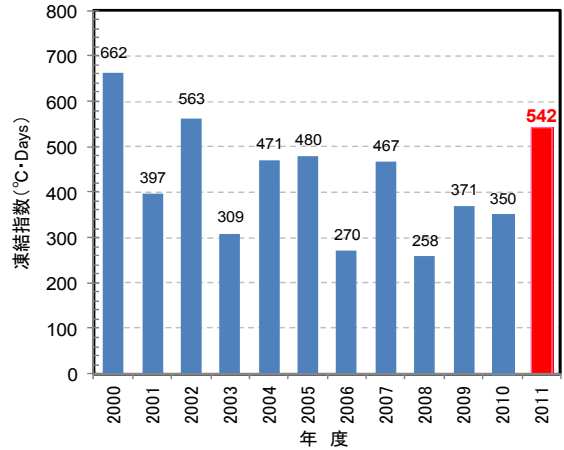


図-3 各年の凍結指数

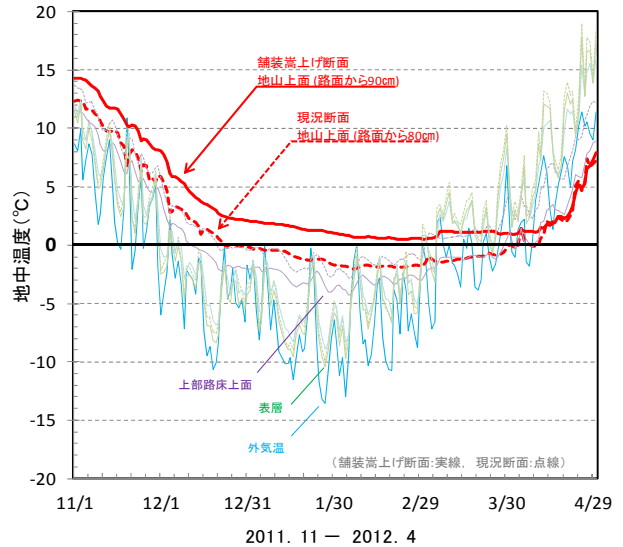


図-4 地中温度の推移（日平均）

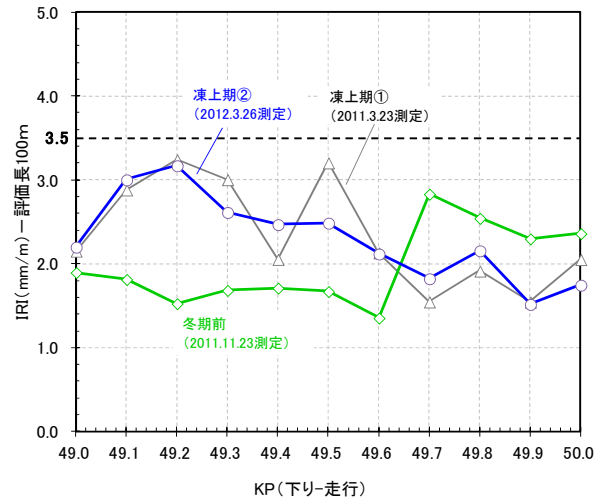


図-5 現況断面区間のIRI

これらの結果より、現況断面区間では路面凍上の発生が顕著に見られるが、舗装嵩上げ工区間では、施工前に発生していた路面凍上が抑制され、さらには、施工後の冬期前と凍上期の IRI に、殆ど変化が見られないことから、凍上期の路面不陸が緩和され、路面の平坦性が改善されたものと判断される。

#### 5. 4 推定凍結深さとの比較

他地区にて舗装嵩上げ工の適用可否や施工厚を検討するには、諸条件が異なるため対策効果の予測が必要となる。そこで、本試験結果と凍結深さの推定値との比較を行った。推定値は修正 Berggren 式<sup>3)</sup>を用い、試験施工の断面構成、凍結指数および各材料の一般的熱定数より算出した(表-4)。推定凍結深さは図-7 に示すとおり現況断面 86cm、舗装嵩上げ断面 84cm となり、現況断面が地山の深部にまで侵入したのに対し、路面高が 10cm 高い舗装嵩上げ工は、上部路床(置換火山灰質土)の途中で停滞し、凍上性材料への侵入深さが 12cm 浅くなる結果を得た。これは、地中温度の温度低下傾向と概ね近似する傾向にある。今後は、各地区別、断面構成別、路床材毎に推定結果を蓄積し、適用可能となる区間ならびに断面条件についてさらに検討を進めていく予定である。

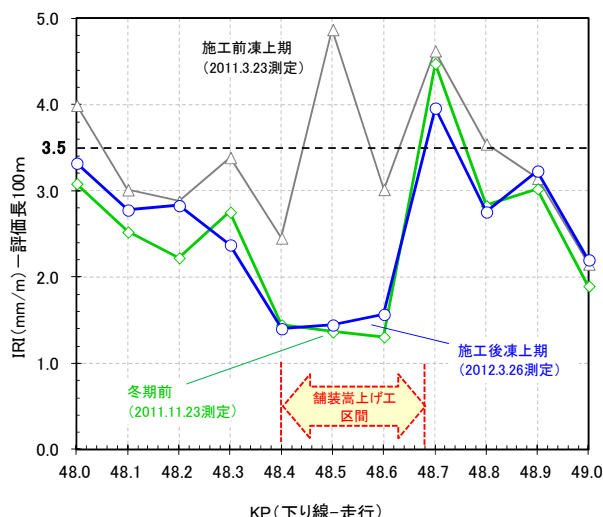


図-6 舗装嵩上げ区間の I R I

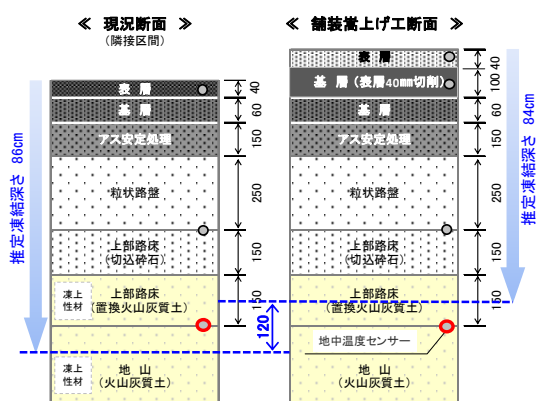


図-7 凍結深さの推定結果

表-4 各熱的定数

材料名	乾燥密度 $\rho d(\text{g}/\text{cm}^3)$	含水比 $w(\%)$	熱伝導率 $\lambda(\text{W}/\text{m}\cdot\text{k})$	熱容量 $Q(\text{J}/\text{m}^2\cdot\text{K})$	凍結潜熱 $L(\text{J}/\text{m}^2)$
アスファルト混合物	2.40	0	1.153	1.875	0
切込砂利	2.00	7	1.396	1.863	46.9
粗粒火山灰	1.35	16.5	1.205	1.66	74.6

#### 6. まとめ

既設路床の調査と試験施工の検証結果をまとめると以下のとおりとなる。

- (1) 当該地区の冬期の路面隆起は、路床および地山の火山灰質粗粒土が粒子破碎、凍結融解繰返し作用により細粒化し、凍上性材料へと変質したことが要因と推定される。
- (2) 凍結指数  $540^\circ\text{C}\cdot\text{Days}$ 、置換厚さ 65 cm の現地条件において、厚さ 10 cm の舗装嵩上げ工は、路床および地山の凍上性材料への凍結侵入を低減し、冬期路面の平坦性を改善できる。

#### 7. おわりに

舗装嵩上げ工は、供用区間での対策工として他工法に比べ施工性が良く、さらには安価な工法であることから、機能性が発揮できると予測される地区への展開が期待される。2012 年度には、新たな地区で追加試験施工を実施しており、引き続き、その効果を検証する予定である。また、上下線の違いにより既設路面の凍上発生傾向に相違が見られることから、日照条件が凍上に及ぼす影響にも考慮した区間選定の検討も行っていく予定である。

#### <参考文献>

- 1) (社)地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学，pp.156-158，2009。
- 2) 大廣智則・岡部浩紀・川島正人・川村彰：高速道路での効率的な路面管理を行うための簡易 IRI 測定機の活用検討，第 29 回日本道路会議論文集，番号 3029，2011。
- 3) (社)地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学，pp.38-52，2009。

北海道大学大学院	国際会員	○石川 達也
北海道大学大学院	学生会員	木次谷 一平
苫小牧工業高等専門学校	国際会員	所 哲也
地層科学研究所	国際会員	里 優

## 1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、地盤の凍結・凍上融解が誘因と考えられる地盤災害が融雪期の道路舗装や斜面で数多く発生する。このため、積雪寒冷地の地盤防災を考える場合には、地盤の凍結・凍上融解に伴う初期変状を考慮して地盤災害の発生メカニズムを検討することが重要である。本研究では、当該研究の初期段階として実務設計レベルでの利用を想定し、凍上の影響を考慮した凍結・融解時の地盤物性値の設定方法の導入および凍上・融解時の間隙水の移動を考慮した飽和－不飽和浸透流に関する基礎方程式の離散化を行い、積雪寒冷地で観測される地盤の凍結・凍上融解現象を簡略モデル化した応力変形・熱伝導・飽和－不飽和浸透連成 FEM 解析プログラムを開発した。当該プログラムを用いて、各種試験条件で地盤材料の凍上試験の数値実験を行い、室内凍上試験結果との比較検討により、導入した支配方程式の妥当性や解析パラメータの設定方法など提案する数値解析手法の適用性について検証する。

## 2. 連成解析手法の定式化

解析プログラムは、凍結・融解時の熱移動や間隙水の移動ならびに地盤の応力変形挙動を表現するため、以下に示す支配方程式を基礎方程式として弾塑性応力変形・非線形熱伝導・飽和－不飽和浸透連成 FEM 解析を定式化した。

### 2.1 連続式および飽和－不飽和浸透流支配方程式

間隙水が移動する場合、水の質量保存則を満足する必要がある。不飽和地盤では、式(1)のように表わされる。なお、特に断らない限り以下の記述では、圧縮を負とした。したがって、サクシオンは正で表される。

$$\frac{\partial(\rho_w v_i)}{\partial x_i} = -\frac{\partial(n\rho_w S_e)}{\partial t} \quad (1)$$

$$\text{ただし, } S_e = \frac{S_r - S_{rr}}{S_{rs} - S_{rr}} \quad (2)$$

ここに、 $\rho_w$ ：水の密度、 $S_e$ ：有効飽和度、 $n$ ：土の空隙率、 $S_{rr}$ ：残留飽和度、 $S_{rs}$ ：最大飽和度である。また、 $v_i$  は間隙水の平均流速であり、ある断面より単位時間に流出（入）した間隙水の体積をその断面積で除したものである。式(1)の左辺は単位時間に単位体積中で生じた間隙水の流入出質量の差を表しており、右辺はこの流入出量の差が地盤の空隙率の変化と間隙水の密度変化、および飽和度の変化によって補われることを示している。また、本研究では以下の各項を仮定する。

(a) 間隙水は質量一定のため、 $\rho_w$  が間隙水の温度  $T$  と間隙水圧  $u_w$  の線形関数で式(3)のように表される。

$$d\rho_w = -\rho_w \left( \frac{1}{K_w} du_w + \xi dT \right) \quad (3)$$

ここに、 $K_w$ ：間隙水の体積弾性係数、 $\xi$ ：間隙水の熱（体積）膨張係数である。

(b) 凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  は間隙水の質量保存に影響を及ぼさない。

(c) 土粒子の体積弾性係数は極めて大きいため、空隙率の変化は土要素の体積ひずみ変化  $\varepsilon_v$  と等価である。

(d) 間隙水の密度変化は小さい。

---

Numerical experiments for freeze-thaw of soils by coupled thermo-hydro-mechanical analysis, Tatsuya ISHIKAWA (Hokkaido University), Ippei KIJIIYA (Hokkaido University), Tetsuya TOKORO (Tomakomai National College of Technology), Masaru SATO (Geoscience Research Laboratory Co. Ltd.)



(e) 間隙水の平均流速に関してダルシー則が成り立つ。

$$v_i = -k_{ij} \left( \frac{\partial u_w}{\partial x_j} + \rho_w g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) \quad (4)$$

ここに、 $k_{ij}$ ：土の透水係数、 $g$ ：重力加速度である。この結果、式(1)は次式のようになる。

$$\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial(\rho_w v_i)}{\partial x_i} = \frac{1}{K_b} \frac{\partial u_w}{\partial t} + n S_e \xi \frac{\partial T}{\partial t} - S_e \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (5)$$

$$\text{ただし、} \frac{1}{K_b} = \frac{n S_e}{K_w} - n \frac{\partial S_e}{\partial u_w} \quad (6)$$

ここに、 $\partial S_e / \partial u_w$ は比水分容量である。式(5)の右辺第1項の係数  $1/K_b$ は、不飽和土における間隙水の体積弾性係数の逆数である。また、右辺第1項は圧力変化によるもの、第2項は温度変化によるもの、第3項は体積（応力）変化によるものをそれぞれ表している。

他方、式(1)の右辺は、単位時間に単位体積中で生じる間隙水の体積変化  $m_w$ を示すので、これを次式のように記述すれば、

$$\frac{\partial m_w}{\partial t} = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial(\rho_w v_i)}{\partial x_i} \quad (7)$$

式(1)で表される連続式は、次式のように記述できる。

$$\frac{\partial m_w}{\partial t} = \frac{1}{K_b} \frac{\partial u_w}{\partial t} + n S_e \xi \frac{\partial T}{\partial t} - S_e \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (8)$$

最終的に、連続式にダルシー則を代入すると、次式のような飽和－不飽和浸透流支配方程式が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left\{ -k_{ij} \left( \frac{\partial u_w}{\partial x_j} + \rho_w g \frac{\partial x_3}{\partial x_j} \right) \right\} = \frac{1}{K_b} \frac{\partial u_w}{\partial t} + n S_e \xi \frac{\partial T}{\partial t} - S_e \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (9)$$

なお、未凍結土の不飽和浸透特性（水分特性曲線やサクシオン  $s$  と比透水係数  $k_r$  の関係等）に関しては、以下に示す van Genuchten (VG) モデル<sup>1)</sup>および Mualem モデル<sup>2)</sup>を用いて推定した（図-1）。

$$s = \frac{1}{a} \left\{ (S_e)^{\frac{\lambda}{1-\lambda}} - 1 \right\}^{\frac{1}{\lambda}} \quad (10)$$

$$k_r = (S_e)^{1/2} \cdot \left[ 1 - \left\{ 1 - (S_e)^{\frac{\lambda}{1-\lambda}} \right\}^{\frac{\lambda-1}{\lambda}} \right]^2 \quad (11)$$

ここに、 $a, \lambda$ ：実験定数である。このため、不飽和土の透水係数は式(12)で表される。

$$k_{ij} = k_r \cdot k_{ws} \quad (12)$$

ここに、 $k_{ws}$ ：未凍結土の飽和透水係数である。

## 2.2 構成則および平衡方程式

地盤の変形が有効応力の原理に従うとすると、全応力表示の構成方程式は式(13)のようになる。

$$\frac{\partial \sigma_m}{\partial t} = \frac{\partial \sigma'_m}{\partial t} + \frac{\partial u_w}{\partial t} = K_d \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (13)$$

ここに、 $\sigma_m$ ：平均全応力、 $\sigma'_m$ ：平均有効応力、 $K_d$ ：排水条件で計測された地盤の体積弾性係数、 $\varepsilon_v$ ：体積ひずみである。ここで、式(13)を  $\varepsilon_v$  について整理し、さらにひずみ成分として熱膨張ひずみと凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  を考慮すると、式(14)が得られる。

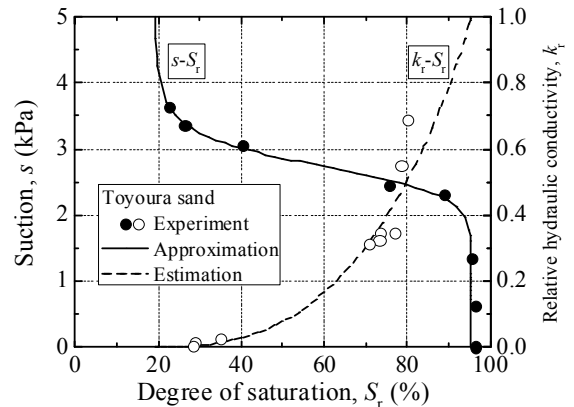


図-1 不飽和浸透特性のモデル（豊浦砂）

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{1}{K_d} \frac{\partial \sigma_m}{\partial t} - \frac{1}{K_d} \frac{\partial u_w}{\partial t} + \alpha \frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_f}{\partial t} \quad (14)$$

ここに、 $\alpha$ ：排水条件で計測された地盤の熱膨張係数である。再度、全応力について式(14)を書き換え、連続式(式(8))を用いて間隙水圧の項を消去すると、次式が得られる。

$$\frac{\partial \sigma_m}{\partial t} = K \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + \frac{\partial \sigma_0}{\partial t} \quad (15)$$

$$\text{ただし、} K = K_d + S_e K_b \quad (16)$$

$$\frac{\partial \sigma_0}{\partial t} = K_b \frac{\partial m_w}{\partial t} - (n S_e \xi K_b + \alpha K_d) \frac{\partial T}{\partial t} - K_d \frac{\partial \varepsilon_f}{\partial t} \quad (17)$$

せん断成分も含めた構成方程式は式(18)のようになる。

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial t} = 2G \frac{\partial \varepsilon'_{ij}}{\partial t} + \left( K - \frac{2G}{3} \right) \frac{\partial \varepsilon_{aa}}{\partial t} \delta_{ij} + \frac{\partial \sigma_0}{\partial t} \delta_{ij} \quad (18)$$

ここに、 $G$ ：せん断弾性係数、 $\delta_{ij}$ ：クロネッカーのデルタである。さらに、平衡方程式と変位～ひずみ関係を考慮すると、最終的に解くべき次の方程式が得られる。

$$\left( \frac{1}{2} D_{ijkl} \left( \frac{\partial u_{k,l}}{\partial t} + \frac{\partial u_{l,k}}{\partial t} \right) + \frac{\partial \sigma_0}{\partial t} \delta_{ij} \right) + \rho g_i = 0 \quad (19)$$

ここに、 $D_{ijkl}$ ：剛性マトリックス、 $\rho$ ：土の湿潤密度 ( $\rho = \rho_d + n S_r \rho_w$ )、 $\rho_d$ ：土の乾燥密度である。

### 2.3 熱伝導の支配方程式

熱移動に関するエネルギー保存則は次式で与えられる。

$$C \rho \frac{\partial T}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial x_i} \left( k_T \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) + C_w \rho_w \frac{\partial (v_i T)}{\partial x_i} \quad (20)$$

ここに、 $C$ ：湿潤状態の土の比熱、 $k_T$ ：湿潤状態の土の熱伝導率、 $C_w$ ：間隙水の比熱である。このとき、式(20)の右辺は、単位時間内に外部より微小土要素に流入する熱量変化  $\Delta q$  を表わす。なお、ここでいう「土」とは、土粒子の構造骨格と間隙水の混合体を指すものとする。なお、不飽和土の熱容量  $C\rho$  は、水分量の増加とともに水の熱容量が加算されると考え、次式で表すこととした。

$$C\rho = C_d \rho_d + n S_r C_w \rho_w \quad (21)$$

ここに、 $C_d$ ：乾燥状態の土の比熱である。

## 3. 凍結・融解に伴う材料特性の数理モデル

解析プログラムは、凍結・融解時の凍結膨張・融解沈下現象ならびに繰返し凍結融解に伴う強度変形特性・浸透特性の変化挙動を表現するため、以下に示す数理モデル(構成則)を、既往の研究成果および別途実施した室内要素試験結果などから構築した。

### 3.1 凍結・融解に伴う相変化の数理モデル

常温から温度を降下させて行くと、水は  $0^\circ\text{C}$  付近で凍結する。それに伴って地盤の材料特性には様々な変化が生ずると考えられるが、ここでは潜熱の影響について数理モデル化する。まず、図-2に示すように、冷却によって単位時間当たり  $\Delta q$  の熱量が奪われていく場合について考える。この際、流入熱量  $\Delta q$  のうち割合  $a$  が土の凍結潜熱  $Q_i$  に消費され、残りが温度変化に供されると仮定する。これは、土の構造骨格と間隙水の伝熱性の違いなどによる温度分布の不均質性や、不凍水の存在などをモデル化したものである。この変

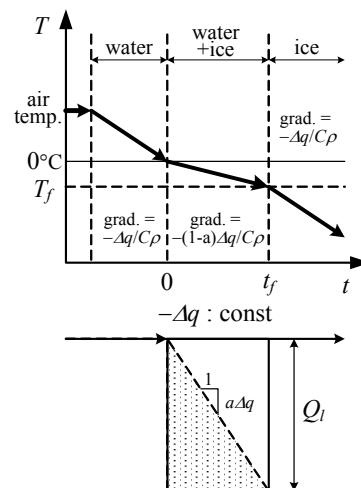


図-2 凍結過程における潜熱のモデル

化が  $t$  時間継続し凍結終了温度  $T_f$  まで温度が低下すると、その後潜熱の影響は無くなると考える。この間の温度変化は次式で表される。

$$T = \Delta q \times (1-a)t / C\rho \quad (22)$$

また、潜熱が全て消費される時間は次式で表される。

$$t = Q_i / \Delta qa \quad (23)$$

これらの式より、潜熱によって消費される割合  $a$  は次のように求められる。

$$a = \frac{Q_i}{T_f C\rho + Q_i} \quad (24)$$

したがって、実験等により凍結終了温度  $T_f$  を求めることができれば、割合  $a$  を定めることができる。なお、不飽和土の潜熱は、次式で与えられる。

$$Q_i = nS_f Q_{is} \quad (25)$$

ここに、 $Q_{is}$ ：飽和土の単位体積当たりの潜熱である。

### 3.2 凍結膨張・融解沈下現象のモデル化

凍結・融解に伴う生じる土の凍上・融解沈下現象を再現するために、本研究では、降温過程の土要素の体積増加を表現する凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  と、凍結膨張後の昇温過程の体積減少を表現する融解収縮ひずみ  $\varepsilon_{fi}$  を導入した。まず、凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  については、繰返し凍結融解作用を受けた土の凍上量は次第に減少するという既往の研究成果<sup>3),4)</sup>や上載圧を変えた凍上試験結果<sup>5)</sup>を考慮するなどして、以下のような仮定を導入した。

- (a)  $\varepsilon_f$  は潜熱に消費された熱量と潜熱  $Q_i$  の割合で生じる。
- (b)  $\varepsilon_f$  は凍結融解履歴回数とともに変化する。
- (c)  $\varepsilon_f$  は凍結開始時 ( $0^\circ\text{C}$ ) の初期飽和度  $S_{f0}$  と比例関係にある。
- (d)  $\varepsilon_f$  は平均有効応力  $\sigma'_m$  の増大とともに減少する。
- (e)  $\varepsilon_f$  は凍結開始後に吸水された体積変化  $\Delta m_w$  と比例関係にある。

以上の仮定を踏まえ、凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  は次式のように表すこととした。

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{f0}^i \Delta q \times at / Q_i \quad (26)$$

$$\text{ただし、} \varepsilon_{f0}^i = \frac{\varepsilon_{f\max}^i S_{f0}}{\zeta \sigma'_m + 1} + \zeta \Delta m_w \quad (27)$$

ここに、 $\varepsilon_{f0}^i$ ： $i$  回目の凍結終了時の凍結膨張ひずみ、 $\varepsilon_{f\max}^i$ ：飽和状態で平均有効応力  $\sigma'_m$  が 0 の場合の想定される最大凍結膨張ひずみ、 $\zeta$ 、 $\zeta$ ：実験定数である。

なお、本研究では、凍結膨張ひずみは間隙水の質量保存に影響を及ぼさないと仮定した。この仮定に基づけば、凍結膨張が発生した場合には、そのひずみに見合う正の間隙水圧が発生し、その周囲の領域より水を吸い込むこととなる。仮に、体積ひずみがすべて凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  (正のひずみ) によって発生し、このとき間隙水の出入りが禁止されており、温度変化も無視できるとすれば、式(5)の左辺ならびに右辺第 2 項をゼロとして生じる間隙水圧  $u_w$  の大きさは次式で表される。

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = S_e K_b \frac{\partial \varepsilon_f}{\partial t} \quad (28)$$

ただし、実際に生じる正の間隙水圧の大きさは、透水性に依存する。例えば、透水性が高い場合は、凍結膨張が発生しても間隙水が速やかに供給されれば、正の間隙水圧の発生は抑制される。

一方、融解収縮ひずみ  $\varepsilon_{fi}$  についても、凍結膨張ひずみと同様な仮定に基づき、加えられる熱量や凍結融解履歴回数とともに変化するものとした。この結果、本研究で提案する凍結膨張・融解沈下モデルを用いて凍結膨張ひずみより小さい融解収縮ひずみを設定して解析を行った場合には、降温過程では土の凍結膨張に伴い凍結領域への吸水が生じ、凍結後の昇温過程では土に残留ひずみが蓄積されることになる。このような傾向は、土の凍結融解現象における経験的な事実と調和的であり、本研究の数値モデル化上の仮定の妥当性を示すものであると考えられる。

### 3.3 凍結・融解作用による力学特性変化のモデル化

本研究では、土をモール・クーロン型の破壊基準(式(29))に従う線形弾性完全塑性体でモデル化した。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi' - c' \cos \phi' = 0 \quad (29)$$

ここで、強度定数(粘着力  $c'$ あるいは内部摩擦角  $\phi'$ )は、凍結融解作用を1サイクル経験する毎に低下すると仮定した。これは、既往の研究成果<sup>6),7)</sup>で示されるように、凍結融解作用によって土要素の構造が徐々に弱体化することをモデル化したものである。ただし、本解析では数理モデルを単純化するため、実現象で生じる凍結に伴う土の強度・剛性の増加を省略し、土要素が凍結融解作用を受ける前の強度定数・変形係数と凍結後の値が等しいと仮定するとともに、加熱によ

って単位時間あたり  $\Delta q$  の熱量が供給され、土要素の温度  $T$  が凍結終了温度  $T_f$ °C から 0°C まで変化した場合、凍結時(融解開始時)の強度定数から割合  $b$  (=融解時の強度・剛性低下率)だけ低下すると仮定した(図-3)。この結果、例えば、 $i+1$  回目の凍結融解後の内部摩擦角  $\phi^{i+1}$  は、融解開始時(凍結時)の内部摩擦角  $\phi^i$  を用いて式(30)のように表される。

$$\phi^{i+1} = \phi^i (1 - b \Delta q / Q_i) \quad (30)$$

この際、本研究では、繰返し凍結融解に伴い、低下割合  $b$  が変化するとした。また、同様に、粘着力  $c'$  や変形係数  $E$  についても次式のように表すこととした。

$$c^{i+1} = c^i (1 - b \Delta q / Q_i) \quad (31)$$

$$E^{i+1} = E^i (1 - b \Delta q / Q_i) \quad (32)$$

ただし、本論文は研究の初期段階であることから、数値計算の安定性を考慮して、 $b=0$  として解析を実施した。なお、地表面のような低い拘束圧下では、ダイレイタンシー挙動が一般に確認されるため、ダイレイタンシーに伴う間隙水圧の変化や、ダイレイタンシーが凍結膨張ひずみに及ぼす影響、熱伝導率に及ぼす影響などをモデル化する必要がある。しかし、本研究では、解析の簡略化のため、ダイレイタンシーは生じないと近似し、体積成分は弾性を保持すると仮定した。ダイレイタンシーの影響については、今後さらに検討していく必要がある。

### 3.4 凍結・融解作用による浸透特性変化のモデル化

本研究では、未凍結土の不飽和浸透特性に関しては、前述の通り式(10)および式(11)を用いて数理モデル化した。土が凍結融解作用を受けた場合に保水性や透水性が変化することが確認されている<sup>8),9)</sup>。例えば、石川ら<sup>8)</sup>は、破砕性火山灰粗粒土に対して行った保水性試験結果から、水分特性曲線の形状は供試体の凍結融解前後でほとんど変化しないものの、凍結融解作用に起因する粒度変化により最大飽和度や残留飽和度が増加し、水分保持特性が高まることを報告している。そこで、本研究では、繰返し凍結融解作用により土の不飽和浸透特性が変化する場合についても解析が可能となるように、残留飽和度  $S_{rr}$  と最大飽和度  $S_{rs}$  を凍結融解履歴回数に応じて変更できるようにした。これにより、水分特性曲線や比透水係数  $k_{rw}$  は凍結融解に伴い変化することになる(図-1)。

一方、所ら<sup>10)</sup>は、凍土の透水試験を行い、供試体温度の低下に伴い飽和透水係数は低下し、未凍土と凍土では3オーダー以上異なることを報告している。このため、本研究では、凍土は不透水層であると考え、凍結時の土の透水係数  $k_{ij}$  は次式のように表されると仮定した。

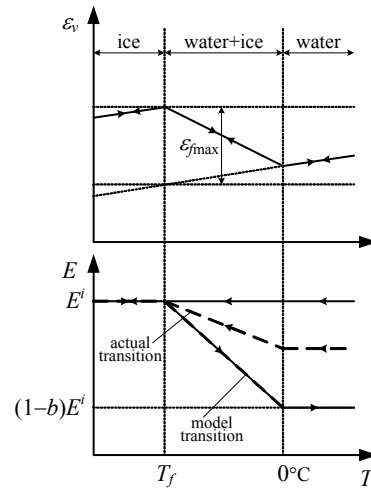


図-3 凍結・融解過程の体積膨張・剛性変化モデル

$$k_{ij} = k_{ij0}^i (1 - \Delta qat / Q_i) \quad (33)$$

ここに、 $k_{ij0}$ :  $i$  回目の凍結直前の土の透水係数である。ただし、間隙水流れの連続性を確保するため、計算上は凍結直前の透水係数の 1/1000 となった時点で、それ以上透水係数は低下しないものとした (図-4)。

#### 4. 凍上試験の数値シミュレーション

開発した応力変形・熱伝導・浸透連成 FEM 解析プログラムを用いて、別途実施した凍上試験<sup>5)</sup>と類似の解析条件で数値実験を行い、土の凍結・凍上融解現象に対する提案した解析手法の適用性を定性的・定量的な観点から検証する。

##### 4.1 解析モデルと解析条件

解析モデルの概略を図-5に示す。解析モデルの供試体は、凍上試験と同様、キャップ、供試体、ペダスタルで構成されており、寸法も同一とした。解析モデルは2次元平面ひずみ解析モデルであり、要素には有効応力と間隙水圧が要素内で一定とする定ひずみ4節点要素を用いた。開式凍上の場合の凍上試験を実施する場合、力学的境界条件としては、解析モデルの両側辺水平固定・底辺鉛直固定とし、キャップ上辺に載荷応力  $\sigma_a$  ( $\sigma_a=0, 10, 100\text{kPa}$  等) 相当分の分布荷重を載荷した。熱的境界条件および水理境界条件としては、キャップ上辺に温度境界と定水圧境界を、ペダスタル下辺に温度境界と非排水境界(水流速ゼロ境界)を、供試体両側辺に断熱境界と非排水境界を、それぞれ設定した。ここで、載荷応力を変更する場合にはキャップ上辺の分布荷重を変えて、供試体の凍結速度を変更する場合にはペダスタル下辺の温度境界の温度降下速度を変えて、閉式凍上の凍上試験を実施する場合にはキャップ上辺の間隙水圧境界を非排水境界に変えて、それぞれ解析を実施した。

解析は、①供試体全域の温度を  $0.2^\circ\text{C}$  に、飽和度を 96.6, 70.0, 40.0% のいずれかに設定し、自重 ( $g=9.80\text{m/s}^2$ ) および分布荷重による供試体の初期変形を求める解析(初期応力解析)、②キャップ上辺の温度を  $0.2^\circ\text{C}$  に、ペダスタル下辺の温度を  $0.0^\circ\text{C}$  に設定し、供試体の初期温度プロファイルを求める解析(初期温度解析)、③キャップ上辺の温度を  $0.2^\circ\text{C}$  に保持したまま、ペダスタル下辺の温度を豊浦砂は  $0.1^\circ\text{C/h}$  で東陵土は  $0.2, 0.4, 0.8^\circ\text{C/h}$  のいずれかで降下させ、供試体の凍結に伴う変形を求める解析(凍結時解析)、④凍結(凍上)終了後、キャップ上辺の温度およびペダスタル下辺の温度を1時間で  $5.0^\circ\text{C}$  までそれぞれ上昇させ、その値に保持し、凍結供試体の融解に伴う変形を求める解析(融解時解析)の順に実施した。なお、温度境界の与え方は、実際の凍上試験におけるキャップ・ペダスタルの温度の計測結果<sup>5)</sup>を参考にして定めた。

##### 4.2 解析パラメータの設定

解析に用いた物性値を表-2に示す。各入力パラメータは、以下のように決定した。豊浦砂および東陵土の供試体部分については、別途実施した凍上試験試験結果<sup>5)</sup>を参考にして最大凍結膨脹ひずみ  $\varepsilon_{fmax}$ 、実験定数  $\zeta$ 、融解収縮ひずみ  $\varepsilon_{fr}$ 、乾燥密度  $\rho_d$ 、空隙率  $n$  を、別途実施した一軸圧縮試験・三軸圧縮試験結果<sup>11)</sup>を参考にして変形係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ 、粘着力  $c'$ 、内部摩擦角  $\phi'$  を、既往の透水試験結果<sup>11),12)</sup>を参考にして VG モデルの実験定数  $a \cdot \lambda$ 、残留飽和度  $S_{rr}$ 、最大飽和度  $S_{rs}$ 、飽和透水係数  $k_{ij}$  を、既往の文献<sup>13),14)</sup>を参考にして凍結終了温度  $T_f$ 、潜熱  $Q_{is}$ 、熱伝導率  $k_T$ 、熱容量  $C_p$ 、熱膨張係数  $\alpha$  を設定した。他方、キャップ・ペダスタ

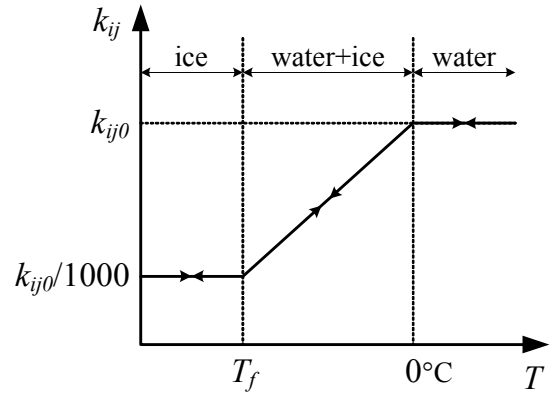


図-4 凍結・融解過程の透水係数変化のモデル

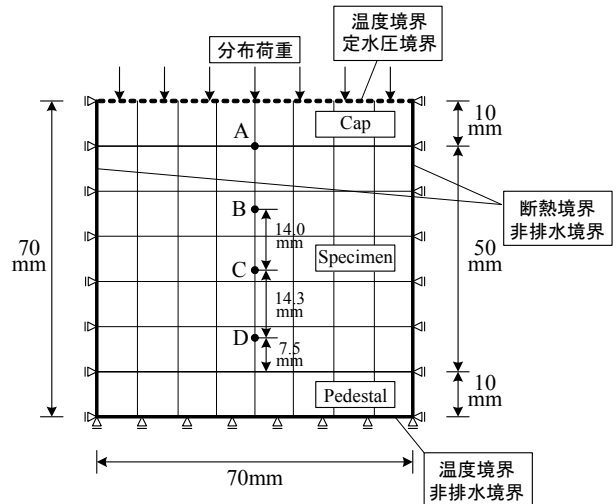


図-5 2次元 FEM 解析モデル



ル部分については、一般的なブロンズの物性値等を参考に、供試体の変形挙動に影響を及ぼすことがないように不合理の無い範囲で設定した。

## 5. 解析結果と考察

### 5.1 供試体温度の経時変化傾向

豊浦砂と東陵土の凍上試験の数値実験から得られた解析モデル各部の降温過程における温度変化を、同位置の試験結果と比較して図-6に示す。解析結果・試験結果とも、試料の違いによらず供試体下端からの冷却によって供試体内部の温度が低下し、供試体下部から凍結している。また、同一条件の解析結果と試験結果を比較すると、若干初期温度プロファイルに違いが見られることから、凍結初期は両者の乖離が認められてるものの、全体的に見ると、経過時間に対する温度勾配や供試体内の温度分布は両者でよく一致している。以上のことから、提案した解析手法は、非凍上性・凍上性地盤材料の違いに係わらず、凍結時の土の温度変化をトレースできると結論される。

### 5.2 解析モデルの凍上挙動の特徴

土の凍上現象を再現するために導入した降温過程の土要素の体積増加を表現する凍結膨張ひずみ  $\varepsilon_f$  (式(27)参照) の適用性について、別途実施した凍上試験結果(表-3)との比較により検討する。図-7に、東陵土の凍上試験結果から得られた凍結膨張率～載荷応力関係(開式凍上条件)を、式(27)を用いて近似した結果を示す。図を見る限り、本研究で提案した式(27)は、試験結果の傾向を充分捉えており、実用上は適用に支障ないと考えられる。

東陵土の凍上試験の数値実験から得られた供試体上端(図-5のA点)の降温・昇温過程における軸変位の時間推移を、載荷応力  $\sigma_a$  の異なる解析結果を比較して図-8に、またペデスタル温度の降下速度  $dT/dt$  が異なる解析結果を比較して図-9に、飽和度および吸排水条件が異なる解析結果を比較して図-10(a)(b)に、それぞれ示す。各解析条件とも、降温過程では、時間の経過

とともに凍結による鉛直上方に供試体の膨張変形が生じ、徐々に凍上変位が増加するとともに、供試体全体の温度が凍結終了温度  $T_f$  まで低下すると、体積膨張が収束する傾向を確認できる。また、その後、キャップ・ペデスタル部の温度の上昇により供試体両端部から凍土が融解するに伴い、供試体全体が融解するまで収縮変形が生じ供試体高さは減少するが、融解後も変形が残留している。このような凍結融解に伴う供試体の体

表-2 解析に用いた供試体の物性値一覧

項目	記号/単位	豊浦砂	東陵土	試験法
最大凍結膨張ひずみ	$\varepsilon_{fmax}$ (%)	0.0	93.6	凍上試験
実験定数	$\zeta$	0.0	1.15	
実験定数	$\zeta$	0.0	13.0	
融解収縮ひずみ	$\varepsilon_{fi}$ (%)	0.0	90.0	物理試験
乾燥密度	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.586	1.400	
空隙率	$n$ (%)	0.401	0.452	三軸試験
変形係数(排水条件)	$E$ (MPa)	9.23	6.00	
ポアソン比(排水条件)	$\nu$	0.260	0.499	
粘着力	$c'$ (kPa)	0.0	7.5	
内部摩擦角	$\phi'$ (deg.)	40.0	0.1	保水性試験
VGモデル実験定数	$\alpha$ (MPa <sup>-1</sup> )	331.0	102.5	
VGモデル実験定数	$\lambda$	6.90	1.44	
残留飽和度	$S_{rr}$ (%)	5.3	37.8	透水試験
最大飽和度	$S_{rs}$ (%)	96.3	96.7	
飽和透水係数	$k_{ij}$ (m/s)	$2.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-8}$	凍上試験
凍結終了温度	$T_f$ (°C)	-1.0	-1.0	
潜熱(飽和土)	$Q_{fs}$ (J/m <sup>3</sup> )	$3.36 \times 10^8$	$6.72 \times 10^8$	熱特性試験
熱伝導率	$k_T$ (J/mh°C)	11555.5	4464.4	
熱容量	$C\rho$ (J/m <sup>3</sup> K)	$1.13 \times 10^6$	$1.00 \times 10^6$	
熱膨張係数	$\alpha$ (K <sup>-1</sup> )	$1.20 \times 10^{-6}$	$1.20 \times 10^{-6}$	

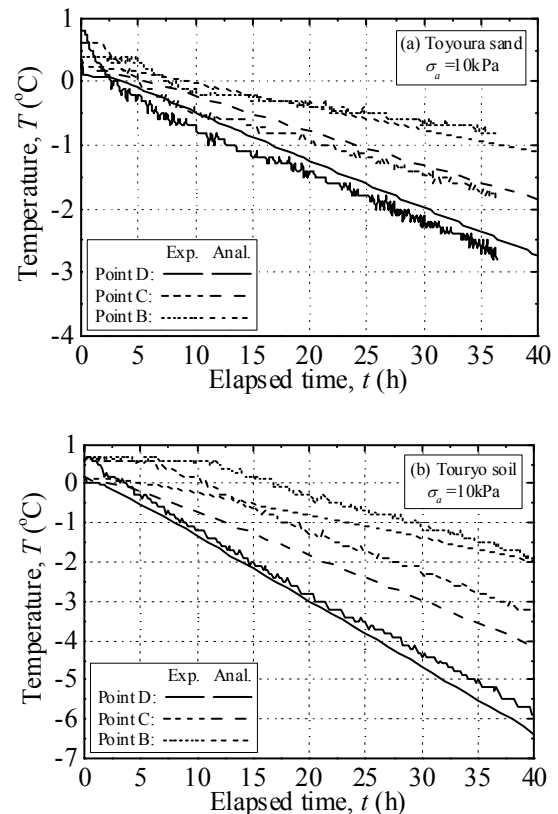


図-6 凍上試験の供試体内の温度変化：  
(a)豊浦砂，(b)東陵土

積変化傾向は、試験結果（図-11）と定性的に一致するものである。しかし、定量的には、すべての解析条件で試験結果の傾向を捉えているとは言い難く、閉式凍上条件や載荷応力 100kPa の解析結果では、試験結果に比べ 2~3 倍程度解析結果の凍上変位量や融解沈下量は大きく計算されており、開式凍上・閉式凍上などの吸排水条件の影響や載荷応力の影響などが今回の解析結果では小さめに推定される恐れがある。この点については、今後今回の解析で用いた供試体物性値（表-2）の妥当性について検討する必要がある。

一方、載荷応力  $\sigma_a$  あるいは温度降下速度  $dT/dt$  が凍上変位量に及ぼす影響については、 $\sigma_a$  および  $dT/dt$  が増加するとともに凍上変位量は減少した。凍上研究の分野では、凍上試験結果より凍上率を実験的に求めた次式のような高志の実験式<sup>15)</sup>が多用されている。

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma} \left( 1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}} \right) \quad (34)$$

ここに、 $\xi$ : 凍上率、 $\sigma$ : 上載圧（載荷応力）、 $U$ : 凍結速度であり、 $\xi_0$ 、 $\sigma_0$ 、 $U_0$ : 実験定数である。高志

表-3 凍上試験結果一覧

試料	載荷応力	凍上量	沈下量	吸水量	凍結膨張率	解凍沈下率	凍上速度
豊浦砂	2.5kPa	-0.02mm	0.03mm	-6.02ml	-0.04%	0.04%	0mm/h
豊浦砂	5.0kPa	-0.01mm	0.09mm	-3.83ml	-0.02%	-0.00%	0mm/h
豊浦砂	10.0kPa	-0.03mm	0.02mm	-3.7ml	-0.06%	0.16%	0mm/h
東陵土	2.5kPa	34.3mm	28.3mm	107.2ml	73.7%	-12.67%	0.73mm/h
東陵土	5.0kPa	25.6mm	23.2mm	81.5ml	55.8%	-0.151%	0.69mm/h
東陵土	10.0kPa	22.0mm	21.5mm	67.1ml	45.8%	-0.685%	0.57mm/h
東陵土	2.5kPa	7.3mm	5.4mm	閉式	14.2%	-4.027%	0.64mm/h
東陵土	5.0kPa	7.0mm	6.6mm	閉式	14.5%	-0.311%	0.56mm/h
東陵土	10.0kPa	6.7mm	6.8mm	閉式	14.2%	0.593%	0.53mm/h

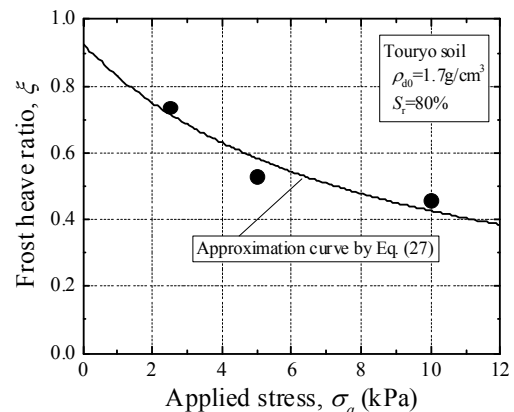


図-7 凍結膨張率～載荷応力関係（開式凍上）

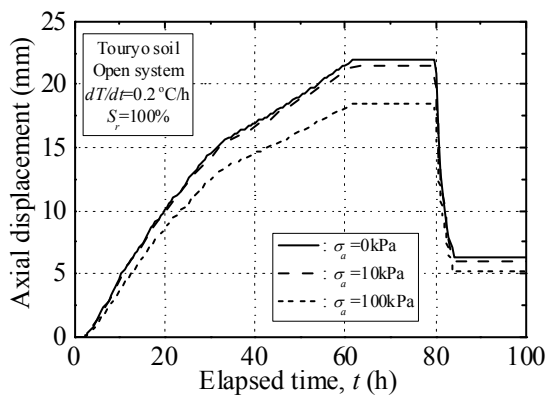


図-8 載荷応力が凍上変位量に及ぼす影響

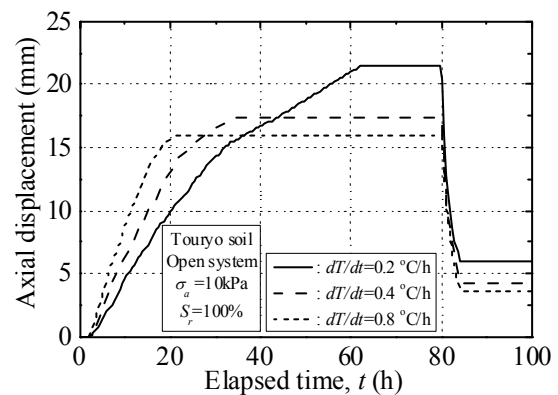


図-9 温度降下速度が凍上変位量に及ぼす影響

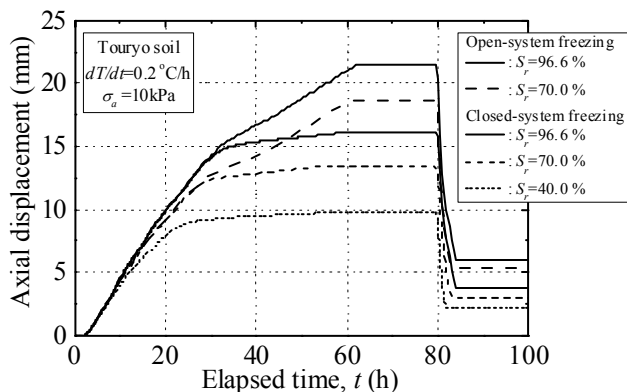


図-10 飽和度・吸排水条件が凍上変位量に及ぼす影響

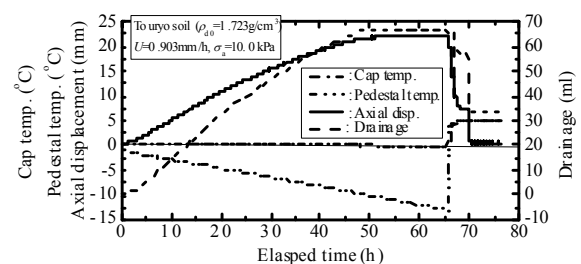


図-11 東陵土の凍上試験結果（開式凍上、 $S_r=80\%$ ）

の実験式は、凍結速度が小さいほど凍上率が大きくなり、上載圧が大きいほど凍上率が小さくなることを示しているが、前述の解析結果の傾向はこれと整合している。本解析手法では、凍結膨張が生ずると凍結膨張が発生した領域に間隙水の移動（吸水）が生じるが、その速度は透水係数に依存する。ただし、土の透水性は凍結終了時にほぼゼロになると仮定している。また、式(27)に示すように、凍結膨張ひずみは、飽和度と平均有効応力の関数である。このため、吸水によって飽和度が上昇すれば、凍結膨張ひずみは大きくなり、載荷応力が増加して有効平均応力が大きくなれば、凍結膨張ひずみは小さくなる。以上のような定式化の結果、温度降下速度が大きく急速に凍結が進むような場合には、十分な吸水が行われなため凍結膨張は小さくなる傾向や、載荷応力に応じて凍結膨張が変化するような傾向が数値解析で得られたと考えられる。したがって、本章の解析により、2章の定式化が充分機能していることが検証できた。また、本研究で開発した応力変形・熱伝導・飽和-不飽和浸透連成 FEM 解析は、土の凍結・凍上融解現象の数値実験に対して高い適用性を有すると結論される。

## 6. まとめ

本研究では、積雪寒冷地で観測される地盤の凍結・凍上融解に起因する各種の地盤災害現象を実現現象に即して再現可能な数値シミュレーション法を構築するため、土の凍結・凍上融解現象を考慮可能な、応力変形・熱伝導・飽和-不飽和浸透連成解析方法について検討した。検討の結果得られた知見を以下に示す。

- 1) 土の凍結・凍上の影響を考慮した凍結・融解時の材料特性の非線形モデルの導入、および凍結・融解時の間隙水の移動を考慮した飽和-不飽和浸透流に関する基礎方程式の離散化と解析プログラムへの組み込みを行い、積雪寒冷地で発生する土の凍結・凍上融解現象を簡略モデル化した、応力変形・熱伝導・飽和-不飽和浸透連成 FEM 解析プログラムを開発した。
- 2) 開発した連成解析プログラムを用いて、土の凍上試験の試解析を実施し、高志の実験式で表現されるような凍結融解作用を受ける土の特徴的な挙動を表現可能であることを示した。これにより、導入した数理モデルの妥当性を確認するとともに、当該解析手法が、土の凍結・凍上融解現象の数値実験に対して高い適用性を有することを明らかにした。

今後は、開発プログラムの解析精度の向上を図るため、ケーススタディによる解析パラメーターの感度分析および室内要素試験と数値シミュレーションのヒストリーマッチングによる開発プログラムや解析パラメーターの設定方法の妥当性・適用性の検証などを継続して、現行の支配方程式・数理モデルの一般性の向上と開発プログラムの高機能化を目指す予定である。

謝辞：本研究の一部は平成 23 年度～平成 26 年度科学研究費補助金（基盤研究(B)，課題番号：23360201，研究代表者：石川達也）の交付を受けて実施されたものである。

## 参考文献

- 1) van Genuchten, M. Th. : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am. J., 44, pp.892-898, 1980.
- 2) Mualem, Y. : A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resour. Res., Vpl.12, pp.513-522, 1976.
- 3) Eigenrod, K.D. : Effects of cyclic freezing and thawing on volume changes and permeabilities of soft fine-grained soils, Canadian Geotechnical Journal, 33, pp.529-537, 1996.
- 4) Hui, B., Ping, H. : Frost heave and dry density changes during cyclic freeze-thaw of silty clay, Permafrost and periglacial process, 20, pp.65-70, 2009.
- 5) 木次谷一平・石川達也・所哲也：種々の地盤材料の凍結融解挙動の土被り圧依存性，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 53 号（印刷中），2013.
- 6) Ishikawa, T., Ito, K. and Miura, S. : Effect of freeze-thaw action on strength characteristics of unsaturated coarse-grained soil, Proceedings of 5th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT10), Barcelona,

pp.549-554, 2010.

- 7) Ishikawa, T. and Miura, S. : Influence of freeze-thaw action on deformation-strength characteristics and particle crushability of volcanic coarse-grained soils, *Soils and Foundations*, 51(5): 785-799, 2011.
- 8) Ishikawa, T., Ito, K. and Miura, S. : Influence of freeze-thaw action on soil water characteristics of crushable volcanic coarse-grained soil, *Proceedings of the 4th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils*, Newcastle, pp.159-164, 2009.
- 9) Ishikawa, T. and Tokoro, T. : Influence of freeze-thaw action on hydro-mechanical behavior of unsaturated crushable volcanic soils, *Proceedings of the international workshop on Advances in Multiphysical Testing of Soils and Shales*, Lausanne, Switzerland, 3-5 September 2012, pp.143-148, 2012.
- 10) 所哲也・石川達也・赤川敏：アイスレンズの発生を抑止した凍土透水試験法の提案，*地盤工学ジャーナル*，Vol.5，No.4，pp.603-613，2010.
- 11) Ishikawa, T., Tokoro, T., Ito, K. and Miura, S. : Testing methods for hydro-mechanical characteristics of unsaturated soils subjected to one-dimensional freeze-thaw action, *Soils and Foundations*, 50(3): 431-440, 2010.
- 12) 中村大・鈴木輝之・山下聡・賈寧・伊藤陽司・後藤隆司：凍結融解過程における水分挙動と透水性の変化，*地盤工学会北海道支部技術報告集*，第50号，pp.89-96，2010.
- 13) 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，中西出版，2009.
- 14) 赤川敏・鞠谷佳郎・佐藤正己：粘性土間隙水（不凍水）の諸特性，第38回地盤工学研究発表会講演集，pp.321-322，2003.
- 15) 高志勤・益田稔・山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度，有効応力の影響に関する研究，*雪氷*，Vol.36，No.2，pp.1-20，1974.

## 1. はじめに

既報<sup>1)</sup>では、グラウンドアンカー工法の設計外力に凍上力を見込む必要性を述べた。その上で、寒冷地において凍上性地盤に対して施工されたグラウンドアンカーに想定すべき凍上力を、グラウンドアンカーの諸元と地盤工学会基準の「凍上量予測のための土の凍上試験方法」<sup>2)</sup>を実施して得られる物性値とから算定できる方法を示し、その妥当性を検討した。その結果、簡単な繰返し計算により凍上量と凍上力を逐次加算してゆくことでグラウンドアンカーに作用する凍上力を求めることが可能であり、その算定方法には合理性があることを示した。また、グラウンドアンカーの引張り部材の自由長が長くなると凍上量が大きくなるが、その影響は小さくなることなどを計算上で示した。一方、この算定方法の実用性を高めるためには、凍上量や凍上力の実測データとの比較事例を増やしてゆく必要があることが課題であった。そこで本報告では、グラウンドアンカー工で冬期に実測されたデータとこれまで提案している凍上力算定方法による推定値とを比較することで、凍上力を精度よく算定する上で必要な事項を整理するものである。

## 2. グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法

グラウンドアンカーに作用する凍上力を算定する方法は既報<sup>1)</sup>で提案して詳述してあるが、実用性を考慮して一部改善したのでここに再度説明する。

### 2. 1 定義と仮定

グラウンドアンカーに作用する凍上力を算定する上で、以下のような定義と仮定を設ける。

- 1) グラウンドアンカーに作用する凍上力とは、凍上している地盤が受圧板を持ち上げる力と定義する。
- 2) 凍上性地盤の凍上量は、いわゆる「高志の式」<sup>3)</sup>により求められるとする。
- 3) 初期緊張力および発生した凍上力は、受圧板および凍土層を介して地盤に弾性的に伝わるものとする。
- 4) 凍上変位の算定における拘束応力は、地中の凍土と未凍土の境界に作用する地盤内応力とする。

### 2. 2 凍上力の算定手順

以上の仮定の下に、グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定手順を以下に示す。2. 3に各手順の内容を説明する。

- ① 以下の式における  $i=1$  の場合は地表面に最初に凍結線が入る場合を意味しており、その場合の拘束応力は、初期緊張力と受圧板の自重による地表面載荷重とする。 $i \geq 2$  の場合は凍結線が地中にある場合で、拘束応力はその深さでの地盤の土被りによる応力と地表面載荷重により発生する地盤内応力とする。
- ② 凍結深が新たに  $z_i$  (mm) 進んだとして、その凍土層厚に対応する凍上率  $\xi_i$  を以下の式から求める。

$$\xi_i = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma_i} \left(1 + \sqrt{\frac{U_0}{U_i}}\right) \quad (1)$$

ここに、

$\xi_i$ : 新たに進んだ凍結深  $z_i$  (mm) に対する凍上量  $\Delta h_i$  (mm) の比

$\sigma_i$ : 拘束応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$U_i$ : 凍結速度 (mm/hour)

$\xi_0, \sigma_0, U_0$ : 地盤の固有定数 (単位はそれぞれ無次元, kN/m<sup>2</sup>, mm/hour)



- ③ 凍上率  $\xi_i$  の値から，新たに進んだ凍結深  $z_i$  (mm)に対する凍上量  $\Delta h_i$  (mm)を求める．

$$\Delta h_i = \xi_i \times z_i \quad (2)$$

- ④ 得られた凍上量  $\Delta h_i$  (mm)を，グラウンドアンカー引張り部材の自由長の伸び  $\Delta \ell_i$  (mm)とする．

$$\Delta \ell_i = \Delta h_i \quad (3)$$

- ⑤ 自由長の伸び  $\Delta \ell_i$  (mm)により発生するグラウンドアンカーの付加力を凍上力  $\Delta F_i$  (kN)とする．

$$\Delta F_i = \frac{\Delta \ell_i \times 10^{-3}}{\ell_f} A_s E_s \quad (4)$$

ここに，

$\ell_f$  : グラウンドアンカーの引張り部材の自由長 (m)

$A_s$  : 引張り部材の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 引張り部材の弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)

- ⑥ 得られた凍上力  $\Delta F_i$  と初期緊張力もしくは凍上発生直前の緊張力との和を受圧板の接地面積で除した値を新たな地表面載荷重とし，次の凍結深さにおける凍土と未凍土の境界面の深さでの地盤内応力を弾性解より求める．その値と土被りによる応力の和を次の拘束応力 ( $\sigma_i$ ) として，手順②からの計算を繰り返す，得られた凍上力  $\Delta F_i$  を順次加算してゆく．
- ⑦ 最大凍結深さになるまで②～⑥を繰り返す．

### 2. 3 凍上力算定手順の説明

- ① 凍結線が最初に地表面から入る場合 ( $i=1$  の場合) は，初期緊張力もしくは凍上発生直前の緊張力を受圧板の接地面積で除した値と受圧板の自重との和が地表面に載荷されるとし，それを拘束応力とする．一方，凍結面が地中にある場合 ( $i \geq 2$  の場合) は，拘束応力は初期緊張力と凍上力および受圧板自重の和による地盤内応力と土被りによる応力の和とする．

② 式(1)は，凍結速度(零度線が未凍土内を進む速度)の影響を考慮した凍結膨張率  $\xi$  を与える式<sup>3)</sup>であり，これまで国内の人工凍結工法における凍上量を精密に予測してきている信頼性のある関係式である．式中の  $\xi_0$ ， $\sigma_0$ ， $U_0$  の値は土固有の定数である．これらの値は採取試料を用いた地盤工学会基準の「凍上量予測のための土の凍上試験方法」<sup>2)</sup>を実施するか，文献<sup>4)</sup>から推定することが出来る．既報<sup>1)</sup>と異なり式(1)に凍結速度の項を付加したのは，より一般性を与えるためである．

この式は飽和地盤の実験式であり，既報<sup>1)</sup>では低減係数  $\beta$  により不飽和土の凍上量としたが，不飽和地盤の凍上特性は現時点では未解明であることからこの低減係数の値を特定できる根拠がなく，また，低減しないことは安全側でもあるので式(1)では低減係数を採用していない．

- ③ 1回ごとに段階的に進むとする凍結線の間隔  $z_i$  (mm)の値は，凍結開始から途中までの凍結指数である積算寒度  $F_i$  を用いて次式で得られるとしてよい．次式中の定数  $c$  は，修正 Berggren 式<sup>5)</sup>から推定した最大の凍結深さ  $D$  (cm)と凍結指数  $F$  (積算寒度ではなく) から  $c = D / \sqrt{F}$  で算定できる．

$$z_i = c \times \sqrt{F_i} \times 10 \quad (5)$$

- ④ 地盤が凍上変位を起こすことで、受圧板を介しグラウンドアンカーの自由長部分を引っ張ると考える。この場合、テンドンはシースで被われており地盤と直接接触していないので、凍土との凍着を考える必要はない。
- ⑤ 凍上変位による受圧板の変位は引張り部材で抵抗するので、それを凍上力とするという考え方である。ただし、受圧板の変位速度依存性などは考慮していないので、凍上力が大きめの値となる可能性がある。
- ⑥, ⑦ 最大凍結深さまで凍結線を段階的に単純に進め、繰り返し計算によって力を加算して、最終的な凍上力を求めるものである。凍上変位を計算する拘束応力は凍土と未凍土の境界面の地盤内応力とする。

### 3. グラウンドアンカー工での実測データ

計算による算定値との比較のために本報告で用いた実測データは、道東自動車道大森地区地すべり対策工として施工されたグラウンドアンカー工での計測結果である。表1に当該グラウンドアンカーの緒元を示す。計測データが得られている場所のグラウンドアンカー工では、受圧板（反力体）の下部を切込材により置換えている。置換厚さは50cm, 80cm, 130cmの3種類であるが、今回比較に用いたデータは置換厚さ50cmの場合のデータである。計測された主なデータは、グラウンドアンカーの緊張力、外気温、凍結深さ、積雪深さである。

表1 グラウンドアンカーの緒元

タイプ	K5-2H(KTB)	
設計アンカー力	155.3	kN/本
PC鋼より線	φ12.7, SC-U2, 7本	
本数	2	本
アンカー総断面積	197.4	mm <sup>2</sup>
自由長	7,500	mm
アンカー長	13,500	mm
PCフレーム	C300-35	
法勾配	1 : 1.5	

### 4. 凍上力算定値と実測値との比較および評価

#### 4. 1 計算条件

表2に計算条件をまとめた。地山および置換材の土質の $\xi_0$ ,  $\sigma_0$ ,  $U_0$ の値は文献<sup>4)</sup>中の粒度や $D_{50}$ が近似する試料の値を採用した。受圧板の下部50cmの置換層は切込材であるが、内部に介在する細粒分によりわずかな凍上が発生し、緊張力を増加させると考えた。なお、今回の計算では凍結速度 $U$ の影響は考慮していない。式(1)の凍結速度 $U$ の項は凍上率に与える影響が比較的大きく、一方、グラウンドアンカーの緊張力はアンカーのわずかな変位でも計算上緊張力の値が変動するので、 $U_0$ の値を凍上試験から直接求めずに推定によるような場合は、凍結速度 $U$ の項は考慮しない方がよいようである。

表2 計算条件

受圧板自重	17.7	kN
受圧面積	2.50	m <sup>2</sup>
初期地表面荷重	7.06	kN/m <sup>2</sup>
引張部材の弾性係数	200	kN/mm <sup>2</sup>
地山の単位体積重量	16.4	kN/m <sup>3</sup>
置換材の単位体積重量	17.7	kN/m <sup>3</sup>
$\xi_0$ (地山, 置換材)	0.004, 0.0005	-
$\sigma_0$ (地山, 置換材)	1.77, 0.589	kN/m <sup>2</sup>
$U_0$ (地山, 置換材)	49, 11.7	mm/hour
定数 $c$	2.26	-
凍結指数	704.3	°C days
凍結期間	108	days
最大凍結深さ (実測値)	60	cm

凍結進行深さ  $z_i$  は、日平均気温を積算して式 (5) により一日ごとに決定する。式 (5) の定数  $c$  は、上述したように、凍結期間中の外気温データ（正確には地表面温度データ）があれば、修正 Berggren 式<sup>5)</sup> から推定した最大の凍結深さ  $D$  と凍結指数  $F$  から決定することが出来る。ただし、積雪の影響は考慮できないので、積雪があることが分かっている今回の場合は、実測された最大凍結深さの値から逆算することで  $c$  を決定した。実測データがない場合に積雪をどのように考慮できるかについては後述する。

式 (1) の拘束応力を決定するために必要な地盤内応力は、地表面載荷重により発生する地盤内付加応力として弾性解から求める。今回の受圧板は独立のクロス型であるので、PC 受圧板（反力体）の中心部を除いた 4 つの“腕”の部分縦に 2 分割した矩形の隅角部にアンカーが位置するとして、計 8 つの矩形荷重による地盤内応力の重ね合わせとして求めた。荷重強度  $q$ 、 $mz \times nz$  ( $z$  は深さ) の矩形荷重の隅角直下の地盤内応力  $\sigma_z$  は次式で与えられる。

$$\sigma_z = q \times f(m, n)$$

$$f(m, n) = \frac{1}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\} \quad (6)$$

また、 $m$ 、 $n$  は受圧板の寸法から次のように決定した。 $z$  は凍結深さ（単位は m）である。

$$m = 0.235/z$$

$$n = 1.22/z$$

#### 4. 2 計算結果と実測値の比較

図 1 は、地盤の凍上によりグラウンドアンカーに付加される凍上力および凍結深さの算定結果と、現地測定されたアンカーの緊張力と外気温および現場における推定最深積雪深さを本別アメダスデータによる値で示した図である。計算による凍上力は、外気温が  $0^\circ\text{C}$  を下回り始める時期と推定した凍結深さの進行に同調して発生しているが、緊張力の実測値は外気温とは対応していないことが分かる。また、外気温が  $0^\circ\text{C}$  以下になるころから積雪があることもわかる。

緊張力が最大となったと推定される実測値 (201 kN) と、同じ時点での計算上の緊張力 (217 kN) との差異は約 8% であった。この結果から、地盤凍上によるグラウンドアンカーに作用する緊張力の最大値は本手法によりほぼ予測できているものといえる。緊張力が発生し始める時期が計算結果と実測結果とで異なっているのは、計算上では地表面の積雪を考慮していないために凍結が地盤内に侵入する時期に実測との差があるためであろうと推論される。しかし、経過日数による凍結線侵入の実測値や現地の実際の積雪深のデータがないので、凍結線がいつ置換層を貫通したかなどが不明であり、実測の緊張力の発生が遅延した理由を明確に説明できるまでには至っておらず、したがって、凍上による緊張力増加との関連も明らかではない。

#### 4. 3 凍上力算定における積雪の考慮

地表面に積雪があると、その断熱層としての効果により、積雪がない場合に比べて凍結深さが浅くなると考えられる。したがって、外気温による凍結指数が同じであっても、対象としている地盤の積雪の有無により最大凍結深さは一般に異なるといえる。法面の凍上対策技術を設計に具体化してゆくためには積雪の考慮に関する立場を設計上明確にする必要がある。ここで肝要なことは、積雪地域であっても気象条件によっては対象とする地盤が冬期になると常に積雪で覆われると設定できるとは言い切れないことである。積雪を考慮すると凍結深さが浅くなるので凍上対策は経済的になるが、同じ条件で積雪がない場合に比べて設計値が危険側にもなる。つまり、設計技術上は常に積雪が予想される場合のみその考慮がなされるべきであり、積雪がないことも予想される場合は積雪の効果は考えないのが安全である。

修正 Berggren 式による今回の大森地区の最大凍結深さは、置換層の切込材を考慮した場合で約 1m であるが、実測の凍結深さは約 60cm であった。この差異は主に積雪によるものと推定される。本手法による凍上量の計算では、凍結が進み凍上量がゼロとはならない限り凍上力は発生するという計算条件としている。し

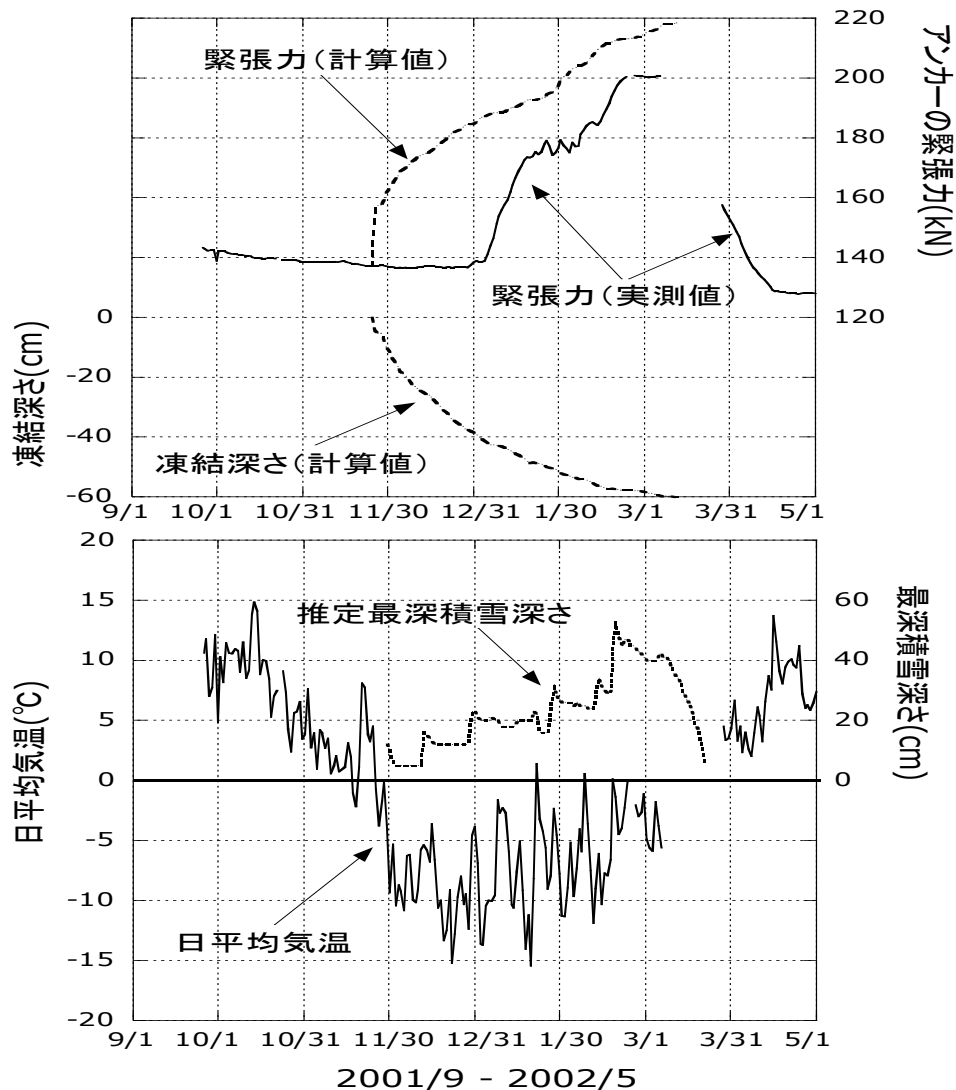


図1 グラウンドアンカーに作用する凍上力の計算結果と実測値との比較

たがって、グラウンドアンカーに作用する凍上力を計算する上で、凍結深さを予想することは極めて要因である。今回は、実測された凍結深さの値を凍上力の計算に利用したが、別途計算した結果に、凍結深さを1mから60cmに減少するためには地表面に厚さ1.5cmの断熱材層(XPS, 熱伝導率0.028 W/m/K, 熱容量0.045J/m<sup>3</sup>/K, 融解潜熱0.0 J/m<sup>3</sup>)の設定が必要であることが分かった。つまり、修正 Berggren 式により積雪を考慮して最大凍結深さを求めようとする場合は地表面に断熱層を設定するか、もしくは、平均積雪深さの積雪層を設定することで推定が可能となると考えられる。ただし、積雪期間や積雪量の時間変化、雪質などにより凍結線の進行度合いが変わると考えられるので更なる検討の余地がある。

#### 5. まとめおよび残されている課題

以上の内容をまとめると以下ようになる。

- 1) グラウンドアンカーに冬期に発生した緊張力を実測した結果と、これまでに提案している凍上力算定手法により得られた凍上力の推定値とを比較した結果、最大凍結深さを適切に予測できれば、発生する緊張力の最大値に関して両者は近似することが分かった。
- 2) 受圧板の下層に置換層がある場合でも、地盤凍上による緊張力増分を算定できることが分かった。
- 3) 室内凍上試験を行わずに(1)式の定数を推定する場合は、凍結速度の項を考慮しない方が良いという結果を今回得た。

4) 地盤の凍上による緊張力増加の発生時期に関しては、実測値と推定値とに差異があることが分かった。これは、地表面を覆う積雪による凍結面の進行速度の遅延の影響であろうと推測されるが、凍上による緊張力増加との関連は明確ではない。

5) 最大凍結深さの値は積雪の影響を受けるので、精度良く凍結深さを推定するためには積雪を考慮する必要がある。その際には、適切な断熱層か積雪層を地表面に設定した修正 Berggren 式を利用できると考えられる。ただし、その設定は積雪が常に想定できる場合に限るべきである。

今後残されている課題としては以下のような点がある。

- 1) 実測値と本算定手法による計算結果の比較事例数を今後増やす必要がある。
- 2) 積雪を考慮した最大凍結深さや凍結深さの進行速度を精度よく推定するための実用的な手法が望まれる。

#### 謝辞

本報告をまとめるにあたり、東日本高速道路株式会社北海道支社の谷藤義弘氏、並びに、株式会社ネクスコ・エンジニアリング北海道の山内智氏から貴重な計測データと関連情報の提供を得た。ここに記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 小野 丘：グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定方法，地盤工学会北海道支部 技術報告集第 49 号，pp.213-218，2009
- 2) 地盤工学会：凍上量予測のための土の凍上試験，地盤材料試験の方法と解説，2009
- 3) 高志勤・益田稔・山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度，有効応力の影響に関する研究，雪氷，第 36 巻，第 2 号，pp.1-20，1974
- 4) 了戒公利・後藤茂・赤川敏：一定拘束応力下における飽和土の凍上特性，清水建設研究所報，第 33 号，pp.27-36，1980
- 5) 地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学，中西出版，pp.38-52，2009



## 岩石の凍上性判定法に関する一考察

北見工業大学	正会員	○中村 大
北見工業大学		後藤 隆司
北見工業大学	正会員	川口 貴之
北見工業大学	正会員	伊藤 陽司
北見工業大学	正会員	山下 聡
北見工業大学	正会員	山崎 新太郎

### 1. はじめに

寒冷地の山岳部や海岸部においてトンネルや道路、のり面保護工といった土木構造物を設計・施工する場合、対象となる岩盤の凍上性を考慮することは必要不可欠なことである。例えば、北海道や東北地方で施工されたトンネルでは、古くから地山の凍結によって生じる覆工の変状が問題となってきたが、これらが覆工背面の岩盤の凍上によって引き起こされていることが報告されている<sup>1)</sup>。さらに、北海道では1996年に一般国道229号線豊浜トンネルにおいて大規模な岩盤崩落事故が発生したが、その原因の一つとして岩盤の凍上による劣化が指摘されている<sup>2)</sup>。以上のような背景から、近年、岩石・岩盤の凍上性を把握することの重要性が高まっている。特に、急勾配な岩盤斜面は積雪が少ないため凍結の影響を受けやすく、一度凍上によって岩盤の崩落が発生すれば大災害に繋がる危険性もあることから注目度も高い。2010年に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」がまとめた「斜面の凍上被害と対策のガイドライン」<sup>3)</sup>でも、岩盤の凍上に関する注意喚起がなされており、岩石・岩盤を対象とした更なる研究の必要性が謳われている。

著者らは過去十数年間に渡り、独自に開発した凍上試験装置を用いて、岩石の凍上に関する基礎研究を継続的かつ精力的に進めてきた。研究から得られたいくつかの知見は岩石の凍上現象を定性的に説明できるものであり、岩石の凍上メカニズムを理解する上で非常に有意義なものである。そこで本文では、これまでの研究成果を踏まえて、岩石の凍上性判定法を提案することを試みた。

岩石の凍上性判定法の検討については、過去にも複数の研究者が取り組んでおり、幾つかの研究成果が公表されている。代表的なものとして、星野<sup>4)</sup>、北川、川上<sup>5)</sup>、磯田ら<sup>6)</sup>、小野ら<sup>7)</sup>が挙げられる。表-1はこの4つの論文が示した判定基準をまとめたものである。星野<sup>4)</sup>、北川、川上<sup>5)</sup>、磯田ら<sup>6)</sup>は固形の岩石試料だけでなく、岩屑試料や粉末状の岩石試料でも凍上試験を行っているが、ここでは固形の岩石試料の判定基準のみを示した。また、小野ら<sup>7)</sup>の研究は実際の岩石を用いたものではなく、モルタル製の擬似岩石試料を用いて行われたものであることを特記しておきたい。表に示された値はいずれも岩石の凍上性の有無を示す境界値であり、これらの条件を満たす岩石は凍上性を有する可能性が高いと判定することができる。表-1の岩種による判定基準から、硬岩に分類される花崗岩や流紋岩、安山岩といった火成岩は非凍上性を示し、中硬岩や軟岩に分類される泥岩や砂岩、凝灰岩等といった堆積岩が凍上性を示すことが明らかである。また、表-1の物性値による判定基準から、密度が小さく、吸水率の高い、低強度の岩石は凍上性を示す可能性が高いことが明らかとなっている。ただし、星野<sup>4)</sup>、北川、川上<sup>5)</sup>、磯田ら<sup>6)</sup>、いずれの論文においても、基準値で凍上性と判定できる岩石の中に、非凍上性を示す岩石が数多く存在していた。この事実はこれらの境界値からただちにその凍上性の有無を判定することが難しいことを表している。

本研究では具体的に、上記の既往の研究を推し進め、軟質な堆積岩を中心に、固形の岩石の凍上性を物性値から簡便に判定する方法を明らかにすることに取り組んだ。さらに、物性値から岩石の凍上性の高低を判定する方法についても検討を行った。

表-1 岩石の凍上性判定基準

判定基準		星野 <sup>4)</sup> (1973)	北川, 川上 <sup>5)</sup> (1986)	磯田ら <sup>6)</sup> (1996)	小野ら <sup>7)</sup> (2004)
岩種 による 判定基準	凍上性岩石	新第3紀中-上部 の軟質かつ細粒な 泥質岩および 凝灰質岩	—	火砕岩 (凝灰岩) 軟質な堆積岩 (泥質堆積岩, 砂質堆積岩)	モルタル製の擬似 岩石試料を用いて 行った実験のため, 岩種による判定は 行われていない
	非凍上性岩石	粘板岩, 花崗斑岩, 安山岩, 流紋岩, 溶結凝灰岩, 礫岩, 角礫凝灰岩	「硬岩のトンネル では凍上による変 状はまったく発生 していない。」 という記述あり	新鮮な火成岩 新鮮な火砕岩 (溶結凝灰岩, 凝灰角礫岩)	
物性値 による 凍上性岩石 の判定基準	乾燥密度	2.0 g/cm <sup>3</sup> 以下	1.5 g/cm <sup>3</sup> 以下	—	—
	飽和密度	—	2.0 g/cm <sup>3</sup> 以下	2.1 g/cm <sup>3</sup> 以下	1.9 g/cm <sup>3</sup> 以下
	吸水率	20% 以上	25% 以上	15% 以上	—
	有効間隙率	—	—	—	40% 以上
	P波速度	—	—	2.0 km/s 以下	2.7 km/s 以下
	一軸圧縮強さ	—	5.0MPa 以下	50~100MPa 以下	5.0MPa 以下

表-2 物性値

岩石名	岩種	試料の 入手 方法	風化の 程度	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		吸水率 (%)		空隙率 (%)		比表面積 (m <sup>2</sup> /g)	
				平均	標準 偏差	平均	標準 偏差	平均	標準 偏差	平均	標準 偏差
札幌軟石	溶結凝灰岩	購入	新鮮	1.22	0.01	28.6	0.6	36.4	0.7	0.5	0.2
大谷石	軽石凝灰岩			1.35	0.01	29.2	0.7	39.8	0.6	18.1	1.0
来待砂岩	凝灰質砂岩			1.98	0.01	11.7	0.2	22.2	0.8	2.9	0.5
登別軟石	溶結凝灰岩			1.86	0.03	15.1	0.7	29.2	0.9	2.6	0.5
丸瀬布凝灰岩	溶結凝灰岩			1.78	0.02	10.7	0.3	20.2	0.7	3.6	0.2
生田原凝灰岩	細粒凝灰岩	野外 採取	微弱風化	1.17	0.05	44.6	3.6	52.8	2.2	22.1	0.9
留辺蘂凝灰岩	溶結凝灰岩		微弱風化	1.64	0.02	20.8	0.8	36.1	0.9	15.4	0.9
弟子屈凝灰岩 1	軟質細粒凝灰岩		弱風化	1.65	0.03	20.5	2.2	35.9	1.6	8.6	0.9
弟子屈凝灰岩 2	硬質細粒凝灰岩		微弱風化	1.74	0.04	19.4	1.3	34.2	1.7	5.9	0.2
弟子屈凝灰岩 3	火山礫凝灰岩		強風化	1.70	0.05	17.5	1.3	31.1	1.7	7.2	0.5

## 2. 本研究で使用した岩石試料とその物性

本研究では岩石試料として 10 種類の岩石を用いた。このうち、札幌軟石、大谷石、来待砂岩、登別軟石、丸瀬布凝灰岩の 5 種類は、石材店から購入した岩石で、風化作用を受けておらず、新鮮で、建築材料としても利用されているものである。残りの 5 種類は北海道北見市近郊で採取した岩石で、内訳は 1 種類が遠軽町生田原南地すべり防止区域の露頭から採取した細粒凝灰岩、もう 1 種類が留辺蘂町旭西地域無加川中流域の転石から採取した溶結凝灰岩、あとの 3 種類は弟子屈町奥春別・花苦志辺川中流の露頭から採取した軟質細粒凝灰岩、硬質細粒凝灰岩、火山礫凝灰岩である。以後、これらの 5 種類の岩石試料の名称は、便宜上、遠軽町生田原で採取した細粒凝灰岩を生田原凝灰岩、留辺蘂町で採取した溶結凝灰岩を留辺蘂凝灰岩、弟子屈町奥春別で採取した軟質細粒凝灰岩を弟子屈凝灰岩 1、硬質細粒凝灰岩を弟子屈凝灰岩 2、火山礫凝灰岩を弟子屈凝灰岩 3 と記述する。

表-2 に本研究で使用した 10 種類の岩石試料の種類、風化の程度、物性値についてまとめて示す。このうち、岩種、風化の程度は、肉眼観察によるものである。また、物性値は以下の強度試験に用いられた供試体から求めたものである。

表-3 に強度試験の結果を示す。本研究では岩石の一軸圧縮試験 (JGS 2521) と圧裂による岩石の引張り強さ試験 (JGS 2551) を実施した。両試験ともに乾燥・湿潤状態における岩石の強さを求めている。供試体の乾燥・湿潤は、購入した岩石試料についてはオープンや真空ポンプを用いて強制的に行い、野外採取した岩石試料については常温・常圧でゆるやかに行った。これは乾湿の繰り返しによるスレーキング作用によって

表-3 強度試験結果

岩石名	一軸圧縮強さ (MPa)				引張り強さ (MPa)				強度低下度(%) SRR	
	乾燥状態		湿潤状態		乾燥状態		湿潤状態		一軸 圧縮 強さ	引張り 強さ
	平均	標準 偏差	平均	標準 偏差	平均	標準 偏差	平均	標準 偏差		
札幌軟石	12.1	1.2	12.3	0.7	1.15	0.32	1.19	0.29	-1	-3
大谷石	14.7	1.5	5.4	0.6	1.36	0.13	0.50	0.09	63	63
来待砂岩	68.5	2.8	23.5	2.1	2.89	0.13	1.39	0.19	66	52
登別軟石	20.4	3.1	16.6	1.3	1.58	0.01	1.14	0.18	19	28
丸瀬布凝灰岩	51.9	5.5	40.7	4.5	3.55	1.36	3.01	0.63	22	15
生田原凝灰岩	15.1	0.4	3.6	1.1	1.99	0.44	0.27	0.17	76	86
留辺蘂凝灰岩	13.3	1.9	4.9	0.3	1.62	0.21	0.70	0.22	63	57
弟子屈凝灰岩 1	6.4	2.4	2.7	0.8	0.45	0.07	0.17	0.03	57	62
弟子屈凝灰岩 2	26.8	7.3	12.2	2.0	3.67	0.13	2.52	0.15	55	31
弟子屈凝灰岩 3	7.2	2.1	2.6	0.4	1.24	0.29	0.50	0.13	64	60

供試体にクラックが発生するのを防ぐためである。載荷は供試体の状態に関わらず常温の空気中で行った。また、載荷方向以外に拘束圧は加えていない。

表-3には強度低下度という本研究独自の値を追加している。岩石の湿潤状態における強度が乾燥状態のそれに比べて小さくなることは古くから知られているが、本研究ではこの湿潤状態における強度の低下に着目し、その程度を以下のように定義した式を用いて相対的に表すこととした。

$$= \frac{\sigma_{wet}}{\sigma_{dry}} \quad (1)$$

ここで、SRR (Strength Reduction Ratio) は一軸圧縮もしくは圧裂による引張り強さ試験における強度低下度、 $\sigma_{dry}$  は乾燥状態における強度、 $\sigma_{wet}$  は湿潤状態における強度である。

なお、物性値の測定方法、強度試験（供試体寸法、乾燥・湿潤の方法、載荷速度等）の詳細については中村ら<sup>8)</sup>を参照していただきたい。

### 3. 凍上試験

本研究では、独自に開発した凍上試験装置を用いて、独自に考案した試験方法で、岩石の凍上性判定を行った。岩石の凍上性の有無は岩石が割れるか否か、凍上性の高低については試験結果から得られる凍上速度で判定した。以下にその詳細について示す。

#### 3-1 試験方法

##### 1) 凍上試験装置

図-1に本研究で使用した岩石の凍上試験装置を示す。この試験装置の上下盤を独立した温度制御装置によってコントロールし、供試体の上面に寒気を想定したマイナスの温度、下面に地熱を想定したプラスの温度を与える。また、供試体の下面からは、地下水を想定した、水分供給を行うことが可能である。凍上量は試験装置の上方に取り付けた変位計で測定した。試験装置の詳細については中村ら<sup>9)</sup>を参照していただきたい。

##### 2) 供試体

本研究で用いた供試体の形状は円柱状である。供試体の寸法は直径 50~55mm、長さ 70mm を標準としたが、岩石の種類によってはこれよりも小さいものもある。これは野外で採取した岩石試料が小さく、上記の標準寸法を満たす供試体を作製できなかったため、生田原凝灰岩の直径は 30mm、弟子屈凝灰岩 3 の長さは 39~62mm となった。また、弟子屈凝灰

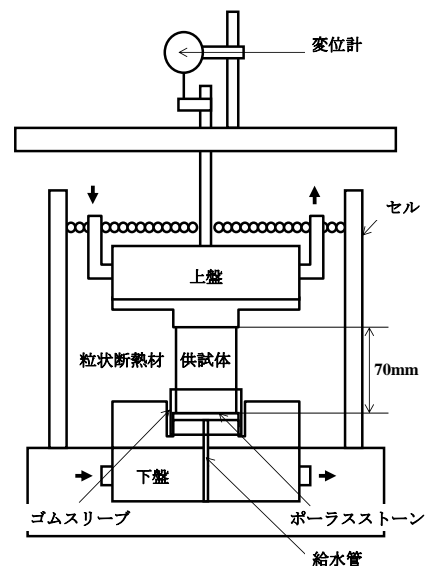


図-1 凍上試験装置

岩 2 の供試体には、作成時の乾湿の繰り返しによるスレーキング作用でクラックが発生してしまうものがあった。このため、スレーキング作用を受けた供試体と受けていない供試体を準備し、それぞれに対して凍上試験を実施した。凍上試験に用いた供試体は全て蒸留水中に放置して重量変化がなくなるまで湿潤させたものであり、概ね含水飽和状態だと考えられる。

### 3) 温度条件

試験はまず、上下盤をコントロールする冷媒の温度を $+5^{\circ}\text{C}$  に設定して、供試体の内部温度をほぼ $+5^{\circ}\text{C}$  に均一化させることからスタートする。その後、下盤の冷媒温度は $+5^{\circ}\text{C}$  のままで制御し、上盤の冷媒温度を $-15^{\circ}\text{C}$  まで下げて、供試体の上面から凍結を進行させた。この温度条件で試験を行うと、計算上、温度勾配は $0.29^{\circ}\text{C}/\text{mm}$  となり、 $0^{\circ}\text{C}$  線の位置は供試体下面から $17.5\text{mm}$  で一定になる。ただし、弟子屈凝灰岩 3 については、前述したように供試体の長さが他の岩石よりも短いため、下盤の冷媒温度 $+5^{\circ}\text{C}$  と温度勾配 $0.29^{\circ}\text{C}/\text{mm}$  は変更せずに、上盤の冷媒温度を供試体の長さに合わせて設定して試験を行った。このように温度勾配を一定に揃えて凍上試験を行った理由は、過去の研究成果<sup>9)</sup>から岩石の最大凍上速度は温度勾配に比例するという知見が得られているためである。

### 3-2 試験結果

図-2 に凍上試験結果、図-3 に凍上試験後の供試体の様子、それぞれの一例を示す。図-2 は凍上量の時間変化を表しており、この凍上量の直線的な変化を示す部分を線形近似して、その傾きから凍上速度を求めた。このような凍上試験を岩種ごとに 1~3 回実施した。表-4 には本研究に関連して実施した全ての凍上試験結果の一覧を示す。表には凍上試験に用いた供試体そのものの物性値も示している。ここに示した値と表-2 の物性値には幾分差が見られるが、これは供試体の寸法や供試体採取位置の違い、岩石そのものが持つばらつきなどによるものだと考えられる。

図-2、図-3 から、札幌軟石は試験を実施しても凍上せず（割れない）、非凍上性岩石であることが明らかである。札幌軟石では凍上試験を 1 度しか実施していないが、これは筆者の先行研究<sup>10)</sup>や小玉らの研究<sup>11)</sup>から札幌軟石が非凍上性岩石であることが予め明らかであったためである。また、筆者らは札幌軟石を用いた繰り返し凍上試験を 40 サイクル実施したが、この試験でも札幌軟石は凍上しなかった<sup>12)</sup>。

一方、札幌軟石を除く 9 種類の岩石は全て凍上性を示した。特に生田原凝灰岩、弟子屈凝灰岩 1 は高い凍上性を示しており、弟子屈凝灰岩 1 の凍上速度は $1\text{mm}/\text{h}$  にまで達している。弟子屈凝灰岩 2 については、スレーキング作用を受けた供試体と受けていない供試体で凍上試験を実施したが、スレーキング作用を受けない供試体では凍上するものとしめないものがあり、スレーキング作用を受けたものは受けていないものに比べて高い凍上性を示すことが明らかとなった。

これらを踏まえ、以下では表-2 中の比表面積、表-3 の強度試験結果、表-4 の凍上試験結果の一覧を用いて、岩石の凍上性判定法について検討を行っていく。

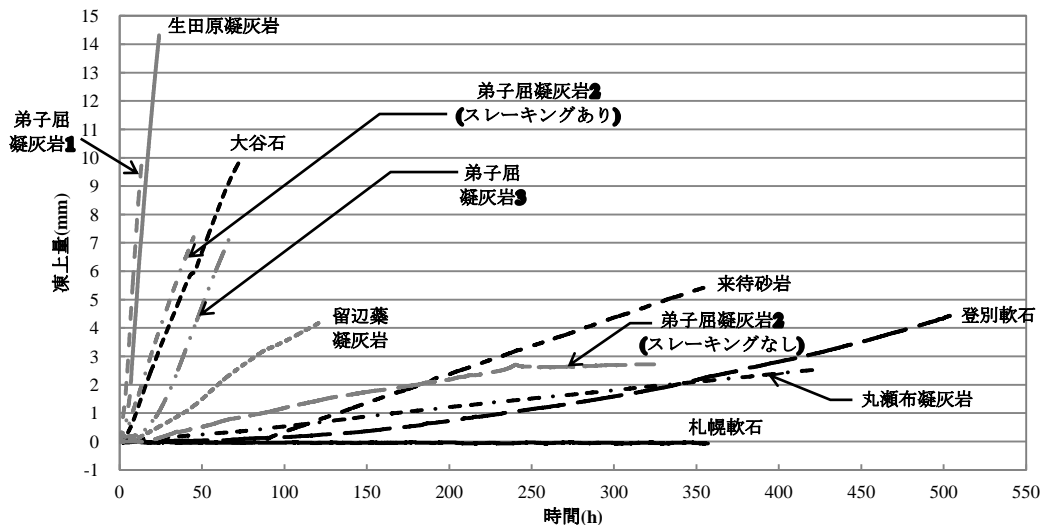


図-2 凍上試験結果

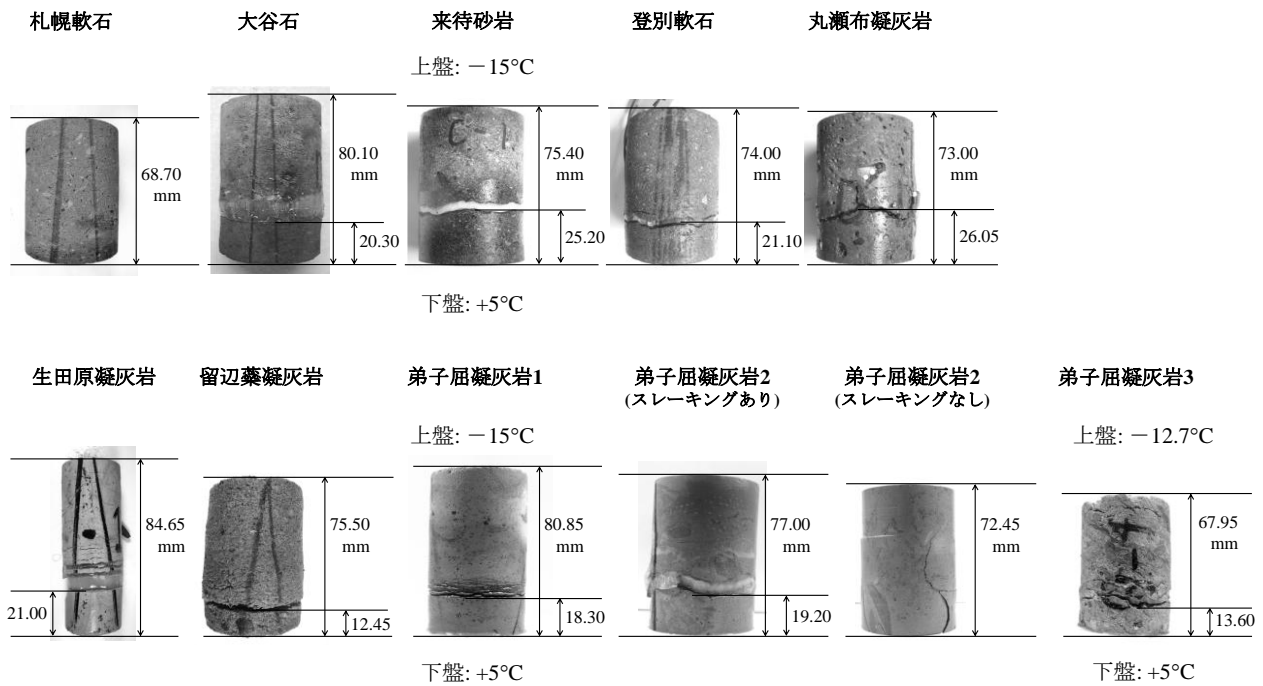


図-3 凍上試験後の供試体の様子

#### 4. 岩石の凍上性判定法の検討

##### 4-1 凍上速度と各種物性値の関係

既往の研究<sup>4), 5), 6), 7)</sup>は、乾燥密度や吸水率、一軸圧縮強さから、岩石の凍上性を判定することに取り組んでいる。本研究もこれにならい、以上の3つの物性値と凍上速度との関係を求めた。図-4に凍上速度と各種物性値の関係を示す。図から明らかのように、いずれの物性値においても、凍上速度との間に有意な関係性を見いだすことは難しい。特に、非凍上性の札幌軟石は乾燥密度が小さく、30%近い吸水率を有し、強度も特別に高い値を示すわけではないため、凍上性の有無を判定する境界値を定めることも困難である。以上のように、これらの物性値からただちに岩石の凍上性の有無を判定することは難しいようである。

ただし、筆者らは過去の研究で比表面積が大きい岩石ほど凍上性が高くなることを明らかにしている<sup>15)</sup>。以下では、この性質を用いて凍上性の有無を判定することに取り組む。

##### 4-2 比表面積、強度低下度を用いた凍上性の有無の判定

図-5に比表面積と凍上速度の関係を示す。図から、比表面積における凍上性岩石と非凍上性岩石の境界値は、概ね  $1\text{m}^2/\text{g}$  程度であることがわかる。小玉らは<sup>11)</sup>はこの境界値を下回る比表面積の稲田花崗岩で凍上試験を実施しているが、上記を裏付けるように、稲田花崗岩も非凍上性岩石であった。以上のように、比表面積という物性値を用いることで、凍上性の有無を判定することは可能なようである。しかしながら、比表面積は計測装置が一般的ではなく、大学のような研究機関等でなければ計測できない物性である。そこで、本研究ではこれに代わる物性として、強度低下度という本研究独自の値を提案する。

表-5 凍上試験結果の一覧

岩石名	No.	乾燥密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	吸水率 (%)	空隙率 (%)	凍上速度 ( $\text{mm}/\text{h}$ )
札幌軟石	1	1.37	26.4	36.9	0.000
大谷石	1	1.38	29.7	40.2	0.147
	2	1.36	31.8	42.3	0.143
来待砂岩	1	2.00	11.4	22.6	0.020
	2	2.00	11.4	22.5	0.014
登別軟石	1	1.89	14.9	29.1	0.014
	2	1.89	15.0	28.9	0.010
丸瀬布凝灰岩	1	1.78	13.5	24.6	0.006
	2	1.78	13.8	24.8	0.006
生田原凝灰岩	1	1.17	46.0	52.1	0.874
	2	1.15	46.1	52.1	0.777
留辺蘘凝灰岩	1	1.60	21.2	34.6	0.053
	2	1.60	21.8	35.7	0.059
弟子屈凝灰岩 1	1	1.63	23.8	38.4	0.978
	2	1.57	25.8	40.7	1.375
	3	1.62	23.4	39.0	1.856
弟子屈凝灰岩 2 S スレーキングあり	1	1.90	15.4	28.4	0.164
	2	1.82	16.3	-	0.055
弟子屈凝灰岩 2 NS スレーキングなし	1	1.79	17.0	30.5	0.011
	2	1.79	16.0	29.7	0.000
弟子屈凝灰岩 3	1	1.63	22.7	36.7	0.153
	2	1.63	23.3	39.2	0.159
	3	1.60	19.4	33.7	0.120

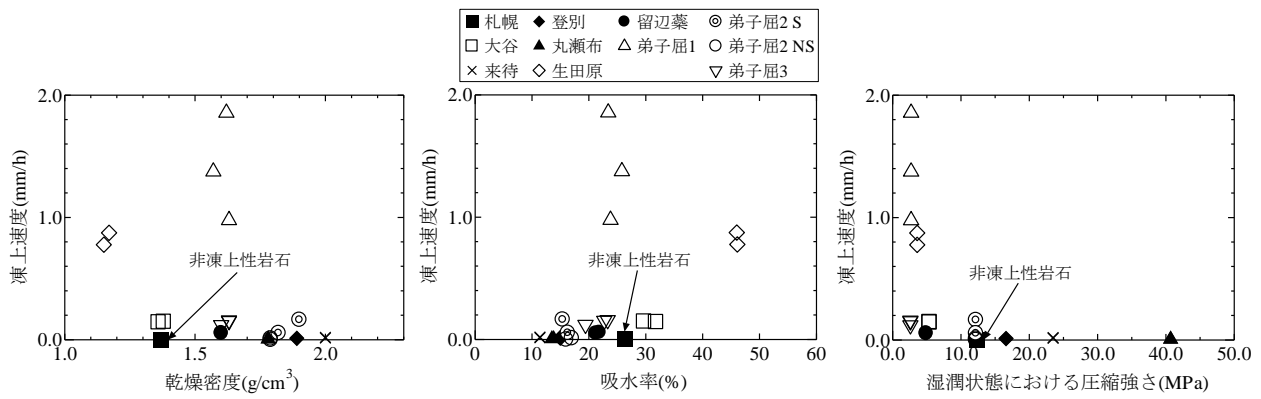


図-4 凍上速度と各種物性値の関係

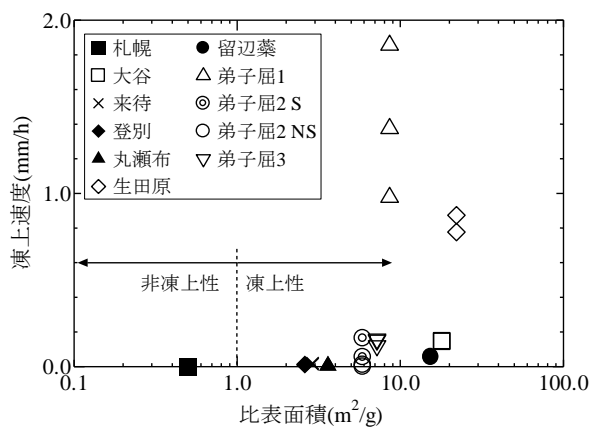


図-5 凍上速度と比表面積の関係

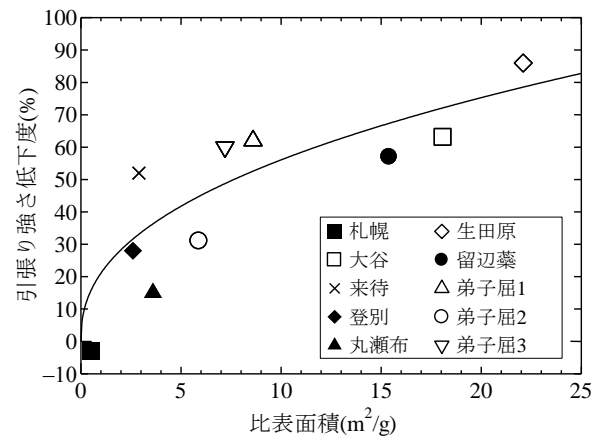


図-6 引張り強さ低下度と比表面積の関係

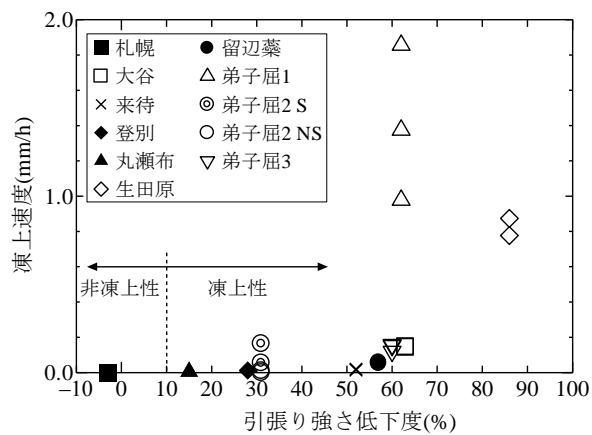


図-7 凍上速度と引張り強さ低下度の関係

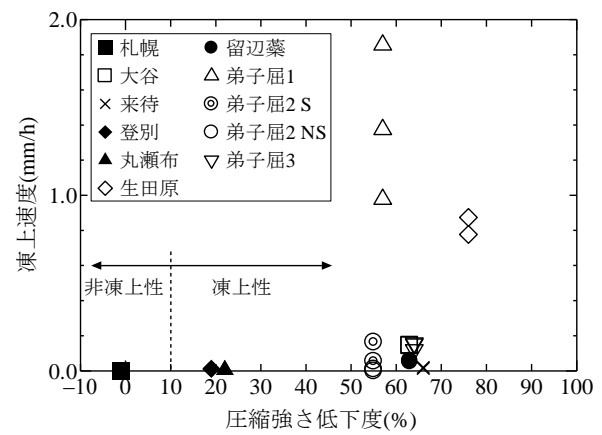


図-8 凍上速度と圧縮強さ低下度の関係

図-6 に引張り強さ低下度と比表面積の関係を示す。図から、幾分かのばらつきはあるものの比表面積と強度低下度との間に有意な線形関係を見いだすことができる<sup>8)</sup>。以下では、このような強度低下度と比表面積の相関関係を利用して、凍上性の有無を判定することを試みた。

凍上速度と引張り強さ低下度の関係を図-7 に、圧縮強さ低下度との関係を図-8 に示す。両図から強度低下度が大きくなればなるほど、凍上速度が高くなっていることが明らかであり、図-5 に示した凍上速度と比表面積の関数と類似していることがわかる。強度低下度における凍上性岩石と非凍上性岩石の境界値を図-8、図-9 から読み取ると、両図ともに概ね 10% 程度であることがわかった。

以上のように、岩石の凍上性の有無の判定を、強度低下度という値で行うことが可能であることが確認できた。この値を用いた判定方法は、強度試験という一般的な手法で、簡便に行うことができることから、工学的に有用だと考えられる。



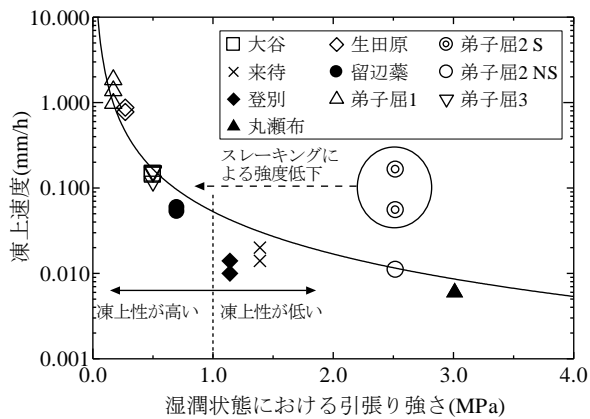


図-9 凍上速度と湿潤状態における引張り強さの関係

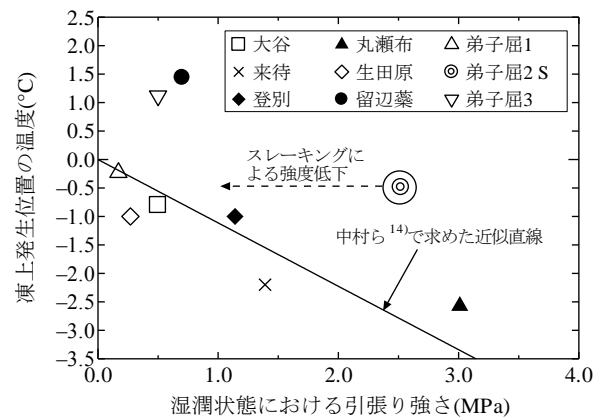


図-10 凍上発生位置の温度と湿潤状態における引張り強さの関係

### 4-3 湿潤状態における引張り強さをを用いた凍上性の高低の判定

岩石は土に比べて非常に大きな引張り強さを有しており、この引張り強さは凍上を妨げるように作用すると考えられる。ここでは岩石の凍上の抗力となる引張り強さに着目して、凍上性の高低の判定方法について議論を行っていく。図-9に湿潤状態における引張り強さと凍上速度の関係を示す。ただし、スレーキング作用を受けた弟子屈凝灰岩2の引張り強さは、スレーキング作用を受けてない供試体を用いて求めたものであり、実際の強度は図中の矢印のように、もっと小さかったのではないかと推測することができる。図から引張り強さが低くなるほど、岩石の凍上速度が高くなっていくことが確認できた。このことは、湿潤状態における引張り強さで、岩石の凍上性の高低を判定できることを示唆している。以上の性質については、凍上発生位置の温度で以下のように説明可能である。

筆者らはこれまでに、岩石の凍上発生位置の温度が強度に依存していることを実験的に明らかにしている<sup>14)</sup>。そこで、これと同様な方法で凍上発生位置の温度と湿潤状態における引張り強さの関係を求めたところ、図-10に示すような結果が得られた。凍上発生位置の温度は、凍上試験時の上下盤の設定温度と図-3から得られる凍上発生位置を用いて、比例配分で簡便に算出したものである。ただし、スレーキング作用を受けていない弟子屈凝灰岩2については、図-3から明確な凍上発生位置を求めることができなかつたため、値をプロットしていない。また、留辺蘂凝灰岩や弟子屈凝灰岩3では求めた凍上発生位置の温度がプラスとなっており、実際の温度とはかけ離れたものとなっていると考えられる。しかしながら、図-10から、湿潤状態における引張り強さが小さい岩石ほど0°C付近の高い温度で、引張り強さが大きい岩石ほど低い温度で凍上が発生していることは明らかである。これを踏まえて凍上試験終了後の供試体を観察すると、湿潤状態における引張り強さが1MPaを下回る大谷石、生田原凝灰岩、留辺蘂凝灰岩、弟子屈凝灰岩1、弟子屈凝灰岩3の5種類の岩石では複数のクラックを確認することができた。図-3からも明らかなように、特に引張り強さが0.5MPaを下回る生田原凝灰岩、弟子屈凝灰岩3ではそれが顕著である。引張り強さの小さい両岩石では、前述したように0°C付近の高い温度で凍上が発生するため、凍上試験開始直後、0°C線が供試体上部から下部へと移動していく際に、次々と凍上が発生したのだと考えられる。このように複数のアイスレンズが形成される岩石では凍上速度も高くなることから、湿潤状態における引張り強さで凍上性の高低を判定するには、その境界値を1MPaと定めるのが妥当だと考えられる。

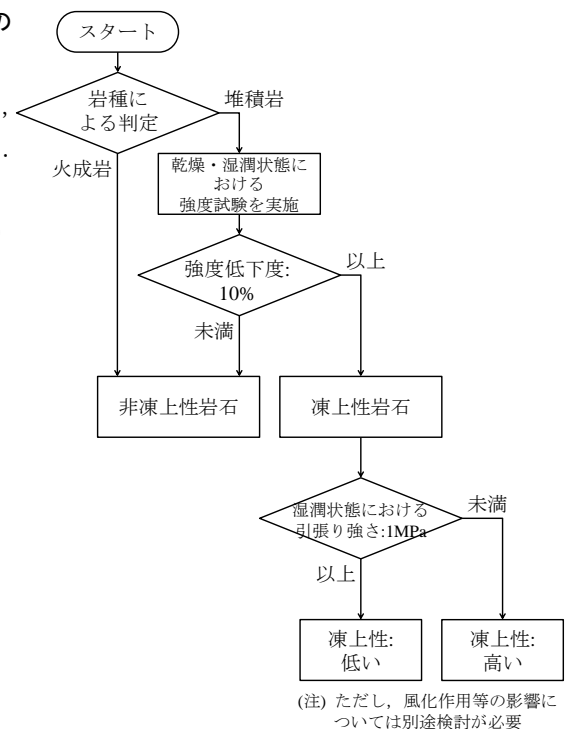


図-11 固形の岩石の凍上性判定の流れ図

#### 4-4 岩石の凍上性判定の流れ図

以上の検討結果を基に、図-11 に示すような、固形の岩石の凍上性判定の流れ図を作成した。まず、凍上性の有無については既往の研究成果（星野<sup>4)</sup>、磯田ら<sup>6)</sup>）に基づいて岩種で行う。凍上性を持つ疑いのある堆積岩については、乾燥・湿潤状態における強度試験を実施し、その結果から得られる強度低下度で凍上性の有無を再度判定する。次に、凍上性と判定された岩石については、湿潤状態における引張り強さから凍上性の高低に関する判定を行う。湿潤状態における引張り強さが 1MPa 未満の岩石については、高い凍上性を有していると判定される。ただし、スレーキング作用の有無で凍上性が変化した岩石も存在することから、風化作用等が及ぼす影響については別途検討が必要であり、今後明らかにしなければならない重要な課題である。

#### 5. まとめ

本研究ではこれまでの研究成果を踏まえて岩石の凍上性判定法を検討することに取り組み、その結果として固形の岩石の凍上性判定の流れ図を作成することができた。凍上性の有無については、強度試験の結果から得られる強度低下度という本研究独自の値で判定することを提案している。また、本研究では既往の研究では提示されることのなかった凍上性の高低に関する判定法も提案している。凍上性の高低を判定する境界値は筆者がこれまでに明らかにした岩石の凍上メカニズムに基づいたものである。以上の判定法は、特別な装置を用いることなく、一般的な強度試験で簡便に行うことができ、工学的に有用である。

#### 参考文献

- 1) 北川修三, 川上義輝: 地山凍結によるトンネルの変状とその対策, 鉄道土木, pp.281-287, 1985.5.
- 2) 菊地宏吉, 水戸義忠: 国道 229 号線豊浜トンネル上部斜面の岩盤崩落メカニズムに関する地質工学的考察, 応用地質, 第 39 巻, 第 5 号, pp.456-470, 1998.
- 3) 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, 地盤工学会北海道支部, 2010.
- 4) 星野寔: 岩石の凍上について, 応用地質, 第 14 巻, 第 4 号, pp.139-144, 1973.
- 5) 北川修三, 川上義輝: 凍上試験による地山の凍上性の判定, 応用地質, 第 27 巻, 第 2 号, pp.11-20, 1986.
- 6) 磯田卓也, 鈴木哲也, 疋田貞良: 路床の凍上性と上載荷重の影響, 開発土木研究所月報, No.515, pp.2-9, 1996.
- 7) 小野丘, 阿部裕介, 小笠原将人: 擬似岩石試料の凍上性と物理特性, 地盤工学会, 北海道支部, 技術報告集, 第 45 号, pp.71-74, 2004.
- 8) 中村大, 後藤隆司, 伊藤陽司, 山下聡, 川口貴之, 片岡沙都紀: 乾燥状態と湿潤状態における岩石の強度の差異に関する研究, 地盤工学会北海道支部, 技術報告集, 第 52 号, pp.157-164, 2012.
- 9) 中村大, 後藤隆司, 伊藤陽司, 金学三, 山下聡, 川口貴之, 山崎新太郎, 鈴木輝之: 岩石の凍上圧に関する基礎的研究—岩石の最大凍上圧の温度依存性—, Journal of MMIJ, Vol.127, No.8, pp.485-496, 2011.
- 10) 中村大, 後藤隆司, 森訓保, 平松雅宏: 岩石の凍上に関する基礎的研究—2 分した岩石の境界部分で起こる凍上に関する研究—, 第 47 回地盤工学シンポジウム平成 14 年度論文集, pp.315-320, 2002.
- 11) 小玉齊明, 藤井義明, 赤川敏, 石島洋二: 間隙水の凍結に伴う岩石の力学的特性変化と変形挙動, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.24-33, 2007.
- 12) 中村大, 菅原徳記, 後藤隆司, 伊藤陽司, 山下聡, 川口貴之, 山崎新太郎, 鈴木輝之: 札幌軟石の繰返し次元凍結融解実験, Journal of MMIJ, Vol.127, No.10,11, pp.635-642, 2011.
- 13) 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—岩石の内部構造, 物性値の比較を基にした凍上メカニズムの解明—, Journal of MMIJ, Vol.124, No.4,5, pp.231-239, 2008.
- 14) 中村大, 後藤隆司, 伊藤陽司, 山下聡, 川口貴之, 山崎新太郎, 鈴木輝之, 河野勝宣: 岩石の凍上圧に関する基礎的研究—岩石の凍上発生位置の強度依存性—, Journal of MMIJ, Vol.127, No.9, pp.558-564, 2011.

北海道大学大学院 学生会員 ○木次谷 一平  
北海道大学大学院 国際会員 石川 達也  
苫小牧工業高等専門学校 国際会員 所 哲也

## 1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、例えば凍上圧による各種構造物の変状、凍上・融解による道路や線路の隆起・陥没など凍結融解に伴う様々な地盤災害が発生している。特に、融雪期における寒冷地斜面の表層崩壊現象は、様々な発生要因が影響しておりその発生機構が複雑となるため、挙動の解明が難しい。しかし、斜面崩壊事象の頻度と規模、そして被害の大きさから、防災対策上、発生要因の特定や発生機構の解明が必要とされている。一般に、積雪寒冷地で観測される地盤表面から2~3m付近の表層地盤で発生する斜面崩壊には、地盤の凍結融解作用が大きく影響していると考えられている。これは、表層地盤は外気に近いため地盤深部より凍結・融解が発生しやすく、例えば何年にも亘って凍結融解が繰り返されると表層地盤は緩んだ構造となり、降雨等、水が流入することで斜面崩壊が発生する可能性がある<sup>1)</sup>。したがって、融雪期における寒冷地斜面の表層崩壊現象を予測・防災するためには、斜面を構成する地盤材料の凍結融解挙動を地盤表層における応力下で検討することが重要である。

現在、地盤の凍結融解挙動を予測する手法として、高志ら<sup>2)</sup>が提案した凍上量を予測する式(1)が多用されている。

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma'_0}{\sigma'} * (1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}}) \quad (1)$$

ここで、 $\xi_0$ : 凍結膨張率、 $\sigma'$ : 有効応力、 $\xi_0$ 、 $\sigma'_0$ 、 $U_0$ : 土固有の定数

このため、高志の式で斜面の凍上量を予測することができれば、寒冷地斜面の防災対策に寄与できると考えられるが、同式は100kPa以上の上載荷重に対して適用が可能な式である<sup>2)</sup>とされている。一方、北海道のような凍結指数が148~1237°C・daysとなる場合<sup>3)</sup>の凍結深さは、修正 Berggren 式<sup>4)</sup>によれば、0.24~1.76m程度となり、この範囲における土被り圧は、土の種類にも依るが、一般に、3.0~30.7kPa程度と推定される。このため、高志の式を用いて表層地盤の凍上量を予測すると、実際より大きな凍上量を予測すると考えられる。

以上のような状況を踏まえ、本研究では、地盤表層を想定した低土被り圧下における地盤材料の凍結融解挙動の解明を目的として、各種地盤材料の凍上性や熱特性が評価可能な凍上試験機を開発し、地盤工学会の「凍上性判定のための土の凍上試験方法 (JGS0172-2009)」<sup>5)</sup>に記載されている上載荷重10kPaより小さな上載荷重のもとでさまざまな地盤材料の凍結融解試験を行った。その結果、上載荷重が地盤材料の凍上性や熱特性に及ぼす影響、あるいは表層地盤のような低土被り圧下における高志の式の適用性について検討したので報告する。

## 2. 熱特性測定機能付凍上試験機

本研究で開発した熱特性測定機能付凍上試験機を図-1に示す。当該試験機は、JGS0172-2009に準拠して製作した。試験機の特徴を以下に示す。

- (a) 試料両端面の温度を独立して制御するため、任意の凍結融解履歴を供試体に繰り返し与えることができる。
- (b) ベロフラムシリンダーを自動制御することにより、試験中、供試体 ( $D=70\text{mm}$ ,  $H=50\text{mm}$ ) に任意

の一定荷重 (0~130kPa) を載荷できる。

- (c) 供試体の断熱のため、凍上用モールドと内セルの間に断熱材を敷き詰め、また内セルと外セルの間に2℃の水を循環させている。
- (d) 凍上用モールドはシース型熱電対を3箇所挿入可能な仕様(供試体下端より0.75, 2.18, 3.58cmの位置)となっており、試験中の供試体内の温度分布を計測できる。
- (e) 供試体に熱を与えるヒーター線とプローブ自身の温度を計測する熱電対で構成されるプローブを下部冷却盤に挿入することができ、供試体の熱伝導率をサーマルプローブ法<sup>6)</sup>で測定可能である。

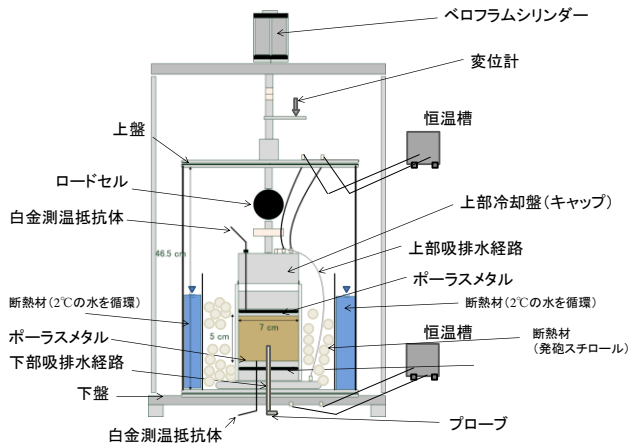


図 - 1 熱特性測定機能付凍上試験機

### 3. 試験方法

#### 3.1 試料

本研究では、豊浦砂、北海道苫小牧市で採取された火山灰質粗粒土(以下、柏原火山灰土)、北海道北見市で採取された風化火山灰質粘性土(以下、東陵土)の3種類の試料を使用した。各試料の物性値と粒度分布を表-1、図-2に示す。ただし、表中の $\rho_{dmax}$ 、 $\rho_{dmin}$ は、砂の最小密度・最大密度試験方法(JIS A 1224)から求めた。なお、柏原火山灰土は、多孔質な粒子で構成され、低応力下で粒子破砕することが知られている<sup>7)</sup>。また既往の研究より、豊浦砂と柏原火山灰土は、非凍上性の地盤材料であることがわかっており<sup>8)</sup>、東陵土は、凍上性が高い地盤材料であることがわかっている<sup>9)</sup>。

#### 3.2 試験方法

凍上試験は、地盤工学会基準の「凍上性判定のための土の凍上試験方法(JGS0172-2009)」に倣って実施した。まず、供試体は、豊浦砂と柏原火山灰土については相対密度が82%になるようにAP法により作製し、東陵土については最適含水比に調整した後1日養生し、所定の密度(1.7g/cm<sup>3</sup>)となるように、全断面ピストンで突き固めて作製した。この際、供試体の寸法が直径7cm、高さ5cmと小さいため、柏原火山灰土は4.75mmふるい通過分のみを使用した。また、東陵土の最適含水比32.5%と最大乾燥密度1.34g/cm<sup>3</sup>は、「突き固めによる土の締め固め試験(JIS A 1210)」のA-a法で求めた。供試体作製後、豊浦砂と柏原火山灰土の供試体については、通水により飽和度を90%以上に上昇させ、所定の上載荷重を載荷した。東陵土供試体については、上載荷重載荷後、通水により飽和度を80%以上に上昇させた。なお、本研究の上載荷重は、10kPa、5kPa、2.5kPaの3条件とし、東陵土のみ上載荷重100kPaの試験を追加して実施した。

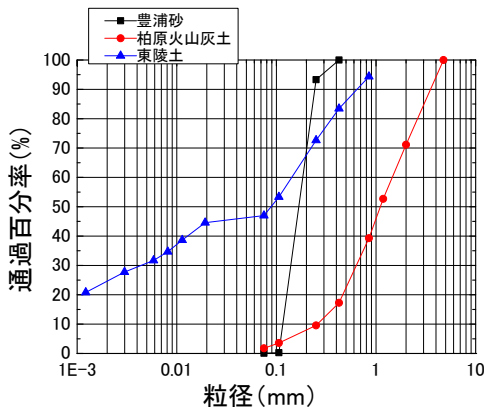


図 - 2 試料の粒度分布

表 - 1 試料の物性値

試料	豊浦砂	柏原火山灰土	東陵土
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.650	2.340	2.557
$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.650	0.620	1.168
$\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.350	0.462	0.843
$D_{50}$ (mm)	0.180	1.250	1.250
$F_c$ (%)	0.000	1.800	46.980

次に、供試体の凍結・融解は以下のように実施した。上部冷却盤と下部冷却盤の温度を恒温槽により 0℃に制御して供試体温度を一定にした。その後、上部冷却盤の温度を維持した状態で、下部冷却盤の温度を一気に下げた（サーマルショック）。サーマルショック終了後、下部冷却盤の温度を 0℃に近いマイナスの値に戻し、上部冷却盤の温度を 0～1℃に保ちながら、一定の勾配（豊浦砂と柏原火山灰土は温度降下速度 0.1℃/h、東陵土は温度降下速度 0.2℃/h）で下部冷却盤の温度を降下させた。この際、豊浦砂と柏原火山灰土については、凍結時に吸排水を自由にする開式条件のみの試験を行ったが、東陵土については、開式条件に加え、凍結時に吸排水を抑止する閉式条件の試験も行った。なお、開式条件における凍結時の吸排水は、供試体上部から行った。凍結終了後、上部・下部冷却盤の温度を 5℃に設定し融解を行った。融解時の吸排水は供試体両端から行った。本研究では、凍結終了と融解終了は、それぞれ変位量と吸排水量の経時変化が見られなくなったときとした。

表 - 2 試験条件

試料	上載荷重(kPa)	吸排水条件	熱電対
豊浦砂	2.5	開式	無
	5	開式	無
	10	開式	無
	2.5	開式	有
	10	開式	有
柏原火山灰土	2.5	開式	無
	5	開式	無
	10	開式	無
	2.5	開式	有
	10	開式	有
東陵土	2.5	開式	無
	5	開式	無
	10	開式	無
	100	開式	無
	2.5	閉式	無
	5	閉式	無
	10	閉式	無
	2.5	開式	有
	10	開式	有
	10	閉式	有

表 - 2 に、本研究で実施した試験条件の一覧を示す。一部の試験では、熱電対を供試体に挿し、供試体各部の温度変化を計測しながら凍上試験を行った。

#### 4. 凍上試験結果

図 - 4, 5, 6 に、上載荷重 5kPa、開式条件における豊浦砂、柏原火山灰土、東陵土の各凍上試験結果を示す。また、図 - 7 に、上載荷重 5kPa、閉式条件における東陵土の試験結果を示す。表 - 3 は、各試験の凍結膨張率、融解沈下率、凍上速度、凍結時の吸水量をまとめたものである。なお、各値は地盤工学会基準に基づき計算した。

##### 4.1 豊浦砂

図表から、上載荷重が異なっても試験結果には有意差は見られないこと、および凍結膨張率・凍上速度ともにほぼ 0 となっていることがわかる。このことから、豊浦砂は、上載荷重に依らず非凍上性を示す地盤材料であると判定できる。

##### 4.2 柏原火山灰土

図表から、上載荷重が 10, 5, 2.5kPa と小さくなるにつれ、凍結膨張率と凍上速度が大きくなることわかる。このため、上載荷重は、柏原火山灰土の凍結融解挙動に影響を及ぼすと考えられるが、上載荷重の大きさに依らず凍上速度の値は 0.1mm/h 未満であるため、凍上性は低いと判断される。なお、試験前後に行ったふるい分析から、図 - 3 に示すように、若干ではあるが上載荷重が小さいほど凍結融解により細粒分が増加することをわかる。

##### 4.3 東陵土

図表から、開式条件、閉式条件ともに、上載荷重が 10, 5, 2.5kPa と小さくなるにつれ、凍結膨張率と凍上速度が大きくなること、および同一上載荷重で比較すると上載荷重の大きさに依らず開式条件の凍結膨張率、凍上速度の方が閉式条件の値より 4～5 倍程度大きくなることわかる。このため、上載荷重は、東陵土の凍結融解挙動に強く影響すると考えられる。なお、試験条件に依らず凍上速度は 0.3mm/h 以上であるため、凍上性は高いと判断される。

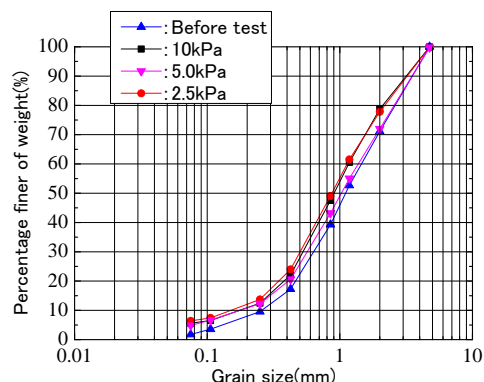


図 - 3 柏原火山灰土の試験前後粒度分布

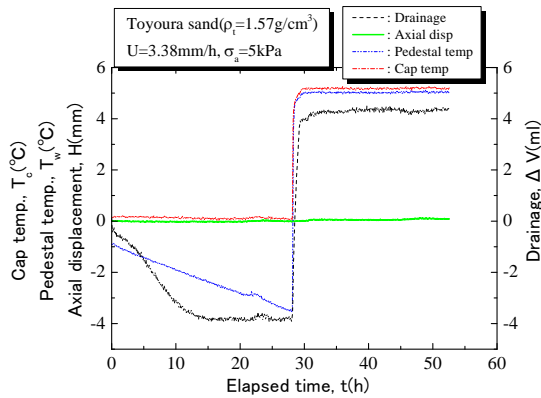


図 - 4 豊浦砂 (開式条件)

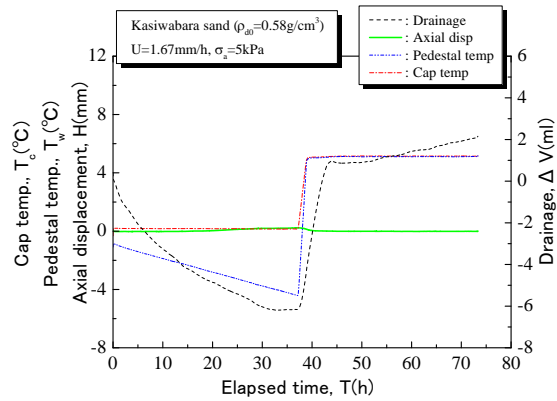


図 - 5 柏原火山灰土 (開式条件)

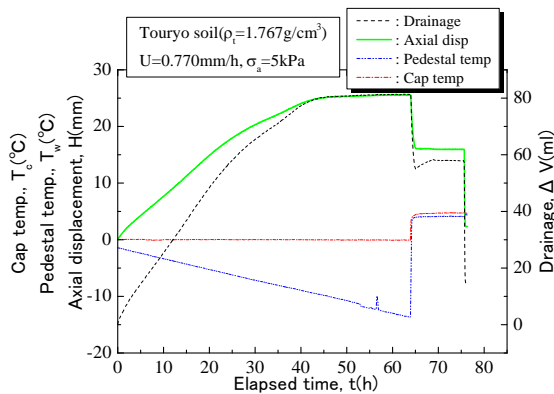


図 - 6 東陵土 (開式条件)

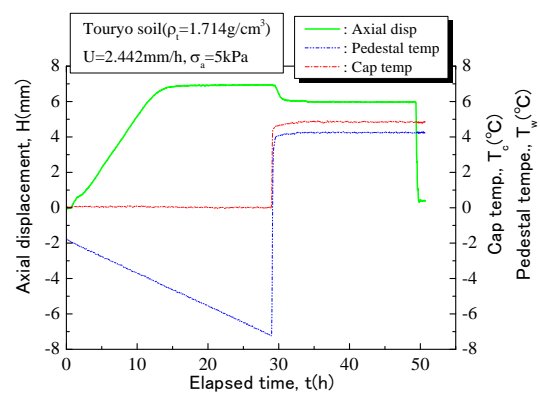


図 - 7 東陵土 (閉式条件)

表 - 3 試験結果

試料	上載荷重(kPa)	吸排水条件	凍結膨張率(%)	解冻沈下率(%)	凍上速度(mm/h)	凍結吸水量(ml)
豊浦砂	2.5	開式	-0.040	0.350	0.000	-3.700
	5.0	開式	-0.020	-0.039	0.000	-3.830
	10	開式	-0.062	1.627	0.000	-6.020
柏原火山灰土	2.5	開式	0.397	0.238	0.007	-6.440
	5.0	開式	0.179	0.358	0.007	-6.330
	10	開式	0.078	-3.397	0.004	-6.970
東陵土	2.5	開式	73.715	-12.669	0.727	107.200
	5.0	開式	55.796	-0.151	0.694	81.480
	10	開式	53.034	-0.707	0.638	79.880
	100	開式	10.494	-7.170	0.267	12.200
	2.5	閉式	15.722	-4.027	0.639	-
	5.0	閉式	14.486	-0.311	0.560	-
	10	閉式	14.159	0.593	0.531	-

## 5. 考察

### 5.1 凍上性に及ぼす影響

#### (1) 東陵土

図 - 8 は開式条件の試験結果について、図 - 9 は閉式条件の試験結果について、それぞれ凍結膨張率・融解沈下率・凍上速度に及ぼす上載荷重の影響をまとめたものである。開式条件の試験結果では、上載荷重の減少に伴い、凍結膨張率・凍上速度ともに増加しているが、閉式条件の試験結果では、凍上速度は増加しているものの、凍結膨張率の増加量は小さくほぼ一定である。また、開式条件と閉式条件の試験結果を比較すると、開式条件の凍結膨張率、凍上速度の方が閉式条件の値より全体的に大きく、上載荷重の増減に対するその増減率も高いことがわかる。この理由として、開式条件と閉式条件の吸排水条件の違いにあると考えられ



る。表 - 3 を見ると、開式条件では、上載荷重が減少するごとに凍結時の吸水量が増加しており、これが凍結膨張率、凍上速度の増加につながったと考えられる。他方、閉式条件では、供試体中の含水量のみを利用して凍結膨張するため、上載荷重が小さくなることにより凍上速度が増加しても、未凍結土部分からの吸水が制限されていることから凍結膨張率に有意差が現れなかったと考えられる。なお、東陵土は細粒分が多く比表面積が大きいため保水性が高いこと<sup>10)</sup>、および閉式条件では凍上現象が生じると凍結面への間隙水の移動に伴い未凍結土の飽和度が減少し、未凍結土の透水係数が低下することから、アイスレンズの成長に必要な間隙水の十分な供給が抑制されたと考えられる。以上の結果から、凍上性地盤材料で斜面が構成される場合、上載荷重が小さい表層地盤で、かつ開式条件に相当する水の供給が比較的容易な地下水位が高い状況下で、凍上量は増大するため、より表層崩壊が生じ易くなることがわかる。

## (2) 豊浦砂・柏原火山灰土

豊浦砂と柏原火山灰土はともに非凍上性地盤材料ながら、凍結融解挙動が異なった。豊浦砂は上載荷重が増減しても試験結果に変化はないが、柏原火山灰土は上載荷重が小さくなるにつれ、凍結膨張率と凍上速度が大きくなり、凍上性が高まることがわかる。また、図 - 10 は柏原火山灰土の上載荷重 2.5kPa・開式条件の試験結果である。図を見ると、凍結中に排水から吸水に転じており（図中の赤丸部分）、図 - 5、図 - 6 の東陵土の試験結果と同様の現象が確認できる。このため、凍上速度は 0.1mm/h 未満と凍上性については低いと判定されるものの、上載荷重が小さい場合には、柏原火山灰土で凍上現象に見られる凍結時の吸水現象が生じると考えられる。以上のような豊浦砂と柏原火山灰土の凍結挙動の違いを与える因子として、細粒分含有率があげられる。細粒分含有率は凍上現象の発生に影響を与えるとされており<sup>11)</sup>、凍上性地盤材料の東陵土は 46.98% となっている。これに対し、豊浦砂は 0%、柏原火山灰土は 1.8% と大差はないが、多少とも細粒分が含まれることで、条件によっては凍上が発生すると考えられる。なお、図 - 7 に示したように、柏原火山灰土では、凍結融解に伴う粒子破砕により細粒分が増加したが、試験中に細粒分が増加することで、より凍上が生じやすくなったと考えることもできる。

一方、豊浦砂と柏原火山灰土の凍結前の体積含水率、凍結時の排水量を比較して、表 - 4 に示す。両表を比較すると、柏原火山灰土の排水量は同じ試験条件の豊浦砂の約 2 倍である。ただし、豊浦砂と柏原火山灰土は凍結前の通水により初期飽和度 90% 程度に設定しているが、同表に示すように豊浦砂の体積含水率は同一試験条件の柏原火山灰土の体積含水率の半分程度となっており、体積含水率の差が凍結時の排水量の違い

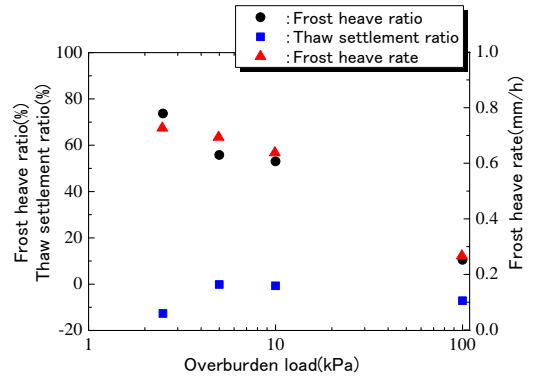


図 - 8 東陵土試験（開式条件）

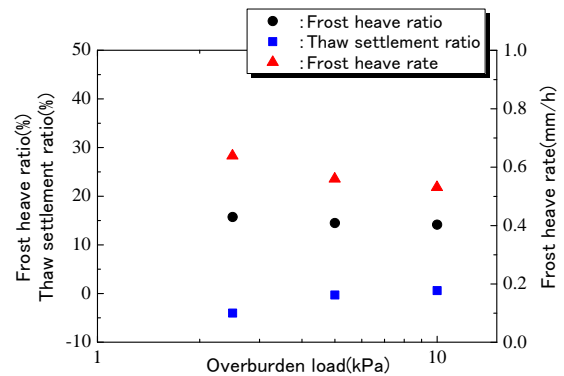


図 - 9 東陵土試験（閉式条件）

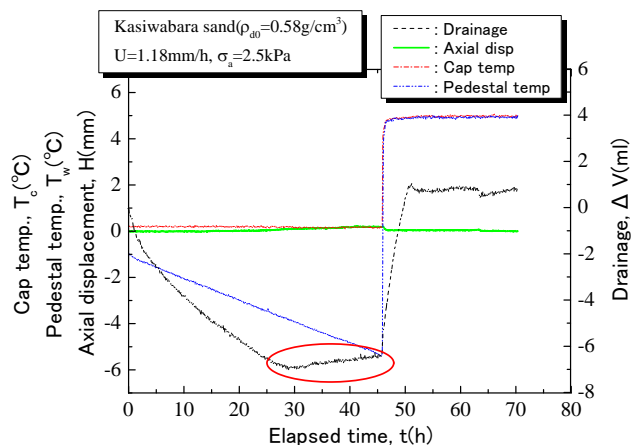


図 - 10 柏原火山灰土（開式条件・2.5kPa）

として現れたと考えられる。そこで、柏原火山灰土の体積含水率が豊浦砂の体積含水率に一致するように、体積含水率を変化させた割合だけ排水量も比例変化すると仮定して補正すると、表 - 5 のように豊浦砂より柏原火山灰土の排水量が小さくなった。この理由として、豊浦砂と柏原火山灰土の飽和度 90% 時の不飽和透水係数を比べた場合、柏原火山灰土の不飽和透水係数は豊浦砂より 10 倍小さく、凍結時に供試体中の間隙水を柏原火山灰土の方が排水し難いことがあげられる<sup>12)</sup>。この両試料の透水性の違いにより、

表 - 4 凍結時排水量

試料	上載荷重(kPa)	凍結前	凍結時排水量(ml)
豊浦砂	2.5	0.332	3.70
	5.0	0.365	3.83
	10	0.369	6.02
柏原火山灰土	2.5	0.676	6.44
	5.0	0.675	6.33
	10	0.664	6.97

表 - 5 修正凍結時排水量 (柏原火山灰土)

試料	上載荷重(kPa)	凍結前 $\theta$	凍結時排水量(ml)
柏原火山灰土	2.5	0.354	3.37
	5.0	0.354	3.32
	10	0.356	3.65

、柏原火山灰土では、凍結に伴う間隙水の排出に時間を要し、凍結前に供試体外に排水されなかった間隙水が凍結膨張に供されたため、豊浦砂より凍結膨張率、凍上速度ともに大きくなったと考えられる。

## 5.2 温度変化に及ぼす影響

図 - 11～図 - 14 は、熱電対を供試体に挿し、供試体各部の温度変化を計測しながら凍上試験を行った結果を、試料毎あるいは計測位置毎 (東陵土の  $h=2.18\text{cm}$  および  $h=3.58\text{cm}$  の計測位置) に、異なる試験条件 (開式・閉式, 上載荷重) で比較したものである。なお、図 - 11～14 は凍結過程の温度変化を示している。

図 - 11 より、東陵土については、開式条件の場合、供試体温度変化の経時変化に上載荷重による結果の違いは見られないが、開式条件と閉式条件の計測結果を比べると、上載荷重が同じでも開式条件の温度変化の方が閉式条件よりも緩やかであり、吸排水条件の違いにより供試体温度の経時変化に違いが出るのがわかる。同様な傾向は、供試体内の温度計測位置が異なる図 - 12 でも確認できる。ただし、図 - 12 では、上載荷重が異なると供試体温度変化の経時変化にも若干違いが現れており、この点が図 - 11 と異なる。このような

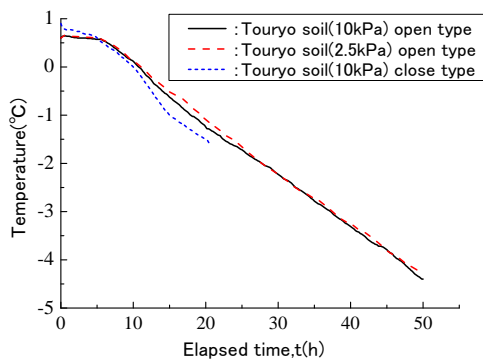


図 - 11 供試体温度の変化 (東陵土,  $h=2.18\text{cm}$ )

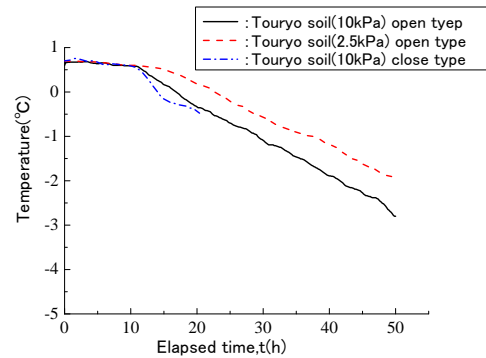


図 - 12 供試体温度の変化 (東陵土,  $h=3.58\text{cm}$ )

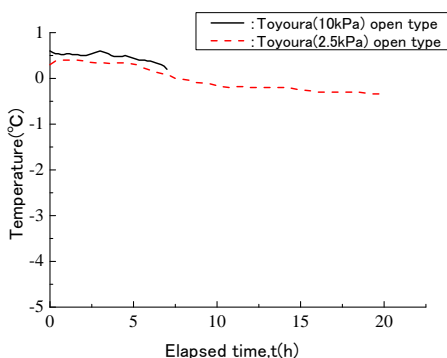


図 - 13 供試体温度の変化 (柏原火山灰土,  $h=3.58\text{cm}$ )

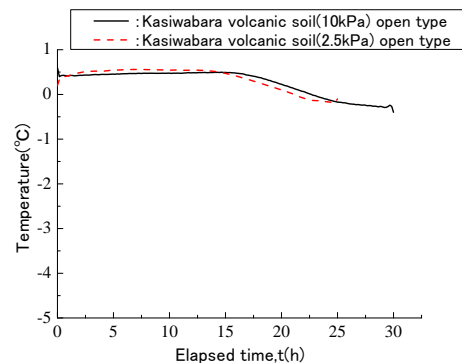


図 - 14 供試体温度の変化 (豊浦砂,  $h=3.58\text{cm}$ )

試験結果が得られた理由は、まず、開式条件では、凍結に伴う吸水による含水比の増加が大きく、供試体の熱容量が増加し、経過時間に対する温度勾配が小さくなったものと推定される。また、凍結時はキャップ側から吸排水を行っているため、供試体上部 ( $h=3.58\text{cm}$ ) では供試体中部 ( $h=2.18\text{cm}$ ) より吸水による含水量変化は大きいと考えられる。他方、上載荷重の減少に伴い凍上性は高まるため、上載荷重  $2.5\text{kPa}$  では上載荷重  $10\text{kPa}$  より吸水量が多くなる。含水比の増加に伴って熱容量も増加することから、開式条件の場合、供試体上部では供試体温度の経時変化に上載荷重による違いが現れたと考えられる。なお、以上のことから、上載荷重が小さい場合、開式条件では経過時間に対する温度勾配がより小さくなり、その結果、凍結終了時間が遅くなり、より凍上に伴う吸水が生じる可能性がある。

一方、図 - 13 および図 - 14 より、柏原火山灰土と豊浦砂については、供試体温度の経時変化に上載荷重による違いはほとんど認められない結果となった。これは、豊浦砂、柏原火山灰土のような非凍上性地盤材料では、東陵土のような凍上性地盤材料と異なり、凍結時の吸水に伴う含水比の増加がないことから、熱特性も変化しないためであると推定される。

### 5.3 高志の式の適用性の検証

本研究で得られた東陵土の上載荷重  $2.5\text{kPa}$ 、 $5\text{kPa}$ 、 $10\text{kPa}$  における試験結果を用いて、吸排水条件毎に高志の式を適用し、以下のような凍結膨張量の推定式を得た。

(1) 高志の式 (開式条件)

$$\xi = 44.1 + \frac{1}{\sigma}(-63.7 + \frac{115.1}{\sqrt{U}}) \quad (2)$$

ここで、 $\xi$  : 凍結膨張率 (%),  $\sigma$  : 上載荷重 (kPa),  $U$  : 凍結速度 (mm/h)

(2) 高志の式 (閉式条件)

$$\xi = 13.5 + \frac{1}{\sigma}(14.9 - \frac{14.8}{\sqrt{U}}) \quad (3)$$

低土被り圧下における高志の式の適用性について検討するため、式(2)および式(3)による推定結果と試験結果の比較を、開式条件については図 - 15 に、閉式条件については図 - 16 にそれぞれ示す。図から、高志の式による推定結果は、吸排水条件の違いに関わらず、凍上試験から得られた東陵土の凍上量の土被り圧依存性をよく表現していることがわかる。このため、式(2)を用いて、逆に高志の式の適用範囲である上載荷重  $100\text{kPa}$  ・開式条件における東陵土の凍結膨張率を予測した。その結果、凍結膨張率  $44.41\%$  が式(2)より得られたが、これは、同試験条件における凍上試験で得られた凍結膨張率  $10.49\%$  (表 - 3) よりもかなり大きい。このことは、前述した高志の式の傾向と一致するものであり、低上載荷重の試験結果を用いて実験定数を回帰した高志の式を上載荷重  $100\text{kPa}$  程度の範囲まで拡張して用いること、あるいは、上載荷重  $100\text{kPa}$  以上の試験結果を用いて導出した高志の式を低土被り圧の凍上量予測に用いることが、予測精度の観点から難しいということを改めて示す結果である。以上のことから、表層地盤のような低土被り圧下において地盤の凍上量を高志の式を用いて推定するには、実験定数の決定方法と適用可能な上載荷重の範囲に充分配慮する必要

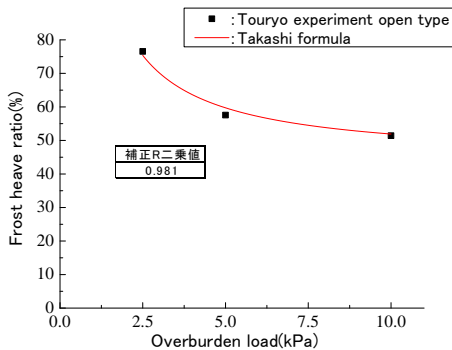


図 - 15 高志の式による推定結果 (開式条件)

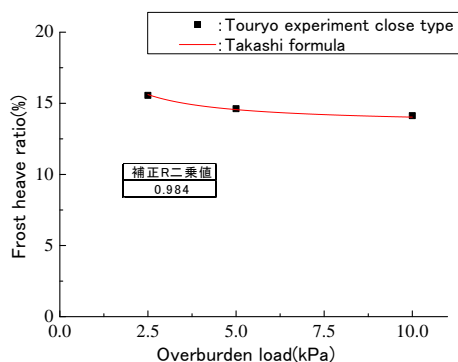


図 - 16 高志の式による推定結果 (閉式条件)

がある。

## 6. まとめ

本研究のまとめを以下に示す。

- ① 非凍上性の地盤材料であっても、豊浦砂のように上載荷重にかかわらず凍上試験結果に差がでない地盤材料、柏原火山灰土のように上載荷重が小さくなるにつれ、凍上性が高まる地盤材料がある。また、非凍上性であっても、凍結時に凍上現象で見られる吸水が発生する場合がある。
- ② 東陵土のような凍上性の地盤材料は、上載荷重の影響を大きく受け、上載荷重が小さいと凍上性が大きく高まる。また、上載荷重が小さいほど熱容量が増加し温度低下の割合が小さくなるなど、上載荷重により地盤材料の熱特性も変化する。
- ③ 表層地盤のような低土被り圧下における凍結膨張率の予測に高志の式を適用する場合には、実験定数の決定方法と適用範囲に充分配慮する必要がある。

今後、高志の式の代わりとなる低土被り圧下における凍上量予測式を導き、表層地盤の斜面崩壊を予測するには、表層地盤に相当する上載荷重条件でより多くの試料について試験を行い、試験結果の蓄積を図る必要がある。

**謝辞：**本研究の一部は平成23年度～平成26年度科学研究費補助金（基盤研究(B)，課題番号：23360201，研究代表者：石川達也）の交付を受けて実施されたものである。

## 参考文献

- 1) 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，2009.
- 2) 高志 勤，益田 稔，山本 英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度，有効応力の影響に関する研究，雪氷，Vol36，No.2，pp.1-20，1974.
- 3) 川端 伸一郎，佐藤 厚子，石川 達也：凍結指数の地域分布および年代特性に関する考察，地盤工学会北海道支部技術報告集第53号（印刷中），2013.
- 4) Aldrich, H.D.J.: Frost penetration below high way and airfield pavement, Highway Research Board, Bulletin, 135, pp.124-149, 1956.
- 5) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.226-258，2009.
- 6) 畢春蕾，鈴木輝之ら：凍上対策に用いる粒状材料の熱伝導率，土木学会論文集，No.785/III 70，83-92，2005.3
- 7) 三浦 清一，八木 一善，川村 志麻：北海道火山灰粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎，土木学会論文集，No.547/III-36，pp.159-170，1996.
- 8) 石川 達也，所 哲也，伊藤 康平，三浦 清一：柏原火山灰土の不飽和力学特性に及ぼす凍結融解作用の影響，第44回地盤工学会発表会，pp.685-686，2009.
- 9) 中村 大，鈴木 輝之，山下 聡ら：凍結融解過程における水分挙動と透水性の変化，地盤工学会北海道支部技術報告集第50号，pp.89-96，2010.
- 10) 所 哲也，白井 翔也ら：砂およびシルトの熱伝導率の水分依存性，地盤工学会北海道支部技術報告集第53号（印刷中），2013.
- 11) 菅原 淳，赤川 敏，岩花 剛，佐藤 大輔：細粒分を含む単粒度碎石の凍上挙動，第43回地盤工学会発表会，pp.1005-1006，2008.
- 12) 所 哲也：凍結融解作用を受ける地盤の浸透特性の評価手法の構築に関する研究，北海道大学博士論文，2011.

北海道工業大学 国際会員 ○川端伸一郎  
寒地土木研究所 国際会員 佐藤 厚子  
北海道大学大学院 国際会員 石川 達也

## 1. はじめに

寒冷地における構造物の設計では、地盤凍上の影響を考慮しなければならないことが多く、凍上が問題となる場合には、置換工法などの凍上対策工法を設計に加味する必要が生じる。ここで、凍上対策工法の設計に不可欠な検討項目が凍結深さの推定である。凍結深さの推定には、地盤の熱定数とマイナスの熱量に相当する定数（凍結指数）が必要になるが、前者の熱定数は対象となる地盤の固有値として定まるのに対し、気象パラメータである凍結指数は、年度や地理的な要素によっても変動するため、その決定には幾つかの問題が残されている。

また、凍結指数に関しては単なる設計数値としての扱いに限らず、近年の地球温暖化の影響と思われる極端な気候変動も視野に入れることが重要であり、今後に想定される寒冷地独自の地盤災害に対する危機管理にも繋がる内容が含まれると考える。

そこで本研究は、全国の寒冷地域で観測された気象データを用いて凍結指数を求め、地域分布や年代特性、未知点推定のための標高補正法などについて検討することを目的とした。

## 2. 凍結深さ推定と凍結指数

一次元凍結における凍結深さの推定には、一般に次式の修正Berggren式（Aldrich式）<sup>1)</sup>が用いられる。

$$Z = \lambda_c \sqrt{\frac{172800\lambda F}{L_w}} \quad (1)$$

$Z$ : 凍結深さ (m),  $F$ : 凍結指数 ( $^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ ),  $\lambda$ : 凍結時と未凍結時の平均熱伝導率 ( $\text{W/m} \cdot \text{K}$ ),  $L_w$ : 凍結潜熱 ( $\text{J/m}^3$ ),  $\lambda_c$ : 融解パラメータと熱比で表される係数

ここで、式(1)を土の熱的性質の項と熱量の項にまとめると次式になる。

$$Z = C\sqrt{F} \quad (2)$$

$C$ : 土質による係数 (2~5程度)

すなわち、地盤の凍結深さは凍結指数の関数で表されることになる。凍結指数はマイナスの熱量の項であり、地域ごとの寒さのレベルを示す気象パラメータである。凍結指数は、図-1に示すように日平均気温を累積していき数値が減少する期間（日平均気温がマイナスの期間）の累積幅から求められる。なお、凍結指数は絶対値で表示され、凍結指数が求められるまでの日数を凍結期間と呼ぶ。

例えば、ある年度の凍結深さを算出するのであれば、地盤情報（熱定数が推定可能な情報）と気温データから解析が可能である。しかし、凍上対策を考える際には、特定年度の凍結指数ではなく、年変動を考慮した凍結指数の決定が必要である。これは再現確率と称される確率統計問題である。

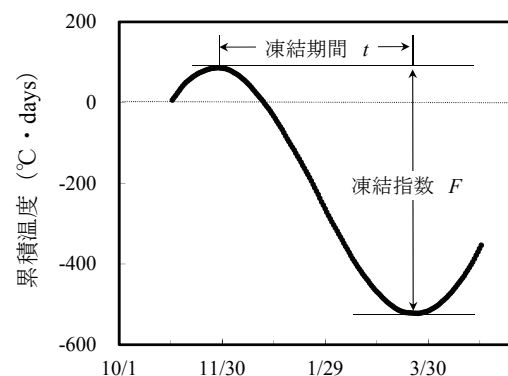


図-1 凍結指数と凍結期間の定義

舗装設計施工指針<sup>2)</sup>には、凍結指数の確率分布を対数正規分布と仮定した次式のような $n$ 年確率凍結指数の推定方法が示されている。

$$\log X = \sigma_0 \cdot \xi + \log X_0 \quad (3)$$

$X$ :  $n$ 年確率凍結指数,  $\sigma_0$ : 標準偏差,  $\xi$ : 確率年数に対する係数,  $X_0$ : 凍結指数の平均値

これは下限値を設定しない最も簡易な標準偏差と平均値による2母数対数正規分布式であるが、筆者らが過去に行った検討では、凍結指数は単一の確率分布を持たない性質であることが指摘されている<sup>3)</sup>。

### 3. 解析データと解析手法

#### 3.1 アメダス (AMeDAS) および気象台データと頻度解析手法

アメダスは、1976年から本格的に稼働を始めており、2012/4現在、国内約850地点で気温観測を継続している。また、気象台観測の気温データは、1961年から入手が可能である。本研究では、より長期間のデータを用いることを前提とし、アメダスと気象台で同一地点名がある場合には、気象台データを優先した。

本研究は、寒冷地の気象特性を扱うものであり、国内全域が解析の対象とならないことから、解析対象エリアを北海道および東北6県と東北以南では2005年度に凍上災認定<sup>4)</sup>を受けた10県と定めた。

表-1は、解析に用いたデータ数を地域別にまとめたものである。なお、解析には、25年分以上未欠損で連続している451地点(483地点中)のデータを用いた。これは、20年分以下の少ないデータ量で凍結指数を推定すると、特異な年度の影響を強く受けるためである<sup>3)</sup>。

つぎに、451地点の中には、凍結指数が得られない、すなわち日平均気温が一年を通じてマイナス気温にならない温暖な地点も含まれている。そのため、凍結指数が算出できない地点は解析から除外しており、実際の解析データ数は416地点(451地点中)となる。

さらに、確率年数の算出(頻度解析)を行う際には、ある程度の年度間隔で凍結指数が得ら

表-1 解析データの地域別一覧(アメダス及び気象台)

エリア	地域名	現稼働観測点数	解析データ数		
			25年連続観測点数	寒冷地点数( $F>0$ )	頻度解析対象地点数( $F_{10}>100$ )
北海道	道北	45 (5)	41	41	41
	道央	31 (5)	29	29	29
	道東	61 (7)	56	56	56
	道南	35 (5)	32	32	32
	小計	172 (22)	158	158	158
東北	青森	22 (4)	22	22	22
	秋田	25 (1)	24	24	20
	岩手	33 (3)	32	32	29
	宮城	19 (2)	17	17	9
	山形	21 (3)	19	19	14
	福島	30 (4)	29	29	19
	小計	150 (17)	143	143	113
東北以南	栃木	14 (2)	14	13	4
	群馬	13 (1)	13	9	5
	長野	30 (5)	28	28	26
	山梨	10 (2)	10	9	3
	岐阜	23 (2)	23	16	9
	新潟	29 (3)	26	21	4
	富山	10 (2)	9	8	0
	石川	11 (2)	9	5	0
	福井	10 (2)	9	3	0
	鳥取	10 (3)	9	3	1
小計	160 (24)	150	115	52	
合計	483 (63)	451	416	323	

現稼働観測点：2012/4/30 現在、稼働中の観測点  
( )：気象台観測点 内数に含む  
25年連続観測点：未欠損25年以上のデータ観測点  
寒冷地点数：解析データ期間で凍結指数が算出できた地点数  
頻度解析対象地点数：10年確率凍結指数が100℃・daysを超える地点数



れないと特異な解析結果となる。このような理由から、頻度解析に用いる地点の抽出条件を10年確率凍結指数  $F_{10}$  で  $100 \text{ }^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ 以上とした。ちなみに、 $F_{10} = 100 \text{ }^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ で想定される凍結深さは、土質によって異なるが30cm程度であり、凍上問題を扱う上では無視できるレベルである。このような抽出条件にすると、解析データ数は323地点となる。

前述したように、過去の検討で凍結指数は単一の確率分布を持たない性質であることが指摘されている。本研究では、これまでの知見を基に、データ期間の延長（2012/4まで）および確率分布モデルを追加（既往研究の5種類から6種類に増加）して頻度解析を行った。用いた確率分布モデルは、極値I型分布（Gumbel分布）、極値II型分布（Frechet分布）、極値III型分布（Weibull分布）、正規分布、対数正規分布（2母数）、対数正規分布（岩井法）であり、最適適合分布の決定にはSLSC<sup>5)</sup>（この値が小さいほど適合性が高いと判断される）を用いた。なお、各確率分布関数については、文献3)を参照されたい。

図-2は、各確率分布モデルの適合度判定の一例である。この例では、SLSCによって正規分布が最適適合として選出される。同様の解析を全国323地点で行い最適適合分布の選出割合を求めた（図-3）。同図から極値I型分布と対数正規分布（岩井法）の選出割合が高く、従来から用いられてきた対数正規分布（2母数）の選出割合が極めて低いことが分かる。また、極値I型分布は本州エリアに限定された選出であり、逆に対数正規分布（岩井法）は北海道エリアが大部分を占めている。すなわち、凍結指数の発生確率は地域によって特性が異なるものである。

以上のように、凍結指数は地域特性が強く、単一の確率分布を持たない性質である。そのため、 $n$ 年確率凍結指数の算出には、本来であれば図-2のような解析が必要となる。しかし、この手法は極めて煩雑な計算を必要とすることから、本研究では簡便法によって $n$ 年確率凍結指数を求めることとした。簡便法とは、図-4に示すように確率分布関数を用いずGumbel確率紙上での上位1/3データによる回帰式から $n$ 年確率凍結指数を求める手法である。なお、その推定精度については既往研究によって信頼性が確認されている<sup>3)</sup>。

### 3.2 道路テレメータの気温データ

道路管理のために設置されたテレメータでは、大部分で気温観測を行っている。気温観測をしている道路テレメータは、表-2に示すように道内229地点あり、1997年以降であれば欠損などを精査したデータを入力

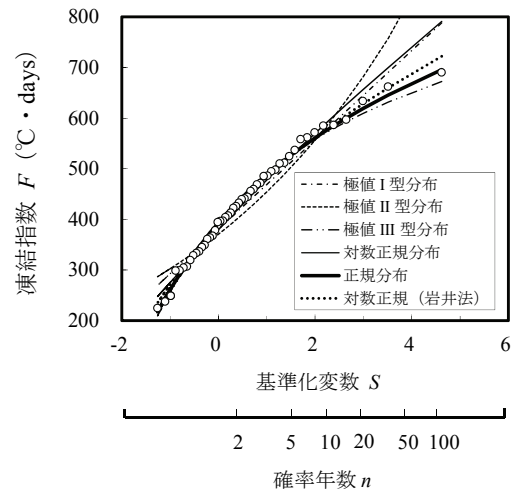


図-2 各確率分布モデルの適合度判定

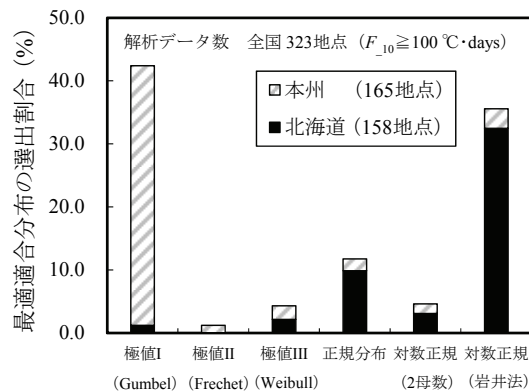


図-3 頻度解析における最適適合分布の選出割合

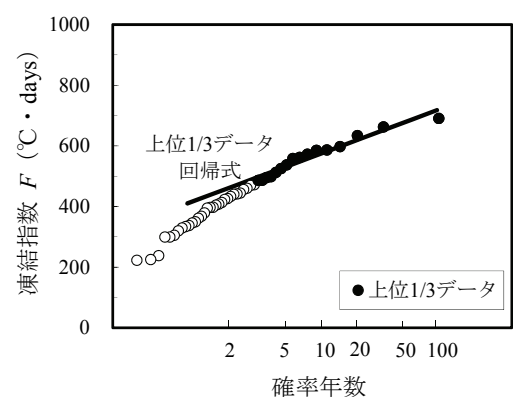


図-4 簡便法による  $n$  年確率凍結指数の算出法<sup>3)</sup>

可能である。表-1 に示したように、北海道はアメダスや気象台により 158 地点で凍結指数の算出が可能であるが、このような観測点は主に市街地に設置されたものである。一方で道路テレメータは、環境の厳しい高標高地での観測点も多いことが特徴である。図-5 は、アメダス（気象台も含む）とテレメータの標高分布である。アメダスは 600m 級の標高が最大で、300m 以上になると地点数も激減するのに対して、テレメータは 1000m 級の標高データを含み、300m 以上の地点も多く存在する。本研究では、テレメータの観測点 229 地点のうち、アメダスなどの観測数が少ない標高 300m 以上の地点（53 地点）を対象に凍結指数を求め、高標高地の凍結指数の特徴を調べた。さらに、テレメータの値を真値として、周辺アメダスデータによる高標高地の凍結指数推定（標高補正法）についても検討を加えた。

#### 4. 凍結指数の地域分布と寒冬の年代特性

簡便法によって求めた全国 323 地点の 10 年確率凍結指数をエリアに分類し、その割合を図-6 に示した。また、同図には式(2)から得られる理論最大凍結深さ<sup>9)</sup>を併記した。図-6 より、10 年確率凍結指数が 400 °C・days 以下は、東北および東北以南の本州エリアにほぼ限定される値であり、理論最大凍結深さで 100cm 以内に生じる凍上問題である。一方で 800 °C・days 以上は、理論最大凍結深さが 150cm 以上となる北海道エリア限定の問題であり、改めて北海道が国内で特異な寒冷環境にあることを再認識できる。

北海道では、直近で 2000 年度に凍上災の認定を受けた記録が残っている<sup>4)</sup>。凍上災の認定を受けるには 10 年確率凍結指数以上の寒冬であることが目安となるが、寒冬の規模は不明である。そこで、北海道 158 地点について各年度の凍結指数の確率年数を求めた(図-7a)。この関係から、過去 50 年間で北海道において、どのような規模と頻度で寒冬があったかを知ることができる。凍上災の認定を受けた 2000 年度に着目すると、地点によっては 50 年確率以上の寒冬であったことが分かり、平均値(図-7b)でも約 25 年の確率年数に相当している。また、2000 年度以降は温暖傾向が続いていたが、昨年 2011 年度は 2000 年度以降で最大の寒冬年であった。図-7 を概観すると厳しい寒冬年の前後は、段階的な寒冬年が続く傾向がみられることから、ここ数年は寒冬に備えた施設管理(防災点検)などが重要と考える。さらに、図-7b から北海道は、従来から設計で多用している 10 年確率規模に相当する寒冬の頻度が少なく、一旦寒冬になると 20 年確率以上の規模であることが明らかである。したがって、今後設計に用いる確率年数についても議論が必要であると考えられる。

表-2 解析データ一覧(道路テレメータ)

建設部区分	現稼動測点数	標高 ≥ 300m の測点数
札幌	32	9
函館	24	2
小樽	22	4
旭川	20	9
室蘭	24	4
釧路	29	7
帯広	26	9
網走	24	8
留萌	14	1
稚内	14	0
合計	229	53

現稼動測点：2012/4/30 現在

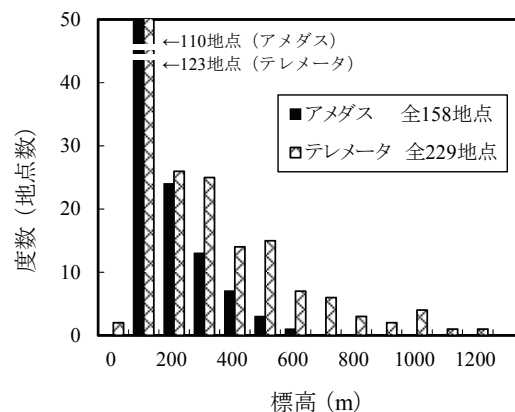


図-5 アメダスとテレメータの標高分布

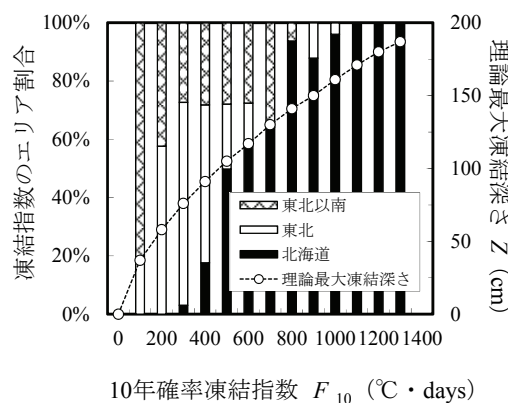


図-6 凍結指数の地域割合と理論最大凍結深さの関係

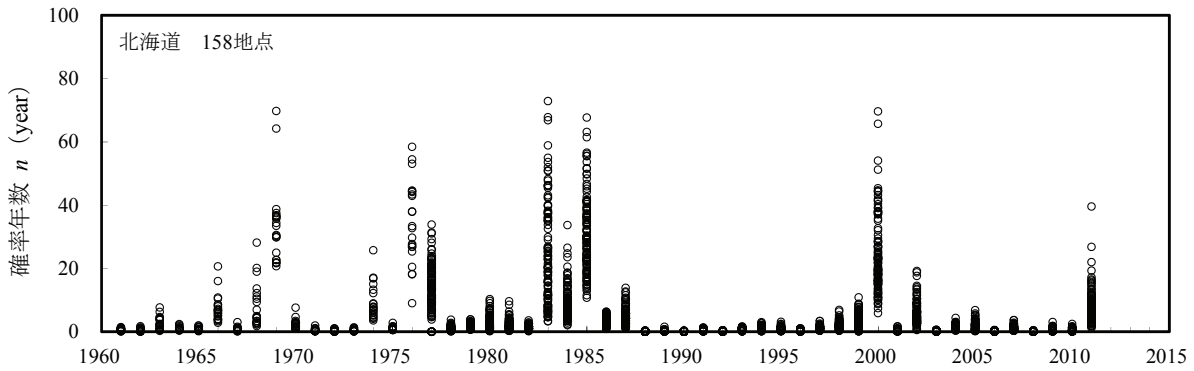


図-7a 北海道における寒冬規模の年推移（全データ表示）

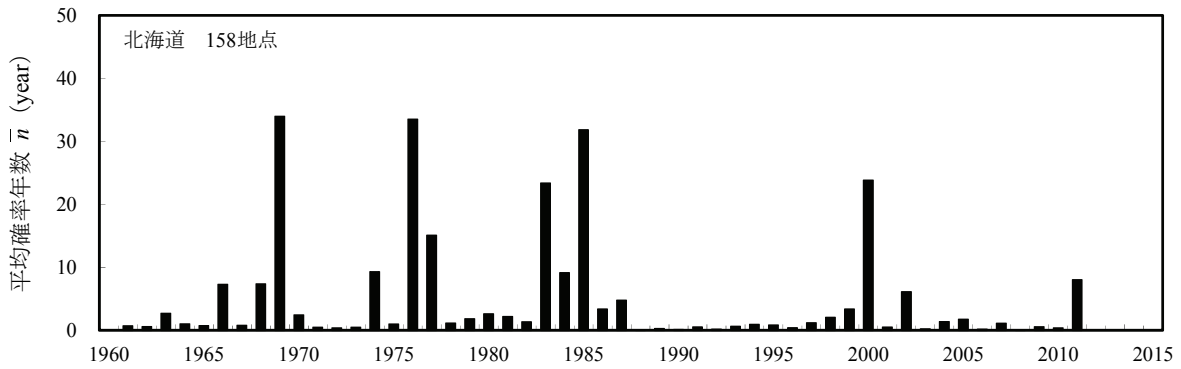


図-7b 北海道における寒冬規模の年推移（平均値表示）

つぎに、図-7a で求めた各地点の確率年数を地域で4分類（道南，道央，道北，道東）して，北海道全体の平均値と比較した（図-8）. 目立った傾向はみられないものの，道南はやや小さめの確率年数を示し，道央と道北は平均的で，道東がやや大きめの確率年数であることが分かった. 地域によって寒冬の傾向が異なることは興味深いが，設計などに反映するほどの明確な差異ではないと考えられる.

### 5. 高標高地の凍結指数と未知点の凍結指数推定法

図-9 は，アメダス(158地点)と標高300m以上の道路テレメータ(53地点)から算出した10年確率凍結指数の分布である. なお，テレメータのデータは1997年度～2011年度までの14年分である. このデータ量は頻

度解析に適する最少データ量(推奨20年以上)をやや下回るが，寒冬年の2000年度や2011年度のデータが含まれていることから，ほぼ適切な値が得られていると判断している. 同図に示したように，アメダスによる凍結指数の最大値は，陸別の1237℃・daysである. 各種資料等<sup>6)</sup>で公表されている凍結指数をみると，この規模の値が国内最大レベルと考えられがちである. しかし，テレメータで観測された高標高地の凍結指

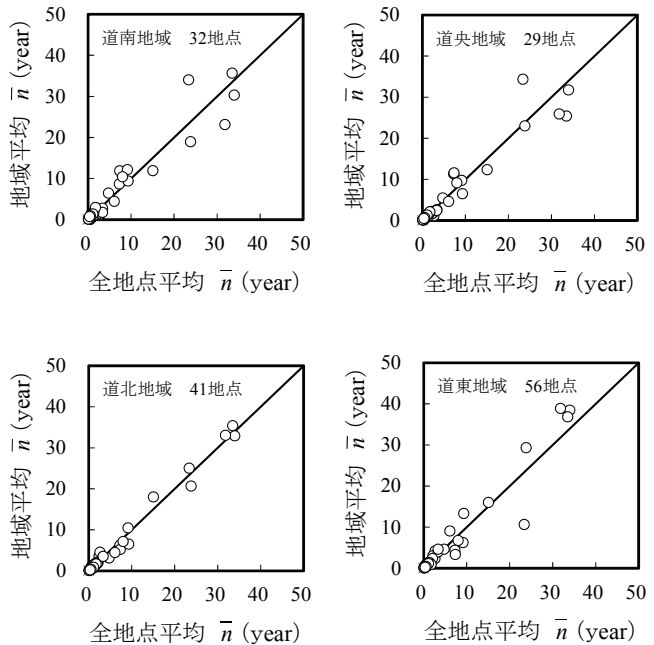


図-8 地域別の寒冬特性

数は、これを大きく上回り、最大値は三国（標高1144m）の1650℃・days、これに次ぐ石北峠（標高990m）では1615℃・daysを示す。これ以外にも高標高地では、極めて大きな凍結指数を示しており、凍結指数に応じた適切な対応を取らなければ、これまでに経験の無い凍上被害に見舞われる恐れも否定できない。

アメダスなどの観測点は市街地に集中しており、郊外地で凍結指数を決めようとする近傍の観測点データを流用することが多い。このような場合、既知点と未知点の距離的な限界などが懸念されるが、現時点では特定の手法は提案されていない。さらに、2点間の距離以外にも両地点に標高差がある場合には、標高に応じた補正が必要となる。舗装設計施工指針<sup>2)</sup>には、未知点の標高補正法として次式が示されている。

$$F_e = F_k + \frac{0.5t_k(H_e - H_k)}{100} \quad (4)$$

$F_e$  : 未知点の凍結指数 (℃・days),  $F_k$  : 既知点の凍結指数 (℃・days),  $t_k$  : 既知点の凍結期間 (days),  $H_e$  : 未知点の標高 (m),  $H_k$  : 既知点の標高 (m)

上式は、標高100mあたり0.5℃温度が低下するとして標高差のみで凍結指数を推定するものである。当然、2点間の距離は考慮されない。本研究では、テレメータの高標高地データを利用して、近傍アメダスデータからの凍結指数の推定を試みた。この検討では、テレメータの観測点を未知点と設定し、近傍アメダスデータ（既知点）から各種の手法で未知点の凍結指数を推定することとした。この際の真値は、実測されたテレメータの凍結指数である。図-10は、今回の検討で用いたデータの位置関係である。テレメータの観測点から直線距離（緯度経度から算出）で近傍10地点のアメダスデータを抽出し、各点間の距離 $L$ と標高差 $H$ を求めている。図-11は、式

(4)を用いて近傍10地点のデータから標高差のみで凍結指数を推定した場合の距離と誤差の関係である(1地点で解が10個×地点数53)。この関係から、距離が離れるに従い、真値との誤差が大きくなる様子がみられ、最大で±400℃・days以上の誤差となる場合もある。さらに、10km圏内でも±200~300℃・daysの誤差となる点も確認できることから、1測点で標高差のみから凍結指数を推定することは、極めて困難であるといえる。

1測点からの推定法には限界がみられたことから、複数の測点を利用した二次元的な推定法について検討した。このような面的な内挿法は複数の手法が存在するが、本研究では最も簡易な手法として距離を重みとした面内挿法を用いた(式(5))。なお、 $F_e'$ は測点数 $n$ を近傍2~10地点の9パターンに変化させて求めた。

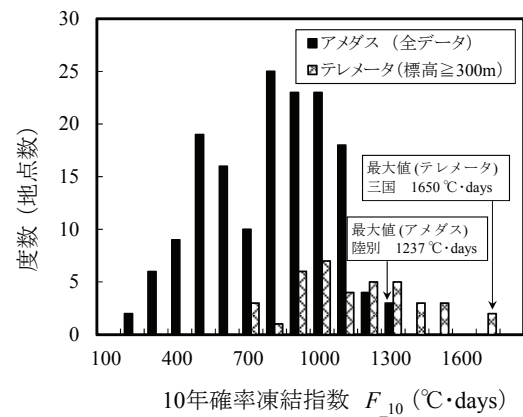


図-9 アメダスとテレメータの凍結指数分布

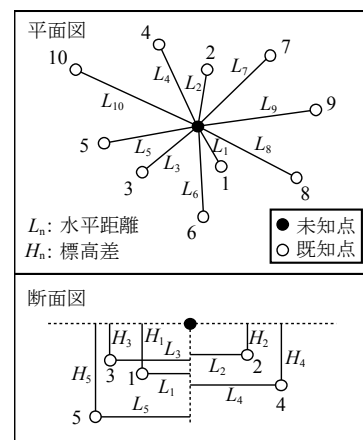


図-10 標高補正に用いたデータの位置関係

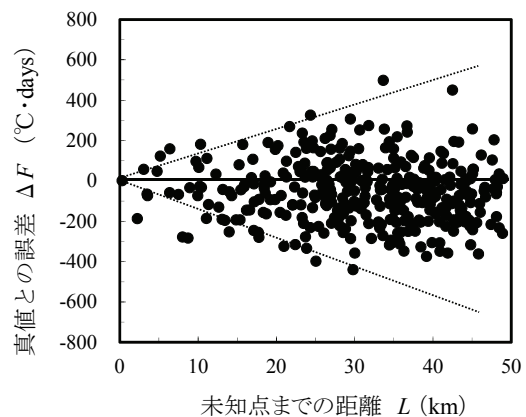


図-11 1測点補間による距離と誤差の関係

$$F_e' = \frac{F_1'/L_1 + F_2'/L_2 + \dots + F_n'/L_n}{1/L_1 + 1/L_2 + \dots + 1/L_n} \quad (5)$$

$F_e'$ : 標高0の未知点の凍結指数 ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ),  $F_n'$ : 標高0の既知点の凍結指数 ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ),  $L_n$ : 未知点と既知点の距離

ここで、標高0の値を用いているのは、個々の地点が三次元的な位置関係にあるためである。 $F_n'$ は式(4)に $H_e=0$ を代入することで求められる。また、式(5)で求まる未知点の凍結指数は、標高0における推定値であるため、実際の標高点の値とするには、次式により改めての標高補正が必要となる。

$$F_e = F_e' + \frac{0.5 \cdot t_e \cdot H_e}{100} \quad (6)$$

$F_e$ : 未知点の凍結指数 ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ),  $F_e'$ : 標高0の未知点の凍結指数 ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ),  $t_e$ : 未知点の凍結期間 (days),  $H_e$ : 未知点の標高 (m)

ここで問題となるのは、未知点の凍結期間の設定である。凍結期間は凍結指数に応じて変化することが知られており、高標高点のように大きな凍結指数になれば、その影響を無視できない恐れがある。図-12は全国323地点のデータによる凍結指数と凍結期間の関係であり、両者には高い相関関係がみられる。したがって、高標高点になり凍結指数が大きくなると、それに応じて凍結期間が延長されることが予想される。図-13は、今回の検討に用いたテレメータ53地点の標高と凍結期間の関係である。両者には一義的な関係が見られることから、本研究ではこの関係式によって未知点の凍結期間 $t_e$ を決定することとした。ただし、図-13は、凍結指数の最小値が $659^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の条件で成立している関係である。すなわち、図-12の関係においては、およそ $650^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以降の関係を線形回帰したものであるため、さらに温暖な地域に関しては別の関係式が必要になることに注意が必要である。

図-14は、以上のような面内挿法で測点数を変化させた場合に、真値との誤差 $\Delta F$ がどのように変化するかを表したものである。この関係から、測点数を4測点で推定した場合の誤差が最小になることが分かる。さらに、この関係を詳しくみるため、図-15に4測点と比較のため誤差が最大となる2測点について誤差の分布を示した。同図から4測点で凍結指数を推定すると、ほぼ90%の地点で $\pm 100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の精度を確保できることが確認できた。

今回は、初めての試みとして面内挿法として最も簡易な手法を用いたが、これ以外にも同様の目的で行う解析手法には、例えば、空間的確率現象を扱うクリギング法<sup>7)</sup>がある。この手法は、未知点のデータと既知

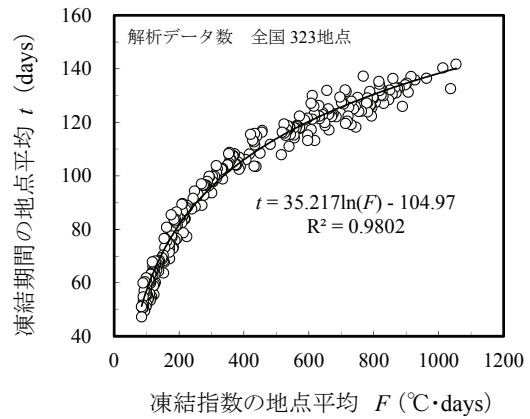


図-12 凍結指数と凍結期間の関係 (地点平均)

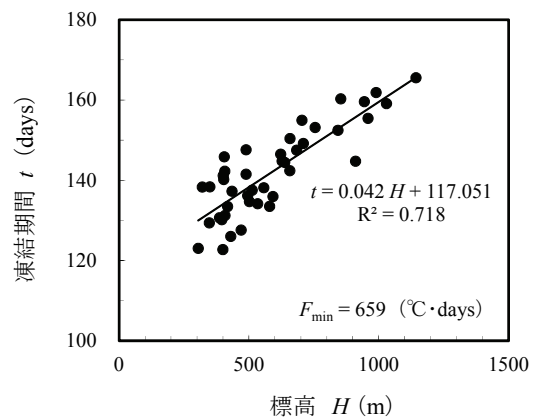


図-13 標高と凍結期間の関係

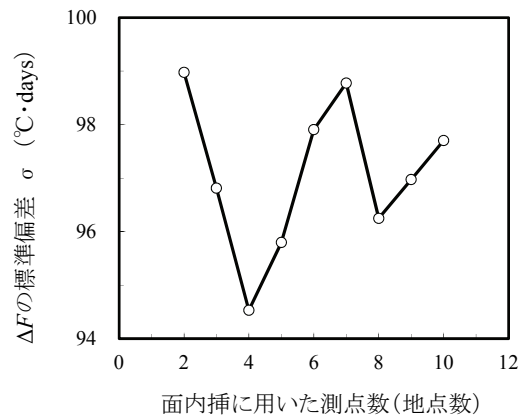


図-14 面内挿における測点数と標準偏差の関係



点のデータがある確率的相互関係を持つとして、その関係を共分散関数やバリオグラム関数で表現するものであり、今後に精度向上のために有効な手段と考えている。

## 6. まとめ

本研究は、国内全域の凍結指数を調べ、地域分布や年代特性、未知点推定のための標高補正法などについて検討した。得られた結果は以下の通りである。

- ・  $n$ 年確率凍結指数を求めるための最適適合分布は、極値I型分布と対数正規分布（岩井法）の選出割合が高く、従来から用いられてきた対数正規分布（2母数）の選出割合が極めて低いことが明らかとなった。また、極値I型分布は本州エリアに限定された選出であるのに対して、対数正規分布（岩井法）は北海道エリアが大部分を占めており、凍結指数の発生確率に地域性が高いことが示された。
- ・ 北海道における過去50年間の寒冬の規模と頻度を調べた結果、従来から設計で多用している10年確率規模に相当する寒冬の頻度が少なく、一旦寒冬になると20年確率以上の規模であることが分かった。
- ・ 道路テレメータで観測された高標高地の凍結指数は、極めて大きな値を示しており、最大値は三国（標高1144m）の1650  $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であった。
- ・ 未知点の凍結指数を既知の1測点で標高差のみから推定することは極めて困難であり、地点間の距離が10km以内であっても場合によっては $\pm 200\sim 300$   $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の誤差となる。
- ・ 距離を重みとし複数の測点による面内挿法によって推定した凍結指数は、4測点で推定した場合の誤差が最小になり、ほぼ90%の地点で $\pm 100$   $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の精度を確保できることが確認できた。

最後に、本研究の一部は平成23年度～平成26年度科学研究費補助金（基盤研究(B)、課題番号：23360201、研究代表者：石川達也）の交付を受けて実施されたものである。

## 参考文献

- 1) Aldrich, H. P. : Frost Penetration Below Highway and Airfield Pavement, Bulletin 135, H. R. B., 1956.
- 2) 日本道路協会：舗装設計施工指針（平成18年度版）、pp.171-174, 2006.
- 3) 川端伸一郎、亀山修一、高見雅三、神谷光彦：凍結指数推定における各種確率分布モデルの適合性、土木学会論文集C, Vol.65, No.3, pp.716-727, 2009.
- 4) 全国防災協会：わが国の災害史（第四編）、pp.38-52, pp.477-489, 2004.
- 5) 宝馨、高棹琢馬：水文頻度解析における確率分布モデルの評価規準、土木学会論文集, Vol.393, No.II-9, pp.151-160, 1988.
- 6) 日本道路協会：道路土工要綱（平成21年度版）、pp.202-218, 2009.
- 7) 間瀬 茂：地球統計学とクリギング法、オーム社、2010.

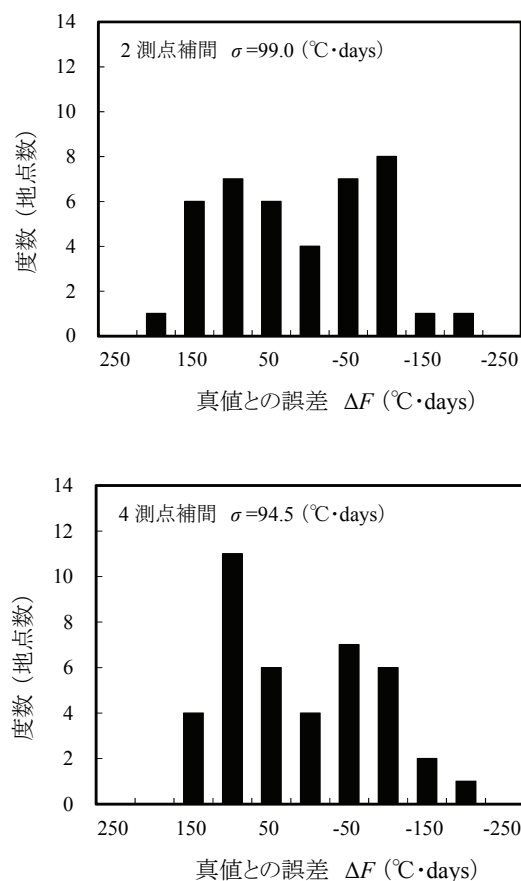


図-15 2測点補間と4測点補間の誤差分布



## 凍結融解による岩石劣化の凍結温度の影響

土木研究所寒地土木研究所 正会員 ○日下部祐基  
同 上 正会員 伊東 佳彦  
同 上 井上 豊基

### 1. まえがき

岩盤を切削した法面において、切削時には新鮮で堅固な岩盤が、時間の経過とともに劣化し法面崩壊に至る現場が時々みられる。北海道のような積雪寒冷地では、崩壊要因の1つとして凍結破碎あるいは凍結融解の繰り返しによる岩石劣化が考えられる。岩切法面に関する凍結融解の影響を調査した研究は、これまでも行われている<sup>1)2)</sup>。本研究では、これまでに岩盤の経年劣化の評価方法を確立することを目的に、室内試験結果を用いて岩石の凍結融解による強度劣化を、物性値や初期強度より推定する方法<sup>3)</sup>を検討した。

現行の凍結融解試験を岩盤斜面の耐久性評価に適用しようとした場合、自然環境とは最低温度および凍結速度が相違することが問題点として挙げられる。実験室における凍結融解試験結果が自然環境のもとでどのように対応するかについての知見は得られておらず、自然環境下における斜面の劣化予測に室内試験の結果をそのまま用いることができない。このような問題に対して、岩石と強度的に類似するコンクリートの分野では、凍結融解についての地域条件や構造物の部位条件に関する研究<sup>4)</sup>が積極的に行われている。

ここでは、岩石劣化における問題解決の基礎的試験として、凍結融解試験の凍結最低温度を変化させた試験を行い、温度変化の影響をコンクリートの分野の考察を含めて検討したので報告する。

### 2. 試験概要

試験に用いた岩石試料は、釧路市東部の丘陵地から採取した古第三紀天寧累層の砂岩である。試料採取地は、道路建設現場で平均掘削深さ 40m 程度の切土区間である。採取した試料の深度は掘削途中のものであるが、地表面より 10m 以深のものであったことから過去に凍結融解を受けていないと判断した。試験供試体は、道路建設現場から 20cm 角程度の岩塊を試験室に搬入し、φ 66mm サンプラーでサンプリングしたコアを長さ 10cm に切断して作成した。試験に用いたコア数は、全 105 本である。

実施した岩石試験は、岩石の基本物性値を求めるために「密度吸水および有効間隙率試験」、「超音波速度試験」および「一軸圧縮試験」、凍結融解後の劣化度を把握するために、「凍結融解試験」と任意凍結融解サイクル数における「超音波速度試験」および「一軸圧縮試験」

である。凍結融解試験は、基本試験をコンクリートの凍結融解試験に準じて行った。

今回の研究目的である凍結最低温度の変化としては、表-1 に示す 3 ケースの温度条件（凍結最低温度=-18℃（基本試験）、-9℃、-3℃）および凍結融解時間を用いて実施した。凍結融解試験後の「超音波速度試験」と「一軸圧縮試験」あるいはどちらか 1 つの試験を行った各ケースの任意サイクル数は、表-2 に示すとおりである。なお、各ケースで

表-1 凍結融解試験の凍結融解温度条件および凍結融解時間

凍結融解ケース名称	凍結工程		融解工程		合計
	温度	時間	温度	時間	
ケース1（凍結温度-18℃）	-18±2℃	2時間20分	+5±2℃	1時間10分	3時間30分
ケース2（凍結温度-9℃）	-9±2℃	2時間20分	+5±2℃	1時間10分	3時間30分
ケース3（凍結温度-3℃）	-3±2℃	2時間20分	+5±2℃	1時間10分	3時間30分

表-2 凍結融解試験後の各種試験実施サイクル数

凍結融解ケース名称	凍結融解サイクル数（回）								
	5	10	15	20	25	30	50	-	-
ケース1（凍結温度-18℃）	5	10	15	20	25	30	50	-	-
ケース2（凍結温度-9℃）	5	10	15	20	25	30	40	50	75
ケース3（凍結温度-3℃）	5	10	15	20	25	50	75	100	-

Influence of frozen temperature of rock deterioration by freezing and thawing

Yuki KUSAKABE, Yoshihiko ITO, Toyoki INOUE (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

表-3 岩石試料の基本物性値

湿潤密度	乾燥密度	飽和密度	吸水率	有効間隙率	含水比	P波速度	S波速度	一軸圧縮強さ	静弾性係数
$\rho_t$	$\rho_d$	$\rho_{sat}$	$ab$	$ne$	$w$	$V_p$	$V_s$	$\sigma_c$	$E_{t,50}$
( $g/cm^3$ )	( $g/cm^3$ )	( $g/cm^3$ )	(%)	(%)	(%)	(km/s)	(km/s)	(MPa)	(MPa)
2.38	2.22	2.40	7.81	17.36	7.07	2.28	1.12	14.70	2.66E+03

最終任意サイクル数が異なっているのは、凍結融解試験後の供試体の崩壊が、凍結最低温度が低いほど少ないサイクル数で生じたためである。

### 3. 試験結果および考察

#### 3.1 試験結果

岩石試料の基本物性の試験結果を表-3に示す。一軸圧縮強さが14.7MPaで、一般には軟岩に分類される岩石である。

凍結融解試験後の超音波速度試験結果として、図-1に凍結融解サイクル数と相対動弾性係数比の関係を示す。凍結最低温度の低いケース1, 2では、凍結融解サイクル数20回程度の初期のサイクルで相対動弾性係数比が20%程度と急激に低下しているのに対して、相対的に凍結最低温度が高いケース3では凍結融解サイクル数100回でも相対動弾性係数比が70%程度に収束するような比較的穏やかな減少傾向を示している。

同様に凍結融解試験後の一軸圧縮試験結果として、図-2に凍結融解サイクル数と一軸圧縮強さの関係を示す。この結果からも、凍結最低温度が低いケース1, 2では凍結融解サイクル数20回程度の初期のサイクルで一軸圧縮強さが基本物性値の14.7MPaから3MPa程度と急激に低下しているのに対して、ケース3ではバラツキがみられるが凍結融解サイクル数75~100回で平均的な値として12MPa程度に収束するような減少傾向を示している。

これらの試験結果を比較検討するために、超音波速度試験結果については各ケースについて凍結融解サイクル数毎に相対動弾性係数比の平均値を求め、一軸圧縮試験結果については凍結融解試験前の一軸圧縮強さを初期強さとして凍結融解後の一軸圧縮強さとの比を強度低下比として求めた。図-3に凍結融解サイクル数とこれらの関係を示す。ケース1, 2とケース3に、試験結果と同様な傾向が認められ、さらに各ケースとも相対動弾性係数比の平均値が強度低下比の下限側の値を示してある程度の相関がみられる。

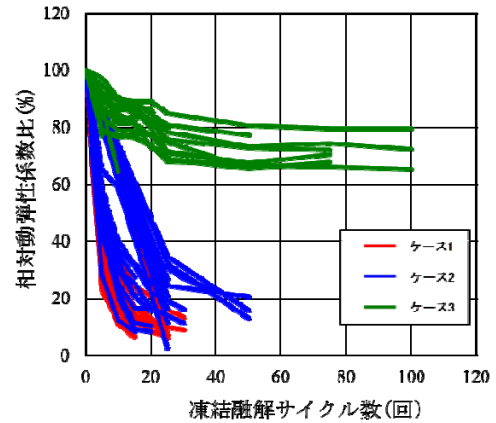


図-1 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数比

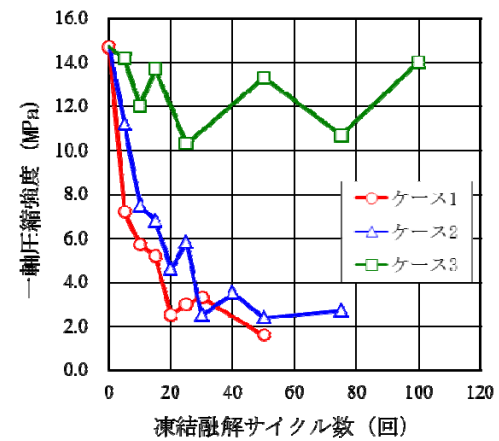


図-2 凍結融解サイクル数と一軸圧縮強さ

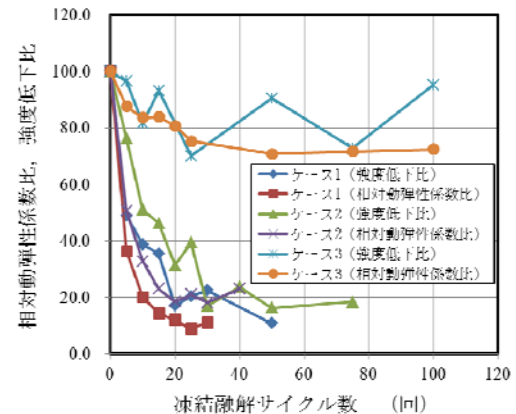


図-3 凍結融解サイクル数と相対動弾性係数比(平均値)および強度低下比

### 3. 2 凍結最低温度と劣化傾向

凍結最低温度の違いによる劣化傾向の違いについては、コンクリートの分野で確認されてその原因が考察されているが、岩石についても調査された事例がある。福田<sup>5)</sup>によると小樽市手宮地域の古第三紀の凝灰岩を用いて、凍結最低温度を-2℃、-4℃、-6℃、-8℃、-10℃に設定（融解温度は+10℃の一定、1日1サイクル）して10サイクル後の供試体残存損失率を求めて比較した結果、-6℃以下で急に破壊が著しいことを示している。本試験では、1サイクルの凍結融解時間を短くして多サイクル数（ケース3：最大100サイクル数）とし、任意サイクル数での劣化傾向を超音波速度試験と一軸圧縮試験で調査した。

本試験結果による同一凍結融解サイクル数における凍結最低温度と相対動弾性係数比、および強度低下比の関係を図-4、5に示す。図-5の強度低下比を用いた関係では明確に見られないケース（サイクル数5、10、25回）があるが、そのほかの関係では凍結最低温度が-3℃から-9℃で相対動弾性係数比および強度低下比が急に低下し、-9℃と-18℃では低下傾向が緩くなっていることが分かる。

このような傾向を示した原因には、コンクリートの分野<sup>6)</sup>では最低温度が低いものほどコンクリート硬化体の細孔組織中の凍結水量の割合が多くなることが挙げられている。また、前述の福田による事例では、岩石内の水には0℃以下でも凍結しない不凍水の存在が知られており、これに岩石内に生じる水流を考慮して、岩石が凍結する温度と水の供給条件が凍結破壊の状態や程度に影響することを挙げている。今回の結果についても、同様の原因が考えられるが、メカニズムの詳細な解明については今後の課題と考える。

### 3. 3 相対弾性係数比と強度低下比

相対動弾性係数比の平均値と強度低下比との相関性については、図-6に各ケースの凍結融解サイクル数が一致する相対動弾性係数比の平均値と強度低下比の関係を示した。両値には高い相関がみられ、強度低下比は、相対動弾性係数比の1.1倍程度にあることが分かる。相対動弾性係数比は、同一供試体の初期動弾性係数に対する任意凍結融解サイクル数の動弾性係数との比であることから、試料のバラツキの影響を受けにくい。強度の低下を直接求めることができない。それに対して強度低下比は、圧縮強さという強度の低下を求めているが、その供試体は別々のものであることから試料のバラツキの影響を受ける。このことから両値の関係が明らかになると、凍結融解による岩石の強度低下を簡易で精度よく求められることが推察される。

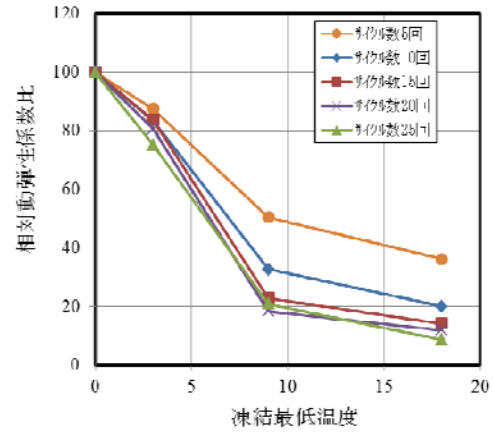


図-4 凍結最低温度と相対動弾性係数比

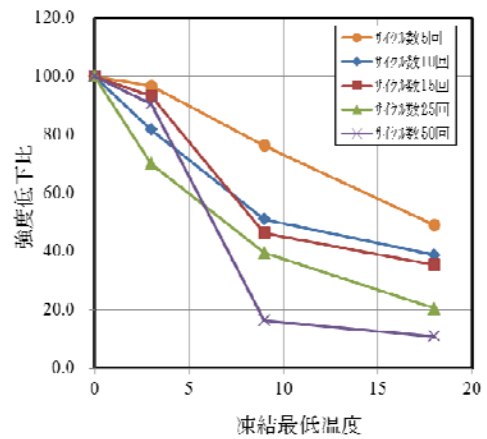


図-5 凍結最低温度と強度低下比

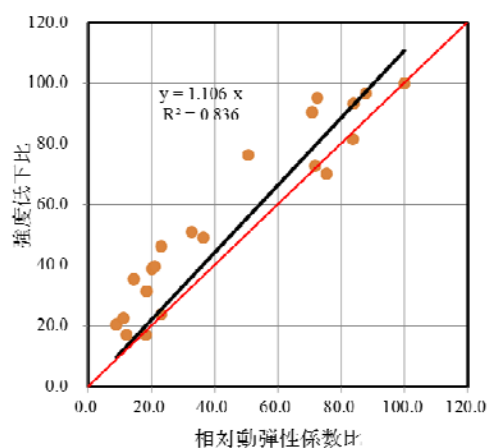


図-6 強度低下比と相対動弾性係数比

#### 4. まとめ

以上をまとめると次のとおりである。

- 1) 凍結最低温度が低いケース 1, 2 に対して温度が高いケース 3 の相対動弾性係数比および一軸圧縮強さの減少傾向が小さくなった。この原因には、コンクリートの分野で挙げられている、最低温度が低いものほどコンクリート硬化体の細孔組織中の凍結水量の割合が多くなることや、岩石の研究事例で示されている、岩石内の 0℃以下でも凍結しない不凍水の存在と岩石内に生じる水流を考慮して、岩石が凍結する温度と水の供給条件が凍結破壊の状態や程度に影響することが考えられた。メカニズムの詳細な解明については今後の課題である。
- 2) 相対動弾性係数比の平均値と強度低下比に高い相関がみられ、強度低下比が相対動弾性係数比の 1.1 倍程度にあることが示された。両値の関係が明らかになると、凍結融解による岩石の強度低下を簡易で精度よく求められることが推察された。

#### 5. あとがき・謝辞

本報告では、岩石の劣化について凍結融解における凍結最低温度の影響を検討した。今後さらにデータを増やして詳細な検討をしたいと考えている。

本報告をまとめるに当たり、当研究所耐寒材料チーム上席研究員 田口史雄博士および島田久俊主任研究員には、コンクリートの凍結融解による劣化に関するご教示と資料を提供していただいた。また、北海道士質試験協同組合 小林義宗技師はじめ関係各位には、岩石試験に関して多大なご尽力をいただいた。ここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 高橋信之, 星野吉昇, 岡部豊二, 高橋章, 小野丘: 岩盤切土斜面安定に関する凍結融解の影響検討, (社)土木学会, 第 36 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp353~356, 2007.1
- 2) 浅井大輔, 小早川博亮, 石田良二, 矢野康明: 寒冷地における切土軟岩斜面の凍結融解挙動, 土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム, pp147~152, 2001.10
- 3) 日下部祐基, 伊東佳彦, 坂本多朗: 凍結融解による岩石の強度劣化に関する推定法の考察, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 50 号, pp.233~240, 2010
- 4) (社)日本コンクリート工学協会北海道支部: 凍害と耐久性設計研究委員会報告書, pp33~57, 2008.10
- 5) 福田正巳: 小樽手宮洞窟壁面遺跡の凍結破損防止にかかわる基礎研究, 低温科学, 物理編 43, 北海道大学, pp.171~180, 1985.3
- 6) 石井清, 江川顕一郎, 堤知明, 野口博章: 凍結融解作用を受けたコンクリートの劣化予測に関する研究, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.221~232, 1997.5

## 凍結融解履歴が細粒土の液性限界に与える影響

北見工業大学 社会環境工学科 学生会員 ○小林歩  
北見工業大学 社会環境工学科 正会員 川口貴之  
北見工業大学 社会環境工学科 正会員 中村大  
北見工業大学 社会環境工学科 正会員 山下聡

### 1. はじめに

北海道のような寒冷地では、地盤の凍結・凍上やその融解に起因して道路の亀裂や補強土壁の損傷、斜面の崩壊といった様々な地盤工学的問題が生じる<sup>1)</sup>。このため、地盤工学分野では凍結融解履歴が各種地盤材料の諸性質に与える影響に関して、力学特性に与える影響を中心に古くから数多くの研究がなされている。この力学特性と密接な関係にある粒度やコンシステンシー限界といった基本的性質についても凍結融解履歴の影響が確認されているが、他の性質に対する影響を検討するための補完的な役割であることが多く、特定の基本的性質のみに焦点を当てて詳細な検討を行った研究例は筆者らが知る限りそれほど多くはない。また、補完的な役割であるためか詳細な試験方法・条件については明らかにされていないことが多い。なお、この種の研究は融雪期における農地からの土壌流亡や農道・農業施設の被害といった観点から、農業土木や土壌分野で実施されていることが多いようである<sup>2), 3)</sup>。

そこで本研究では、凍上性の高いシルトや風化火山灰などの細粒土の力学特性とも密接な関わりがあるであろう液性限界  $w_L$  に着目し、これに及ぼす凍結融解履歴の影響について検討した。なお、過去の研究では吸着水の減少（非自由水の自由化）に伴う疎水化等の影響によって  $w_L$  は低下するという報告が一般的ではあるが<sup>2)</sup>、中には複数回の履歴を与える過程では上昇する場合もあること<sup>3)</sup>、土質によってその程度が大きく異なることも報告されている<sup>4)</sup>。しかし、先述したように試験過程におけるどの時点で凍結融解をし、どのように含水比調整したのかといった詳細な試験方法については明らかにされていない場合が多い。そこで本研究では、試験方法についても検討を重ねて研究を遂行した。

### 2. 試料

本研究の大部分で用いた試料は粉末乾燥状態で市販されている笠岡粘土とファインサンドであり、質量比を変えて混合し、蒸留水を加えて練り返したものである。なお、本文では、笠岡粘土とファインサンドの配合比をそれぞれの頭文字をとって K:F で表す。

図1は両試料のX線回折試験結果であり、試料に含まれる鉱物全体を大局的に判定できるバルク（不定方位）分析したものである。また、図中には粘土鉱物など扁平な鉱物の一部の回折を強調することで含有する粘土鉱物をより詳細に判定できる定方位分析結果も示しており、上から粉末乾燥試料に対して 550°C での熱処理、400°C での熱処理、エチレングリコール（EG）処理をしたものと無処理のものを用いた入射角 3~15°での試験結果である。

笠岡粘土は岡山県笠岡市周辺に堆積する粘土層から採取したモンモリロナイト及びカオリナイト系の混合

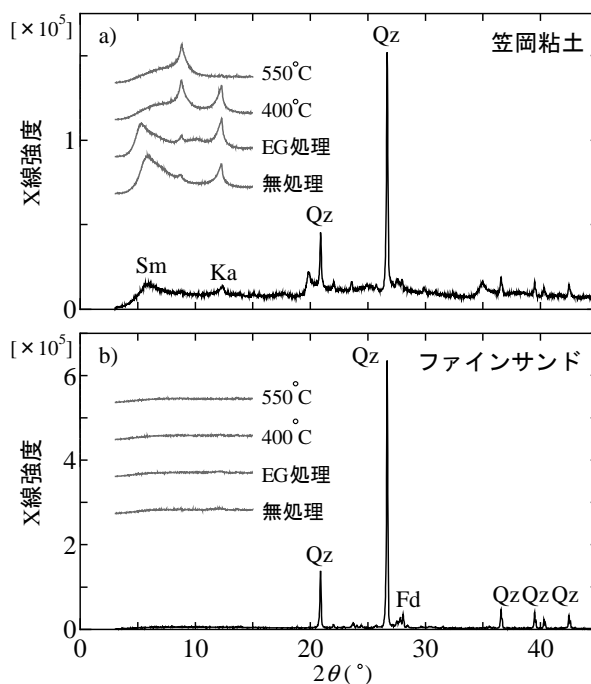


図1 試験に用いた試料のX線回折試験結果  
(a) 笠岡粘土, (b) ファインサンド)

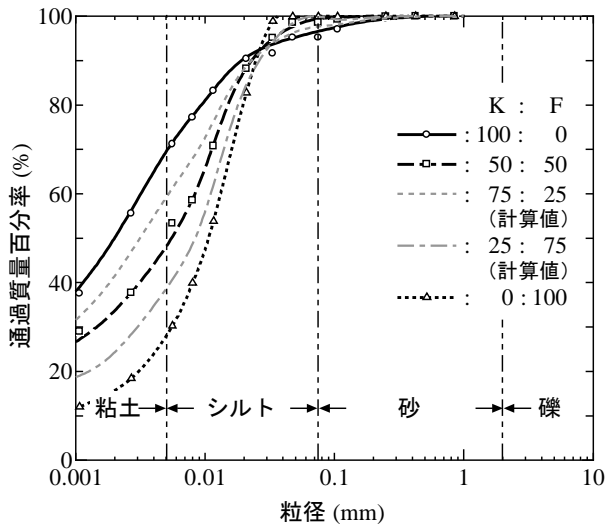


図2 試験に用いた試料の粒径加積曲線

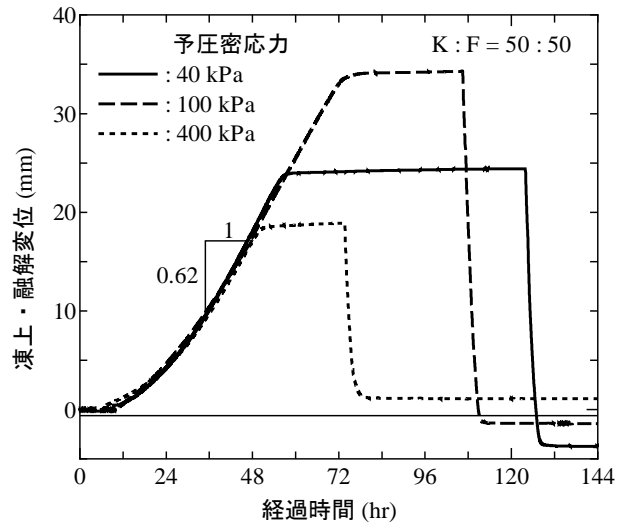


図3 凍上試験結果の例

鉱物の原料粘土を乾燥・粉碎したものであり、ボーリングやグラウトなどの土木工事で主に用いられている。図1a)に示したバルク分析や定方位分析においてピークの移動や消失が生じるといった試験結果からも、この試料にはスメクタイトとカオリナイトが粘土鉱物として含まれていることを確認した。

一方、ファインサンドは高純度白色石英砂を人工的に超微粉砕加工し、空気分級で選別したものであり、強度や流動性、耐酸性の向上を目的としたコンクリートやモルタル用の砂骨材として用いられている。図1b)からも粘土鉱物はほとんど含まれておらず、石英や微量の長石で構成されていることを確認した。

図2は本研究で用いた試料の粒径加積曲線である。K:F=100:0, 50:50, 0:100については配合・作製した試料を用いた粒度試験結果であるが、それ以外についてはこれらの結果から算出したものである。ファインサンドの配合比を増やすことでシルト分が増加することが分かる。なお、K:F=0:100についてはN.P.となるため、 $w_L$ の測定は行っていない。

図3はK:F=50:50とした試料を $w_L$ の2倍のスラリー状態にして十分に攪拌・脱気し、所定の鉛直応力で一次元予圧密した試料を用いた凍上試験結果の例である。一般に、凍上速度は0.3以上で凍上性が高いとされており、この試料は極めて高い凍上性を示すことが分かる。

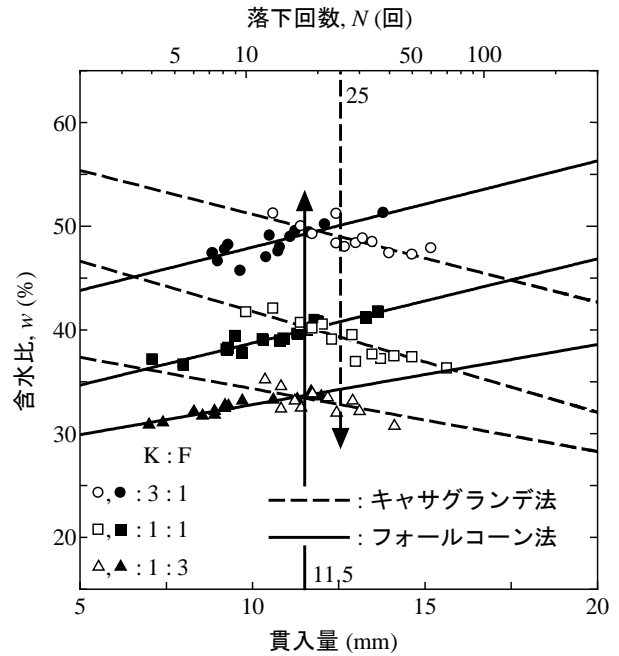


図4 キャサグランデ法とフォールコーン法の比較

### 3. 試験方法・条件

図4は本研究の目的に即した液性限界測定法を選定するために実施した、黄銅皿を用いるキャサグランデ法とフォールコーン法による試験結果を比較したものである。対象とした試料はK:F=75:25, 50:50, 25:75の3種類であり、 $-25^{\circ}\text{C}$ に設定した冷凍室にて凍結させた後に室外にて融解させた試料を用いて試験を実施した。キャサグランデ法における落下回数 $N=25$ (回)と貫入量 $11.5\text{ mm}$ はほぼ同様な値を示すことが確認できるが、特にフォールコーン試験の方が試験結果のばらつきが小さいということもなく、フォールコーン試験ではファインサンド配合量が多い場合や低含水比状態において容器への充填に時間を要したことが



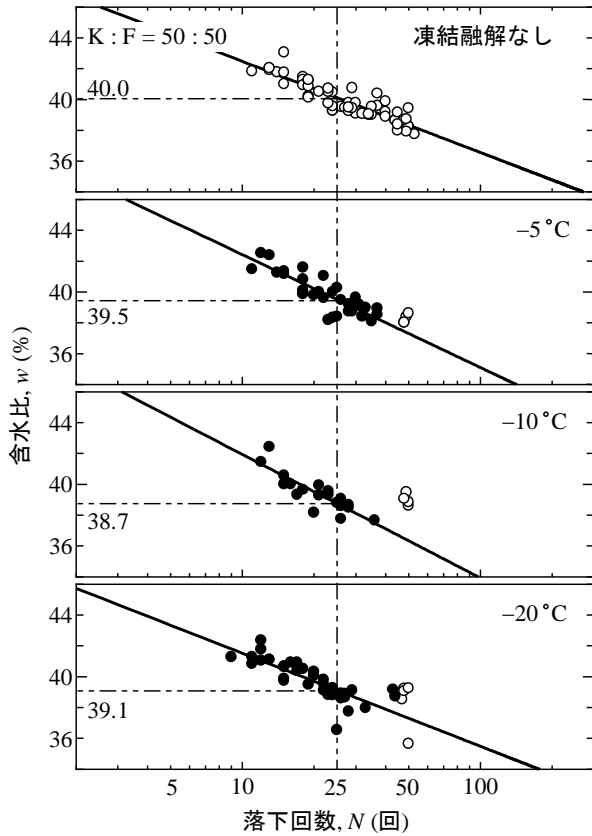


図5 凍結温度の違いによる流動曲線の変化

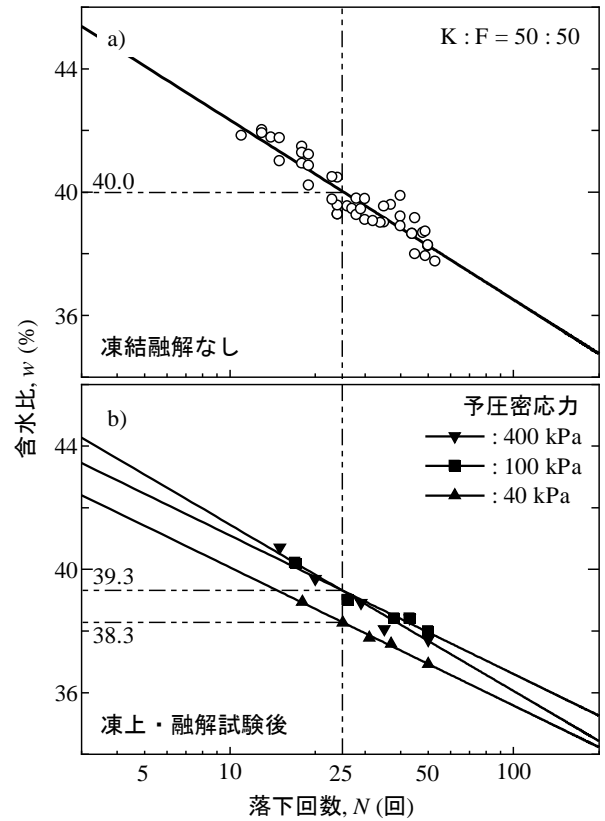


図6 凍上・融解試験による流動曲線の変化

ら、本研究ではより一般的なキャサグランデ法によって  $w_L$  を測定することにした。

図5と図6はK:F=50:50とした試料を対象とし、凍結融解履歴を与えたものと与えなかったものから得られた流動曲線を比較したものである。また、図7は両図に示した試験結果の内、凍結融解履歴を与えた場合の試験手順について概略的に図示したものである。

図5は凍結履歴を与える際の温度を変化させた場合の流動曲線の変化を比較したものであり、凍結融解履歴は図7a)に示すようにあらかじめ  $N \approx 50$  程度に調整した試料をボール状にして水分の出入りが無いようにポリエチレン製の容器に入れて密封し、恒温水槽内に浸すことによって与えた（いわゆる閉式の凍結履歴）。

図8は恒温水槽の温度変化と熱電対によって測定した試料中心部の温度変化を示したものである。潜熱によって  $0^\circ\text{C}$  付近で温度の停滞が見られるが、恒温水槽内の温度に従って  $+25^\circ\text{C}$  から所定の凍結温度の範囲内で凍結融解履歴が与えられていることが確認できる。

図5より凍結融解履歴を与えることで  $w_L$  がわずかではあるが低下することは確認できるが、長沢<sup>2)</sup>が示すように凍結温度が低くなるについて  $w_L$  がより低下するという明確な傾向は確認できない。

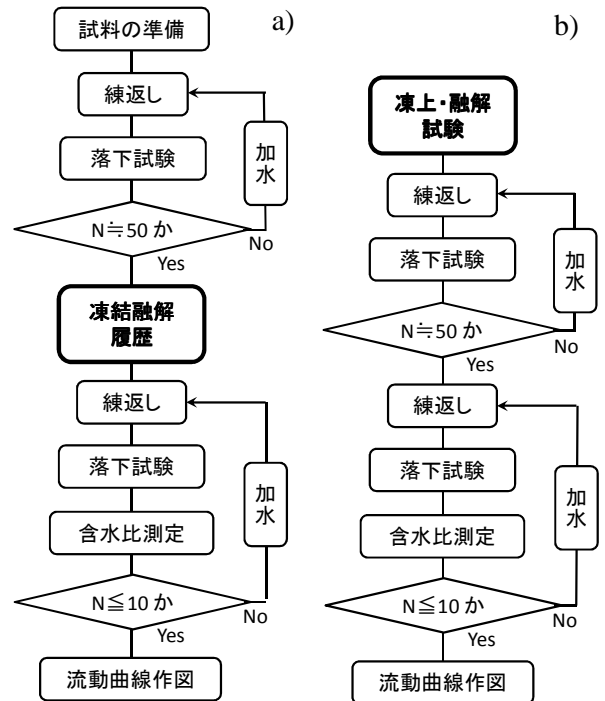


図7 凍結融解履歴を与える場合の液性限界試験の流れ (a): 閉式, b): 開式)

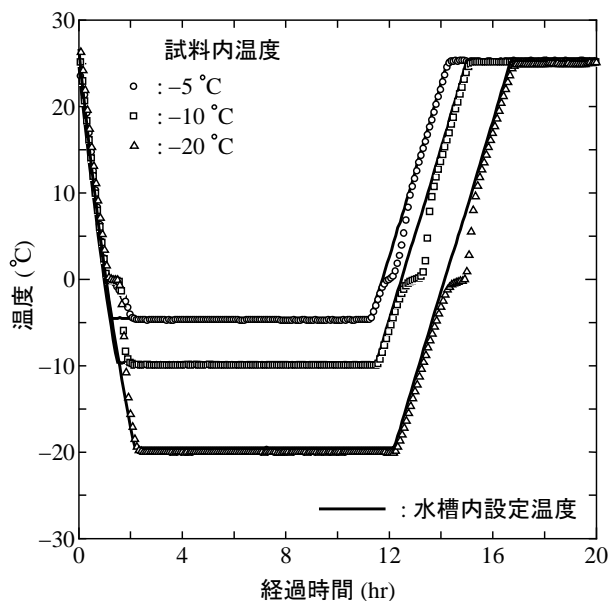


図8 凍結融解中における試料内温度の変化（閉式）

一方、図6は凍結・融解履歴を与えなかったものから得られた流動曲線（図6a）と、JGS 0172-2009「凍上性判定のための土の凍上試験方法」に準拠した凍上試験装置内において凍上・融解履歴を与えたものから得られた流動曲線（図6b）とを比較したものである。凍上試験に用いた供試体は先述した方法で攪拌・脱気

し、3種類の鉛直応力（ $\sigma_v = 40, 100, 400$  kPa）で一次元圧密されたものであり、鉛直応力40kPaにて供試体上端を0°Cで保ったまま、下端を0°Cから0.1°C/hrで降下させる先述の試験法に従って凍上試験を実施した後、上下端を5°Cに保って融解させたものを液性限界試験に用いた（いわゆる開式の凍結履歴、図3参照）。図5に示した結果と同様に凍結融解履歴を与えたことで $w_L$ がわずかに低下することが確認できる。また、凍結融解履歴を与えた3つの試料はいずれもほぼ同様な温度履歴を受けており、試験前には十分に練り返しているにも関わらず、最も小さな予圧密応力（40kPa）で作製した供試体の $w_L$ が比較的大きく低下していることが分かる。この試料は低圧密応力下で作製されたため、凍上試験ならびに液性限界試験開始時の含水比が高い。また、含水比が高いために流動曲線にプロットしうる $N$ （ $\leq 50$ ）に至るまでの加水量が少ない（図7b参照）。以上のことから、凍結融解による $w_L$ の低下には凍結時の含水比や凍結融解後の加水が影響している可能性があるとの考えに至った。

そこで、これらの影響を可能な限り排除し、本試料のように凍結融解による $w_L$ の変化が小さい場合でも、より正確な変化量を把握することを目的として、図9に示すような試験手順を考案した。この方法では広範囲な含水比で凍結融解履歴を与えることになり、凍結融解後に加水はしない。

#### 4. 考察

図10は笠岡粘土とファインサンドの配合比を変化させた試料（K:F = 100:0, 50:50, 25:75）を対象とし、図9に示した試験手順で得られた凍結融解履歴の有無による流動曲線の違いを比較したものである。いずれの配合比においても凍結融解履歴を与えることによって $w_L$ は低下し、その大きさは2%前後とそれほど大きく変わらないことが分かる。また、K:F = 50:50の試料を用いた図6における予圧密応力40kPa以外の試験結果と比べると、わずかではあるが低下量が大きくなっており、凍結時の含水比やその後の加水が $w_L$ の変化に影響していると思われる。一般に凍結すると土粒子周辺の吸着水は減少する（非自由水の自由化）とされており<sup>2)</sup>、この結果は凍結時における土粒子周辺の吸着水と自由水の割合、あるいは加水によるその変化が

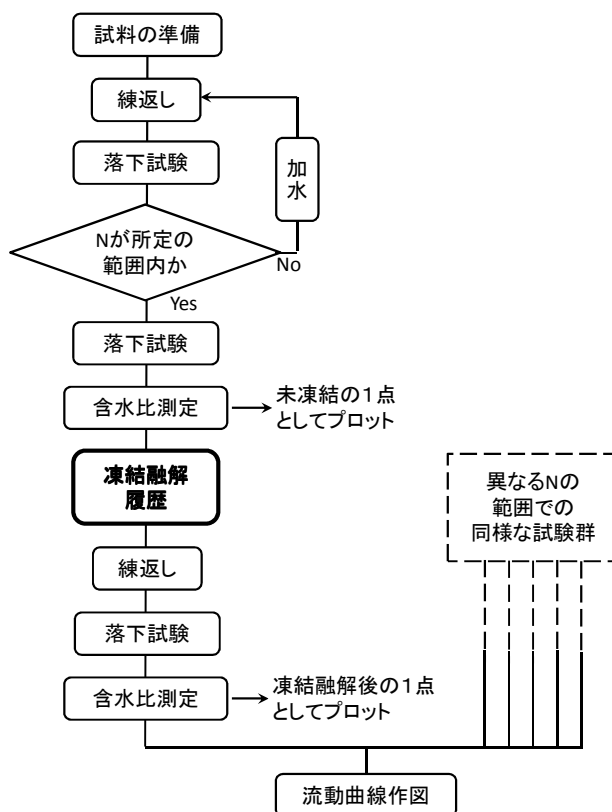


図9 新たに考案した凍結融解後に加水しない液性限界試験の流れ

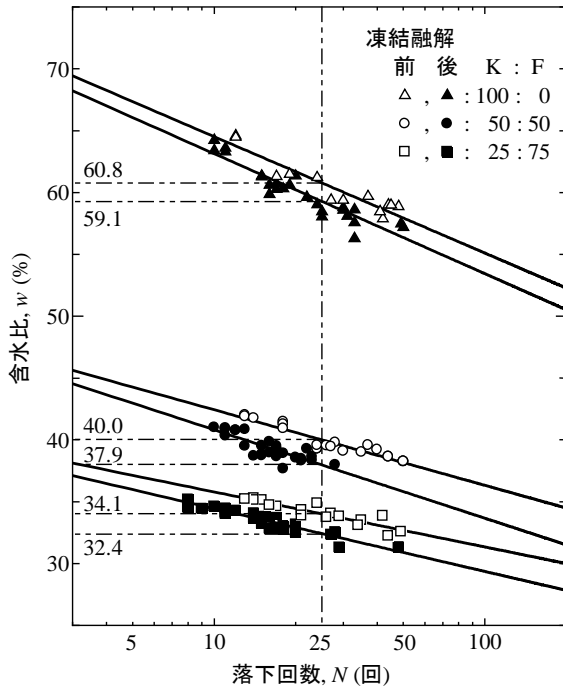


図 10 新たな方法に基づく凍結融解履歴に伴う流動曲線の変化

影響したためだと推測される。

図 11 は  $K:F = 50:50$  の試料における凍結融解履歴の有無による粒径加積曲線の比較である。なお、凍結融解履歴は図 7a) に示すように  $N = 50$  に調整した試料に対して与えた。火山灰質粗粒土では凍結融解履歴を与えることで細粒分が増加することが報告されているが<sup>7)</sup>、本試料では凍結融解履歴を与えることでむしろ減少しているように伺える。なお、粒度試験に使用した分散剤は通常よりも多く添加している（ヘキサメタリン酸ナトリウム 30g）。このように凍結融解履歴を与えることで細粒分が減少することは Yong et al.<sup>4)</sup> も示しており、実際に細粒分が減少することは考えにくいことから、先述したような吸着水の減少が起これ、これによって粒子の再配列および団粒化が進んだものと推測される。また、これによって粗粒土化したことが  $w_L$  が低下した要因の一つだとも解釈できる。

一方、図 10 において凍結融解履歴を与えると含水比はほとんど変わらないまま  $N$  が減少しており、これは強度が低下していることを意味している。シキソトロピーにおける強度低下は吸着水の自由水化が要因の一つだとされており<sup>5)</sup>、先述のように凍結によって同様なことが起こったとすれば、これも  $w_L$  低下の一要因だとも解釈できる。

図 12 は一般にシキソトロピーによる強度変化が大きいとされるベントナイト<sup>6)</sup> 用いて実施した液性限界試験結果である。なお、ベントナイトは主に鋳物用の型に用いられ、Ca タイプベントナイトとして粉末乾燥状態で市販されているクニボンドを使用した。図中の  $\Delta$ 、 $\blacktriangle$ （試験方法変更前）は図 9 に示した手順で行ったものであるが、シキソトロピーによる強度変化を考慮せず、特に凍結前の試料は  $N$  を所定の回数に調整するために繰り返してから静置時間を統一していなかったために、試験結果が大きくばらついている。そこで、この試験結果から液性限界周辺の含水比はある程度把握できたので、この範囲において予め段階的に含水比を変えた試料を準備し、十分に繰り返した直後の  $N$  と凍結融解履歴を与えた後の  $N$  を測定した。これらの結果が図中の  $\circ$ 、 $\bullet$ （試験方法変更後）であり、この試料および条件で実施すると、凍結融解履歴を与え

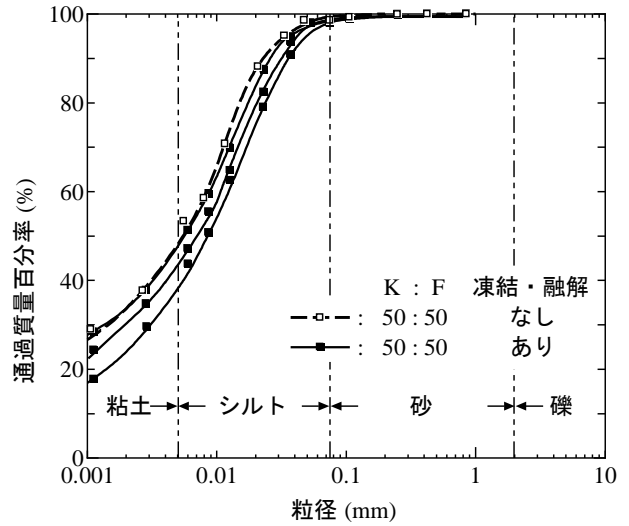


図 11 凍結融解履歴による粒径加積曲線の変化

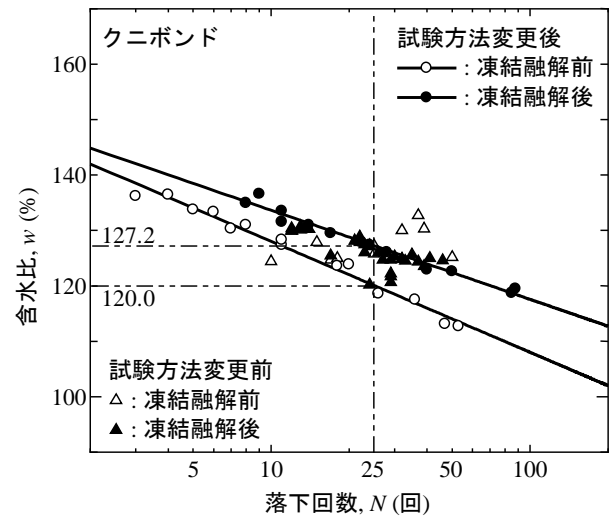


図 12 異なる試料を用いた凍結融解履歴に伴う流動曲線の変化

ることによって  $w_L$  が逆に上昇することが確認できる。また、凍結融解後の試験結果についてはいずれの試験結果も同様な範囲にあり、凍結融解履歴を与えることでシキソトロピーによる強度変化が生じにくくなっていることが伺える。これに関して、Yong et al.<sup>4)</sup> はフォールコーンを用いた強度試験で同様な結果を報告している。

なお、 $w_L$  が上昇したことについては、凍結させていない試料の繰り返し直後では吸着水の自由水化が起こっているが、シキソトロピーによって凍結融解直前までに自由水の非自由化（吸着水化）が進み、凍結融解によってある程度吸着水の自由水化が起こっても、凍結融解前の繰り返し直後に比べると吸着水が存在するためだと推察される。そのため、凍結前の試料においてどの程度シキソトロピーによって強度を回復させたかによっては  $w_L$  が低下する結果となることも十分に予想されるが、以上の結果から凍結融解による  $w_L$  の変化はシキソトロピーとも密接な関係があり、吸着水の自由水化といったシキソトロピーと同様なメカニズムが  $w_L$  の変化に大きく影響していると考えられる。

今後は土質の異なる様々な試料に対して同様な試験を重ねるだけでなく、凍結融解の繰返し回数の影響や時間的な回復現象、更には力学的性質との関連についても検討していきたいと考えている。

## 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・ 凍結融解時の含水比や凍結融解後の加水が試験結果に影響すると考え、この影響を可能な限り排除しうる試験方法を考え、これによって凍結融解履歴が液性限界に与える影響について検討した。
- ・ 笠岡粘土とファインサンドの混合試料では、凍結融解履歴を与えることで2%前後の液性限界の低下が確認されたが、配合比によってそれほど違いはなかった。
- ・ シキソトロピーによる強度変化が大きいクニボンドでは、凍結融解履歴を与えることで液性限界が上昇する可能性があることが確認された。
- ・ 過去の文献や本研究で実施した試験結果から、液性限界の低下には凍結融解による吸着水の自由水化やこれに伴う団粒化が影響していることが伺えた。

## 参考文献

- 1) 社団法人 地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会 2009. 寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－
- 2) 長沢徹明 1978. 凍結融解土の2,3の物理的性質について, 農業土木学会論文集, 74: 7-11.
- 3) S.M. メディナ, 成岡市, 三原真智人, 穴瀬真, 安富六郎 1995. 寒冷地における凍結融解と土壤侵食, 土壤の物理性, 71: 5-9.
- 4) R.N. Yong, P. Boonsinsuk and C.W.P. Yin 1985. Alteration of soil behaviour after cyclic freezing and thawing, Proceeding of the Fourth International Symposium on Ground Freezing, 187-195.
- 5) 社団法人 地盤工学会 2006. 地盤工学用語辞典.
- 6) 佐野博昭, 出村禧典, 山田幹雄, 一宮一夫 2006. モンモリロナイト含有率が締固め土のシキソトロピーに及ぼす影響, 土木学会論文集 C, 62(2), 305-310.
- 7) 石川達也, 尾崎悠太, 三浦清一 2008. 凍結融解作用を受ける火山灰質粗粒土の力学特性の評価試験方法の検討, 土木学会論文集 C, 64(2), 712-717.

論文名 地震動波形および継続時間が泥炭地盤上の盛土被害に及ぼす影響

著者 梶取真一 西本聡 林宏親 橋本聖

受賞者 梶取真一

#### 選考理由

東北地方太平洋沖地震では、液状化によって盛土に甚大な被害が生じた。盛土の基礎地盤の液状化は従来から想定されていたが、本地震では盛土自体が液状化し、大規模な被害が多数発生した。北海道で発生した過去のいくつかの大規模地震でも、泥炭地盤上に構築された盛土において、盛土自体の液状化が確認されている。また、北海道に広く分布する泥炭は極めて軟弱で圧縮性が高いため、沈下量が大きく液状化層が厚くなることや地震動の増幅により、被害が大規模になることも懸念される。

筆者らは、泥炭地盤上の盛土に関する動的遠心力模型実験を実施し、盛土の変状モードの再現とその対策を検討してきた。盛土材料が泥炭地盤にめり込んだ領域が地下水位以下に存在し、地震時にこの領域が液状化することにより大規模な被害が発生したことを明らかにしている。

しかし、地震動波形や継続時間が盛土の被害に及ぼす影響は検討されていない。東北地方太平洋沖地震では、相当な継続時間の地震動も計測されていることも踏まえ、本研究では地震動特性が盛土被害に及ぼす影響を動的遠心力模型実験により検討した。

本論文は、地震動の継続時間を変えて加振を行い、地震動の継続時間に比例して、盛土底部の液状化層の過剰間隙水圧は上昇し、盛土の沈下量が1.3～1.6倍に増大したことを確認した。また、2種類の地震動波形で比較を行ったところ、周期の違いによって、盛土の変形量が大きく異なることを明らかにした。地震動波形の違いによって、盛土内の応答加速度が異なり、それが盛土被害に影響を及ぼしていることが示唆された。地震動特性が盛土被害に及ぼす影響を検討する重要性が示されている。

以上のように本論文は、地震動波形や継続時間が泥炭地盤上の盛土被害に及ぼす影響を示しており、今後の既設盛土を対象とした合理的な耐震補強法を検討するための研究に貢献すると考えられる。

よって、著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。

論文名 形状の異なるジオグリッドの引抜き抵抗メカニズム

著者 中村 努, 遠藤 貴将, 所 哲也

受賞者 中村 努

#### 選考理由

ジオグリッドを用いた引抜き試験はこれまでも国内外で広く実施されている。試験方法について、わが国では「土とジオシンセティックス間の一面せん断試験方法」を含む他のジオシンセティックスに関する室内試験とともに2009年に地盤工学会より基準化された。しかし、ジオグリッドは開口部を持ち、ジオグリッドを挟む上下の土の大部分が開口部に接しているため、引抜き抵抗メカニズムは複雑である。加えて国内外で使用されているジオグリッドの形状は様々であり、多種多様なジオグリッドそれぞれの引抜き抵抗メカニズムは明らかになっていない。一方、筆者らはこれまでに、引抜き試験において土槽前壁により生じるアーチ作用が、ジオグリッドの引抜き抵抗力を過剰に評価する可能性について指摘をしている。アーチ作用とはジオグリッドが引抜かれる際に引抜き口近傍のジオグリッドが前壁側へ向かう方向へ力を受け、剛な壁面を持つ土槽前壁との間で骨格構造が形成される現象であり、その結果ジオグリッドに過剰な摩擦力が発生し、土中のジオグリッドの引抜きに対する抵抗力が増加する。

実際の補強土構造物の設計においては、ジオグリッドが引抜けないようにすべり面より奥に十分な定着長を取る必要があり、その算定には引抜き試験等の摩擦特性試験から得られた強度定数を用いるべきである。しかし摩擦特性試験装置は他の土質試験に比べて広く普及していないことに加え、上述したように摩擦特性試験から得られた強度定数の信頼性の問題もあり、多くの場合は土自体の強度定数に補正係数を乗じたものを用いているのが現状である。このような背景から、各種ジオグリッドの引抜き抵抗メカニズムを把握し、正確な強度定数を得るための試験方法の確立は重要である。

そこで本研究では形状の異なるジオグリッドを用い、引抜き口の形状および土槽前壁の素材を変えた一連の引抜き試験を実施し、試験結果に及ぼすアーチ作用の影響を調べることに より、それぞれのジオグリッドの引抜き抵抗メカニズムについて検討を行った。さらに、土槽の長さを3種類に変えた引抜き試験を実施することにより、試験結果に及ぼす影響を調べるとともに、アーチ作用によって増加した引抜き力の増加量の推定を行った。その結果、ジオグリッドの形状により引抜き抵抗メカニズムは大きく異なり、目合いが小さく表面形状が粗い繊維系のジオグリッドを用いた方が、アーチ作用の影響により引抜き抵抗を過大に評価してしまうことが分かった。一方、HDPE ジオグリッドは引抜き抵抗の大部分を横リブによる受働支圧により受け持っているため、引抜き試験から得られる強度定数はアーチ作用の影響は小さいことが明らかになった。

以上のように、本論文は形状の異なるジオグリッドの引抜き抵抗メカニズムを明らかにするとともに、アーチ作用による強度増加を量的に示しており、今後のジオシンセティックスに関する室内試験方法および設計法に対して貢献するものと考えられる。

よって、著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。