

技術報告集目次

- 1) 繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化・・・・・・・・・・・・・・・・・・1
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○山木 正彦、山梨 高裕、林 宏親
- 2) 過圧密泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率と動的変形特性・・・・・・・・・・7
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○林 宏親、山梨 高裕、橋本 聖、山木 正彦
- 3) 原位置試験による地盤反力係数推定に関する考察・・・・・・・・・・・・・・・・15
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○福島 宏文、山梨 高裕、富澤 幸一
- 4) 高有機質固化処理土の剛性とその非線形性および応力依存性・・・・・・・・・・19
北海道大学 ○杉山 洋平、西村 聡
- 5) 間隙水中の塩分濃度が海底・湖底堆積土の圧密特性に与える影響・・・・・・・・27
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、庄子 仁、高橋 信夫
神戸大学 片岡 沙都紀
- 6) オホーツク海網走沖におけるガスハイドレートと海底地形調査・・・・・・・・・・33
北見工業大学 ○小川 恵介、山下 聡、庄子 仁、坂上 寛敏、山崎 新太郎
神戸大学 片岡 沙都紀
北見工業大学 三浦 竜司、南 尚嗣、八久保 晶弘、高橋 信夫
- 7) 三軸試験機を用いた透水性の異方性・・・・・・・・・・・・・・・・・・41
北海道大学 ○筒井 康平、田中 洋行
シーウェイエンジニアリング 山添 誠隆
- 8) 回転粘度計における回転体の形状が測定値に及ぼす影響・・・・・・・・・・45
北海道大学 ○布谷 信貴、田中 洋行
- 9) 繊維材混合流動化処理土の室内・原位置作製供試体による力学特性の比較・検討・・49
室蘭工業大学 ○大村 知史、木幡 行宏、ズウオン クワン フン
- 10) グラウンドアンカー・地山補強土工における凍上力の実測事例・・・・・・・・・・57
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○安達 隆征
北海学園大学 小野 丘
(独) 土木研究所寒地土木研究所 山梨 高裕、佐藤 厚子
- 11) 応力変形・熱伝導・浸透連成解析の実問題への適用例・・・・・・・・・・65
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
(株) 地層科学研究所 里 優
- 12) 凍結融解の有無による締固めた細粒土の一面せん断挙動の違い・・・・・・・・・・69
北見工業大学 ○佐々木 貴、川口 貴之、中村 大、山下 聡
- 13) 凍結融解履歴が種々の細粒土のコンシステンシー限界に与える影響・・・・・・・・75
北見工業大学 ○小林 歩、川口 貴之、山崎 新太郎
興亜開発株式会社 富田 龍三、中島 美代子
北見工業大学 中村 大、山下 聡

- 14) 市街地に埋設された水道管周辺の温度と土中土圧の季節変動・・・79
北見工業大学 ○鈴木 信太朗、川口 貴之、中村 大、畑中 将志、山下 聡
- 15) 気水分離型真空圧密工法の適用事例・・・87
(株)ダイヤコンサルタント ○高坂 敏明
Thai Maruyama Industry Teerachaikulpanich Nipon
- 16) 温度条件の違いが帯鋼補強材の引抜き特性に及ぼす影響について・・・93
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○橋本 聖、山梨 高裕、林 宏親、山木 正彦
- 17) ジオセルとジオグリッドを併用した補強土壁の試験施工と凍結融解挙動・・・101
北見工業大学 ○川口 貴之、中村 大、山下 聡
岡三リビック株式会社 林 豪人、安達 謙二
東京インキ株式会社 雨宮 盛児、原田 道幸
北見工業大学 小林 歩
- 18) 立体網状スパイラル構造の排水材を用いた小段排水溝の開発・・・107
北見工業大学 ○中村 大
(独) 土木研究所寒地土木研究所 安達 隆征
北見工業大学 川口 貴之
株式会社吉原化工 吉原 孝保
北見工業大学 畑中 将志、玉井 啓博、山下 聡
- 19) 水酸化鉄による排水材の目詰まり現象の解明・・・115
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
日特建設株式会社 石垣 幸整、三上 登
- 20) 道央自動車道 東鷹栖地区地滑りのり面の対策工事報告・・・123
東日本高速道路 (株) 加藤 吉文、○渡邊 秀人
- 21) 地震動及び降雨履歴を受けた火山灰質土斜面の力学挙動に関する模型実験・・・129
室蘭工業大学 ○山田 亮一、川村 志麻
北海道大学 三浦 清一
室蘭工業大学 佐藤 要太
- 22) 亀裂周辺の劣化を考慮した岩盤崩落の遠心力模型実験・・・139
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○日下部祐基
豊橋技術科学大学 三浦 均也
(独) 土木研究所寒地土木研究所 伊東 佳彦、井上 豊基
- 23) 渡島・日高・留萌地域の土砂災害箇所における降雨パターンと地形・土質特性・・・143
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
(独) 北海道立総合研究機構 田近 淳
北海道大学 田中 洋行
一般財団法人北海道道路管理技術センター 三木田 正則
- 24) のり面植生と土質性状の関係性について・・・149
(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○山田 充、山梨 高裕、佐藤 厚子、兵庫 利勇
- 25) 道央自動車道 虻田地区の変状を繰り返す切土のり面対策の報告・・・153
東日本高速道路 (株) ○小山 良生

26) 冬期土工による盛土の品質について	159
	(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○佐藤 厚子、山梨 高裕 北見工業大学 鈴木 輝之 北海道工業大学 川端 伸一郎
27) 火山灰質地盤の液状化中における杭の水平地盤反力に関する遠心力模型実験	169
	(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○江川 拓也、山梨 高裕、富澤 幸一
28) 実物大盛土の崩壊現象とその動態観測	177
	室蘭工業大学 ○川村 志麻 北海道大学 三浦 清一 宮浦興業(株) 宮浦 征宏
29) 岩石由来の酸性水発生予測に関する一考察	185
	(独) 土木研究所寒地土木研究所 ○田本 修一、伊東 佳彦 (独) 土木研究所つくば中央研究所 品川 俊介、阿南 修司
30) 泥炭地盤中の管状構造物の長期沈下に関する模型実験	189
	北海道大学 ○西村 聡、三木 拓也
平成 24 年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告	195

繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化

土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○山木 正彦
同 上 正会員 山梨 高裕
同 上 国際会員 林 宏親

1. はじめに

北海道に広く分布する泥炭地盤は、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な地盤である。過去、北海道で発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土や河川堤防といった土構造物に多大な被害が発生している¹⁾²⁾。しかし地震動を受けた泥炭地盤の挙動、さらには地震直後の強度・変形特性は未解明な部分が多く、そのメカニズムの解明が急務である。

著者らは遠心力模型実験により泥炭地盤の地震時挙動や泥炭地盤上に構築された盛土の耐震補強法に関して検討を進めている。泥炭地盤は上載荷重により応答加速度の減衰傾向が変化すること³⁾、盛土法尻にふとん籠を設置することで、盛土自体の液状化に起因する沈下を抑制できること⁴⁾などを確認している。また、泥炭を用いて一連の動的変形特性試験を実施し、繰返しねじりせん断試験から得られた等価せん断剛性率は、繰返し三軸試験結果の60~80%程度であること、泥炭の等価せん断剛性率のひずみ依存性は粘土・シルトより弱いことなどを示している⁵⁾。

その一方で、実際の被災事例¹⁾や動的遠心実験⁴⁾により、地震動による泥炭層の側方流動が確認されており、このような現象を理解する上で、地震動に伴う泥炭の剛性低下を評価することは重要であると考えられる。

本研究は、地震動を想定した繰返しせん断を受けた泥炭地盤の変形特性がどのように変化するかを定量的に把握することを目的としている。具体的には、中空ねじりせん断試験機を用い、原位置で採取した泥炭供試体に所定の繰返しせん断力を与えた後、静的なせん断力を加えることで、地震直後の泥炭のせん断剛性の変化を調査した。

2. 実験に用いた試料および実験方法

2-1 使用した試料

本試験で使用した試料は、北海道各地（3箇所）の泥炭地盤においてシンウォールサンプリングにより採取した泥炭である。泥炭地盤の原位置密度およびその物理・圧密特性を表1に示す。なお圧密試験は各試料採取箇所の代表試料にて実施した。表より、一般の土と比較し、原位置の密度が低く、その自然含水比 W_n 、強熱減量 L_i が明らかに大きいこと、また極めて圧縮性が高い試料であることがわかる。

2-2 試験方法

(1) 試験条件と試験手法

本試験で使用した試験機は中空ねじりせん断試験機である。泥炭は植物繊維が水平に堆積した構造異方性が極めて強い土であり、供試体の45°面に荷重が作用する三軸試験を適用することへの疑問が指摘されていること⁶⁾を踏まえると、堆積面に平行に直接せん断力を作用させるねじりせん断

表1 泥炭試料の物性値等

試料	採取地	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	強熱減量 (%)	圧密降伏応力 (kN/m ²)	圧縮指数
R-0	梨野舞納	0.973	0.090	982.9	93.6	13.6	9.503
R-1		0.964	0.092	947.5	94.1		
R-2		0.991	0.112	785.9	73.3		
R-3		0.982	0.117	740.1	83.7		
O-0	雄信内	0.992	0.088	1029.5	95.9	9.9	8.497
O-1		1.001	0.096	941.5	96.8		
O-2		1.015	0.103	882.5	91.1		
O-3		1.002	0.093	890.6	95.9		
E-0	江別太	0.993	0.128	677.0	88.7	22.7	6.686
E-1		0.923	0.112	724.9	97.3		
E-2		0.984	0.163	505.0	91.8		
E-3		0.950	0.118	707.0	96.9		
E-4		1.011	0.173	484.0	70.9		
E-5		0.991	0.124	701.1	94.4		

Change of Shear Modulus of Peat after Cyclic Shear : Masahiko Yamaki (Civil Engineering Research Institute for Cold Region), Takahiro Yamanashi (ditto), and Hirochika Hayashi (ditto)

試験が適していることが考えられる。供試体の作製、試験機の詳細に関しては後述する。

地震動を受けた土の性質を把握するための試験手法として、安田らが提案している手法⁷⁾を準用した。まず、採取した泥炭試料の圧密試験結果を基に、正規圧密領域で異方圧密を行った。この際、静止土圧係数は既往の研究で得られた算定式⁸⁾から算出している。その後、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を 20 波加え

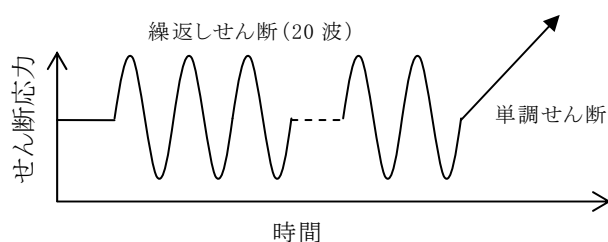


図 1 本試験の荷重イメージ

表 2 試験条件

試料	圧密		単調せん断 (非排水)		繰返しせん断 (非排水)		
	圧密応力 (kN/m ²)		せん断ひずみ速度 (%/min)	初期せん断剛性率 G _{0i} (kPa)	せん断応力比 τ _d /σ _{ac} '	荷重周波数 f (Hz)	繰返し荷重回数 N _c (回)
	軸方向 σ _{ac} '	側方向 σ _{rc} '					
R-0	30.0	7.0	10	1114	—	—	—
R-1				—	0.41	0.1	20
R-2					0.34		
R-3		0.55					
O-0		8.4		770	—	—	—
O-1				—	0.38	0.1	20
O-2					0.33		
O-3		0.28					
E-0		7.4		1068	—	—	—
E-1				—	0.73	0.1	20
E-2					0.59		
E-3					0.38		
E-4					0.26		
E-5					0.49		

る（この繰返しせん断過程はいわゆる液状化試験と同じ手法である）。その後、非排水状態を保持したままで、せん断ひずみ速度 10%/min で単調せん断を行う。この単調せん断時の応力-ひずみ関係を、地震動を想定した繰返しせん断を受けた土の応力-ひずみ関係と見なすものである。以降、本試験を繰返し荷重後単調荷重試験と称する。一連の荷重イメージを図 1 に示す。

なお繰返し荷重後単調荷重試験とは別に、泥炭の変形特性を把握するために、せん断ひずみ速度 10%/min で単調ねじりせん断試験を実施している。この試験により得られたせん断ひずみ γ = 0.1% 時の剛性を初期せん断剛性率 G_{0i} と評価し、繰返しせん断後の剛性と比較を行っている。各種試験条件を表 2 に示す。

(2) 中空ねじりせん断試験

供試体の作製は、基本的に地盤工学会基準「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 0550-2009)」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二酸化炭素で置換した上で、脱気水を供試体に供給し、その後 100kN/m² の背圧を荷重した。ここで B 値が 0.95 以上であることを確認している。このように作製・設置された供試体に対して、異方圧密を行い、先述した繰返し荷重後単調荷重試験および単調ねじりせん断試験を行った。

3. 試験結果と考察

3-1 試験結果

試料 E-2 の繰返し荷重後単調荷重試験における繰返し荷重時の時刻歴結果を図 2 に示す。なお試料 E-2 は

全試料の中で過剰間隙水圧の発生が最も顕著であったものである。

図 2 より一般に知られているように、繰返し载荷に伴う過剰間隙水圧の発生は限定的であり、泥炭はいわゆる液状化を生じない土質であることがわかる。その一方でせん断ひずみは確実に蓄積されていき、また軸応力も減少していく傾向が見て取れる。これらの傾向は他の試料に関しても同様であった。

試料 R、O、E に対して実施した単調せん断試験と、繰返し载荷後単調载荷試験における単調载荷試験時の応力-ひずみ関係を図 3 (a)、(b)、(c) に示す。図中の凡例内の τ_d/σ_{ac}' は繰返し载荷後単調载荷試験にお

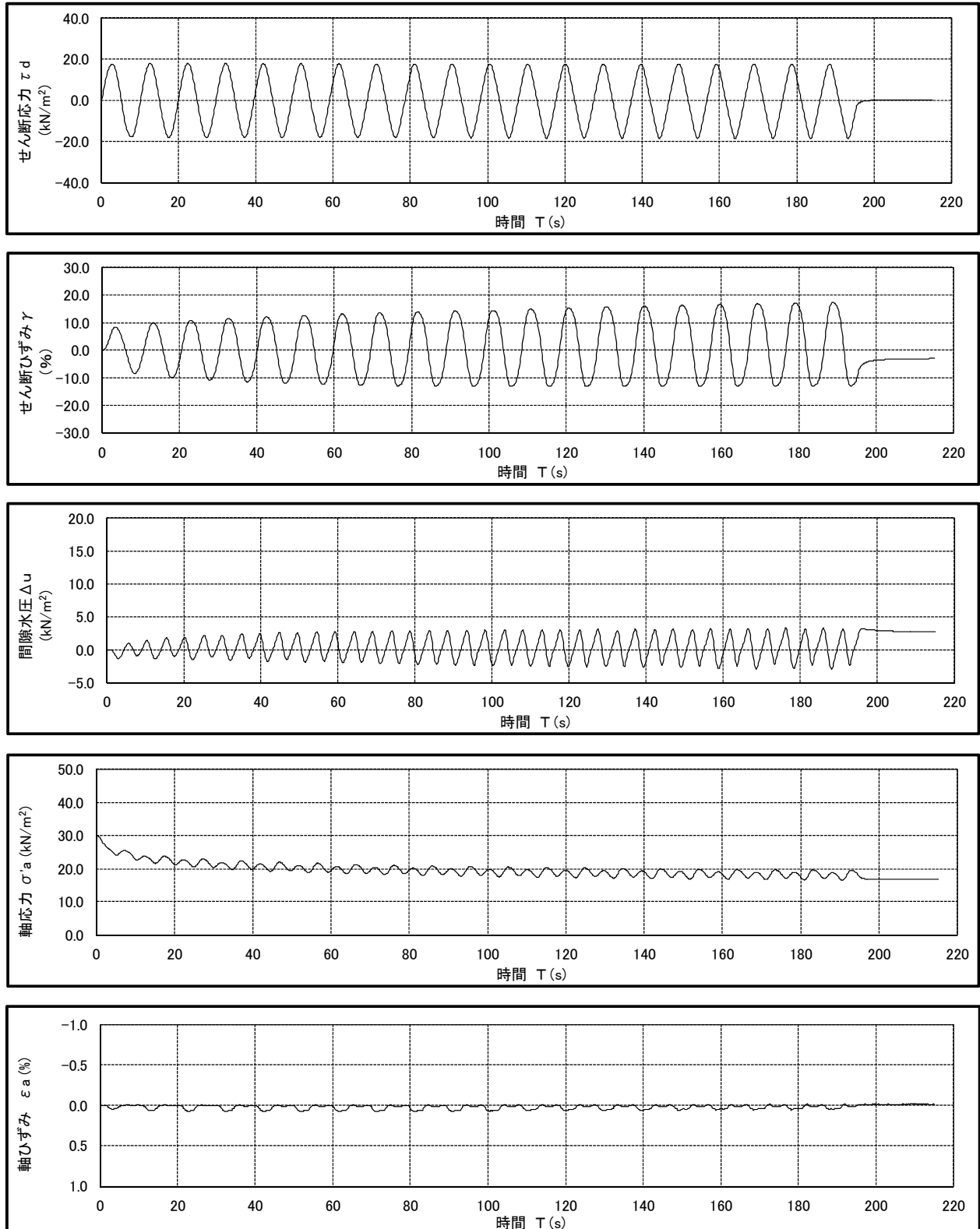


図 2 繰返し载荷時刻歴 (試料 E-2)

る繰返し載荷時の繰返しせん断応力比である。図 3 (a)、(b) より、試料 R、O は繰返しせん断を受けることで強度は増加している。その一方で、試料 E に関しては逆に強度が低下する傾向が見られる (図 3 (c))。なお安田らは豊浦砂やまさ土といった液状化が生じる砂質土の繰返し載荷後の単調載荷時の応力-ひずみ関係は下に凸となり、細粒分含有率が高い、いわゆる液状化が生じないような粘性土の繰返し載荷後の単調載荷時の応力-ひずみ関係は上に凸となることを示しており⁹⁾、本試験で用いた泥炭も後者と同様の関係が得られている。

次いで各ひずみレベルにおける割線係数より得たせん断剛性率 G を初期せん断剛性率 G_{0i} で正規化した結果を図 4 (a)、(b)、(c) に示す。先に述べたように試料 R、O は強度は増加したが、図 4 (a)、(b) より剛性に関しては明確な増加は見られず、ひずみレベルにもよるが、繰返し載荷を受けることで低下する傾向が確認できる。試料 E に着目すると、与えた繰返しせん断応力が大きいほどその剛性低下は顕著であることがわかる (図 4 (c))。なおいずれの結果においてもせん断ひずみ 10%以上では繰返しせん断による明確な影響は消失するようである。

図 5 は剛性に着目し、図 4 の結果を再整理したものである。縦軸はせん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ 、 1% 、 5% 時のせん断剛性を鉛直有効拘束圧 σ_{ac}' で正規化したせん断剛性比 G/σ_{ac}' で、横軸は本繰返し載荷後単調載荷試験における繰返しせん断時に与えた繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac}' である。この図より、全体的な傾向として与える繰返しせん断が大きいほど剛性は低下することがわかる。またひずみレベルが大きい方がその剛性は小さい。

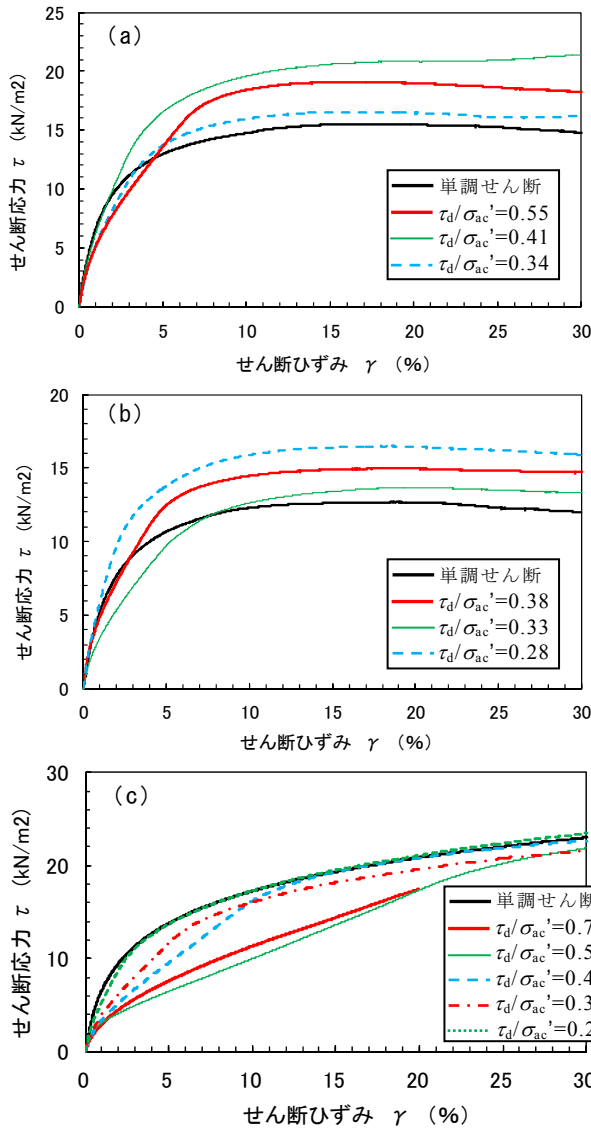


図 3 応力-ひずみ関係
(a) 試料 R、(b) 試料 O、(c) 試料 E

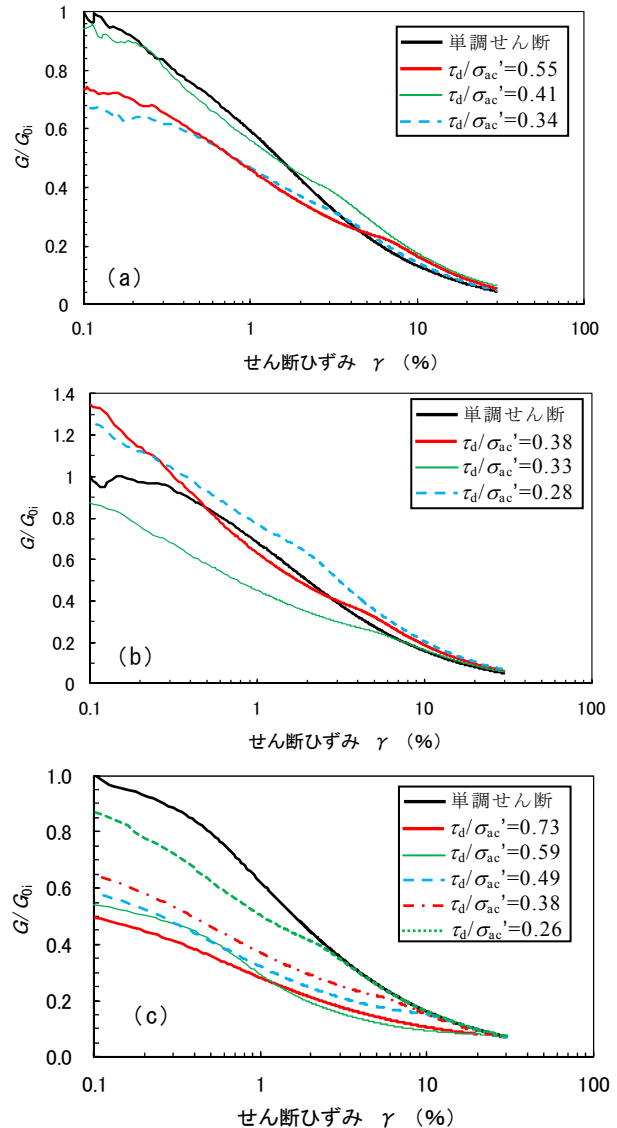


図 4 正規化したせん断剛性率 G/G_{0i}
(a) 試料 R、(b) 試料 O、(c) 試料 E

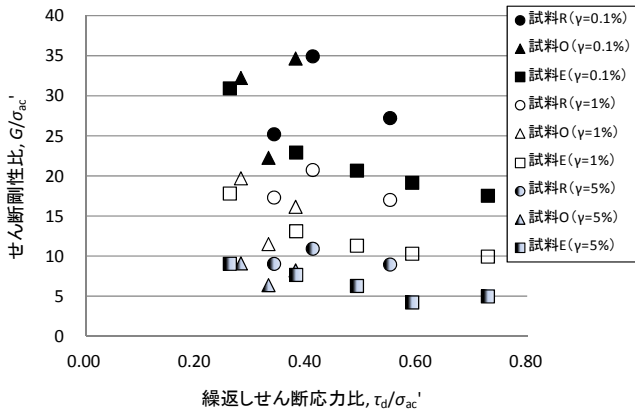


図5 与えた繰返しせん断応力比と
その後のせん断剛性の関係

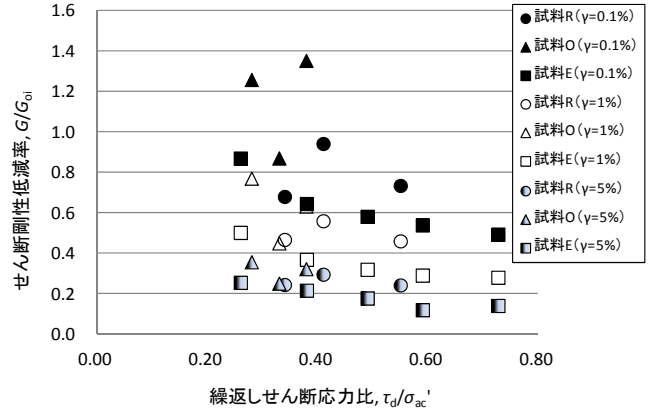


図6 与えた繰返しせん断応力比と
その後のせん断剛性の低減率

図6は、図5で得られた結果について、繰返し載荷後単調載荷試験で得られた剛性（ひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1% 、 5% 時）を別途実施した単調せん断試験によって得られた初期せん断剛性率 G_{0i} で正規化した G/G_{0i} （以後、せん断剛性低減率と称する）と繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac}' の関係である。この図より、試料Oで、繰返しせん断を受けた後に剛性が大きくなる（ G/G_{0i} が1を上回る）ものもあったが、ほとんどの試料は繰返しせん断を受けることで剛性は低下し、その低下は繰返しせん断応力に依存する傾向にある。また、ひずみレベルが大きい時の剛性ほど G_{0i} と比較して低減率は大きいようである。

地震動を受けた泥炭地盤の剛性をどの程度のひずみレベルの剛性で評価することが適切かは議論の余地があるが、細粒分含有率が高い粘性土に関して、 $\gamma=1\%$ 時の剛性で評価する研究⁹⁾もあることから、本報告においても以降、 $\gamma=1\%$ 時の剛性を繰返しせん断を受けた泥炭の剛性 G_1 として評価することとする。

3-2 水平震度による考察

本研究では、地震動を受けた泥炭地盤のせん断剛性の変化について検討しているため、ここで、繰返し載荷後単調載荷試験において作用させた繰返しせん断応力を地震動（水平震度）に換算し、整理を試みる。

水平震度は、道路橋示方書（V耐震設計編）より以下の関係より k_{ghL} として算出した。

$$L=r_d \cdot k_{ghL} \cdot \sigma_v / \sigma_v' \quad \dots (1)$$

L ：地震時せん断応力比

r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数（ $1-0.015x$ ）

k_{ghL} ：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度

σ_v ：地表面からの深さ x （m）における全上載圧（ kN/m^2 ）

σ_v' ：地表面からの深さ x （m）における有効上載圧（ kN/m^2 ）

ここで、 L は繰返し載荷後単調載荷試験において繰返し載荷の過程で泥炭に作用させた繰返しせん断応力比（表2参照）としている。 r_d 、 σ_v 、 σ_v' は表層に砂質土（単位体積重量 19kN/m^3 、厚さ 1.5m ）、以深に泥炭地盤が堆積している地盤を想定し、地下水位は泥炭地盤上面とし、地表面から深さ 5m （ $=x$ ）の位置における各値を設定している（有効上載圧 30kPa 程度）。なお、泥炭地盤の単位体積重量は、原位置で採取された試料を用いて測定した自然含水比、湿潤密度および土粒子密度から計算により飽和単位体積重量を得て、その値を採用している。表3に上記計算により得られた水平震度一覧を示す。

図7は、先に示した図6に関して、繰返しせん断応力比を水平震度に換算し再整理したものである。なお G_1 は $\gamma=1\%$ 時のせん断剛性である。図より、ばらつきはあるものの水平震度が 0.15 程度、 0.2 程度、 0.3 程度の繰返しせん断を受けると、剛性がそれぞれ $0.5\sim 0.8$ 程度、 $0.4\sim 0.6$ 程度、 $0.3\sim 0.4$ 程度に低下し、水平震度が大きいほどその低下傾向は顕著である。

図8、9に繰返しせん断（大きさは水平震度に換算）を受けた後のせん断剛性低減率と自然含水比 W_n およ

び強熱減量 L_i の関係を示す。一般に泥炭は各種物性値や圧縮性と自然含水比もしくは強熱減量の相関が高いことが確認されている¹⁰⁾。なお両図においては $k_{ghL} = 0.15$

表 3 繰返しせん断応力比から換算された水平震度

試料	R-1	R-2	R-3	O-1	O-2	O-3	E-1	E-2	E-3	E-4	E-5
水平震度 k_{ghL}	0.20	0.17	0.28	0.19	0.17	0.14	0.37	0.30	0.19	0.13	0.25

(試料 R-2、O-2、O-3、E-4)、0.20 (試料 R-1、O-1、E-3)、0.30 (試料 R-3、E-2) 前後の値を抽出し整理している。

図 8 より、水平震度が比較的小さい $k_{ghL} \doteq 0.15$ のケースで結果にばらつきが見られるが、 $k_{ghL} \doteq 0.20$ 、 0.30 の結果は同じような傾向を示し、全体的には自然含水比の増加に伴い、繰返しせん断後のせん断剛性の低下は軽減される傾向が見受けられる。限られたデータではあるが、この結果は、自然含水比により、地震後の泥炭の剛性低下を推定できる可能性を示唆している。一方、強熱減量 L_i に着目すると、现阶段では明確な傾向は見えてとれない(図 9)。今後、強熱減量が 60%以下のデータも蓄積していく必要がある。

4. まとめ

繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化に着目し、一連の中空ねじりせん断試験を行った。その結果、液状化が生じない泥炭においても、繰返しせん断を受けることでせん断剛性は低下する傾向にあることが明らかとなり、その低下傾向は自然含水比で推定できる可能性が示唆された。これらのことは、泥炭地盤の地震時側方流動や、泥炭地盤上に構築された盛土の地震時挙動を理解する上で重要な知見と考える。今後は引き続きデータを蓄積しつつ、併せて地震動を受けた泥炭のせん断剛性を適切に評価し得るひずみレベルに関して検討を進める予定である。

【参考文献】

- 1)北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告，第100号，pp.13-32，1993.
- 2)独立行政法人北海道開発土木研究所：北海道開発土木研究所月報 特集号（平成15年 十勝沖地震被害調査報告，2003.
- 3)梶取真一，西本聡，林宏親，橋本聖：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，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.53，pp.105-108，2013.
- 4)林宏親，西本聡，橋本聖，梶取真一：泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強，地盤工学ジャーナル，Vol.6，No.3，pp.465-473，2011.
- 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)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，土木試験月報，No.393，pp.12-21，1986.
- 7)安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999.
- 8)Hirochika Hyashi, Nobutaka Yamazoe, Toshiyuki Mitachi, Hiroyuki Tanaka, Satoshi Nishimoto：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.
- 9)安田進，稲垣太浩，長尾和之，山田真一，石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第40回地盤工学研究発表会，pp.525-526，2005.
- 10)独立行政法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2011.

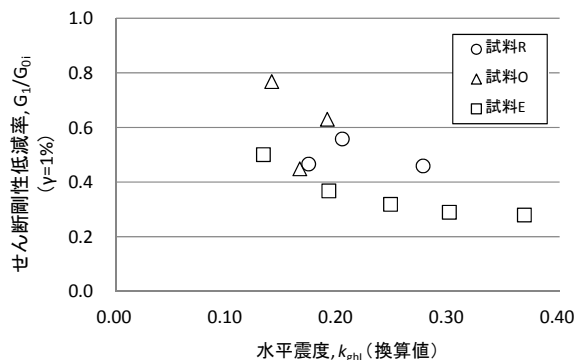


図 7 所定の水平震度（換算値）を受けた泥炭のせん断剛性低減率

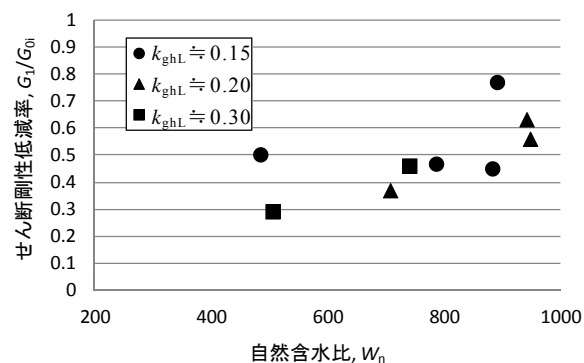


図 8 各水平震度（換算値）における W_n と G_1/G_{0i}

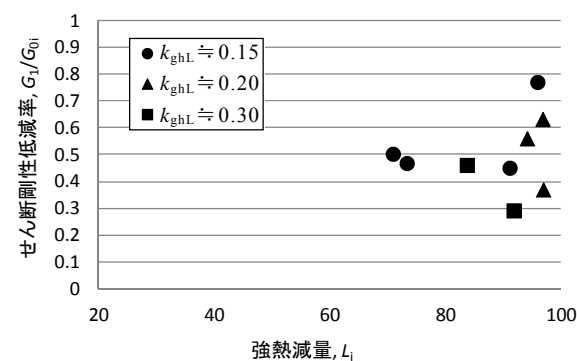


図 9 各水平震度（換算値）における L_i と G_1/G_{0i}

過圧密泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率と動的変形特性

土木研究所	寒地土木研究所	正会員	○林 宏親
	同上	正会員	山梨 高裕
	同上	正会員	橋本 聖
	同上	正会員	山木 正彦

1. まえがき

地震応答や交通振動伝播など、地盤の動的挙動を解析する場合、土の微小ひずみにおけるせん断剛性率（以下、初期せん断剛性率）および動的変形特性（せん断剛性率と履歴減衰率のひずみ依存性）の把握が重要となる。しかし、この分野における泥炭に関する研究は、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。過去の大規模地震において、泥炭地盤における土構造物に大きな被害が生じていることを考えると、この問題を解決する必要性は高いといえる。

少ない既往研究ながらも、能登・熊谷¹⁾、石原ら²⁾および佐藤ら³⁾が、正規圧密状態の泥炭または高有機質土の繰返し三軸試験を行い、その初期せん断剛性率や動的変形特性を報告している。しかし、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に対して、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繰返し三軸試験を適用することへの疑問が指摘されている¹⁾。このことを踏まえると、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。

林ら⁴⁾は、北海道各地から採取した泥炭と有機質粘土について、正規圧密状態の繰返しねじりせん断試験を実施している。その結果、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得ている。さらに、せん断剛性比および履歴減衰率について、Hardin-Drnevich モデル⁵⁾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した上で、その実験式を提案している。

一方、能登・熊谷¹⁾、Wehling et al⁶⁾および近江ら⁷⁾は、過圧密状態における泥炭の初期せん断剛性率が正規圧密状態より大きいことを指摘しているが、限られたデータを基にした定性的な議論にとどまっている。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⁸⁾。そこで、本検討では、林ら⁴⁾の実施した正規圧密泥炭の研究を進展させて、過圧密履歴を受けた粘土と物性の異なる3種類の泥炭の繰返しねじりせん断試験を行い、過圧密比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実験式を提案した。

2. 実験概要

2.1 試料

天塩町雄信内と江別市江別太（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および粘土を用いて実験を行った。物性値を表1に示す。以下、天塩町雄信内の深度 2.0~2.8m から採取した泥炭を天塩泥炭 A、深度 3.0~3.8m の泥炭を天塩泥炭 B、深度 10.0~10.8m の粘土を天塩粘土、江別市江別太の深度 2.7~3.5m から採取した泥炭を江別泥炭と呼ぶ。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・深度で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、同一試料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

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で置換した上で、脱気水を供試体に供給し、間隙を脱気水で満たした後に、100kN/m² 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) に従い繰返しねじりせん断試験を行った。

泥炭試料の過圧密履歴は、まず圧密試験から得られた圧密降伏応力 (表 1) より十分に大きな圧力 (60~150kN/m²) で圧密し、3t 法により圧密を打ち切った後、30kN/m² まで圧力を低下させることで、過圧密比 OCR=2, 3, 5 を得た (表 2)。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、その初期せん断剛性率や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⁹⁾から、実験の単純化を図るため、等方の圧力を与えた。粘土試料についても、同様な手法で過圧密履歴を与えた (表 2)。その後、非排水条件下で正弦波 (0.5Hz) の繰返しねじり力を 1 载荷段階につき 11 波载荷した。

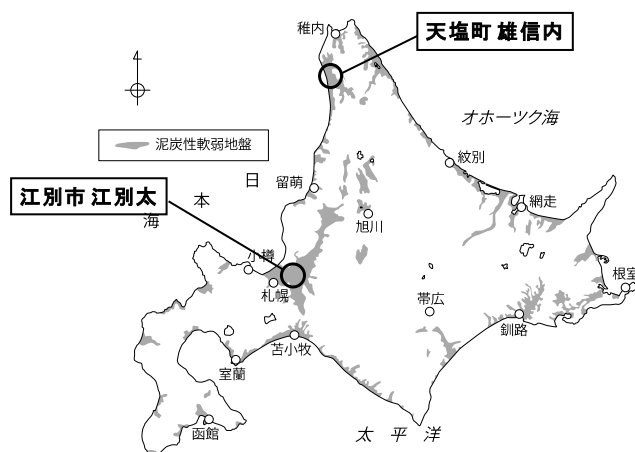


図 1 試料の採取位置図

表 1 試料の採取場所、略称および物性

箇所名	略称	土質	採取深度 (GL-m)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	自然含水比 W_n (%)	強熱減量 Li (%)	初期間隙比 e_0	圧縮指数 C_c	圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	分解度 (水洗い) H (%)	分解度 (Von Post)
天塩町雄信内	天塩泥炭A	泥炭	2.0 ~ 2.8	1.63	727~783	68~79	13.6	8.1	15	65	H5
	天塩泥炭B	泥炭	3.0 ~ 3.8	1.99	422~742	39~76	9.9	6.4	18	80	H5
	天塩粘土	粘土	10.0 ~ 10.8	2.65	47	5	1.29	0.47	135	—	—
江別市江別太	江別泥炭	泥炭	2.7 ~ 3.5	2.07	328~411	28~50	9.1	4.9	20	89	H7

表 2 実験条件

土質	条件	過圧密比 OCR	圧密圧力p (kN/m ²)	拘束圧σ _c (kN/m ²)
泥炭	正規圧密	1	30	30
	過圧密	2	60	
		3	90	
		5	150	
粘土	正規圧密	1	150	150
	過圧密	2	300	
		3	450	
		5	750	

3. 実験結果と考察

3.1 過圧密履歴が初期せん断剛性率に与える影響

図 2 に OCR と初期せん断剛性率 G_0 の両対数における関係を示す。岩崎ら¹⁰⁾は、豊浦砂のような細粒分の少ない砂では、 G_0 に及ぼす過圧密履歴の影響はほとんどないが、細粒分の多い砂では、過圧密履歴によって G_0 の値が正規圧密状態に比べ増加するとしている。Kokusho et al¹¹⁾は、OCR=5~15 の過圧密粘土の G_0 が正規圧密粘土のそれより 35%程度大きいとしている。これに対して泥炭では、図 2 に示すように両対数軸上において OCR の増加に伴い G_0 がほぼ線形に増加した。この傾向は、粘土と比べて泥炭のほうが著しい。以上のことから、泥炭の G_0 は過圧密履歴の影響を顕著に受けることがわかり、 G_0 を決定する際に、その過圧密履歴を考慮することが重要といえる。

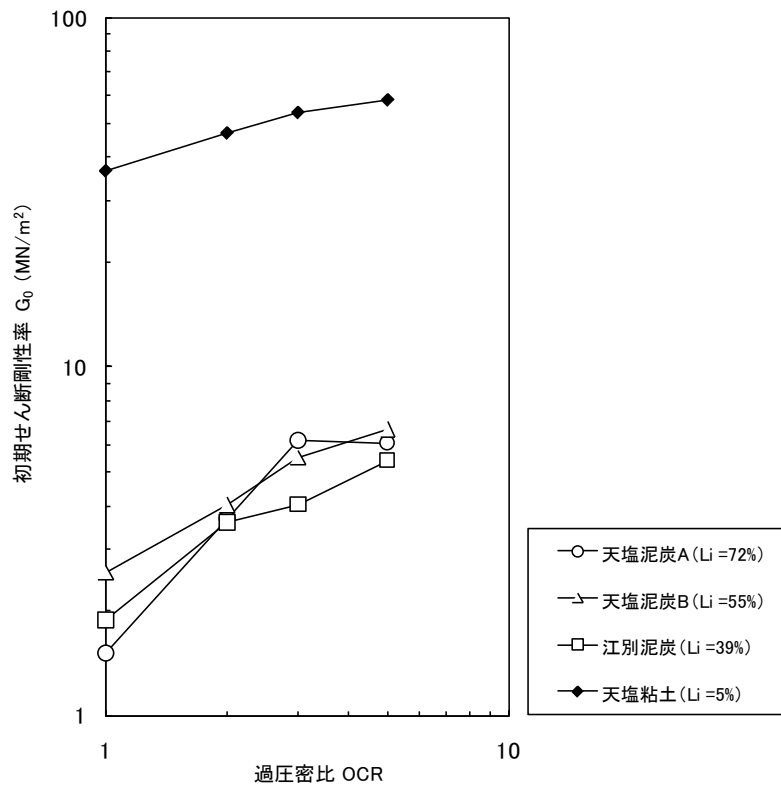


図 2 過圧密比と初期せん断剛性率

Li : 各試料の強熱減量 (4 供試体の平均値)

図2の関係をより明確にするために、正規圧密状態の G_0 (G_{0NC}) に対する過圧密状態の G_0 (G_{0OC}) の比 G_{0OC}/G_{0NC} と OCR の両対数上における関係を図3に示す。この際、基準である G_{0NC} のばらつきが結果を大きく左右する。このばらつきの影響を排除するため、2.1 で述べた通り、同一の泥炭試料において供試体のばらつきがないように配慮したが、不攪乱試料を扱う限り、この影響を完全には排除できない。したがって、ここでは、既往の研究成果⁴⁾である式(1)を用いて平均的な G_{0NC} を算出した上で、その値を使って実験から得た G_{0OC} を正規化することで G_{0OC}/G_{0NC} を求めた。ここで、 G_0 の単位は MN/m^2 、 W_c は圧密後含水比(%)、 σ'_c は有効拘束圧(kN/m^2)である。

$$G_0 = 0.725W_c^{-0.32}\sigma'_c{}^{0.86} \quad (1)$$

いずれの試料においても、OCR の増加にしたがって、 G_{0OC}/G_{0NC} が線形的に増加した。すなわち、両者の関係は式(2)で表現される。この傾き (OCR の指数) m を最小二乗法によって求めたところ、試料によって m が異なり、粘土では $m=0.3$ 、泥炭では、 $m=0.59\sim 0.82$ であった。近江ら⁷⁾は、天塩粘土と江別泥炭の中間程度の物性に相当する含水比 85~360%の泥炭に対する実験から $m=0.48$ を得ており、今回の実験結果の傾向に近い。これらのことは、 G_{0OC} は式(2)によって G_{0NC} と OCR の関数で表現できるとともに、OCR の指数 m が定数ではなく、試料の物性によって異なることを示している。

$$G_{0OC}/G_{0NC} = \text{OCR}^m \quad (2)$$

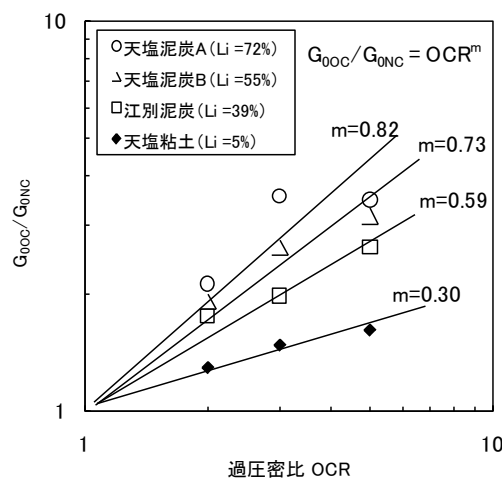


図3 過圧密比と G_{0OC}/G_{0NC}

Li : 各試料の強熱減量 (4 供試体の平均値)

Hardin and Black¹²⁾は、過圧密粘土の G_0 と OCR に式(2)の関係が認められ、今回の実験結果と同様に m は定数ではなく、塑性指数に応じて変化するとしている。塑性指数のような物理インデックスから m を推定できると、実務において有用な情報となる。しかし、泥炭では、繊維質が多いため、コンシステンシー試験の実施が困難である。試料を裏ごしして、繊維質を排除あるいは物理的に分解すると試験は実施できるが、その結果はあまり意味を持たないと考えられる。一方、泥炭の力学的定数は、自然含水比や強熱減量と関連付けて整理されることが多い。今回の実験結果の整理を考えると、圧密の前後で変化しない値である強熱減量が便利である。そこで、図4に強熱減量と m の関係を示す。強熱減量が増加するとともに、 m が比例的に増加することがわかる。この関係は、式(3)で近似できる。ここで、 Li は強熱減量(%)である。

$$m = 0.007Li (\%) + 0.27 \quad (3)$$

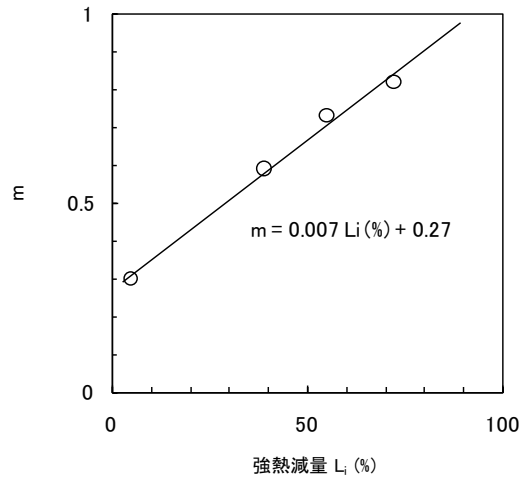


図4 強熱減量と m

既往の研究⁴⁾において提案した正規圧密状態の泥炭と有機質粘土の G_0 の推定式に、本検討で得られた結果を加えて、過圧密履歴の影響を考慮する OCR の項を付与した推定式を以下に示す。ここで、 G_0 の単位は MN/m^2 、 W_c は含水比(%)、 σ'_c は有効拘束圧(kN/m^2)、 Li の単位は%である。式(4)および式(5)は、正規圧密および過圧密状態の両方ともに、含水比と強熱減量から G_0 を簡易に推定できる式であり、実務において有用である。

$$\text{有機質粘土} : G_0 = 1.284 W_c^{-0.17} \sigma'_c{}^{0.64} \text{OCR}^{(0.007Li + 0.27)} \quad (4)$$

$$\text{泥炭} : G_0 = 0.725 W_c^{-0.32} \sigma'_c{}^{0.86} \text{OCR}^{(0.007Li + 0.27)} \quad (5)$$

3.2 過圧密履歴がせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性に与える影響

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に与える過圧密履歴の影響を検討する。代表的な結果として、本検討で扱った泥炭のうち、中間的な物性値を有する天塩泥炭 B 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 の関係を図 5 に示す。正規圧密泥炭と過圧密泥炭を比較すると、過圧密泥炭は、全ての OCR において、正規圧密泥炭とほぼ同じ曲線であった。全てのケースにおいて、せん断ひずみ 0.03%程度からせん断剛性比の低下が見られ、せん断ひずみ 0.4~0.7%の時には初期の 0.5 程度のせん断剛性まで低下した。安田・山口¹³⁾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せん断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 5 における泥炭のせん断ひずみ依存性は、この粘土・シルトよりもさらに弱いものである。この傾向は、既往の研究⁴⁾でも得られており、泥炭の一般的な傾向といえる。

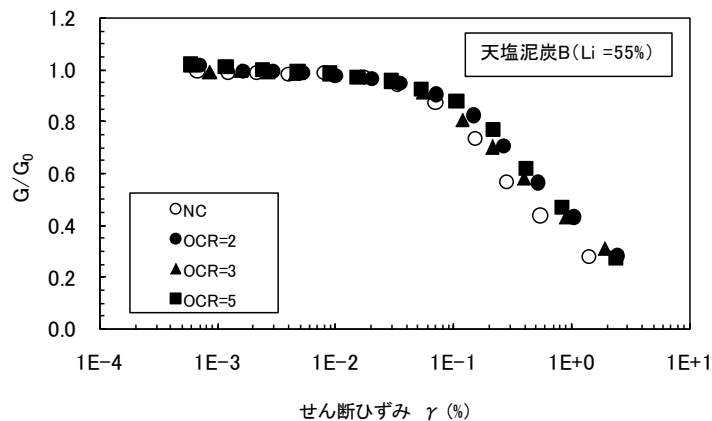


図5 天塩泥炭 B のせん断ひずみとせん断剛性比 (NC : 正規圧密、Li : 強熱減量の平均値)

図6に天塩泥炭Bのせん断ひずみと履歴減衰率の関係を示す。ここでも、過圧密泥炭は、全てのOCRにおいて、正規圧密泥炭とほぼ同じ曲線であった。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、ひずみが増加するにつれて履歴減衰率が増加した。安田・山口¹³⁾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¹⁾においても、泥炭の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。

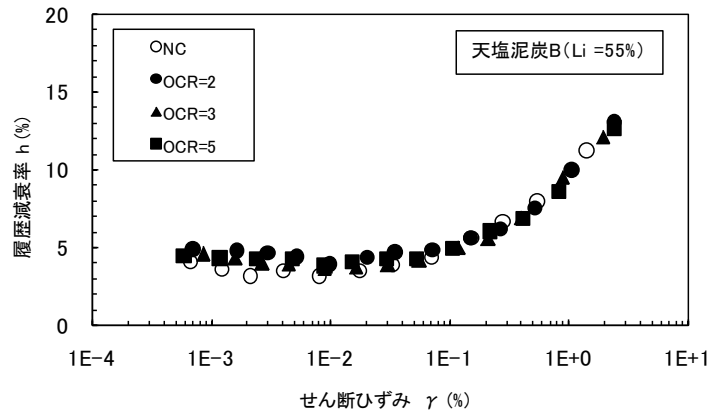


図6 天塩泥炭Bのせん断ひずみと履歴減衰率 (NC: 正規圧密、Li: 強熱減量の平均値)

土のせん断剛性率と履歴減衰率のひずみ依存性(動的変形特性)の単純化には、式(6)および式(7)で表現される Hardin-Drnevich モデル(以下、H-D モデル)が良く用いられる。ここで、 γ はせん断ひずみ(%), γ_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。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。規準ひずみ γ_r と最大履歴減衰率 h_{max} を決定すると、動的変形特性、すなわち、せん断ひずみと G/G_0 やせん断ひずみと履歴減衰率の曲線関係を得ることができる。能登・熊谷¹⁾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いる。これを受けて、林ら⁴⁾は、正規圧密泥炭および有機質粘土の γ_r と h_{max} を含水比や有効拘束圧から推定できる実験式を提案している。

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_r) \quad (6)$$

$$h = h_{max} (1 - G/G_0) \quad (7)$$

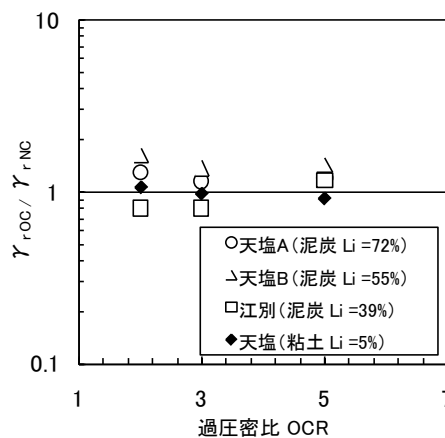


図7 過圧密比と $\gamma_{rOCR}/\gamma_{rNC}$

Li: 各試料の強熱減量(4供試体の平均値)

正規圧密状態の γ_r (γ_{rNC}) に対する過圧密状態の γ_r (γ_{rOC}) の比 $\gamma_{rOC}/\gamma_{rNC}$ とOCRの関係を図7に示す。ここで、 $\gamma_{rOC}/\gamma_{rNC}$ は対数表示である。泥炭の $\gamma_{rOC}/\gamma_{rNC}$ は、0.8~1.6の範囲であった。OCRならびに泥炭の物性に対して一定の傾向は認められない。土の動的変形特性において、せん断ひずみはオーダーで議論されることが多いことから、今回得られた $\gamma_{rOC}/\gamma_{rNC}$ の範囲(0.8~1.6)に有意な差はないと判断でき、泥炭の G/G_0 に過圧密履歴は影響を与えないと言える。岩崎ら¹⁰⁾やKokusho et al¹¹⁾も、砂や粘土に関してせん断剛性率のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は少ないと報告している。

次に、履歴減衰率について検討する。図8に G/G_0 と履歴減衰率の関係を示す。履歴減衰率が式(7)で表現されるとすれば、図8において G/G_0 と履歴減衰率は直線関係となり、 $G/G_0=0$ の時のY切片が最大履歴減衰率になる。いずれの試料においても、 $G/G_0=0.8$ より大きい領域を除いて概ね直線関係にあり、正規圧密と過圧密試料に明瞭な差は認められなかった。

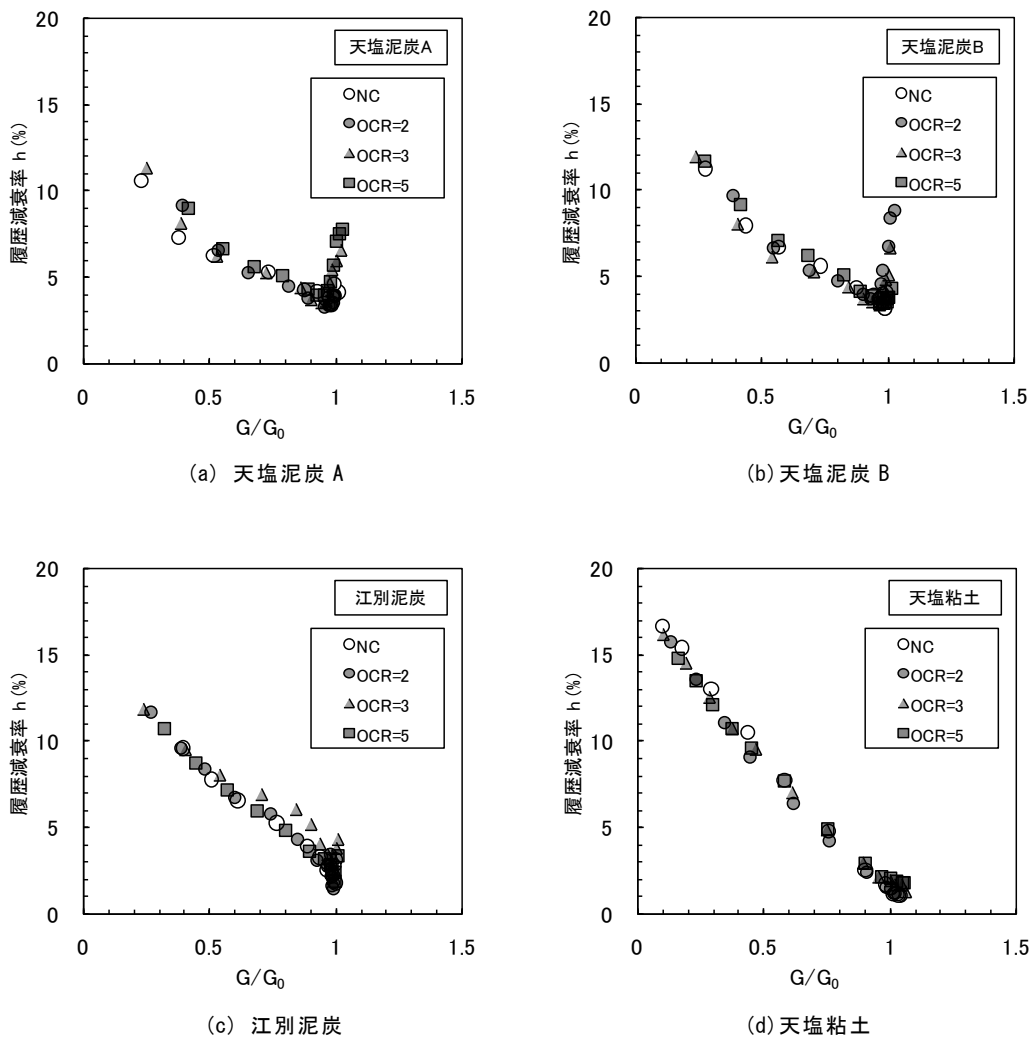


図8 G/G_0 と履歴減衰率

以上のことから、泥炭のせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性(動的変形特性)に及ぼす過圧密履歴の影響は、ほとんどないと判断できる。すなわち、既往の研究⁴⁾で得られた正規圧密泥炭の動的変形特性やその推定式は、過圧密泥炭にも適用できる。

4. まとめ

本検討において、過圧密履歴を受けた粘土と物性の異なる3種類の泥炭の繰返しねじりせん断試験を行い、過圧密比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。得られた主な結論を要約すると以下の通りである。

- ①両対数軸上において、泥炭の過圧密比 OCR が増加するに伴い、初期せん断剛性率 G_0 がほぼ線形に大きくなる傾向が認められた。この傾向は、粘土と比べて泥炭のほうが著しい。つまり、泥炭の G_0 は過圧密履歴の影響を顕著に受けることから、 G_0 を決定する際に、その過圧密履歴を考慮することが重要といえる。
- ②両対数軸上において、OCR が増加するに伴い、正規圧密状態の $G_0(G_{0NC})$ に対する過圧密状態の $G_0(G_{0OC})$ の比 G_{0OC}/G_{0NC} が線形的に増加した。つまり、 $G_{0OC}/G_{0NC} = OCR^m$ の関係が認められた。
- ③OCR の指数 m は定数ではなく、強熱減量 Li が増加するとともに、 m が比例的に増加することが明らかになった。この関係は、 $m = 0.007Li (\%) + 0.27$ 式(3)で近似できた。以上のことから、過圧密履歴の影響を考慮する OCR の項を付与した G_0 の推定式を提案した。
- ④泥炭のせん断剛性率および履歴減衰率のひずみ依存性に及ぼす過圧密履歴の影響は、ほとんどないことがわかった。すなわち、既往の研究⁴⁾で得られた正規圧密泥炭の動的変形特性やその推定式は、過圧密泥炭にも適用できる。

【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) 佐藤望真、荻野俊寛、高橋貴之、林宏親、及川洋：有機分を含む土の初期せん断剛性率および規準ひずみの定式化、地盤工学ジャーナル、8(1)、pp.133-142、2013。
- 4) 林宏親、西本聡、橋本聖、梶取真一：中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集 No.53、pp.89-96、2013。
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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。
- 8) Hayashi, H., Yamazoe, N., Mitachi, T., Tanaka, H. and Nishimoto, S. : Coefficient of Earth Pressure at Rest for Normally and Overconsolidated Peat Ground in Hokkaido Area, Soils and Foundations, 52(2), pp.299-311, 2012.
- 9) 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。
- 10) 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)－広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性－、土木研究所報告、No.153、1980。
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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。

原位置試験による地盤反力係数推定に関する考察

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 正会員 山梨 高裕
土木研究所 寒地土木研究所 国際会員 富澤 幸一

1. はじめに

道路橋示方書（平成 8 年改訂）¹⁾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²⁾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。具体的には今後、部分係数設計法に移行し、調査法毎の推定値のばらつきを考慮した部分係数が設定されることが見込まれている。そのため、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する。

本報では、原位置試験による地盤反力係数推定方法に注目し、各種試験データの比較検討を行った。また、原位置せん断摩擦試験による地盤反力係数の推定精度について考察を行った。

2. 地盤反力係数の推定方法

基礎の変位の推定方法は、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³⁾および NEXCO 試験方法⁴⁾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。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots \dots (1)$$

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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/m³)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。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \dots \dots (2)$$

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/m²)

α : 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 α

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 α	
	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 on subgrade reaction coefficient estimates by in-situ test

Hirofumi FUKUSHIMA, Takahiro YAMANASHI and Koichi TOMISAWA (CERI for Cold Region, PWRI)

表-3 各種試験による変形係数E (kN/m²)

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)
森町	-8.4	5,790 (1.00)	14,000 (2.42)	13,700 (2.37)	37,000 (6.39)
	-1.2	12,960 (1.00)	0 (----)	24,100 (1.86)	58,300 (4.50)

※()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。

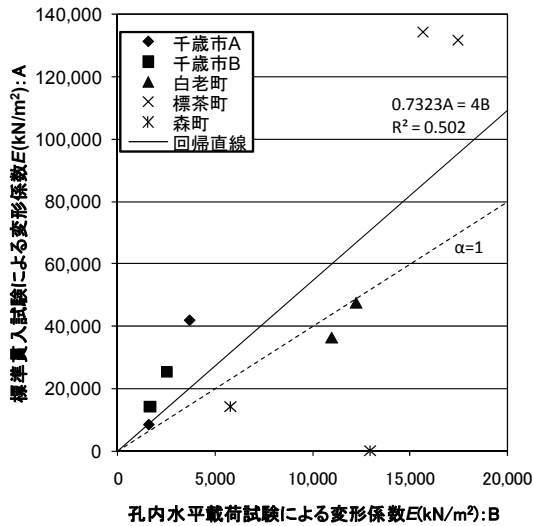


図-3 孔内水平載荷試験による変形係数Eと標準貫入試験による変形係数Eとの関係

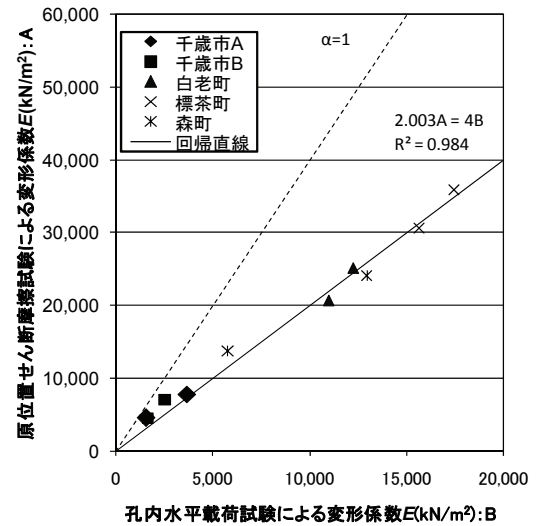


図-4 孔内水平載荷試験による変形係数Eと原位置せん断摩擦試験による変形係数Eとの関係
表-4 換算係数αの関係

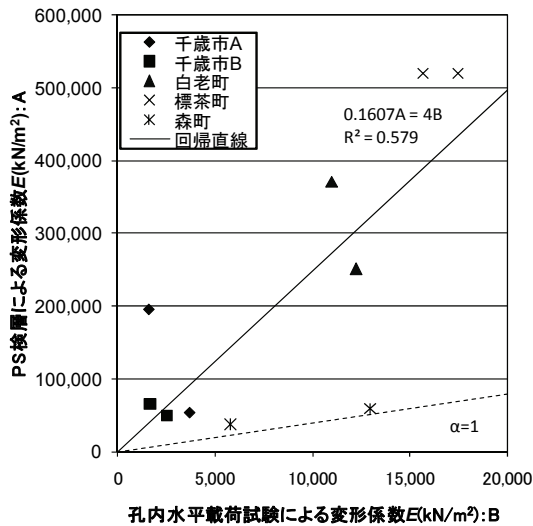


図-5 孔内水平載荷試験による変形係数EとPS検層による変形係数Eとの関係

変形係数 E ₀ の推定方法	換算係数 α		R ²
	常時	試験結果	
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	-	-
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	4:固定	-
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	0.7323	0.502
原位置せん断摩擦試験で測定した変形係数	2	2.003	0.984
(PS 検層による推定法)	-	0.1607	0.579

5. 考察

(1) 孔内水平載荷試験との比較

孔内水平載荷試験による変形係数と、各種試験による変形係数とを比較する(表-3, 4・図-3~5)。表-1で示したとおり、道示³⁾およびNEXCO試験方法⁴⁾では、孔内水平載荷試験による変形係数の4倍に対し、標準貫入試験による推定方法ではα=1, SBIFTによる推定方法ではα=2の関係である。

SBIFTでは、道示のα=2に対して、α=2.003の回帰直線となり、既往の推定法と合致した。標準貫入試験では道示のα=1に対してα=0.7323と、ある程度近似したものの、R²=0.502と、ばらつきは大きい。PS検層による

変形係数の推定値は孔内水平載荷試験と比べ大きい値となり、また、 $R^2=0.579$ と大きくばらつく分布となった。これは、動的試験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 α の設定や適用可能性について検討する必要があると考える。

(2) 部分係数設計法への移行に向けて

地盤調査法ごとの変形係数の推定精度は大きく異なることから、今後移行することとなる部分係数設計法においては、ばらつきを考慮した部分係数が設定される見込みである。既往研究^{5)~8)}によれば、 N 値および孔内水平載荷試験(LLT)による地盤反力係数(k 値)推定値の変動係数(COV)は、表-5のとおり整理されている。また、本調査における SBIFT-LLT 換算時の COV は、表-4の通りとなった。

変動係数 COV は統計学的に以下の関係が成り立つ。

$$COV_k = \sqrt{COV_{SBIFT-LLT}^2 + COV_{LLT-k}^2}$$

ここに COV_k : k 値の変動係数、 $COV_{SBIFT-LLT}$: SBIFT から孔内水平載荷試験値に換算するときの変動係数、 COV_{LLT-k} : 孔内水平載荷試験から k 値に換算するときの変動係数

この関係から、SBIFT により LLT に換算し、 k 値を推定した場合の変動係数を評価した(表-6)。その結果、 $COV_k=0.29\sim 0.47$ となり、標準貫入試験による 0.60 あるいは 0.70 と比べて十分に小さい誤差精度であると考える。また性能規定型基準へ移行した先行事例である「港湾の施設の技術上の基準」⁹⁾においては、ばらつきが大きい場合(変動係数 0.6 以上)、モデル化あるいは地盤調査をやり直すよう定められており、SBIFT による誤差精度については十分実用的なものとする。

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、 $\alpha=2.003$ と、既往推定方法と高い整合が見られた。
- (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、 $\alpha=0.7323$ と、既往推定方法とある程度整合が見られたが、ばらつきが大きい。
- (3) 動的試験(PS 検層)では、ひずみレベルの違いから、静的試験と比べ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) SBIFT より孔内水平載荷試験値に換算し、 k 値を推定した場合の精度は十分高い。

性能規定設計への推進、部分係数設計法への移行を念頭に置いた場合、調査方法毎の試験結果の特性を考慮する必要が生じる。とりわけ、原位置せん断摩擦試験は比較的新しい試験方法であり、他の調査法との関係を見定める必要があると考える。今後とも、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, pp.1-566, 1996.12.
- 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, 634p, 2012.3.
- 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, pp.283-287, 2012.3.
- 4) NEXCO：NEXCO 試験方法 第5編 基礎工関係試験方法, 2009.7.
- 5) 土木研究所：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料第 4136 号, 2009.3.
- 6) 土木研究所：道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究, 土木研究所成果報告書, 2008.
- 7) Phoon, K. and Kulhawy, F. H. : Characterization of geotechnical variability, Canadian. Geotechnical Journal, 36: pp.612-624, 1999.
- 8) 地盤工学会：基礎構造物の信頼性設計法講習会 講演資料, 2013. 2.
- 9) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 丸善, 2007. 7.

表-4 SBIFT→LLT 換算時の変動係数

	孔内水平載荷/SBIFT
データ数	10
平均値	0.45
変動係数 COV	0.15

表-5 推定法毎の k 値の変動係数

地盤調査法		変形係数 E の COV	$E \rightarrow k$ 値のモデル誤差による COV	k 値の COV
N 値 $\rightarrow E$	砂質土	0.54	0.25	0.60
	粘性土	0.65		0.70
孔内水平載荷試験		0.05-0.35		0.25-0.45

表-6 SBIFT→LLT 値に換算した場合の k 値の変動係数

地盤調査法	SBIFT→LLT の COV	LLT $\rightarrow k$ 値の COV	k 値の COV
SBIFT	0.15	0.25-0.45	0.29-0.47

1. はじめに

軟弱地盤上に構造物を建設しなくてはならない場合、地盤の支持力不足、変形、液状化などの様々な工学的問題が発生する。これらに対処するために地盤改良工法が発達し、現在数多くの地盤改良工法が開発され、対象とする土質条件、改良目的、構造物の種類と規模に応じて使い分けられている。地盤改良工法のひとつに固化処理工法がある。固化処理工法とは土と固化材を攪拌混合し、固化材の固化反応を利用して軟弱地盤を改良する工法である。このように改良された状態でも、高有機質土は比較的低い強度・剛性を有する場合が多いが、地盤および構造物の地震時の安定を評価するための地震応答解析に必要な動的変形特性に関する情報は非常に限られている。そこで、本研究では高有機質固化処理土の動的変形特性を繰り返しせん断試験によって求め、初期せん断剛性率の応力・せん断ひずみ依存性（非線形性）により評価した。

2 研究の背景と目的

土のせん断剛性率は有効拘束圧に依存する。既往の研究では、せん断剛性率の拘束圧依存性が研究されており、多くの経験式（Hardin & Drnevich, 1972, Viggiani & Atkinson, 1995 など）が提案されている。しかし、それらの多くは砂質土や粘性土などの無機質土が対象であり、固化処理土、さらには有機物を多く含んだ高有機質固化処理土に対しての研究は多くない。さらに、固化処理土のひずみと剛性の関係についても考慮すべき点がある。

図 1 は一般に認識されている未改良土と改良土の

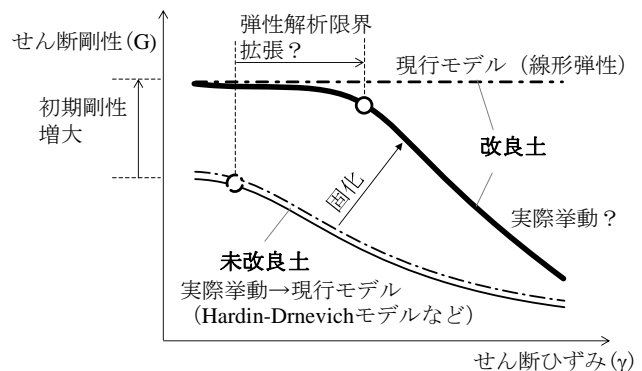


図1 改良土および未改良土のひずみと剛性の関係

ひずみと剛性の関係の模式（実線）、そして一般に適用されるモデルのひずみと剛性の関係（破線）を示している。土のひずみと剛性の関係には非線形性があり、その関係を表すために、Hardin-Drnevich モデルなど（Hardin & Drnevich, 1972）が提案されてきた。しかし、未改良土ではこの非線形モデルが適応されるが、固化処理土では人工的な固結が強いため、線形弾性体扱いされる場合が多い。しかし、比較的大きなひずみ下でも剛性が低下しないという線形モデルは、根拠が薄く、実際の固化処理土の挙動を把握しておく必要がある。また、固化処理土では、強度ベースで設計から施工後の品質管理まで行われることが多いため、地震時のひずみと剛性の関係といった動的な変形特性を、静的な指標である一軸圧縮強度と関係づけることができると実務に有用である。

有機分を含む土には特有の問題もある。有機物を多く含む土では、有機物に含まれるフミン酸などにより、セメント系固化材の固化が阻害され、固化処理による強度の発現が無機質土ほど顕著ではないため、それほど大きな強度発現が見込めない。そこで本研究では、このような一軸圧縮強度で数 10～数 100kPa の比較的低い高有機質固化処理土について、剛性の有効拘束圧依存性、ひずみと剛性の非線形性を求め、これらの関係と強度との相関を調べることを目的とした。

Stress dependency and non-linearity of shear modulus in cement-treated high organic content soils

Youhei SUGIYAMA (Hokkaido University)

Satoshi NISHIMURA (Hokkaido University)

3. 実験概要

3.1 試料

試料は日高町、札幌市北区、南幌町晩翠で採取された有機分を含む土を使用した。試料の物性値は表1の通りである。日高粘土・晩翠粘土は、泥炭を除いて強熱減量 L_i の値は必ずしも一般値と比べて大きくないが、いずれも泥炭の下位層として存在していた軟弱粘土であり、腐植酸を多く含むと思われる、実際に普通ポルトランドセメントでは乾燥質量比にして30%など多量に添加しても全く固化しなかった。固化処理土は、これらの試料とセメント系有機質土用特殊固化材と蒸留水とのスラリー（水セメント比50%）を混合攪拌し、モールドに充填した後、水中養生（28日以上）して作製した。固化材添加量と28日養生時の一軸圧縮強度 q_{u28} と圧密降伏応力は表2の通りである。日高粘土、北区泥炭は試料の湿潤単位体積当たりの固化材添加量で、晩翠粘土は試料の乾燥重量に対して固化材添加量を決定した。いずれも固化材添加量の違いによる2通りの固化処理土と再構成試料を用いて試験を行った。

表1 試料の物性値

試料	分類 (観察による)	ρ_s	w_N	w_L	w_P	IP	L_i (%)
		(g/cm^3)	(%)	(%)	(%)		
日高粘土	有機質粘土	2.62	53.8	51.9	35	16.9	8.2
北区泥炭	泥炭	2.18	482.5	---	---	---	67.2
晩翠粘土	有機質粘土	2.57	85	77.8	38.1	39.7	6.0

表2 固化材添加量と一軸圧縮強度（28日養生）、圧密降伏応力

No.	試料	サンプル名	固化材添加量			一軸圧縮強度	圧密降伏応力*
						q_{u28} [kPa]	σ_{vy}' [kPa]
1		HDK 170	170	kg/m^3		65	215
2	日高粘土	HDK 340	340	kg/m^3		525	未測定
3		HDK 再構成試料	-	-		-	30*
4		KTK 150	150	kg/m^3		117	160
5	北区泥炭	KTK 300	300	kg/m^3		363	800
6		KTK 再構成試料	-	-		-	30*
7		BNS 10%	10	%	(83 kg/m^3)	94	130
8	晩翠粘土	BNS 15%	15	%	(125 kg/m^3)	564	600
9		BNS 再構成試料	-	-		-	80*

* 再構成試料では先行圧密応力

3.2 試験方法

動的変形特性を求める繰り返し載荷試験は、中空ねじり試験機を用いて行った。供試体寸法は内径 30mm、外径 70mm、高さ 120mm で、せん断ひずみは 2 つのギャップセンサーにより、供試体中央部 60mm での局所ひずみとして測定した。3 通りまたは 2 通りの拘束圧（固化改良土の K_0 には不明な点が多いが、暫定的に $K_0=0.5$ とした）で異方圧密し、非排水繰返し載荷（三角波）を 0.001%~0.1% の片振幅ひずみレベルで段階的（メインステージ）に実施した。また、各載荷ステージ間に片振幅ひずみ 0.001% 程度の微小振幅載荷（ G_0 ステージ）を行い、微小振幅下での剛性の変化も評価した。載荷周期は 1 サイクル 600~4800 秒で 1 ステージあたり 3~11 サイクル行った。ステージ間で過剰間隙水圧の消散は行わなかった。繰り返し載荷で得られた応力ひずみ関係の傾きから割線せん断剛性率を求めた。

4. 試験結果

4.1 既往モデルに基づく初期せん断剛性率 G_0 と拘束圧の関係

図 2 は平均有効主応力 p' と初期せん断剛性率 G_0 の関係を示している。 p' は参照圧力 p_r' (=101.3kPa) で正規化している。 G_0 は各圧密応力で圧密終了後、微小振幅 ($\gamma=0.001\%$ 程度) を与えて求めたものである。図中の「多」は固化材添加量の多いサンプル、「少」は固化材添加量の少ないサンプル、「再」は再構成試料を意味している。前掲の既往のモデルでは、初期せん断剛性率は拘束圧の累乗に比例し、以下の式で近似される。図 2 には近似式も載せている。

$$G_0 = \alpha \cdot \left(\frac{p'}{p_r'} \right)^n \cdot \dots \cdot \text{(式 4.1)}$$

初期せん断剛性率の拘束圧依存性を表す、べき指数 n の値に着目する。図 3 は一軸圧縮強度とべき指数 n の値の関係を示している。日高粘土、晩翠粘土の固化処理土では固化材添加量の少ないサンプル、つまり一軸圧縮強度 q_u が低いサンプルの方が q_u の高いサンプルよりも n の値が大きく、拘束圧依存性が高いことが分かる。有機分を含む土の不攪乱試料における、べき指数 n は林ら (2012) によると、強熱減量が 18~22% の有機質粘土で $n=0.64$ 、強熱減量が 40~95% の泥炭で $n=0.86$ 、佐藤ら (2012) によると、 $n=0.78$ と報告されている。本研究の 3 試料の再構成試料では n の値は 0.65~0.81 となり、上記のべき指数とは近い値であったが、固化処理土や一般的な無機質土（おおよそ $n=0.5$ ）(Kokusho, 1980) のそれよりも大きな値であった。 q_u の低いサンプルの方で拘束圧依存性が高くなったのは、比較的弱いセメンテーションによるものと考えられる。 q_u の高いサンプルでは、本試験で設定した圧密応力は圧密試験から得られた圧密降伏応力よりも小さかったため、過圧密に似た状態となり、拘束圧依存性が低くなったと思われる。

4.2 初期せん断剛性率 G_0 とせん断強度との関係

式 4.1 では $p'=0$ 、つまり有効拘束圧が 0 の場合、 G_0 が 0 となる。これは固化材による人工的なセメンテーションを持つ固化処理土にとっては不自然である。この問題を解消するために、せん断強度（排水せん断強度、一軸圧縮強度など）と G_0 を関連付けるという考え方ができるので、この関係について考察する。本研究では破壊試験を行っておらず、正確な破壊包絡線を定義することはできないので、以下のようにして、 G_0 に対応する排水ねじりせん断強度を定義した。鉛直・水平圧密応力 σ_1 、 $\sigma_1 K_0$ で異方圧密された供試体の排水ねじりせん断強度は図 4 のモール円より求めると式 4.2 となる。

$$\tau_f = \sqrt{\left(c' \cos \phi' + \sigma_1' \frac{1+K_0}{2} \sin \phi' \right)^2 - \left(\sigma_1' \frac{1-K_0}{2} \right)^2} \cdot \dots \cdot \text{(式 4.2)}$$

ここで、固化処理土について一般値として、 $c'=q_u/4$ 、 $\phi'=31 \sim 33^\circ$ (Åhnberg, 2006) が報告されているので、

$\phi'=31^\circ$ と仮定し、一軸圧縮強度 q_u と圧密応力から排水せん断強度 τ_f を求めた。図 5 は G_0 と排水せん断強度の関係を、図 6 は G_0 と一軸圧縮強度の関係を示している。図 5 には (Seng and Tanaka, 2011) が提案するせん断剛性率 G_0 と非排水せん断強度 τ_f の関係, $G=300\tau_f$ (kPa) も載せている。Seng and Tanaka らは、せん断強度が 1kPa 以下から 1000kPa 程度までの高含水比セメント処理土に対して、せん断剛性率とせん断強度の関係をまとめ、上記の関係を提案している。本研究の結果と比較すると、固化材添加量の少ない方のサンプルでは Seng and Tanaka が提案する関係とおおよそ類似している。ただし、ここでは非排水せん断強度と排水せん断強度を区別せずに関係の比較を行っていることもあり、あくまで概略的な比較である。北区泥炭の固化処理土では固化材添加量の違うサンプル間で、計算されたせん断強度が同等であるにも関わらず、初期せん断剛性率は非常に大きな差があった。図 6 では既往の研究による G_0 と q_u の相関も載せている。既往の研究では砂や粘土、泥炭を固化処理した供試体に対して共振柱試験やベンダーエレメント試験によって初期せん断剛性率を求めている。本研究で得られた G_0 は既往の結果と比較して、同じ q_u に対して G_0 が高い。これは拘束圧依存性によるもので、無拘束下では既往の研究の G_0 - q_u 関係に類似すると考えられる。

4.3 q_u を用いた初期せん断剛性率 G_0 の定式化

研究の背景と目的でも述べたが、固化処理土の設計や品質管理は一軸圧縮強度 q_u で行われることが多い。そこで、 q_u を用いて地盤の初期せん断剛性率 G_0 の予測を試みる。固化処理土は有効拘束圧が 0 でも G_0 が 0 にならないことから、式 4.3 のように、 G_0 は q_u の項と有効拘束圧の項の和で表す形を想定し、A とべき指数 m は q_u との相関から一次式で算出した。非拘束の G_0 を求める $f(q_u)$ は既往の研究 (Åhnberg and Holmén, 2008) による式 4.4 の経験式を用いた。実測された G_0 と $f(q_u)$, p'/p_r' の関係より、 $m(q_u)$, $A(q_u)$ を回帰により求めるのだが、晩翠粘土の固化材添加量が多いサンプルはその他の傾向から大きく外れていたため、例外として $m(q_u)$ と $A(q_u)$ の算出に使用しなかった。求めた $m(q_u)$, $A(q_u)$ はそれぞれ、式 4.5、式 4.6 の通りである。

$$G_0 = f(q_u) + A(q_u) \cdot \left(\frac{p'}{p_r'} \right)^{m(q_u)} \dots \dots \dots \text{(式 4.3)}$$

$$f(q_u) = 85 \cdot q_u^{1.2} \dots \dots \dots \text{(式 4.4)}$$

$$m(q_u) = 1.42 - 0.002 \cdot q_u \dots \dots \dots \text{(式 4.5)}$$

$$A(q_u) = 636 \cdot q_u - 37789 \dots \dots \dots \text{(式 4.6)}$$

図 7 は縦軸に実測された G_0 、横軸に式 4.3 で算出された G_0 をとっている。一軸圧縮強度と G_0 の関係を示している図 6 と比較すると、式 4.3~4.6 によって、一軸圧縮強度 q_u のみに基づき、 G_0 の有効拘束圧依存性まである程度再現できていることがわかる。しかし、有効拘束圧を考慮する以前に図 6 においてすでに他の試料の傾向（つまり式 4.4）から外れていた晩翠粘土に関しては、提案する方法でも他試料と同様の一義的な関係に載せることはできない。今後は、より多くの試料に対しデータを蓄積し、さらなる考察を行う。

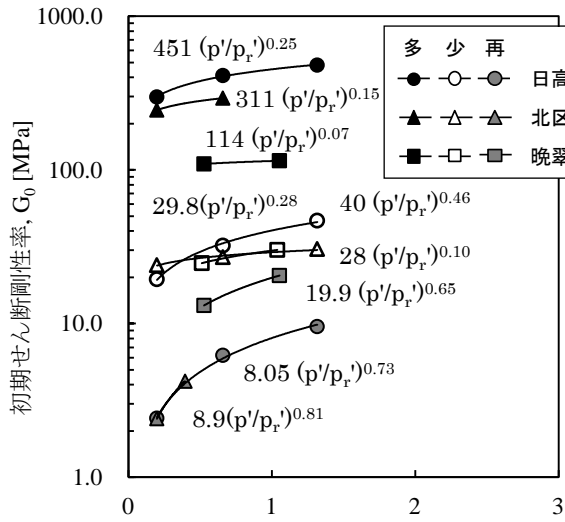


図2 G_0 と p'/p_r' の関係

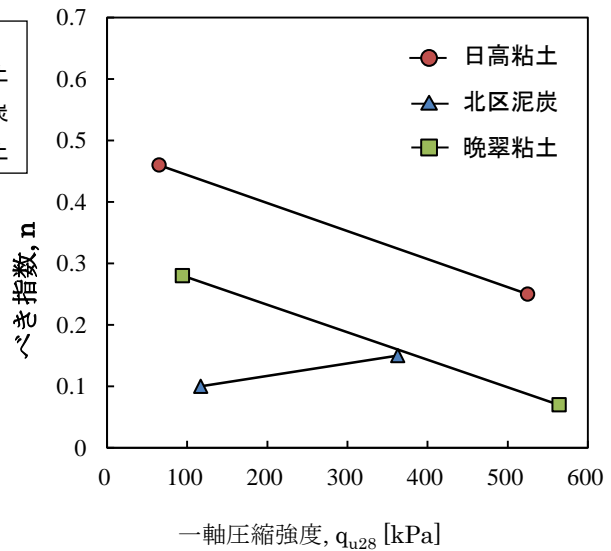


図3 べき指数 n と一軸圧縮強度の関係

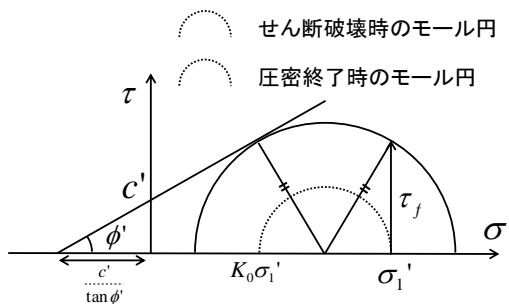


図4 せん断破壊時のモール円

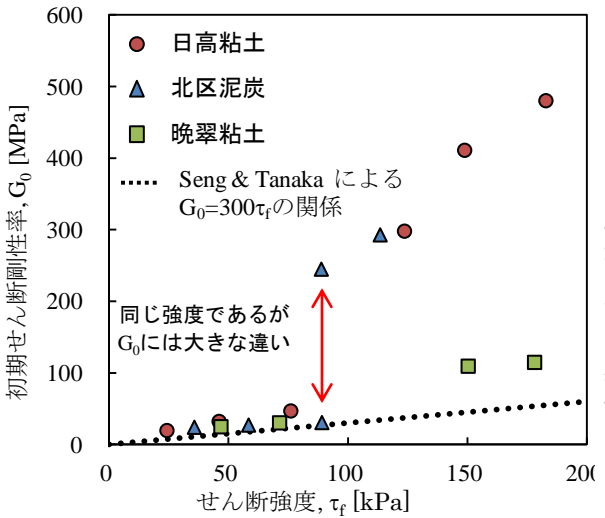


図5 G_0 とせん断強度の関係

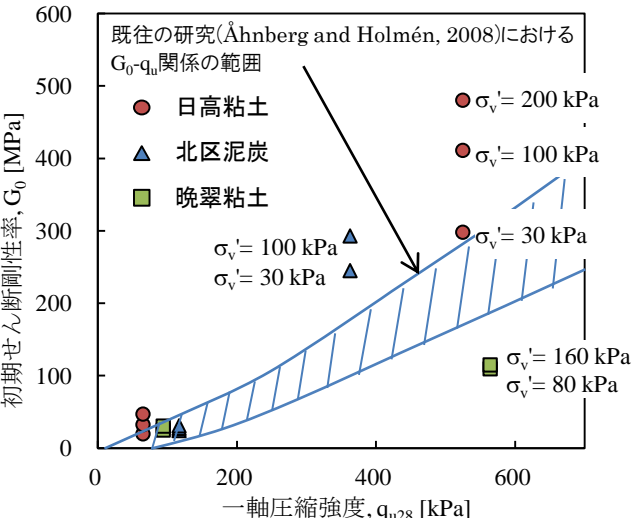


図6 G_0 と一軸圧縮強度の関係

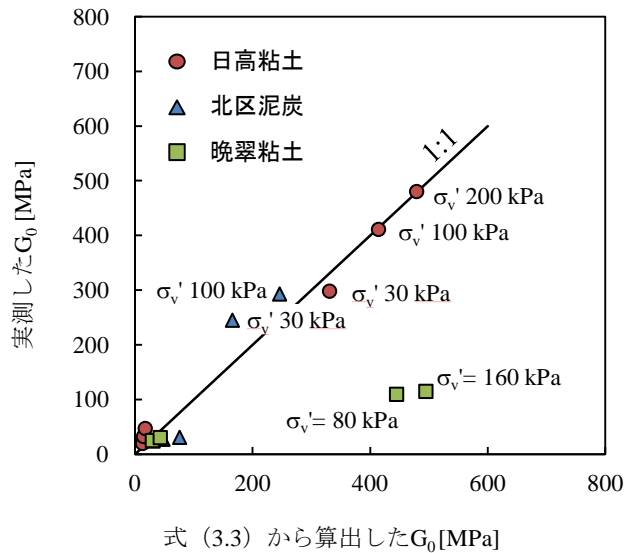


図 7 実測された G_0 と式 4.3 から算出した G_0 の関係

4.4 セン断剛性率・過剰間隙水圧とひずみの関係（非線形性）

図 8,9,10 はそれぞれ日高粘土、北区泥炭、晩翠粘土の固化処理土と再構成試料のせん断剛性率（各圧密応力における G_0 で正規化している）とせん断ひずみの関係を示している。図中の「多」は固化材添加量の多いサンプル、「少」は固化材添加量の少ないサンプル、「再」は再構成試料を意味している。日高粘土と北区泥炭の固化処理土では、固化材添加量の多い、つまり q_u の高いサンプルの方が q_u の低いサンプルより小さなひずみで剛性率の低下が生じた。日高粘土では再構成試料よりも固化処理土のほうが、小さいひずみで剛性の低下が生じた。一般に、未改良土は非線形モデル、改良土は線形弾性体として扱われることが多いが、固化処理土においても、ひずみと剛性との関係は非線形であり、剛性の低下が生じるひずみは、未改良土のそれよりも小さい場合（日高粘土と北区泥炭）もある。

次に、有効拘束圧の影響に着目する。4.1 では初期せん断剛性率の有効拘束圧依存性について述べたが、ひずみ—剛性関係にも有効拘束圧は影響を与えている。3 試料の固化処理土と再構成試料において、有効拘束圧が高い条件の方が、大きいひずみレベルまで剛性率が低下しなかった。特に日高粘土で顕著であった。本研究の試験のように、降伏応力を超えない範囲（表 2 参照）で試験を行った場合、同一試料で有効拘束圧が大きいということは、見かけの過圧密比が小さい、つまり正規圧密に近く、せん断に対しても降伏局面の位置が圧密応力点により近いということである。今回の結果は未固結土には見られない、高有機質固化処理土特有の性質を表している可能性がある。

図 11,12,13 はそれぞれ日高粘土、北区泥炭、晩翠粘土の固化処理土の過剰間隙水圧係数 R_u ($R_u = \Delta u / \sigma_v'$) とせん断ひずみの関係を示している。固化処理土と再構成試料のどのサンプルでもひずみレベルが大きくなるにつれて、過剰間隙水圧が発生した。過剰間隙水圧が急増するひずみレベルは、せん断剛性率の低下が生じるひずみレベルとおおよそ一致していた。固化材添加量の違いに着目すると、固化材添加量の多いサンプルの方が、小さいひずみで過剰間隙水圧が急増した。一方で、有効拘束圧の違いに着目すると、各ケースにより多少の相違は見られるが、過剰間隙水圧発生に対する体系的な影響は確認できなかった。晩翠粘土の固化処理土のひずみ—剛性関係は、固化材添加量によらなかったが、過剰間隙水圧の発生のしかたは大きく異なり、固化材添加量の多いサンプルの方がより小さいひずみで過剰間隙水圧が急増した。固化処理土においては、有効拘束圧に加えて真のセメンテーションが剛性に大きな影響を与えるため、過剰間隙水圧挙動と剛性の低下を必ずしも直接的に関連付けられないことがわかる。

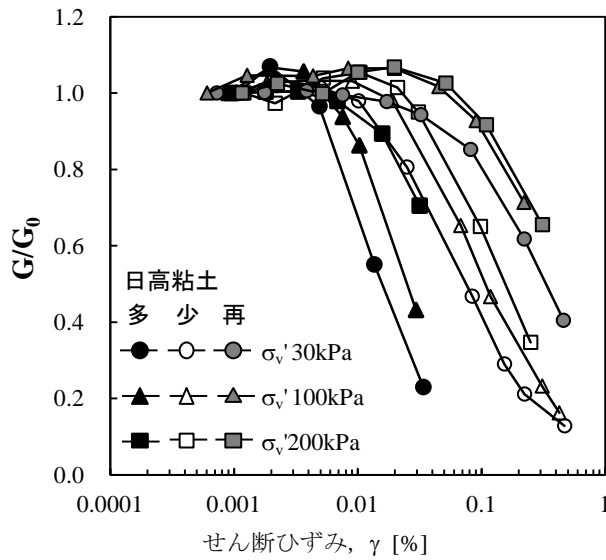


図8 G/G_0 とせん断ひずみの関係 (日高粘土)

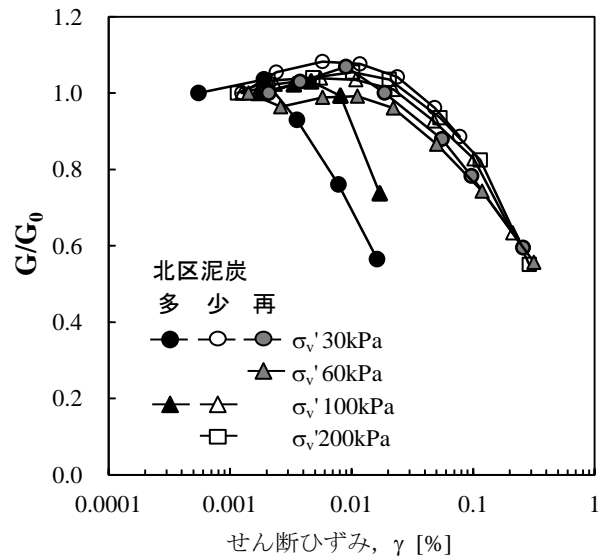


図9 G/G_0 とせん断ひずみの関係 (北区泥炭)

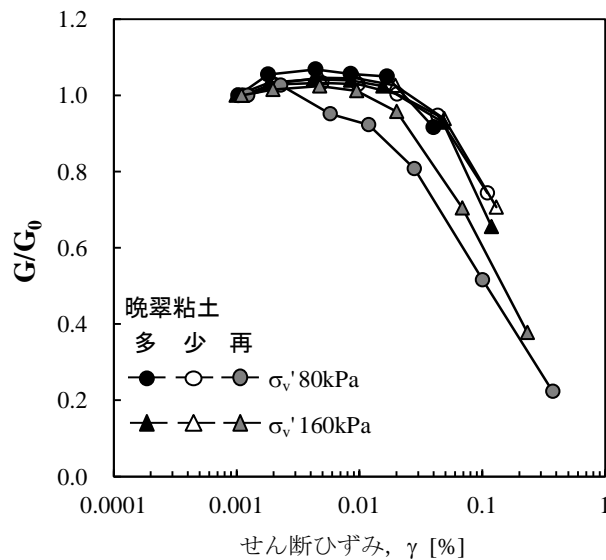


図10 G/G_0 とせん断ひずみの関係 (晩翠粘土)

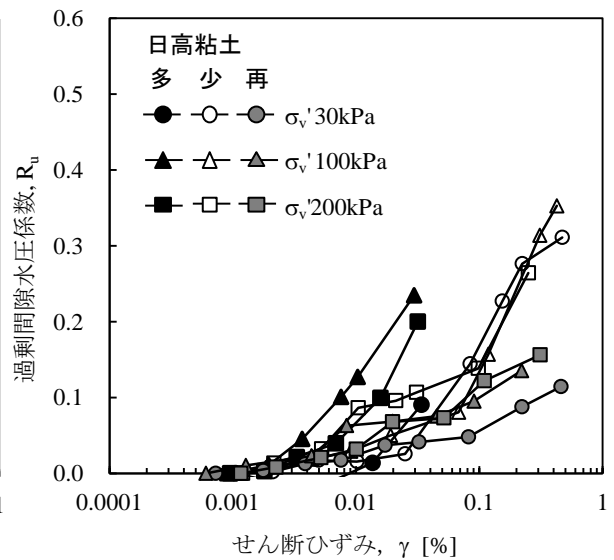


図11 過剰間隙水圧係数とせん断ひずみの関係 (日高粘土)

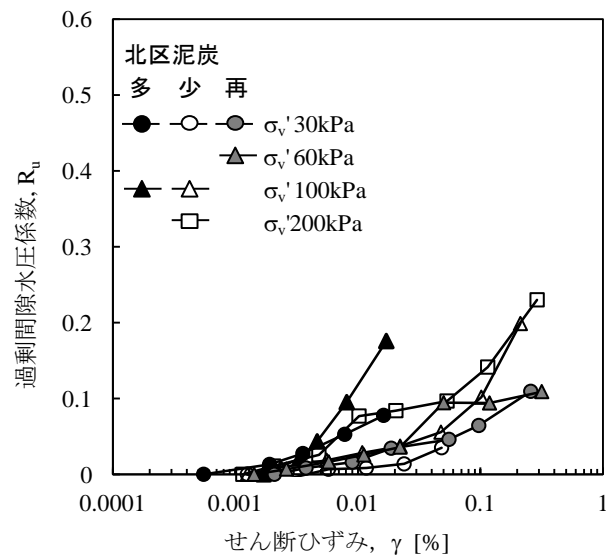


図12 過剰間隙水圧係数とせん断ひずみの関係 (北区泥炭)

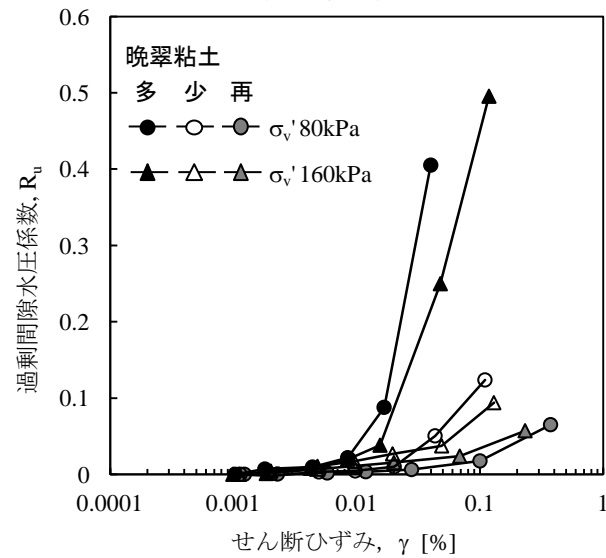


図13 過剰間隙水圧係数とせん断ひずみの関係 (晩翠粘土)

5. 結論

有機分を含む固化処理土に対して、繰り返し載荷試験を行い、試験から得られた剛性と拘束圧や強度との相関を検討した。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 一軸圧縮強度 q_u が数 10～数 100kPa 程度の比較的強度の低い固化処理土では、初期せん断剛性率 G_0 は有効拘束圧に依存し、その依存性は q_u の低い固化処理土で顕著であった。その結果、それぞれの固化処理土で、せん断強度が高ければ、 G_0 も大きいという関係が認められたが、同じ強度でも固化材添加量の違いで、 G_0 が大きく異なる場合もあった。
- 2) 固化処理土では有効応力がゼロの状態でも、真のセメンテーションによりせん断剛性を有するという特性を記述するため、既往の応力べき乗モデルを改変した新しい式を提案した。実用性を求め、その定数を一軸圧縮強度 q_u の値のみから推定し、あらゆる有効拘束圧下での G_0 の算出を試みたが、すべての固化処理土の剛性を表すことは難しかった。しかし、限られた試料については、このようなモデルの適用により、有効拘束圧の効果まで考慮した G_0 の値を推定することができた。
- 3) 固化処理土においても、ひずみと剛性の関係は高い非線形を有しており、 q_u が高い固化処理土の方が、 q_u の低いものより小さいひずみレベルで割線剛性の低下が生じる。これはセメンテーションが降伏応力を増加させるという一般的な認識と相違する重要な知見である。
- 4) 繰り返し載荷中、ひずみレベルが大きくなるにつれて過剰間隙水圧が発生するが、上記の非線形性を反映し、一般に q_u が高い固化処理土の方が、 q_u の低いものより小さいひずみレベルで過剰間隙水圧が急増した。

参考文献

- Åhnberg, H. and Holmén, M.: Laboratory determination of small-strain moduli in stabilized soils. 4th Int. Symp. Deformation Characteristics of Geomaterials, Atlanta, pp.291-297, 2008.
- Åhnberg, H.: Consolidation stress effects on the strength of stabilised Swedish soils. *Ground Improvement* 10, No.1, pp. 1-13, 2006.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, July, 1972.
- Kokusho, T.: Triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.
- Seng, S. and Tanaka, H.: Properties of cement-treated soils during the initial curing stages. *Soils and Foundations*, Vol. 51, No. 5, pp. 775-784, 2011.
- Viggiani G. and Atkinson J. H.: Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, Vol. 45, Issue 2, pp.249-265, 1995.
- 佐藤望真, 荻野俊寛, 高橋貴之, 林宏親, 及川洋: 有機分を含む土の初期せん断剛性率および規準ひずみの定式化, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 1, pp.133-142, 2012
- 林宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一: 中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, pp.89-96, 2012

間隙水中の塩分濃度が海底・湖底堆積土の圧密特性に与える影響

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
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
神戸大学	正会員	片岡沙都紀

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ている。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¹⁾。

一方、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、地球温暖化に伴う海水温の上昇による海底表層に分布するガスハイドレートの解離や、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、それに伴う海水面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。

著者らはこれまで、図-1 に示すオホーツク海や日本海、バイカル湖において、海底・湖底堆積土の採取を行い、その土質特性を明らかにしてきた²⁾。その結果、海水域のオホーツク海や日本海の堆積土は、淡水域のバイカル湖堆積土に比べ含水比が高い。また、採取コア中のガスハイドレートの有無によって含水比に差があることなどがわかった。さらに、水深の浅い港湾地域の土質特性とも違いが見られた。

一方、海水域と淡水域の堆積土の大きな違いは塩分の有無である。そこで本研究では、塩分濃度が圧密特性や強度特性に及ぼす影響を明らかにするため、海底・湖底表層地盤から採取した堆積土の間隙水中の塩分濃度を人工的に変化させ、各種物理試験や力学試験を実施した。さらに、陸に近く水深の浅い港湾地域の堆積土の圧密特性との比較も行った。

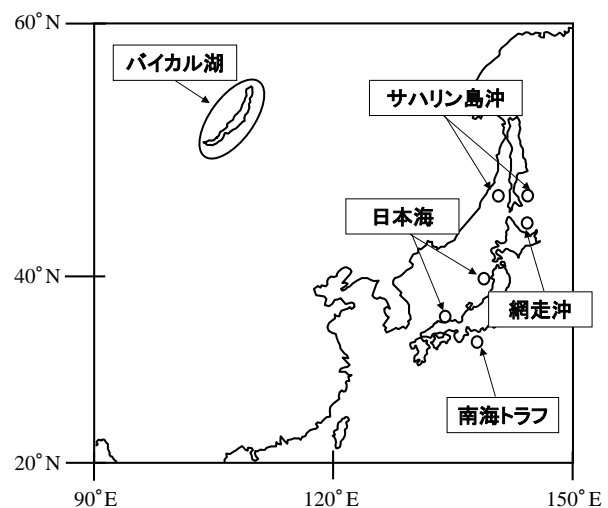


図-1 ガスハイドレート賦存域

Effect of the salinity in the pore water on consolidation properties of sea and lake bottom sediments.

Ryuji MIURA, S.YAMASHITA, H.MINAMI, A.HATIKUBO, H.SAKAGAMI,

N.TAKAHASHI, H.SHOJI (Kitami Institute of Technology), S.KATAOKA (Kobe University)

2. 試験条件・方法

2.1 使用した試料

使用した試料は、2010年にサハリン島北部東方沖で採取した試料³⁾を混合したもの（以下サハリン混合粘土）、2005年と2006年にバイカル湖のKukuy領域で採取した試料⁴⁾を混合したもの（以下バイカル混合粘土）、粉末状態で市販されている藤ノ森粘土である。表-1は各種物理試験結果をまとめたもの、図-2は粒径加積曲線である。

海水域で採取したサハリン混合粘土に対しては、以下の方法で間隙水中の塩分濃度を低下させた。攪拌した試料をバケツに入れ、蒸留水を加え再度攪拌して放置し、試料が十分に沈殿した後上澄みを取り除いた。この方法を繰り返すことによって試料内の塩分濃度を3%から0%に調整した。また、試料に再度海水を加えて初期塩分濃度の3%に戻した試料も作製した。なお、用いた海水は網走港で採取したものである。

2.2 試験装置

図-3に圧密試験装置の概略図を示す。圧密容器の寸法は、内径70mm、高さ330mmである。圧密圧力（鉛直応力）はベロフラムシリンダーにより载荷され、鉛直荷重はロードセルにより測定される。鉛直変位は载荷ロードに取り付けたダイヤルゲージにより測定される。圧密容器上部と下部には圧力計が取り付けられており、圧密容器内部の圧力を測定できるようになっている。圧密容器のピストン（送信）と容器底部（受信）にBEが取り付けられており、これによって鉛直方向に伝播するせん断波速度 V_s が測定できる。

2.3 試験方法

塩分を除去した試料に対して、初期含水比を液性限界の2倍となるよう蒸留水または海水を加え、試料をスラリー状にした。この試料を攪拌容器内で真空に近い状態で約24時間程度攪拌し、圧密容器内に流し込み、段階载荷の圧密試験を行った。試験は鉛直応力を20, 40, 80, 160, 320, 640kPaと段階的に増加させた。ここで、各段階の圧密は24時間とし、圧密終了後にBE試験を実施した。BE試験における送信電圧信号は振幅±10V、周波数は1, 2, 5, 10, 15, 20kHzのsin波と5Hzの矩形波とした。圧密試験終了後、試験装置を解体し取り出した試料を用いて一軸圧縮試験（直径50mm、高さ80~100mm、载荷速度1mm/min）を行った。

表-1 試験に使用した試料の物理的性質

	サハリン混合粘土	バイカル混合粘土	藤ノ森粘土
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.501	2.720	2.650
液性限界 w_L (%)	104.24	70.08	48.50
塑性限界 w_P (%)	39.99	28.14	23.14

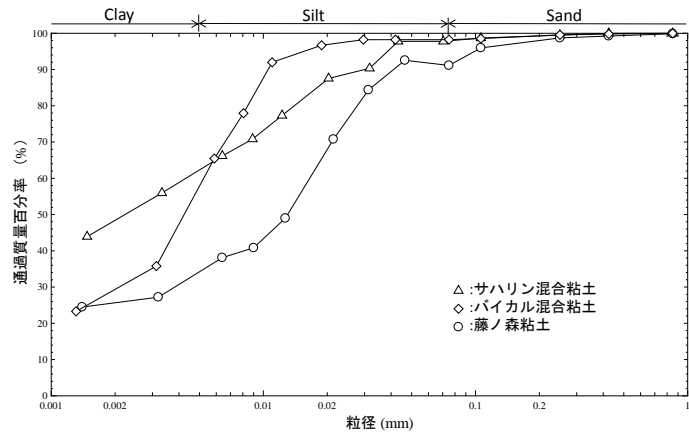


図-2 各試料の粒径加積曲線

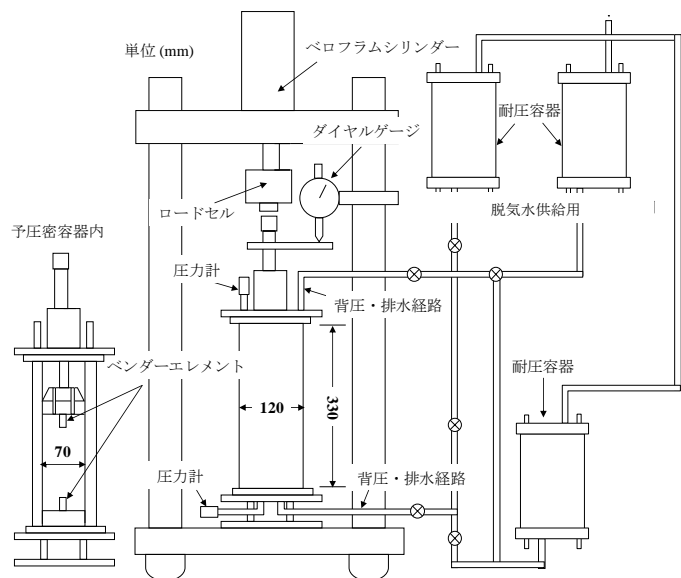


図-3 圧密試験装置の概略図

3. 試験結果および考察

3.1 圧密 BE 試験

図-4は圧密試験での間隙比と圧密圧力の関係を示したもので、図中の曲線は各試料の測定結果を近似したものである。塩分濃度の変化による各試料の間隙比を比較すると、サハリン混合粘土は塩分濃度を増加させると間隙比がやや大きくなった。一方、バイカル混合粘土は塩分濃度の変化による間隙比の差は認められなかった。

図-5は各段階で計測したせん断波速度 V_s より算出したせん断剛性率 G と圧密圧力の関係を示したもので、図中の直線は得られた結果を近似したものである。サハリン混合粘土は塩分濃度を増加させると間隙比が大きくなったにも関わらず、せん断剛性率は低下せずやや高くなっている。一方、バイカル混合粘土は、間隙比の変化と同様に塩分濃度の違いによるせん断剛性率の差は認められない。

このように、海水域で採取したサハリン混合粘土において、塩分濃度の増加により間隙比が大きくなって、せん断剛性率が低下しなかったのは、塩分濃度が高くなることによって堆積構造が高位化（発達）したことが考えられる。

次に、大水深の堆積土と浅い水深の港湾地域の堆積土との圧密特性を比較する。図-6は図-4の圧密曲線の最急勾配から求めた圧縮指数 C_c と液性限界 w_L との関係を示す。図中の直線は圧縮指数の推定式として用いられる Skempton の提案式 $C_c=0.009(w_L-10)$ と、小川ら⁵⁾が日本周辺の500以上の港湾地域から採取された堆積土から求めた圧縮指数と液性限界の関係式 $C_c=0.015(w_L-19)$ である。また、図中には神戸港より採取された海底土 ($\rho_s=2.66\text{g/cm}^3$, $w_L=102\%$, $w_p=35\%$) の塩分を除去した試料で圧密試験を行った結果⁶⁾も併せて示している。ここで、両式は乱さない粘土に対する関係式である。本研究で用いた試料は練り返した（乱した）試料であるので、提案されている関係式よりも圧縮指数が低くなると考えられる。図に示したようにサハリン混合粘土は、練り返した試料の試験結果であるにも関わらず港湾地域の関係式の近くにプロットされ、バイカル混合粘土と神戸港海底土は、Skempton の提案式の近くにプロットされた。このことから、大水深の海底堆積土は淡水域や沿岸域の堆積土と比較して、圧縮性が高い

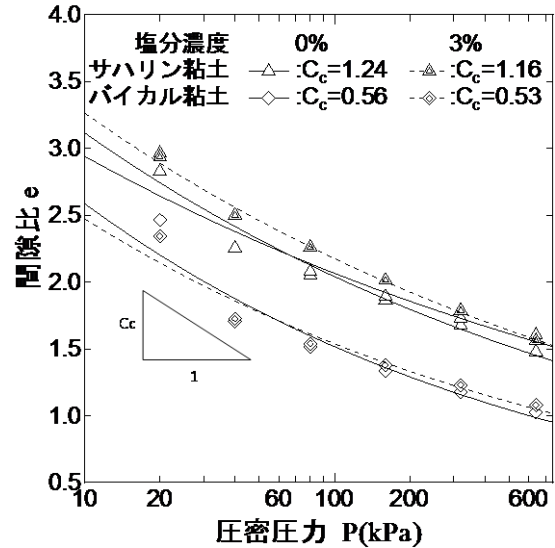


図-4 圧密圧力と含水比の関係

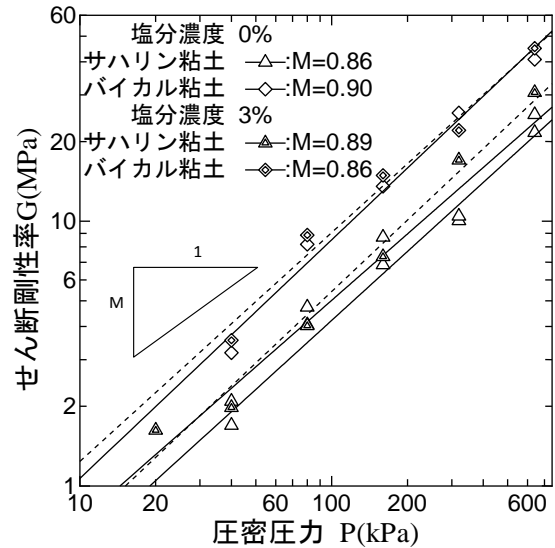


図-5 圧密圧力とせん断剛性率の関係

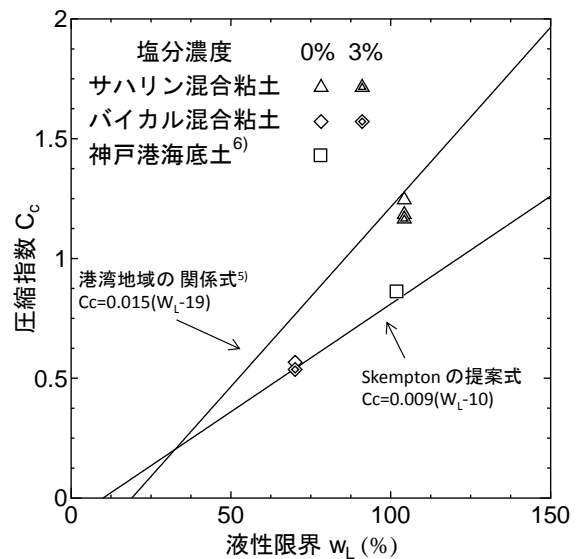


図-6 液性限界と圧縮指数の関係

ことが示唆される。

3.2 沈降分析

上述のように塩分濃度の変化により、圧密特性やせん断剛性が試料によってやや異なることがわかった。

これらは、塩分濃度の違いが堆積条件に影響を与えていると考え、沈降速度の違いを調べた。1つ目の試験（試験①）は、2.1で塩分を0%まで低下させたサハリン混合粘土（約70g）と粉末状の藤ノ森粘土（約80g）を、容量1Lのメスシリンダーに入れ、総量が1Lになるまで海水を加えた。粒度試験方法に倣って、メスシリンダーを1分間攪拌・混合し、内容物を均一な懸濁液にして、静置後1, 2, 5, 15, 30, 60, 240, 1440分に浮ひょうを浮かべ、その読みを測定した。試料が十分に沈殿した後上澄みを取り除き、蒸留水を加え同様に浮ひょうの読みを測定し、これを2度繰り返した。

図-7は試験①の結果である。試料の粒径によって沈降する速度が異なるため、サハリン混合粘土は経過時間60分、藤ノ森粘土は30分でほぼ沈降が終了している。両試料とも、塩分濃度が低下することによって浮ひょうの読みが小さくなっているものの、沈降する時間に変化は認められない。

試験①では、一度塩分濃度を0%まで低下させた試料に再度海水を加えることによって、塩分濃度を増加させているので、短期間メスシリンダー内で放置、攪拌を行っても初期状態に戻らなかったと考えられる。そこで、2つ目の試験（試験②）では、塩分を低下させていない試料を用いた試験を行った。サハリン混合粘土と同じ領域で2011年に採取された試料⁷⁾をメスシリンダーに入れ、海水、海水と蒸留水の混合水（海水：蒸留水=50%：50%）、蒸留水を加え、試験①と同様の方法で浮ひょうの読みを測定した。図-8は試験②の結果である。しかし、この試験でも塩分濃度が低下しても沈降する時間に変化は見られなかった。このように、今回の試験方法では、塩分濃度の相違は沈降速度に影響を及ぼさないことがわかった。

3.3 一軸圧縮試験

図-9は各条件で圧密した試料で行った一軸圧縮試験での応力ひずみ曲線を示している。また、図-10は一軸圧縮強さと含水比の関係を示したものである。サハリン混合粘土は同一含水比において、塩分濃度が増加すると一軸圧縮強度が低下していることがわかる。バイカル混合粘土も同様に、塩分濃度が増加すると一軸

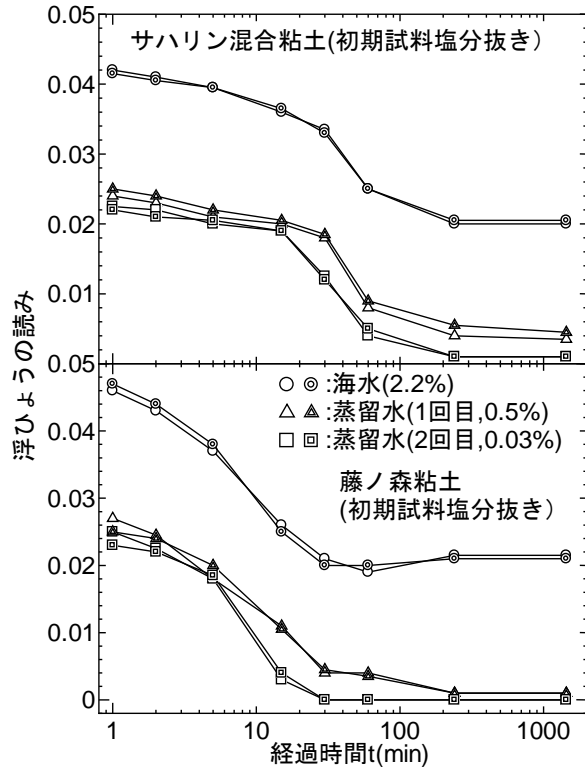


図-7 沈降分析結果（試験①）

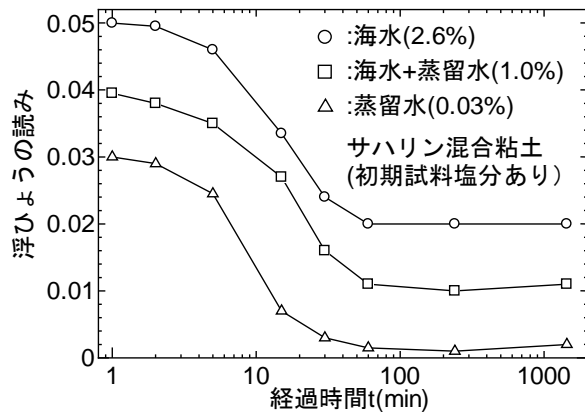


図-8 沈降分析結果（試験②）

圧縮強度がやや低下していることがわかる。これは、海底土が高含水比状態において、比較的ランダム構造に堆積していることに対し、塩分濃度を低下させると粒子が水平に堆積し配向性を有することが報告されており⁶⁾、本試験も塩分濃度が増加したことで、試料の配向性が小さくなり、一軸圧縮強度が低下したと考えられる。このように、塩分濃度の相違は圧密特性やせん断剛性よりも強度特性に及ぼす影響が大きいことがわかった。

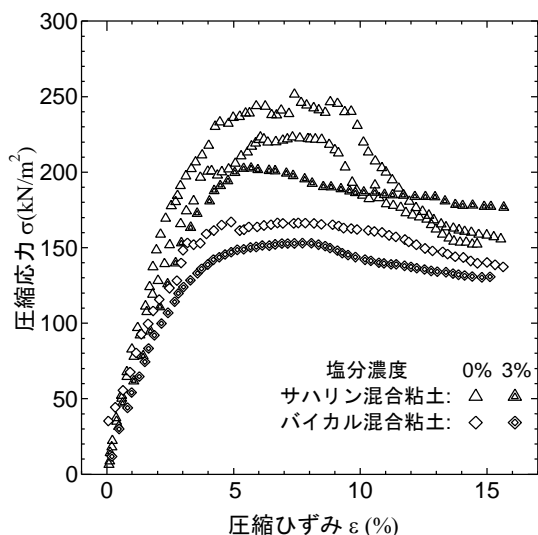


図-9 一軸圧縮試験結果

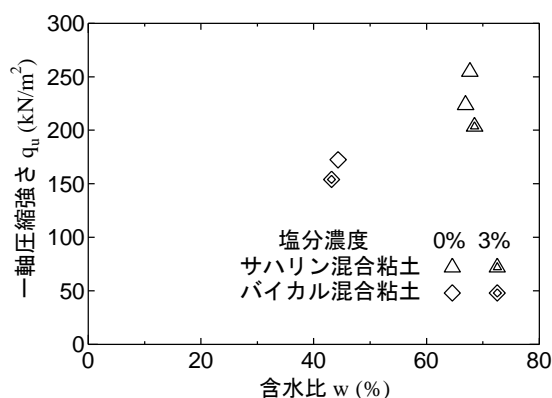


図-10 一軸圧縮強度と含水比の関係

4. まとめ

- (1) 海水域で採取したサハリン混合粘土を用いた圧密試験から、塩分濃度を増加させると間隙比が大きくなるにも関わらず、せん断剛性率がやや高くなったことから、塩分濃度の増加によって圧密時に堆積構造の高位化が発達していることが考えられる。
- (2) 淡水域で採取したバイカル混合粘土では、塩分濃度の相違は圧密特性に影響を与えなかった。
- (3) 塩分濃度が増加した試料は、一軸圧縮強度の低下が認められ、塩分濃度の変化は圧密特性よりも強度特性に大きく影響を及ぼすことがわかった。特に、サハリン混合粘土はその傾向が顕著であった。

謝辞：沈降分析の実験にあたって、本学4年の中嶋貴典君に協力いただいた。記して敬意を表します。なお、本研究は日本学術振興会科学研究費（基盤研究(B) 25289142）の助成を受けたものである。

【参考文献】

- 1) メタンハイドレート資源開発研究コンソーシアムホームページ：<http://www.mh21japan.gr.jp/>
- 2) 三浦竜司, 山下聡, 南尚嗣, 八久保晶弘, 坂上寛敏, 松本良, 庄子仁, 高橋信夫, Young K Jin, Anatoly Obzhirou, Oleg Khlystov: 大水深湖底・海底堆積土の土質特性, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第53号, pp49-58, 2013.
- 3) 山下聡, 出羽寛信, 八久保晶弘, 南尚嗣, 片岡沙都紀, 川口貴之, 坂上寛敏, 高橋信夫, 庄子仁: 表層型ガスハイドレート賦存海底・湖底地盤から採取した堆積土の土質特性—間隙水溶存ガスの気泡化に伴う堆積土の試料乱れ評価—, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.4, pp.503-516, 2012.
- 4) Kataoka, S., Yamashita, S., Kawaguchi, T. and Suzuki, T.: The soil properties of lake-bottom sediments in the Lake Baikal gas hydrate province, Soils and Foundations, Vol.49, No.5, pp.757-775, 2009.
- 5) 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,

pp.3-89, 1978.

6) 片岡沙都紀, 川口貴之, 山下聡, 渋谷啓 : 間隙水中の塩分濃度低下が海底土の土質変化に与える影響, 建設工学研究所論文報告集, 第 55 号, pp.27-36, 2013.

7) Shoji, H., Jin, Y. K., Obzhairov, A. and Baranov, B.: Operation Report of Sakhalin Slope Gas Hydrate Project 2011, R/V Akademik M. A. Lavrentyev Cruise 56, New Energy Resources Research Center, Kitami Institute of Technology, 140p, 2012.

オホーツク海網走沖におけるガスハイドレートと海底地形調査

北見工業大学大学院	学生会員	○小川 恵介
北見工業大学	正会員	山下 聡
北見工業大学		庄子 仁
北見工業大学	坂上 寛敏	山崎 新太郎
神戸大学	正会員	片岡 沙都紀
北見工業大学大学院	学生会員	三浦 竜司
北見工業大学		南 尚嗣
北見工業大学	八久保 晶弘	高橋 信夫

1. はじめに

我が国が世界に先駆けてガスハイドレートの資源化プロジェクトを立ち上げた 1995 年当時、オホーツク海網走沖の北見大和堆にも明瞭な BSR (Bottom Simulating Reflector : 海底擬似反射面) が確認されガスハイドレートの存在の可能性が指摘されていた^{1,2)}。それとは別に、産業技術総合研究所が 2001 年にオホーツク海網走沖で実施した GH01 航海で採取した音波探査 (SBP, SCS) 記録にも顕著な BSR が確認されている³⁾。このように、オホーツク海網走沖ではガスハイドレート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詳細な実態は明らかにされていなかった。

そこで、2011 年からオホーツク海網走沖の一部の領域を対象として 3 回の調査を行った。2011 年 9 月に「大喜丸 (19 トン)」を用いた予備調査 (TK11)⁴⁾、2012 年 7 月に東京海洋大学練習船「海鷹丸 (1886 トン)」を用いた調査 (UT12)⁵⁾、同年 11 月に北海道大学水産学部附属練習船「おしよる丸 (1396 トン)」を用いた調査 (OS249)⁶⁾が図-1 に示す領域で行われた。

これらの調査では、非常に大きなマウンドやガスフレアを多数確認することができ、「海鷹丸」の調査においては、オホーツク海網走沖で初めてガスハイドレートの採取に成功している。これらのことから、オホーツク海網走沖には広範囲にガスハイドレートが分布している可能性が推測された。一方、これらの調査では計量魚群探知機によって海底地形やガスフレアを観測し、ガスフレア観測地点周辺においてコアリングを行うもので、調査範囲が限られていた。また、ガスハイドレート賦存量把握のために必要な海底下構造の調査も行われていなかった。

そこで今回は、上記 3 調査を網羅する範囲で、(独)海洋研究開発機構調査船「なつしま (1739 トン)」による調査 (NT13-20) を 2013 年 9 月に実施した。調査では、図-1 に示す約 30km 四方の範囲において、シングルチャネル音波探査 (SCS) による海底下構造調査、マルチビーム測深機および計量魚群探知機による海底地形およびガスフレア観測、コアリングによる海底堆積物の採取を行った。さらに、2013 年 11 月には北海道大学水産学部附属練習船「おしよる丸」を用いた調査 (OS263) を「なつしま」による調査範囲を補追する範囲で行っている。以下では、これらの調査で得られた成果について報告する。

2. 現地調査と試料採取

2.1 「なつしま」による調査 (NT13-20)

調査には、(独)海洋研究開発機構 (JAMSTEC) が保有する海洋調査船「なつしま (1739 トン)」を使用した。調査範囲は、図-1, 2 に示す 44° 10' N, 144° 30' E, 44° 24' N, 144° 56' E で囲まれる範囲 (水深: 500m~1,350m) である。この範囲において、海底面下の地質構造および BSR の深度分布を把握するために、図-2 に示す 5 測線においてシングルチャネル音波探査 (SCS) を行った。マルチビーム音響測深機 (SEBAT8160) および計量魚群探知機 (SIMRAD ER60) による調査は、図-2 に示す 21 測線 (測線間隔約 1.5km)

Surveys of gas-hydrate and seabottom topography off Abashiri, Okhotsk Sea

Keisuke.Ogawa, S.Yamashita, H,Shoji, H.Sakagami, S.Yamasaki, R.Miura,

H.Minami, A.Hachikubo, N.Takahashi (Kitami Institute of Technology), S.Kataoka (Kobe University)

で行った。図-3 に計量魚群探知機で観測されたガスフレアの一例を示している。コアリングは、マルチビームおよび計量魚探によりガスフレアが観測された 3 地点（図-2 の No1,2,3）において計 8 本行った。使用したコアラーはピストンコアラー（PC, 長さ 4m と 6m）とグラビティーカー（GC, 長さ 4m）である。それぞれ二重管式になっており、内管は塩化ビニル製のパイプ（PC：内径 75mm, GC：内径 75mm）である。この調査で採取した試料の採取地点の緯度経度、水深、コア長を表-1 に示す。採取したコアは計 8 本で、そのうち図-2 の No.1 の地点において 2 本, No.3 の地点において 1 本のコア中に深度数 cm から約 2m の範囲で層状や塊状のガスハイドレートが確認された。実際に採取されたガスハイドレートを写真-1 に示す。

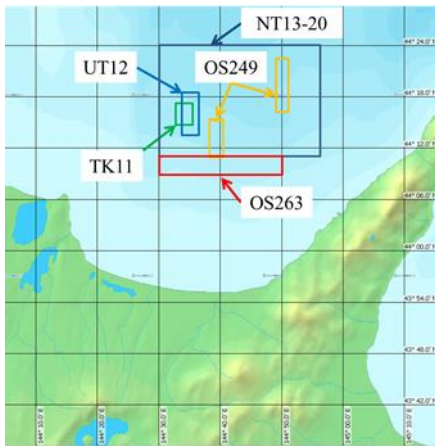


図-1 2011 年以降の調査範囲

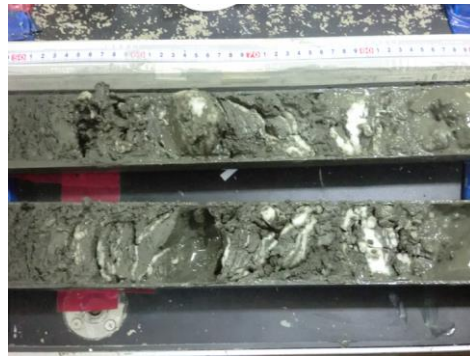


写真-1 採取されたガスハイドレート

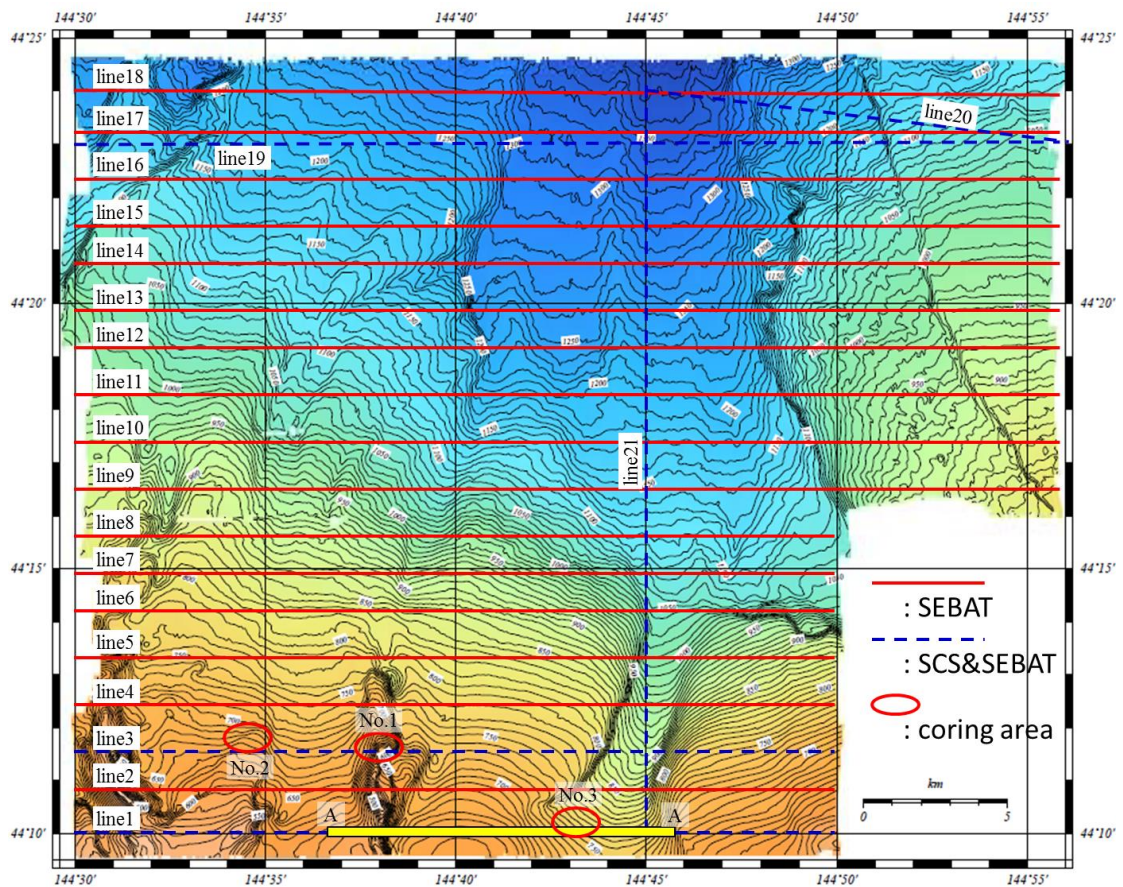


図-2 NT13-20 調査での海底地形図と調査側線, コアリング地点

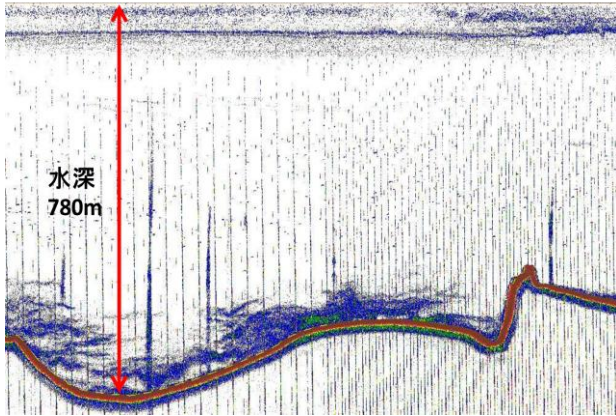


図-3 NT13-20 調査で観測されたガスフレア
(図-2 A-A 断面)

表-1 NT13-20 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)
PC01*	44°11.577'	144°38.137'	485	150
PC02*	44°11.583'	144°38.010'	483	192
PC03	44°11.650'	144°37.803'	560	364
PC04	44°11.666'	144°34.172'	589	256
PC05	44°11.930'	144°34.220'	604	434
PC06*	44°10.058'	144°42.941'	690	46
PC07	44°10.621'	144°43.158'	730	434
GC08	44°10.062'	144°42.942'	685	133

*: GH 含有コア

2.2 「おしよる丸」による調査 (OS263)

調査には OS249 調査と同様に北海道大学水産学部附属練習船「おしよる丸」を使用した。調査範囲は、44° 8' N, 144° 30' E, 44° 10' N, 144° 50' E で囲まれる範囲 (水深: 400m~750m) で、図-1 に示したように N13-20 調査の南側である。調査では、東西に引いた 21 測線 (測線間隔約 185m) に沿った計量魚群探知機による海底地形およびガスフレアの観測、コアリングによる海底堆積物の採取を行った。図-4 に観測されたガスフレアの一例を示す。コアリングによる海底堆積物の採取は、「なつしま」および「おしよる丸」での調査で明瞭なガスフレアが確認された地点において行った (後述図-6 参照)。使用したコアラーはグラビティコーラー (GC, 長さ 4m) である。これまで使用したものと同様に二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。この調査で採取した試料の採取地点の緯度経度、水深、コア長を表-2 に示す。この調査で採取したコアは計 8 本である。

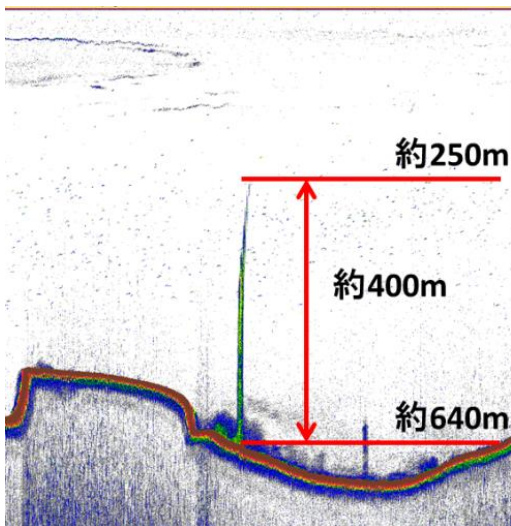


図-4 OS263 調査で観測されたガスフレア

表-2 OS263 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)
GC1301	44°9.996'	144°42.922'	743	100
GC1302	44°10.081'	144°42.950'	749	136
GC1303-1	44°10.098'	144°43.042'	755	0
GC1303-2	44°10.073'	144°42.959'	750	108
GC1304	44°10.063'	144°42.937'	748	145
GC1305	44°9.002'	144°44.856'	686	172
GC1306	44°8.893'	144°44.955'	674	196
GC1307	44°9.000'	144°44.814'	690	154

3. 船上試験

船上に引き上げたコアは、それぞれの調査で内管を 1m ごとに切断した後、縦に半割に切断し堆積土の観察を行った。観察後、半割したコアはそれぞれ、NT13-20 調査では 5~15cm 間隔、OS263 調査では 10cm 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。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試験を行っている。

3.1 含水比測定用の試料採取

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⁷⁾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/m²）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（m²）である。

3.3 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-3に示すように、半割にした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 τ_v （kN/m²）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。

4. 調査結果

4.1 海底下構造調査

NT13-20調査において、シングルチャンネル音波探査（SCS）は図-2に示した5測線において行っている。図-5は得られた海底断面図の一例（測線21）を示す。図中の点線はBSRを示しており、測線ほぼ全長に渡ってBSRが確認できる。

断面図左端（図-2の測線21北端）において海底面の往復走時は1,880ms，この地点の水深は1,400m程度であるので、音波速度は約1,500m/sである。水中・地中ともに音速が等しいとすると、断面図左端での海底面からBSRまでの往復走時は190ms程度なので、BSR深度は142.5mとなる。一方、断面図右端（図-2の測線21南端）での海底面からBSRまでの往復走時は140ms程度なので、BSR深度は105mとなる。

BSR深度に関して、林ら⁸⁾は網走沖の水深1,400mにおけるBSRは海底下160mで出現するとしており、今回の調査結果とほぼ符合する。

また、網走沖のBSRの発現深度は南海トラフの1/2～1/3と浅く、その理由としてこの海域が日本列島の背弧に当り地殻熱流量が高く、地温勾配が高いことも指摘している。

なお、調査した他の測線すべてにおいて、比較的明瞭なBSRが確認されており、網走沖にはガスハイドレートが広範囲に存在している可能性が高いことが示唆される。



写真-2 コーン貫入試験



写真-3 ベーンせん断試験

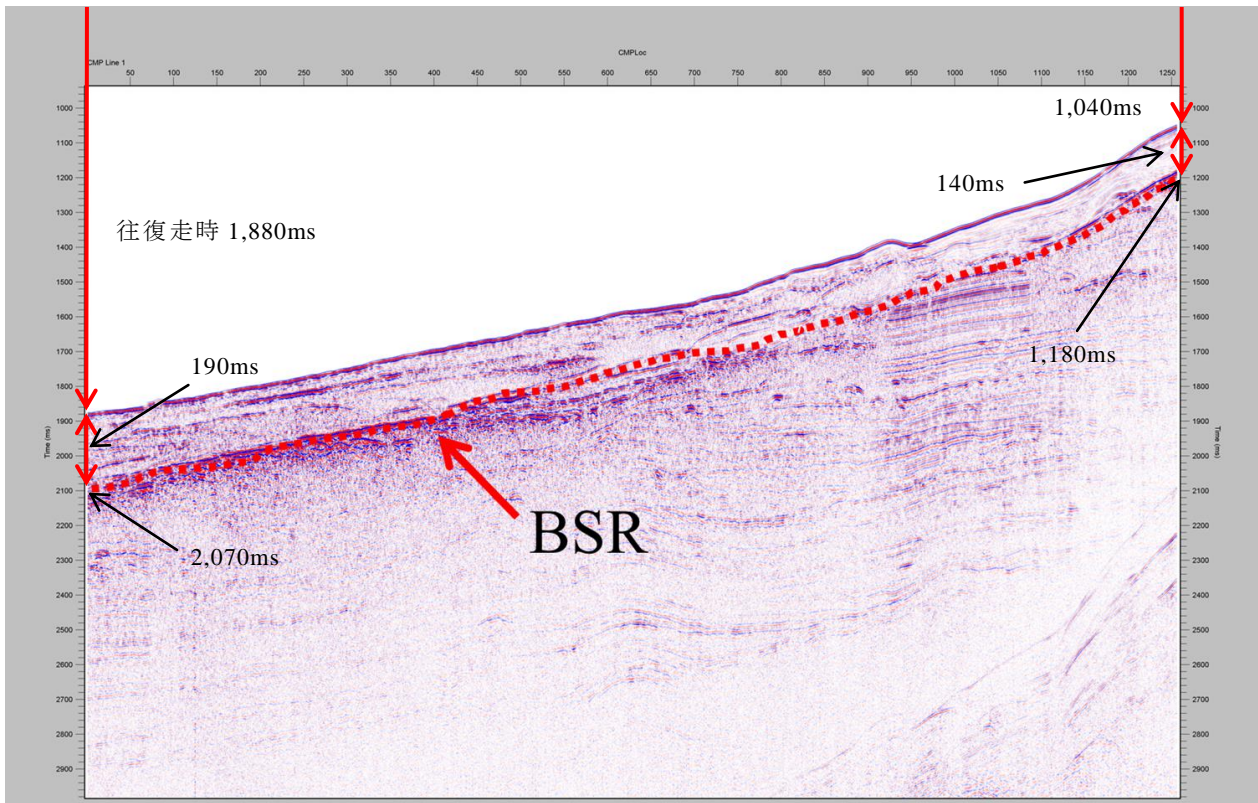


図-5 図-2の測線21の海底断面図

4.2 海底地形調査結果

図-6は、NT13-20調査でのマルチビーム測深機および計量魚群探知機による測深データとOS269調査での計量魚群探知機による測深データを総合して作成した調査範囲の海底地形図である。また、図-7は図-6を3D表示したものである。図中では、NT13-20およびOS263調査でのコアリング地点を●、ガスハイドレートが採取された地点を▲（UT12調査を含む）、計量魚群探知機でガスフレアが観測された地点（OS249調査、NT13-20調査、OS263調査）を×で示している。

調査海域において、ガスフレアは水深が大きい沖側ではほとんど確認されなかったが、陸側の水深500～700m程度の領域において多く確認された。特に、斜里海底谷南端とその西側の海脚（仮称おしよる海脚）付近において顕著に見られ、斜里海底谷南端付近では洋上で硫化水素臭も確認された。観測されたガスフレアの数は100地点程度であった。

なお、北緯44.167度以北はNT13-20調査で測線間隔が1.5km、それ以南はOS263調査で測線間隔が180mと大きく異なっている。計量魚探によって1測線で観測できる測線海底幅100m以下であり、より高密度で調査を行った場合には、より多くのガスフレアを観測できる可能性が高い。

このように、比較的水深の浅い地点でガスフレアが確認された理由として以下のことが考えられる。図-5で示したように、BSRが沖側（北側）では海底面下約140m付近にあるのに対して、陸側（南側）では海底面下約100m付近に存在している。

したがって、陸側の方がガスハイドレートの安定領域の厚さが薄く、BSR下部からのフリーガスの供給を受けて海底からガスが湧出しやすい状態となっていることが考えられる。また、陸側ほど水深も浅いので、海底表層においても相平衡境界に近い場合ガスの湧出が顕著であったことも考えられる。しかし、ガスフレアがほとんど確認されなかった沖側でもガスハイドレートが存在している可能性を示すBSRは存在しているため、オホーツク海網走沖においては広範囲にわたってガスハイドレートが分布している可能性が考えられる。

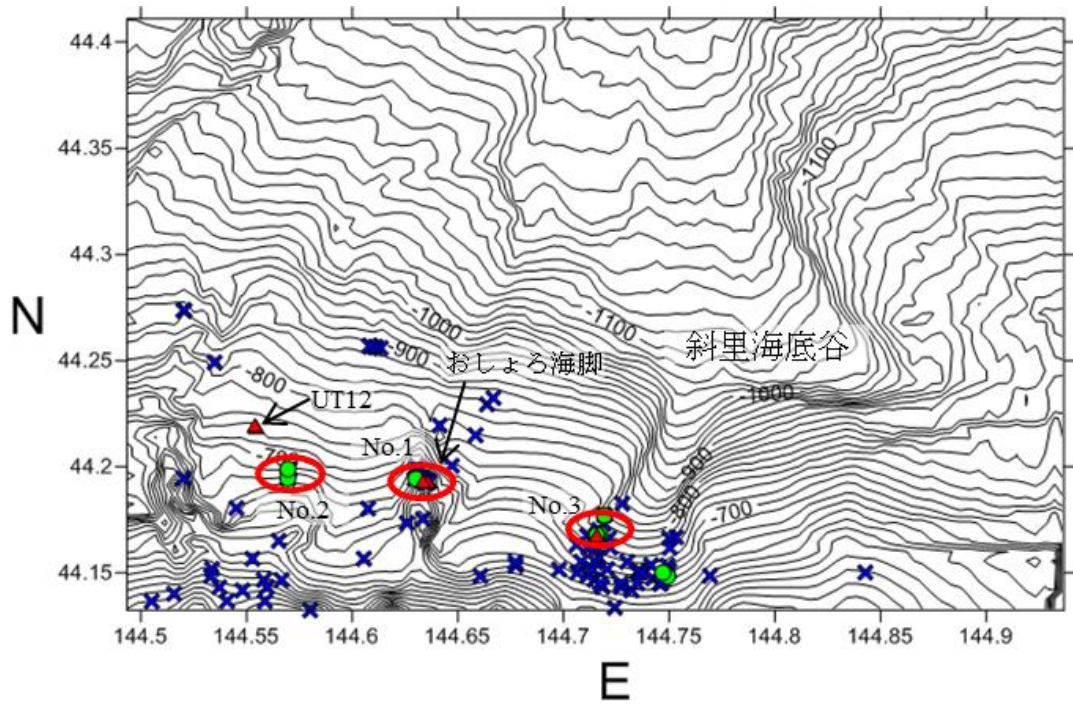


図-6 海底地形図

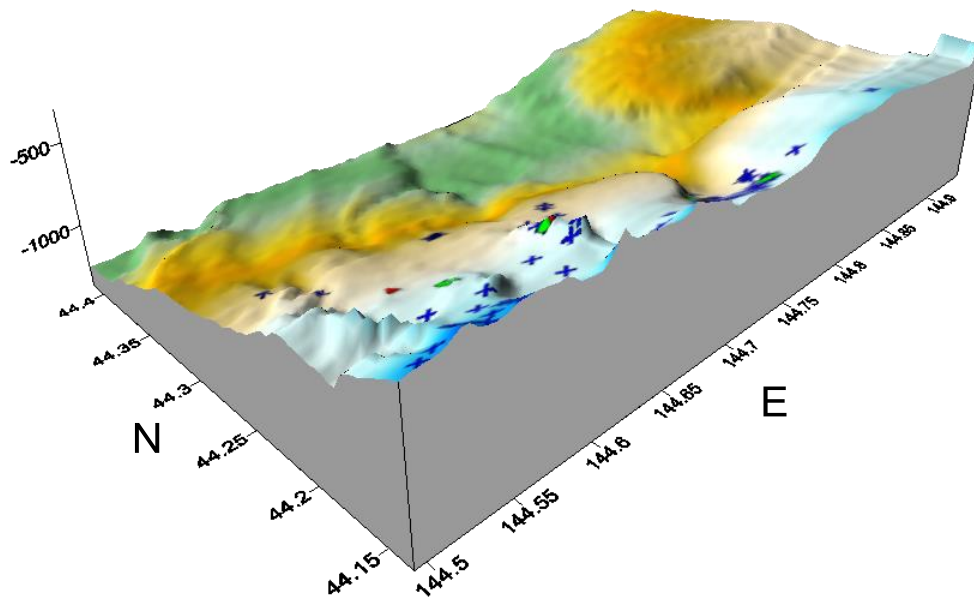


図-7 図-6を3D表示した地形図

4.3 船上試験結果

図-8,9,10,11 は各調査で採取した試料から求めた含水比 w 、船上試験から求めたコーン貫入抵抗 q_c とベーンせん断強さ τ_v を海底面からの深度に対してプロットしたものである。「なつしま」調査での PC01 コアと PC06 コアは採取できた試料が少量であったため強度試験は行っていない。なお、コア試料からガスハイドレートが採取された試料を図-8 では \circ 、 \triangle で、図-10 では \circ で示している。

図-8の「なつしま」のNo.1地点で採取された試料の試験結果は、含水比は深度方向に対してあまり変化が見られないが、深度200cm付近から値が上昇している。ガスハイドレートが採取された試料とそれ以外の試料ではあまり差は見られなかった。強度を比較してみるとそれぞれにばらつきが見られ、ガスハイドレートが含まれていた試料のほうが若干ではあるが値が高い傾向を示していた。図-9の「なつしま」のNo.2地点で採取された試料の試験結果は、含水比は深度方向に対してほぼ変化が無く、約100%付近で推移している。強度も多少のばらつきはあるもののそれぞれ深度方向に対して増加傾向になっているのが分かる。図-10の「なつしま」のNo.3地点で採取された試料の試験結果は表層付近では約200%付近の値を示しており他の地点に比べて高い値を示している。強度は他の地点と同様に、多少のばらつきはあるもののそれぞれ深度方向に対して増加傾向になっている。図-11の「おしよる丸」での試験結果は、「なつしま」のNo.3付近の海域で試料を採取しているため図-10の試験結果と似たような傾向を示している。

このように採取地点によって含水比や強度特性が異なるのは採取地点の地形的な要因と思われる。ガスハイドレートが採取されたNT13-20調査でのNo.1地点は、比高150m程度の海脚頂部付近であるのに対し、No.2の地点はマウンド地形であるものの、その比高はNo.1地点に比較すると小さい。一方、No.3地点およびOS263調査の採取地点は、ガスハイドレートが採取されているものの平坦または谷地形である。したがって、地形的な相違と海底下部からのガスの湧出による堆積土の移動や再堆積の影響によって、採取地点によって含水比や強度特性が異なったものと考えられる。また、ガスハイドレートが採取されたNo.1地点では炭酸塩鉱物も多く存在していることから、地形的要因に加えガスハイドレートの生成・集積も影響を与えていると考えられる。

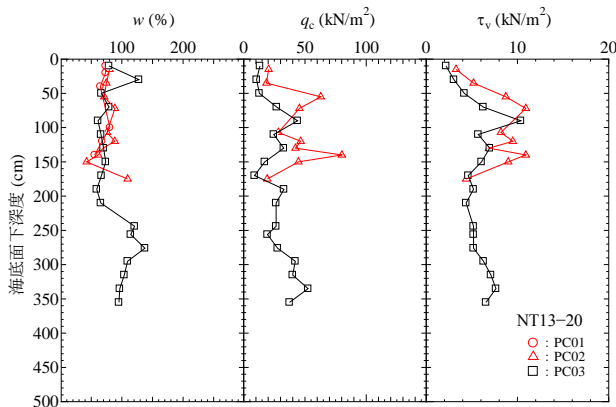


図-8 「なつしま」No.1地点の船上試験結果

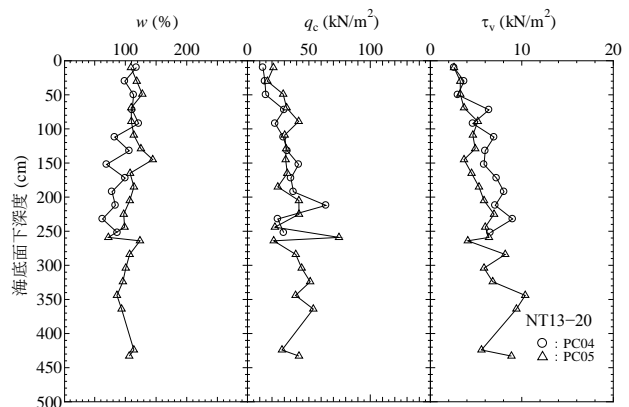


図-9 「なつしま」No.2地点の船上試験結果

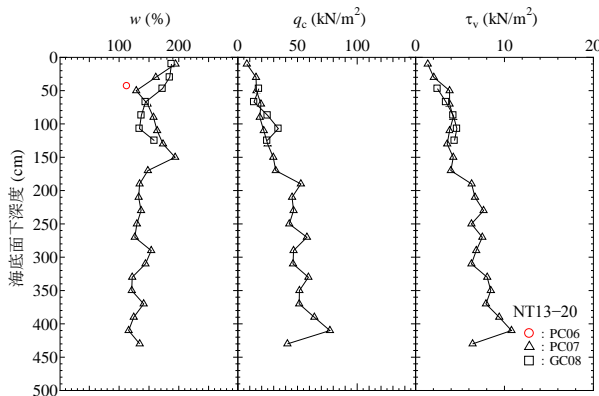


図-10 「なつしま」No.3地点の船上試験結果

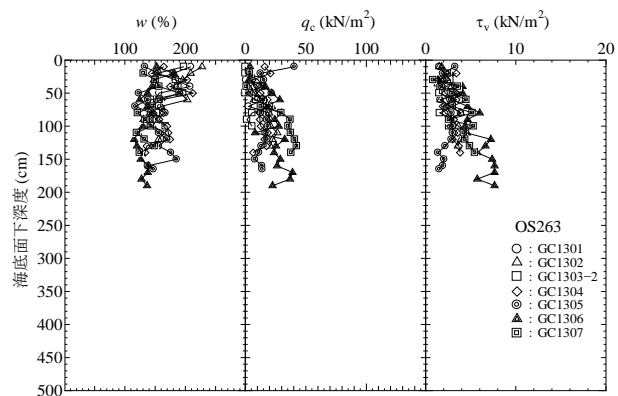


図-11 「おしよる丸」の船上試験結果

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 100 地点程度と、これまでの調査で発見されていた数よりも多くのガスフレアを発見することができ、また、新たな地点でガスハイドレートを採取することに成功した。さらに、SCS による観測で調査海域一帯に BSR の存在が確認されたので、オホーツク海網走沖には広範囲にガスハイドレートが賦存しているのではないかと考えられる。
- (2) 採取地点によって海底堆積土の含水比や強度特性がそれぞれ異なっていた。これは、採取地点の地形的な相違と海底下部からのガスの湧出による堆積土の移動や再堆積の影響によるものだと考えられる。また、ガスハイドレートが採取された地点では炭酸塩鉱物も多く存在していたことから、地形的要因に加えガスハイドレートの生成・集積も影響を与えていると考えられる。

謝辞：各調査において、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。なお、本研究は日本学術振興会科学研究費（基盤研究(B) 25289142）の助成を受けたものである。また、北見工業大学の支援も受けている。

【参考文献】

- 1) 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, pp.959-971, 1996.
- 2) 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, pp.652-659, 1996.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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>
- 6) 出羽寛信, 山下聡, 松本良, 坂上寛敏, 山崎新太郎, 南尚嗣, 八久保晶弘, 片岡沙都紀, 庄子仁, 高橋信夫: 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, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 53 号, pp.59-66, 2013.
- 7) 山下聡, 出羽寛信, 八久保晶弘, 南尚嗣, 片岡沙都紀, 川口貴之, 坂上寛敏, 高橋信夫, 庄子仁: 表層型ガスハイドレート賦存海底・湖底地盤から採取した堆積土の土質特性—間隙水溶存ガスの気泡化に伴う堆積土の試料乱れ評価—, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.4, pp.503-516, 2012.
- 8) 林雅雄, 稲盛隆穂, 佐伯龍男, 野口聡: 日本周辺海域におけるメタンハイドレートに起因する BSR の分布, 石油技術協会誌, Vol.75, No.1, pp.42-53, 2010.

北海道大学工学部 学生会員 ○筒井 康平
北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
シーウェイエンジニアリング 山添 誠隆

1. はじめに

パーチカルドレーン工法は、排水距離を短くして短期に圧密を終了させる工法である。一般に、地盤の異方性のために水平方向の透水係数(K_h)の方が鉛直の K_v より大きいと言われている (例えば文献 1))。一方、山添ら²⁾は、泥炭で構成される無処理地盤の圧密は計算よりも早く終了するが、パーチカルドレーンで処理された地盤の場合には、その逆の結果になると報告している。計算で用いた圧密係数(C_v)は、鉛直方向に間隙水が流れる通常の圧密試験から求めたので、山添らの結果は、 K_h が K_v より小さなことを示している。透水性の異方性については古くから議論されており、例えば、小林ら³⁾は、パーチカルドレーンで改良された地盤を再現するために、供試体中央にポーラスメタルの円柱を設け、排水が水平に生じるようにして、 C_h あるいは K_h を測定し、これらの値を通常の圧密試験から求められる C_v や K_v と比較し、この異方性について議論している。しかし、この試験方法を繊維質を多く含む泥炭に適用することは難しい。そこで、本報告では、三軸試験を使用して供試体に等方の圧力を載荷し、排水方向を鉛直あるいは水平とし、排水時間に要する時間から圧密係数や透水係数の異方性を求めた。

2. 実験の概要と用いた試料

2. 1 実験方法

図 - 1 に示すように、供試体にメンブレンを被せて、等方圧密を行う。供試体の大きさは、泥炭の場合には直径 7.5 cm、高さ 5.0 cm、その他は直径、高さ共に 5 cm である。排水方向が鉛直の場合には、供試体下端に濾紙を敷き、他の境界は非排水とした。排水方向が水平の場合には、供試体の側面に濾紙を巻き、供試体の上下端面は非排水とした。排水量は差圧計を具備したビュレットを用いて測定した。供試体の飽和度を高めるために、背圧は 200 kPa を載荷した。圧密圧力は過圧密あるいは正規圧密領域で 2 点程度測定できるように選定した。

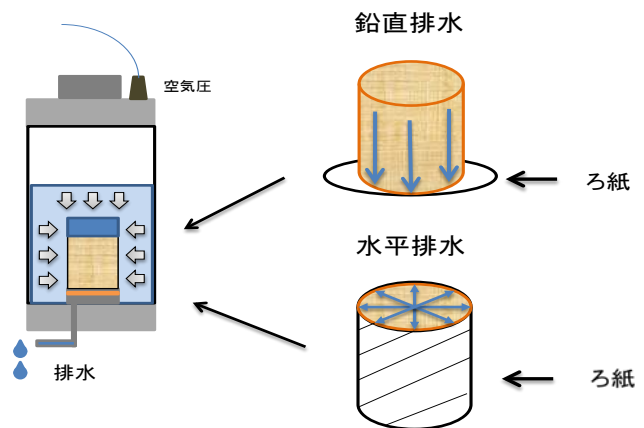


図 - 1 実験方法

2. 2 試料

本実験で用いた試料は、通常の粘性土と泥炭である。原位置における土の状態は、土粒子が横に配列して堆積しているため、水平方向の透水性の方が高いと予想される。そこで、試験はサンプリングした不攪乱試料と、試料を一度高含水比で攪拌し構造を崩し、室内で再圧密することによって作成された再構成試料に対して行った。

再構成試料の圧密荷重は、笠岡粘土は 100 kPa、泥炭は 30 kPa である。用いた試料の特性を表 - 1 に示す。泥炭の液性・塑性限界は試料の構造上、粘性土と同様の試験では求められない。

表 - 1 試験試料の特性

試料名	排水方向	含水比(%)	液性限界(%)	塑性限界(%)
拓北粘土	鉛直	43.55	70	25
	水平	44.27		
笠岡粘土	鉛直	56.86	62	28
	水平	56.04		
泥炭(不攪乱)	鉛直	356.85	—	—
	水平	499.48		
泥炭(再構成)	鉛直	546.69	—	—
	水平	540.50		

3. 試験結果

3. 1 解析手法

鉛直排水の試験結果には、Terzaghi の圧密解を準用して \sqrt{t} 法から圧密度 90% に至るまでに要した t_{90} を求めた。

図 - 3 は、再構成した笠岡粘土に圧密圧力を 80 kPa から 160 kPa まで増加させた時に得られた \sqrt{t} と $\Delta \epsilon$ のグラフである。図 - 2 から $\sqrt{t} = 290$ s と読み取ることができ、したがって、 $t_{90} = 57600$ (s) となる。図 - 4 に、時間を $\log t$ としてプロットした関係を示す。図から、上記に求めた t_{90} が圧密度 90% の時間に対応することがわかる。すなわち、これより早い時間の関係は一次圧密、それ以降は二次圧密に対応する。

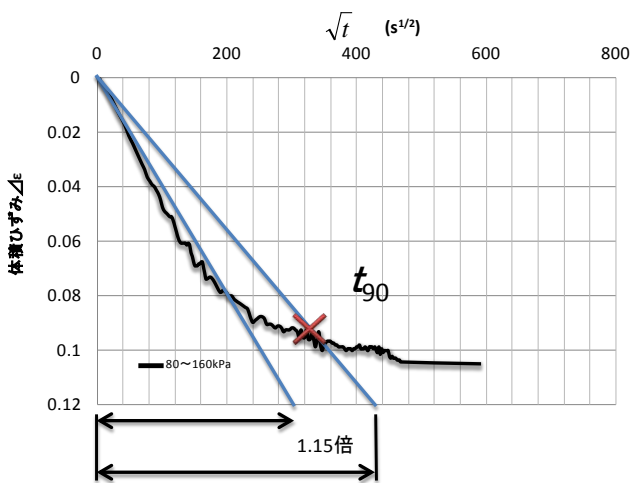


図 - 2 笠岡粘土 $\Delta \epsilon - \sqrt{t}$

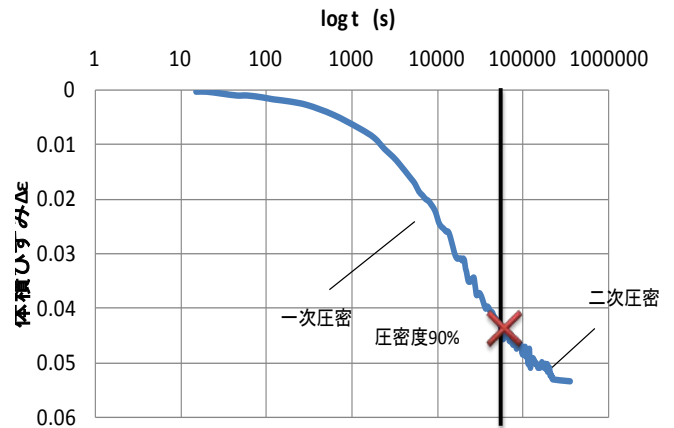


図 - 3 笠岡粘土 $\Delta \epsilon - \log t$

一方、円柱の水平方向に対する C_h の計算方法は、FEM によって求めた。計算結果は、供試体のポアソン比によって多少異なるが、 \sqrt{t} を $t^{0.6}$ に変え、また接線の傾きを 1.15 倍から 1.25 倍に変えると、 t_{90} が算出できることが分かった。図 - 5 は図 - 4 と同じ供試体で同じ圧力レベルであるが、水平方向に排水した場合の結果である。 $t^{0.6}$ から求めた t_{90} を図 - 6 に示す。図 - 4 と同様に、このようにして求めた t_{90} は圧密度 90% に対応していることが確認できる。

図 - 6 に不攪乱の拓北粘土に対して水平方向の排水条件で得られた $\Delta \epsilon$ と $\log t$ の関係を示す。圧密応力レベルが増加す

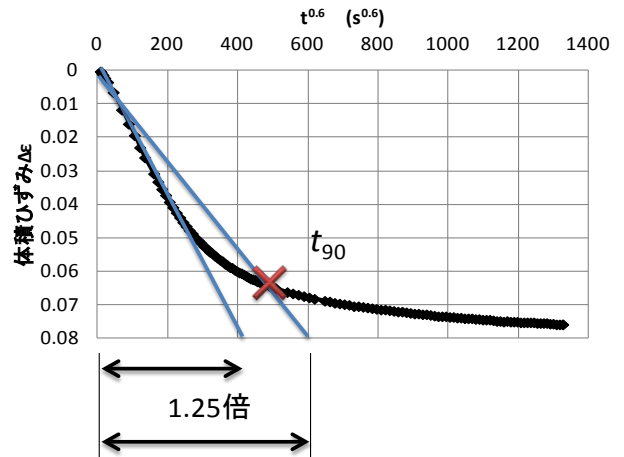


図 - 4 拓北粘土 $\Delta \epsilon - t^{0.6}$

るにつれ、 $\Delta\varepsilon$ も増加し、また t_{90} に要する時間も増加するのわかる。このようにして求められた t_{90} の値を用いて、 C_v と C_h の値を求めた。鉛直排水の圧密係数 C_v はテルツァーギの圧密理論を用いて、圧密度(U)が90%の時の時間係数 ($T_v = 0.848$) によって計算した(式1)。

$$C_v = \frac{T_v H^2}{t_{90}} \quad (式1)$$

ここに、 H は排水長であり、本実験では片面排水としたので、供試体高さとなる。一方、 C_h も同形の式で計算できるが、 $U=90\%$ の時の時間係数 T_h は FEM 解析から 0.24 となり、(式2)によって計算した。 D は円柱供試体の直径である。

$$C_h = \frac{T_h D^2}{t_{90}} \quad (式2)$$

透水係数は、(式3)によって求めた。ここに、 γ_w は水の単位体積重量、 m_v は体積圧縮係数で、(式4)から求めた。

$$k = m_v \times \gamma_w \times c_v \quad (式3)$$

$$m_v = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta p} \quad (式4)$$

ここに、 $\Delta\varepsilon$ は一次圧密で生じた体積ひずみで、 t_{90} の時の体積ひずみを 1/0.9 倍することによって求めた。

3.2 試験結果

表 - 2 各供試体で得られた圧密係数および透水係数

供試体名	圧力範囲 (kPa)	t_{90} (s)	t_{90} (s)	C_v (cm ² /day)	C_h (cm ² /day)	C_v/C_h	Δp (kPa)	$\Delta\varepsilon_v$	$\Delta\varepsilon_h$	m_v (kPa ⁻¹)	m_v (kPa ⁻¹)	k_v (m/sec)	k_h (m/sec)	k_h/k_v	
拓北粘土	0	20	9604	5216.928	53.9	22.3	0.4	20	0.005	0.014	0.00024799	0.00070368	3.87E-10	4.54E-10	1.2
	20	40	32400	12342.64	16	9.4	0.6	20	0.026	0.029	0.00128759	0.00142746	5.96E-10	3.88E-10	0.7
	40	80	48400	15362.87	10.7	7.6	0.7	40	0.040	0.040	0.00099193	0.00099017	3.07E-10	2.18E-10	0.7
	80	160	44100	23554.95	11.7	4.9	0.4	80	0.048	0.061	0.00059611	0.00075896	2.02E-10	1.08E-10	0.5
笠岡粘土	0	40	x	795.4346	x	262.8	x	40	x	0.006	x	0.00015793	x	1.2E-09	x
	40	80	12100	1188.949	60.6	175.8	2.9	40	0.009	0.012	0.00023692	0.00028956	4.15E-10	1.47E-09	3.5
	80	160	57600	7127.268	12.7	29.3	2.3	80	0.046	0.040	0.00057033	0.00049576	2.1E-10	4.2E-10	2.0
	160	320	90000	12705.64	8.1	16.5	2.0	160	0.057	0.048	0.00035756	0.00030052	8.38E-11	1.43E-10	1.7
泥炭(不攪乱)	0	10	625	289.6468	237	224	0.9	10	0.011	0.021	0.00110915	0.00213981	7.61E-09	1.39E-08	1.8
	10	20	8100	1977.908	18.3	32.8	1.8	10	0.049	0.034	0.00489021	0.00342364	2.59E-09	3.25E-09	1.3
	20	40	34225	6169.686	4.3	10.5	2.4	20	0.085	0.057	0.00423485	0.00284162	5.27E-10	8.63E-10	1.6
泥炭(再構成)	0	80	40000	13444.21	3.7	4.8	1.3	40	0.014	0.096	0.00034451	0.00240083	3.69E-11	3.33E-10	9.0
	0	20	57600	16900	14.9	24.6	1.7	20	0.131	0.129	0.00653444	0.00644255	2.81E-09	4.59E-09	1.6
	20	40	108900	34225	7.9	12.2	1.5	20	0.078	0.076	0.00392392	0.00378728	8.94E-10	1.33E-09	1.5
	40	80	129600	57600	6.6	7.2	1.1	40	0.107	0.078	0.00267134	0.00194727	5.11E-10	4.07E-10	0.8
	80	160	160000	x	5.4	x	x	80	0.078	x	0.00097896	x	1.52E-10	x	x

すべての実験の結果得られた試料の特性を表 - 2 に示す。また、圧密係数と透水係数の鉛直・水平の比と平均圧密圧力をグラフ化したものが図 - 7、図 - 8 である。笠岡粘土の鉛直排水の 0-40 kPa と、再構成の泥炭の 80-160 kPa の実験は試験

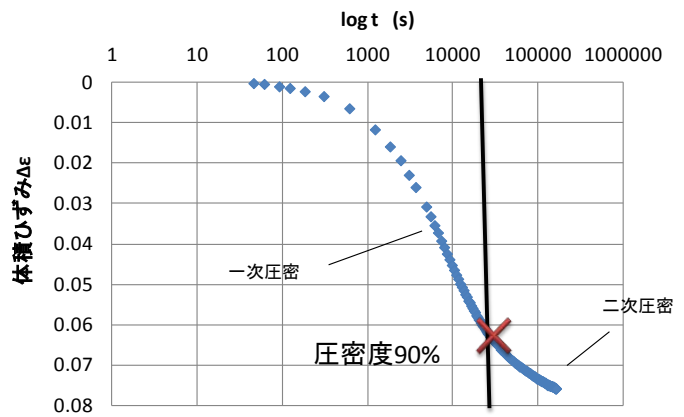


図 - 5 拓北粘土 $\Delta\varepsilon - \log t$

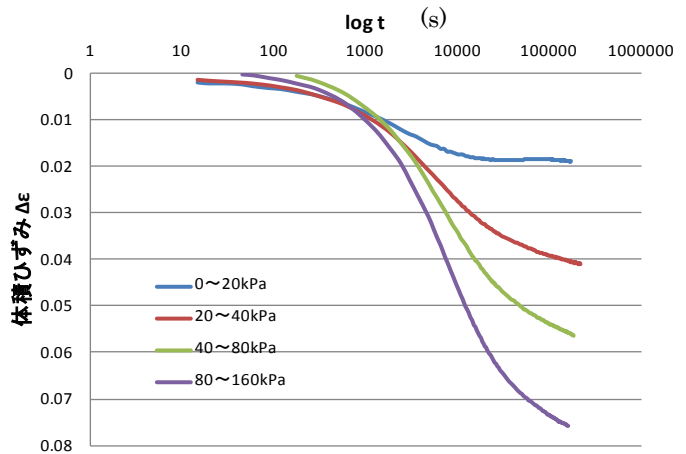


図 - 6 $\Delta\varepsilon$ と $t^{0.6}$ の関係

機が途中で停止してしまったため、結果を得ることができなかった。

図から不攪乱の拓北粘土以外の試料では、既往の研究通り、水平方向の圧密係数の方が大きな値を示していることがわかる。当初、不攪乱試料である自然堆積粘土は、土粒子が水平方向に並んで配列しているの、鉛直方向よりも、水平方向の方が排水しやすいと考えていた。しかしながら、試験結果は逆の傾向を示した。一方、泥炭は不攪乱、再構成とも同様な異方性を示す結果が得られた。泥炭は、主として植物の遺骸から構成されており、通常の粘土とは異なる構造を有しているが、再圧密時にも不攪乱試料と同様に植物の繊維が水平方向に配列したと考えられる。

4. まとめ

本研究では、排水方向を変えて粘性土と泥炭に対して圧密実験を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 全体の傾向として、透水係数および圧密係数は水平方向の方が大きい。
- (2) しかしながら、粘土の不攪乱と再構成を比較すると、不攪乱の場合は、水平より鉛直排水の方が大きな値が得られた。一般には、自然堆積土では、土粒子が水平に堆積しているの、水平方向の方が排水しやすいと言われているが、結果は逆になった。

本研究で実施した実験ケースは少なく、上記の結論の普遍性を確認するまでには至っていない。また、本論文では、CRSによる圧密試験の結果を示していないが、今回得られた鉛直方向の圧密係数、透水係数とも、CRSより得られた値よりかなり小さい。この原因として、供試体に巻いた濾紙が十分な排水性を有していなかった可能性がある。今後、この点にも注意して実験を進めたい。

5. 参考文献

- 1). Atkinson, M. S. and Eldred, P. J. L. : Consolidation of soil using vertical drains, Geotechnique, Vol. 31, No. 1, 33-44, 1981.
- 2). 山添誠隆, 田中洋行, 林宏親, 荻野俊寛, 三田地利之: プラスチックボードドレーン工法を適用した泥炭地盤の圧密沈下予測に用いる水平方向圧密係数, 地盤工学ジャーナル(印刷中)
- 3). 小林正樹, 水上純一, 土田孝: 粘性土の水平方向圧密係数決定法, 港湾空港技術研究所報告, 第29巻, 第2号, 63-84, 1990.

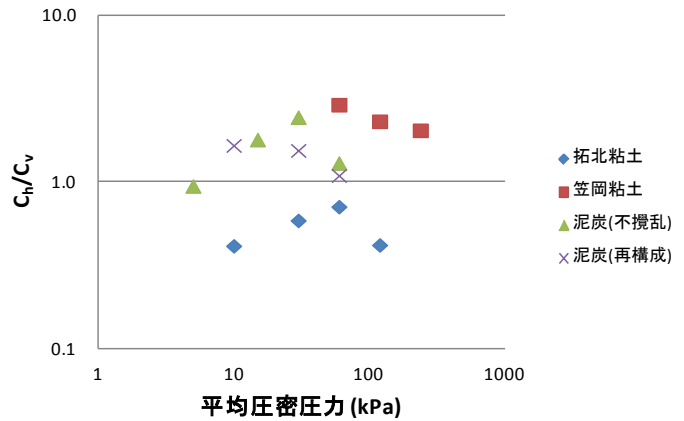


図 - 7 C_h/C_v - 平均圧密圧力

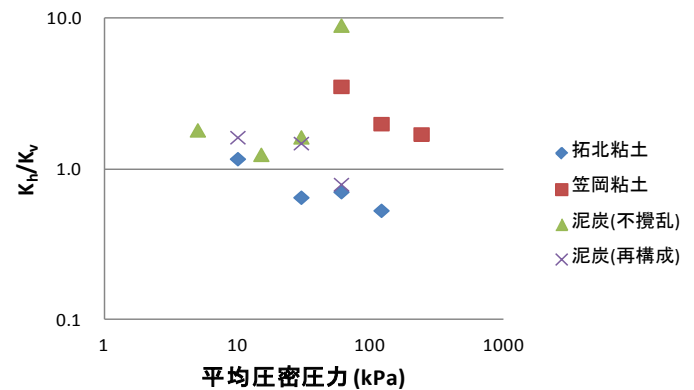


図 - 8 K_h/K_v - 平均圧密圧力

1. はじめに

港湾の適切な機能を図るためには定期的な浚渫が必要となり、その際に大量の浚渫土が発生する。その処分が問題となっており、有効活用が求められている。また、異常気象の多発によって土石流が発生し、毎年多数の人命や財産が失われている。さらに、海洋の資源開発に伴い海底パイプラインが世界各地で建設されている。このように、高含水比における土のせん断強さや粘性などのレオロジー特性の解明が地盤工学において緊急の課題となっている。

土のずり速度と抵抗値の関係は流動曲線と呼ばれており、回転粘度計によって計測されることが多い。この流動曲線は図-1 に示すビンガムモデルに代表される数値モデルで近似され、降伏値は流動曲線において、ずり速度が $0s^{-1}$ の時のせん断応力として定義される。底泥に作用する外力の大きさが降伏値以上になると、底泥が流動化し始めることから、降伏値は流動に対する粘土の抵抗力であると言える。降伏値は、流動限界値であり底泥の流動を考える上で重要である¹⁾。しかしながら、ずり速度が $0s^{-1}$ の時のせん断応力を求めることは不可能である。そこで、例えば、布谷ら²⁾は流動曲線を測定するために用いた回転粘度計の分解能の最小値が $0.0597s^{-1}$ であることから、そのずり速度の時のせん断応力を降伏値 τ_y としている。また、Jeong ら³⁾は求めた流動曲線を外挿し降伏値を求めている。一方、“通常の硬さ”を有する地盤においては、この降伏値に相当する値をせん断強度と呼んでおり、またバーンせん断試験に代表されるように、破壊メカニズムは回転粘度計のそれとは大きく異なる方法で計測している。本研究は回転粘度計のメカニズムを地盤工学的な考え方で考察してみる。具体的には、回転体の形状、境界条件が降伏値に及ぼす影響を実験的に求めて、回転粘度計から得られる降伏値が、地盤工学における“通常の土”の力学特性とどのような関係にあるかを検討する。

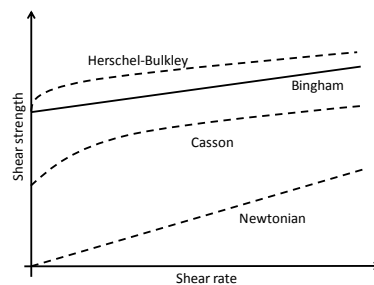


図-1 流動曲線のモデル

2. 回転粘度計

回転粘度計は流体の流動特性を測定する装置で、化粧品や食品などの分野で広く用いられている。回転粘度計は図-2 に示すように、円筒の試料容器と円柱の回転体から成っている。円筒容器に試料を入れ、円柱の回転速度を徐々に上昇させ、回転速度と回転抵抗の関係を計測するものである。容器内の試料の変形の度合いを表す指標として、一般に“ずり速度(D)”が用いられている。この D は、図-3 に示すように、容器と回転する円柱に接している試料は完全に付着し、さらに試料内の変形分布は直線であると仮定している。すなわち、ずり速度は(1)式で表せられ、 s^{-1} の次元を有している。

$$D = \frac{\partial X}{\partial t} = \frac{2\pi n}{60} \cdot \frac{1+\delta^2}{\delta^2-1} \cdot \dots (1)$$

ここに、 n は回転速度(RPM)、 δ は容器の半径と内挿する円柱の半径比である。(1)式により、① D は回転速度によって比例すること、②回転速度が同じであれば、図-3 に示す h に反比例して D は増加することがわかる。

Influence of the shape of rotator in the viscometer on measurement of the strength.

Nobuki NUNOYA, Hiroyuki TANAKA: Hokkaido Univ.

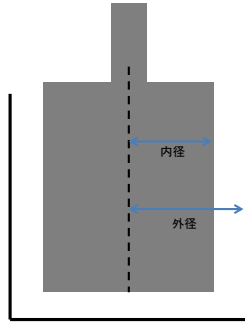


図-2 回転粘度計の測定部の概略図

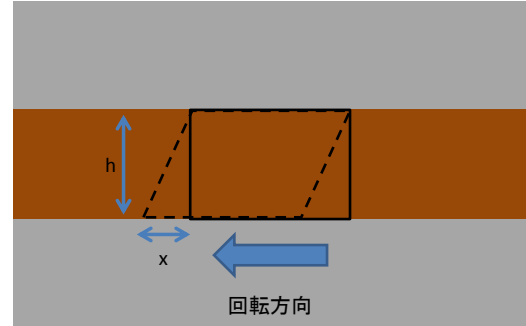


図-3 測定部内のせん断の仮定

表-1 笠岡粘土の物理特性

液性限界 w_L (%)	62	塑性限界 w_p (%)	28	塑性指数 I_p	34
----------------	----	----------------	----	------------	----

3. 実験方法・実験試料

本研究では、回転体の形状が強度に与える影響を調べるために、ベーンと円柱を用いてせん断試験を行った。ベーンおよび円柱の寸法は、全て直径 (B) が 80mm、高さ (H) が 40mm である。ベーンブレードの厚さは 0.95mm で、材質はステンレスである。円柱の材質は、主とする実験はステンレスであるが、材質の違いによる摩擦の影響を検討するためにアルミおよびアクリルを用いて実験を行った。

用いた試料は、市販されている笠岡粘土を用いた。笠岡粘土の物性を表-1 に示す。実験は所定の含水比に調整した後、攪拌・混合した後、直ちに円柱またはベーンを挿入し、実験を開始した。ベーンおよび円柱の回転速度は 6deg/min とした。せん断強度は測定したトルク (M) から(2)式によって計算した。

$$\tau = \frac{M}{\pi \left(\frac{B^2 H}{2} + \frac{B^3}{6} \right)} \dots (2)$$

4. 実験結果

4.1 円柱における材質の違い

円柱を用いた場合の材質の違いによる比較試験の結果を図-4 に示す。図-4 より、ステンレス、アルミ、アクリルの三種類の材質の異なっても、せん断応力と回転角の関係において明瞭な違いが認められない。つまり、強度は回転体の材質ではなく回転体の形状に強く依存していると言える。この結果から円柱の試験は、全てステンレスを用いて行った。

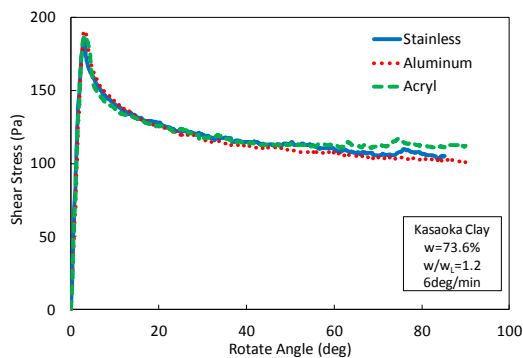


図-4 三種類の円柱の比較

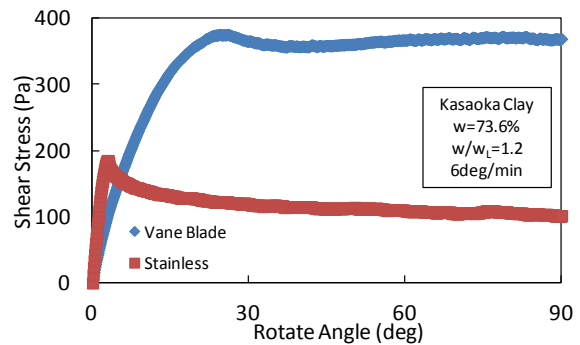


図-5 ベーンブレードと円筒の比較

4.2 ベーンと円柱の比較

ベーンと円柱で得られた代表的な実験結果を図-5に示す。ベーンを用いた場合には、回転角の増加とともに徐々に強度が増加し、回転角が約30度付近でピークを示し、その後一定値に収束している。一方、円柱を用いた場合には、非常に小さな回転角でピーク強度となり、その後強度は減少する。図-6と図-7にベーンまたは円柱を用いた場合のせん断の様子を示す。ベーンを回転させた場合では(図-6)、徐々にせん断面が現れる。また、せん断面の地盤だけではなく、ベーンの羽根の間にある地盤も動いていることが分かる。一方、図-7に示した円柱の場合では、周辺の地盤の動きは認めることができず、円柱と地盤とが滑っていることが分かる。このようにベーンと円柱を用いた場合では、せん断のメカニズムや回転抵抗が異なる。

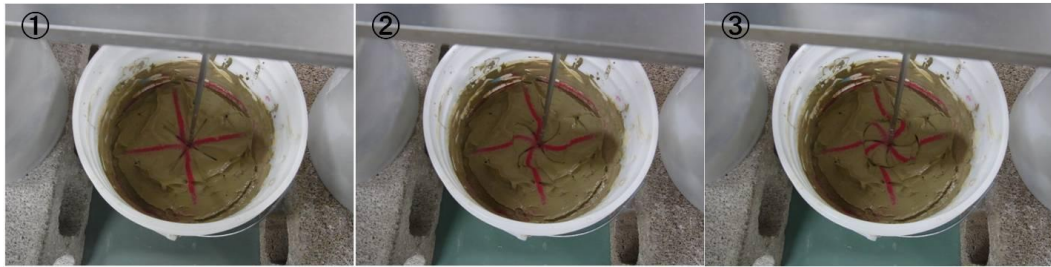


図-6 ベーンブレードを回転させた時の試料の動き



図-7 円筒を回転させた時の試料の動き

4.3 ベーンと円柱のピーク強度の比較

図-8にベーンと円柱で得られたピーク強度の比(τ_c/τ_{vane})と含水比の関係を示す。ここで含水比は液性限界(w_L)で正規化した正規化含水比(w/w_L)としている。図-8より含水比の低下によって、両者の比は減少する傾向が認められるが、おおよそ0.5、つまり回転体を円柱とした場合には、ベーンで得られた強度の50%程度であることが分かる。

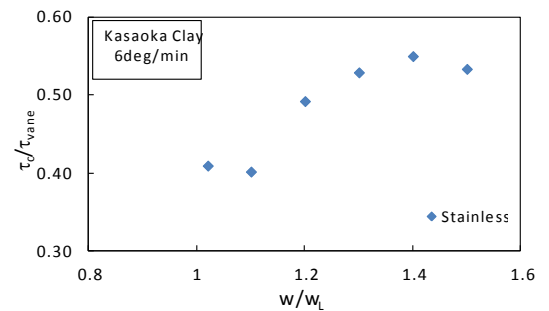


図-8 強度比と正規化含水比の関係

4.4 拘束条件による違い

室内試験におけるベーン試験は、通常、用いるベーンの寸法より十分大きな容器を用いて試験を行っている。一方、回転粘度計では、容器と挿入する円柱の径の差が非常に小さいので、容器の内側の拘束を受けた状態で回転抵抗が計測されている。この拘束条件の違いによる影響を調べるために、内径が88mmの容器の中に試料を入れて、回転試験を行った。ベーンと円柱の直径はともに $B=80\text{mm}$ であるので、図-3に示す h は4mmとなる。図-9にベーン、図-10に円柱を回転させた場合の結果を示す。ベーンを用いて拘束がある場合、試料が容器の境界で滑ることが予想される。

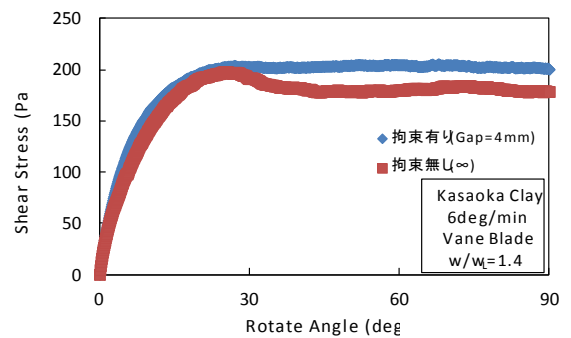


図-9 ベーンブレードの場合の境界の有無による違い

そうすると、直径 88mm の円柱を回転させた場合と同じになり、直径を 80mm とした場合の約 0.79 倍の抵抗値が得られる。しかしながら、試料が滑るのでペーン強度の 0.5 倍のせん断強度しか得られないとすると、最終的に拘束のない状態のペーン強度に対して約 0.4 倍の値が得られることになる。しかしながら、図に示すように、ペーン、円柱とも境界の有無による違いはほとんどないことが分かる。

5. 回転粘度計による比較

以上の結果を踏まえた上で回転粘度計による実験を行った。回転体はペーンと円柱とし、また 4.4 に記述した拘束条件で行った。ただし、回転体の寸法は直径 21.67mm、高さ 43.33mm で、ペーンの場合には羽根の厚さは 1.0mm である。また容器の内径は 24.2mm である。

実験結果を図-11 に示す。拘束がない状態では、(1)式の h が無限大となるので、ずり速度 D を計算することができない。したがって、横軸は回転速度 (RPM: 一分間の回転数) で示す。この試験を行う前は、ペーンの方が円柱より大きなせん断抵抗を示すことが予想された。しかし、図に示すように、わずかであるが円柱の方がペーンより大きなせん断抵抗を示している。また、拘束条件の違いは 4.4 で予測されるように、試験結果に対して大きな影響を与えないことがわかった。

現在までに多くの研究者がペーン強度と回転粘度計により円柱を回転させた時の降伏値の関係を求めている。例えば、五明・三村⁴⁾の研究、あるいは布谷ら²⁾の結果を踏まえると、降伏値はペーン強度の 10~20% 程度としている。図-11 と含水比がほぼ等しい場合のペーン強度は図-9 に示すように 200Pa であるので、回転粘度計から得られた値は、ペーン強度の 35% 程度となる。なぜ、回転体の形状および拘束条件を同じとしても、回転粘度計が強度を小さく計測するのかは、現段階では説明できない。今後さらなる実験を行い、原因を追及したいと考えている。

6. まとめ

回転粘度計のメカニズムを明らかにするために、回転体の形状および拘束条件を変えて、回転抵抗を計測した。本研究で得られた結果を以下に示す。

(1)ペーンと円柱を試料内に挿入し回転させた場合、ピーク強度およびピーク強度が現れる角度が異なる。(2)ペーンと円柱を試料内に挿入し回転させた場合の試料の動きは大きく異なる。(3)回転体が円柱の場合では、円柱の材質が異なっても、測定値には影響を与えない。(4)円柱を用いた場合のピーク強度はペーンを用いた場合の 50% 程度である。(5)回転粘度計における実験においては回転体が強度に及ぼす影響はほとんど認められない。(5)については、今後の検討課題である。

7. 参考文献

- 1) 大坪国順：底泥の再浮上機構に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1984。
- 2) 布谷信貴，土田孝，安部太紀：練り返しを受けた高含水比状態の粘土の力学特性，第 46 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 273-274，2012。
- 3) Jeong, S. W., Leroueil, S. and Locat, J.: Applicability of power law describing the rheology of soils of different origins and characteristics, Can. Geotech. J., Vol. 46, pp. 1011-1023, 2009.
- 4) 五明美智男，三村信男：現地不攪乱底泥の強度特性，海岸工学論文集，第 39 巻，pp. 501-505，1992。

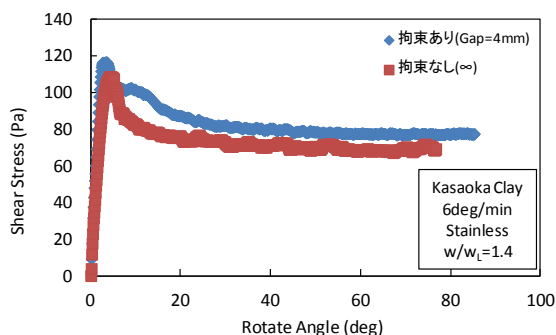


図-10 円柱の場合の拘束の有無による違い

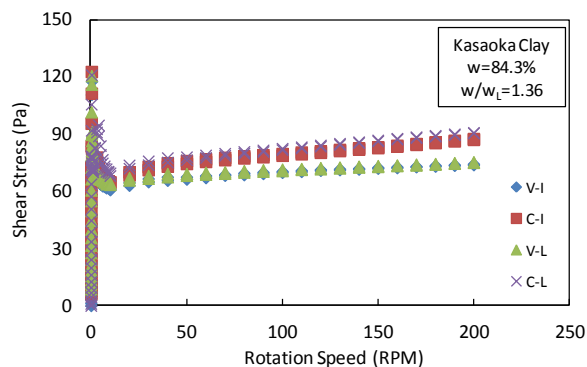


図-11 回転粘度計による検討

室蘭工業大学大学院 学生会員 ○大村 知史
室蘭工業大学大学院 正会員 木幡 行宏
室蘭工業大学大学院 学生会員 ブッオン クワン フン

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, H23.3.31 現在) は、全国平均で 13.6 年、特に、首都圏では 4.0 年、近畿圏でも 14.0 年と推計されており¹⁾、依然として厳しい状況にあることから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、建設混合廃棄物、建設汚泥、建設発生土の 3 品目については、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」²⁾ 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^{3), 4)}。

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^{5) -8)}。

しかし、現場打設された繊維材混合流動化処理土の研究はまだ行われていなく、現場からサンプリングされた供試体と従来行われてきた室内養生された供試体との力学的特性の違いについては未解明な部分が多い。本研究では、繊維材をそれぞれ、0,10,20 kg/m³ で添加した繊維材混合流動化処理土を大学構内に作製したピットに埋戻し、そこからサンプリングされた供試体と現場打設試料と同じバッチで室内養生された供試体に対し、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、単調載荷、載荷中に応力持続載荷 (以下クリープと呼ぶ) を行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室内・原位置作製供試体による力学特性の比較、検討を行った。

表-1 NSF-CLAY の物理的性質

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

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

Comparison of mechanical property of Liquefied Stabilized Soil mixed with fibered material prepared as laboratory and in-situ specimen:Satoshi Omura (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology),Hung Quang Duong(Graduate student, Muroran Institute of Technology).

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

繊維材混合流動化処理土は、配合設計基準図に基づいて⁸⁾、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 80 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^3 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。作製した流動化処理土は大学構内に作製したピットに流し込み、ブルーシートを被せ養生した。ピットの概略を図-1に示す。なお、埋戻し時には、原地盤に流動化処理土が浸透しないように、原地盤と流動化処理土の間にジオテキスタイルを敷設した後、ピット内に流動化処理土を流し込んだ。また、室内養生供試体は、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 $20 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$ のもとで湿潤気中養生を行った。これまでの研究では⁵⁾⁻⁸⁾、流動化処理土の作製時にハンドミキサーによる混練のため、試料内に気泡が発生・混入することからモールド充填前に試料を負圧により脱気していたが、本研究では、試料を大量に作製するため、脱気しなかった。

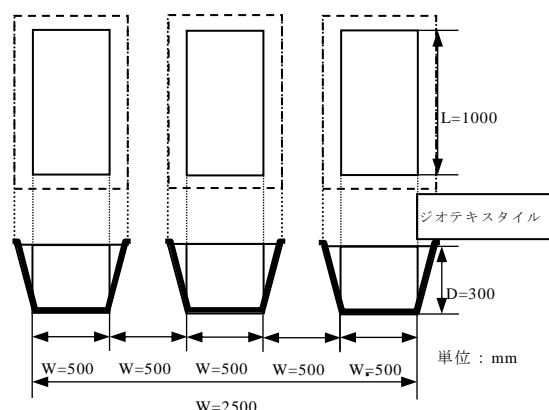


図-1 ピット概略図

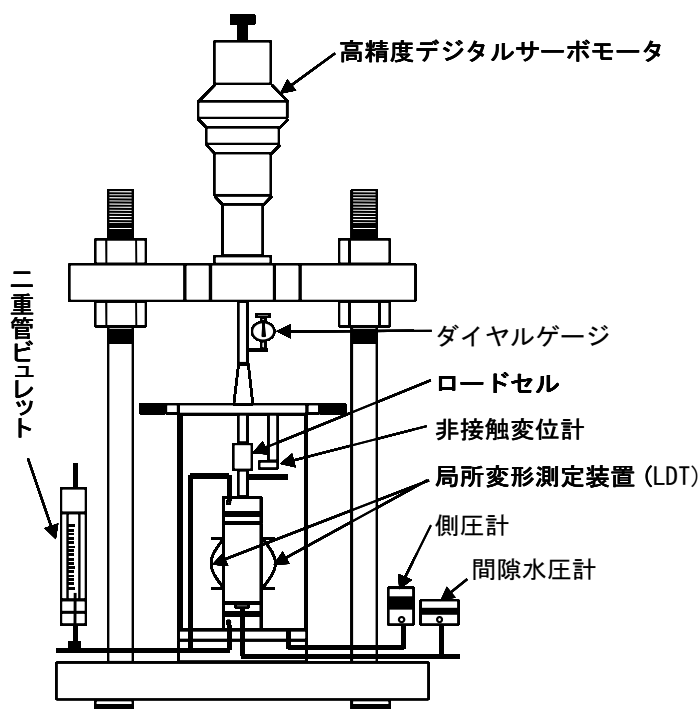


図-2 試験装置概略図

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ィ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)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（ $\overline{\text{CU}}$ 試験）を実施した。実験は、ブロック

サンプリングした流動化処理土をトリミングをして作製した供試体と室内養生した供試体に対して養生日数を28, 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-2に示す。載荷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。試験条件は、case1が0.054%/min ($\dot{\epsilon}_0$)の軸ひずみ速度として単調載荷過程で微小な除荷・再載荷を行っている。case2は $\epsilon_0 \rightarrow C \rightarrow \dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow 10\dot{\epsilon}_0 \rightarrow C \rightarrow \dot{\epsilon}_0$ と軸ひずみ速度一定での載荷中及び、軸ひずみ速度変化前にクリープ(C)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-3(a)～(c)は、繊維材混合流動化処理土に対する養生日数28日、図-4(a)～(c)は養生日数56日で、それぞれ繊維材添加量0,10,20 kg/m³で、試験条件case1, 2に対する、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98$ kPaにおける固化材添加量80 kg/m³で行われたCU試験の軸差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ϵ_a の関係を $\epsilon_a = 0 \sim 2.0\%$ の範囲で示したもの

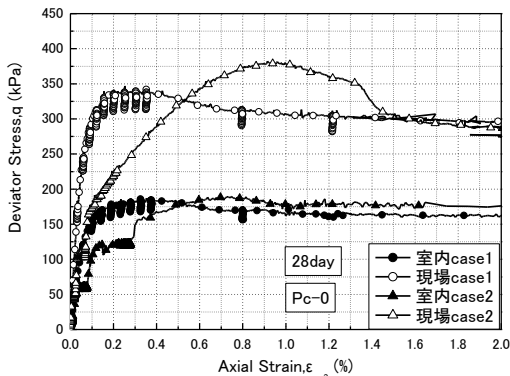


図-3(a)軸差応力と軸ひずみの関係

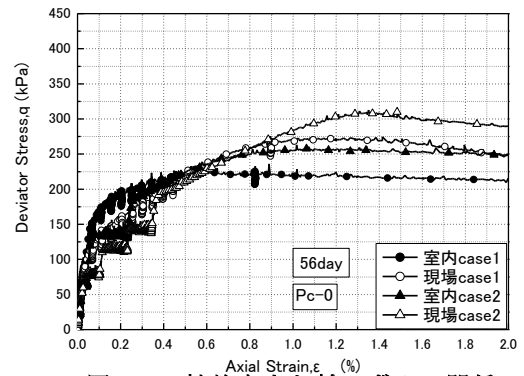


図-4(a)軸差応力と軸ひずみの関係

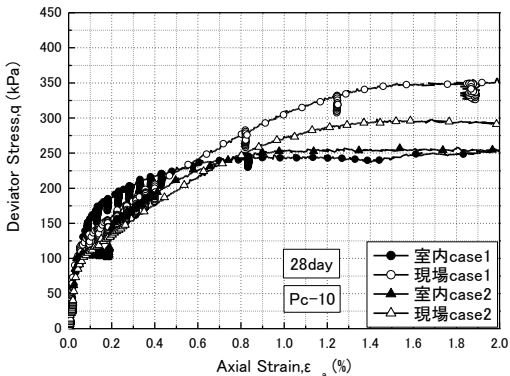


図-3(b)軸差応力と軸ひずみの関係

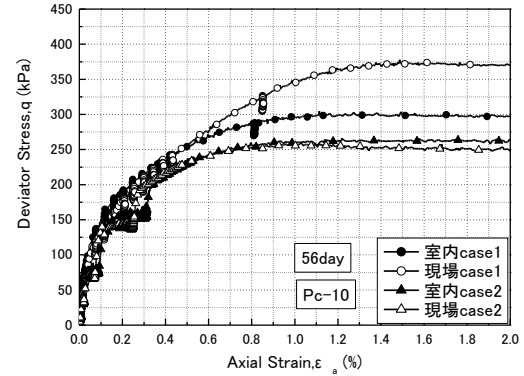


図-4(b)軸差応力と軸ひずみの関係

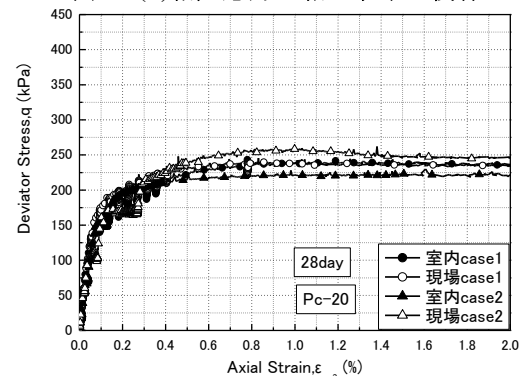


図-3(c)軸差応力と軸ひずみの関係

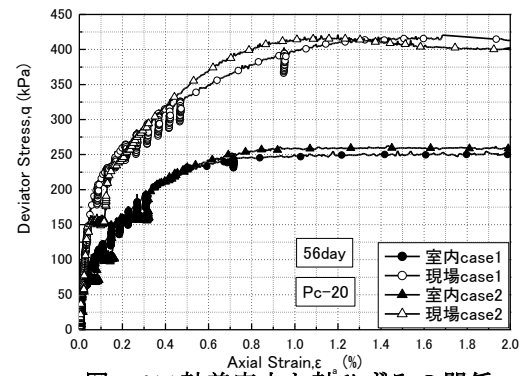


図-4(c)軸差応力と軸ひずみの関係

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、28日、56日養生ともに、現場養生供試体の最大軸差応力 q_{max} が室内養生供試体の q_{max} に比べ、概ね大きくなる傾向にある。これは、現場養生供試体では、温度及び湿度の管理が出来ないため、養生環境等の要因により室内養生供試体に比べセメンテーションの発現が早まったからだと考えられる。また、28日養生と56日養生の q_{max} を比較すると、現場養生供試体、室内養生供試体ともに、56日養生のほうが概ね大きい傾向にあることから、繊維材混合流動化処理土は現場で埋戻し材として使用された場合においても、養生日数が増加するにつれ強度が増加する傾向があると考えられる。室内養生供試体を用いた著者らのこれまでの研究では⁵⁾⁻⁸⁾、流動化処理土に繊維材を混合すると、その補強効果により、ピーク後の $q \sim \epsilon_a$ 関係における脆性的性質が改善されることが分かっている。図-3(b), (c)及び図-4(b), (c)に示すように、繊維材を混合するとピーク後の脆性的性質は改善されていることが分かる。すなわち、繊維材混合流動化処理土を埋戻し材として用いた場合には、耐震性に富んだ粘り強い地盤が造成されると考えられる。なお、図-3(c)に示す繊維材添加量 20 kg/m^3 の現場養生供試体の q_{max} が他の現場養生供試体の q_{max} に比べ小さい傾向にあるが、これは現場の養生環境等の要因で他の現場養生供試体に比べセメンテーションの発現が遅れ、強度が小さくなったと思われる。

4.2 変形特性

4.2.1 変形係数の定義

図-5に、各変形係数の定義を示す。初期変形係数 E_0 は $\epsilon_a = 0.002\%$ 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。また、等価変形係数 E_{eq} は、単調载荷中の微小な除荷・再载荷から得られる変形係数である。なお、 E_{eq} を求める際のクリープ補正については、除荷点からの延長線と再载荷時における $q \sim \epsilon_a$ 関係の交点の midpoint と下限の点との傾きから算出した。

4.2.2 接線変形係数

図-6(a)~(c)は繊維材添加量 $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$ について、室内養生、現場養生を行なったそれぞれ養生日数 28, 56日において三軸せん断を実施した case1 に関して、それぞれ拘束圧 98 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。

繊維材添加量 $0, 20 \text{ kg/m}^3$ の場合には、室内養生供試体と現場養生供試体の $E_{tan}/E_0 \sim q/q_{max}$ 関係は、ほぼ同様な関係を示している。一方、繊維材添加量 10 kg/m^3 の場合には、室内養生供試体に比べ、現場養生供試体の E_{tan}/E_0 の減少率が大きい。これは、繊維材添加量 10 kg/m^3 の現場養生試料を作製しピットに埋戻した後、まだ十分に固結する前に豪雨に見舞われ、ピット内に雨水が浸入し、ある程度の細粒分が流されたため、 $q \sim \epsilon_a$ 関係において粗粒材料的な挙動を示したためであると思われる。したがって、総合的に考えると、室内養生供試体と現場養生供試体の $E_{tan}/E_0 \sim q/q_{max}$ 関係は、ほぼ同様な関係を示すと考えられる。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³⁾、本研究の範囲内では全体的に28日養生に比べ56日養生のほうが E_{tan}/E_0 の減少率が大きく、非線形性が大きい。これは、供試体作製時に混入した気泡の影響により、せん断に伴う軸ひずみの発生が大きかったことによるものと考えられるが、今後、さらなる検討が必要であると考えている。

図-7(a)~(c)は繊維材添加量 $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$ について、室内養生、現場養生を行なったそれぞれ養生日数 28, 56日において三軸せん断を実施した case2 に関して、それぞれ拘束圧 98 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。図から、現場養生供試体、室内養生供試体ともに、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、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。さらに、繊維材を混合すると、クリープ直後には E_{tan}/E_0 値の 1.0 を示す

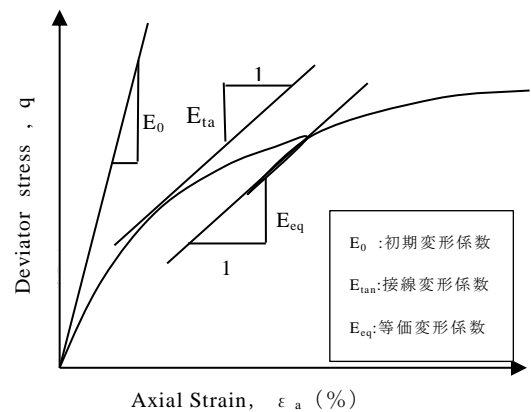


図-5 変形係数の定義

範囲が増大する傾向が見られる。これは、繊維材の補強効果により、 $q \sim \epsilon_a$ 関係における非線形性を弱める効果が発揮されたからであると考えられる。ただし、繊維材添加量 20 kg/m^3 の場合には、クリープ直後の E_{tan}/E_0 の回復が $0.8 \sim 0.9$ 程度であり、繊維材添加量 10 kg/m^3 の場合に比べ小さいことから、繊維材を添加する量がある値以上になると、補強効果や脆性的改善の効果が少なくなると考えられる。以上より、現場養生供試体においても、繊維材を添加すると、繊維材の補強効果によりクリープ直後の $q \sim \epsilon_a$ 関係における線形的な範囲が大きくなると言える。

4.2.3 接線変形係数のひずみレベル依存性

図-8(a)~(c)は、それぞれ繊維材添加量 $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$ で、現場養生、室内養生の養生日数 28,56 日の試験条件 case1 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。図より、現場養生供試体の初期剛性 E_0 にバラツキが見られるものの、総体的には、現場養生供試体の初期剛性は、室内養生供試体の初期剛性に比べて大きい傾向にあると思われる。また、 E_{tan} のひずみレベル依存性は、現場養生供試体と室内養生供試体で顕著な違いは見られないと考えられる。図-9(a)~(c)は、それぞれ繊維材添加量 $0, 10, 20 \text{ kg/m}^3$ で、現場養生、室内養生の養生日数 28,56 日の試験条件 case2 を

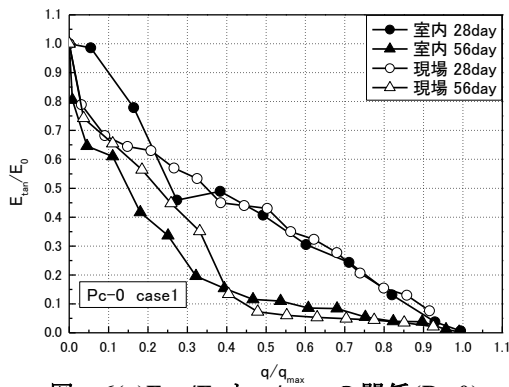


図-6(a) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係(Pc-0)

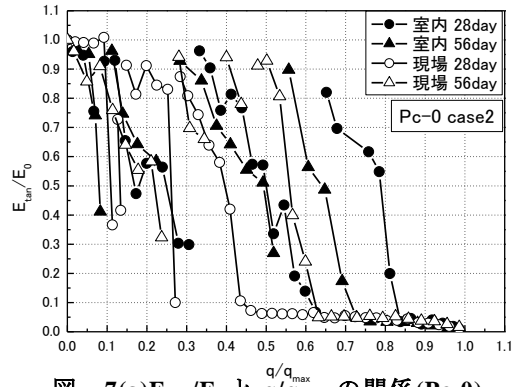


図-7(a) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係(Pc-0)

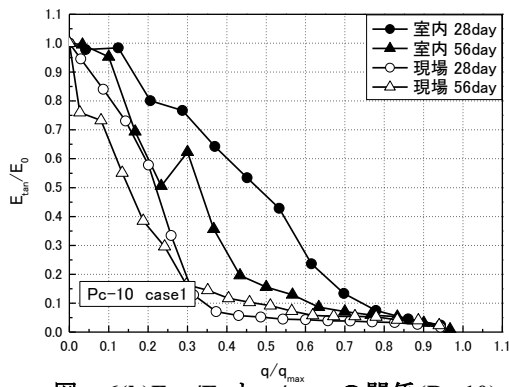


図-6(b) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係(Pc-10)

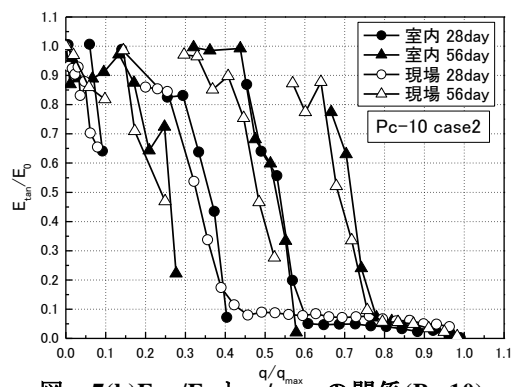


図-7(b) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係(Pc-10)

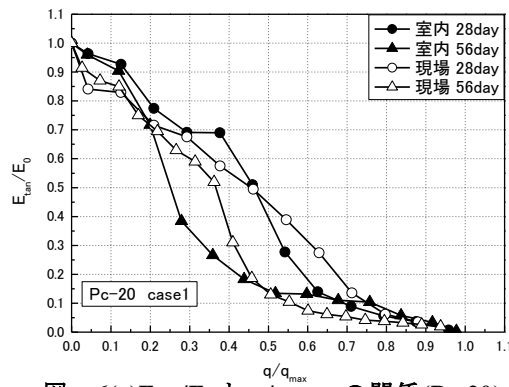


図-6(c) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係(Pc-20)

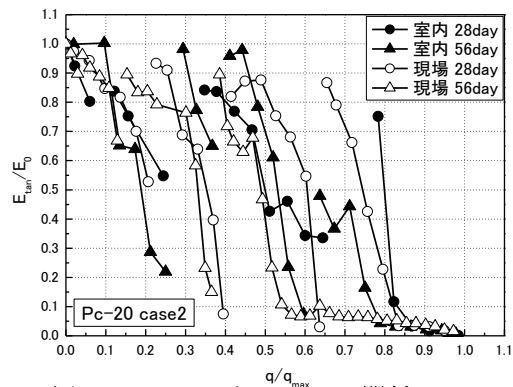


図-7(c) E_{tan}/E_0 と q/q_{max} の関係(Pc-20)

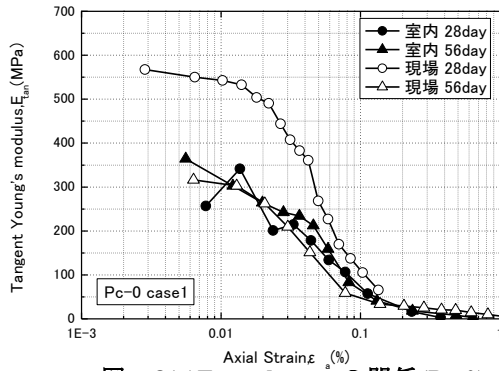


図-8(a) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ の関係 (Pc-0)

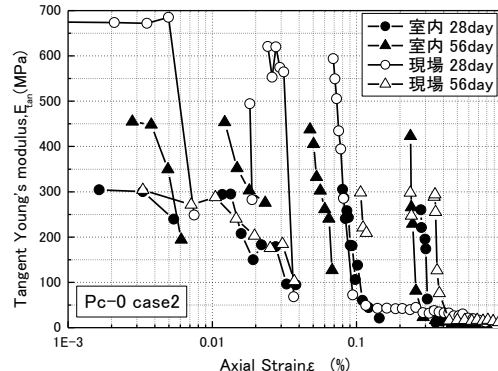


図-9(a) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ の関係 (Pc-0)

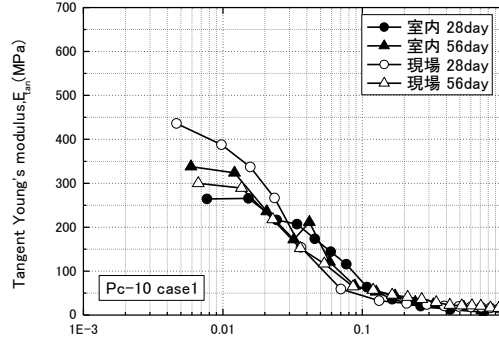


図-8(b) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ の関係 (Pc-10)

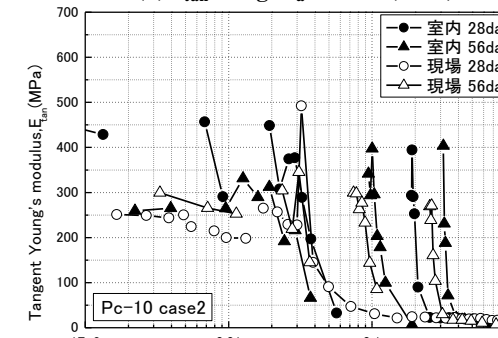


図-9(b) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ の関係 (Pc-10)

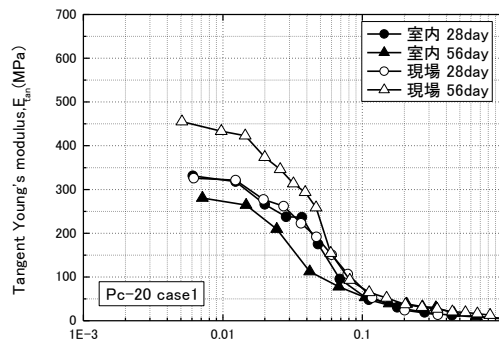


図-8(c) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ の関係 (Pc-20)

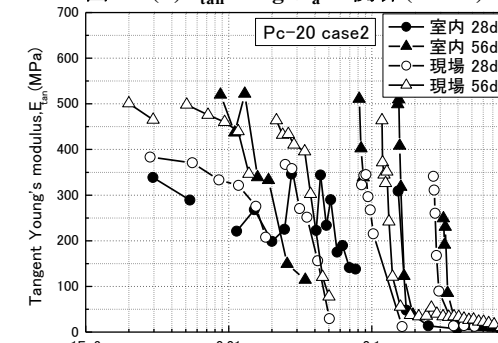


図-9(c) $E_{tan} \sim \log \epsilon_a$ の関係 (Pc-20)

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。図から、現場養生供試体、室内養生供試体ともに、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。さらに、繊維材を添加すると、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、現場養生供試体においても $q \sim \epsilon_a$ 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、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と考えられる。

4.2.4 等価変形係数

図-10(a)~(c)は等価変形係数 E_{eq} を初期変形係数 E_0 で正規化した E_{eq}/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。一般に、土はせん断することにより局所的な破壊が生じ、最終的に局所破壊が結合してせん断面が形成され、全体的な破壊が生じる。すなわち、せん断とともに粒子間のセメンテーションやマイクロ構造が損傷を受けると考えられ、この損傷により弾性的性質が変化していくと考えられる。図から室内養生供試体においては、概ね、繊維材量が増加するにつれ、 E_{eq}/E_0 の減少率が小さくなる傾向が見られる。このことは、繊維材量が増加するにつれ、供試体内の繊維材がせん断による局所

的な破壊を妨げている、言い換えると、繊維質材による補強効果による影響であると考えられる。一方、現場養生供試体の場合には、繊維材添加量 10 kg/m^3 で、せん断に伴う E_{eq}/E_0 の減少が大きく、繊維材添加量 20 kg/m^3 でも、養生日数 56 日の場合で E_{eq}/E_0 の減少が大きい。これは、養生環境やサンプリング時の乱れの影響によって、せん断に伴う損傷が顕著に現れたとも考えられるが、今後の検討が必要であると考えている。

5. まとめ

繊維材混合流動化処理土を用いて、室内・原位置作製供試体による力学特性の比較、検討をするため、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 $q \sim \varepsilon_a$ 関係において室内養生供試体に比べ現場養生供試体のほうが最大軸差応力 q_{max} が、概ね大きくなる傾向にある。また、現場養生供試体においても、繊維材を混合するとピーク後の脆性的性質が改善されることが分かった。
- 2) 室内養生供試体と現場養生供試体の $E_{tan}/E_0 \sim q/q_{max}$ がほぼ同様な関係を示したと考えられることから、現場の流動化処理土においても、繊維材を添加すると、その補強効果により、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係の非線形性が弱まると考えられる。
- 3) 現場養生供試体においても、 $q \sim \varepsilon_a$ 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、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と考えられる。
- 4) 現場養生供試体の実験結果にバラツキが見られるものの、総体的に見ると、繊維材混合流動化処理土を埋戻し材として現場に適用した場合には耐震性に富んだ粘り強い地盤が造成されることが考えられる。

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 阿蒜沙織さん及び尾崎敬太君の協力を得た。また、構内ピットの掘削には、道路工業（株）山本健一氏、現場養生供試体のブロックサンプリングには、上山試錐工業（株）加地真氏の協力を得た。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 22 年度実績)、記者発表資料(平成 25 年 3 月 11 日)、2013。
- 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

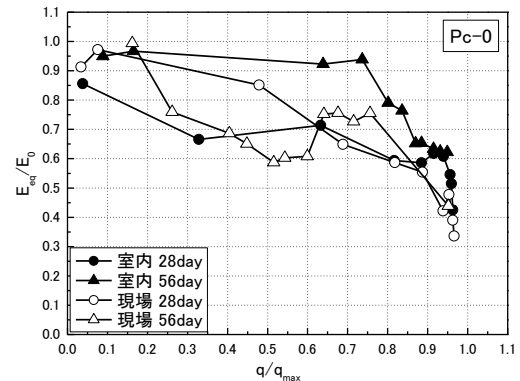


図-10(a) $E_{eq}/E_0 \sim q/q_{max}$ (Pc-0)

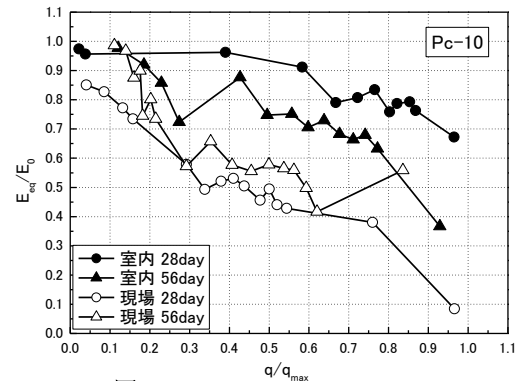


図-10(b) $E_{eq}/E_0 \sim q/q_{max}$ (Pc-10)

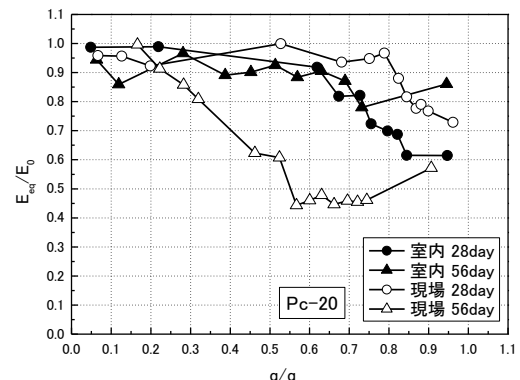


図-10(c) $E_{eq}/E_0 \sim q/q_{max}$ (Pc-20)

- 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 卷, 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.

土木研究所 寒地土木研究所	正会員	○安達 隆 征
北海学園大学	国際会員	小野 丘
土木研究所 寒地土木研究所	正会員	山梨 高 裕
同	国際会員	佐藤 厚 子

1. はじめに

グラウンドアンカー工法、地山補強土工法は、不安定切土法面の永久安定工法として、国内で多く用いられている。しかしながら、寒冷地においては、地盤の凍上現象が原因であると推測される変形・破損などの被害事例¹⁾があり、深刻な問題となっている。一方、グラウンドアンカー、地山補強土工の設計^{2),3)}では、地盤の凍上をもたらす凍上力を見込む手順は見当たらず、この点に関しては考慮していないのが現状である。このため、地盤工学会北海道支部において2011年4月に設立された「凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会」では、「グラウンドアンカー、地山補強土に作用する凍上力をどのように見込むべきか」ということが検討課題として挙げられている。その解決策の入口として、まず「実際にどの程度の凍上力が作用するのか」ということを把握することが、委員会内では共通認識となっているといえる。また、小野^{4),5),6)}が、グラウンドアンカー、地山補強土工における凍上力の算定方法を試案的に示した中においても、「凍上量や凍上力の実測データとの比較事例が非常に少ないので、実測データを増やしてゆく必要がある」としている。

以上のことを背景とし、本研究では、凍上対策工を提案する前段において、グラウンドアンカーの許容最大荷重や地山補強土工の降伏荷重に対し、どの程度の凍上力が作用しているのかを把握するために、諸条件（土質、植生、積雪）が異なるグラウンドアンカーおよび地山補強土工に作用する凍上力、受圧板の変位量、地盤の凍上量などを実際に現地計測し、その結果について報告する。尚、凍上力の計測について、実際は頭部の受圧板にかかる引張荷重の増分を計測している。凍上力は拘束された構造物に作用する力⁷⁾なので、この荷重増分が地盤の凍上に起因する凍上力に相当すると考えて良いと推論する⁴⁾。

2. 凍上被害メカニズムとその事例

グラウンドアンカーや地山補強土工に凍上力が作用することにより生じる被害のメカニズムとその事例¹⁾について述べる。

2. 1 グラウンドアンカー

図-1は、グラウンドアンカーが凍上力で変状する場合の概念図である。法面・斜面に凍上現象が生じた場合、地盤を持ち上げる凍上力が、コンクリート法枠などの受圧構造物や頭部の受圧板に伝わり、それらと一体となっているアンカーの引張材に力が作用する。

グラウンドアンカーの引張材（主にPC鋼より線）は、未凍結層に定着させているため、凍上現象が発生した場合、凍上した地盤が受圧構造物を持ち上げる力（凍上力）によってアンカーは伸び、荷重増加が生じる。凍上現象の進行により、受圧構造物や頭部の受圧板の変形・破損、アンカーの破断や引抜け等の被害が生じる可能性がある。写真-1は、アンカーが破断して緊張力が解放したことにより、表面の化粧コンクリートを突き破って飛び出した被害事例である。

また、凍上・融解現象の繰返しによる表層崩壊や地耐力の低下によって受圧構造物が沈下すると、アンカーの伸び量が小さくなり、それに伴ってアンカーの引張荷重が低下する。写真-2のように、アンカー荷重が解放されてアンカー頭部が受圧構造物から浮き上がる場合もある。

2. 2 地山補強土工

図-2は、地山補強土工が凍上力で変状する場合の概念図である。法面・斜面に凍上現象が生じた場合、地

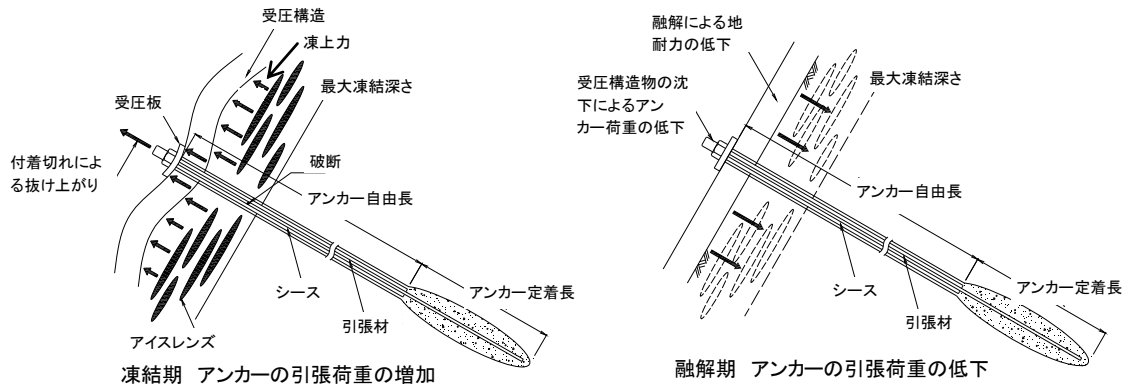


図-1 グラウンドアンカーが凍上力で変状する場合の概念図¹⁾

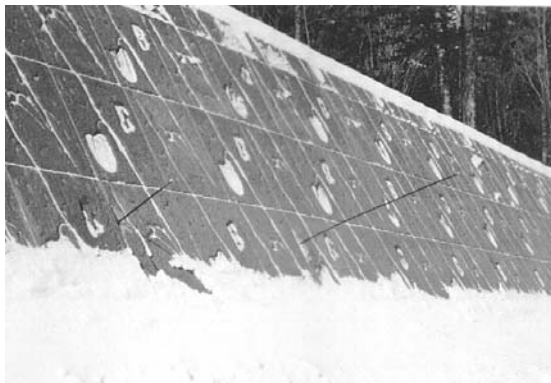


写真-1 グラウンドアンカーの被害事例①



写真-2 グラウンドアンカーの被害事例②

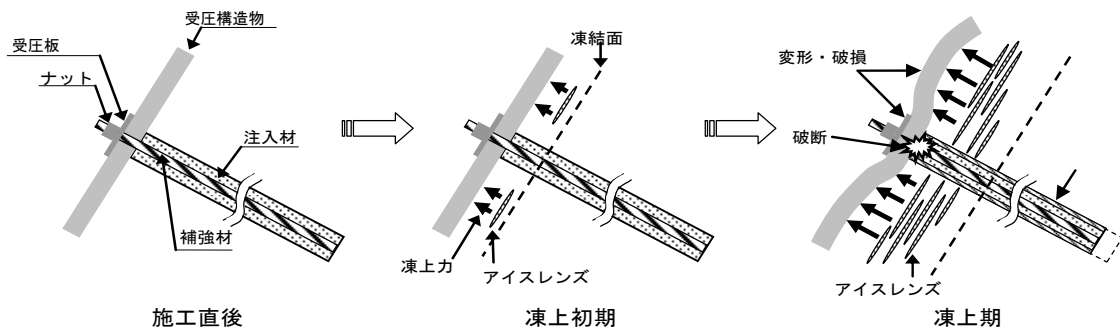


図-2 地山補強土壁が凍上力で変状する場合の概念図¹⁾

盤を持ち上げる凍上力が、コンクリート法枠などの受圧構造物や頭部の受圧板に伝わり、それらと一体となっている補強材に力が作用することになる。この発生機構は、グラウンドアンカーと同じである。凍上現象による凍上力が補強材の許容引張耐力や地山・注入材の付着力を上回った場合、補強材は定着部の付着切れにより抜け上がることがある。また、受圧構造物や頭部の受圧板にも変形・破損が現れる。写真-3は、地山補強土工と併用されるコンクリート法枠が、凍上によって被害を受けたと推定される事例である。コンクリート法枠の梁の中央部付近にクラックが発生している。



写真-3 地山補強土工の被害事例¹⁾

他にも頭部の受圧板が変形している状況が現場で観測されている。

3. 現地計測の概要

2012年11月から2013年5月にかけて、北海道内のグラウンドアンカー、補強土壁工の施工現場において各計測を行った。計測は図-3に示すように、凍上被害の多い「低温・少雪」地域⁸⁾である北海道白糠町大曲と北海道斜里町岩尾別で行った。北海道白糠町大曲では、グラウンドアンカーと補強土壁工での計測を行い、それぞれの計測箇所を「白糠①」、「白糠②」とする。北海道斜里町岩尾別では補強土壁工での計測を行い、その計測箇所を「知床」とする。3つの計測箇所におけるグラウンドアンカーと地山補強土工の諸元と土質の基本物性値を、表-1と表-2にそれぞれ示す。また、各箇所の計測器の設置状況を写真-4、写真-5、写真-6にそれぞれ示す。

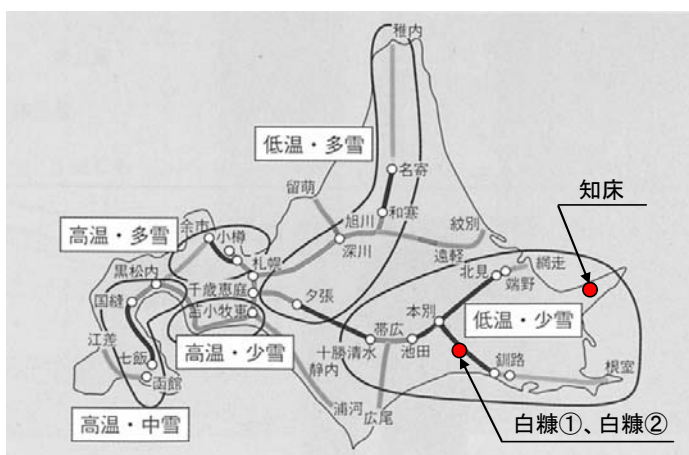


図-3 現地計測箇所⁸⁾

次に、各計測についての概要を説明する。

(1) 受圧板に作用する荷重計測(凍上力)

グラウンドアンカーや地山補強土工に作用する凍上力を把握するために、受圧板にかかるアンカーまたは補強材の引張荷重を計測した。白糠①では800kNまで計測できるディスクセンサー型荷重計(DST800)を、白糠②と知床では500kNまで計測できるセンターホール型荷重計(BL-50TB)をそれぞれ用いて、1時間毎に自動計測した。

表-1 グラウンドアンカーと地山補強土工の諸元

	白糠①	白糠②	知床
計測年度	H24	H24	H24
対象構造物	グラウンドアンカー工	地山補強土工	地山補強土工
法面の向き	南向き	北向き	南向き
植生基盤材	有り(厚さ5cm)	なし	なし
アンカー自由長(m)	7.5	-	-
アンカー定着長(m)	3.5	-	-
PC鋼より線本数(本)	2	-	-
PC鋼より線の径(mm)	12.7	-	-
鉄筋(SD345)の長さ(m)	-	4	4
鉄筋(SD345)の径(mm)	-	19	32
コンクリート法枠の幅(cm)	50	20	法枠なし
コンクリート法枠の間隔(cm)	300	単体法枠	法枠なし
初期荷重(kN)	200	27	3
アンカーの許容最大荷重(kN)	280	-	-
補強材の降伏荷重	-	88	247

表-2 土質の基本物性値

試料名	白糠①	白糠②	知床
自然含水比(%)	23.06	17.52	17.27
土粒子の密度(g/cm ³)	2.672	2.667	2.657
礫(%)	43.0	0.4	58
砂(%)	29.4	37.9	22.1
シルト(%)	10.4	38.1	13.7
粘土(%)	17.2	23.5	6.2
均等係数	1419	53	524
細粒分含有率(%)	27.6	61.6	19.9
土質分類	細粒分質砂質礫 (GFS)	シルト(低液性限界) (ML)	細粒分質砂質礫 (GFS)

(2) 受圧板の変位計測

受圧版にかかる荷重と変位の関係を把握するために、引張・圧縮両用ひずみゲージ式変位計(DTJ-A-200)を用いて、1時間毎に自動計測した。

(3) 地盤の凍上量計測

拘束された構造物の変位と、拘束のない地盤の凍上量を比較するために、白糠①と白糠②では概ね週に1回、凍上量測定器を用いて計測した。知床では最大凍上量だけを凍上量測定器により計測した。

(4) 地盤の凍結深さの計測

凍上量や凍上力に影響を及ぼす凍結深さを把握するために、白糠①と白糠②ではメチレンブルーによる凍結深度計を用い、概ね週に1回計測した。また、知床では地中温度計(TMC50-HD)を用いて、地中温度を1時間毎に自動計測し、凍結深さを求めた。

(5) 積雪深の計測

地山の表面温度や凍結深さに影響を及ぼす積雪深を把握するために、白糠①と白糠②で概ね週に1回、積雪深度計を用いて計測した。知床では冬期間通行止めとなるため、計測は行えなかった。

(6) 地山の表面温度の計測

外気温、植生基材の厚さ、積雪深から影響される地山の表面温度を把握するため、地中温度計(TMC50-HD)を用いて、1時間毎に自動計測した。

(7) 外気温の計測

各計測箇所での凍結指数を把握するため、温度計(TR-71U)により、1時間毎に自動計測した。

4. 計測結果と考察

白糠①、白糠②、知床において、積雪深、凍結深さ、凍上量、地山の表面温度の計測結果、受圧板に作用する荷重の増加量(凍上力)、受圧板の変位量についての計測結果を、**図-4**、**図-5**、**図-6**にそれぞれ示す。また、これらの結果から求めた各計測の最大値と、外気温の計測結果から求めた凍結指数を**表-3**に示す。

4.1 植生基盤材と積雪深が地山の地表面温度や凍結深さに与える影響

写真-7、**写真-8**、**写真-9**は、白糠①、白糠②、知床の3月上旬の積雪状況を示している。法面が南向きの白糠①では積雪がほとんどなく、北向きの白糠②では積雪があることがわかる。積雪には断熱効果があることから、積雪が少ないほど、地山の表面温度は低くなり、凍結深さは深くなると考えられて

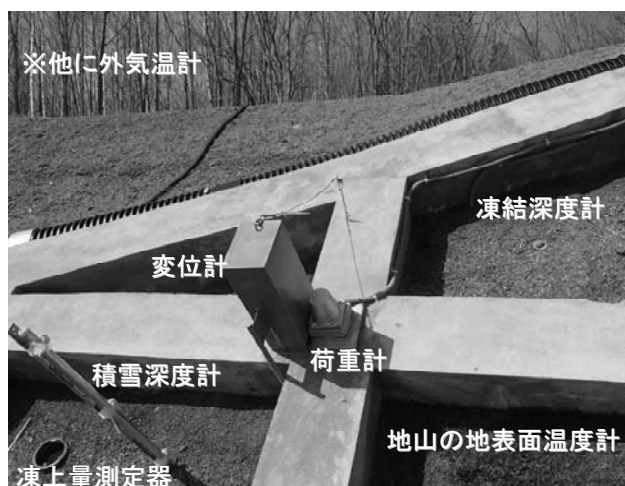


写真-4 白糠①の計測器の設置状況



写真-5 白糠②の計測器の設置状況

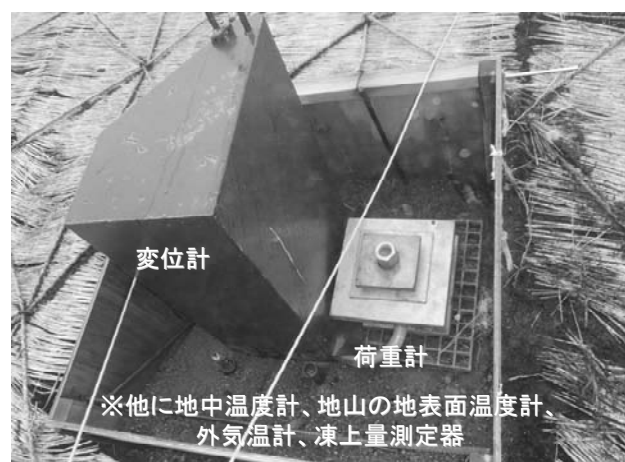


写真-6 知床の計測器の設置状況

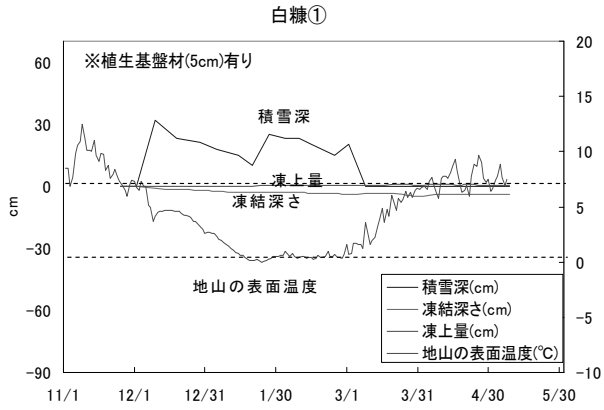


図-4 白糠①の各計測結果

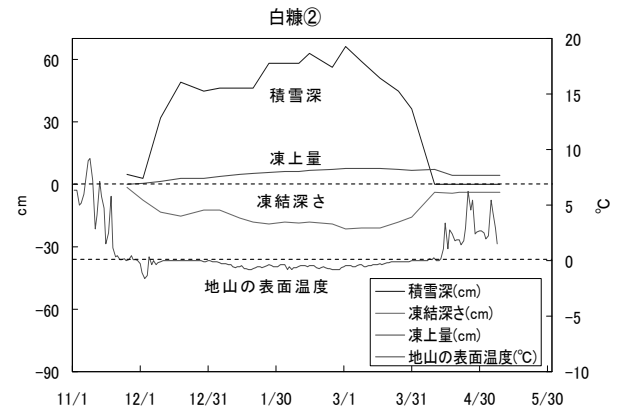


図-5 白糠②の各計測結果

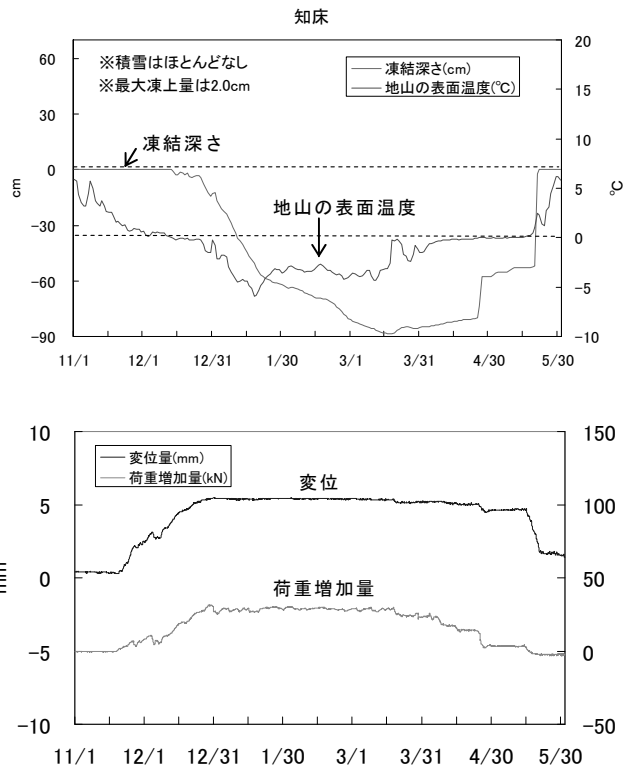
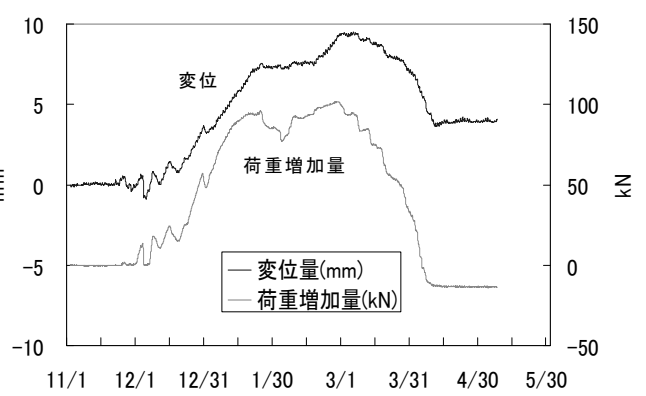
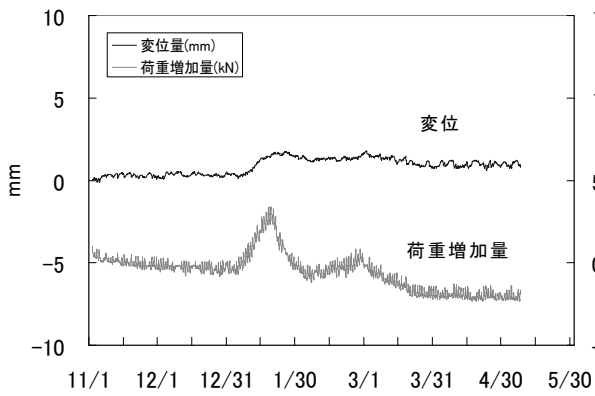


図-6 知床の各計測結果

表-3 凍結指数と各計測の最大値

	白糠①	白糠②	知床
凍結指数(°C・days)	1142	1154	1178
最大積雪深(cm)	32.0	66.0	ほとんどなし
最大凍結深さ(cm)	4.9	21.2	88.9
最大凍上量(mm)	8.0	77.0	20.0
最大変位(mm)	1.8	9.5	5.2
最大変位/最大凍上量×100(%)	22.5	12.3	26.0
最大荷重増加量(kN)	34	102	31
最大荷重(kN)	234	129	34

いる。しかし、図-4、図-5、図-6から、積雪が白糠②より少ない白糠①のほうが、地山の表面温度は高く、凍結深さは浅くなった。この逆転現象は、白糠①に植生基盤材を5cm吹付けているからであると推察される。また、知床では、冬期間通行止めになる箇所であることから、積雪深を測定することはできなかったが、維持業者より提供のあった写真-9から、風通しの良い南向きの法面であるため、ほとんど積雪がないことがわかった。このため、地山の表面温度は、白糠①、白糠②よりも低く、凍結深さも深くなっている。

表-3から、凍結深さの最大値は、植生基盤材と積雪のある白糠①で4.9cm、積雪のある白糠②で21.2cm、積雪がほとんどない知床で88.9cmあり、知床に比べ白糠①では94.5%、白糠②では76.2%小さくなる。温度条件が凍結深さに最も影響を与えると考えられることから、この3ヶ所の凍結指数は同じぐらいの値なので、地山の表面が同じ条件であれば、同程度の凍結深さであると推測される。このことから、植生基盤材と積雪には断熱効果があり、凍結深さを抑制する働きがあると考えられる。また、積雪深が20cm程度で植生基盤材を5cm吹付けている白糠①のほうが、積雪深が60cm程度の白糠②より、最大凍結深さが76.9%小さい。このことから、5cmの植生基盤材は40cm程度の積雪よりも断熱効果があり、凍結深さを軽減できる可能性があるといえる。

4.2 凍結深さが凍上量や凍上力に与える影響

図-4、図-5、図-6から、白糠②は知床に比べ、凍結深さが浅いにもかかわらず、凍上量、凍上力が大きい結果になった。これは、凍上現象が温度条件だけに拘束されるものではないことを裏付けており、表-2の土質条件から、白糠②は知床に比べ、凍上現象が起きやすい細粒分の含有率が高いことが原因であると推察される。また、知床では、暗渠管による湧水処理対策を施しており、水の供



写真-7 白糠①の積雪状況



写真-8 白糠②の積雪状況



写真-9 知床の積雪状況

給が白糠②より少ない可能性があることも、この結果の要因であると推察される。

4. 3 凍上量と受圧板の変位量について

拘束された構造物の変位は、拘束のない地盤の凍上量に比べ小さくなる。表-3 から、最大凍上量に対する受圧板の最大変位の割合は、1～3割程度になった。

4. 4 受圧板の変位量と凍上力の実測値

図-5 から、受圧板の変位量と、受圧板にかかる荷重増加量(凍上力)は、同じ挙動を示すことがわかる。グラウンドアンカーを用いた白糠①では、最大変位量が 1.8mm で最大荷重増加量は 34kN に、地山補強土工を用いた白糠②では、最大変位量が 9.5mm で最大荷重増加量は 102kN に、同じく地山補強土工を用いた知床では、最大変位量が 5.2mm で最大荷重増加量は 31kN になった。この結果から、白糠①のグラウンドアンカーにおいては、植生基盤材の断熱効果により、凍上現象が顕著に現れなかったものと考えられる。一方、地山補強土工において、白糠②では土質の細粒分含有率が高いことから、知床では凍結深さが深いことから、凍上現象が顕著に現れたものと考えられる。

4. 5 アンカーの許容最大荷重や補強材の降伏荷重に対する実測結果

表-1、表-3 から以下のことがわかった。

白糠①のグラウンドアンカーにおいては、アンカーの許容最大荷重 280kN に対し、最大荷重は 234kN になった。このことから、最大変位量が 1.8mm で、初期荷重 200kN から許容最大荷重までの増加量 80kN の 42.5% に達した。

地山補強土工においては、白糠②では補強材の降伏荷重 88kN に対し、最大荷重は 129kN に、知床では補強材の降伏荷重 247kN に対し最大荷重は 34kN になった。白糠②では、最大変位量が 9.5mm で、最大荷重が補強材の降伏荷重の 146.5%にもなっていた。

5. まとめ

今回の現地計測結果を以下にまとめた。

- ①植生基盤材と積雪には断熱効果があり、凍結深さを抑制する働きがある。特に、5 cm の植生基盤材は 40cm の積雪よりも断熱効果があり、最大凍結深さを軽減できる可能性がある。
- ②グラウンドアンカー、地山補強土工における拘束された構造物の変位は、拘束のない地盤の凍上量に比べ 1～3割程度になった。
- ③凍上に起因する凍上力の作用により、グラウンドアンカーでは、最大変位量が 1.8mm で、最大荷重が許容最大荷重までの増加量の 42.5%に達した。
- ④凍上に起因する凍上力の作用により、地山補強土工では、最大変位量が 9.5mm で、最大荷重が補強材の降伏荷重の 146.5%になった。

6. 今後の課題

今回の現地計測結果から、今後の課題を以下に示す。

- ①グラウンドアンカーにおいて、植生基盤材の断熱効果により、凍上現象が顕著に現れなかった現場でも、最大荷重が許容最大荷重までの増加量の 42.5%に達した。凍上現象が起りやすく、最大変位量がこの結果以上になる場合の最大荷重を確認する必要がある。
- ②地山補強土工において、最大 9.5mm の受圧板の変位量があり、最大荷重が補強材の降伏荷重を上回った。受圧板に変形が見られなかったことから、補強材の定着部の付着切れの可能性があり、凍上対策工を検討する必要がある。
- ③今回の実測データと、小野^{1),5),6)}が提案したグラウンドアンカーおよび地山補強土工における凍上力の計算結果を比較検討する必要がある。

④植生基盤材や積雪の断熱効果が、凍結深さに与える影響について評価する必要がある。また、グラウンドアンカー、地山補強土工における植生基盤材の断熱効果による凍上対策工を試験施工し、検討する必要がある。

⑤今回の実測を経年調査し、グラウンドアンカーや地山補強土工の健全性について、経年的な評価をする必要がある。

7. おわりに

今回の実測結果が、グラウンドアンカーや地山補強土工の凍上対策を検討してゆく上での参考になれば幸いである。本現地計測においては、現場を提供して頂いた釧路開発建設部釧路道路事務所、網走開発建設部網走道路事務所の関係者に、白糠②の地山補強土工の施工に協力して頂いた丸幸ジオテック株式会社の山崎氏に、一部の計測器を提供して頂いた弘和産業株式会社の野口氏に、実測の全般においてご助言を頂いた凍上対策工の調査・設計法に関する研究委員会 B グループのメンバー各位に、この場を借りて感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 公益社団法人 地盤工学会北海道支部：斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン、2010.
- 2) 公益社団法人 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、2012.
- 3) 公益社団法人 地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル、2011.
- 4) 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、公益社団法人 地盤工学会北海道支部技術報告集第 49 号、pp. 213-218、2009.
- 5) 小野丘：地山補強土工における凍上力の算定方法、公益社団法人 地盤工学会北海道支部技術報告集第 52 号、pp. 9-14、2012.
- 6) 小野丘：グラウンドアンカーに作用する凍上力の算定事例、公益社団法人 地盤工学会北海道支部技術報告集第 53 号、pp. 241-246、2013.
- 7) 公益社団法人 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学、p. 5、2009.
- 8) 日本道路公団 北海道支社札幌技術事務所：ライラック 15 号 凍上特集、2003.

応力変形・熱伝導・浸透連成解析の実問題への適用例

北海道大学大学院工学院	学生会員	○木次谷 一平
北海道大学大学院工学研究院	正会員	石川 達也
苫小牧工業高等専門学校	正会員	所 哲也
(株) 地層科学研究所	正会員	里 優

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地では、冬期の地盤の凍結・凍上現象が原因と考えられる地盤災害が発生している。災害例として、融雪期に凍上発生箇所の局所的な含水比増加に伴う斜面崩壊¹⁾や凍上による道路舗装のひび割れ、亀裂が挙げられる。このことから積雪寒冷地の地盤防災を考える上では、凍結・凍上による地盤の初期変状を考慮した災害発生メカニズムを考える必要がある。

このため石川ら²⁾は開発した応力変形・熱伝導・浸透連成解析 FEM プログラムを用いて、凍上性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解析結果との整合性を確認している。そこで、本研究では、当該プログラムを用いて利用が想定される地盤工学上の実問題を対象に解析を行う。また解析条件を変えることでケーススタディを行い、実務設計等における当該プログラムの適用性や有用性について検証する。

2. 解析モデル

既往の研究を参考に実問題をモデル化した。モデル対象は盛土上のアスファルト舗装構造³⁾である。作成したそれぞれの解析モデルを図-1に示す。また、解析で使用した物性値は表-1のように設定した。ここでそれぞれの材料における物性値は常識の範囲内で一般的な値を採用した。ただし、本研究では、応力変形・熱伝導・浸透連成解析 FEM 解析プログラムを使用して凍上現象に起因する地盤工学問題の数値シミュレーションの実施を目的としているため、既往の研究で紹介されている地盤材料とは異なり、路床については、凍上性が強いことが証明されている北海道北見市東陵町で採取された火山灰質粘性土（以降、東陵土⁴⁾を想定して解析を行った。

それぞれの解析モデルの詳細な設定条件については、以下で説明する。

2.1 アスファルト舗装構造

既報論文³⁾では、地下水位の高さが凍上量に与える影響を考察するために、地下水位から地表面までの高さを変えた2通りの盛土を造成し、原位置凍上試験を行っている。そこで本研究では、論文中の盛土、舗装断面図を参考に解析のモデル化を行った。また論文中の凍上量の計測は地表面のみで行っており、一次元的な凍上のみを考慮しているため、解析モデルを地表にあたる舗装部分を中心として作成した。

境界条件は図-1のように設定した。ここでモデル側方向は断熱境界とし、モデル下端は凍結線が地中深くまで進行するよう、0°Cに近い0.1°Cの定温境界とした。モデル上端は熱伝達境界を設定し、空気の熱伝達係数と地表面温度を入力した。ここで地表面温度は、論文中の原位置実験が行われた期間の冬期の平均気温-4°Cを採用し、さらに試験時の凍結指数が800°C・daysであることから、モデル上端温度を-4°Cのまま200時間維

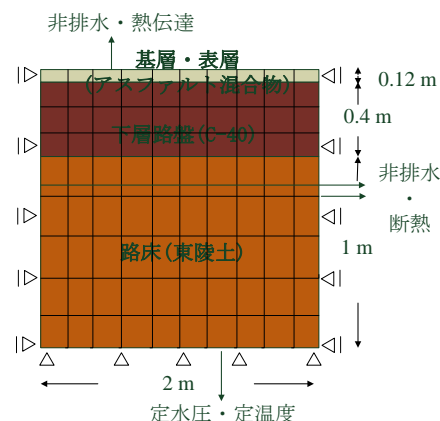


図-1 As 舗装構成図

Application cases to real problems by coupled thermo-hydro mechanical analysis, Ippei KIJYIA (Hokkaido University), Tatsuya ISHIKAWA (Hokkaido University), Tetsuya TOKORO (Tomakomai National College of Technology), Masaru SATO (Geoscience Research Laboratory Co. Ltd.)

表一 1 解析に用いた物性値一覧

項目	記号/単位	アスファルト混合物	C-40	東陵土
最大凍結膨張ひずみ	ε_{\max} (%)	0.00	0.00	10.00
流入水の凍結膨張割合	ζ	1.09	1.09	1.09
乾燥密度	ρ_d (g/cm ³)	2.20	2.16	1.40
空隙率	n (%)	3.00	21.30	45.20
変形係数(排水条件)	E (MPa)	6000.00	200.00	6.00
ポアソン比(排水条件)	ν	0.35	0.35	0.50
粘着力	c' (kPa)	—	—	7.50
内部摩擦角	ϕ' (deg)	—	—	0.10
VGモデル実験定数	α (MPa ⁻¹)	—	846.60	102.54
VGモデル実験定数	λ	—	1.36	1.44
残留飽和度	$S_{r\tau}$ (%)	—	17.95	37.75
最大飽和度	S_{rs} (%)	—	56.30	96.67
飽和透水係数	k_{ij} (m/s)	1.20×10^{-9}	1.00×10^{-8}	1.00×10^{-8}
熱伝導率	k_T (J/mh°C)	3600.00	17320.00	4464.40
熱容量	C_p (J/m ³ K)	1.98×10^6	2.89×10^6	1.00×10^6
熱膨張係数	α (K ⁻¹)	3.0×10^{-5}	1.2×10^{-6}	1.2×10^{-6}
凍結完了温度	T_f (°C)	-0.50	-0.50	-1.00

持する設定を行った。また今回の解析では地下水位の位置を地表面より、1.52m と 6.52m の 2 通りを想定し、地下水位の位置を決定するためにモデル下端に定水圧境界を設けた。ここで設定した間隙水圧の値は、地下水位とモデル下端の間には静水圧分布が生じるとし、地下水位からの高さに応じて間隙水圧の値を決定した。解析では、モデル全体の初期温度を 0.1°C のまま自重による沈下量を求めた後、凍結の解析を行っている。

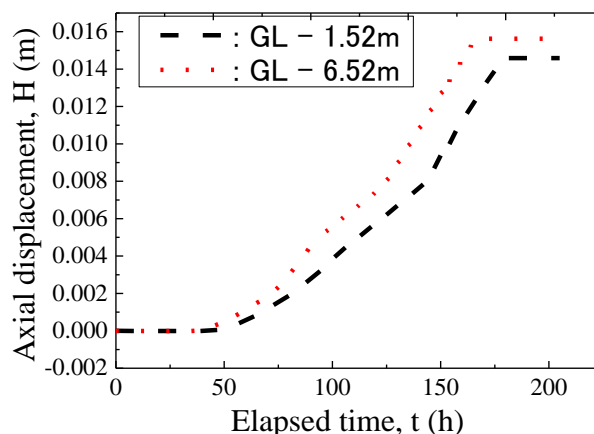
3. 解析結果・考察

解析は平面ひずみ条件の下、四辺形 4 接点アイソパラメトリック要素を用いている。

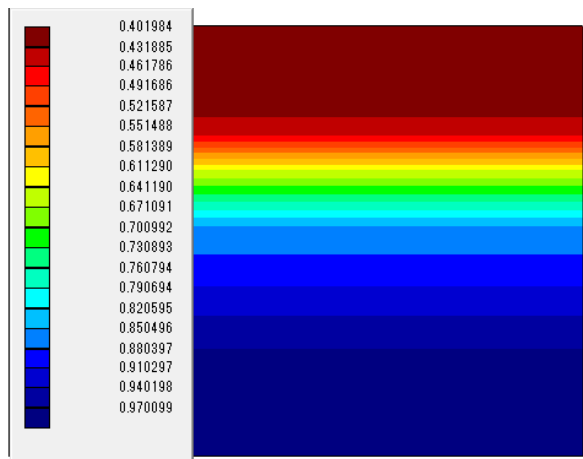
図一2 は、地下水位が 1.52m と 6.52m の全解析時間における変位量を示している。結果より、地下水位が高い場合に比べて、地下水位が低い場合で大きな凍上量が生じている。既往の研究では、原位置試験結果より、地下水位が高いほど大きな凍上を示すことが報告されており、今回の解析結果と異なることがわかる。この理由として、モデルの初期飽和度分布に伴う凍結深さの違いが挙げられる。モデルの飽和度は地下水位の位置から離れるほど低くなり、今回の解析条件である地下水位の位置が 1.52m と 6.52m のモデルの初期飽和度分布は図一3、4 となる。飽和度はモデルの熱容量に影響し、飽和度が高いほど熱容量も高くなり、温度が低下しにくくなる。そのため、図一5 に示す通り、同じ熱伝達境界を与えた場合でも、凍結深さは地下水位の位置により異なり、地下水位が低い、つまり飽和度が低い場合では、凍結深さは深くなる。よって地下水位が低く、大きな凍上が起こりにくい条件であっても、凍結深さが深いために凍結するモデル要素が多いことで、地下水位が高い場合より大きな凍上を示した。

次に凍結深さが同じ場合の変位量の比較を行う。

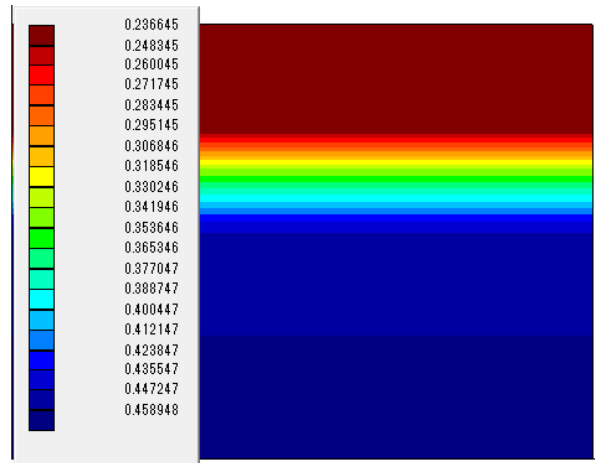
図一6 はそれぞれの地下水位における凍結深さと



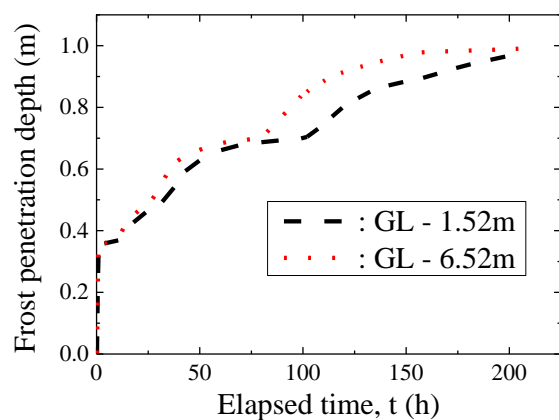
図一2 解析結果 (時間—変位量)



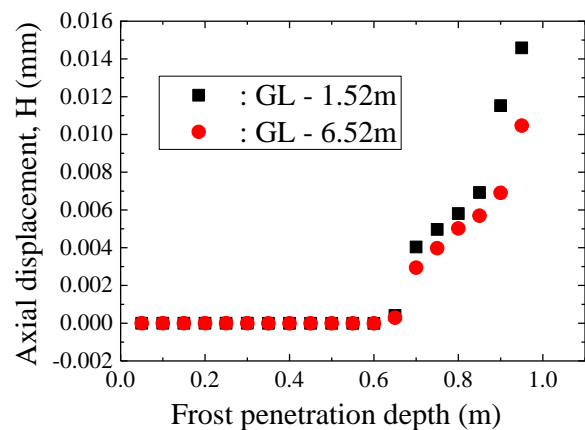
図一三 解析モデル初期飽和度分布 (DL-1.52m)



図一四 解析モデル初期飽和度分布 (DL-6.52m)



図一五 時間—凍結深さ



図一六 凍結深さ—変位量

そのときの凍上量を示している。凍結深さが浅い場合は同じ変位量を示すが、凍結深さが凍上性地盤材料である路床に達したあたりから、地下水位が低い条件が示す凍上量が地下水位が高い場合より大きくなることがわかる。これは、既往の研究⁵⁾で報告されているように、地下水位の位置が凍上量の大きさに影響を与えることを本解析プログラム上で再現できることを示している。

4. 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さまざまな地盤災害現象を再現するため、実現象を対象にした解析シミュレーションを実施し、本解析プログラムの適用性、有用性について検討した。その結果、対象とした実問題と同様に、地下水位の位置が凍上量の大きさに影響を与えることを確認した。今後はさらなる支配方程式・数理モデルの一般性向上と開発プログラムの高機能化を目指し、実問題を対象にしてケーススタディを実施する予定である。

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) 石川達也・木次谷一平・所哲也・里優：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，地盤工学会北海道支部技術報告集，第53号，pp.231-239，2013.
- 3) 横田聖哉・三嶋信雄・三浦清一：地下水位を考慮した実用的な凍上量の設定法，土木学会論文集，No.574/VI-36，pp.21-31，1997.

- 4) 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，pp89-96，2010.
- 5) 鈴木輝之，澤田正剛，林啓二：地盤の自然凍上と地下水位条件に関する実験的研究(2)，土質工学会北海道支部技術報告集，第 32 号，pp.61-68，1992.

凍結融解履歴の有無による締固めた細粒土の 一面せん断挙動の違い

北見工業大学 工学部 学生会員 ○佐々木貴
北見工業大学 工学部 正会員 川口貴之
北見工業大学 工学部 正会員 中村大
北見工業大学 工学部 正会員 山下聡

1. はじめに

寒冷地の自然斜面や人工斜面では、融雪期に斜面が崩壊したり、凍結融解の繰り返しで表土が少しずつ斜面下方に移動することが報告されている^{1), 2)}。凍結期において、斜面表層にできるアイスレンズは、凍結面と同様に斜面に対してほぼ平行に発達したものが多くと考えられる。よって、先の崩壊・変状にはこのアイスレンズの発生と消失が土骨格構造に対してクラックに似た損傷を与え、斜面に沿った方向のせん断抵抗を大きく低下させたことが関与している可能性がある。

しかし、凍結・融解履歴を受けた土の変形・強度特性に関する研究は、一軸試験や三軸試験のようにアイスレンズがなす面に垂直に載荷するタイプの試験装置を用いて検討されることが多く^{3), 4), 5)}、アイスレンズがなす面に対してせん断可能な単純せん断や一面せん断試験装置を用いた研究例は極めて少ない⁶⁾。

そこで本研究では、締固めた土試料に凍結融解履歴を与え、一面せん断試験を実施することが可能な新たな試験システムを開発した。このシステムでは将来的に凍結面と垂直な方向でのせん断も可能となるよう、一連の試験で用いる供試体形状は全て立方体としている。また、スペーサーを用いることで供試体内の複数面をせん断できるように工夫している。本文では、この試験システムの詳細を示すとともに、凍結融解履歴の有無による変形特性や強度定数の違いに着目し、道東地区で凍上被害を引き起こすことが多い風化火山灰を用いて実施した一連の一面試験結果を報告する。

2. 開発した試験システム

写真1は本システムを構成する締固めモールド、凍上試験装置、一面せん断試験装置を示したものである。締固めモールドの内寸は120mmであり、矩形断面のピストンをプラスチックハンマー等で叩くことによって供試体の作成が可能であり、全面の脱着が可能であるために押し抜くことなく供試体をモールド内から取り出すことが可能である。

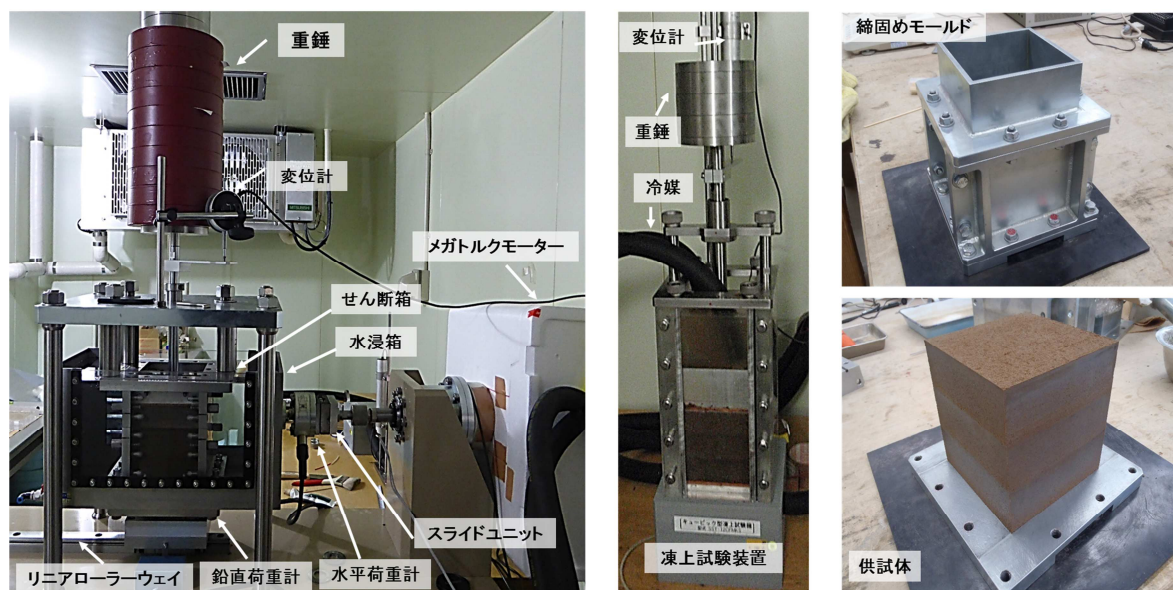


写真1 試験装置

凍上試験装置については、摩擦軽減のために内寸が供試体寸法よりもほんの少しだけ大きな121mmとしており、作製した供試体をポーラスストーンの上に置いた後に側面のアクリル板の設置が可能である。また、側面の摩擦除去やアクリルへの付着防止のため、アクリル板内側にはグリースを塗った薄い透明樹脂板を設置している。凍上試験時の水分供給については、载荷ピストンとアクリル板とのシールを行っていないため、供試体上部に水を張ることで対応している。

一面せん断試験装置については、低鉛直荷重での試験ができるよう、鉛直応力は重錘によって载荷するようになっており、定圧一面せん断試験時には、水浸箱下部に設置されている荷重計の計測値を参照しながら重錘の増減を行っている。また、この装置についても上下せん断箱ともに側面・底盤の脱着が可能であり、寸法についても凍上試験器と同じ121mmである。なお、供試体が観察できるように一對の面はアクリルで製作されている。せん断箱間隔については、上せん断箱を吊り上げることで設ける仕組みとなっており、せん断面についてはモーメントが0になるよう常に载荷軸の中心と一致させている。さらに、一供試体内の複数面でせん断を行うことによって、不均一に生じるアイスレンズがせん断特性に与える影響を可能な限り把握できるように、供試体下部にスペーサーを入れることでせん断面の位置を変更できるように工夫している(後述の図4参照)。なお、せん断力の载荷はダイレクトドライブモーターとこれに連結された減速機およびスプラインボールネジで行われるため、ダイアルゲージなどによる水平変位の計測は行っていない⁶⁾。

3. 試験方法・条件

図1は本研究で用いた北見市内で採取された風化火山灰の粒径加積曲線である。シルト分が多いこともあり、高い凍上性を有することが確認されている⁷⁾。また、この粒度試験結果に基づき、一面せん断試験時におけるせん断箱間隔は平均粒径 D_{50} の10倍に相当する0.6mmとした⁸⁾。

図2は本試料の締固め試験結果である。全ての供試体は含水比 $w=26\%$ 、締固め度 $D_c=90\%$ になるよう調整・計量した試料を3分割し、各層40mmの高さになるまで締固めることで作製した(高さ40mm×3層)。図中には、作製した供試体の w と乾燥密度 ρ_d の関係をプロットしている。

表1は本研究で実施した試験条件についてまとめたものであり、鉛直応力は2段階とし、それぞれについて

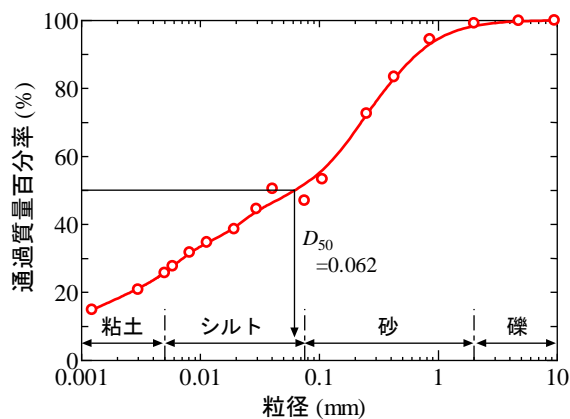


図1 粒度試験結果

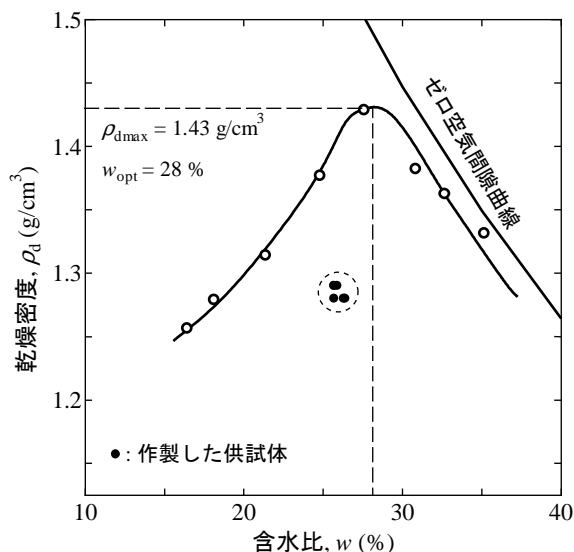


図2 締固め試験結果

表1 試験条件のまとめ

試験名	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	目標乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	目標含水比 w (%)	浸水	凍結・融解	鉛直応力 σ_v (kPa)	せん断方法	せん断速度 (mm/min)
CM10	2.56	1.29	26.0	無	無	10	定圧	0.05
CM50				無	無	50		
ST10				有	無	10		
ST50				有	無	50		
FT10				有	有	10		
FT50				有	有	50		

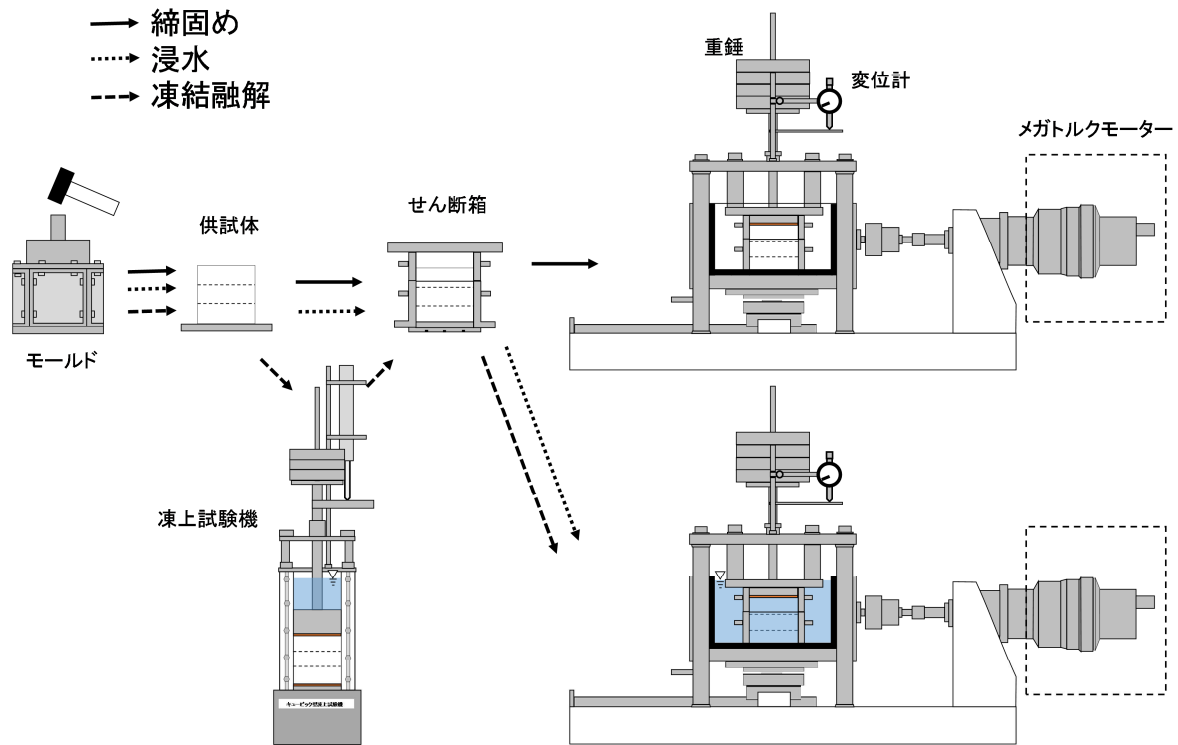


図3 3種類の試験方法概略図

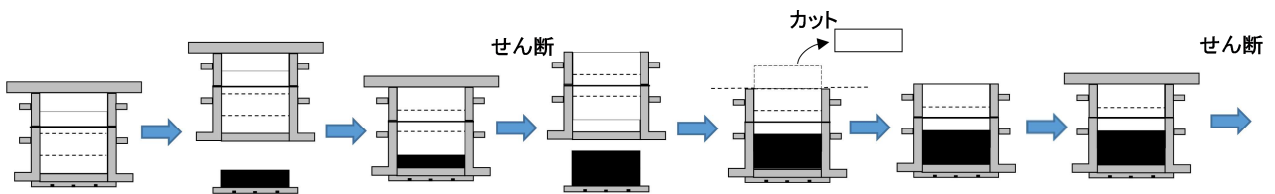


図4 せん断位置の変更手順概略図

凍結融解履歴の有無を含む3つの方法で準備した供試体に対して定圧一面せん断試験を実施した。表中にはこのような試験方法と鉛直応力の違いを判別できる試験名も示している。

図3は3種類の試験方法に関する概略図である。1つ目は締固めて作製した供試体(以下、締固め供試体)、2つ目は締固め後にせん断箱内で3日間浸水(通水飽和)させた供試体(以下、浸水供試体)、3つ目は締固め後に凍上試験装置に設置・浸水し、凍結融解履歴を与えた上で浸水させた供試体(以下、凍結融解供試体)に対して定圧一面せん断試験を実施した。凍結融解供試体については、いずれの試験でも鉛直応力10kPaで底盤の冷却速度を0.3°C/hとした凍上試験を実施した後、凍ったまません断箱内に移動させて所定の鉛直応力を載荷し、装置周辺の雰囲気温度を5°Cに保って融解させた後に浸水した。図4は一面せん断試験終了後におけるせん断面位置の変更手順を示した概略図である。最初に最も上部の位置をせん断した後、せん断箱底盤を外して供試体下部からスペーサーを挿入して持ち上げ、次の位置での一面せん断を実施した。また、3カ所目については最初のせん断面上部にある土塊を取り除いて整形した後に実施した。なお、浸水供試体と凍結融解供試体については、せん断位置変更後に改めて浸水作業を行った。

4. 試験結果・考察

表2は本研究で実施した計6供試体の試験結果をまとめたものである。各供試体はほぼ等しい含水比と乾燥密度で作製されていることが分かる。浸水作業については、変形・強度特性への悪影響を考慮して、負圧や高い正圧を用いた強制的な脱気・通水は行っておらず、せん断箱を水浸箱に設置した後に脱気水を入れ、十分な時間静置することによって実施している。なお、この間に脱気水は主に供試体下部のポーラストーン

表 2 試験結果のまとめ

試験名	初期含水比 $w_0(\%)$	初期乾燥密度 $\rho_{d0}(\text{g/cm}^3)$	初期間隙比 e_0	せん断前の間隙比 e	せん断前の飽和度 $S_r(\%)$	最大せん断応力 $\tau_{\max}(\text{kN/m}^2)$
CM10	26.3	1.28	0.99	0.99	67.9	25.1
						30.0
						29.3
CM50	26.4	1.28	0.99	0.99	68.0	61.4
						61.6
						63.5
ST10	25.9	1.29	0.99	0.99	93.2	11.0
						13.5
						10.1
ST50	25.7	1.29	0.98	0.98	94.8	38.9
						50.4
						47.8
FT10	25.7	1.28	0.98	1.05	94.7	8.7
						11.2
						10.2
FT50	25.7	1.29	0.98	0.98	96.3	36.0
						43.7
						45.3

※ τ_{\max} は上から順に供試体上部，中央，下部から得られた値

から上部に向かって浸透する構造になっている。よって、試験後の供試体各所から得た含水比の平均値を用いて計算した飽和度 S_r は 95% 前後とはなっているものの、完全飽和には達していない。また、最大せん断応力については、一つの供試体で3回の一面せん断試験を実施しているため、各試験結果を示している。

図 5 は試験 FT10 と FT50 における凍上試験装置内での凍上試験の結果とせん断箱に設置した後に融解させた際の沈下挙動を比較したものである。いずれの試験も同様な条件で作製されたものであり、鉛直応力も 10kPa で共通であるが、最大凍上量は大きく異なっている。試験の再現性については更なる検討が必要だと考えているが、試験前半は同程度の凍上速度であり、観察の結果から

FT10 は供試体上部に厚いアイスレンズができたためだと考えている。締固め度が比較的大きいこともあり、FT10 では凍結融解前後で膨張しているが、FT50 では融解時の鉛直応力が大きいため凍結融解前後でほとんど密度変化が生じていないことが分かる。

図 6 は一面せん断時の鉛直応力、鉛直変位、せん断応力の推移を示したものであり、図 6 a) は締固め供試体 (CM10, 50)、図 6 b) は浸水供試体 (ST10, 50)、図 6 c) は凍結融解供試体 (FT10, 50) での試験結果を比較したものである。いずれの試験においても、重錘の増減で実施しているにも関わらず、鉛直応力はほぼ一定に保たれていることが分かる。

次に、鉛直変位については、締固め供試体は正のダイレイタンス傾向であるが、浸水供試体、凍結融解供試体の順に負のダイレイタンス傾向に推移していることが分かる。浸水供試体については、主として浸水によるサクシジョンの低下・消失によるものだと考えられる。また、締固め供試体については、大きな過圧密比を有する細粒土に凍結融解履歴を与えると正規圧密的なダイレイタンス挙動に変化することが報告されており、締固め供試体が高い過圧密比を有した状態に近いと考えれば、本試験結果とも符合する⁵⁾。

せん断応力 τ については、詳細に観察すると浸水供試体では供試体高さ中央で実施した際の一面せん断強度がわずかに大きい、それ以外は供試体上部のせん断面から得られたせん断強度 τ_{\max} が最も小さい傾向にある。これについては、浸水供試体では中心に近いほど幾分飽和度が低いことと、厳密に言えば供試体上層

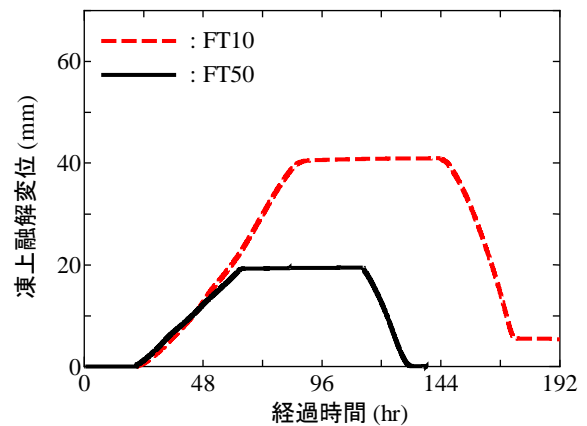


図 5 凍上融解試験結果

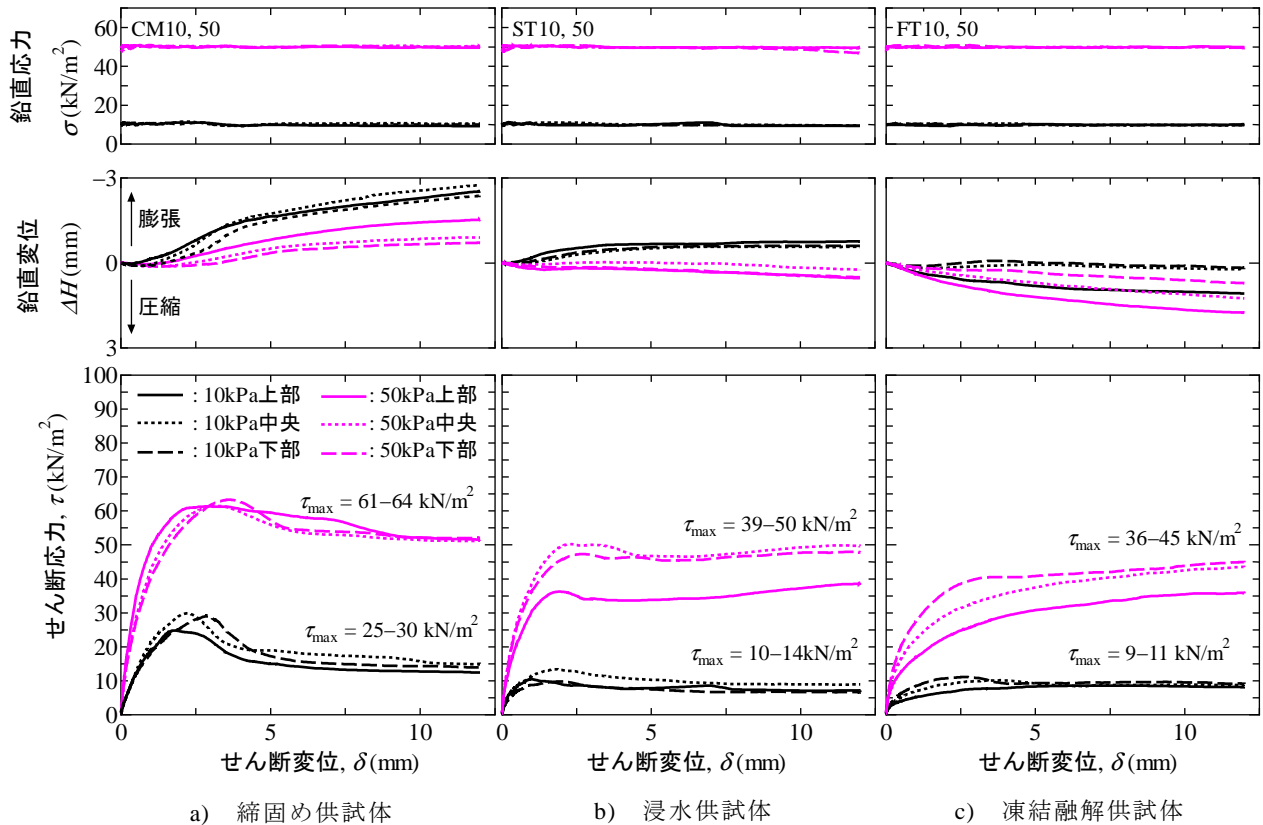


図6 試験方法の異なる一面せん断試験結果の比較

にある土に与えられた締固めエネルギーが最も小さいことが関与していると考えられる。しかし、一般的に一つの供試体内の3つの面で得られたせん断挙動は比較的類似しており、ある面でのせん断が他の面での試験結果に大きな影響を与えていないと判断した。

そこで、図6 a)~c)に示した3種類の試験方法で実施された一面せん断時の $\tau \sim$ せん断変位 δ 関係を比較すると、締固めと浸水供試体では浸水に伴うサクシヨンの低下・消失によって見かけの粘着力が減少し、 τ_{max} は大きく低下することが分かる。また、浸水と凍結融解供試体では密度変化の影響もあると考えられるが、幾分凍結融解供試体の τ_{max} が小さい傾向にある。一方、変形挙動については、締固め、浸水、凍結融解供試体の順に明瞭なピークが見られなくなっており、脆性的から延性的な挙動に変化していることが分かる。同様な傾向は他の試料で実施した一面せん断試験でも確認されている⁹⁾。

図7は浸水と凍結融解供試体におけるせん断初期の τ と見かけのせん断ひずみ γ の関係を比較したものである。本来、 γ は水平変位を供試体高さで除したものであるが、本試験では一般的な一面せん断試験に比べて供試体高さが大きいことを考慮し、せん断領域が各層の高さ内にあると考えることで、水平変位を一律に1層の高さ40mmで除したものを γ とした⁹⁾。図中には $\tau_{max}/2$ をそこまで要した見かけのせん断ひずみ γ_{50}

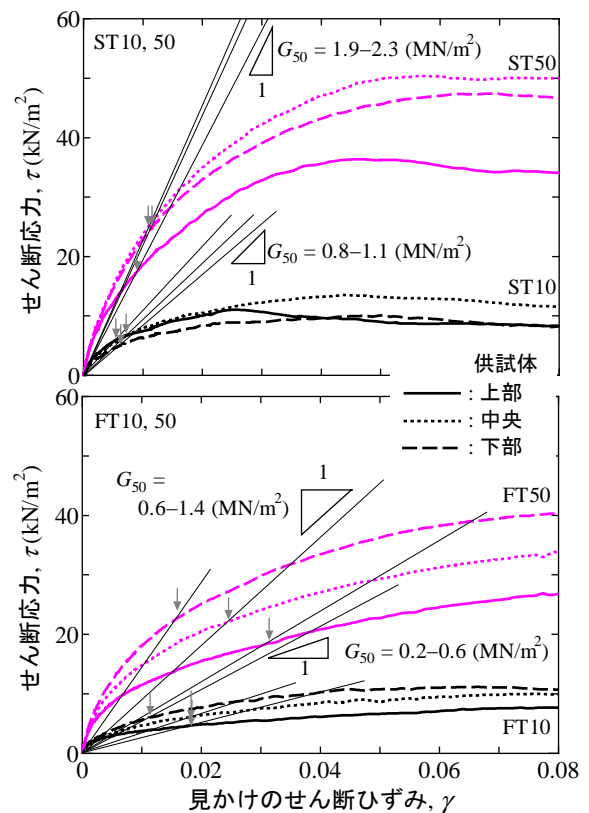


図7 変形係数の比較

で除した変形係数 $G_{50}(\text{MN}/\text{m}^2)$ も示している⁹⁾。凍結融解供試体の $G_{50}(\text{MN}/\text{m}^2)$ は浸水供試体よりも小さくなっており、凍結融解によって明らかに変形係数(剛性)が低下することが分かる。以上のような変形強度特性の変化はアイスレンズが多く確認された供試体上部をせん断面とする試験結果で顕著であり、アイスレンズの発生と消失がこのような強度低下や変形挙動の変化、変形係数の低減に大きく関与していると推察される。

図8は本試験群から得られた τ_{\max} と破壊時の鉛直応力 σ_v の関係をプロットし、各試験方法ごとの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を比較したものである。なお、各供試体における τ_{\max} は3つのせん断面から得られた値の平均としている。浸水させることによって、 ϕ はほとんど変化せずに見かけの粘着力のみが低下すること分かる。また、凍結融解履歴を与えることで浸水供試体よりも c と ϕ は低下しているが、その変化量はわずかであり、凍結融解履歴の影響はこのような強度定数よりも先述の変形挙動に顕著に表れていると考えられる。いずれにしろ、本研究で開発した一連の試験システムと試験方法によって、凍結融解履歴の有無による一面せん断挙動の変化を捉えることに成功したと考えており、今後は異なる試料やせん断面を90度回転させた試験を重ねることで、凍結融解履歴が変形強度特性に与える影響をより明確にしていきたいと考えている。

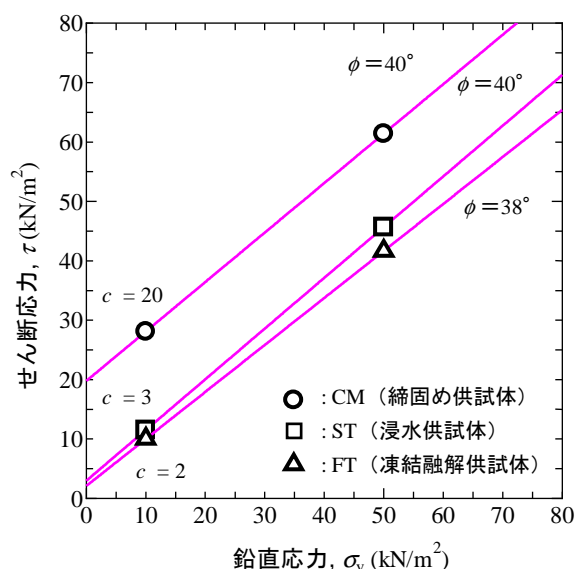


図8 強度定数の比較

5. まとめ

- 本研究で開発した一連の試験システムと試験方法によって、凍結融解履歴の有無による締固め供試体の一面せん断挙動の変化を捉えることに成功した。
- 締固め供試体を浸水させ、凍結融解履歴を与えることで、負のダイレイタンス特性を示すようになるとともに明瞭なピークが消失し、脆性的から延性的なせん断挙動に変化することが分かった。また、変形係数やせん断強度も低下する傾向にあった。そして、これらの傾向はアイスレンズが多く確認された供試体上部をせん断面で顕著であったため、アイスレンズの発生と消失がこれらの変化に大きく関与していると推察された。
- 凍結融解履歴を与えることによる強度定数の変化は小さく、凍結融解履歴の影響は強度特性よりもむしろ変形特性に顕著に表れることが分かった。

参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部 地盤凍上に関する研究委員会：「寒冷地における凍上被害とその対策」講習会テキスト，2006。
- 2) 上野邦行，松田航，鈴木輝之，山下聡：有限植生保護法面の凍結融解過程における挙動，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.49，pp.207-212，2009。
- 3) 石川達也，尾崎悠太，三浦清一：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，Vol.64，No.3，pp.712-717，2008。
- 4) 小野丘，三田地利之：粘性土の軸対称三軸応力下における凍結・融解履歴について，土木学会論文集，No.617/III-46，pp.275-282，1999。
- 5) 小野丘，小玉大樹，加藤幸輝：凍結・融解履歴を受ける正規圧密および過圧密飽和粘土の性質について，土木学会論文集，No.743/III-64，pp.47-57，2003。
- 6) 岩渕祐一，川口貴之，片岡沙都紀：凍結融解履歴を与えることが可能な繰返し一面せん断試験装置の開発，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.50，pp.229-232，2010。
- 7) 中村大，鈴木輝之，後藤隆司，金学三，伊藤陽司，山下聡：凍結融解による土の透水係数及び間隙比の変化，土木学会論文集 C，67(2)：264-275，2011。
- 8) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2009。
- 9) 土田孝，福原哲夫，渡部要一，駒澤宏明：一面せん断試験による洪積粘土地盤の強度変形特性の評価，港湾技研資料，No918，1998。

凍結融解履歴が種々の細粒土の コンシステンシー限界に与える影響

北見工業大学 大学院 学生会員 ○小林歩
北見工業大学 工学部 正会員 川口貴之, 山崎新太郎
興亜開発株式会社 正会員 富田龍三, 中島美代子
北見工業大学 工学部 正会員 中村大, 山下聡

1. はじめに

各種地盤材料の諸性質に与える凍結融解履歴の影響については、力学特性を中心にこれまでに多くの研究がなされている。力学特性と密接な関係にあるコンシステンシー限界に及ぼす影響についても、液性限界 w_L は吸着水の減少（非自由水の自由化）による疎水化等の影響によって低下するという報告や^{1), 2)}、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³⁾、土質によってその程度が大きく異なることなどが報告されている⁴⁾。

しかしながら、この種の研究は他の性質に及ぼす影響を検討するための補完的な役割であるためか、詳細な試験方法や条件が明らかにされていないことが多く、コンシステンシー限界に与える凍結融解履歴の影響のみを対象として詳細に検討した例はそれほど多くない。

そこで筆者らは、凍上性を有する細粒土を対象として、凍結融解履歴を与える際の含水比など、試験方法にも着目しながら凍結融解履歴が w_L に与える影響を詳細に調べてきた⁵⁾。本文では、土質の異なる幾つかの細粒土を対象とし、 w_L に加えて塑性限界 w_P に及ぼす影響についても検討した結果を報告する。

2. 本研究で用いた試料

表 1 は本研究に用いた 5 種類の試料の物性値をまとめたものである。それぞれの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を質量比 1:1 で混合し、蒸留水を加えて練り返したもの（以下、それぞれの頭文字をとって K+F 細粒土）、道東の訓子府町から採取した細粒分に火山灰を含む段丘堆積物の 2mm ふるい通過分（以下、訓子府土）⁶⁾、東京湾からの浚渫土（以下、東京湾浚渫土）⁷⁾、博多港からの浚渫土（以下、博多港浚渫土）、タイのバンコク市内からサンプリングした粘土（以下、バンコク粘土）⁸⁾である。表中より、比較的広範囲の塑性指数 I_P を有する土を対象にしていることが分かる。

図 1 は訓子府土、東京湾浚渫土、博多港浚渫土、バンコク粘土試料の X 線回折試験結果を比較したものであり、試料は水ひ法によって 2 μm 以下の粒子を採取し、定方位法で分析した⁹⁾。2 θ >5°の範囲でしか実施しておらず、熱処理などによる詳細な分析までは行っていないため、含有粘土鉱物の詳細な分類まではできないが、バンコク粘土にはカオリナイトと見られる明瞭なピーク、東京湾・博多港浚渫土にも同じ位置に比較的はっきりとしたピークが見られ、粘土鉱物を含有している可能性が高い。一方、訓子府土には雲母らしき小さなピークは確認できるが、粘土鉱物はそれほど多くは含んでいないと思われる。なお、笠岡粘土はモンモリロナイト及びカオリナイト系の混合鉱物の原料粘土を乾燥・粉碎したものでありスメクタイト、カオリ

表 1 試験に用いた試料の物性値

粘土名	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	粒度組成			
				粘土分 (%)		シルト分 (%)	砂分 (%)
				2 μm 以下	5 μm 以下		
K + F 細粒土	2.73	39.83	15.46	33	50	49	1
訓子府土	2.74	81.04	40.47	23	30	29	38
東京湾浚渫土	2.59	106.68	37.49	45	73	27	0
博多港浚渫土	2.74	74.13	25.21	28	45	45	10
バンコク粘土	2.73	90.76	21.9	55	64	34	2

ナイトが含まれていることを確認しているが、ファインサンドは高純度白色石英砂を人工的に超微粉碎加工し、空気分級で選別したものであるため、ほとんど粘土鉱物を含んでいないことが確認されている⁵⁾。よって、これらを混合したK+F細粒土にも、それほど多くの粘土鉱物は含まれていないと見込まれる。

3. 試験方法・条件

液性限界試験については、フォールコーン法とも比較した上で、より一般的なキャサグランデ法を用いている。

これまでの研究から、凍結時の含水比や融解後の加水が w_L の試験結果に影響を与える可能性が見い出されたため、融解後に加水しない独自の試験方法で w_L を求めている。具体的には、あらかじめ落下回数 $5 < N < 50$ 前後の3段階の回数に調整した別々の試料を球状にして水分の出入りが無いように密封し、恒温水槽内に浸して凍結融解履歴を与え、それぞれの試料から得られた履歴前後の落下回数と含水比の関係から描いた流動曲線から w_L を求めている。なお、凍結融解前後における試料の練り返しはほぼ同じ時間だけ十分に行っており、その直後に N を測定している。また、練り返してから凍結を始めるまでの時間もほぼ一定としている。

図2は凍結融解過程で計測した試料中心部の温度変化を示したものである。今回実施した全ての試験では、凍結融解履歴の影響をより明確にする目的で、試料に対して計10回の凍結融解を与えている。試料を浸した槽内の温度は1.75時間かけて+20°Cから-10°Cに低下させ、-10°Cを3時間保ち、1.75時間かけて+20°Cに上昇させ、+20°Cを1時間保つように設定しており、試料が凍結と融解を繰り返していることが確認できる。

一方、塑性限界試験については、 $N > 50$ の比較的低含水比に調整した試料を液性限界試験と同様に密封し、恒温水槽内に浸して液性限界試験と同じ凍結融解履歴を与え(図2参照)、十分に練り返した後に実施した。なお、液性・塑性限界試験に用いた試料は全て基準に従って、425 μm ふるいを通過させている¹⁰⁾。

4. 試験結果・考察

図3は5種類の試料から得られた凍結融解前後の流動曲線を比較したものである。図中において、同じ試料から得られた凍結融解前後の試験結果は点線で結んでいるが、全ての試験結果において含水比の変化は小さいものの、 N は明らかに低下し、それに伴って全ての試料で w_L も低下することが分かる。なお、 w_L の低下量はバンコク粘土が最も大きく(約13%)、東京湾浚渫土(約11%)、博多港浚渫土(約5%)、K+F細粒土(約4%)、訓子府土(約3%)の順に小さくなっている。2 μm 以下の粘土分含有量は粘土鉱物の含有量と密接な関係があるとされており¹¹⁾、表1や図1の結果から考えると、概ね粘土鉱物(2 μm 以下の粘土分)を多く含む試料ほど w_L の低下量が多いことが分かる。先述したように、液性限界 w_L の低下は凍結融解に伴う吸着水の減少(非自由水の自由化)が関与していると報告されており^{1), 2)}、それが事実だとすれば粘土鉱物が含まれるほど吸着水が多いために、その変化が顕著になったのではないかと考えられる。ところで、K+F細粒土は凍結融解回数を増やすことで、わずかながら、 w_L の低下量が増大しており(2%→4%)⁵⁾、凍結融解の回数が w_L の低下に関与していることが伺えた。また、凍上被害が多い道東地域から採取した凍上性土である訓子府土の低下量が最も小さかったことは興味深く、今後過去に受けた凍結融解履歴の影響にも着目し

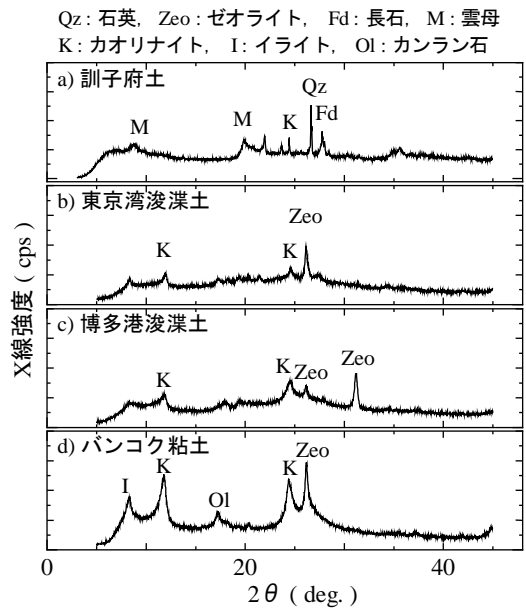


図1 試験に用いた試料のX線回折試験結果

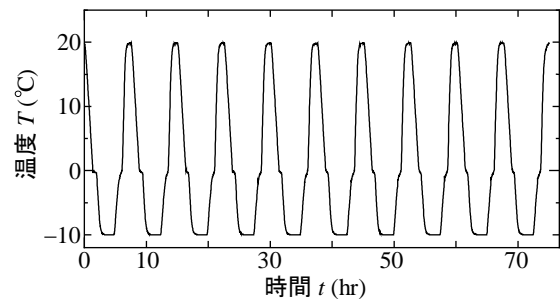


図2 凍結融解中における試料内温度の変化

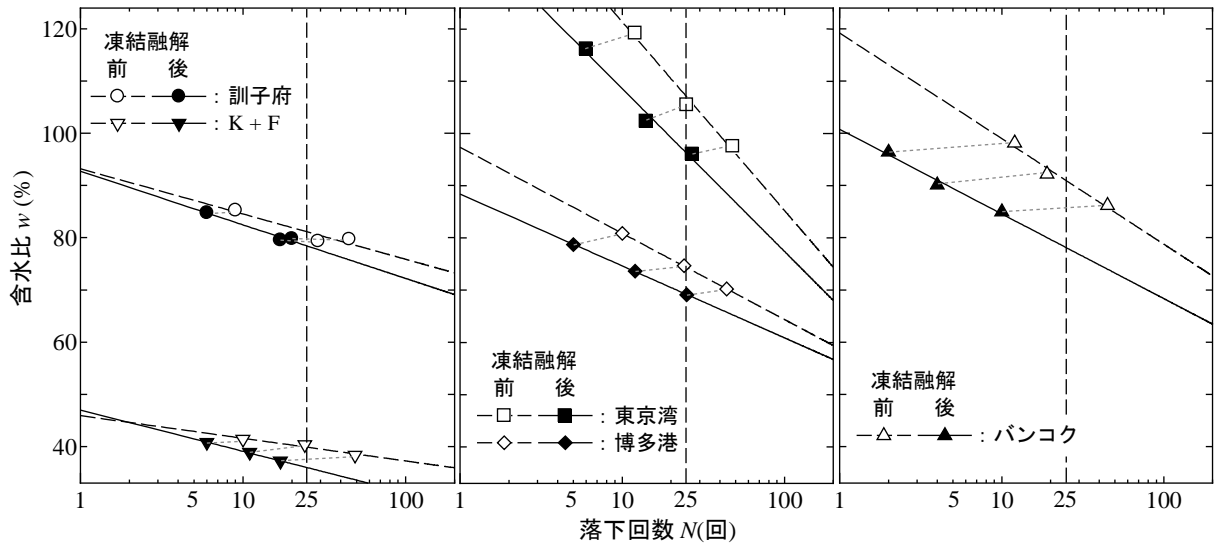


図3 繰り返し凍結融解に伴う流動曲線の変化

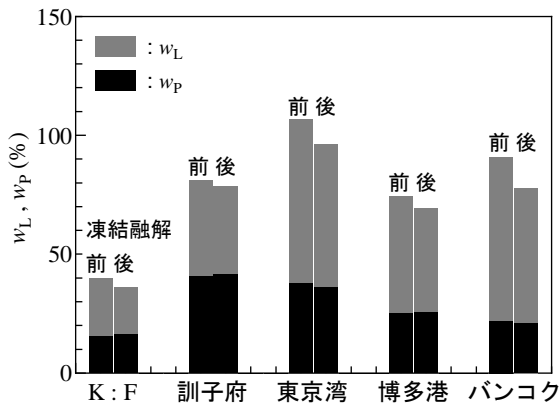


図4 凍結融解履歴による液性限界と塑性限界の変化

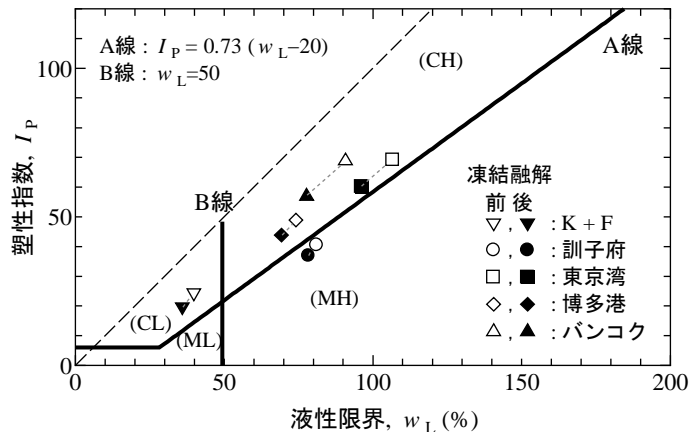


図5 凍結融解履歴による塑性図の変化

ながら、多様な凍上性土を用いた実験を重ねたいと考えている。

図4は w_L と w_P の変化をヒストグラムで表したものである。 w_P については、 w_L と違って凍結融解してもほとんど変化がないことが分かる。これについても塑性限界付近のように低含水比では、吸着水が少ないためにその影響が表れにくかったのではないかと推察できる。

図5は本研究で実施した試験結果を塑性図上にプロットしたものである。全ての試料において、凍結融解を与えたことによる塑性図上での変化は、ほぼA線に沿って生じることが分かる。また、バンコク粘土、東京湾浚渫土、博多港浚渫土は高液性限界粘土(CH)、K+F細粒土は低液性限界粘土(CL)、訓子府土は高液性限界シルト(MH)、に分類されるが、全般的には(CH)に分類される試料の変化量が大きいことが分かる。

図6は5種類の試料の内、K+F細粒土、東京湾浚渫土、バンコク粘土において、凍結融解履歴の有無による粒径加積曲線の変化を比較したものである。1回の凍結融解履歴を与えたK+F細粒土は与えなかったものに比べて団粒化したことが確認されているが⁵⁾、凍結回数を増やしてもその傾向は顕著にならず、バンコク粘土で逆に細粒分が増加していることが分かる。この結果を踏まえると、本質的に粒度組成の変化が w_L の低下を引き起こしているとは考えにくく、先述の結果から間隙水中の吸着水と自由水のバランス変化そのものが大きく関与しているのではないかと推測される。ただし、他の研究でも凍結融解履歴によって細粒分が増加したり、逆に減少することが報告されており^{4), 12)}、これについては更に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。

- 本研究で用いた全ての試料において、凍結融解によって液性限界が低下することが確認された。また、その量は $2\mu\text{m}$ 以下の粘土分含有率と相関があった。
- 凍結融解による塑性限界の変化はほとんど見られなかった。
- 凍結融解を与えたことによる塑性図上での変化は、ほぼ A 線に沿って生じることが分かった。
- 粒度組成の変化が凍結融解によるコンシステンシー限界の変化を生じさせる本質的な要因ではなく、間隙水中の吸着水と自由水のバランス変化そのものがコンシステンシー限界の変化に関与していることが示唆された。

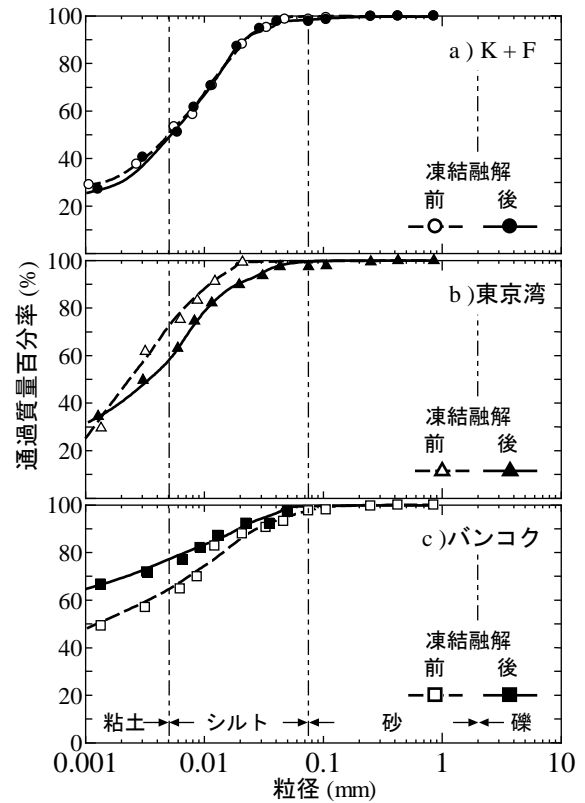


図6 凍結融解履歴による粒径加積曲線の変化

参考文献

- 1) 長沢徹明：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，vol.74，pp.7-11，1978.
- 2) 西村友良，小川正二，和田正：凍結-融解作用が不飽和粘性土の有効応力とせん断強さに与える影響，土木学会論文集，vol.475(III-24)，pp.59-67，1993.
- 3) S.M.メディナ，成岡市，三原真智人，穴瀬真，安富六郎：寒冷地における凍結融解と土壌侵食，土壌の物理性，vol.71，pp.5-9，1995.
- 4) R.N. Yong, P. Boonsinsuk and C.W.P. Yin：Alteration of soil behaviour after cyclic freezing and thawing, Proceeding of the Fourth International Symposium on Ground Freezing, pp.187-195, 1985.
- 5) 小林歩，川口貴之，中村大，山下聡：凍結融解履歴が細粒土の液性限界に与える影響，技術報告集，vol.53，pp.275-280，2013.
- 6) 川口貴之，中村大，山下聡，林豪人，安達謙二，雨宮盛児，原田道幸，山崎新太郎，小林歩，玉井啓博：ジオセルとジオグリッドを併用した補強土壁の耐凍上性評価，ジオシンセティックス論文集，ISSN 1344-6193，vol.28，pp.345-352，2013.
- 7) 川口貴之，田中政典，部要一，谷啓，蒲生夏希：気泡混合処理土のせん断弾性波速度に及ぼす亀裂の影響，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.811-812，2008.
- 8) Le, N.T., Teeparaksa, W., Mitachi, T. and Kawaguchi, T.：Observation of the Behavior of Soil Element behind Deep Diaphragm Wall by Triaxial Tests on Bangkok Clay, Proc. of the 19th KKCNN Sympo. on Civil Engineering, pp.57-60, 2006.
- 9) 地学団体研究会：粘土鉱物と変質作用，地学双書 32，2004.
- 10) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp138-141，2009.
- 11) 社団法人土質工学会：粘土の不思議，1986.
- 12) 石川達也，尾崎悠太，三浦清一：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, vol.64(2)，pp.712-717，2008.

市街地に埋設された水道管周辺の 温度と土中土圧の季節変動

北見工業大学	工学部	学生会員	○鈴木信太郎
北見工業大学	工学部	正会員	川口貴之
北見工業大学	工学部	正会員	中村大
北見工業大学	大学院	学生会員	畑中将志
北見工業大学	工学部	正会員	山下聡

1. はじめに

高度経済成長期に集中的に整備された水道管の多くは老朽化が進んでいるだけでなく、大震災に対応するために耐震化もせねばならず、計画的な改良と更新が全国的に急務となっている¹⁾。この事態を見越し、公共事業コスト縮減のため規制緩和の一つとして、いわゆる浅層化通達が1999年に発せられており、最近の管路等に関わる技術水準の向上もあって、現在では車道・歩道下で水道管の埋設深を最小0.6mにすることも可能である¹⁾。

しかしながら、北海道のような寒冷地では管路内の凍結や凍結地盤が埋設管に与える影響を考慮して、埋設深を浅層化通達前の標準土被り1.2mよりも大きくしていることが多く、管径を考慮すると更新作業時の掘削深は1.5mを超えることになる²⁾。労働安全衛生法では、掘削深1.5mを超えると原則として土留め工を施すこととなっており³⁾、これに伴って単位更新長さあたりの施工コストも大きく膨れ上がり、限られた財政で行う寒冷地の埋設管更新作業は大幅に遅れることが懸念される。そこで、北見市では更新水道管を敷設する際の掘削深を1.5m以下にすることを試行的かつ部分的に進めているが、従来の埋設深は各自自治体が最大凍結深を参考にして経験的に決めていただけにすぎず²⁾、周辺地盤の温度がどの程度になると管路内の水が凍結するのかや、地盤の凍結や凍結地盤上の車両通過が水道管そのものにどの程度影響を与えるのかについて研究された例は極めて少ない⁴⁾。

そこで本研究では、北見市中心部で実施された水道管（配水本管）の更新作業時において、管周辺に温度センサーや土圧計、土壌水分計といった各種計測機器を設置し、周辺地盤内の土中温度（凍結領域）や土中土圧等の季節変動を明らかにすることを試みた。さらに、凍結領域の違いによって車両通過に伴う増加応力がどの程度変化するのかについても検討した。

2. 計測機器の設置と詳細

写真1は計測機器の設置の様子を示したものである。各種計測機器の設置は更新した（水道の）配水本管から建造物への給水管の取り付けを目的とした道路横断方向の掘削の際に実施した。図1は設置した各種計

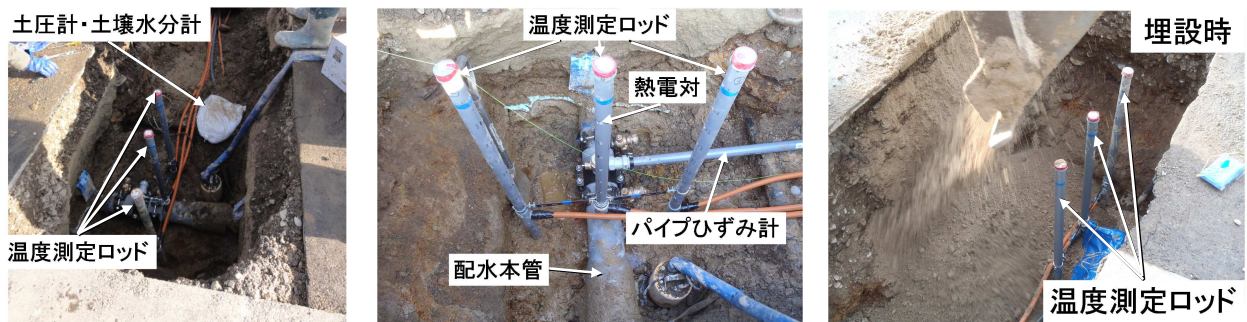


写真1 計測機器設置の様子

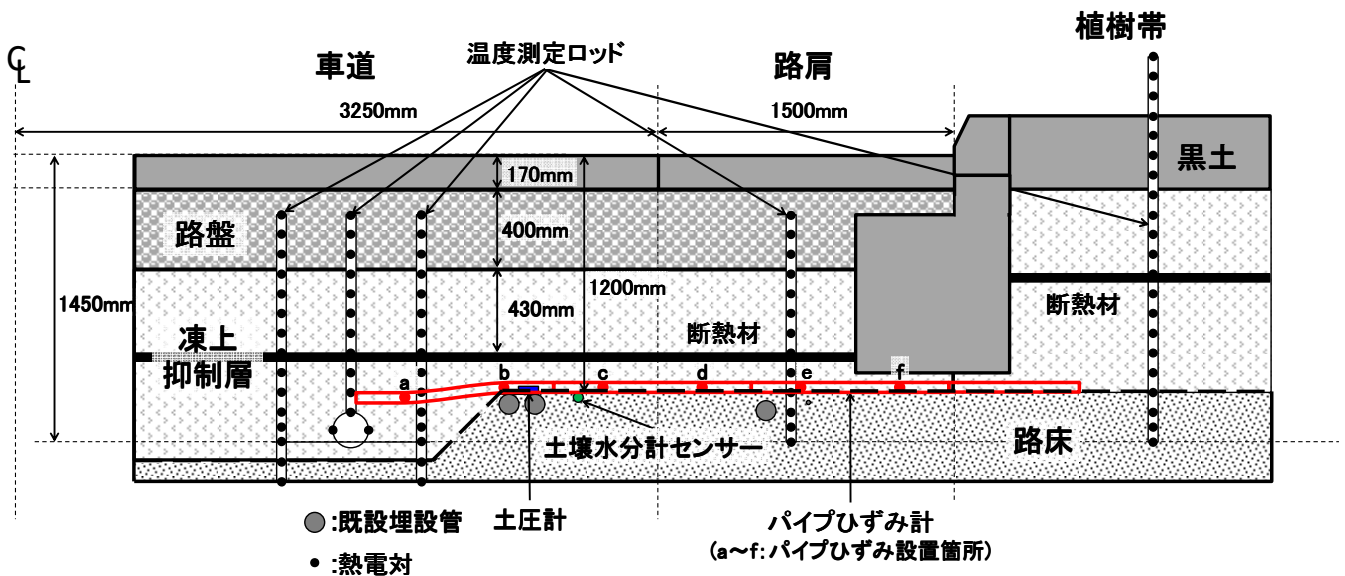


図1 各種計測機器の配置に関する詳細図

測機器の配置を示したものである。本工事では路床部の掘削量が少なかったため、路盤以深の掘削域はこの地域で一般に凍上抑制層として用いられている火山灰（後述の図7、8参照）に全て置き換えられている。また、部分的かつ試行的に埋設深を変更したため、凍結リスクを軽減する目的で厚さ40mmの断熱材（押出発泡ポリスチレンフォーム 20mm×2）を本管上部（図1参照）に敷設している¹⁾。

写真2は計測機器設置後の様子を示したものである。本研究のために植樹帯に設けた簡易電柱に設置した計測ボックス内に各種ロガーを常設し、各計測項目を2012年12月から毎時1回ずつ計測した（写真2(a)）。また、計測地は市街地にあるために比較的交通量は多く、冬は基本的に常に除雪環境下にあった（写真2(b)）。以下に設置した計測機器の詳細を記す。

2.1 温度測定ロッド

地中温度の測定を目的として、0.1m間隔に穴が開けられた塩化ビニルパイプにT型熱電対を通し、先端を穴から出して固定し、砂を充填した温度測定ロッド⁵⁾を、配水本管周辺と直上に3本、路肩と植樹帯に各1本ずつの計5本設置し、計77点の温度を計測した。なお、全ての熱電対は恒温水槽と白金測温抵抗体によって予め検定した。

2.2 土圧計

埋設管に作用する（鉛直）土中土圧の測定を目的として、ロードセル型の土圧計（ひずみゲージ式変換器、容量200kPa）を設置した。概ね通過する車両

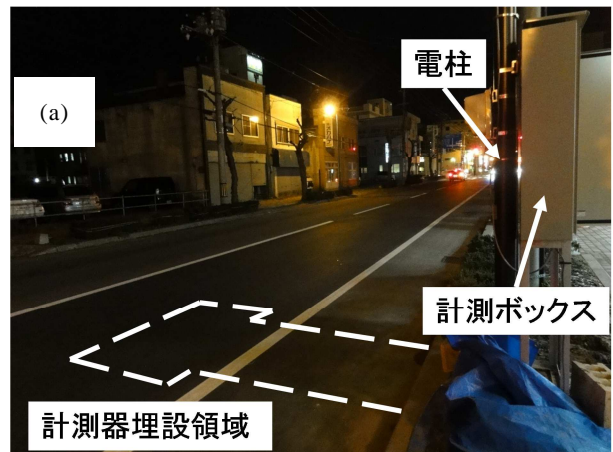


写真2 計測機器設置後の様子

の片車輪直下となる位置とし（配水本管から歩道方向へ約 0.9m の位置）、埋設深はおよそ 1.2m とした。偶然にも既設の铸铁管（現在は未使用）直上に位置したため、薄い鉄板の上に土圧計を設置し、土圧計の上には礫などによる集中荷重の作用を避けるために砂をいれた土嚢袋を置いた。

2. 3 パイプひずみ計

凍結深の違い等による土中土圧の面的な分布やそれに伴う埋設管の変形挙動を把握することを目的として、ボーリング孔内に設置することで地すべり箇所の特長などに用いられるパイプひずみ計を設置した。パイプひずみ計の長さは 3m とし、一方の端は配水本管に固定（概ねヒンジ結合）され、もう片方は鉛直方向に埋設された塩化ビニルパイプに剛結した。パイプひずみ計には 0.5m 間隔でひずみゲージが 6 カ所に張り付けられており、それぞれの箇所には温度と圧縮・引張の影響を除去し、曲げのみ計測する目的で管の上下に 2 枚のゲージが貼られている。

2. 4 土壌水分センサー

地下水位の変動等による土中水分量の変化を把握する目的として、誘電率型の土壌水分センサーを土圧計近傍に設置した⁶⁾。測定される誘電率は土の体積含水率 θ によって変化する。また、この種のセンサーは周辺土の凍結・融解によっても大きく変動するため、この判定にも利用することも可能である。

3. 計測結果・考察

3. 1 地中温度

図 2 は 2012 年 11 月から 2014 年 1 月までの北見市における日平均気温の推移を示したものであり、2012 年冬から 2013 年春における凍結指数は平年並みの 777°C-days、凍結期間は 127 日であった。

図 3 はこの計測期間中の幾つかの時点における計測領域内の等温線（0, 1, 2°C）を比較したものである。各等温線は地盤内をメッシュ状に分割し、近傍の温度測定ロッドによる計測値を比例配分することで算出した各格子点の温度分布を用いて描画している。この結果、2013 年 2 月中旬から 2 月下旬にかけて最大で約 0.95m の凍結深となっていたことが確認できた。また、3 月中旬から（地表面から）融解が始まり、4 月中旬から下旬には完全融解したことが伺えた。

図 4 は本計測区間に水道水を供給する浄水場で計測された水温データと、配水本管直近に設置した温度センサー（熱電対）の計測値の推移を示したものである。両者の推移は良く対応しており、配水本管周囲の温度は供給源の水温に呼応して変化していることが分かる。また、12 月中旬から 3 月中旬までの地盤が凍結する期間では、管周囲は 2°C 前後でほぼ一定に保たれていることが分かる。管周囲が 2°C 前後になり始める 12 月中旬では、地盤内の 2°C 線は配水本管よりかなり上部にあるが、この影響を受けて幾分 2°C 線が深部へ移動しているように見える。また、この傾向は最大凍結深となる 1~2 月でさらに顕著になっている。先述のように、配水本管上部には断熱材を設置しているが、この現象にどの程度影響を与えているかは定かではない。しかしながら、これらの測定結果から配水本管は初冬期には冷熱源となり、上部にある断熱材は周辺地盤を低温に保ち、むしろ凍結リスクを高める可能性もあるということが分かった。

一方、凍結過程において凍結深は配水本管直上で最も大きくなり、植樹帯に向かって徐々に浅くなり、植樹帯は年間を通じてほとんど凍結していないことが分かる。これは主に車道がほぼ常に除雪環境下にあるこ

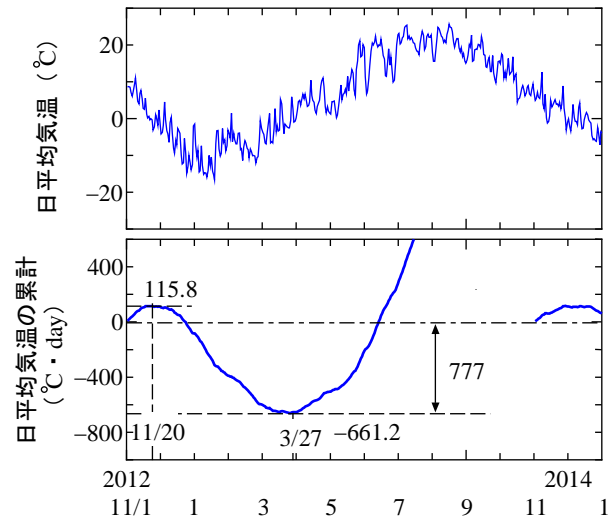


図 2 北見市における日平均気温の推移

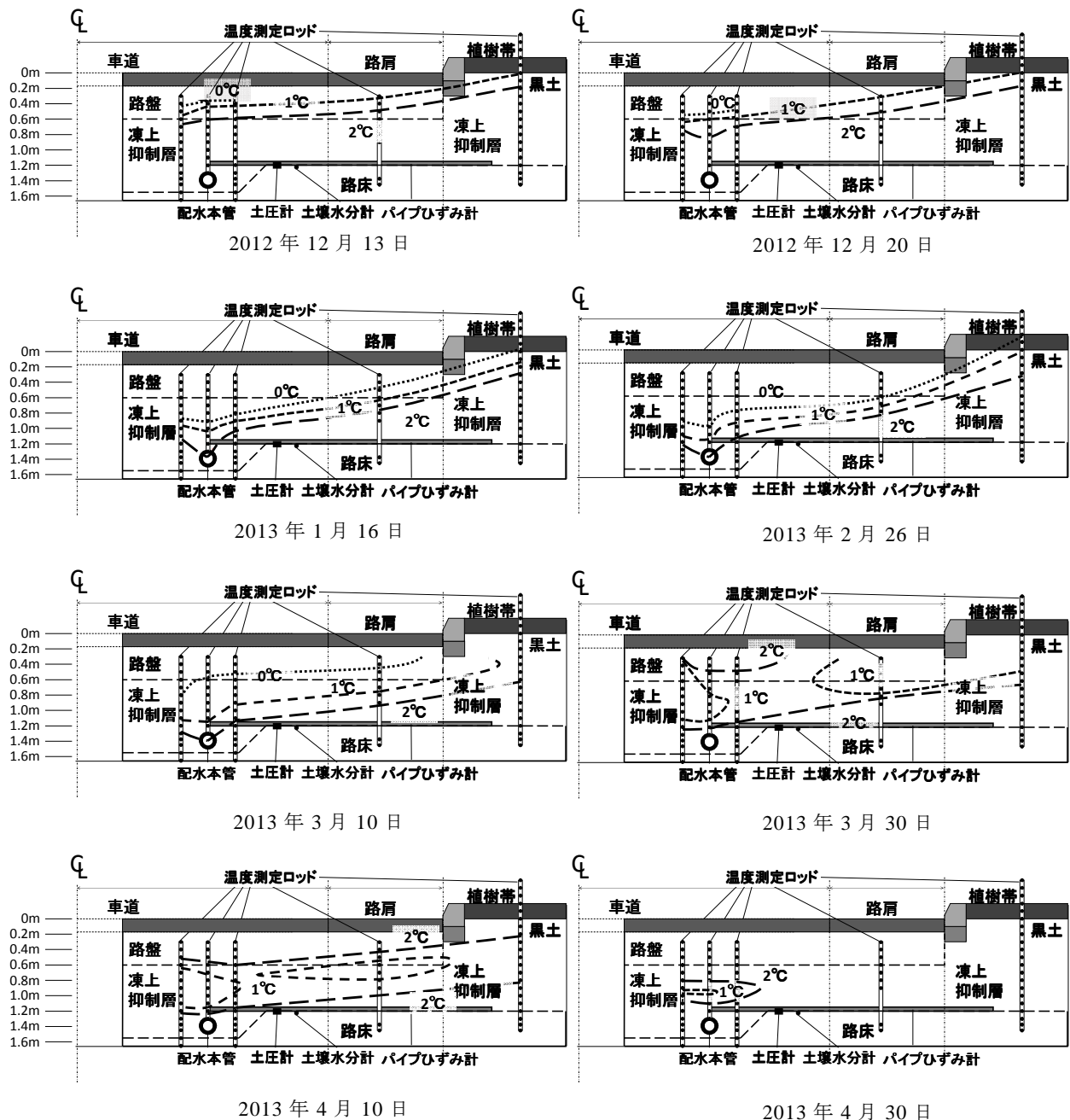


図3 計測期間中における等温線の変化

とと除雪で寄せられた雪（写真2(b)参照）による断熱効果によるものと考えられるが、冷熱源となる管の効果や断熱材の上面では凍結深が早く入ることも報告されており、この影響も加味されている可能性もある。

以上のことから、埋設管の温度や断熱材の存在が凍結深やその不均一性に与える影響、断熱材の最適位置や厚さ、更には必要の有無については、今後も熱伝導解析等も駆使して検討しなければならないと考えているが、最大凍結深となる時期においても凍結深が管に達するまでには0.3m以上あることが確認されており、今回のような設置・気候環境下での凍結リスクは少ないと考えている。

3. 2 体積含水率，含水比

図5は土壤水分センサーの計測値とそれから算出した体積含水率 θ と含水比 w の推移を示したものである。計測される誘電率と θ の関係は土質によって変換式が異なるため、現地で採取した試料を用いて予め検定した結果を用いて換算した⁶⁾。また、 w はセンサー設置時の乾燥密度が常に一定であると仮定して算出したも

のである。なお、ここで用いた乾燥密度は配水本管の更新に伴って近辺で実施された現場密度試験結果である。図中に示すように計算された w はセンサー設置時に採取した試料の含水比とほぼ等しく、 θ と w は概ね設置環境下の推移を表現できていると判断した。図中から融解期に土中の水分量が幾分増加し、その後は一定であるが、その変化は含水比にして 1%未満とわずかであることが分かる。また、上記の密度や含水比等を用いて算出した飽和度は計算上 100%を超えるため、土圧計や土壌水分センサーを設置した場所は地下水位近傍にあると推測される。

3. 3 土中土圧

図 6 は土圧計より得られた（鉛直）土中土圧 σ_v と最も近い温度測定ロッドに取り付けられた熱電対の測定値のみから算出された凍結深の推移を比較したものである。また、図中には各層の単位体積重量から計算した土被り圧も記載している。表層から上層路盤までの湿潤単位体積重量は不明であるため標準的な値 ($2.35 \times 9.8 \text{ kN/m}^3$) とし、他の層については現場密度試験結果（路盤： $2.13 \times 9.8 \text{ kN/m}^3$ 、凍上抑制層： $1.51 \times 9.8 \text{ kN/m}^3$ ）を用いた。なお、先述の結果から土圧計は地下水位以下にあることも考えられるが、湿潤単位体積重量のみで計算した。 σ_v は特に地盤の凍結・融解が生じる期間において大きく変動しており、その範囲は計算上の土被り圧のおよそ半分から 5 倍にも及ぶことが分かる。また、凍結・融解期における σ_v と凍結深の関係に着目すると、 σ_v は路盤内に凍結深がある間には上昇し、凍上抑制層に達した時点で減少に転じること、その後は概ね凍結深の上下動に追従していることが分かる。機器の設置および計測の開始前後に地盤の凍結が始まっており、先述のように土圧計は既設の埋設管上に設置されているため、この変動量に設置条件や埋戻しの影響がどの程度含まれているかは不明である。さらに、計算上の土被り圧よりも小さくなるメカニズムや融解後の緩やかな上昇など、他にも現時点で不明な点が多くあり、継続的な観測や他の場所でも同様な計測を実施することで検証していきたいと考えている。しかし、凍結初期における σ_v の上昇については 2013 年冬季にも確認でき、このような σ_v の上下動は主として地盤の凍結・融解によるものだと考えられる。

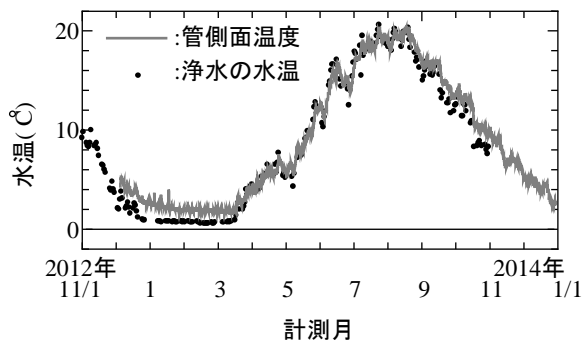


図 4 浄水場での水温と配水本管側面温度の推移

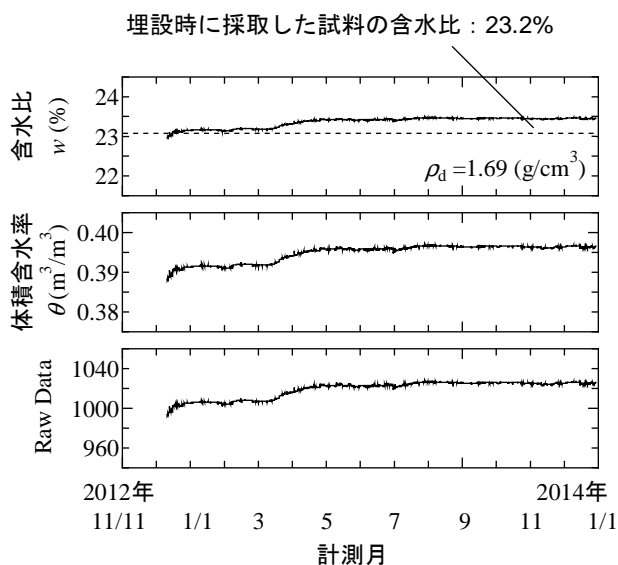


図 5 土壌水分センサーの計測値から算出した含水比と体積含水率の推移

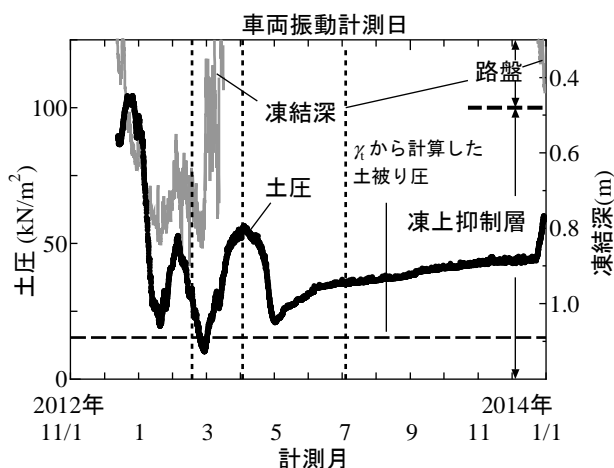


図 6 土中土圧と凍結深の推移

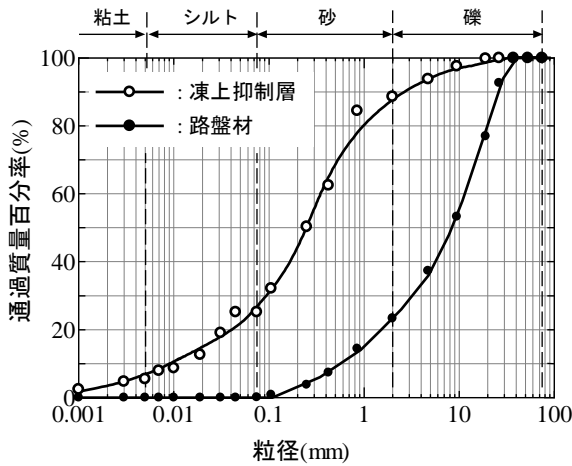


図7 路盤材と火山灰の粒径加積曲線

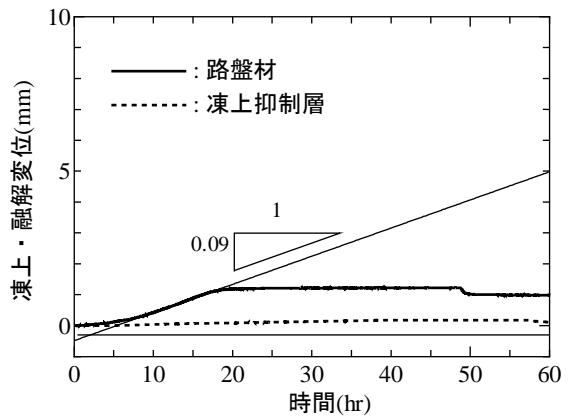


図8 路盤材と火山灰の凍上試験結果

図7は路盤と凍上抑制層として用いられた火山灰の粒径加積曲線，図8はこれらの凍上試験結果である。凍上試験については19mmふるい通過分を実際の乾燥密度と等しくなるよう締固めた試料を用いた以外は基本的に地盤工学会基準⁷⁾に従った。両者ともに凍上性は低いに判定されるが，路盤材の方が細粒分が少ないにも関わらず幾分凍上性が高く，このことが先述の凍結初期における σ_v の上昇に参与している可能性もあり，このような観点からも更に検討していきたいと考えている。

一方，図9はパイプひずみ計から得られた6カ所のひずみの推移を比較したものであり，図中右上のアルファベットが図1に示した各ゲージの貼り付け場所を示している。各ゲージは凸に変形するとプラス，凹に変形するとマイナスを示す。凍結深が大きく配水本管に近いゲージほど大きく変動しており，その変動は土圧計と類似していることから， σ_v の上下動が主として地盤の凍結・融解によって生じていることが伺える。

3.4 車両通過に伴う増加応力

図11は車両通過に伴う土圧変化の計測結果を比較したものである。計測は最大凍結深に近い2月，融解過程にある4月，完全に融解している7月に実施し，その際は一旦土圧計を動ひずみアンプに接続し，高速ロガーにて計測した。また，計測中は小型のデジタルカメラで動画撮影も行っており，最大でも 1.5kN/m^2 程度と比較的小さな応力変化にも関わらず，車両の停止や通過，通過台数，車体（重量）による違いを的確に把握できることを確認した。なお，先述の地中温度計測結果から4月の計測時には地中に凍土が残ったまま，地表面付近が融解している状況にあったと推測される。

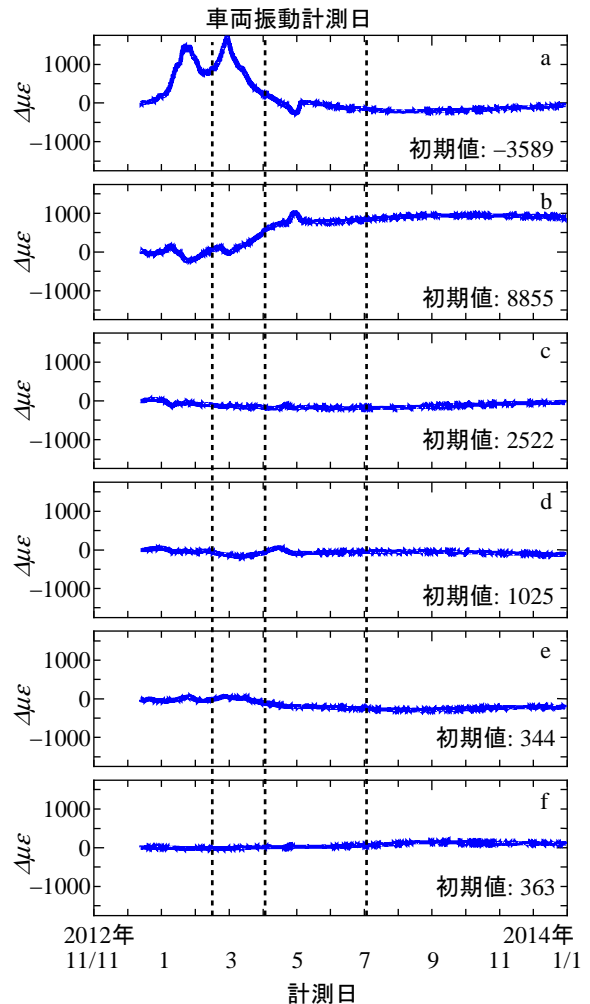


図9 パイプひずみ計による計測値の推移

図 11 は図 10 から得られた凍結域の変化に伴う車両通過による増加応力の違いを簡易的に示した模式図である。図 10 には代表的な車両の写真も示しているが、同程度の重量だと考えられる車両が通過・停止しても、それによって記録される増加応力には明らかな違いが見られ、3回の計測の中では4月が最も大きく、2月が最も小さかった。この理由についても現時点で判断することは時期尚早であるが、地盤内の凍結（融解）範囲によって地表からの荷重伝播・分散の仕方が変化するためだと考えられる（図 11 参照）。北見市では過去に地盤の凍結に起因したと思われるガス管の損傷事故が起きており⁸⁾、これについては今後さらに計測機会や計測場所を増やすことで詳細に検討していきたいと考えている。

4. まとめ

本研究から得られた知見を以下にまとめる。

- ・熱電対を用いた温度測定ロッドや土圧計等の各種計測機器を水道用の配水本管周辺に設置することで、管周辺地盤の温度や土中土圧の変化、車両通過による増加応力の計測等に成功した。
- ・土中温度の計測結果から、配水本管は最大凍結深より 0.3m 程度深部に埋設されていることが確認され、本研究対象のような設置・気候環境下での凍結リスクは少ないことが分かった。また、設置した断熱材は必ずしも凍結リスクを軽減しない可能性も見出された。
- ・土中土圧は初冬期における路盤の凍結過程では上昇し、その後は地盤の凍結・融解によって大きくかつ複雑に変動することが確認された。また、車両の通過・停止による管周辺地盤の増加応力は地盤の凍結（融解）範囲によって異なることが確認されたが、これらのメカニズムについては更なる検討が必要であることが分かった。

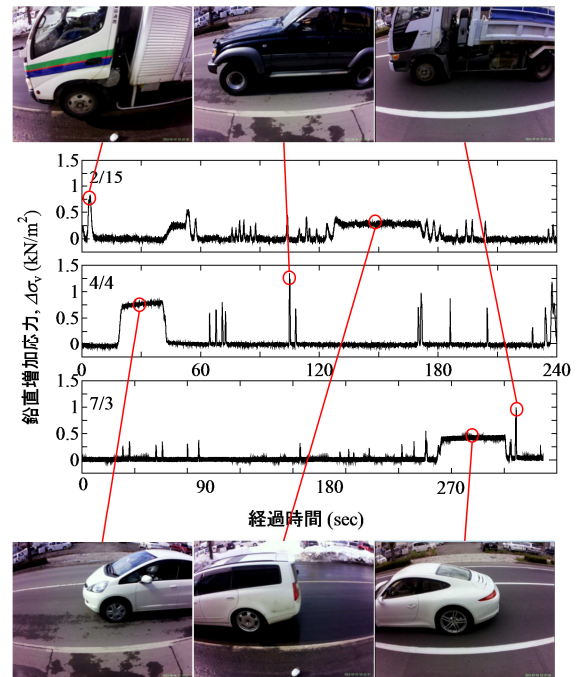


図 10 車両通過に伴う増加応力の比較

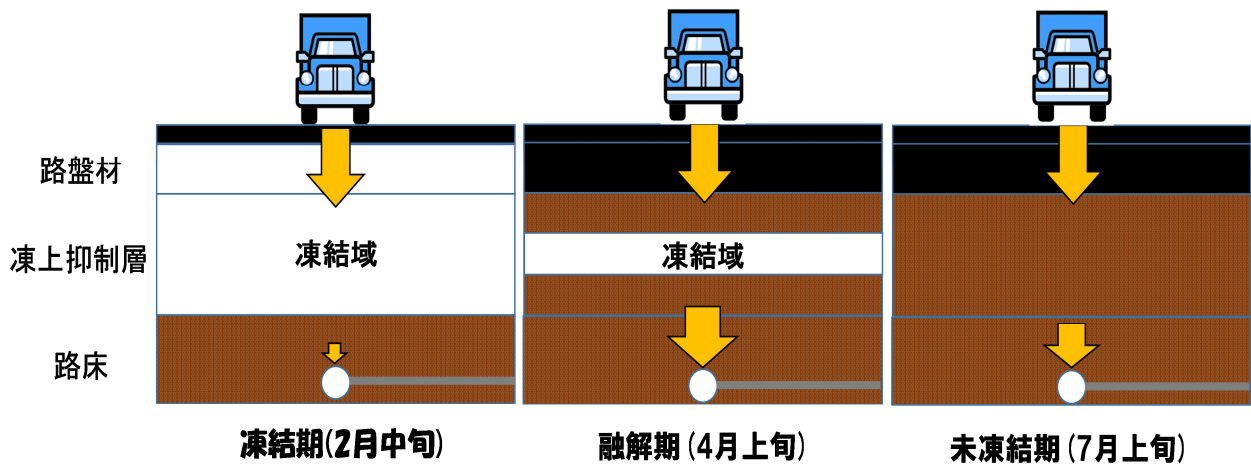


図 11 凍結域の変化に伴う車両通過による増加応力の違いに関する模式図

謝辞：本研究を遂行するにあたり，北見市企業局の佐藤隆氏，山川克一氏，舟久保光基氏に多大なる協力を得た。また，車両通過に伴う土圧変化の計測にあたっては，本学，地震防災工学研究室の宮森保紀准教授，高祖伸幸氏にも多大なる協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 公益財団法人 日本水道協会：水道施設設計指針（2012年版），2012.
- 2) 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：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，中西出版，2009.
- 3) 国土交通省：建設工事公衆災害防止対策要綱，土木工事編，1993.
- 4) 濱中亮，南形英考，川口忍，赤木寛一：車両輪荷重が舗装路下の埋設管に及ぼす土圧の評価手法に関する実験的検討，土木学会舗装工学論文集，Vol.14，No.19，pp.132-137，2009.
- 5) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工要領（平成21年度版），2009.
- 6) 井本博美，西村拓，宮崎毅：EC-5 センサーのキャリブレーションとその適用，土壤の物理性 Vol.114，pp.27-31，2010.
- 7) 公益社団法人 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 JGS 0172-2009 凍上性判定のための土の凍上試験方法，2009.
- 8) 高圧ガス保安協会：北海道北見市ガス漏れ事故原因技術調査最終報告書，2007.

気水分離型真空圧密工法の適用事例

(株)ダイヤコンサルタント
Thai Maruyama Industry

国際会員 ○高坂 敏明
Teerachaikulpanich Nipon

1. はじめに

真空圧密工法（別名：大気圧工法）は載荷盛土に代わるプレローディング工法として、ペーパードレーン工法の発明者である W.Kjellman(チェルマン)等によって 1949 年にスウェーデンで考案された工法である¹⁾。この工法の原理は図-1 に示すように、鉛直ドレーンを打設した範囲の地表面を気密シートで密閉した後、真空ポンプでシート内を減圧することによってシート内を真空状態に近づけ、シート表面に作用する大気圧で地盤を圧密しようとする工法である。強制的な減圧によるシート内の圧力低下は鉛直ドレーンを介して地盤内にも伝達され、地盤内の間隙水圧は低下する。この間隙水圧の低下分が有効応力の増加として作用するため、圧密の促進も期待でき、急速な盛土施工も可能な工法である。

この真空圧密工法は我が国には 1960 年代に導入され、実用化への積極的な努力もなされたようであるが、当時の技術レベルでは安定した真空の維持が困難であったため、実用工法として広く受け入れられないまま休眠工法になっていた地盤改良技術である。しかし、近年、高気密性のシートの開発や真空状態でも良好な透水性を保つドレーン材の開発などにより安定した真空圧の維持が可能となり実用化の目処がつけられ、その後、材料や施工システムの改良開発が重ねられ気密シート下での減圧を平均 60kPa 確保することが可能となり、実用化された工法である。

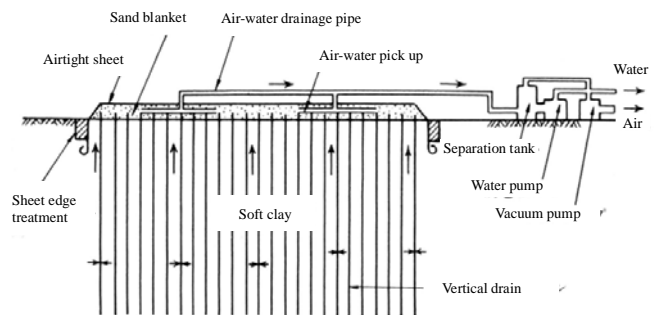


図-1 真空圧密工法の概念図

2. 従来型真空圧密工法の問題点

日本国内でも従来は、チェルマンが提案した方法に基づいて施工が行われてきた。ただし、施工事例が増えるにつれて構造的な問題のあることが判明した。ここで、過去に従来方式で施工された 2 ケースについて紹介する。

2.1 釧路地区の施工事例²⁾

真空圧密工法が施工された地盤は、表層から深度 7m 程度まで自然含水比 $w_n=300\sim 800\%$ 、湿潤密度 $\rho_t=1.00\sim 1.05\text{g/cm}^3$ の泥炭および粘性土（上部層）が堆積し、この下位に層厚 5~6m 程度の砂層が分布する。さらに、この砂層の下位には、層厚 14~15m 程度、自然含水比 $w_n=70\sim 100\%$ の海成粘土（下部層）が堆積する。

真空圧密工法の仕様は、鉛直ドレーンの間隔が $0.8\text{m}\times 0.8\text{m}$ 、打設深さは 26m、施工盛土厚は図-3(a)に示すように 6.6m で、盛土速度の実績は、14.1cm/d である。

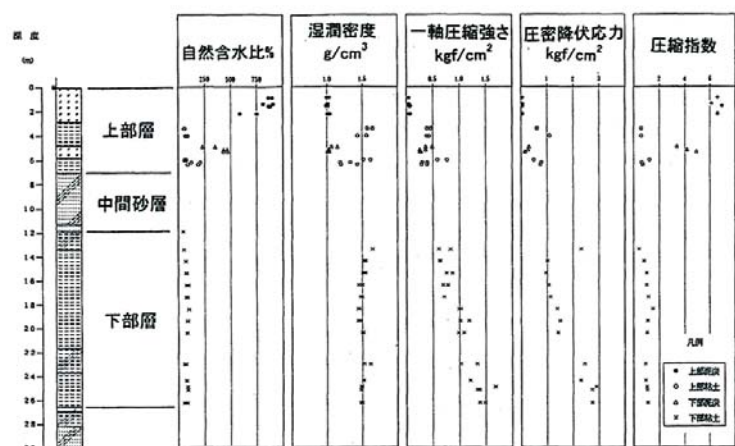


図-2 土性図

図-3 に動態観測結果を示す。同図(c)によると真空ポンプ本体の減圧は 85~92kPa の範囲でほぼ一定であった。これに対し、気密シートの下で測定された減圧は、真空ポンプ稼働開始から徐々に増加し、約 20 日程度

で最大となり、50～60kPa 程度となった。その後は、徐々に減圧が減少する傾向が見られる。

気密シート下の減圧と真空ポンプの圧力の差を図-3(d)に示す。併せて、図-3(b)の沈下量に相当する揚程をプロットした。同図によるとシート下の減圧の損失と沈下による揚程の増加はほぼ同様の挙動を示す。

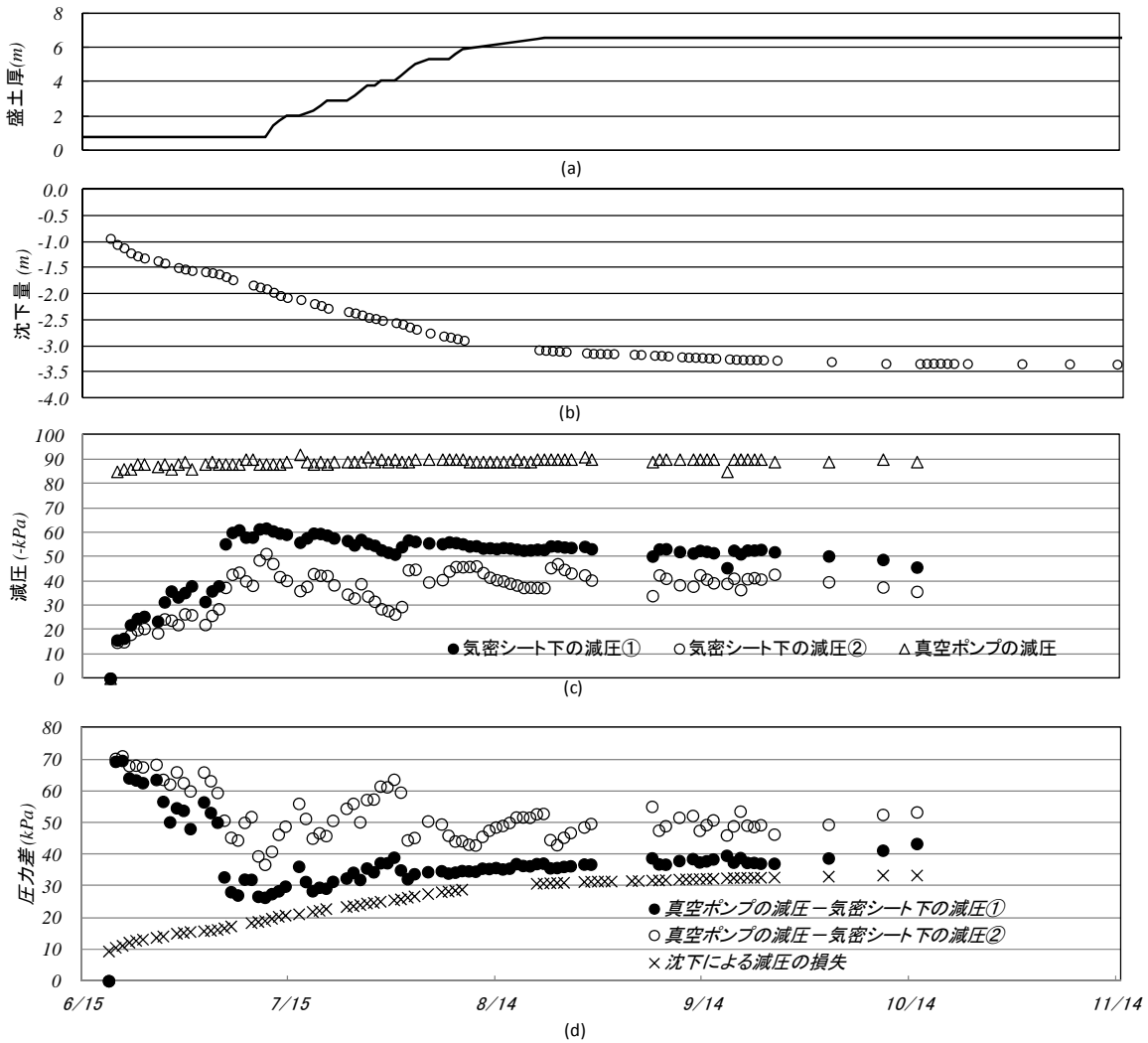


図-3 釧路地区の動態観測結果

2.2 能代地区の施工事例³⁾

対象の地盤は、図-4に示すように、表層から深度4mまでは自然含水比 $W_n=600\%$ 、湿潤密度 $\rho_t=10\sim 11\text{kN/m}^3$ の泥炭、この下位に層厚3～6m、自然含水比 $W_n=85\%$ の粘性土で構成される。真空圧密工法は、鉛直ドレーンの間隔が $0.8\text{m}\times 0.8\text{m}$ 、打設深さは5.8～9.8m 施工盛土厚は13.0mで、盛土速度の実績は21cm/dである。

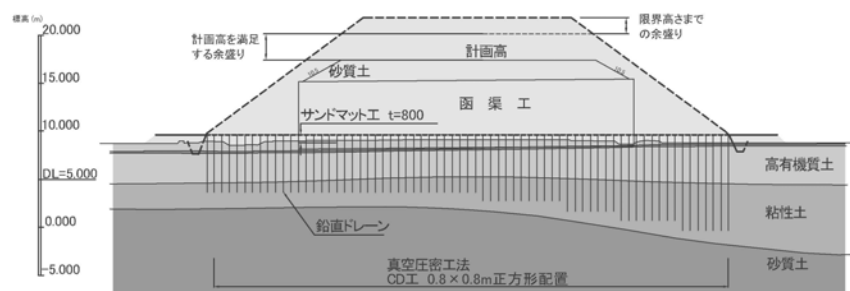


図-4 土質横断面図

図-5に動態観測結果を示す。同図(c)によると真空ポンプ稼働開始から盛土厚6mまでは真空ポンプの減圧が80kPaを若干下回っているが、その後は、80kPa以上を維持している。これに対し、気密シート下の減圧は時間の経過に伴って徐々に低下していることが確認された。釧路地区の事例と同様に気密シート下の減圧と真空ポンプの圧力の差を図-5(d)に示す。併せて、図-5(b)の沈下量に相当する揚程をプロットした。同図によるとシート下の減圧の損失と沈下による揚程の増加はほぼ同様の挙動を示す。

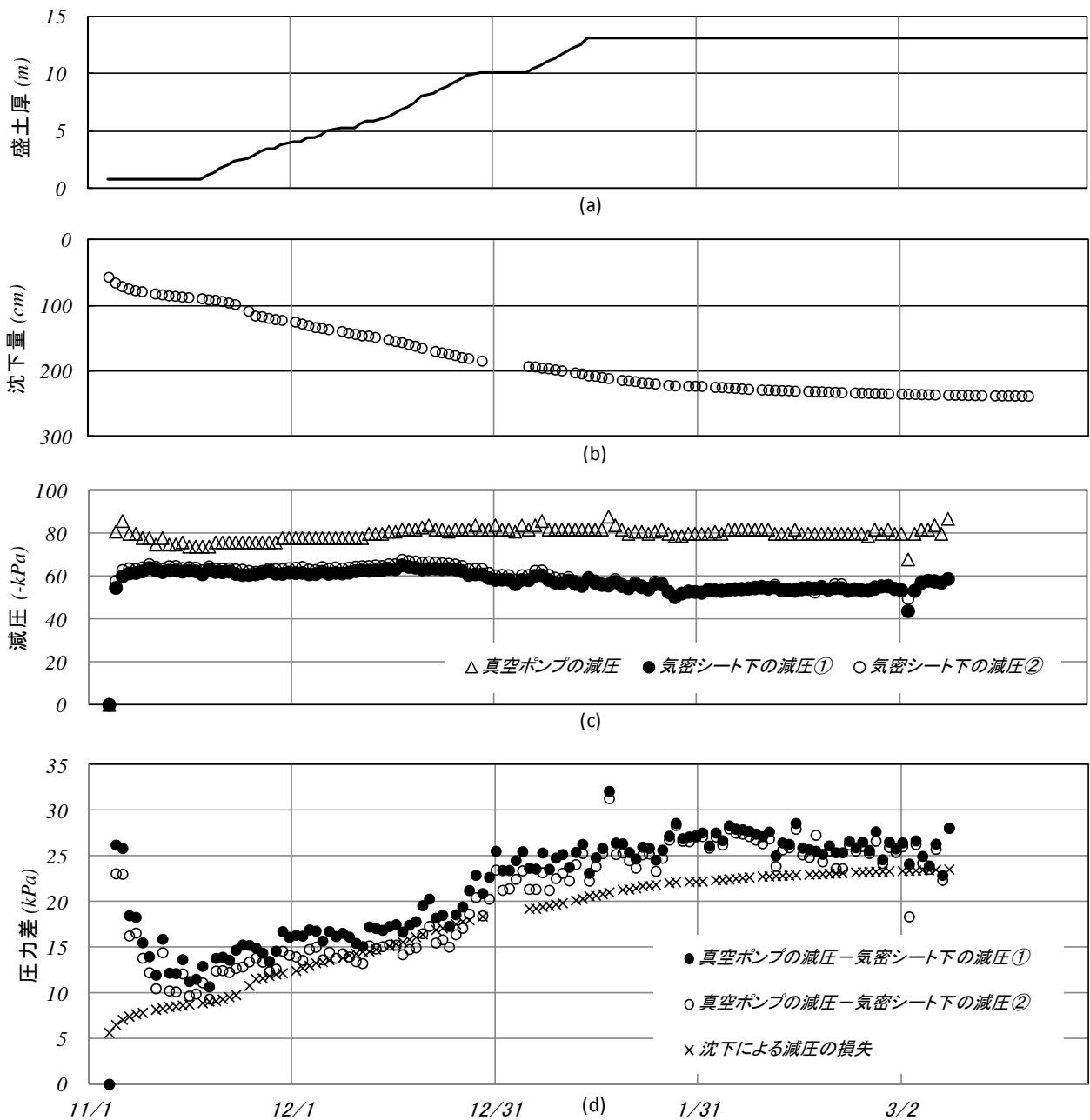


図-5 能代地区の動態観測結果

以上のように、施工実績が増えるにつれて、沈下量大きい地盤で沈下の進行とともに気密シート下の圧力が低下するケースが散見され、工法の新たな問題として認識され始めた。予想される沈下量が小さい場合にはさほど問題とはならないが、沈下量大きい場合には設計で見込んだ減圧を確保できない可能性が生じる。このため、沈下量に相当する揚程のロスを見込んで設計に用いる減圧を低減するか、設計減圧を維持できる工法の開発が求められた。

3. 気水分離システム

真空圧密工法における真空ポンプの役割は、今井⁴⁾による解説がわかりやすい。図-6に示すように大気圧 P_a が作用している水面にパイプを立て A-B 間に真空ポンプを設置し大気圧より P_v 減圧した場合、質量を無視できる空気だけの部分では $P_a - P_v$ の一定の圧力を示す。また、水面とパイプ内の圧力は P_v の差があるため $H = P_v / \gamma_w$ 上昇して釣り合う。もし、 $P_v = P_a$ であれば $H = 10\text{m}$ となり、B-D の高さがこれを超えると、水は B 点に到達できず水面から 10m 上の C 点にとどまる。これが水と空気を混合した状態で排出する従来の真空圧密工法に相当する。ただし、C-D 間にポンプを設置するといくらかでも水を排出することが可能である。

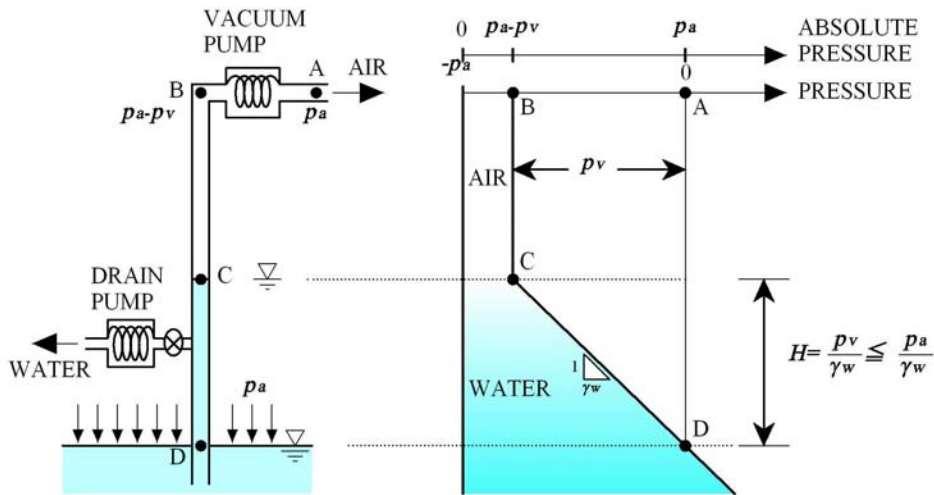


図-6 真空ポンプで揚水できる理由と限界⁴⁾

上記の理論に基づいて今井・中熊らによって開発されたのが気水分離システムである。従来の真空圧密工法では、図-7(a)に示すように地盤内の空気と水を一緒に排水していたため沈下するに従い、排水を行うための揚程分の圧力がロスし、地盤に伝わる真空圧は低下していく。これに対し、図-7(b)の気水分離システムでは、改良ヤード内に水と空気を分離するタンクを埋設し、水はタンク内に設置された排水ポンプにより外部に排除される。これにより、真空ポンプは、空気のみを排除することになり、沈下が生じて常にも地盤面に真空圧が一定に作用し、理論上、沈下に伴うロスが生じない。

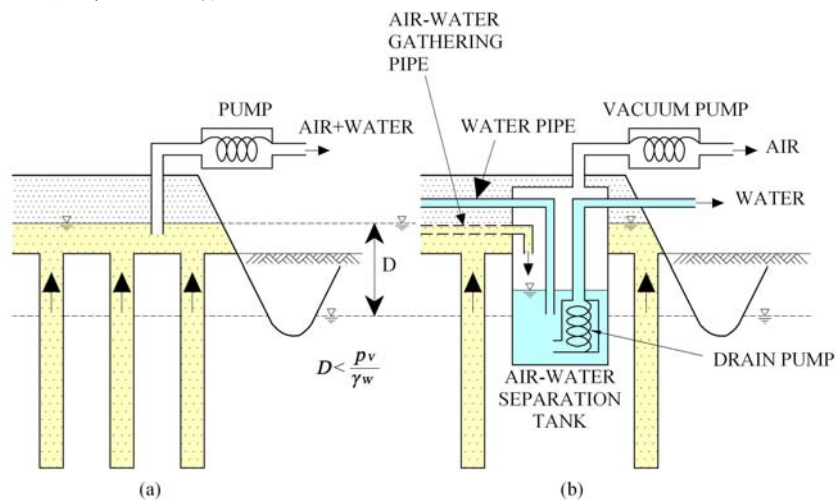


図-7 真空圧密工法におけるポンプの使い方⁴⁾
(a)従来方式 (b)気水分離方式

4. 気水分離システムの施工事例

4.1 気密シート下における減圧の比較

図-8は、複数の現場における改良体積と平均真空圧の関係⁵⁾を示したもので、白抜き丸が従来型の真空圧密工法、黒丸が気水分離方式真空圧密工法における気密シート下の減圧である。従来型の真空圧密工法における真空圧の平均値は約55kPaであるのに対して、気水分離型における減圧の平均値は約75Paの値を示している。また、在来型に比べてデータのばらつきも小さく、気水分離型は地盤条件や施工条件にあまり左右されず、70kPa以上の安定した高い真空圧を継続できる工法であることが分かる。

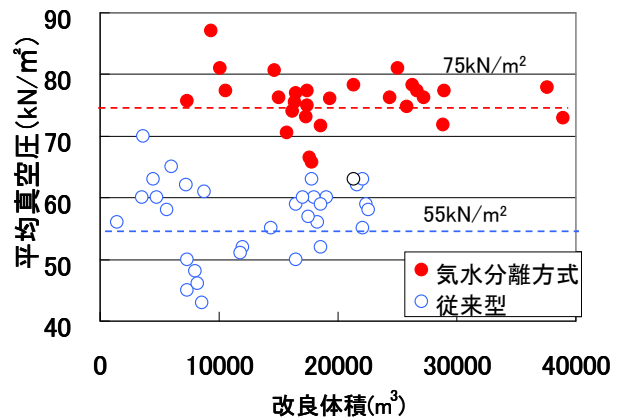


図-8 従来方式および気水分離方式における真空圧

4.2 敦賀地区の施工事例 ⁶⁾⁷⁾

気水分離システムを適用した地盤は、図-9 に示すように自然含水比 $w_n=200\sim400\%$ の腐植土と $W_n=50\sim100\%$ の粘性土の互層であり、深度 40m に及んでいる。真空圧密工法の鉛直ドレーンが $1.2\text{m}\times1.2\text{m}$ で打設深度は 20m である。また、真空圧密工法を採用以前に、カードボードドレーンが $1.2\text{m}\times1.2\text{m}$ 間隔で深さ 34m まで打設されていた。これらのドレーンは、真空圧密の排水システムには連結されていない。盛土厚は 24m、盛土速度は $3\sim8\text{cm/日}$ の厚さ管理で実施されている。

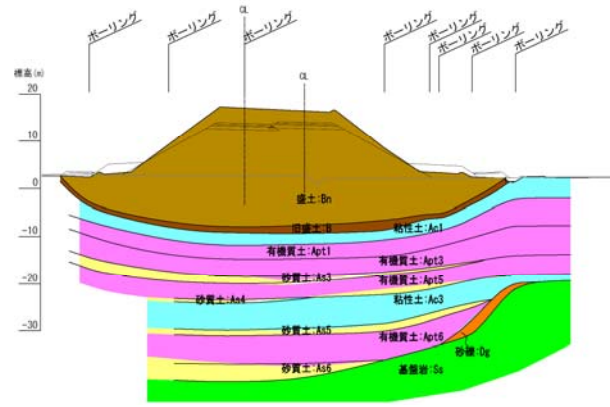


図-9 土質横断面図

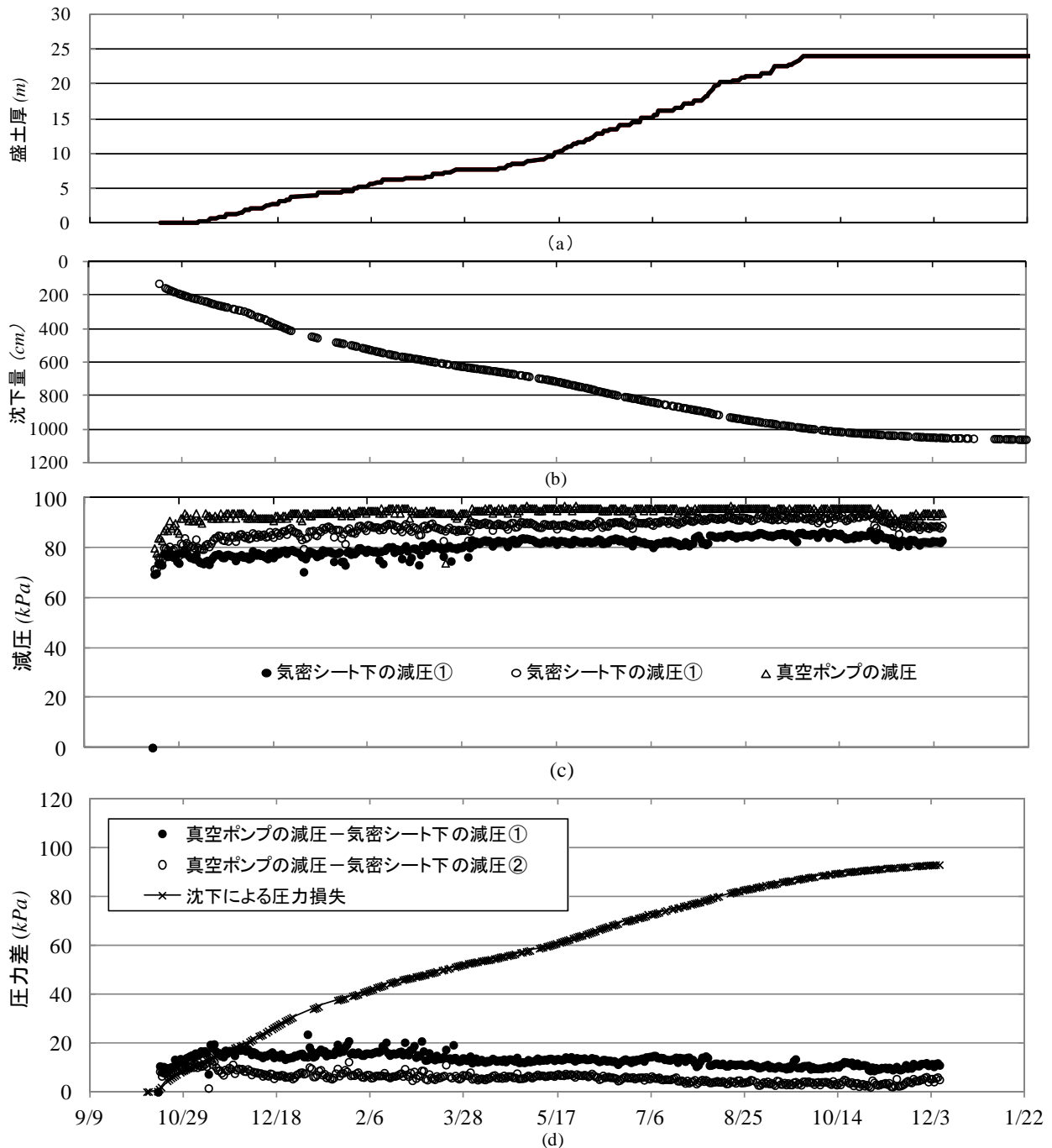


図-10 敦賀地区の動態観測結果

動態観測結果を図-10に示す。同図(c)によると真空ポンプの減圧は、稼働開始直後は70kPa程度であるが、時間の経過とともに上昇し、稼働開始から20日程度経過した後は、90～97kPaで安定して推移している。気密シート下の減圧も図-10(b)に示すように、10mを超える沈下が発生しているにもかかわらず気密シート下の減圧は70～80kPaを示し、概ね安定した状態にある。図-10(d)によると、真空ポンプと気密シート下の圧力差は従来方式と異なり、5～20kPa程度であり、3章の理論通り気水分離型システムが機能していることが検証された。

5. おわりに

気水分離システムは、従来方式で生じた問題点を理論的に解決するために開発され、10mを超える沈下が発生した事例で効果が検証された。海外のスリランカ、タイ、ベトナムなどでも気水分離システムの有効性が確認されており（Karunawardena and Nithiwana⁸⁾, 2009, Teparaksa and Doung⁹⁾, 2012, and Long¹⁰⁾, 2013), 今後も活用が期待される工法である。

大きな減圧を継続的に安定した状態で地盤に作用させることが可能になり、これに伴って地盤の強度増加や圧密の促進効果も向上していることが確認された事例も増えてきている。ただし、実際の地盤内での減圧による水圧ならびに空気圧の挙動や作用については不明な部分も多く、今後も実測データを収集、整理し理論的な解明と設計手法の確立を進めていきたいと考えている。

【参考文献】

- 1) Kjellman W. (1952), Consolidation of clay by means of atmospheric pressure, Proc. of Conference on soil stabilization, Cambridge, mass 18-19-20., 1952
- 2) 林宏親, 蛭澤敦, 秋元清寿, 高坂敏明, 五十嵐勝: 一般国道38号釧路新道における強制圧密脱水工法の適用性について, 地盤工学会東北支部地盤工学フォーラム2001研究討論会講演概要集, pp.98-105, 2001.
- 3) 北村章. 五十嵐勝. 高坂敏明, 泥炭地盤における真空圧密工法の沈下促進効果, 地盤工学会第38回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1085-1086, 2003.
- 4) 今井五郎:「真空圧密工法」のさらなる発展に向けて—真空圧を利用した地盤改良の原理に対する現状認識とその適用—, 土木学会論文集, No.798,VI-68, pp.1-16, 2005.
- 5) 真空圧密技術協会: 高真空N&H工法—改良型真空圧密工法—技術資料, 2013.4
- 6) Kosaka, T., Teerachaikulpanich, N., Kawaida, M., Nakakuma, K. (2012), Soft ground characteristics after subjected to the large settlement induced by vacuum consolidation combined with embankment preloading Int. Conf. on Ground Control Improvement and Ground Control (ICGI 2012), B. Intraratna, C. Rujikiatkamjorn and J S Vinod(ed), Wollongong, Australia, pp 409-416
- 7) Teerachaikulpanich, N., Kosaka, T., Kawaida, M. (2013), Verification of air-water separation concept for vacuum consolidation method, Geotechnics for Sustainable Development-Geotec Hanoi 2013, Phung (ed), Hanoi, Vietnam, pp 295-301
- 8) Karunawardena, A. & Nithiwana, W. (2009). Construction of a trial embankment on peaty ground using vacuum consolidation method for a highway construction project in Sri Lanka, Proc. 17th Int Conf. on Soil Mechanics and Geotech. Engng., October, Alexandria, Egypt, pp 2200-2003
- 9) Tearaksa, W. & Doung, T., N. (2012) Performance of vacuum consolidation on very soft clay at nakorn sri thamarat airport –Thailand, Int. Conf. on Ground Control Improvement and Ground Control (ICGI 2012), B. Intraratna, C. Rujikiatkamjorn and J S Vinod(ed), Wollongong, Australia, pp 517-523
- 10) P. V. Long. (2013). Design, construction, and performance of soft ground improvement using pvd in southern Vietnam, Foundation and Soft Ground Engineering Conference Thu Dau Mot University ICTDMU-1, Binh Duong, Vietnam, pp 97-117

温度条件の違いが帯鋼補強材の引抜き特性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	正会員 山梨 高裕
同上	国際会員 林 宏親
同上	正会員 山木 正彦

1. はじめに

北海道内で施工された既設補強土壁工法の変状事例が報告されており、木幡¹⁾は変状事例を検証した結果、基礎形式の変化による相対沈下と笠コンクリートおよび防護柵基礎の変形のほか、冬期施工による凍結土の混入によって施工不良となり融雪期に盛土が沈下して、結果的に壁面のはらみ出しの誘因となることが推察される、としている。北海道建設部では補強土壁の変状が多く報告されていることを重くみて、北海道建設部に学識経験者を含む「補強土壁工法の設計施工等に関する検討委員会」を設置して「補強土壁工法設計・施工に関するガイドライン（案）²⁾」を策定し、冬期施工は原則として禁止となった。

一昨年度、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³⁾。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⁴⁾）であったにも関わらず、壁の安定性に影響を及ぼすような壁面の変状は確認されなかった。また、昨年度、施工時期の違いが帯鋼補強材（以降、ストリップ）の引抜き抵抗へ及ぼす影響を確認するために、夏期および冬期に施工した帯鋼補強土壁（以降、テールアルメ壁）を対象に引抜き試験を実施し、健全性について評価した⁵⁾。その結果、施工時期の違いによるストリップの引抜き抵抗に大きな差異は生じておらず、測定摩擦係数は設計摩擦係数を満足していた。

ところで、冬期にテールアルメ壁を構築する場合、1 日の作業を終えてから翌日の朝までの盛土を実施しない時間帯は外気によって盛土表層部に凍結が生じ、翌朝はこの状態からさらに盛土を構築することが考えられる。佐藤ら⁶⁾は冬期間に同じ盛土高の試験盛土に対して施工日数を変えて構築し、その後、試験盛土を開削して盛土内の凍結状態や強度について調査した結果、施工日数が多い盛土は盛土内に凍結した層が残留すること、これらが融解することによって強度が低下することを指摘している。これをテールアルメ壁に置き換えると、冬期施工でストリップ周辺の盛土が凍結し、気温が上昇する春以降にこれらが融解すると、盛土のゆるみなどによってストリップの引抜き抵抗が低下する恐れが想定される。

本稿では、地盤に作用する温度条件の違いがストリップの引抜き抵抗に及ぼす影響を明らかにするために、盛土材料と養生条件を変化させたストリップの引抜き試験を実施し、これらの条件の違いによるその引抜き抵抗について考察した。

2. ストリップの引抜き特性に関する既往の研究

テールアルメ工法は 1963 年にフランスの H.Vidal によって開発された工法で、日本では 1972 年に高速道路で利用されたのが始まりであり、1981 年に建設省土木研究所が「補強土壁設計施工指針（案）」を策定し今日まで多くの施工実績を有している。ストリップの引抜き試験は、日本にテールアルメ工法が導入された数年後から実現場や室内試験で実施されて数多くの検討結果が得られた^{7)~14)}。若槻⁹⁾、三嶋^{10),12)}、小川ら¹¹⁾の試験成果を要約すると、①リブ付ストリップの摩擦係数は土被り厚が小さいほど大きくなる、②同じ土被り厚では平滑ストリップよりリブ付ストリップの摩擦係数が大きい、③摩擦力がピーク値に達するまでの引抜き量は、平滑ストリップよりもリブ付ストリップの方が大きくなる、などの知見が得られ、これらの研究成果は補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル（以降、マニュアル）¹⁵⁾に反映されている。

2000 年代に入ると、現場発生土を積極的に工事内で利用しようという動きから、テールアルメ壁の盛土に

Influence of temperature on the pull out resistance of the reinforcing material:

Hijiri HASHIMOTO(Civil Engineering Research Institute for Cold Region, PWRI), Takahiro YAMANASHI,
Hirochika HAYASHI and Masahiko YAMAKI

は使用できない材料をセメントなどで固化処理する機運が高まってきた。固化処理土をテールアルメ壁の盛土材として用いた事例は、熊田ら¹⁶⁾、上澤ら¹⁷⁾が現場引抜き試験により、不良土を固化処理した土の摩擦係数が設計で必要とされる値を十分満足することを明らかにした。酒井ら¹⁸⁾は、固化処理土を盛土材として用いたテールアルメ壁が長期（施工後13年後）において、十分なストリップの引抜き抵抗力を維持していることを示した。田坂ら¹⁹⁾は室内引抜き試験において、土試料の土質性状、上載圧、固化材添加量、養生時間をパラメータとした条件で、固化処理土のストリップの引抜き特性を調査して、固化処理土の一軸圧縮強さとストリップの引抜き抵抗力の相関から、ストリップの最大引抜き抵抗力が推定できた、としている。このほかに、小林ら²⁰⁾は室内引抜き試験において、スレーキング性の高い泥岩を固化処理することによってストリップの引抜き特性を増加させることで、テールアルメ壁を安定して構築できることを明らかにした。

以上のとおり、ストリップの引抜き試験はジオテキスタイルのように引抜き試験法が基準化²¹⁾されていないが、各々の現場条件に応じた形でストリップの引抜き試験が数多く実施され、限定された条件ながらストリップの引抜き特性について評価されてきた。しかし、ストリップ周辺の盛土が凍結・融解した際の引抜き特性を検討した事例はなく、凍結させない状態（常温、低温）との違いを明らかにするために実施した。

3. 実験概要

3. 1 土質材料およびストリップ

本実験では砂質土と火山灰質粗粒土（以下、火山灰土という）の2種類の土質材料を用いた。表-1に土質材料の物理特性を示す。マニュアル¹⁵⁾によると、原則として最大粒径が75mm以下の土質材料のうち、細粒分含有率 F_c が25%以下の[A1]材料を盛土材として適用し、 F_c が25%を超えて、かつ35%以下は[B]材料として、適用上の対策を施した上で適用が可能とされている。本実験で使用する砂質土は[A1]材料に分類されるが、火山灰土は F_c が35%を超えていることから、テールアルメ壁には不適格な材料である。今回の実験で火山灰土を選定した理由として、凍上性の高低が凍結・融解作用によって、補強材の引抜き特性にどのような影響を及ぼすかを把握するためである。ストリップは平滑とリブ付の2種類に大別されるが、今回実験で使用的是実現現場でも使用頻度の高いリブ付とした。リブ付ストリップの形状および寸法を図-1に示す。リブ付ストリップの材質は溶接構造用圧延鋼材（JIS G 3106 SM490A）を溶融亜鉛メッキ（JIS H 8641 HDZ35）したもので、幅(60mm)と厚さ(4mm)は工事で用いるストリップと同じ規格であるが、長さは1,500mmとした。

表-1 土質材料の物理特性

試料 土質名称		砂質土 S-FG	火山灰土 SV-G
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.720	2.498
自然含水比 W_n	(%)	17.1	50.4
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm^3)	1.500	0.990
細粒分含有率 F_c	(%)	16.7	43.9
シルト分	(%)	7.3	33.1
粘土分	(%)	9.4	10.8
液性限界 W_L	(%)	NP	NP
塑性限界 W_p	(%)		
塑性指数 I_p			
凍上速度 U_h	(mm/h)	0.10	0.74
凍上性		中	高

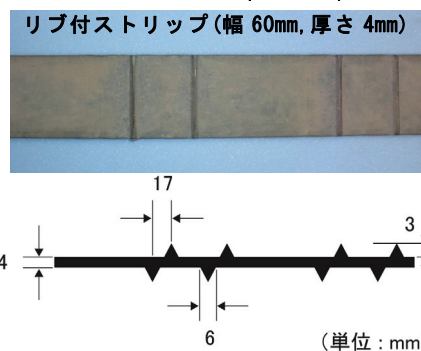


図-1 リブ付きストリップ

3. 2 実験箇所

図-2は今回実験を行ったドライコンテナ（以降、コンテナ）の外観である。外形寸法（長さ×幅×高さ）は内寸で11,500×2,280×2,230（mm）で密閉スクロール型と呼ばれる観音扉のみを有する形式だが、コンテナ内で作業や実験が使用できるよう扉、窓、換気口のほか、コンテナ内部に蛍光灯（40W）や電源（100,200V）を確保できるよう改造した。温度調整はマイクロコンピュータライズドレコーダコントローラ（MMCCIV）により、-30～25℃を自由に設定することが可能である。この改造したコンテナ内に引抜き試験装置や土質材料、引抜き試験土槽（以下、試験土槽）の上蓋を開閉するための治具等を持ち込んで、一連の実験作業を行った。



図-2 ドライコンテナ

3. 3 引抜き試験装置

図-3 に引抜き試験装置の断面および上面からの試験土槽内を示す。引抜き試験装置は、試験土槽、上蓋、ラバーメンブレン、ロードセル、スクリュージャッキ、変位計およびデータ記録装置で構成されており、空気圧によって上載圧 $\sigma_v=0\sim 160\text{kPa}$ の下、試験土槽（長さ 1,200mm、高さ 600mm、幅 600mm）内に投入した試料に対して、設置したストリップを 0.12~1.20mm/min

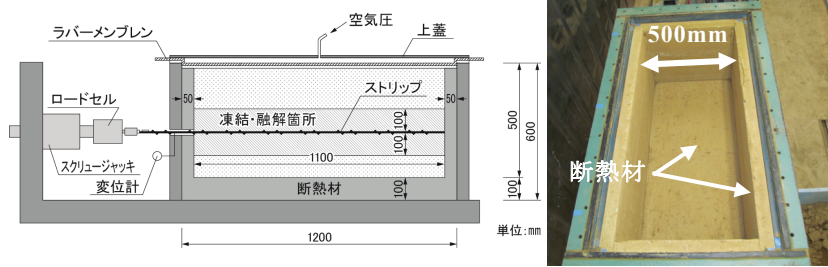


図-3 引抜き試験装置および引抜き試験土槽

で引抜くことが可能である。なお、本実験では、実際の冬期施工による盛土を模擬するため、試験土槽内に密度調整した盛土に対して、試験土槽の側面に厚さ 50mm、底面に厚さ 100mm の断熱材（熱伝導率規格値： $\lambda=0.028\text{W/mk}$ ）を取り付けることで、冷氣、暖気を試験土槽上面から 1 次元方向のみ作用させた。このため、試験土槽の内寸は長さ 1,100mm、高さ 500mm、幅 500mm である。

3. 4 実験手順

図-4 に実験手順を示す。温度条件は常温条件、低温条件、凍結・融解条件の 3 条件である。まず、表-1 の 2 試料をコンテナ内にて常温条件は 20°C、低温条件と凍結・融解条件では 2°C で 24h 養生した。その後、試験土槽底面から 150mm の高さまで、自然含水比 w_n 状態の試料を締固め度 $D_c=90\%$ となるよう密度調整した。ここでストリップを設置したあと、常温条件と低温条件はストリップ設置前と同じ手順で、試験土槽頂部まで試料を投入し盛土を作成した。なお、盛土作成時のコンテナ内の温度は常温条件では 20°C、低温条件は 2°C とした。作成した盛土上に空気圧が確実に作用するようラバーメンブレン（天然ゴムシート）を敷き、上蓋を設置した。これに対して、凍結・融解条件ではストリップを設置するまでの手順は常温条件、低温条件と同じであるが、さらに試料を投入してストリップ上 100mm まで締固め度 $D_c=90\%$ となるよう密度調整した。盛土作成時の温度は低温条件と同じ 2°C で実施した。

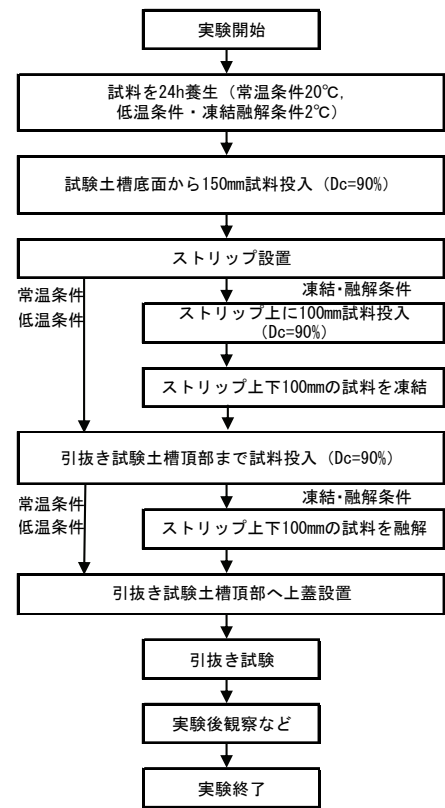


図-4 実験手順

ここで、ストリップ上下 100mm の地盤を「凍上性判定のための土の凍上試験方法(JGS0172)」²²⁾に従って、凍結速度 $U=1.0\sim 2.0\text{mm/h}$ となるよう凍結させた。凍結速度を一定としたのは、凍結速度の違いによる土の強度のバラツキを抑制するものである。なお、土中の温度計測は、精度が高くて電気抵抗が低いために低温度の計測に有効とされる T 型熱電対、ならびに超小型温度データロガー（図-5）を凍結・融解ゾーンに設置して、後述の各実験ケースの凍結速度が $U=1.0\sim 2.0\text{mm/h}$ にあるか計測して、各ケースとも凍結速度が範囲内に収まっていることを確認した。

ストリップ下 100mm の温度が 0°C を下回ったことを確認した上で、試験土槽頂部まで試料を投入し締固め度 $D_c=90\%$ となるように密度調整した。このあと、コンテナ内の温度を 25°C に設定し、ストリップ上下 100mm の地盤を融解させた。凍結時と反対にストリップ下 100mm の温度が 0°C を上回ったことを確認した上で、常温条件、低温条件と同様の作業を実施して上蓋を設置した。



図-5 超小型温度データロガー

3. 5 実験ケース

表-2 実験条件

表-2 に実験ケースの一覧を示す。砂質土の凍結・融解条件において、融解後の経過日数をパラメータとした。本実験における融解の定義は、ストリップ下 100mm の位置に設置した T 型熱電対が 0℃を上回った (0.1℃に達した) 時点からの経過日数である。ストリップの引抜き試験は常温条件、低温条件では、試験土槽上部に上蓋を設置し所定の上載圧を加えたあとに実施した。凍結・融解条件は、融解してから 1, 3, 14 日後の±6 時間以内に実施した。上載圧はストリップ上に作用する鉛直応力で $\sigma_v=60, 140\text{kPa}$ の 2 パターンであり、引抜き試験時にストリップと同じ位置に設置した土圧計にて確認した。ストリップの変位速度は $v=1\text{mm/min}$ とした。

ケース	盛土材料	締固め度	温度条件	上載圧(kPa)		
1	砂質土	$\rho_{dmax90\%}(W_n)$	常温	60		
2				140		
3			低温	60		
4				140		
5			凍結・融解		融解1日後	60
6					140	
7					融解3日後	60
8					140	
9			火山灰土		常温	60
10						140
11	低温	60				
12		140				
13	凍結・融解(融解1日後)	60				
14		140				
15		60				
16		140				

4. 実験結果および考察

4. 1 引抜き試験の整理方法

ストリップの単位面積当たりの引抜き力を引抜き抵抗 τ と定義し、引抜き試験で得られた最大引抜き力 T_{max} に対して、下記(1)式のストリップ引抜け長 ΔL の増加に応じてストリップ表面積の減少分を補正した A から、最大引抜き抵抗 τ_{max} を(2)式により算出した。

$$A = \left(\frac{L_0 - \Delta L}{1000} \right) \times \frac{B}{1000} \times 2 \quad (1)$$

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} \quad (2)$$

ここに、 A : ストリップ引抜け長を考慮した表面積 (m^2)、 L_0 : ストリップ敷設長 (mm)、 ΔL : ストリップ引抜け長 (mm)、 B : ストリップ幅 (mm)、 τ_{max} : 最大引抜き抵抗 (kN/m^2)、 T_{max} : 最大引抜き力 (kN)

4. 2 地盤材料の違いによる引抜き挙動について

(1) 地盤材料および温度条件の違いによる検討

図-6 a), b) は引抜き力 T と引抜き量の結果を試料別に整理したものである。図-6 b) をストリップ上に作用する上載圧 σ_v ごと (ケース 11, 13, 15 & ケース 12, 14, 16) でみると、引抜き力～引抜き量曲線は上に凸型の形状で T_{max} に大きな違いはみられなかった。一方、図-6 a) を上記と同様に σ_v ごと (ケース 1, 3, 5 & ケース 2, 4, 6) にみると、図-6 b) と同様に引抜き力～引抜き量曲線は上に凸型の形状であったが、ケース 5, 6 の T_{max} は σ_v の同じ他ケースと比較していずれも約 40～50% 低下した。以上より、火山灰土では $\sigma_v=60\text{kPa}$ の凍結・融解条件のみ T_{max} に差が生じたが、砂質土では、常温条件、低温条件と比較して凍結・融解条件の T_{max} が大きく低下することがわかった。

図-7 a), b) は引抜き試験の結果を試料別に σ_v と τ_{max} で整理したものである。小川¹⁴⁾ はストリップと地盤との間に発生する σ_v と τ_{max} には、クーロンの破壊基準式 ($\tau_{max} = s' + \sigma_v \tan \phi$) が成立する、との知見を得ており、 s' と ϕ はストリップと地盤との間に発生する付着力と摩擦角としている。ここで、図-7 a) の常温条件、低温条件をみると、 s' 、 ϕ の大きさに違いはあるが σ_v と τ_{max} の関係は一様な傾向にあった。ただし、凍結・融解条件では σ_v の大小に拘わらず、 τ_{max} が大幅に低下した。一方、図-7 b) をみると、いずれの温度条件も s' 、 ϕ の大きさに違いはあるが σ_v と τ_{max} の関係は一様な傾向にあった。ただし、凍結・融解条件の τ_{max} は σ_v が小さくなるに従って、常温条件と低温条件のそれより小さくなる傾向が確認された。

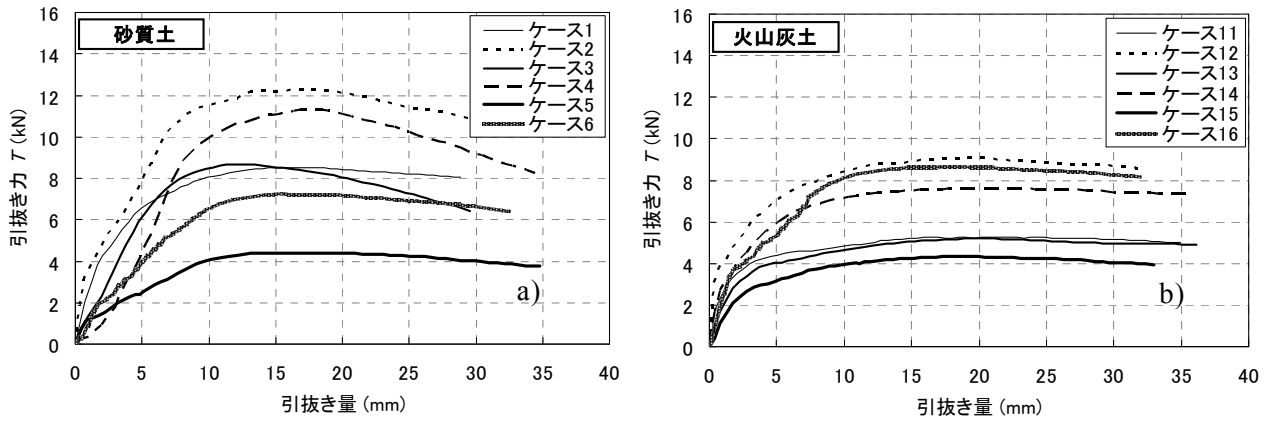


図-6 引抜き力と引抜き量曲線の関係

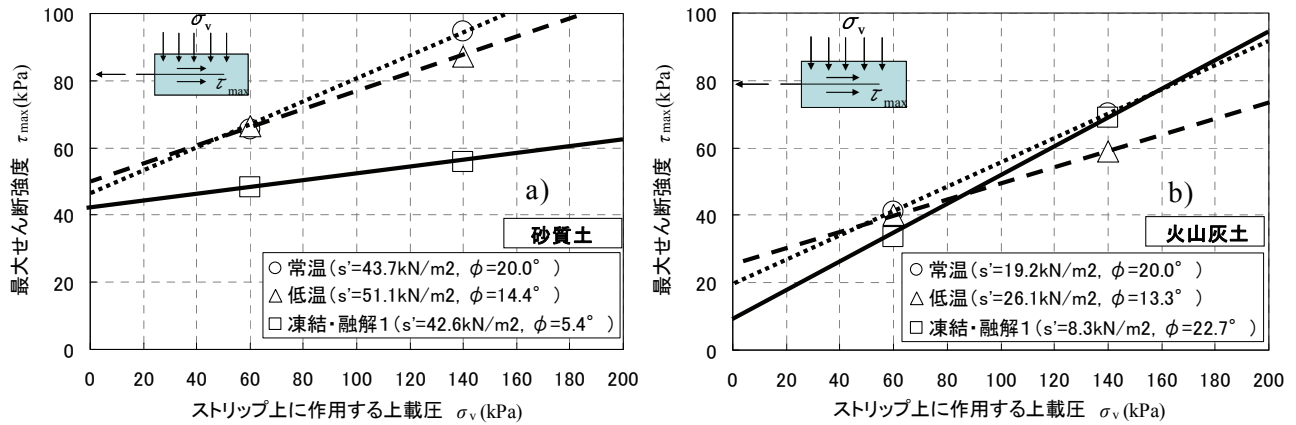


図-7 ストリップに作用する上載圧と最大せん断強度の関係

(2) 砂質土の温度条件の違いによる検討

図-8 はケース 5～ケース 10 における T と引抜き量の結果を整理したものである。ストリップ上に作用する上載圧 σ_v ごと（ケース 5, 7, 9 & ケース 6, 8, 10）でみると、引抜き力～引抜き量曲線はいずれも上に凸型の形状であったが、凍結融解後 3 日, 14 日経過したケース 7, 9 とケース 8, 10 の T_{max} はケース 5, 6 のそれと比較して大幅に増加した。

図-9 は引抜き試験の結果を温度条件ごとに σ_v と τ_{max} で整理したものである。凍結・融解条件（融解 1 日後）の τ_{max} は、常温、低温条件のそれと比較して σ_v を問わず約 30% 低下したが、凍結・融解条件（融解 3, 14 日後）をみると、凍結・融解条件（融解 14 日後）の $\sigma_v=140\text{kPa}$ における τ_{max} が、常温条件、低温条件のそれを若干下回ったが、融解後の時間経過によって概ね τ_{max} は回復することがわかった。

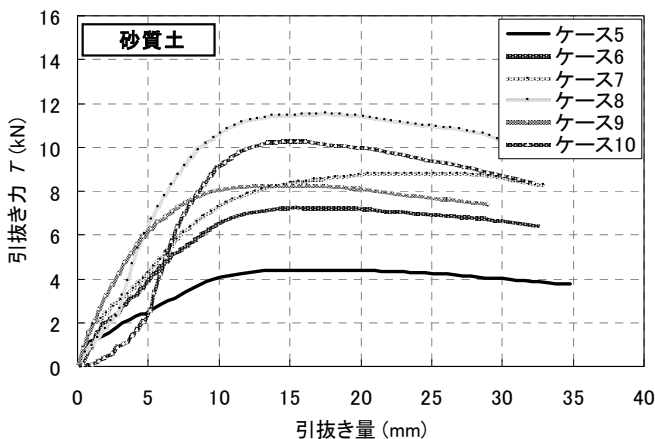


図-8 引抜き力と引抜き量の関係（砂質土のみ）

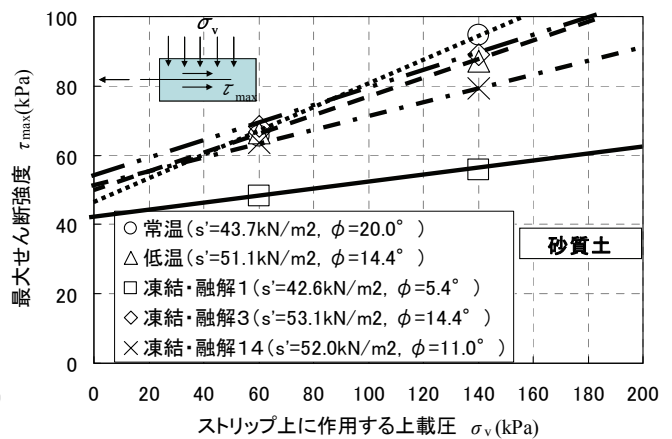


図-9 σ_v と τ_{max} の関係（砂質土のみ）

砂質土を用いた引抜き試験では、凍結・融解条件における融解1日後の最大せん断強度 τ_{max} が他ケースと比較して大幅に低下し、特に、 ϕ の低下が顕著であった。この理由として、粒子間の間隙水が凍結融解作用によって土粒子配列が乱れたために、一時的にインターロッキング効果が低下したと考えられる。ただし、その後の時間の経過によって、常温条件や低温条件と同程度の τ_{max} に回復することが明らかになった。現段階ではこの事象を裏付ける確固たる知見はないが、凍結・融解によって一時的に砂質土のせん断抵抗が低下し、時間の経過とともに回復した可能性がある。今後、常温条件、低温条件、凍結・融解条件（融解1, 3日後）において土の圧密排水（CD）三軸圧縮試験（JGS 0524）を実施して、温度条件が砂質土のせん断強度に与える影響について検証したい。

4. 3 火山灰土の物理特性について

今回使用した火山灰土は火山灰質粗粒土であるが、この土は凍結融解作用による影響として締固めや圧密、せん断時などに顕著に破砕性を示すものが多く、粒子破砕が施工に与える影響などが問題である²³⁾と報告されている。そこで、温度条件の違いが物理特性に影響を及ぼすかを把握するため、引抜き試験後に物理試験を実施した。

図-10 にケース 11, 13, 15 のストリップ上下 100mm を上から3等分して採取した試料の粒径加積曲線を示す。粒径加積曲線をみると、温度条件による大きな違いは見られなかった。表-3 は同じく3等分して採取した試料の自然含水比 w_n である。ケース 11, 13 の w_n は試験位置の違いによる変化は小さいが、ケース 15 は下部より上部の w_n が大きくなっており、冷気を作用させた土槽上面に含水が移動したことが確認された。図-11 は凍結・融解条件（融解1日後）による火山灰土（ケース 15）におけるストリップ引抜き試験後のストリップ設置面の状態である。ストリップ設置による跡が残っているものの、いずれも水分などが浮いている状態などは確認されず、目視では引抜き特性への影響を確認することができなかった。

北海道の粗粒火山灰土の分類試案²⁴⁾によると、今回使用した火山灰土は $w_n=50.4\%$ 、 $\rho_s=2.498\text{g/cm}^3$ で $[Vs_2]$ のカテゴリーに近い材料と考えられる。これらのカテゴリーに属する締固め土のせん断抵抗は、通常荷重の範囲では良好であるとの報告²⁴⁾されているが、 $[Vs_2]$ に近い条件の材料がストリップ周辺で凍結・融解しても、 w_n 状態かつ $D_c=90\%$ で締固めることによって、ストリップ間の盛土で含水の移動が生じたとしても粒子破砕は生じず、常温条件や低温条件と同様のインターロッキング効果を期待できることが示唆された。

4. 4 冬期施工の可能性について

前述のとおり、冬期に数 m のテールアルメ壁を構築する場合には、1日の施工を終えてから翌朝までの10数時間は盛土を施工しないために、その間に盛土表面は凍結する恐れがある。したがって、冬期施工で構

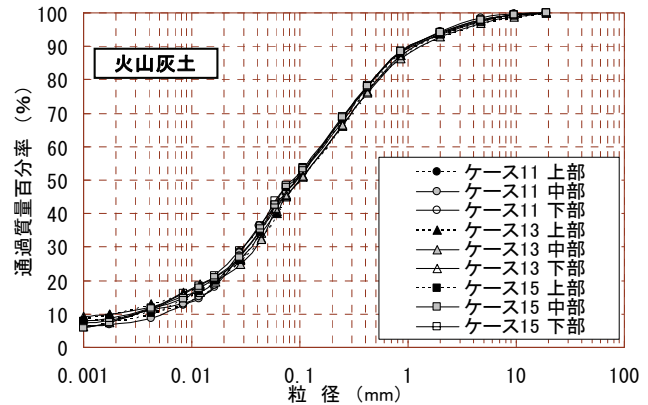


図-10 凍結・融解ゾーンの粒径加積曲線

表-3 実験後の自然含水比

材料	温度条件	試験位置	自然含水比 (%)
火山灰土	ケース11	上部	55.15
		中部	54.21
		下部	55.01
	ケース13	上部	54.28
		中部	55.20
		下部	54.79
	ケース15	上部	53.49
		中部	52.96
		下部	50.71



図-11 引抜き試験後のストリップ設置面の状態

築されたテールアルメ壁の盛土には、凍結層を除去しない限り何層かの凍結層を有している可能性がある。

しかし、筆者らが実施した既設補強土壁の実態調査結果³⁾では、冬期施工で構築された既設テールアルメ壁の安全性に問題が生じていると判断された箇所は存在しないこと、冬期に施工したストリップの現場摩擦係数は設計摩擦係数を満足していた⁵⁾ことの知見に加え、今回実施した砂質土の引抜き試験を実施した結果、ストリップを挟む砂質土が凍結・融解したあとに3日以上経過することによって、常温条件、低温条件と同程度の τ_{\max} に回復することがわかった。これらの知見を考慮すると、各層に設置されたストリップ間の盛土が凍結して春以降にこれらが融解したとしても、引抜き力の低下は部分的でかつ一時的であることから、冬期施工による凍結・融解がテールアルメ壁の全体安定に及ぼす影響は小さいと考えられる。

5. まとめ

本報告では、各温度条件の違いがストリップの引抜き特性に及ぼす影響について、凍上性に違いがある砂質土と火山灰土を対象に実施したストリップ引抜き試験結果に基づき考察した。その結果を以下に述べる。

- (1) 砂質土の凍結・融解1日後の τ_{\max} は σ_v の大小に拘わらず、常温条件、低温条件と比較して大幅に低下するが、凍結・融解3日後以降の τ_{\max} は常温条件や低温条件と同程度に回復することがわかった。
- (2) 火山灰土では、いずれの温度条件も σ_v と τ_{\max} の関係は一樣な傾向にあった。ただし、凍結・融解条件(融解1日後)の τ_{\max} は σ_v が小さくなるに従って、常温条件と低温条件のそれより小さくなる傾向が確認された。
- (3) 北海道の粗粒火山灰土の分類試案による $[Vs_2]$ に近い条件の材料がストリップ周辺で凍結・融解しても、 w_n 状態でかつ $D_c=90\%$ で締め固めたことによって、ストリップ間の盛土内で含水の移動が生じたが粒子破砕は確認されず、常温条件や低温条件と同程度のインターロッキング効果を期待できることが示唆された。

今後、他の補強土壁工法であるアンカー式補強材ならびにジオテキスタイルについても、今回と同様の引抜き試験を実施して、各温度条件による補強材の引抜き特性について明らかにする予定である。

謝辞

本研究を実施するにあたり、北海学園大学の小野丘教授から実験方法に関するご助言を頂いた。末筆ながら心より感謝の意を表します。

【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) 北海道建設部：補強土壁工法設計・施工に関する事項，p.10，2009.
- 3) 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，地盤工学会北海道支部技術報告集第52号，pp.49-54，2012.
- 4) 通年化施工推進協議会：冬期土工設計施工要領，pp.1-3，1999.
- 5) 橋本聖，西本聡，林宏親，梶取真一：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，地盤工学会北海道支部技術報告集第53号，pp.217-222，2013.
- 6) 佐藤厚子，西本聡，鈴木輝之：冬期施工による盛土の性状，地盤工学会北海道支部技術報告集第53号，pp.211-216，2013.
- 7) 橋本良昭：補強土(テールアルメ)壁に用いるリブ付ストリップの摩擦特性について，土と基礎 Vol.39, No.9, pp.41-36, 1983.
- 8) 坂田康之，平山浩靖，熊田哲規：補強土(テールアルメ)壁における補強材の引抜き試験について，第22回土質工学研究発表会講演集，pp.1429-1430，1987.
- 9) 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.

- 10) 三嶋信雄，星野克之，瓦川善三：テールアルメ工法に用いた盛土におけるストリップの摩擦特性，第 28 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.2765-2766，1993.
- 11) 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/Ⅲ-27，pp.119-125，1994.
- 12) 三嶋信雄，佐藤修治：補強土壁工法の土と補強材との摩擦特性，日本道路公団試験報告，1984.
- 13) 森巖，落合英俊，田畑秀典：テールアルメに用いる補強材の摩擦特性について，第 27 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.2465-2466，1992.
- 14) 小川憲保：現場引抜き試験による帯鋼補強材と盛土材との摩擦特性，土木学会論文集，No.568/Ⅲ-39，pp.221-226，1997.
- 15) (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.
- 16) 熊田哲規，高尾浩一郎，大谷義則，渡辺恵二：土質安定処理土における鋼製帯状補強材の引抜き試験，第 33 回地盤工学研究発表会，pp.2327-2328，1998.
- 17) 上澤充，井上和美，田畑秀典，永友重憲：改良土を盛土材料に用いたテールアルメの補強材引抜き試験報告，第 30 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.2369-2370，1993.
- 18) 酒井茂賀，太田均，永倉秀典，斉藤紀明，山口敏行：改良土を盛土材料に用いたテールアルメストリップ引抜き試験の報告－13 年後の再試験－，第 43 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.593-594，2008.
- 19) 田坂行雄，鈴木素之，米田修，志村直紀，杉山洋介：固化処理土を適用した帯鋼補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計，土木学会論文集 C Vol.66，No.3，pp.516-529，2010.
- 20) 小林春男，中野浩之，福島伸二，北島明：大規模テールアルメ補強土壁盛土の造成に用いた泥岩材のスレーキング対策，土木学会論文集，No.645/Ⅲ-50，pp.291-306，2000.
- 21) 地盤工学会基準（JGS0942-2009）：ジオシンセティックスの土中引抜き試験方法，地盤材料試験の方法と解説－二分冊の 1－，2009.
- 22) 地盤工学会基準（JGS0172-2009）：凍上性判定のための土の凍上試験方法，地盤材料試験の方法と解説－二分冊の 1－，2009.
- 23) (公社)地盤工学会北海道支部：実務家のための火山灰質土 ～特徴と設計・施工，被災事例～，pp.60-61，2010.
- 24) 池田晃一，神谷光彦，佐藤厚子，斎藤和夫，川端伸一郎：北海道の粗粒火山灰土の分類法に関する試案，土と基礎 Vol.62，No.8，pp.16-19，2001.

ジオセルとジオグリッドを併用した補強土壁の 試験施工と凍結融解挙動

北見工業大学 工学部 国際会員 ○川口貴之, 中村大, 山下聡
岡三リビング株式会社 正会員 林豪人, 安達謙二
東京インキ株式会社 正会員 雨宮盛児, 原田道幸
北見工業大学 大学院 学生会員 小林歩

1. はじめに

北海道のような寒冷地では、L型などのコンクリート擁壁や、テールアルメ・多数アンカーといったコンクリート製の壁面材を用いた補強土壁だけでなく、鋼製壁面材とジオテキスタイルを用いた補強土壁でも、積雪しにくい急勾配のために壁面側から寒気が入り込んで背面の土が凍上し、凍上力によって壁面材が損傷したり、壁面材と補強材が切断されるといった被害事例が報告されている¹⁾。このため、置換工法を主体とした対策が設計にも取り入れられているが²⁾、植生との両立やコスト面での問題が存在する。

この問題に対する解決策の一つとして、壁面材周辺の土が凍結融解しても、それに追従して変形することが見込まれるジオセルのようなジオシンセティックスを壁面材として利用することが挙げられるが、ジオセルを壁面材とした工法は従来比較的安定した地山や切土部に対するもたれ式擁壁のみであった³⁾。なお、ジオセルであれば施工や緑化が容易なだけでなく、中詰材として現地発生土を利用できる可能性もある⁴⁾。

そこで本研究では、ジオセルを寒冷地にも適した補強土壁として拡張するために新たに考案した、ジオセルとジオグリッドを連結した補強土壁（以下、ジオセル補強土壁）を北見工業大学敷地内に試験施工し、耐凍上性の評価を目的として凍結融解に伴う土壁内の温度分布やそれに伴う変形挙動を計測し続けている⁵⁾。本文では、この試験施工と計測結果の概略を報告するとともに、計測結果を踏まえて実施した補強土壁の変形に伴うジオグリッドの負荷に関する検討結果を報告する。

2. 試験施工の概要

写真1は2012年11月に実施したジオセル補強土壁の施工過程について示したものである。補強土壁は既存の植生された北向き斜面を掘削・後退させた場所に構築した。1段あたりのジオセル高さは30cmであり、



写真1 補強土壁の施工過程

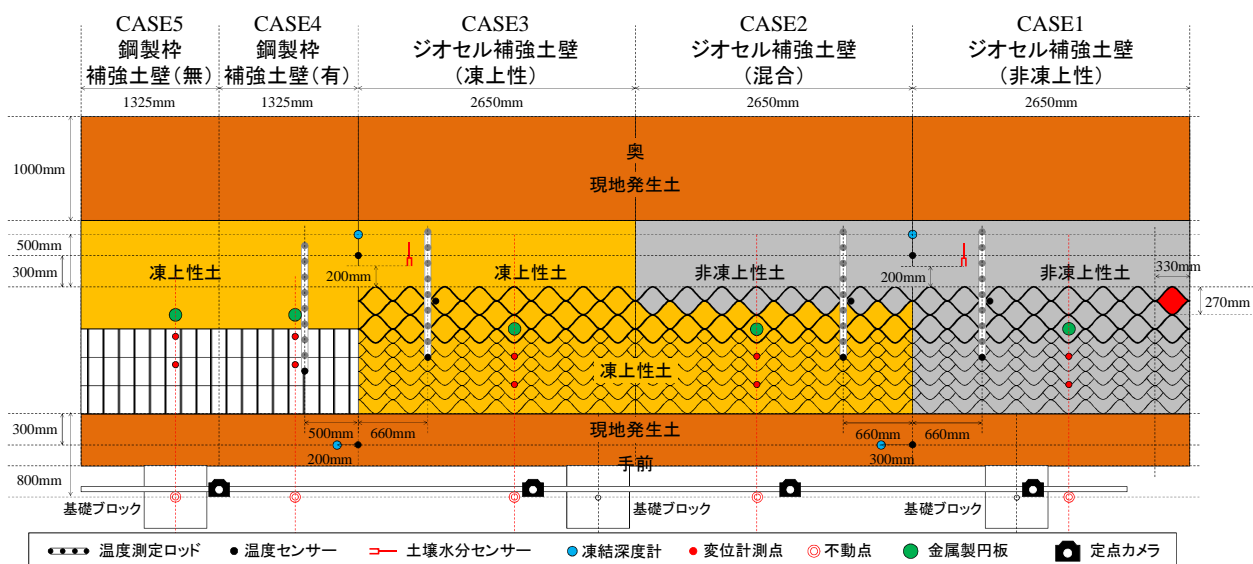


図1 補強土壁の詳細⁵⁾

1 段ごとに補助枠で展開したジオセルを設置し（写真1 a, b), 中詰材と盛土材を捲きながら転圧し, 補助枠を取り除いた（写真1 c)）。ジオグリッドは2 段ごとに敷設し, 新たに開発した治具を用いてジオセルと連結した（写真1 d, e)）⁶⁾。なお, 比較のために高さ 60cm の鋼製壁面材とジオグリッドを用いた補強土壁（以下, 鋼製枠補強土壁）も併設した（写真1 c, f)）。最終的な補強土壁の高さは 1.8m（ジオセル 6 段, 鋼製枠 3 段）としたが, 計測時の足場確保や安全性を考慮して最下層前方に高さ 30cm（ジオセル 1 段分）, 幅 50cm 程度の腹付け盛土（埋戻し）を行ったため, 見かけ上は 1.5m となっている（写真1 f)）。

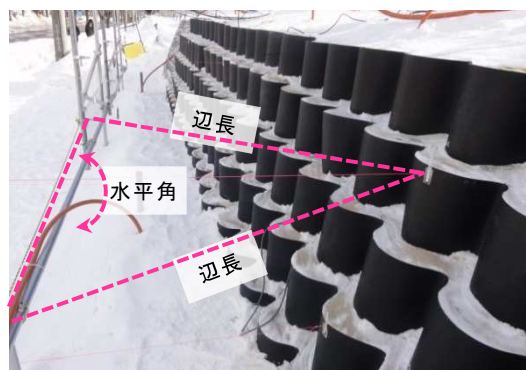


写真2 補強土壁の変位計測方法

図1 はジオセル補強土壁と鋼製枠補強土壁の寸法や設置した計測機器, 条件を変化させた各ケースの詳細を表したものである⁵⁾。壁面から 1m の範囲内における中詰材と盛土材には凍上性が大きく異なる 2 種類の土（以下, 凍上性土と非凍上性土）を使用し, それ以外には既存斜面の掘削で生じた現地発生土を用いている。図中に示すように, ジオセル補強土壁は凍上性土と非凍上性土を用いたものに加え, 表層に近いセル内のみを凍上性土とした計 3 ケース（以下, ジオセル補強土壁（凍上性）, （混合）, （非凍上性））, 鋼製枠補強土壁についてはジオグリッドの有無による計 2 ケース（以下, 鋼製枠補強土壁（有）, （無））を構築した⁵⁾。

3. 凍結融解挙動の計測結果

図1 中に示すように, 補強土壁内には等間隔に T 型熱電対が設置された温度測定ロッド, メチレンブルー凍結深度計, 土壤水分センサーを複数設置しており, 土壁内温度や凍結融解深度等の変化を計測している。

写真2 は補強土壁の変形挙動を計測する方法について示したものである。ジオセルや鋼製枠の表面に設けた測点と, 補強土壁前方に設けた不動点を利用した水平線上の 2 点を結んでできる三角形の辺長をコンペックスで計測し, デジタル角度計（傾斜計）で計測した水平角を用いることで, 計測点の 3 次元的な変位を定期的求めた。さらに, これらの計測結果を補完する目的で定点カメラによる撮影と天端に設置した金属板の水準測量を定期的に行った⁵⁾。

図2 は温度測定ロッドや凍結深度計から求めた補強土壁内の概略的な凍結融解面の推移を示したものである⁵⁾。想定を超える凍結深であったために正確な最大凍結面は分からなかったが, 天端に設けた凍結深度計では 0.8~1.0m, ジオセル補強土壁中層の最大水平凍結深度は 0.8~1.2m であり, いずれにおいても凍上性土の方が大きかった。

図3は補強土壁表面の上下2箇所に設けた測点(図1, 2参照)の2012年12月~2013年7月までの3次元変位計測結果であり, 補強土壁正面から見て左右方向への変位はほとんど生じなかったため, 上・下, 手前・奥への変位を各ケースごとに比較したものである。この図から, いずれのケースも3月中に最大凍上量に達し, 4月から6月にかけて融解沈下していくことが分かる。この挙動は金属板の水準測量結果や定点カメラの映像とも一致しており⁵⁾, 本研究で実施した計測方法によって各補強土壁の凍結融解挙動を把握できたと考えている。

ここで, 凍上性土のみを用いた3ケースは凍上によっていずれも最大70mm程度の上方向変位が生じており, 非凍上性についてはその半分以下, ジオセル補強土壁(混合)については, それらの中間的な変位量となっている。いずれのケースにおいても凍結期の前方変位は比較的小さく, ジオグリッドの有無によってもそれほどの違いが無い。よって, この結果だけを考えれば, 凍結期にジオグリッドに作用する引張力はそれほど大きくないと推測できるが, 凍結が関与することで局所的に大きな引張力が作用した可能性は否定できない。

一方, 3月下旬からの融解時における前方(手前)への移動には同じ凍上性土のみを用いた3ケースでも違いが見られ, 鋼製枠補強土壁(無)の変位が最も大きく, ジオセル補強土壁(凍上性)が最も小さい。この内, 2種類の鋼製枠補強土壁の違いについては, 明らかにジオグリッドの有無によるものと考えられ, 融解に伴う前方(手前)への移動に対してジオグリッドが抵抗していることが伺える。また, 完全に融解した後の前方への残留変位についてもジオセル補強土壁(凍上性)が最も小さい。さらに, 非凍上性土を用いた他のジオセル補強土壁についても前方への移動が大きく抑制されていることから, ジオグリッドとジオセルの連結⁶⁾は適切に行われており, 凍結融解に対して効果的に抵抗していると解釈できる。なお, 全てのケースにおいて凍結融解後に当初より沈下したことについては, 施工時における土試料の含水比が高く, 比較的緩いために生じた(凍結融解によらない)経時変化的な圧縮によるところが大きいと考えているが, 今後も計測を継続することで確認したいと考えている。

写真3は融解が進んだ2013年5月下旬の鋼製枠補強土壁である。他の研究でも示されているように⁷⁾, 下部に比べて上部の方が前方に大きく変位しているため(図3参照), 挿絵に示すように動きによって壁面勾配が倒壊側に大きくなり, 壁面材間に開きが生じている。また, これに関連して天端にはクラックも生じている。一方, ジオセル補強土壁では各段が比較的独立しているためか, 現時点までにこのような倒壊につながるような変状は見られていない。

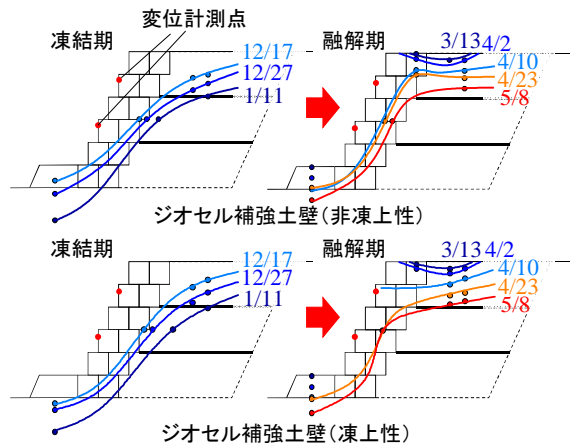


図2 ジオセル補強土壁の凍結融解深度の推移⁵⁾

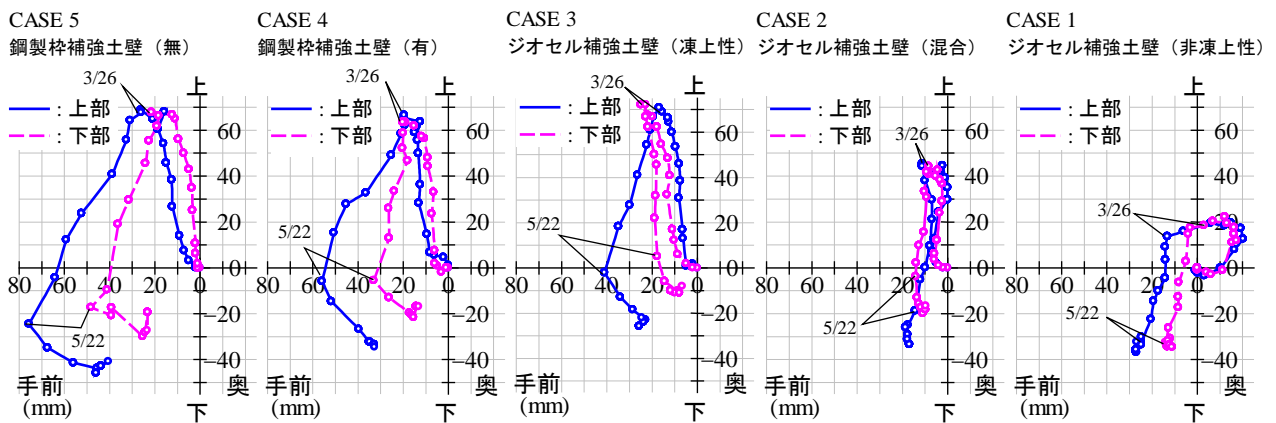


図3 ジオセル補強土壁の変形挙動の比較⁵⁾

4. ジオグリッドへの負荷に関する検討

先述の計測結果から、ジオセル補強土壁はある程度の凍上性を有する中詰材や盛土材を用いても、構造的な安定に支障をきたす可能性は低いと見込まれる。しかしながら、凍結と融解に伴ってジオグリッドに作用した引張力や、その分布がどの程度であるかについては明らかではない。例えば、単純に変位が大きいほどジオグリッドに作用する引張力も大きいと考えれば、融解期に最も大きいことになり（図3参照）、実際にそのような計測結果も報告されているが⁷⁾、ジオグリッド周辺の地盤が凍結した上で凍上力が作用した際に局所的な引張力や変位が生じる恐れもあり、これらに関する検討は寒冷地への適用を考える上で不可欠である。

図4は本補強土壁で使用されたものと同じジオグリッドのみに対して実施された引張試験結果である⁸⁾。凍結融解によってジオセル補強土に生じた最大変位は融解過程で生じた40mmが最大であり、もしもこの全てがジオグリッドの伸びになったと仮定すれば（図3参照）、ジオグリッドには約3%のひずみが生じたことになる。しかし、図4から分かるように、このひずみに相当する引張強度は設計に用いられるクリープ限度強度（製品基準強度×クリープ低減係数）の半分程度である。加えて、上記の最大変位にはジオセルの変形や連結部のあそび、張力を発揮するまでの敷設時のたわみ分などが含まれており、実際にジオグリッドに生じたひずみは更に小さいものだと考えられるため、局所的な引張力とそれに伴う大きなひずみさえ生じていなければ問題は無いと思われる。

図5はジオグリッドに大きなひずみが局所的に生じているか否かを検証するために新たに開発した試験装置の概略図である。試験装置は容器に入れた土の凍上力が表面に設置した金属板を通じてジオグリッド試験片（約300mm×300mm）に作用する仕組みになっている。試験片は容器底部に設置した金属板とも固定でき、この金属板は反力を得るために容器外部に設置したL型アンクルと接続されている。また、金属板と試験片との接続にもL型アンクルを使用し、ボルトとナットでしっかりと挟むことで連結・固定が可能である。底部金属板の下は排水材と礫で構成されており、土を入れる前に水で満たしておくことで凍上に必要な水分を確保できる。また、恒温低温室での凍結過程において一次元凍結に近づくよう、容器側面は断熱材で覆われており、排水材と礫材部分に設置されたチューブ内に+10°Cの液体を循環させている。さらに、これによる凍結面の進行を確認するために所定の間隔でT型熱電対が固定された棒をジオグリッド近傍に併設できるようになっている。

写真4は本試験装置の詳細や実施した試験の様子を示したものであり、一つはジオグリッドを設置して実施した試験（写真4 a)~d)）、もう一つは設置せずに実施した試験である（写真4 e), f)）。

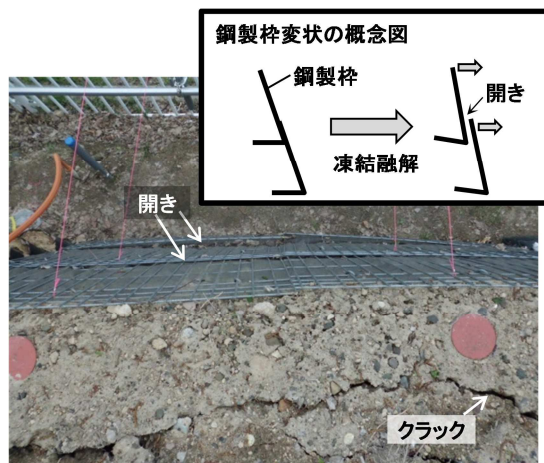


写真3 鋼製棒補強土壁の様子（2013年5月下旬）

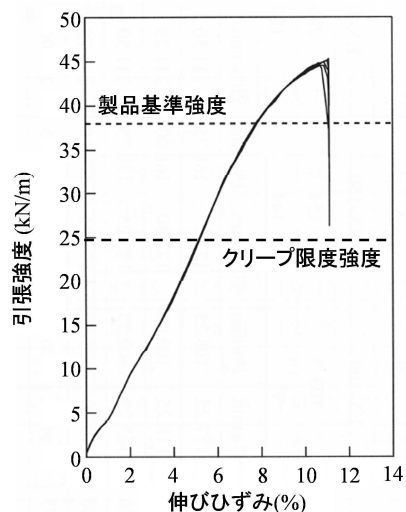


図4 ジオグリッドの引張試験結果（参考文献8)に加筆）

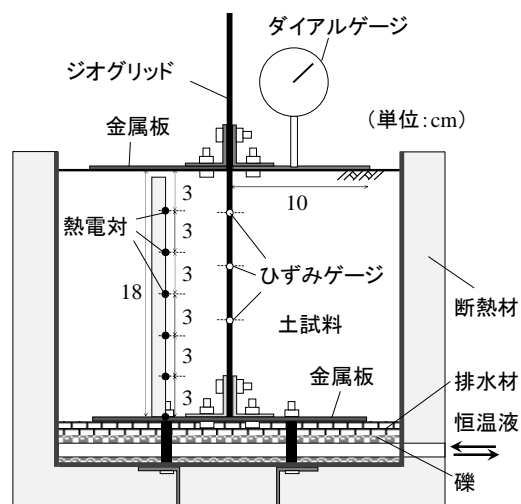


図5 新たに開発した試験装置の概略図

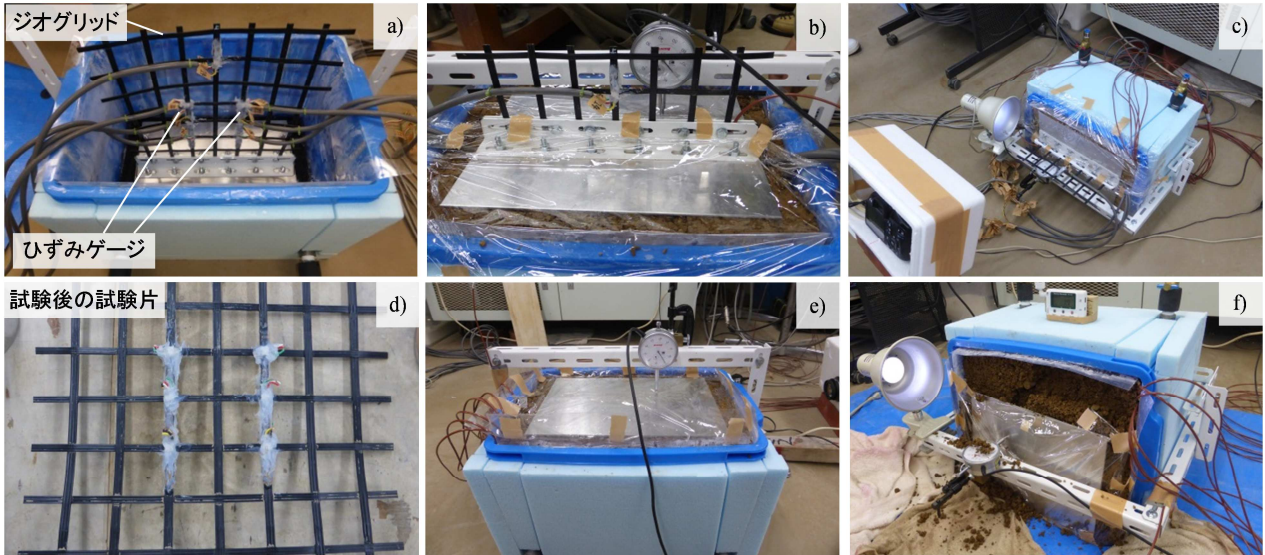


写真4 新たに開発した試験装置の詳細と試験の様子

試験装置内に設置した試験片には縦ストランド上（縦・横ストランド交点間のほぼ中央）の6カ所に表裏1枚ずつ計12枚のひずみゲージを張り付け（写真4 a），表裏2枚のひずみゲージによる計測値を平均することで、曲げの影響を取り除いた各箇所のひずみを計測した⁹⁾。なお、今回の試験ではひずみ分布の一様性を確認することが主たる目的であったため、使用したひずみゲージは特に大ひずみや樹脂用に開発されたものではなく、接着剤についても一般的なエポキシ系強力接着剤、防水処理には柔軟なシリコン系シーリング材を用いた（写真4 a, d）。

両試験に使用した試料はジオセル補強土壁に使用した凍上性土であり、いずれの試験でも装置の大きさを考慮して19mmふるいを通させたものを概ね補強土壁構築時の含水比と密度になるように締固めながら容器に入れた。また、乾燥防止のために表面はラップで覆った上で、全体変位を計測するためのダイヤルゲージを設置した（写真4 b, e）。両試験ともに、試験装置は-15°Cに設定された低温恒温室内に数日間設置した後、20°C前後の実験室にて融解させた。融解過程では補強土壁の形状を考慮して土の表面が鉛直になるよう90度回転して設置した（写真4 c, f）。

図6は本試験装置で実施した2つの試験結果から得られたダイヤルゲージによる全体変位と表面から9cm深までに設置した3本の熱電対の計測値の推移を比較したものである。凍結時において、ジオグリッドを設置した試験はしないものに比べて凍上変位が小さく、ジオグリッドによって凍上変位が抑制されていることが分かる。一方、融解時にはジオグリッドを設置していないものは当然崩壊したが、設置したものはジオグリッドが収縮しながら鉛直壁を保持していたことが分かる。また、凍結に伴って得られた最大変位は7mm弱であり、この大きさは金属板間に設置され

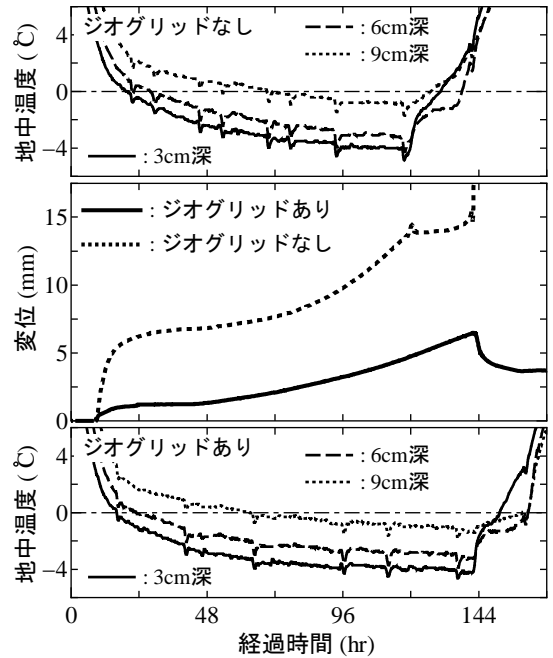


図6 室内試験で得られた変位と地中温度の比較

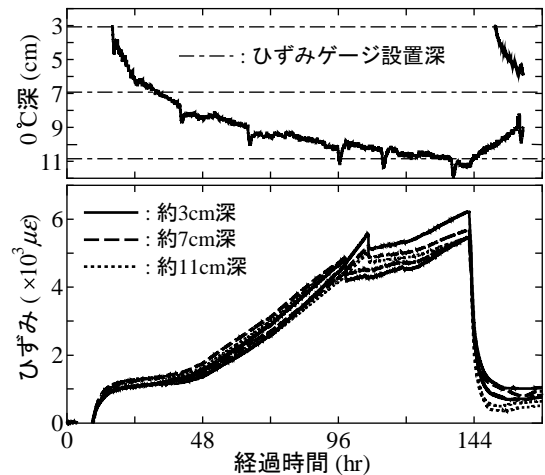


図7 凍結融解に伴うひずみの変化

たジオグリッド長 180mm の 4%弱となるため、実際の補強土壁で融解期に確認された最大ひずみ 3%よりも大きいことになる。

図 7 はジオグリッドを設置した試験において、図 6 中に示した温度計測結果から比例配分で算出した 0°C 深の推移と 6 箇所（およそ 3, 7, 11cm 深に 2 箇所ずつ、写真 4 a), d) 参照）に張り付けたひずみゲージの計測値を比較したものである。計測結果に対して温度補正は行っておらず、先述のように選定したひずみゲージやその張り付け方の影響もあるためか、ひずみゲージから得られた値は全体変位から計算できるひずみとは一致しておらず、その挙動も部分的には全体変位と一致してはいない。しかし、凍結深の位置やその接近・通過によらず 6 カ所のひずみゲージから得られた計測値や挙動はいずれも同程度であることから、ジオグリッド内のひずみ分布が概ね一様であることだけは十分に確認できたと考えている。さらに、このことは試験終了後のジオグリッドを詳細に観察し、局所的に伸びて変色した部分がなかったことや、各格子の長さが最大でも 0.15mm しか変化していなかったことから確認した（写真 4 d) 参照）。よって、現時点までに生じた補強土壁の変形によってジオグリッドに過大な負荷が生じている可能性は極めて低いと言えよう。

以上のことから、本研究で対象としたジオセルとジオグリッドを併用した新しい補強土壁は寒冷地に適した補強土壁となりうる能力を十分に備えていると判断できるが、凍結融解の繰返しによってジオグリッドへの負荷がクリープ限度強度まで蓄積していく可能性があるのかについては、継続的に検証していく必要があると考えている。また、先と同様な室内試験によってジオグリッドの拘束条件や凍結スピードの影響、ひずみゲージの種類やその設置方法を十分に吟味した上で、これらの知見を活かして実際の補強土壁内に設置するジオグリッドでも同様な計測を行い、より詳細な検討も重ねたいと考えている。

5. まとめ

- ・ジオセルとジオグリッドを併用した新しい補強土壁（以下、ジオセル補強土壁）を試験施工し、各種計測機器や手法によって本補強土壁の凍結融解挙動を計測することに成功した。
- ・凍結融解挙動の計測結果から、ジオセル補強土壁はある程度の凍上性を有する中詰材や盛土材を用いても構造的な安定に支障をきたす可能性が低いことが分かった。
- ・ジオセル補強土壁は比較のために構築した鋼製枠補強土壁と比べても、現時点までに倒壊につながるような変状が見られないことを確認した。
- ・ひずみゲージを張り付けたジオグリッド試験片に凍上力を作用させた室内試験により、ジオグリッド内のひずみ分布は概ね一様であり、現時点までに生じた補強土壁の変形によってジオグリッドに過大な負荷が生じている可能性は極めて低いことが分かった。そして、以上のことから本研究で対象とした補強土壁は寒冷地に適した補強土壁となりうる能力を十分に備えていると判断した。

参考文献

- 1) 例えば、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：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，中西出版，2009。
- 2) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版），2009。
- 3) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針（平成 24 年度版），2012。
- 4) 例えば、国際ジオシンセティックス学会日本支部：ジオシンセティックス入門，理工図書，2001。
- 5) 川口貴之，中村大，山下聡，林豪人，安達謙二，雨宮盛児，原田道幸，山崎新太郎，小林歩，玉井啓博：ジオセルとジオグリッドを併用した補強土壁の耐凍上性評価，ジオシンセティックス論文集，Vol.28，pp.345-352，2013。
- 6) 林豪人，小浪岳治，原田道幸，雨宮盛児：土槽内に設置したジオセル壁面工とジオグリッド補強材との連結部の引張り試験，第 48 回地盤工学研究発表会概要集，pp.1415-1416，2013。
- 7) 佐藤厚子，西本聡，鈴木輝之，吉田浩一，竜田尚希：ジオテキスタイルによる補強土壁の凍上対策に関する屋外土槽実験，ジオシンセティックス論文集，Vol.24，pp.251-256，2009。
- 8) 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書「TRIGRID® EX」建技審証第 0808 号，2013。
- 9) 伊藤修二，澁谷啓，河恩勁，藤原照幸：ジオグリッドを用いた表層覆土施工における原位置・室内試験と現場計測結果，ジオシンセティックス論文集，Vol.28，pp.327-332，2013。

立体網状スパイラル構造の排水材を用いた小段排水溝の開発

北見工業大学社会環境工学科	正会員	○中村 大
土木研究所 寒地土木研究所	正会員	安達 隆征
北見工業大学社会環境工学科	正会員	川口 貴之
株式会社吉原化工	特別会員 4 級	吉原 孝保
北見工業大学大学院工学研究科	学生会員	畑中 将志
北見工業大学大学院工学研究科		玉井 啓博
北見工業大学社会環境工学科	正会員	山下 聡

1. はじめに

のり面・斜面は、降雨や融雪で発生する表流水によって浸食されることがあり、これがきっかけで表層的な崩壊が引き起こされる場合もある。この表流水がのり面へと集中することを避ける目的で、切土のり面の小段には排水溝を設置することが推奨されており、用いられる小段排水溝としては鉄筋コンクリート製の U 形排水溝が広く普及している¹⁾。しかしながら、北海道のような寒冷地域では、U 形排水溝側壁部の背面土で凍上現象が発生し側壁に凍上力が作用して破壊されてしまう被害や、小段の横断方向で発生する不等凍上によって U 形排水溝が回転してしまう被害、小段の縦断方向で発生する不等凍上によって U 形排水溝が浮き上がり連続性が損なわれてしまう被害等が発生する²⁾。特に、寒冷少雪な道東地域ではこのような被害が顕著であり、平成 18 年に帯広管内で切土のり面を対象に行われた調査では、調査切土全体の約 8 割にもおよぶ小段排水溝が凍上によって損傷し、排水機能が低下していたことが報告されている³⁾。

上記の被害のうち、U 形排水溝の凍上による破壊については、側壁背面の裏込材に非凍上性の粗粒材を入れる置換工法が対策として広く用いられている。置換厚さとしては、30cm が側壁に作用する凍上力および側壁の変形量を最も効果的に抑制できる厚さであることが報告されている⁴⁾。また、板状の断熱材を側壁部に設置する断熱工法が用いられる場合もあり、その有効性を検証した研究例もある⁵⁾。ただし、上記 2 つの工法はあくまで U 形排水溝の凍上による破壊を防ぐものであり、U 形排水溝そのものの浮き上がりを防ぐことはできない。U 形排水溝の浮き上がりを防ぐ方法としては、道路と同様に、U 形排水溝の底部以深を最大凍結深さで深まで非凍上性材料で置き換えてしまう置換工法が挙げられるが、経済性を考えると非現実的と言わざるを得ない。また、遮水シート等で地下水の移動を妨げる方法も考えられるが、こちらも施工性の観点からみて非現実的である。このような背景から、近年では凍上による排水溝の浮き上がりを無理に防ぐのではなく、柔軟な材料で地盤の凍上・融解沈下挙動に追従して変形可能な小段排水溝を開発しようという試みがなされている。例えば、暗渠管やアスファルト性遮水シートを用いて小段排水溝を作製し、実際に試験施工した研究例があり、いずれの小段排水溝も凍上現象によって破損することがなく、連続性も保たれていたことが報告されている⁶⁾。このように柔軟な材料で作製された小段排水溝が凍上対策として有効なことは明らかにされつつあるが、これらの工法はまだ研究段階であり、今後広く普及が想定されるような決定的な凍上対策工法は現時点において存在していない。

そこで、本研究ではポリプロピレン製で柔軟性と高い通水性を併せ持つ立体網状スパイラル構造の排水材を用いて、小段排水溝を作製することを試みた。この小段排水溝を北海道常呂郡訓子府町で整備中である北海道横断自動車道脇の切土のり面において試験施工し、2012 年 10 月から継続的に地中温度や排水溝の変位といった様々な項目の計測を行っている。また、本研究では通水性能を簡易な試験で確認・評価することにも取り組んでいる。本文では、この試験施工や計測方法の詳細を示すとともに、現時点までの各種計測結果について報告する。

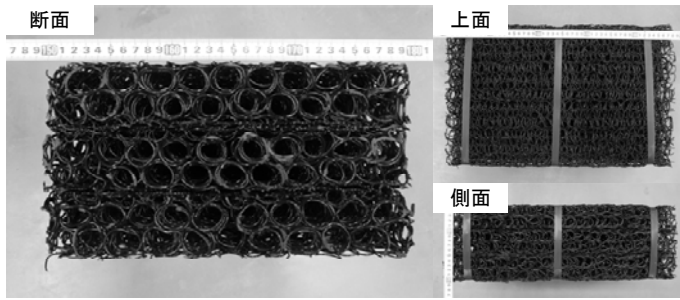


写真-1 立体網状スパイラル構造の排水材

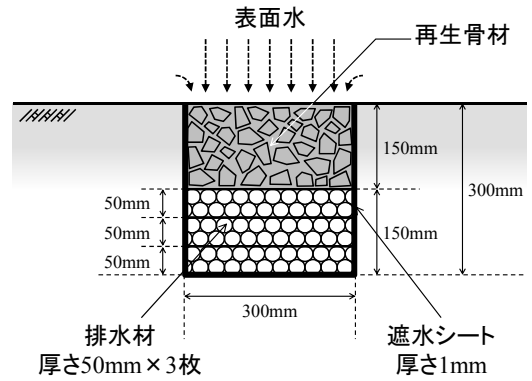


図-1 立体網状スパイラル構造の排水材を用いて開発した小段排水溝の模式図

2. 立体網状スパイラル構造の排水材を用いて開発した小段排水溝の概要

2.1 立体網状スパイラル構造の排水材

本研究では写真-1のような立体網状スパイラル構造の排水材を用いて、小段排水溝を作製することを試みた。この排水材の素材はポリプロピレンであり、これを線條相互融着させた立体網状体である。一般的な立体網状体（ヘチマ構造）とは内部構造が大きく異なり、面内通水方向にランダムな筒状空洞部（スパイラルパイプ）が配列されており、通水断面に複数の中空部を有している。このため、全面開孔型の線條網状で集水する機能と、スパイラルパイプの中空で通水する機能を併せ持っている。さらに、このスパイラルパイプは強度増加にも寄与しており、内部構造中に複数のスパイラルパイプが配列されることによって、高い耐圧強度を実現させている。上記のように本研究で使用した排水材は優れた機能を有しており、盛土安定排水工や擁壁裏面排水、トンネル裏面排水工等といった幅広い用途で活用されている。

2.2 開発した小段排水溝の構造

図-1 に本研究で立体網状スパイラル構造の排水材を用いて開発した小段排水溝の模式図を示す。排水溝の断面は幅 300mm、深さ 300mm であり、概ね従来の U 形排水溝と同等の通水断面積を確保している。排水材は 1 枚の厚さが 50mm、幅 300mm、長さ 2000mm の板状であり、これを 3 枚重ねて束ね、厚さ 150mm としたもの（写真-1 を参照）を排水溝に用いた。排水材の上部には浮き上がりを防ぐ目的で、0-40mm の再生骨材を厚さ 150mm で敷設した。再生骨材が表流水の集水を妨げることはなく、表流水を浸透させ排水材へと流入させるのに十分な透水性を有していることは、現場において確認済みである。また、表流水の浸透時に再生骨材等が排水材へと流入することが懸念されたことから、本研究では比較を行う目的で、2mm メッシュのフィルタで覆った排水材と、フィルタで覆わない排水材の 2 種類を用いた。さらに、排水材の周囲には厚さ 1mm の軟質塩化ビニル製遮水シートを敷設しており、集水した表流水が地中へと浸透していくことを防ぐとともに、小段の縦断方向下流へと表流水を流す役割を果たしている。

2.3 開発した小段排水溝の施工方法

図-2 は本研究で開発した小段排水溝の施工手順を段階的に示したものである。まず、小型のバックホーを用いて排水溝の幅 300mm、深さ 300mm よりも若干大きく平坦部を開削する。形成した掘削溝に遮水シートを敷き、その上に立体網状スパイラル構造の排水材を設置していく。通常用いられる U 形排水溝の運搬および



図-2 開発した小段排水溝の施工手順

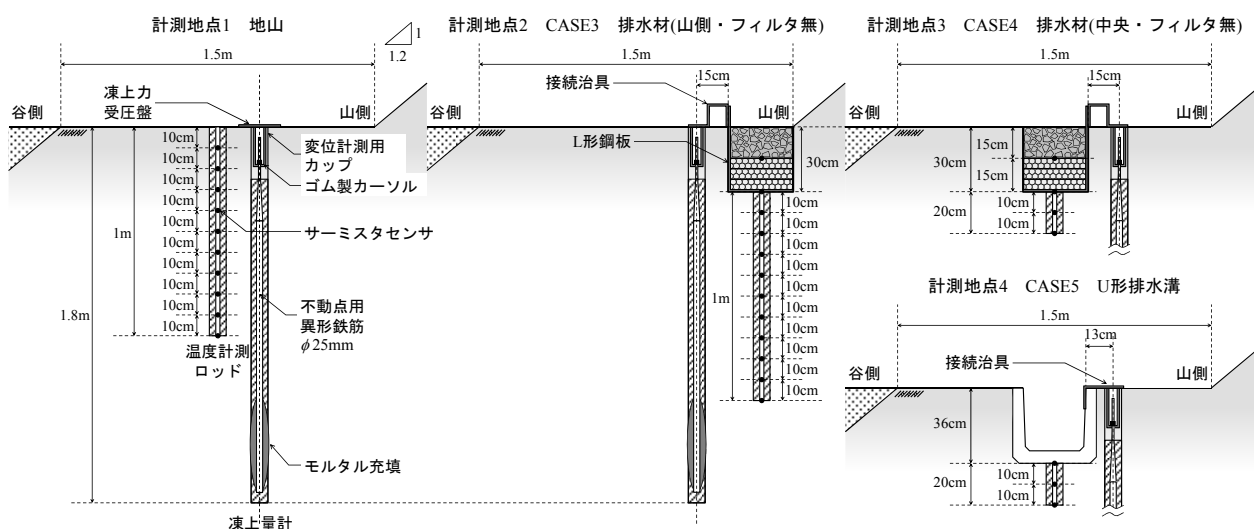


図-7 小段の横断面図および計測器の設置状況

いたため、A法とB法で実施したが、最大乾燥密度等にそれほどの違いは確認されなかった。また、図-6は凍上試験結果であり、試験は基本的に地盤工学会学会基準⁸⁾に準拠して実施した。試験に用いた供試体は突固めで再構築して作製したものであり、その乾燥密度は 0.955g/cm^3 で、締固め度は90%を上回る。試験結果から得られた凍上速度は 0.301 mm/hour であり、地盤工学会基準に基づく「凍上性が高い」と判定される。なお、一般に凍上性土については締固め度が高くなるほど凍上速度が大きくなるため⁹⁾、基準通りにA法に従えば、より大きな凍上速度となることが予想される。

4. 計測の概要

本研究では主に、地中温度および凍結深さ、小段排水溝の変位について計測を行った。地中温度、変位については、図-3に示した4つの計測地点に、それぞれの計測器を埋設した。計測地点1では小段中央部の地山、計測地点2では小段の山側に設置した排水溝(CASE3)、計測地点3では小段中央に設置した排水溝(CASE4)、計測地点4ではU形排水溝(CASE5)の温度および変位を計測している。温度や変位の測定値にフィルタの有無は関与しないと考え、CASE1、CASE2についてはこれらの計測を実施しなかった。さらに、本研究独自の簡易通水性能試験を実施して、凍結前後における小段排水溝の通水性能を評価することも試みている。以下に、それぞれの計測の概要について述べる。

4.1 地中温度、凍結深さ、積雪深さ

地中温度の計測には、木材に、フッ素樹脂で被覆したサーミスタセンサの先端を、10cm間隔で固定して作製した温度測定ロッドを用いた。図-7に各計測地点における温度測定ロッドの埋設状況について示す。まず、各計測地点で機械ボーリングを行い、掘削したボーリング孔に温度測定ロッドを挿入する。ロッドとボーリング孔との間にできる隙間には、熱伝導と凍着凍上を考慮して砂を充填した。埋設深さは各計測地点によって異なり、計測地点1は地表面から1m、計測地点2は排水溝直下から1m、計測地点3は排水溝直下から20cm、計測地点4はU形排水溝直下から20cmの深さとなっている。計測地点2と計測地点3については、排水材と再生骨材の境界部分にもサーミスタセンサを設置した。センサの末端は計測地点ごとに集約して2チャンネル温度ロガーに接続し、地表面から上方1mの位置に設置した計測ボックスに収納した。現地の気温はこの計測ボックス内に設置したセンサで計測している。なお、計測間隔は1時間である。

さらに、地山の凍結深さを確認する目的で、メチレンブルー凍結深度計も図-3の×印地点に埋設した。また、積雪深さについては、現地に設置したスノーポールを用いて計測した。

4.2 小段排水溝および地山の変位、変形

小段排水溝および地山の変位については凍上量計を用いた。図-7に各計測地点における凍上量計の設置状況について示す。ここでは、計測地点2の凍上量計を例に、その設置方法について説明する。まず、地中温度の計測と同様に機械ボーリングを行い、掘削したボーリング孔に不動点用異形鉄筋を挿入する。この鉄筋

の凍着凍上による持ち上げを防ぐため、鉄筋の下端はモルタルで固定し、ボーリング孔との間にできる隙間には砂を充填した。その後、鉄筋上端から変位計測用カップおよびゴム製カーソルを設置した。また、排水溝には遮水シートの内側に L 形鋼板を設置した。排水溝は、凍結深さが小さい初冬には外側の遮水シートの凍着凍上で、厳寒期には排水溝の下部まで進行した凍結線によって引き起こされる凍上によって持ち上げられることが想定されるが、遮水シートの内側に設置した L 形鋼板はこれら両方の変位に追従して動くことが可能である。この L 形鋼板と上記の変位計測用カップは、治具を用いて接続される。このようにして、L 形鋼板と変位計測用カップは剛結されるため、排水溝の変位に伴って、変位計測用カップも上下に動くこととなる。カーソルも変位計測用カップの変位に伴って移動するが、こちらは上方へは移動するものの、下方へはゴムの摩擦によって移動しない。U 形排水溝についても、これと同様に、治具を用いて変位計測用カップと排水溝を剛結した。また、地山については、凍上力受圧盤を地表面に設置し、これと変位計測用カップを剛結した。

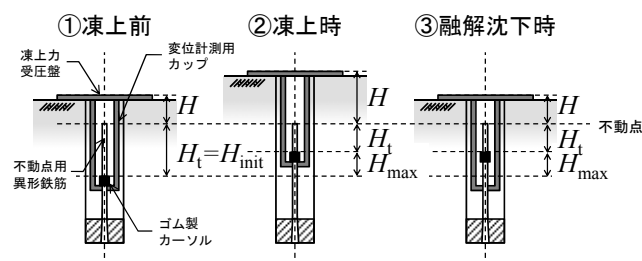


図-8 変位計測方法の模式図

図-8 に変位計測方法の模式図を示す。ここでは、計測地点 1 の凍上量計を例に、変位量の計測方法について説明する。図の不動点用異形鉄筋上端からゴム製カーソル上端までの長さ H_t 、鉄筋上端から凍上力受圧盤までの長さ H を、ノギスを用いて不定期に計測した。まず、凍上前の秋期に H_t の初期値 H_{init} の計測を行う。冬期、凍上によって変位計測用カップおよびゴム製カーソルが上方へと移動していき、 H_t は短く、 H は長くなっていく。一方、春期には変位計測用カップは下方へと移動していき H は短くなるが、ゴムの摩擦によってカーソルは移動しないため、 H_t の長さは変化しない。このように計測される H_t と H_{init} との差分から H_{max} を算出した。したがって、 H_{max} はそのシーズンにおける最大凍上量を、 H は計測日における凍上量もしくは融解沈下量を表すこととなる。

これに加えて、U 形排水溝では回転も懸念されることから、計測地点 4 において、デジタル角度計による回転角度 θ の測定も実施した。また、融解後には小段の平坦性を確認する目的で、不動点を設置して縦断方向の水準測量も実施した。測量を行った区間は、図-3 に示した CASE1 から CASE4 までの立体網状スパイラル構造の排水材を用いた小段排水溝区間と図左の既設 U 形排水溝区間の 2 箇所である。

4.3 簡易通水性能試験

簡易通水性能試験の概要について図-3 を用いて説明する。本研究で実施した通水性能試験は、小段排水溝の上流部 (図の△印地点) から 10L の水を流し、その水が下流の雨水枡 (▲印地点) から排水されるまでの時間をストップウォッチで計測するという非常に簡便なものである。フィルタの有無が通水性能に与える影響を比較する目的で、水の投入場所は雨水枡から 17.2m の地点と、38.2m の地点の 2 箇所とした。試験実施日に排水溝内に流水が確認される場合には、単位時間辺りの流水量を予め測定している。なお、通水性能試験時は、水投入地点の再生骨材を一時的に取り除いている。

5. 計測結果および考察

5.1 地中温度、凍結深さ、積雪深さ

図-9 に冬期から春期にかけての現地の気温および地山の凍結深さ、積雪深さについて示す。2012 年度は 11 月下旬から気温が 0°C を下回り始めており、それと同時に地山に凍結線が入り始めていることが確認できる。また、雪は 12 月上旬から積もり始め、12 月中旬には 90cm もの積雪深さを記録している。積雪の断熱効果のため、凍結線は 12 月中旬以降進行しにくくなり、最終的な凍結深さは約 25cm と比較的小さな値となった。融解は 3 月下旬頃から始まったと考えられ、4 月下旬には凍結深さは 0cm となっている。

図-10 に各計測地点における地中温度の計測結果を示す。図中の深さは地表面からの距離を表したものである。また、2013 年 2 月 16 日時点において極端な温度低下が見られるが、これは変位計測のため除雪を行ったからである。図から、地山の地表面温度であっても、積雪の影響で最低で -2°C 程度にしか達していな

いことが確認できる。排水材では、小段山側、中央ともに、 0°C を下回ったのが再生骨材との境界部分のセンサのみであり、凍結深さが15cm程度までしか進んでいなかったことが確認できる。U形排水溝では、2月16日を境に、一時的に排水溝直下のセンサがマイナスとなっていることが確認できた。各計測地点の深さ30cm地点における温度挙動を比較すると、小段山側に設置されたセンサの方が、中央に比べて若干ではあるが高い値を示していることがわかる。一般的に、凍結期では天端とのり肩、両方から寒気が入るために凍結線は地表面とは平行にはならず、のり肩部分に向かって凍結深さが大きくなることが知られている¹⁰⁾。また、現場の積雪状況は、小段中央に比べて山側で積雪深さが大きかった。これらの状況から、本研究においても小段山側よりも中央の方が、凍結深さが大きくなっていたものと考えられる。

融解時期に着目すると、U形排水溝で最も早く3月中旬には全センサの温度の上昇が確認され、最も遅い地山でも4月下旬には温度の上昇が確認できた。このことから、全てのケースにおいて、遅くとも5月上旬には融解が完了したものである。

5.2 小段排水溝および地山の変位、変形

図-11に各計測地点における最大凍上量 H_{\max} 、変位 H 、U形排水溝の回転角度 θ の計測結果を示す。まず、図の最大凍上量 H_{\max} に着目すると、地山の最大凍上量は3月下旬に約100mmに達しており、試験施工を実施した小段は非常に高い凍上性の土質であったことが確認できる。排水材は凍結深さが最大でも約15cm程度であったにも関わらず、凍上変位が計測されている。このことから排水材は遮水シートの凍着凍上によって持ち上げられたものと推測できる。また、排水材の最大凍上量は、小段中央と山側では明らかに中央の方が大きな変位を示しているが、これは地中温度の計測結果でも述べたとおり、小段中央の凍結深さが山側に比べて大きくなるためだと考えられ、既往の研究結果⁷⁾と合致している。次に、図の変位量 H に着目すると、凍上変位は全てのケースにおいて11月下旬頃から計測され初めている。また、融解変位は3月下旬から4月中旬頃に始まり5月中旬には終了していたと推測可能である。これらの結果は、

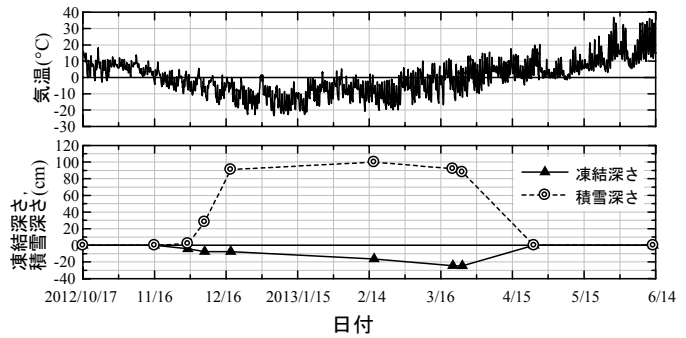


図-9 現地の気温、地山の凍結深さ、積雪深さ

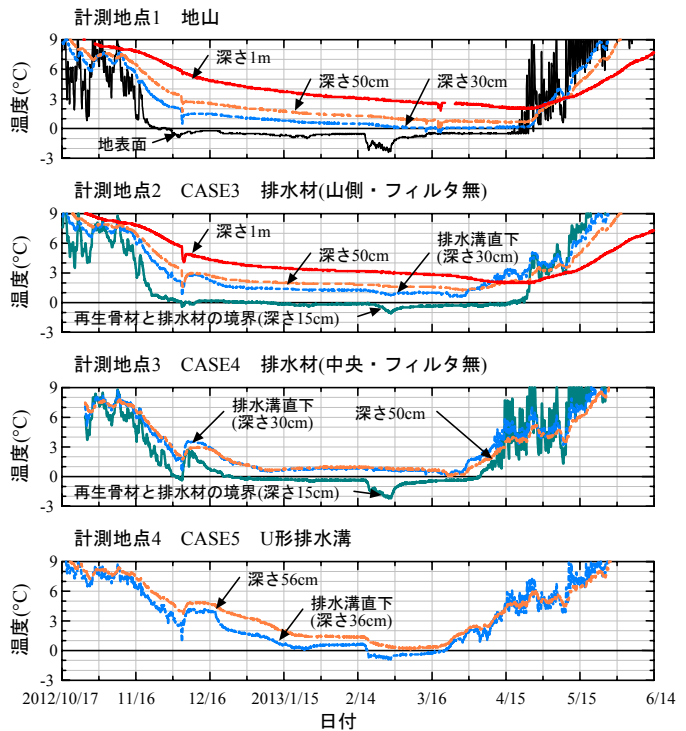


図-10 地中温度

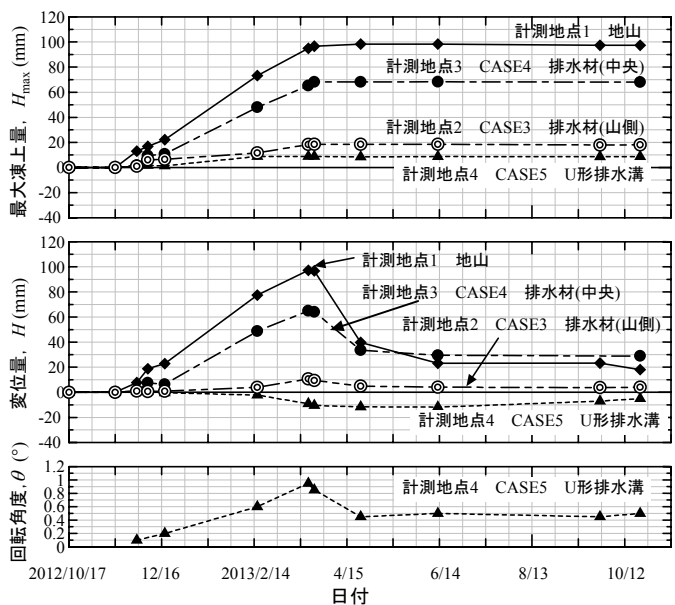


図-11 最大凍上量 H_{\max} 、変位量 H 、回転角度 θ

凍結深さおよび地中温度の計測結果と良い一致を示している。

U形排水溝の凍上・融解沈下挙動に着目すると、最大凍上量は10mmと他のケースに比べて最も小さい。変位量については凍結期間から沈下挙動を示しているが、これは排水溝が回転してしまっただめだと考えられる。回転角度 θ の計測結果から、小段中央から山側へ 1° 程度回転するような挙動も確認することができた。ただし、このような小さな回転角度であっても、U形排水溝にとっては致命的であり、写真-2に示すような接続部の剥離が確認された。

地山と排水材(中央)の変位量を比較すると、排水材は概ね、地山と同様の変形挙動を示していたことがわかる。このことから、本研究のねらい通り、立体網状スパイラル構造の排水材を用いて、地盤の凍上・融解沈下挙動に追従して変形可能な小段排水溝を開発できていたことが確認された。

図-12に立体網状スパイラル構造の排水材を用いた小段排水溝区間と図-3左の既設U形排水溝区間の2箇所で行った水準測量結果について示す。排水材を用いた排水溝区間では、中央部において凸状の盛り上がりを確認できるものの、現場において大きな損傷等は観察されなかった。一方、既設U形排水溝区間では、測定点はほぼ直線上に並んでいることが確認できるが、図の矢印で示されている通り、1点において浮き上がりが生じてしまっている。この浮き上がりが生じたU形排水溝の様子を写真-3に示す。U形排水溝は最大で20mm程度持ち上がっている上に、排水溝の中央部には不等凍上が原因と思われる開口したクラックが複数確認された。大きな凍上変位が確認される今回のような施工現場において、無対策で鉄筋コンクリート製のU形排水溝を施工すると、上記のような損傷は避けられないようである。

5.3 簡易通水性能試験

図-13に現地の降水量と簡易通水性能試験実施日に排水溝を定常的に流れていた水の流水量について示す。ここで示した日降水量は北見地区農業振興連絡協議会から提供いただいたもので、試験施工現場周辺の常呂郡訓子府町字柏丘において計測されたデータである。図から試験直前に降雨が続いていた2012年11月30日、2013年9月26日においては、排水溝を定常的に水が流れている様子が確認できた。2013年8月9日には、前日に約30mmの日降水量が確認できるが、短時間で記録された降雨であったためか流水は確認できなかった。

図-14に本研究で実施した簡易透水性試験の結果を示す。試験結果には、試験時の排水溝中の流水量が

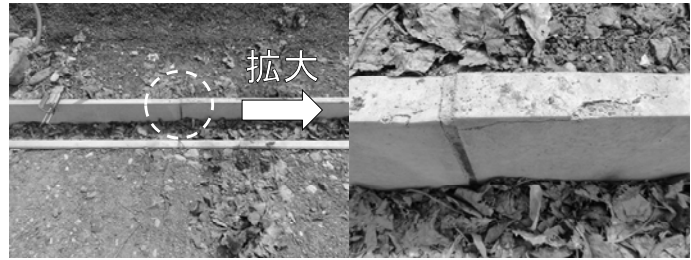


写真-2 U形排水溝で確認された接続部の剥離

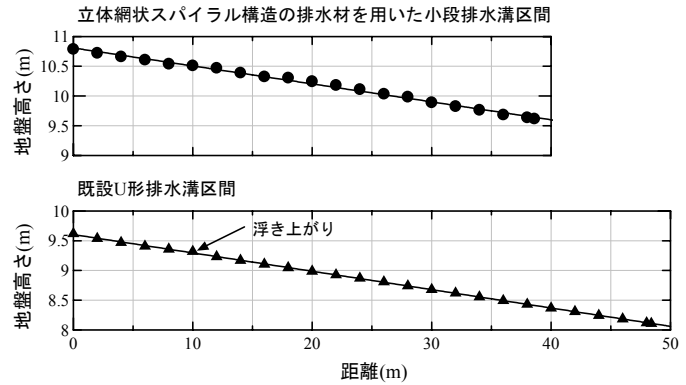


図-12 水準測量結果

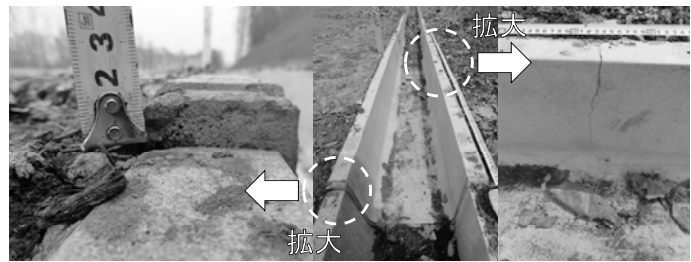


写真-3 浮き上がりが確認されたU形排水溝

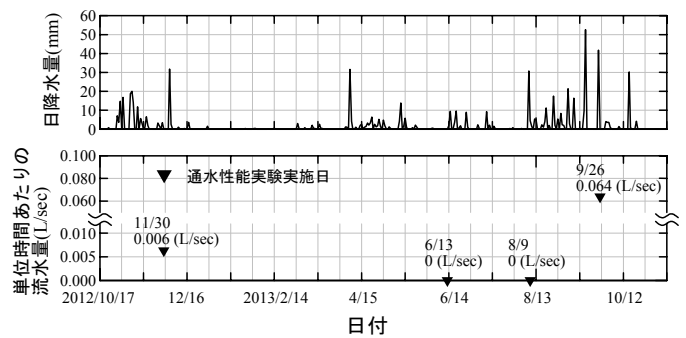


図-13 現地の降水量および簡易通水性能試験実施日に排水溝を定常的に流れていた水の流水量

大きく影響を与えているようで、排水までにかかった時間は、試験日によって非常にばらついている。しかしながら、フィルタで覆った排水材からなる 17.2m の区間およびフィルタで覆わない排水材を含む 38.2m の区間ともに、試験時に排水が確認され、凍結融解後も排水材が通水性能を保持していることが確認できた。また、先に述べたように、降雨後に排水溝を定期的に水が流れていたことも、開発した小段排水溝が凍結融解後も表流水を流すのに十分な機能を保持していたことを裏付けている。

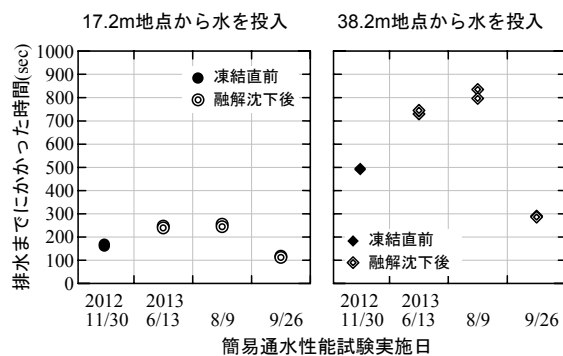


図-14 簡易通水性能試験結果

6. まとめ

立体網状スパイラル構造の排水材を用いて、柔軟性と高い通水性を併せ持つ小段排水溝を開発した。この排水溝の凍結・融解沈下挙動について1年間計測を行い、通水性能を簡易な試験で確認・評価することに取り組んだ。本研究で得られた知見について以下にまとめる。

- ・ 本研究で開発した小段排水溝は、地盤の凍上・融解沈下挙動に追従して変形することができ、凍上によって損傷しないことが確認された。
- ・ 簡易通水性能試験を実施し、凍結融解を受けた後も通水性能が保持されていることが確認された。

ただし、小段縦断方向で行った水準測量において、区間中央部において凸状に変形していることが確認された。今後は、このような変形挙動が経年的に起こることによって、開発した排水溝の通水性能がどのように変化していくのか、長期的な計測を行い、評価していく予定である。

謝辞: 本研究を実施するにあたり試験施工現場を網走開発建設部北見道路事務所にご提供いただいた。また、凍上量計の施工には有限会社シー・エス・プランニングの上野邦行氏、実験機器の設置と凍上変位の測量には北見工業大学技術職員の平田広昭氏に多大なるご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工 切り土工・斜面安定工指針（平成21年度版），2009.
- 2) 公益社団法人 地盤工学会北海道支部 斜面の凍上被害と対策に関する研究委員会：斜面の凍上被害と対策のガイドライン，2010.
- 3) 外塚信，豊田邦男，水野津与志，佐藤幸久，萬隆：寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討，公益社団法人 地盤工学会北海道支部，技術報告集，第46号，pp.291-296，2006.
- 4) 鈴木輝之，山田利之：小型 U-トラフの凍上被害に関する屋外実験，土木学会論文集，第418巻/III-13，pp.163-171，1990.
- 5) 辻修，松田豊，土谷富士夫：道路側溝の凍上害について，帯広畜産大学学術研究報告 I, No.17, pp.255-261, 1991.
- 6) 安達隆征，西本聡，佐藤厚子：凍結進行期に着目した小段排水溝に及ぼす凍上力の影響評価，公益社団法人 地盤工学会北海道支部，技術報告集，第52号，pp.1-8，2012.
- 7) 安達隆征，西本聡，佐藤厚子：切土のり面における小段排水の凍上メカニズムと耐凍上性の検討，公益社団法人 地盤工学会北海道支部，技術報告集，第51号，pp.63-68，2011.
- 8) 公益社団法人 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 JGS 0172-2009 凍上性判定のための土の凍上試験方法，2009.
- 9) 中村大，鈴木輝之，後藤隆司，金学三，伊藤陽司，山下聡：凍結融解による土の透水係数及び間隙比の変化，土木学会論文集 C, Vol.67, No.2, pp.264-275, 2011.
- 10) 上野邦行，芮大虎，中村大，伊藤陽司，山下聡，鈴木輝之：植生保護法面の凍結・融解過程における挙動特性，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.3, pp.413-424, 2010.

水酸化鉄による排水材の目詰まり現象の解明

北見工業大学 大学院 学生会員 ○畑中将志
北見工業大学 工学部 正会員 川口貴之, 中村大
北見工業大学 工学部 正会員 山崎新太郎, 山下聡
日特建設株式会社 正会員 石垣幸整, 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法面となるため、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^{1), 2), 3)}。

ところが、**図1**に示すような施工条件下にある連続繊維補強土の裏面排水材に赤褐色のゲル状物質が付着し（**写真1**）、この排水能力が低下したことが原因の一つと考えられる崩壊事例が確認された⁴⁾。なお、このゲル状物質は地山からの湧水に含まれる鉄イオンによるものと考えられるが、施工段階で裏面排水材を通常よりも多く設置するという湧水処理対策が実施されていた。

本事例と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^{5), 6), 7), 8)}、このようなジオシンセティック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著者らが知る限り存在しない。しかしながら、既設の各種土構造物においても同様な目詰まりが潜在的に点在しており、将来的に変状・崩壊に繋がる可能性は否定できない。

そこで筆者らは、このゲル状物質による排水材の目詰まり現象を解明し、目詰まりの軽減や目詰まりしにくい排水材を開発するための足掛かりとして、2012年度から崩落箇所周辺で採取した湧水を用いて、簡易的な水質調査や裏面排水材に対する目詰まりの再現、更には目詰まりした排水材の性能評価を試みている⁴⁾。本文では、2012年度から引き続き実施している水質調査や目詰まりを引き起こすゲル状物質のより詳細な調査・観察の結果を報告するとともに、新たに実施した材質や形状が異なる排水材の目詰まり試験結果を報告する。

2. 湧水およびゲル状物質の性質

還元状態にある比較的高濃度の二価の鉄イオン 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 Fe^{3+} となり^{9), 10)}、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^{11), 12)}。

写真1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鉄イオンによるものだと考え、半定量イオン試験紙を用いて湧水の鉄イオン濃度測定と判別を行った。その結果、湧水には10~25mg/L程度の鉄

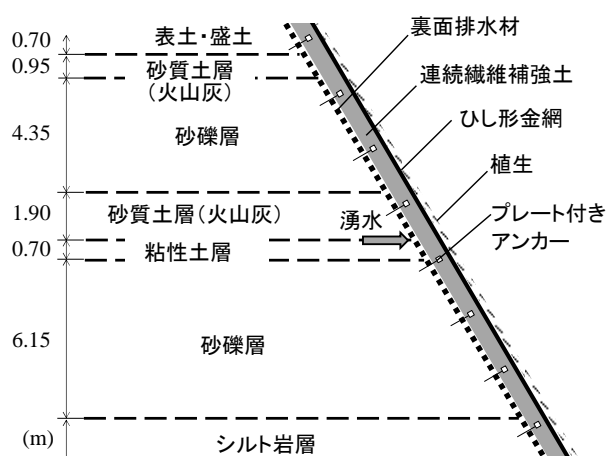


図1 対象法面の概略図



写真1 崩落箇所から採取した裏面排水材の状況

イオンが含まれており、含有しているイオンのほぼ全てが Fe^{2+} であることが分かった⁸⁾。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 (Fe^{2+} , Fe^{3+}) のイオン濃度測定が可能な吸光光度計を用いた計測を実施した。図2は2012年度と2013年度に測定した湧水の全鉄のイオン濃度を比較したものである。なお、湧水は後述する目詰まり評価試験の際に現地で採取したものであり、2012年度は10回、2013年度は9回の計測を行っている。この試験装置の測定範囲は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、いずれの年度においても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。

図3は先述の鉄イオン濃度と、この測定の際に現地で計測したpH、電気伝導度EC、酸化還元電位 $\text{ORP}_{\text{observ}}$ の計測結果を比較したものである。なお、鉄イオン濃度は図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、測定値を標準水素電極による酸化還元電位に換算した ORP_{SHE} を示している^{8), 13)}。水質計測時には水温の影響を排除するため、25°C程度になるように体温などで調整した。

いずれの測定値も季節の変化や年度の違いによっても変化は小さく、pHについては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⁴⁾。また、酸化還元電位については、一般に200mVを下回ると還元であるとされており¹⁴⁾、図中に示した ORP_{SHE} からこの湧水が還元性であり、先述の反応が十分に起こりうる環境下にあることが分かる。

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、いずれの年度においても雨量の変化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であり、水質的にも安定だと判断できる。

図5は岸ら⁴⁾が水抜きボーリング工の目詰まり物質を光学顕微鏡観察結果から生物群タイプ別に分類し、そこで排出される水の水素イオン濃度と酸化還元電位との関係をまとめたものであり、ここに図3に示したpHと ORP_{SHE} の2年間での測定回数(19回)の平均値をプロットしたものである。この結果、本研究で対象とした湧水は含鉄細菌タイプが数多く確認された領域内にあることが分かる。そこで、写真2に示すように

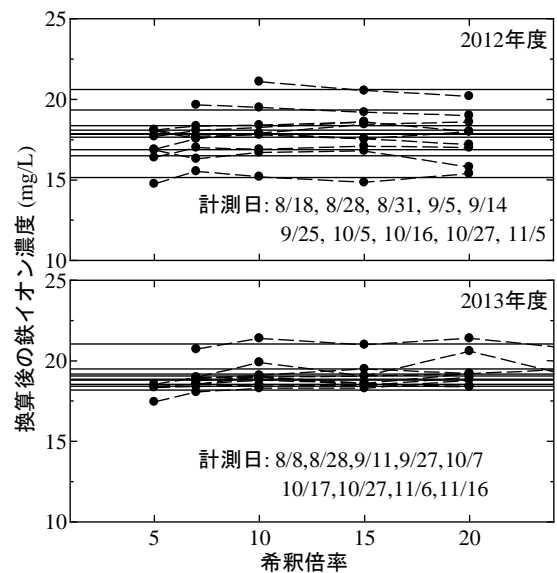


図2 吸光光度計による鉄イオン濃度測定結果

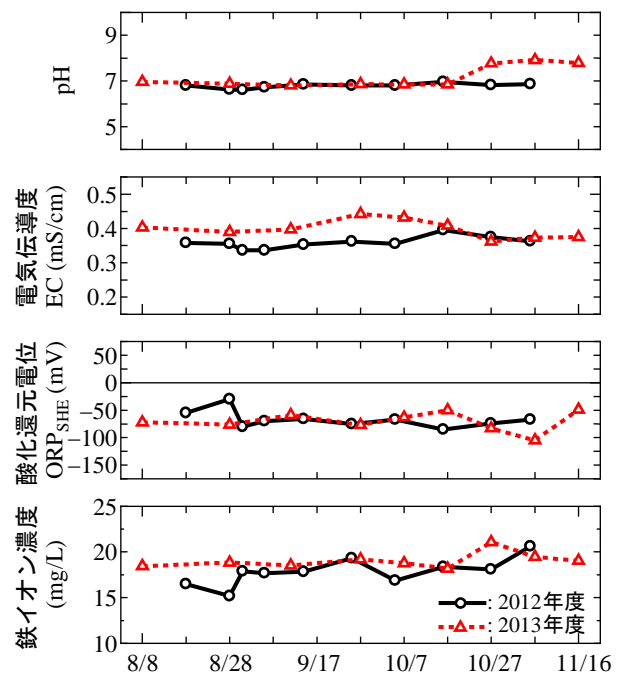


図3 計測した水質項目の推移

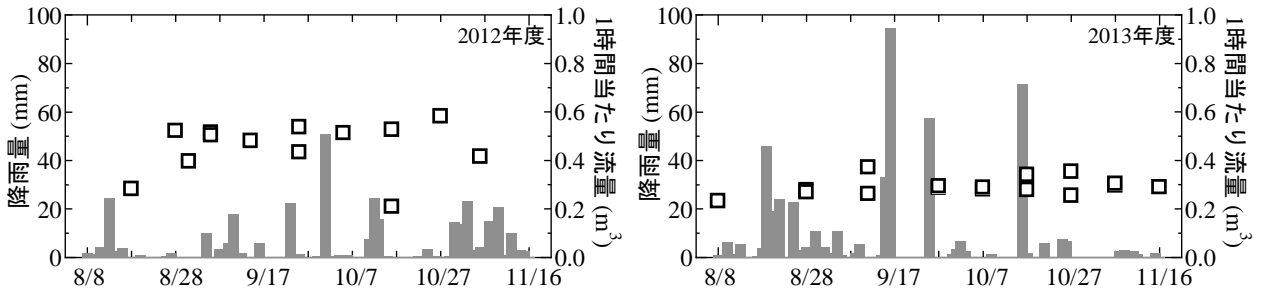


図4 集水した湧水量と降水量の相関

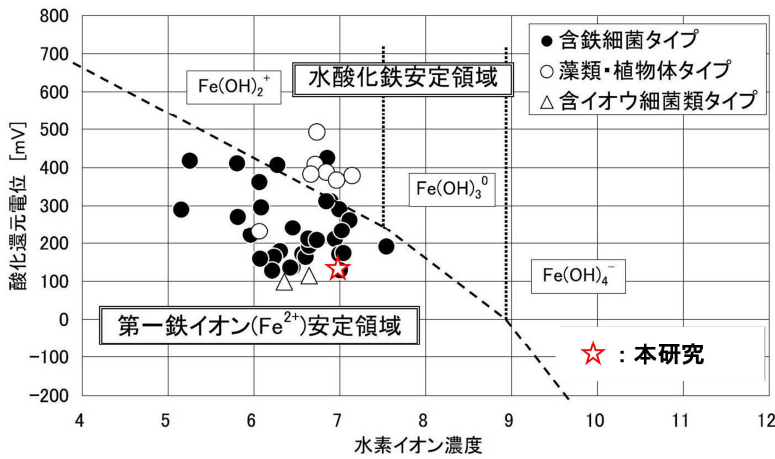


図5 生物群タイプ別の水素イオン濃度と酸化還元電位の関係 (岸ら⁴⁾に加筆修正)

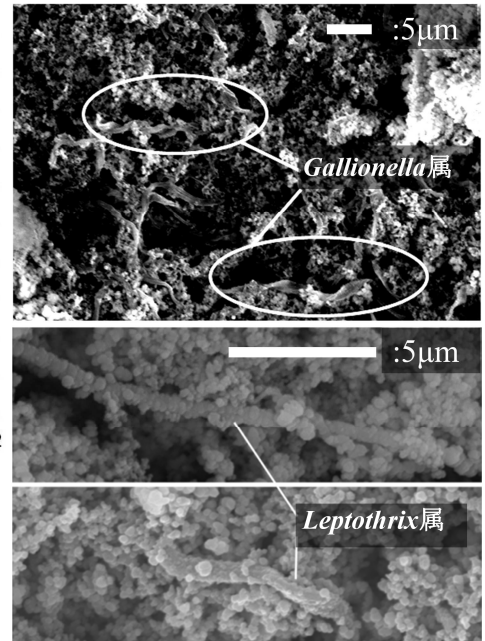


写真2 ゲル状物質のSEM写真

現地から採取したゲル状物質を走査型電子顕微鏡（以下、SEM）を用いて観察した。写真中には一般に長い糸状体を有する *Leptothrix* 属や複数の紐を捻じったような形態の柄を持つ *Gallionella* 属と呼ばれる鉄細菌による生成物と良く似た形状の物質が確認できた^{4), 15)}。鉄細菌は土壌中に存在する普遍的な原核生物の真正細菌類で、水中に溶存している鉄やマンガンなどの金属イオンに酸化し、酸化鉄などの不溶物を生成することでエネルギーを得ている。以上の結果から、写真1に示した裏面排水材の目詰まりは主に鉄細菌により生成され、一般に水酸化鉄(III)と呼ばれる鉄イオンの酸化により生じる沈殿物によるものであると断定した。

3. 裏面排水材の性能評価

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、それぞれに対応した2つの基準が用意されている^{16), 17)}。また、先述したように湧水は還元的な環境下にあり、空気に曝されると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、写真3に示すように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製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開発した。なお、2013年度については定期的な定点撮影が可能なデジタルカメラを設置し、目詰まりの進展を観察できるようにもした。

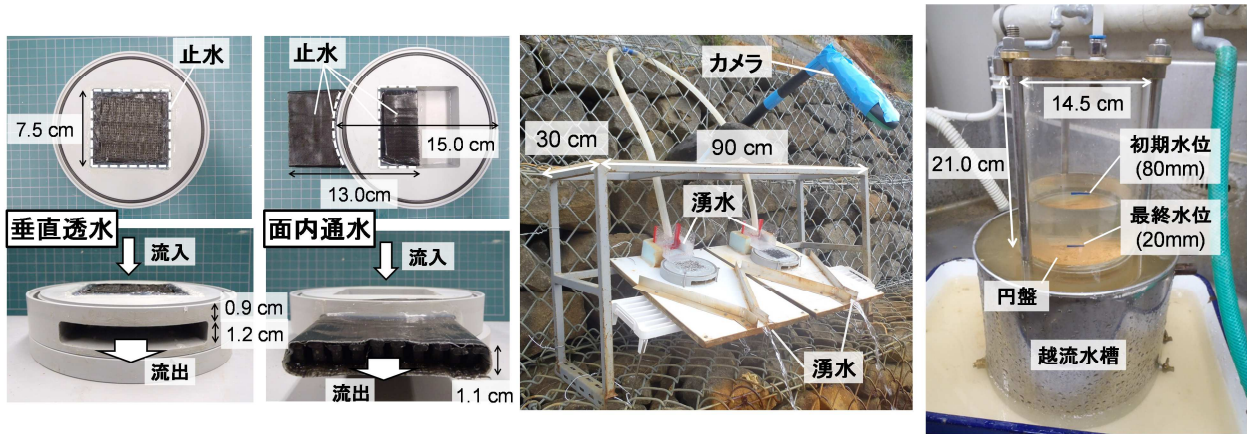


写真3 試験片の詳細および性能評価方法

3.1 実際に使用されたものと同質の裏面排水材における垂直透水・面内通水性能評価

2012年度には、実際に使用された裏面排水材と同質の試験片に目詰まりを生じさせ、これを用いて垂直透水および面内通水性能を評価した。また、垂直透水性能については再現性を確認する目的で2013年度にも行っている。これらの試験では、試験片が設置された円盤を所定の日数だけ現地に設置した後、円盤ごと回収して各試験を実施した(写真3参照)。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、定期的目詰まりの解消を行った。

図6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。概算水量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。2012年度においては、垂直透水と面内通水用の両試験片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加しており、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、2013年度は2012年度に比べて単位時間当たりの流量が少ないことから(図4参照)、試験片に与えた概算水量も少なくなっていることが分かる。

図7は設置期間とその間に試験片に付着した水酸化鉄(III)の質量との関係である。2013年度については単位時間当たりの流量が少ないため、付着量も少なくなっている。付着量については乾燥質量で評価しており、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し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(○, △, □)。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が20日を超えて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前述の水酸化鉄(III)が裏面排水材表面のネット状のジャケット¹⁸⁾に厚く堆積してしまうが、面内通水用の試験片では流入断面が比較的小さく、構造上流入口部分が

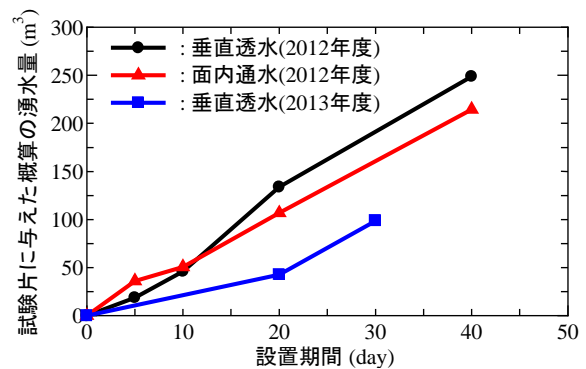


図6 設置期間と試験片に与えた概算的な湧水量の関係

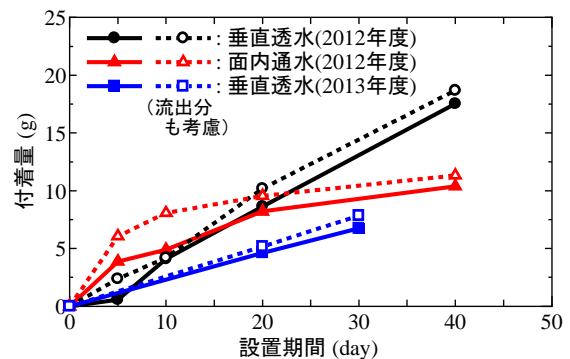


図7 設置期間と付着した水酸化鉄(III)の質量との関係

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 8 は垂直透水性能試験 (図 8a) と面内通水性能試験 (図 8b) 結果をまとめたものであり、その際の試験片への付着状態 (2012 年度のみ) についても示している。なお、温度 20 (°C) における垂直透水性能 ψ_{20} (s⁻¹)、面内通水性能 θ_{20} (m²/s) とともに水酸化鉄(III)の流出をできるだけ少なくする目的で変水位試験によって求めた⁸⁾。

図 8 に示したように、 θ_{20} と ψ_{20} は設置日数とともに低下し、2012 年度の試験では約 40 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体を水酸化鉄(III)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。なお、両試験は各設置日数で 5 回程度ずつ行っており、図 8 中にはその最大・最小値と平均値が示されている。また、各年度で実施した垂直透水性能試験結果を比べると、設置期間に伴う性能低下には差が幾分見られるものの、どちらの年度においても大幅に低下していることが分かる。なお、この差には試験片に流れる湧水の流速や水酸化鉄(III)の付着形態など多くの要因が関与していると考えられる。

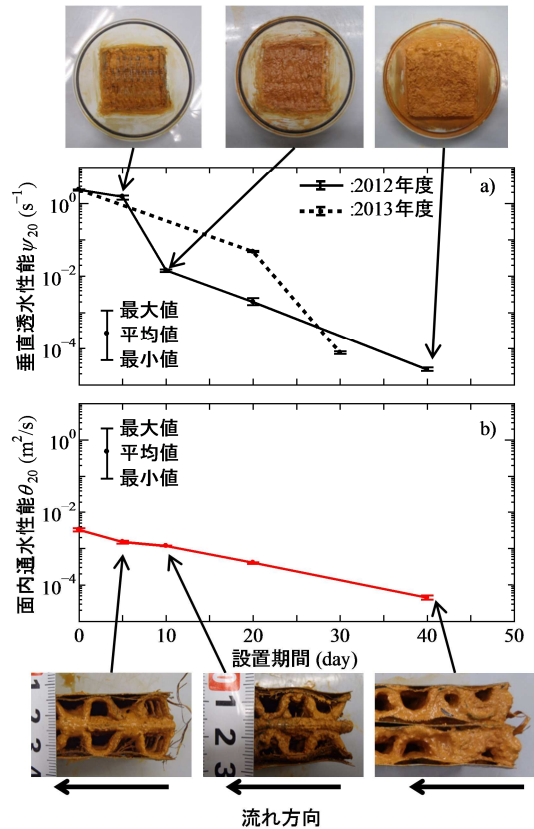


図 8 垂直透水・面内通水性能試験結果のまとめ (a): 垂直透水, b): 面内通水)

3.2 材質や構造を変化させた裏面排水材の垂直透水性能評価

写真 4 は材質による付着の違いを把握する目的で実施した簡易的な予備試験の様子を示したものである。実際に使用された裏面排水材と同質の小さな試験片に撥水、抗菌、防錆、保護などを目的とした各種スプレーを塗布したものに湧水を流した試験では(写真 4a)), いずれの試験片にも水酸化鉄(III)は付着したものの、ステンレス被膜による防錆・耐水などを目的としたスプレー (以下: ステンレススプレー) で塗布された試験片が他に比べると幾分付着が軽減されるように見えた。

一方、写真中に示す 3 種類の金属と 3 種類の樹脂でできた市販の薄板 (1mm 厚) を 4cm 四方に加工した試験片をガラス板の上に設置して湧水を流した試験では (写真 4b)), 水酸化鉄(III)は台座となるガラスや抗菌性がある銅を含め、全ての試験片に同様に付着することが確認された。また、付着力の違いを確認するために、付着した試験片を超音波洗浄器に供したが、これについても有意な差を把握することはできなかった。

そこで、以上の結果を踏まえて 2013 年度より写真 5 に示すように実際に使用された裏面排水材にステンレススプレーを全面に塗布したものと、一般に家庭においてガスレンジや流し台などの汚れ・コゲ落としとして用いられる市販のステンレスたわしを裏面排水材と同様な形状・厚さに整えたものを試験片として、目詰まりに伴う垂直透水性能の低下を評価した。ここで、ステンレスたわしを採用したのは、先述の試験でステンレス被膜に付着軽減作用の可能性が見出されたことに加え、排水材としての実用性や光学顕微鏡での観察で水酸化鉄(III)は樹脂表面の微小な凹凸に絡みついて付着しているように見えており、表面がより平滑な材料で作製されていることを考慮したからである。また、図 8 に示した試験結果において、特に垂直透水性能の低下が著しかったため、これらの試験片については垂直透水性能の低下のみを評価することにした。

図 10 は設置期間と新たに作製した 2 種類の試験片 (写真 5 参照) 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。なお、概算水量は図 6 に示した結果と同じ方法で算出した。図中より両試験片とも概ね同

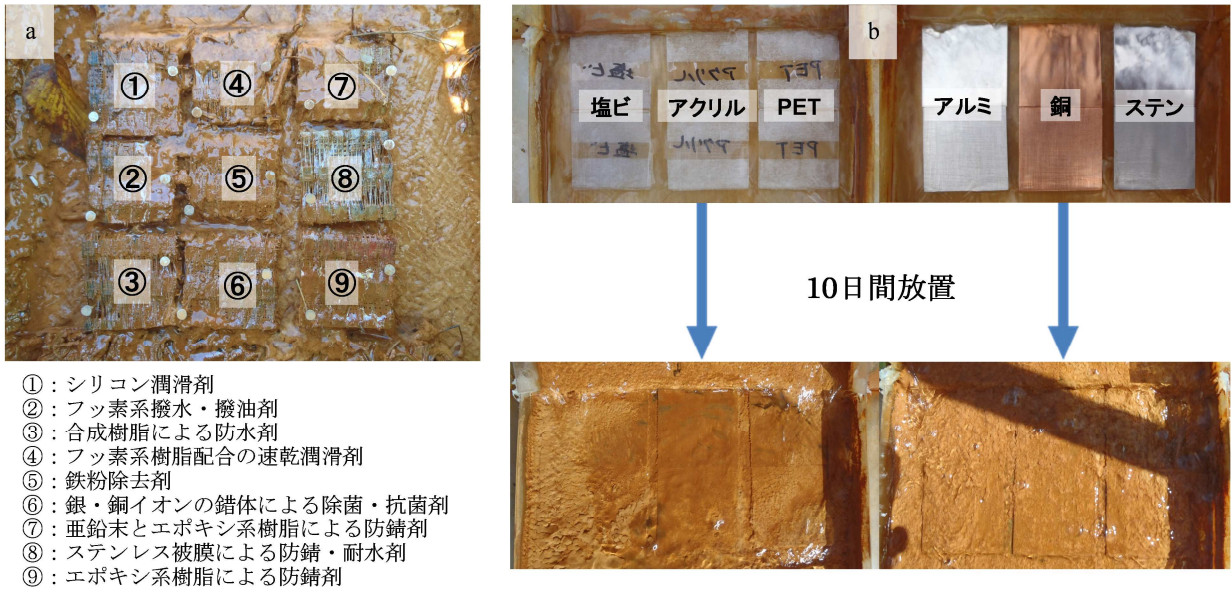


写真4 材質による付着の程度を把握するための予備試験
 (a)：実際に使用された裏面排水材に各種スプレー処理, b)：金属・樹脂の各種薄板

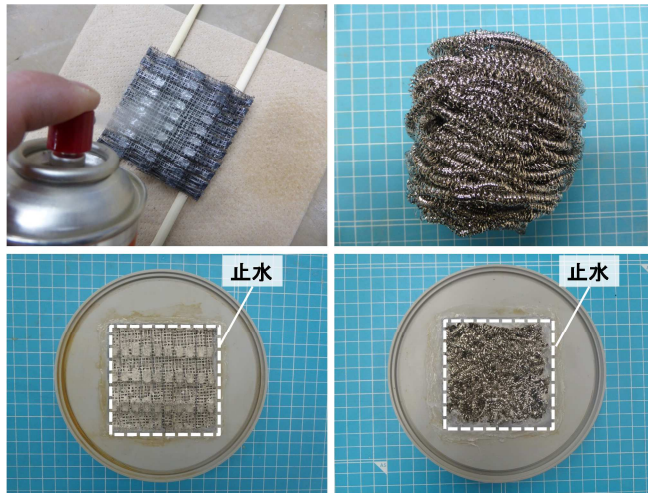


写真5 新しく作製した試験片の様子
 (左)：ステンレススプレー, (右)：ステンレスたわし

量な湧水が与えられており、比例的に増加しているが、図6に示した試験結果と比べると明らかに少ない。これは湧水集水部における回収率の差だと考えられ、湧水量の変化によるものではないと考えている。また、このことは図4において集水した湧水の単位時間当たりの流量の違いからも確認できる。

図11は設置期間に伴って試験片に付着した水酸化鉄(III)の質量との関係である。付着量については先述の試験と同様に乾燥質量で評価するとし、試験前後における試験片の質量差から算出した値(▼, ◆)と流出分を加味した値(▽, ◇)もプロットしている。いずれの試験片においても設置期間に伴って水酸化鉄(III)の付着量は増加しており、与えた湧水量の違いを考慮すると付着量が軽減している効果は確認できない。むしろ、ステンレスたわしの付着量については、実際に使用された裏面排水材と同質の試験片に比べても多い。

図12はステンレススプレーとステンレスたわしを用いた2種類の試験片における垂直透水性試験の結果をまとめたものであり、その際の試験片への付着状態についても合わせて示している。また、写真6は付着した試験片の光学顕微鏡写真であり、比較のために実際に使用された裏面排水材と同質の試験片への付着状

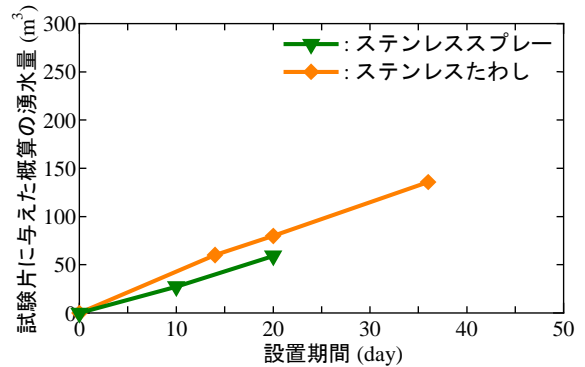


図10 設置期間と試験片に与えた概算的な湧水量との関係

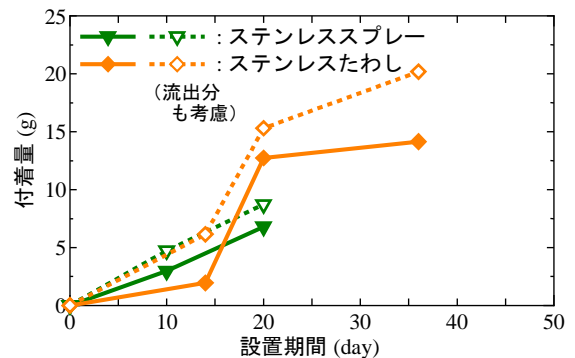


図11 設置期間と付着した水酸化鉄(III)の質量との関係

況も示している。ステンレススプレーを塗布した試験片については、塗布しないものと比べても設置期間の増加とともに垂直透水性能が大きく低下していることが分かる(図8参照)。写真6においてもスプレーを施すことで特に付着が軽減されている様子は確認できない。また、写真7は試験片にステンレススプレーを塗布する前後でのジャケット部の光学顕微鏡写真であるが、スプレーを塗布したことで、ジャケット部分の開口径が実質的に小さくなっていることが分かる。そしてその閉塞が短期間で生じたために性能が急激に低下したと推測される。

一方、ステンレスたわしを用いたものは設置期間が増加してもそれほど性能低下が生じないことが分かる。写真5や写真6からも分かるように、ジャケット部がなく試験片全体が均質な材料でできているので、試験片内部にまで水酸化鉄(III)が侵入しており、このために設置期間20日以降で付着量が大きくなったと伺える。しかしながら、これに伴って性能低下が生じなかったのは、写真8に示すような観察結果から、試験開始時の初期水頭圧によってゲル状物質が局所的に流出し、水みちができたためだと判断した。これには構造的に開口径が極端に小さい部分(ジャケット)がないことや、水圧によって変形しやすい柔な試験片であることが関与していると考えられる。このような現象は実際に使用された裏面排水材と同質の試験片(ステンレススプレーを塗布した試験片も同様)では確認出来なかった。さらに、写真4に示した簡易的な予備試験では実証できなかったものの、写真6からも幾分伺えるように素材(ステンレス)に対する付着力の小ささも関与していると推測される。

以上のことから、排水材の材質や構造を工夫することによって、この種のゲル状物質の付着を軽減できる可能性も見出されたため、水抜きパイプや他の湧水処理方法などとの比較検討も十分に行いながら、これについても更に検討したいと考えている。

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下であり、二価の鉄イオンを多く含んでいたこと、SEMによって鉄細菌による生成物質が確認されたことなどから、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断定した。

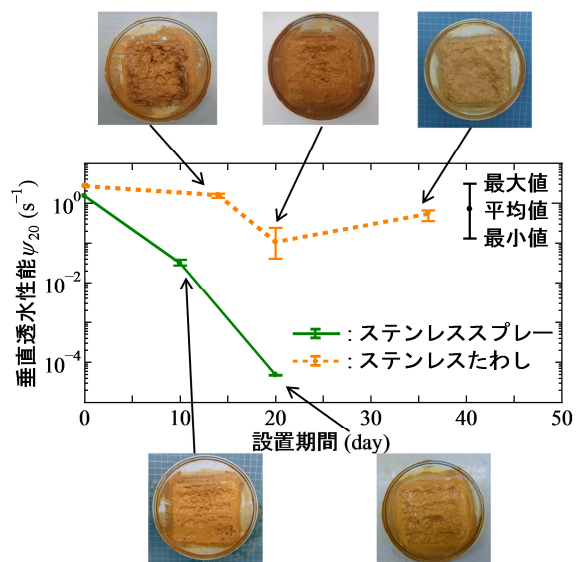


図12 垂直透水性能試験結果のまとめ

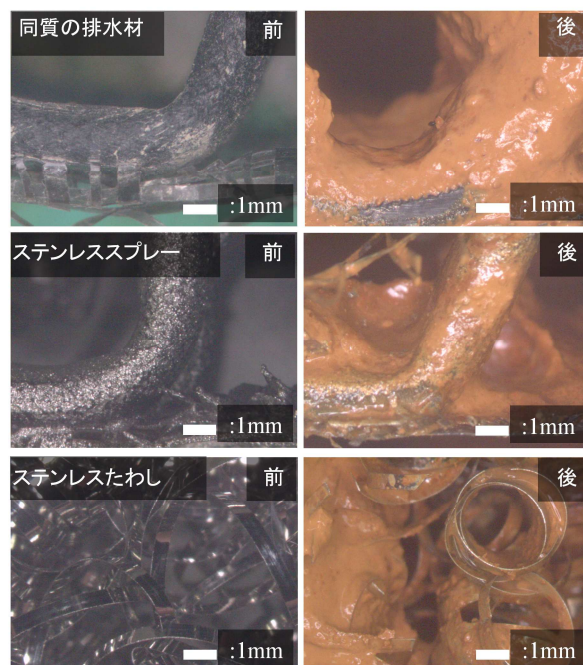


写真6 各試験片における水酸化鉄(III)の付着前後の顕微鏡写真

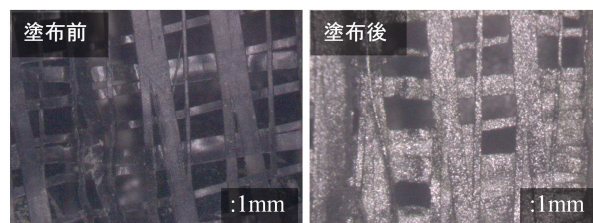


写真7 ステンレススプレー塗布によるジャケット部の変化



写真8 垂直透水試験後の試験片の様子

- ・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。
- ・材質・構造を変化させた裏面排水材の垂直透水性能評価により、材質・構造を変化させることでゲル状物質（水酸化鉄(III)）の付着による性能低下を低減できる可能性を見出した。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），2009.
- 2) 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.
- 3) 掘智仁，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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 川口貴之，中村大，畑中将志，山崎新太郎，山下聡，三上登，上野邦行：湧水に含まれる鉄イオンの酸化による連続繊維補強土用裏面排水材の目詰まり，ジオシンセティックス論文集，Vol.28，pp.187-194，2013.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 社団法人地盤工学会：地盤工学用語辞典，2006.
- 15) 内山伸明，橋本英樹，古谷充章，團野瑛章，辻広美，高田潤：赤色顔料の原料採取地を求めて－鹿児島県上水流遺跡・関山遺跡の例から－，鹿児島県立埋蔵文化財センター 研究紀要・年報 縄文の森から，第5号，pp.47-54，2012.
- 16) 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性能試験方法」，pp.1035-1040，2009.
- 17) 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性能試験方法」，pp.1041-1047，2009.
- 18) 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，ジオシンセティックス論文集，Vol.25，pp.91-98，2010.

道央自動車道 東鷹栖地区地滑りのり面の対策工事報告

東日本高速道路株式会社 北海道支社 旭川管理事務所
加藤 吉文
正会員 ○渡邊 秀人

1. まえがき

道央自動車道 旭川北IC～和寒IC間は平成12年10月4日に開通している。

東鷹栖地区は旭川市の北西部に位置し、比布町と隣接する区域である。

当該地区はほぼ平坦な地形で、主に水田が土地の大半を占めているが、今回対策工を実施する付近は、平地部に突出した台地を高速道路が横断している。

のり面上部は粘度状の強風化岩、その下に粘土質細砂上の強風化岩、さらに深部に角礫状の風化岩という土質状況となっている。

当該のり面は平成10年の建設時に地滑りが発生し、のり面勾配を1:1.2から1:1.8に変更したが、さらに変状が発生したため更に調査・検討の結果グラウンドアンカーを設置している。

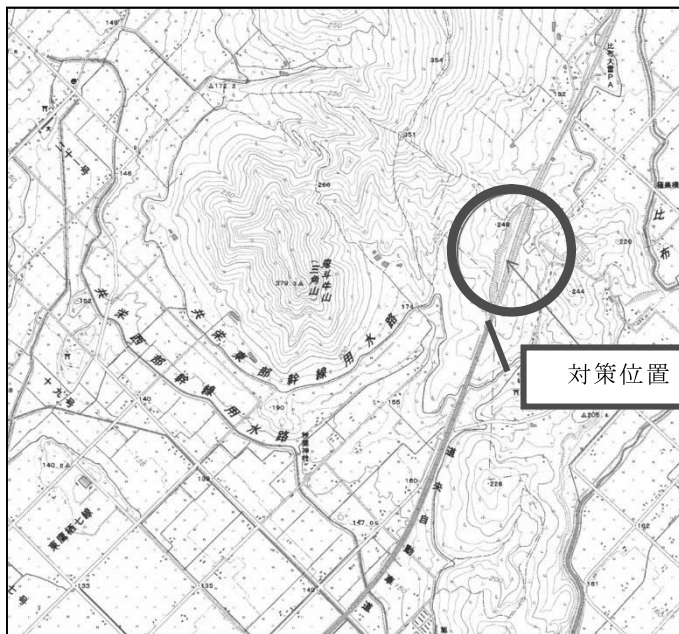


図-1 位置図

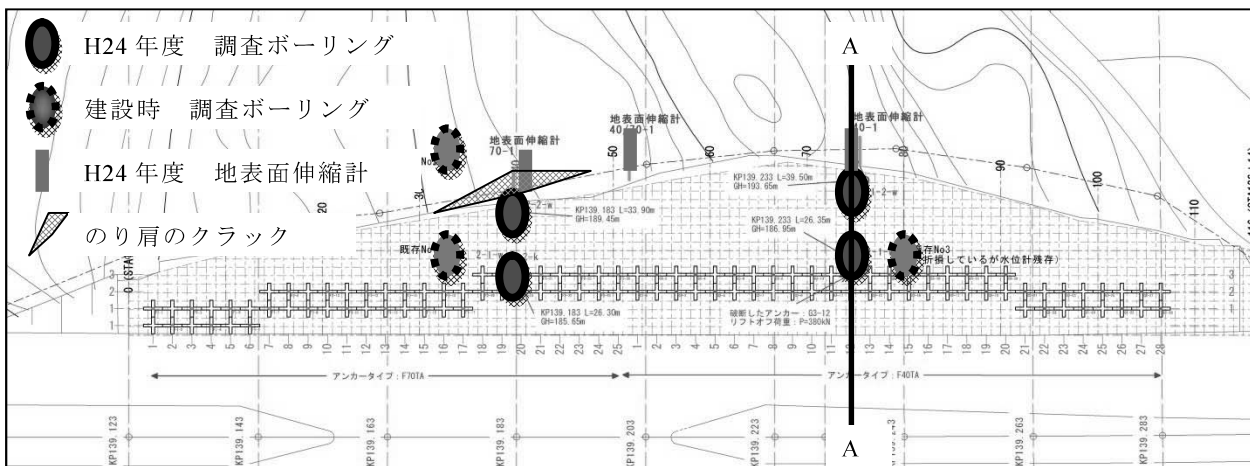


図-2 建設時及び今回調査箇所位置図

開通後の平成21年及び平成23年にグラウンドアンカーの健全性調査の為、リフトオフ試験による緊張力の調査をおこなっている。

リフトオフ試験の結果、調査したアンカー25本中20本（全アンカー数53本）が設計の許容値を超えており非常に危険な状況であった。このため応急的な押え盛土をする準備をしていたが、実施直前の平成24年7月にF40TAのアンカーが

1本破断してしまった。(図-4中に丸で表示)

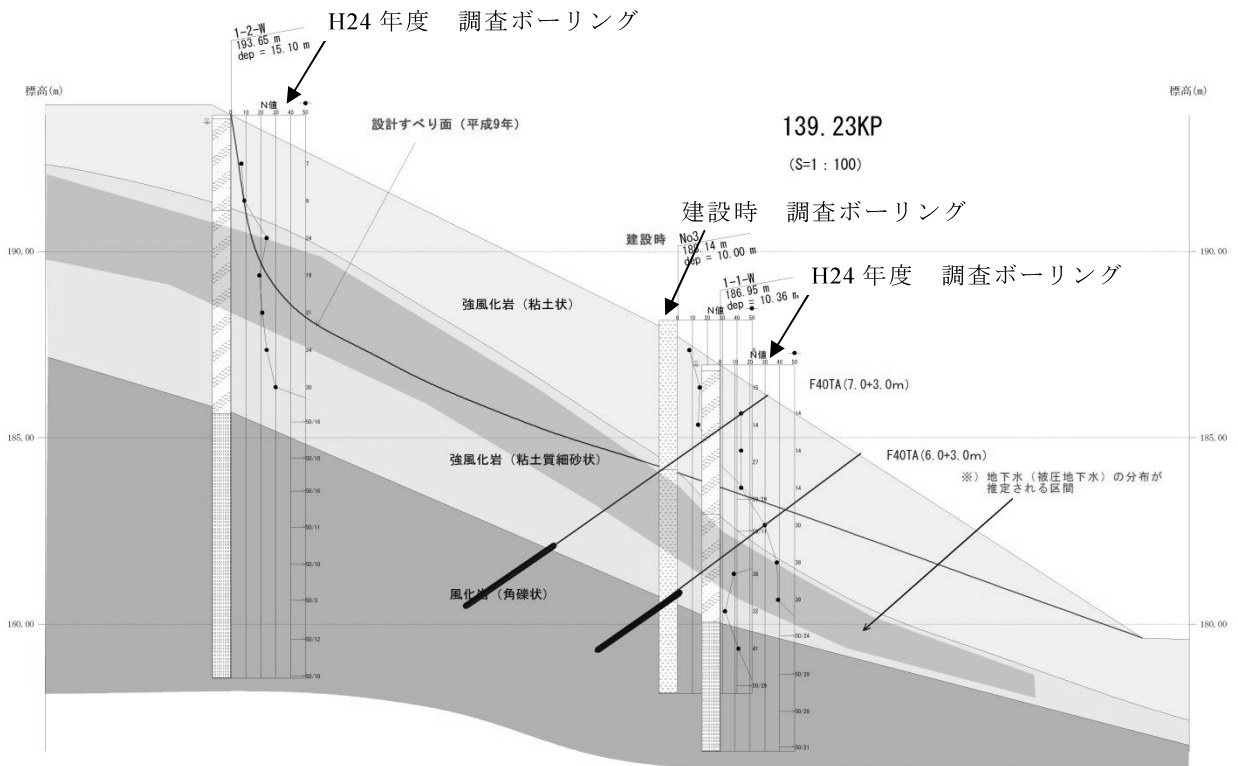


図-3 A-A断面(建設時及びH24年度ボーリング柱状図)

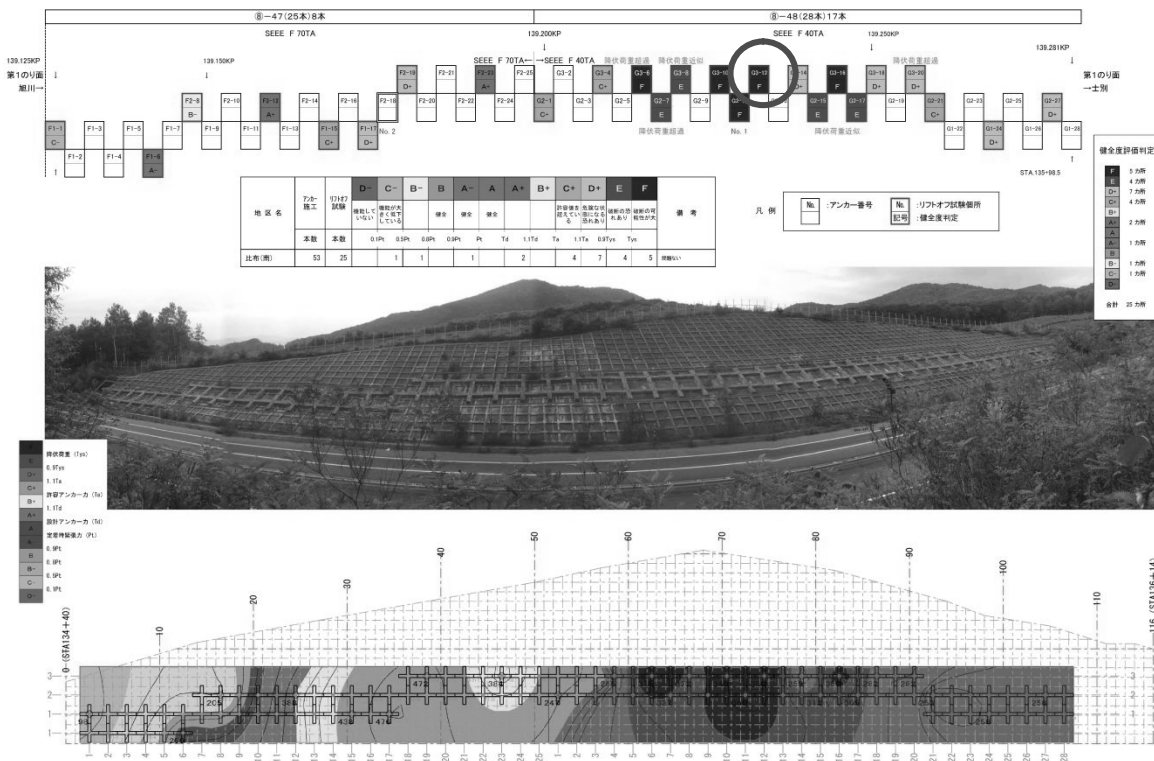


図-4 H23年度リフトオフ試験結果
(図-4の着色分が許容値越えとなっている。)



図-5 のり肩クラック



図-6 受圧板 変位箇所

2. のり面の観測と応急対策

のり面の状況は、地表面伸縮計2箇所、孔内傾斜計2箇所、水位計2箇所による監視及び受圧板変位の箇所(29箇所)をマーキングによる変位観測を行いつつ同時に応急対策工の検討を行った。

建設当時に行ったボーリング調査では、地下水は確認されていないが、今回対策工検討に際し実施した4本のボーリングでは、4本とも地表面～6m付近までは無水掘削でボーリング当日に水位は認められなかったが、翌日に深度0.5～3.5m付近で水位を観測しており粘土質細砂上の強風化岩、若しくは深部の角礫状の風化岩と上層の境付近に被圧地下水が存在している。

今回の調査ボーリングは、起点、終点側でそれぞれ2本、合計4本実施したが、起点側のボーリングで建設当時基盤線としていた $N > 50$ 以上の岩盤が $N = 30 \sim 40$ 程度に劣化している事が確認された。

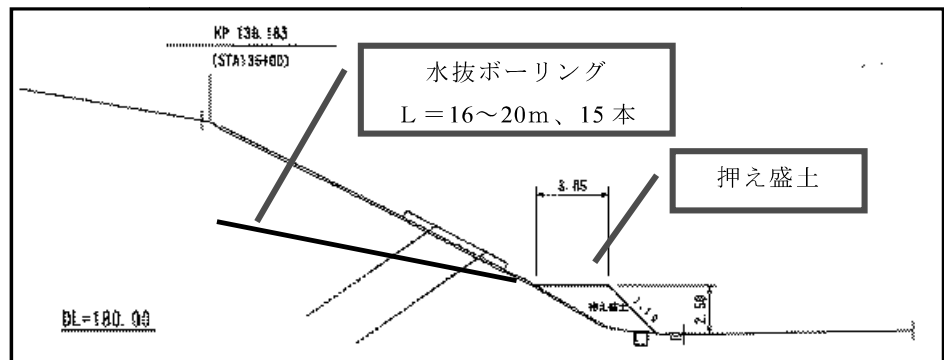


図-7 応急対策工図面

又、地表面伸縮計は5mm/4カ月(0.042mm/日)、孔内傾斜計は、最大9mm/カ月と緩慢ながら変動していた。

応急対策工は本対策工実施までの期間を保全する暫定対策であるため $F_s = 1.05$ として検討し、水抜きボーリング(15本 L=16~20m)及び押え盛土を計画し、F40TA側は過緊張のアンカーが多く、破断したアンカーもあり平成24年7月に実施。上記観測によって変動が確認されたF70TA側についても追加で同様の対策を平成24年11月に行い、全ての応急対策工を平成24年度に完了した。



図-8 応急対策工完了写真

4. 対策工事の実施

対策工事は平成25年6月より実施した
実施工程を図-5に示す。

項目	数量	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
土工	21,000 m ³				■			
のり面工	13,000 m ²				■			
用・排水工	800 m				■			
舗装工	500 m ²			■				
撤去工	1 式				■			
雑工	1 式	■						

図-10 実施工程

工事は、高速道路本線を利用して土捨場まで土砂を搬出する計画の為、工事用道路を先行して着手し、その完成後から地滑りのり面の土砂を搬出した。

排土にあたっては、対斜面からの水平距離と既設ボーリングの地下水位を観測しながら施工している。

のり面工種は、当初計画ではボーリング調査結果「粘土状の強風化岩 N=5~15で水を含んでこね返すと著しく軟弱化する」から、のり面に表面水を入れられないためコンクリート吹付としていた。

しかし、2~4段目は掘削後ののり面調査で土壌硬度20以上の粘性土混じり砂質礫と判明し、かつ時間12mmという比較的強い降雨にあたってでもエロージョンの発生しない良好な状態であったこと、2段目では湧水が発生したことから、湧水処理を行うとともに緑化によるのり面の安定を図ることが良いと判断し、のり面工種は、植生基材吹付け(t=5cm)へと変更した。

又、湧水個所には暗渠排水工を設置し、流末は小段排水工へ導水している。



図-11 2段目のり面掘削状況

ボーリング調査と掘削結果が違った理由としては、ボーリングは既設のり面上部及び中段で実施しており、

今回対策後ののり面の1~2段目の直上部であったためと推測され、2段目の下部から一部でボーリング結果どおりの状況が確認されている。

1段目ののり面はボーリング結果通りの粘土状の強風化岩が出現し、湧水もあった。

のり面表面が脆弱で湧水により軟弱化している箇所もあったことから、早期にのり面を被覆する必要があるため、施工と同時にのり面保護が期待できる工種として植生基材注入マットを施工した。

掘削土の搬出作業は平成25年11月下旬に完了し、全ての工事を12月中旬に完了している。



図-12 1段目のり面掘削状況



図－13 工事完成状況

5. 最後に

今後ののり面の安定状況を確認するために各小段に定点を設けており対斜面からの距離を観測することとしている。

室蘭工業大学工学部	学生会員	山田 亮一
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
室蘭工業大学大学院	学生会員	佐藤 要太

1. まえがき

我が国では、台風や梅雨期の長雨や集中豪雨によって発生する斜面崩壊、地すべり、土石流などに起因する土砂災害が多発しており、土砂災害は依然として適切な対策を施すべき重要な自然災害のひとつである。加えて、我が国は地震大国であり、土構造物を施工する際には地震動と降雨などの外的要因の影響を複合的に考慮することは非常に重要である。

実際、1968年の十勝沖地震や2004年の新潟県中越沖地震では、地震発生前の連続降雨により盛土内の含水量が上昇し、著しく盛土強度の低下を導き、その後の地震発生時に大規模な土砂崩れや地すべりを誘発させた。これらの事例は、降雨と地震の斜面複合災害であり、地震動に起因する斜面崩壊とはその挙動は異なる。現在、このような降雨後に含水量が高まった状態下にある盛土斜面の動的力学挙動は検討されてきている^{例えは 1),2),3),4)}。一方、地震動と降雨の複合災害では、それらの外的要因を経時的にみた場合、地震動と降雨の発生順の違いによって斜面崩壊に至る力学挙動も異なると考えられ、地震発生直後に降雨を受けた盛土構造物への性能評価を検討することは今後必要となってくるものと考えられる。

本研究では、既往の研究^{例えは 5)}と同様、駒岡火山灰土を用いた模型盛土斜面を構築し、1g 場振動載荷模型実験を実施している。振動載荷後、人工降雨を与え、両者の影響を複合的に考慮した際の斜面の崩壊機構を明らかにしている。

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-1に示す。二次元平面ひずみ模型土槽の内寸法は幅2000mm、高さ700mm、奥行き600mmであり、これに一次元振動載荷装置（振動台の大きさ：長さ400mm、高さ450mm、奥行き580mm）を付設した。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、斜面の変形挙動が観察できるようになっている。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。振動載荷は油圧シリンダを用いたコンピュータ制御により、最大上載荷重は150kg、振幅は最大±50mm、周波数は0.05 Hz～5.0 Hzの規則波（正弦波）を与えることが可能になっている。

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（ $\rho_s=2.47\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.120\text{g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=0.759\text{g/cm}^3$, $D_{50}=0.27\text{mm}$, $U_c=46$, $F_c=35.2\sim 42.6\%$ ）である。併行して行われている実大盛土斜面⁶⁾の力学挙動評価に関する研究で用いている火山灰質土と同一である。本研究では、2011年度に構築した実物大盛土斜面構築時⁵⁾に基準とした締固め度Dcが85%（ $\rho_d=0.90\text{g/cm}^3$ ）になるように締固め、模型斜面を作製した（乾燥密度のパラツキ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。

3. 試験ケース、模型斜面作製方法と試験方法

実施した模型実験では、作製した模型斜面に振動

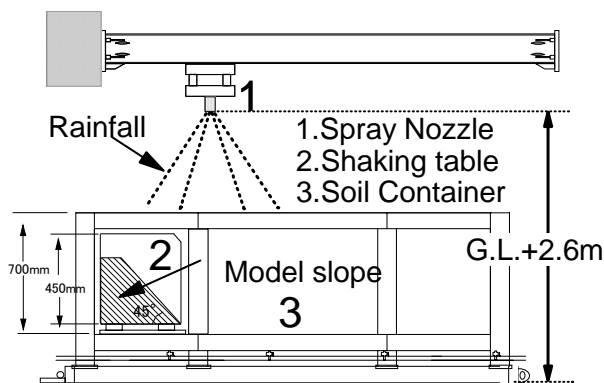


図-1 試験装置

載荷装置によって振動を加えた後、高さ 2.6m に設置されたスプレーノズルにより降雨履歴を与えた。模型実験の詳細は以下の通りである。

図-2 は、実大盛土斜面⁵⁾と既往の模型実験⁷⁾における締固め曲線を示したものである。実大盛土斜面の締固め曲線を実線に、既往の模型実験の締固め曲線を点線に示している。また、本振動実験の試験条件を印でプロットしている。実大盛土斜面及び模型実験から得られた締固め曲線では、駒岡火山灰土の最適含水比は $w_{opt} = 40.5\%$ となっていることがわかる。この締固め曲線から、既往の模型実験では試験条件を初期含水比が最適含水比を挟む形で設定され模型実験が行われている(図-2- と)。本模型実験でも同様に、初期含水比が最適含水比を境界とし、最適含水比よりも低い含水比と高い含水比において模型斜面を作製している。その後、20回の振動載荷を模型斜面に与えた後、降雨試験を開始し、複合的な外力が斜面崩壊に及ぼす影響を調べている。図中の と では、初期含水比を変化させずに入力加速度の違いが斜面崩壊に及ぼす影響(Case1~Case4, Case5~Case8)を、 では入力加速度を一定にし、初期含水比の違いが斜面崩壊に及ぼす影響(Case3, Case7)について検討している。行った全試験ケースを表-1に示す。

【斜面崩壊の定義と入力加速度の設定方法】

既往の研究⁸⁾⁻¹⁰⁾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、PIV解析から算出したせん断ひずみが4~6%発生後、崩壊に至っている。本研究では、模型斜面作製時に挿入した7本の風糸の変位から算出したせん断ひずみ γ をそれぞれ算出し(写真-1参照)、その平均値が4%になった時点を斜面崩壊と定義している。

また、入力加速度の違いが模型斜面に与える影響を定量的に評価するために、はじめに初期含水比37%で作製した模型斜面において、せん断ひずみが $\gamma = 1, 2, 3, 4 \sim 6\%$ 発生する入力加速度を規定した。初期含水比43%の模型斜面については、37%で作製した模型斜面と同じ入力加速度で振動載荷を与えた場合について比較・検討している(表-1参照)。また、はじめに発生した崩壊を一次崩壊、その後生じた崩壊を二次崩壊と称して、以下議論することにする。

【斜面作製方法と試験条件】

- (a) 所定の斜面形状になるようにアルミサッシを設置し、所定の含水比($w_0 = 37, 43\%$)になるように調整する。その後、試料を均一になるようにまきだして堆積させる。目標の斜面の乾燥密度 $\rho_d = 0.90\text{g/cm}^3$ (締固め

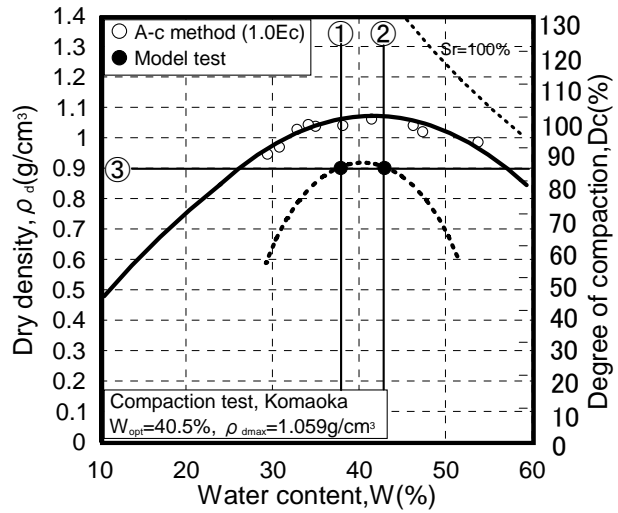


図-2 締固め曲線



写真-1 初期の模型斜面の状況

表-1 試験ケース

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8	case9	case10
Sample name	Komaoka volcanic soil									
Number of cycles	20									
Angle of inclination, $\alpha(^{\circ})$	45									
Initial water content(%)	37					43				
Length of base, B(mm)	400									
Dry density, $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	0.90									
Rainfall intensity(mm/h)	100									
Acceleration(gal)		200	250	280	550		200	250	280	550
Shear strain(%)		1	2	3	6		0.9	1.1	1.6	6

度 $D_c=85\%$) を再現するために質量 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。

- (b) 所定の高さまで試料を締固め、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。

模型実験の代表的な斜面形状、計器配置図を図-3 に、試験条件を表-1 に示す。

ここでは、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、崩系の変位から算出されるせん断ひずみが用いられている。間隙水圧及び飽和度は、間隙水圧計 (pw1 ~ pw2) と誘電率型の土壌水分計 (sm1 ~ sm2) 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 (ここでは 100mm/h) になるように調節する。また、

振動装置の周期、振幅を変化させ所定の加速度 (200, 250, 280, 550gal) に設定する。

模型斜面作製後、図-1 に示す振動装置を起動すると同時に、土壌水分計、間隙水圧計、加速度計の測定を開始する。20 回の振動装置後、一度、間隙水圧計と加速度計を停止する。

振動装置終了後、図-1 に示すスプレーノズルから水を噴霧すると同時に、間隙水圧計、加速度計の測定を開始する。

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 1 時間の降雨履歴を与えるまで実験を継続する。振動装置が終了した時点で模型斜面の崩壊が確認された場合は、この時点で実験を終了した。

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、崩壊時含水比 w_f を求めている。

本模型振動実験における相似則を表-2 に示す。この相似則は土構造物の力学現象を支配する物体力を模型と実物で一致させることによって導かれたものであり、本研究においてもこの相似則にもとづいて議論した。なお、本試験での縮尺比 (模型/実物) は 1/5 としている。

4. 結果と考察

4-1. 振動履歴と降雨履歴を与えた斜面表層崩壊機構

ここでは、最適含水比 ($w_{opt} = 40.5\%$) よりも低い含水比 ($w_0 = 37\%$) と高い含水比 ($w_0 = 43\%$) の 2 つのケースにおいて、入力加速度の違いが斜面崩壊に及ぼす影響を検討する。はじめに、入力加速度を変化させたケース (Case3 ~ Case6) における斜面崩壊の特徴について述べる。試験条件は、斜面角 45° 、降雨強度 100mm/h であり、初期含水比は 37, 43% の 2 種類、斜面密度を $\rho_d = 0.90\text{g/cm}^3$ (締固め度 85%) である。

(1) 初期含水比 37% における入力加速度の違いが斜面崩壊に及ぼす影響

図-4 に入力加速度の違いによる応答加速度の変化を示す。入力加速度 280gal ($\gamma = 3\%$) の場合 (図-4(a) 参照) では、試験開始後、天端部の応答加速度が大きくなるが、斜面にひび割れ、崩壊は発生しなかった (写真-2(a) 参照)。図示は省略するが、入力加速度 200gal ($\gamma = 1\%$)、250gal ($\gamma = 2\%$) の場合についても同様な結

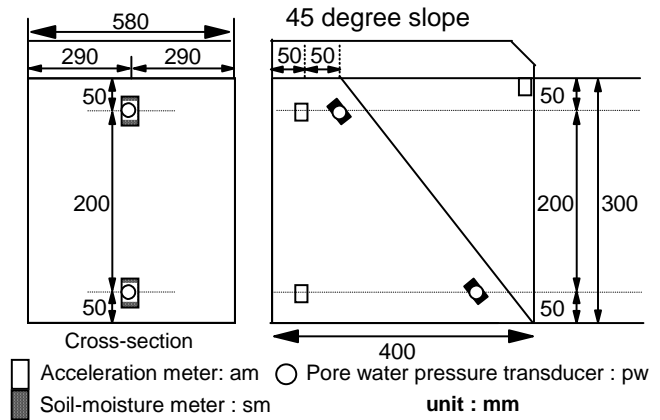


図-3 代表的な模型斜面の形状と計器配置図

表-2 模型振動実験での相似則

	Scale (Model/Prototype)
Length	$1/\lambda$
Frequency	$\lambda^{3/4}$
Density	1
Deformation	$1/\lambda^{3/4}$
Strain	$1/\lambda^{1/2}$
Stress	$1/\lambda$
Acceleration	1

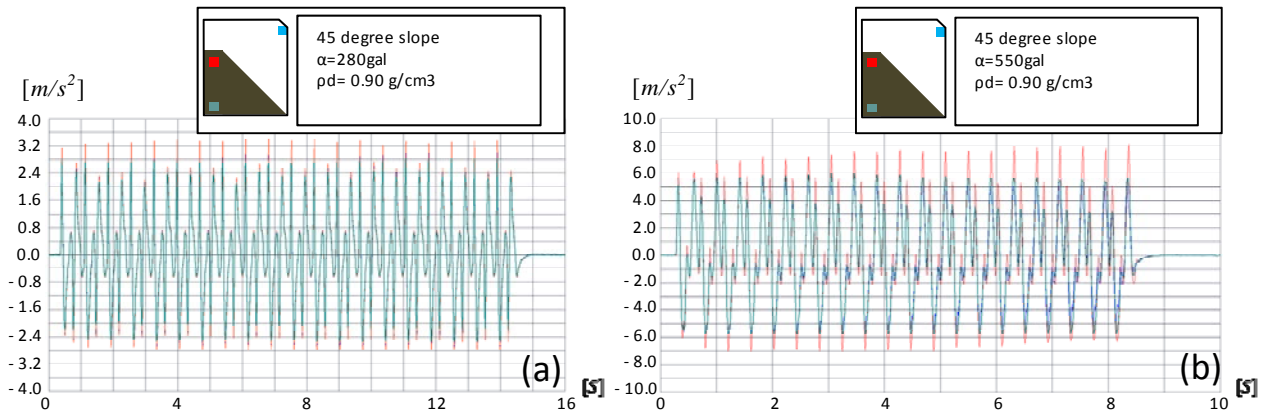


図-4 入力加速度の違いによる応答加速度の変化 ($w_0 = 37\%$, 振動載荷時)

(a) 280gal ($\gamma = 1\%$) (b) 550gal ($\gamma = 6\%$)

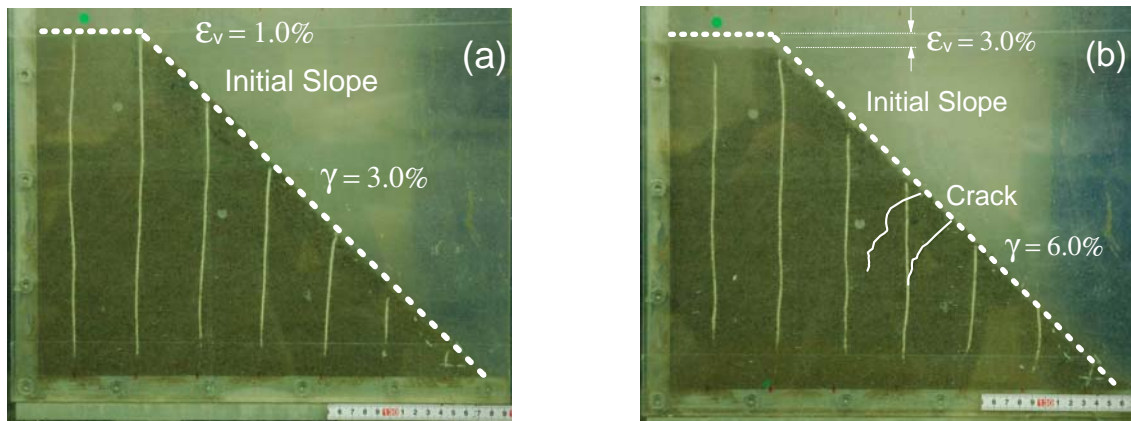


写真-2 入力加速度の違いによる振動載荷後の斜面形状の変化 ($w_0 = 37\%$)

(a) 280gal ($\gamma = 1\%$) (b) 550gal ($\gamma = 6\%$)

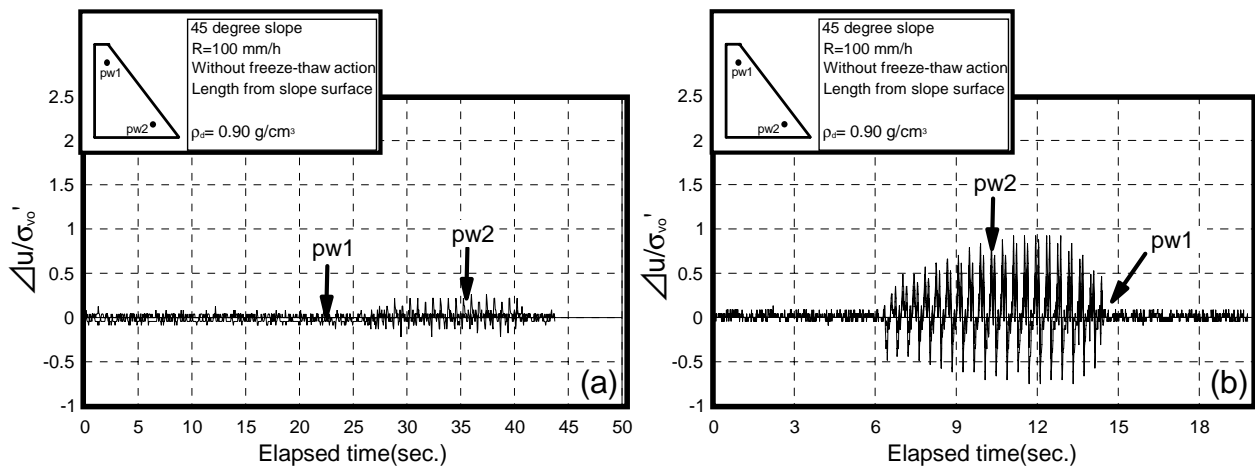


図-5 入力加速度の違いによる間隙水圧挙動の変化 ($w_0 = 37\%$, 振動載荷時)

(a) 280gal ($\gamma = 3\%$) (b) 550gal ($\gamma = 6\%$)

果であった。次に、入力加速度 550gal ($\gamma = 6\%$) の場合 (図-4(b) 参照) では、試験開始後、天端部の応答加速度が上昇し、10 秒ほどで斜面中央部に大きなひび割れが発生した (写真-2(b) 参照)。天端部の応答加速度の上昇は斜面内のせん断変形に起因するものであろう。また、振動終了後に 200gal ($\gamma = 1\%$) では 0.3% の鉛直ひずみ ϵ_v (沈下量/斜面初期の高さ)、550gal ($\gamma = 6\%$) では 3% の鉛直ひずみ ϵ_v が発生した。

図-5 に振動時における間隙水圧挙動の変化を示す。なお、間隙水圧 Δu を初期の土かぶり圧 σ'_{v0} で正規化して示している。図より、両ケースについても、間隙水圧計 pw2 が加速度振動の影響により変動している。入力加速度の違いによって変動の大きさは異なるものの、間隙水圧は蓄積されずに振動載荷後は初期値に落ち

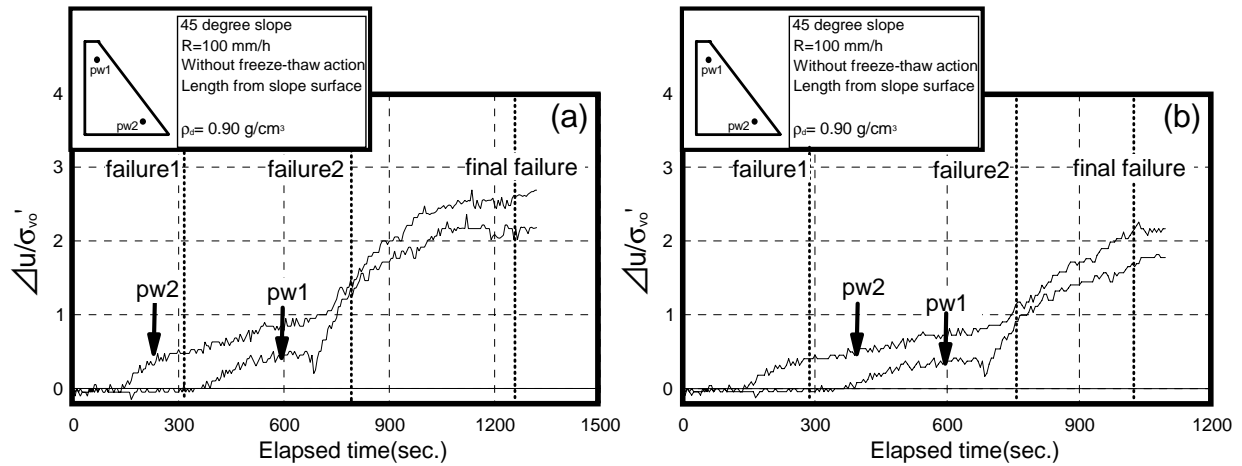


図-6 入力加速度の違いによる間隙水圧挙動の変化 ($w_0 = 37\%$, 降雨時)

(a) 200gal ($\gamma = 1\%$) (b) 280gal ($\gamma = 6\%$)

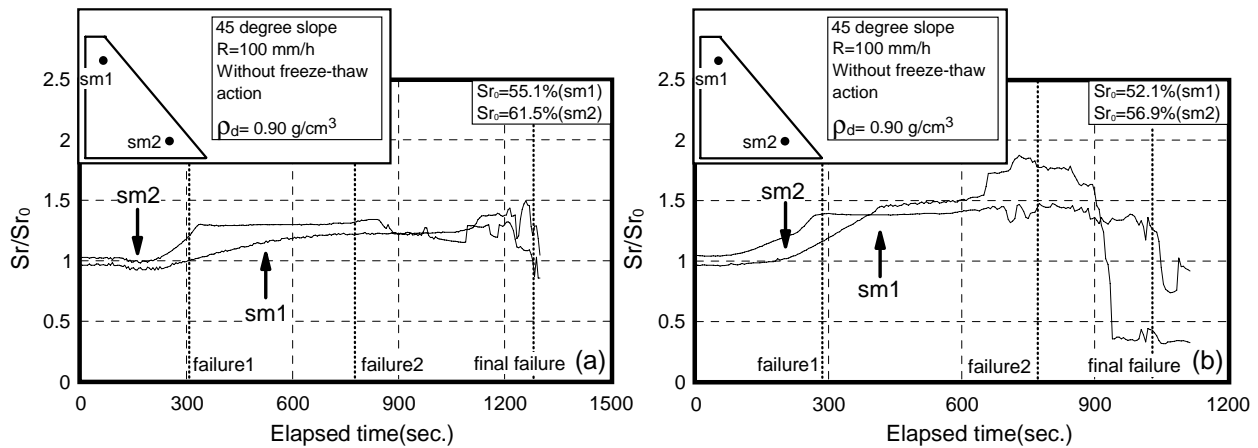


図-7 入力加速度の違いによる飽和度の変化 ($w_0 = 37\%$, 降雨時)

(a) 200gal ($\gamma = 1\%$) (b) 280gal ($\gamma = 3\%$)

着いている．なお，振動時における飽和度の変化については，明瞭な変化が確認できなかったため図示は省略した．

次に，地震動後の降雨時力学挙動について考察する (Case2, Case4)．図-6 に降雨時における間隙水圧挙動の変化を示す．図より，入力加速度の違いにかかわらず，間隙水圧が崩壊直前に増加し，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 pw2 が早い段階で増加しており，これにともない斜面のり先部で一次崩壊が発生した (写真-3 参照)．その後，斜面上部の間隙水圧 pw1 が急上昇することによって，二次崩壊に至っている．例えば八木ら¹¹⁾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良く表現しているといえる．また，降雨のみを与えた過去の研究結果⁷⁾と同様であった．一方，入力加速度 550gal ($\gamma = 6\%$) の場合では，振動載荷時に斜面内に大きなひび割れが発生し，斜面崩壊の定義であるせん断ひずみ $\gamma = 4\%$ を上回ったため，その時点をもって崩壊として降雨試験は行っていない．

図-7 に降雨時における代表的な飽和度の変化を示す．飽和度は試験開始時の初期値 Sr_0 によって正規化し



写真-3 のり先部の崩壊状況 (正面)

て示している。図から、既往の研究^{7), 9)}と同様に降雨浸透に伴い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。また、最終的な崩壊形状に至るまでの時間 (final failure) を比較したところ、入力加速度 200gal ($\gamma = 1\%$) では 1287 秒、250gal ($\gamma = 2\%$) では 1260 秒、280gal ($\gamma = 3\%$) では 1079 秒と斜面内のせん断ひずみが大きくなるほど崩壊までの時間が短くなる結果となった。これらは、振動履歴の影響によって模型斜面の骨格構造が変化し、降雨に対する抵抗が小さくなったことが原因と考えられる。以上のことから、最適含水比よりも低い含水比 (乾燥側) では、飽和度の変化と間隙水圧挙動、振動履歴によって発生するせん断ひずみの定量的な評価は盛土の安定性を議論する上で重要であると言える。

(2) 初期含水比 43%における入力加速度の違いが斜面崩壊に及ぼす影響

図-8 は入力加速度の違いによる応答加速度の変化を示したものである。入力加速度 200gal ($\gamma = 0.9\%$) の場合 (図-8(a)参照) では、天端部の応答加速度が若干上昇するものの、ひび割れ、沈下などは確認されなかった (写真-4 参照)。一方、入力加速度 280gal ($\gamma = 1.6\%$) の場合 (図-8(b)参照) では、天端部の応答加速度が大きく変動している。このことは、後述する過剰間隙水圧の増加に伴う天端部の軟化が原因と考えられる。実際、約 0.4% の鉛直ひずみ ϵ_v が生じ、斜面底部から水の浸み出しが確認された。なお、図示は省略するが、入力加速度 550gal ($\gamma = 6\%$) の場合では基本的に 280gal と同様な傾向を示し、280gal ($\gamma = 1.6\%$) よりも天端部の応答加速度は大きく上昇していた。また、ひび割れやすべりを伴う崩壊は確認されなかったが、2.7% の鉛直ひずみとせん断ひずみが 4% 以上発生したことから、本研究では崩壊と定義した (写真-5 参照)。

図-9 に振動時における間隙水圧挙動の変化を示す。入力加速度 200gal ($\gamma = 0.9\%$) の場合 (図-9(a)参照) では、振動の影響により間隙水圧が若干上昇し蓄積されるが、模型斜面に大きな変化は現れなかった。一方、入力加速度 280gal ($\gamma = 1.1\%$) の場合 (図-9(b)参照) では、振動载荷後、間隙水圧が大きく上昇した。特に天端部の間隙水圧 p_w1 が大きい値を示していることがわかる。なお、飽和度については、顕著な変化が確認さ

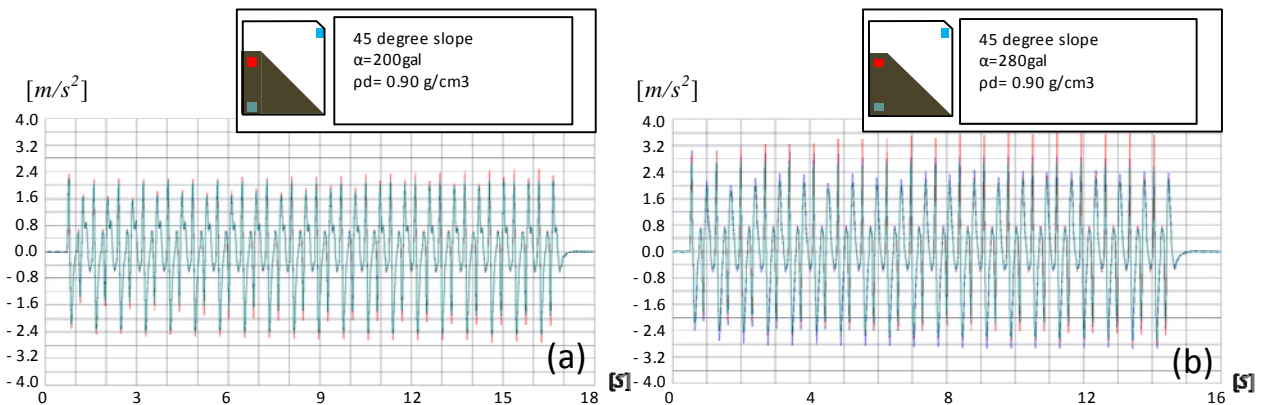


図-8 入力加速度の違いによる応答加速度の変化 ($w_0 = 43\%$, 振動载荷時)

(a) 200gal ($\gamma = 0.9\%$) (b) 280gal ($\gamma = 1.6\%$)

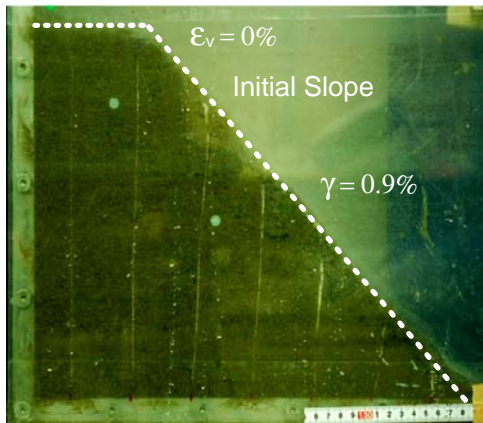


写真-4 入力加速度 200gal ($\gamma = 0.9\%$) における振動载荷後の斜面形状

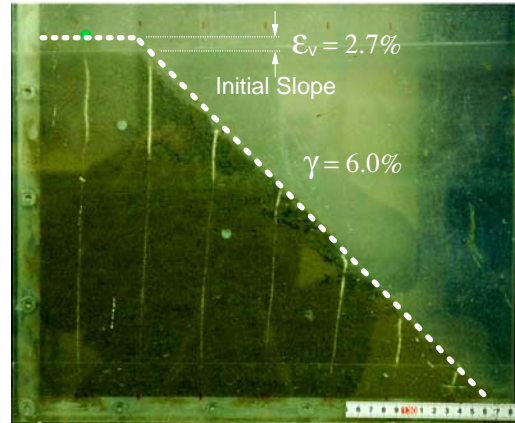


写真-5 入力加速度 550gal ($\gamma = 6\%$) における振動载荷後の斜面形状

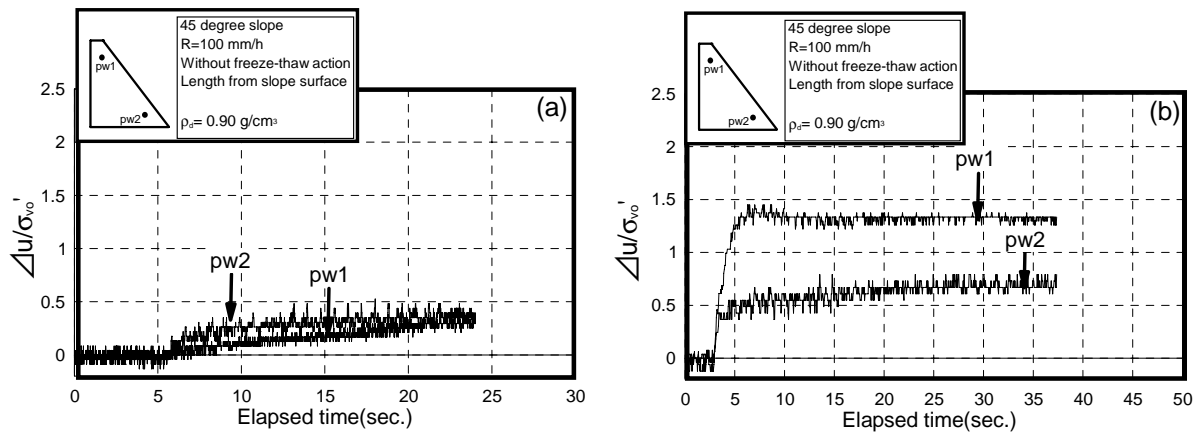


図-9 入力加速度の違いによる間隙水圧挙動の変化 ($w_0 = 43\%$, 振動載荷時)

(a) 200gal ($\gamma = 1.0\%$) (b) 280gal ($\gamma = 1.6\%$)

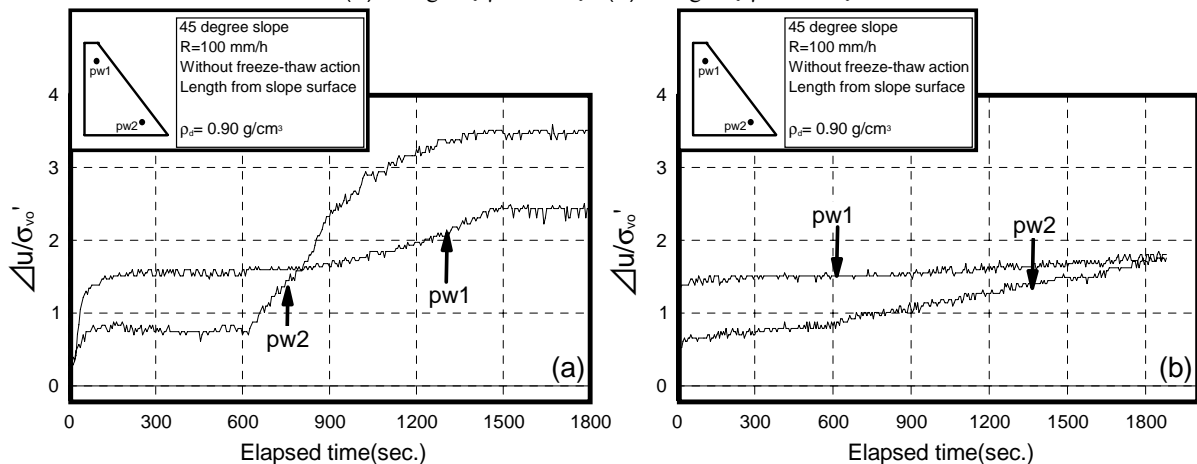


図-10 入力加速度の違いによる間隙水圧挙動の変化 ($w_0 = 43\%$, 降雨時)

(a) 200gal ($\gamma = 1.0\%$) (b) 280gal ($\gamma = 1.6\%$)

れなかった．鉛直ひずみ ε_v に差はあるものの，入力加速度 550gal ($\gamma = 6\%$)についてもほぼ同様な傾向を示している．このように過剰間隙水圧比が 1 を超えているにもかかわらず，崩壊に至らない理由はサイクリックモビリティに移行していることが考えられる．特に，細粒分が多い本火山灰質土においても同様の挙動が起こる可能性があることは非常に興味深い．いずれにしても，最適含水比よりも高い含水比では振動載荷履歴の影響によって崩壊形態の変化に注意が必要である．

同様に，地震動後の降雨時力学挙動について考察する (Case7, Case9)．図-10 に入力加速度の違いにおける間隙水圧挙動の変化を示す．入力加速度の違いによって初期間隙水圧は異なるが，両ケースとも，降雨後の浸透に伴う間隙水圧の上昇が確認される．また，入力加速度 200gal ($\gamma = 0.9\%$) の場合 (図-10(a) 参照) では，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．特に，間隙水圧 pw2 が大きく上昇しており，これは，斜面表層が流動する過程で間隙水圧計が斜面内部から露出してしまったことと，露出した間隙水圧計に崩壊した土が堆積したことが原因であろう．それに対して，入力加速度 280gal ($\gamma = 1.6\%$) の場合 (図-10(b) 参照) では，間隙水圧は上昇するが崩壊には至らなかった．図-11 は初期含水比 43%における飽和度の変化を示したものである．初期含水比 43% の場合では，振動載荷の有無に関わらず，初期飽和度が高いた

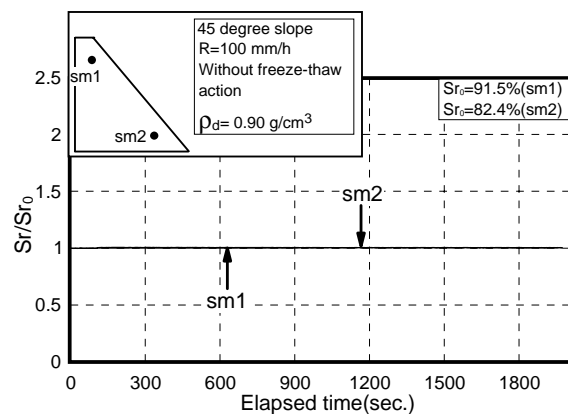


図-11 初期含水比 43%における飽和度の変化
280gal ($\gamma = 1.6\%$)

め、斜面表層が流動する場合でも顕著な変化は認められなかった。

前述のように、200gal で表層崩壊、280gal で非崩壊であることについて検討を行った。ここでは、280gal の振動を与えた後の斜面内状態を調べるためにシンウォールサンプラーを用いた斜面内の密度を測定している。天端から斜面中央に向けて2本、斜面中央から斜面底部に向けて1本の試料を採取した。その結果、斜面内密度の平均が $\rho_d=1.149\text{g/cm}^3$ (締固め度 D_c に換算すると23%上昇)まで増加していることが明らかにされた。計測方法の問題も含まれているが、入力加速度280gal ($\gamma=1.6\%$)の場合(図-10(b)参照)では振動によって間隙水圧は上昇するものの、その後、斜面の密度が増加し、崩壊に至らなかったと推測される。一方、伊藤ら¹²⁾は駒岡火山灰土の静的三軸力学挙動を調べており、あるせん断ひずみを超えると最適含水比より湿潤側でせん断強度が乾燥側より高くなることを示している。このことは、乾燥側と湿潤側の強度評価の重要性を示したものであろう。本模型実験と要素試験における要素での正確な比較はできないが、このことも前述の結果の一因になっている可能性もある。いずれにしても、今後、詳細な検討を行う予定である。

以上のことから、振動載荷履歴の影響は、初期含水比43%と初期含水比37%では大きく異なることが予想される。地震動後の履歴の影響を適切に評価するためには、含水状態の把握が重要になると言える。次の節では、このことについて、さらなる検討を加えた。

(c) 初期含水比の違いが斜面表層崩壊に及ぼす影響

ここでは、前述の結果にもとづいて、初期含水比の違いによる影響を考察した。

入力加速度200galで振動を与えたケースの比較では、初期含水比の違いに関わらず、応答加速度は小さく、振動による顕著な変化もなく、振動履歴無における試験結果とほぼ同様な結果が得られた。

次に、入力加速度280galについて比較してみると、初期含水比37%(図-4(a)参照)、初期含水比43%(図-8(b)参照)ともに、天端部の応答加速度が上昇している。しかし、初期含水比37%では、せん断ひずみが $\gamma=3\%$ 、鉛直ひずみが $\varepsilon_v=1\%$ 発生したのに対して、初期含水比43%では、せん断ひずみが $\gamma=1.6\%$ 、鉛直ひずみが $\varepsilon_v=0.4\%$ とどちらも低い値となった。振動時の間隙水圧挙動では、初期含水比37%(図-5(a)参照)では間隙水圧計pw2が振動の影響により若干変動しているが、間隙水圧は蓄積されず、振動終了後は初期値に落ち着いている。それに対して、初期含水比43%(図-9(b)参照)では、振動後に間隙水圧が大きく上昇したままである。また、斜面底部で水の浸み出しが確認されることから、最適含水比よりも高い含水比では模型斜面が軟化する傾向があると言えるだろう。

次に、280galにおける降雨時の間隙水圧挙動について比較してみると、初期含水比37%(図-6(b)参照)では降雨開始から150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-10(b)参照)では振動の影響により間隙水圧の初期値が高く、降雨開始時から上昇している。崩壊時間の比較では、初期含水比37%の場合(図-6(b)参照)では、一次崩壊(failure1)が300秒ほどで発生するのに対して、初期含水比43%の場合(図-10(b)参照)では、斜面崩壊が発生しなかった。既往の研究⁷⁾では、初期含水比43%では、初期含水比37%に比べると高含水状態であるため、間隙水圧の上昇速度が早く、崩壊までの時間が短くなることを報告している。本研究においても、入力加速度200galの場合では、同様の結果を示している。しかし、入力加速度280galで振動を与えたケースについては斜面が崩壊していない。このことは前述の通り、振動履歴による影響により斜面内密度が増加したことに起因するものであろう。

次に、飽和度の変化について比較すると、初期含水比37%(図-7(b)参照)では降雨開始後に飽和度が上昇し、ピークを迎えると崩壊しているのに対して、初期含水比43%(図-11参照)では飽和度がほとんど上昇していないことがわかる。これらのことから、振動に伴う斜面の変形挙動の変化のみでは無く、間隙水圧挙動や飽和度挙動も最適含水比を挟み大きく変化していることが明らかである。また、振動載荷後の降雨時力学挙動も大きく異なっている。

図-12にせん断ひずみの違いによる崩壊時間の変化を示す。なお、崩壊時間は初期含水比37%における振動履歴無のケース(Case1)の崩壊時間 T_{failure0} (1400秒)によって正規化して示している。図から、初期含水比の違いに関わらず、せん断ひずみが1%に達するまでは崩壊時間に大きな変化はないことがわかる。しかし、せん断ひずみ1%を超えたあたりから最適含水比よりも低い含水比($w_0=37\%$)では、せん断ひずみが大きくなるほど崩壊に至るまでの時間が早くなっている。それに対して、最適含水比よりも高い含水比($w_0=43\%$)で

は、せん断ひずみが大きくなると降雨によって崩壊しなくなっている。しかし、初期含水比の違いに関わらず、入力加速度550galで振動を加えると振動のみで崩壊に至っている。

以上のことを総合すると、本試験の範囲では、最適含水比よりも低い含水比で作製した本模型斜面では振動によるせん断ひずみ、それに伴う変形は斜面内の強度と降雨に対する抵抗を損失させると考えられる。一方、最適含水比よりも高い含水比で作製した斜面では振動による締固め効果によって斜面強度が増加するため、降雨による崩壊は発生しなくなると考えられる。しかし、さらに大きな振動を受けた場合では、初期含水比に関わらず、大きく変形し、せん断ひずみを伴う崩壊に至る。斜面が崩壊しない場合でも降雨時に間隙水圧が上昇するのは、浸透しない水が斜面表層部を流れるため斜面表層に埋設されている間隙水圧計が反応しているからであろう。

これらのことから、振動の影響は初期含水比によって大きく異なり、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明らかにされた。

4-2. 斜面表層崩壊と保水量の関係

既往の研究⁹⁾では、土質特性や崩壊モードの違いにかかわらず、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、 β と γ は土質材料に起因する形状係数である。ここでは、既往の研究で用いた駒岡火山灰土において、地振動と降雨の複合的な影響を考慮し同様の検討を行った。

図-13は駒岡火山灰土の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⁷⁾。なお、図中には、本研究の降雨のみで崩壊したケースを印で、振動載荷後の降雨で崩壊したケースを印でプロットしている。また、図中には初期保水量を併せてプロットしており、既往の研究^{例えば⁹⁾}より得られた柏原火山灰土ならびに当幌火山灰土、駒岡火山灰土の保水量の変化も併せて示している。図から、降雨のみで崩壊した印のケースでは、(1)式で表わされる曲線上にプロットされており、既往の研究と同様の関係が得られている。しかし、振動載荷後の降雨で崩壊した印のケースでは、最適含水比よりも低い含水比で作製した模型斜面の場合では、(1)式で表わされる値よりも低い含水比で崩壊に至っている。それに対して、最適含水比よりも高い含水比で作製した模型斜面の場合では、振動載荷後の降雨で壊れるケースにおいても、(1)式で表わされる値とほぼ同値を示した。このことは凍結融解履歴を受けたケースと同様に、斜面の密度の変化に依存して崩壊時保水量の変化を示唆したものである。

以上のことから、振動載荷の影響は初期含水比の違いによって大きく異なり、斜面崩壊を議論するうえでは斜面内の含水状態

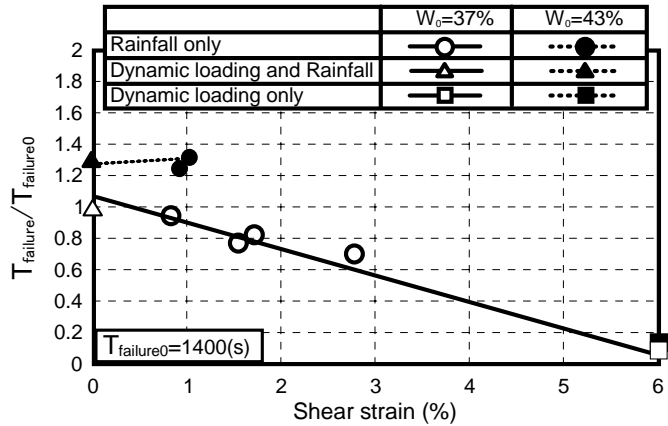


図-12 せん断ひずみの相違による崩壊時間の変化

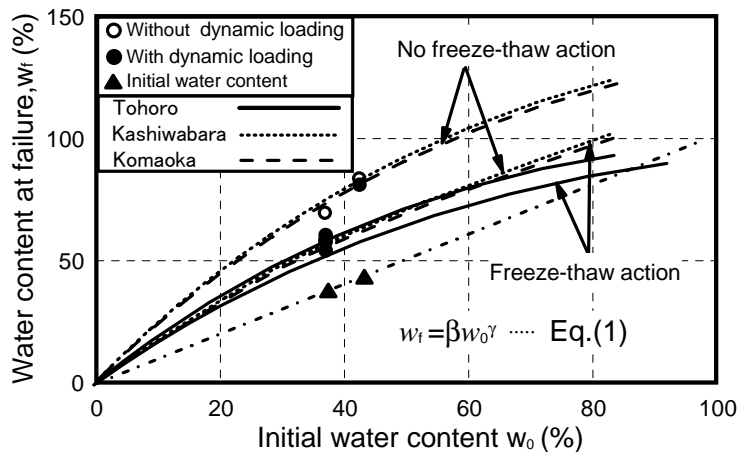


図-13 崩壊時含水比と初期含水比の関係

とせん断ひずみを把握することは非常に重要であると言える。また、対象となる斜面において、(1)式のような式が利用可能となれば、実務的に簡易的な斜面安定性評価ができると言える。

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) 入力加速度の違い及び初期含水比の違いは、振動時の崩壊形態の変化や降雨時の崩壊形状ならびに力学的安定性に影響を及ぼす。特に、最適含水比を境界として、それらの力学挙動は明瞭に異なる。
- (2) 地震動のような振動履歴によって発生するせん断ひずみを的確に評価することは、斜面の安定性を議論する上で重要である。
- (3) 提案している崩壊時含水比と初期含水比の関係は振動および降雨履歴を受けた斜面の崩壊予測に有用である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、平成 25 年度科学研究費補助金 基盤研究 A(代表 三浦清一)、基盤研究 C(代表 川村志麻)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 古舘 聖斗 君と近藤雅大 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) 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発表論文集，降雨と地震の複合災害に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関する研究委員会，地盤工学会，pp.2-51, 2010.
- (2) 森友宏，千葉崇，渦岡良介，風間基樹：谷埋め盛土地盤における降雨に伴う水分変化と地震応答特性，日本地震工学会論文集，Vol.10, No.4, pp.1-13, 2010.
- (3) 秦吉弥，一井康二：降雨の影響を考慮可能な盛土斜面の動的解析，Journal of the Japan Landslide Society, Vol.48, No.4, pp187-197, 2011.
- (4) 中村晋，樋口俊一，澤田純雄，吉田望：遠心振動実験による含水性状の差異が盛土の崩壊性状に及ぼす影響，土木学会論文集 C，Vol.66, No.2, pp.446-456, 2010.
- (5) 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，pp.193-198, 2012.
- (6) 川村志麻，三浦清一，宮浦征宏：実物大盛土の崩壊現象とその動態観測，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 54 号，2014。(印刷中)
- (7) 佐藤要太，川村志麻，三浦清一：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，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 53 号，pp.175-184, 2013.
- (8) 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.
- (9) S. Kawamura and S. Miura: Rainfall-induced failures of volcanic slopes subjected to freezing and thawing, Soils and Foundations, Vol.53, No.3, pp. 443-461, 2013.
- (10) 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.
- (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) 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，第 52 号，pp.81-88, 2012.

亀裂周辺の劣化を考慮した岩盤崩落の遠心力模型実験

(独)土木研究所寒地土木研究所○正会員 日下部祐基
豊橋技術科学大学 正会員 三浦 均也
(独)土木研究所寒地土木研究所 正会員 伊東 佳彦
(独)土木研究所寒地土木研究所 井上 豊基

1. まえがき

岩盤斜面の崩壊は、日本の地形・地質特性から発生危険箇所が多く存在する。しかしながら、詳細な調査・計測事例が少なく、岩盤崩壊のメカニズムの解明や予測技術は、十分に開発されていないのが現状である。

本研究では、岩盤斜面の崩壊の1タイプ、すなわち崩落危険岩体が数千 m^3 以上の大規模で斜面の傾斜が急であり、主な崩壊作用として引張力が働く大規模岩盤崩落のメカニズムを明らかにするために、一連の遠心力模型実験を実施してきた。これまでに、崩落危険岩体の背面にある亀裂の位置による影響を調査する目的で、亀裂が岩盤の上端あるいは下端にある場合の遠心力模型実験を行い解析¹⁾²⁾した。その結果、亀裂長が同じであれば亀裂が上端にある場合よりも下端にある場合の方が斜面の安定度が高く、崩落し難いことが明らかになった。さらに、この一連の実験と解析では、亀裂が下端にある場合の特殊なケースとして、亀裂周辺の岩石の変形が強く影響するケースがあることが判明した。

ここでは、特殊なケースとして模型岩体の背面亀裂材の弾性係数を変化させた遠心力模型実験を行い検討したので報告する。

2. 実験概要

実験対象とした亀裂が下端にある場合の特殊なケースとは、オーバーハングした崩落危険岩体の既存背面亀裂が、下端に存在する場合でオーバーハング垂直面に対して山側に傾斜するケースである。一般的なケース、すなわち背面亀裂が谷側に傾斜あるいは垂直面と一致するケースでは、危険崩落岩体は崩落時に亀裂面から剥がれる、いわゆる引張力が作用することになる。山側に傾斜するケースでは既存亀裂面に圧縮力が作用するために亀裂面の弾性が影響する。既存亀裂の周辺は、湧水や雨水による乾湿や凍結融解の影響を受けて劣化しやすいことから、このような条件は自然斜面でも容易に生じることが推測される。

遠心力模型実験は、模型縮尺を 1/70 として 5Case の供試体を作成して実施した。各実験 Case の供試体を

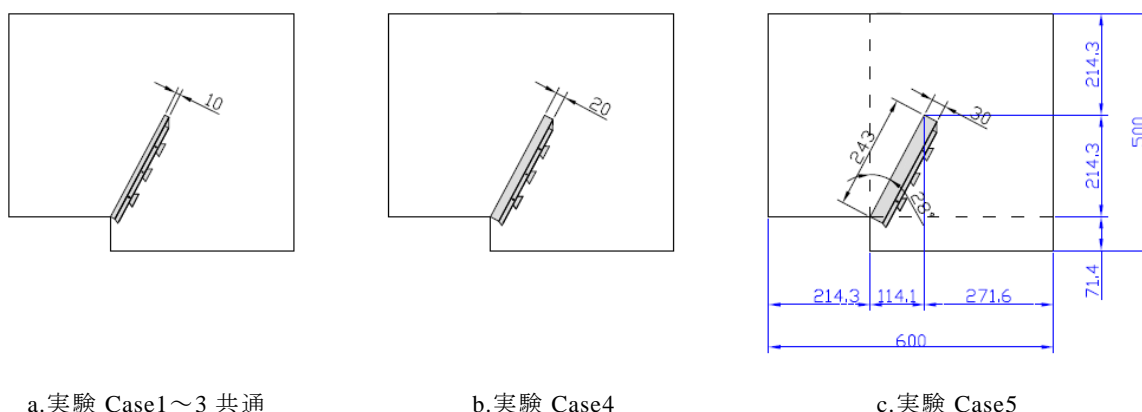


図-1 各供試体の形状図

Centrifugal model tests of sudden fall of bedrock with deterioration around crack

Yuki KUSAKABE, Yoshihiko ITO and Toyoki INOUE (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

Kinya MIURA (Toyohashi University of Technology)

表-1 各実験 Case に用いた背面亀裂材

実験 Case	背面亀裂材質
1	硬質発砲塩ビ板(厚さ t=10mm)
2	ゴムプレート(厚さ t=10mm)
3	発泡スチロール(厚さ t=10mm)
4	ゴムプレート(厚さ t=20mm)
5	ゴムプレート(厚さ t=30mm)

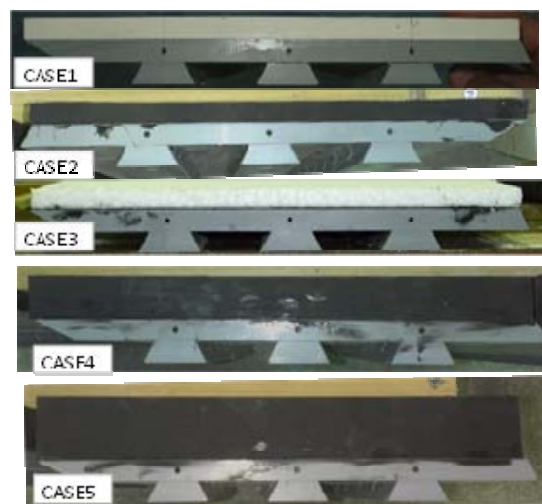


写真-1 背面亀裂材貼り付け状況

図-1 に示す（図は、遠心加速度方向を下向きにして、重力加速度方向と一致させて示している）。供試体には、これまで既存背面亀裂として所定長さの塩ビ板を片面に剥離剤を塗布して埋め込んだが、今回は塩ビ板の片面に弾性係数の異なる材料、およびその厚さを変えたものを張り付けて埋め込んだ。表-1 に各実験 Case に用いた背面亀裂材を、写真-1 に張り付け状況を示す。

模型供試体の材料は、予め配合決定したモルタルを用いた。モルタル配合に用いた目標強度は、遠心力載荷装置の最大遠心加速度 100G 以下で模型供試体が崩落する強度を想定して引張強さ $\sigma_t=180\text{kN/m}^2$ とした。（配合比=セメント C : 砂 S : カオリン粘土 N=1:4:1、水セメント比 W/C=2.25）

遠心力載荷実験は、供試体の切欠き先端から新たな亀裂の進展が予想される位置にひずみゲージを貼付して遠心力載荷装置に設置し、CCD カメラやレーザ変位計などの計測センサーを取り付けて実験を開始した。遠心力載荷の方法は、これまでの実験と同様に、制御パネルおよびモニター画面を確認しながら、遠心加速度を所定の値まで基本的に 5~10g（想定破壊加速度の 70%まで 10g ステップ、以後 5g ステップ）のステップで段階的に増加させ、1 ステップ 5 分間以上維持した。実験中は、ひずみの増加傾向やクラックの発生状況を常に観察して異常状態を監視した。ひずみの発生量が急増した場合には、遠心加速度を一定に保ってひずみの動向を観察した。その結果、ひずみがクリープ的に増加していないことを確認した場合には、次の加速度段階に移行した。

3. 実験結果および考察

表-2 に各実験 Case の遠心力模型実験から求められた崩落加速度実測値、および実験後供試体の岩石試験結果を示す。これらの結果を比較するために、これまでと同様に下記の(1)式を用いて遠心力模型実験結果によ

表-2 遠心力模型実験結果

実験Case	背面亀裂長 (m)	亀裂比	崩落加速度 実測値 $n_f(\text{G})$	模型縮尺 1/n	模型供試 体重心位 置半径 $r'(\text{m})$	遠心力載 荷装置の 有効半径 $r(\text{m})$	一軸供試 体の単位 体積重量 γ_t (kN/m^3)	実測引張 強さ σ_t (kN/m^2)	補正崩落 加速度 $n_{fs}(\text{G})$
1	0.243	0.50	35.0	70	3.18	3.50	17.4	282.0	21.7
2	0.243	0.50	27.0	70	3.18	3.50	18.1	351.0	14.0
3	0.243	0.50	25.0	70	3.18	3.50	17.0	339.0	12.7
4	0.243	0.50	33.0	70	3.18	3.50	16.6	327.0	16.9
5	0.243	0.50	24.0	70	3.18	3.50	16.4	375.0	10.6

表-3 背面亀裂材および母材モルタルの物性値

実験Case	背面亀裂材 厚さ (mm)	背面亀裂材 引張強さ (MPa)	背面亀裂材 弾性係数 E_h (MPa)	モルタル 一軸圧縮強さ (MPa)	モルタル 弾性係数 E_m (MPa)	弾性係数比 (E_h/E_m)
1	10	16.0	1450	1.75	585	2.48
2	10	3.2	50	2.27	483	0.10
3	10	0.02	10	2.03	584	0.02
4	20	3.2	50	2.21	371	0.13
5	30	3.2	50	2.70	385	0.13

る崩落加速度実測値を補正した。(1)式では、各実験Caseの差異の補正として基準値とした引張強さ $\sigma_s (=200\text{kN/m}^2)$ と単位体積重量 γ_s ($=18.0\text{kN/m}^3$) への換算、および測定する遠心加速度の半径位置を補正している。同表には、計算による補正崩落加速度も示した。

$$n_{fs} = \frac{\beta}{\alpha} n_f \frac{r'}{r} \quad (1)$$

ここに、 n_{fs} : 補正崩落加速度 (基準値に置き換えた崩落加速度) (G)

n_f : 実測崩落加速度 (G)

α : 供試体の実測引張強さ σ_t と引張強さの基準値 $\sigma_s (=200\text{kN/m}^2)$ の比 ($=\sigma_t / \sigma_s$)

β : 実測単位体積重量 γ_t と単位体積重量の基準値 γ_s ($=18.0\text{kN/m}^3$) の比 ($=\gamma_t / \gamma_s$)

r' : 模型供試体重心位置の半径 (m)

r : 遠心力载荷装置の有効半径 (m)

既存亀裂面の弾性係数が異なることによる崩落への影響について、実験Case1,2,3の結果を用いて示す。表-3に、ここで用いた背面亀裂材質の物性値を示した。なお、これらの物性値は一般に公開されている値である。図-2は、弾性係数比として各背面亀裂材料と供試体の母材であるモルタルの弾性係数の比を求めて、補正崩落加速度との関係を示したものである。弾性係数比が小さいほど崩落加速度が小さくなり、背面亀裂材料が柔らかいほど崩落しやすいことがわかる。これは、崩落危険岩体が崩落するときに回転モーメントが作用して既存亀裂面に圧縮力

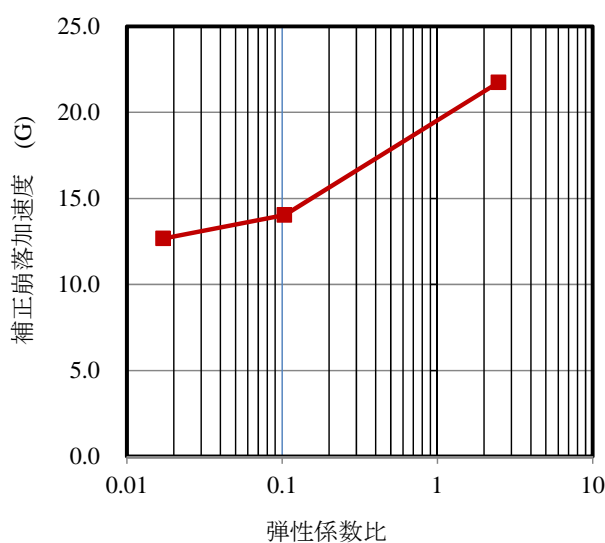


図-2 弾性係数比と補正崩落加速度

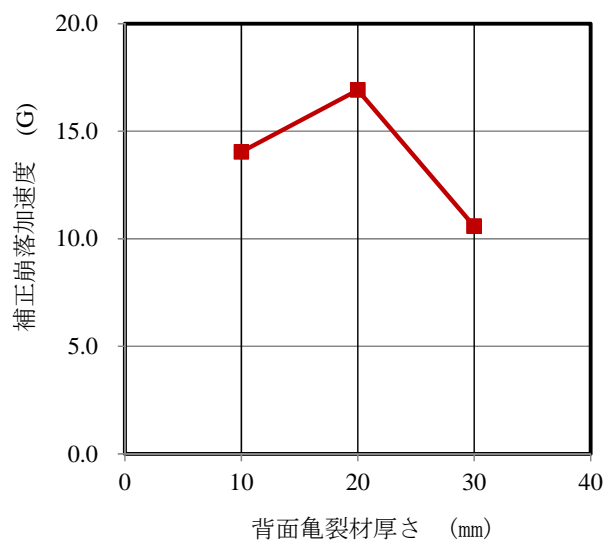


図-3 背面亀裂材厚さと補正崩落加速

が生じるが、その時に背面亀裂面が柔らかいほど崩落危険岩体は亀裂面側に変位して、新たに発生する亀裂面の引張力が再配分され、ある部位に集中して補正崩落加速度が小さくなったことが考えられる。

背面亀裂の劣化範囲の影響として、実験Case2,4,5の結果を用いて示す。図-3は背面亀裂材の厚さと補正崩落加速度の関係を示したものである。この結果では、背面亀裂材厚さが20mmで補正崩落加速度が大きくなっているが、これは異常値と思われる。背面亀裂材厚さ10mmと30mmでは、亀裂材が厚い30mmの方が補正崩落加速度は小さくなっている。この結果でも背面亀裂材の厚さが大きいほど崩落危険岩体が亀裂面側に変位しやすくなり、新たに発生する亀裂面の引張力が再配分され、補正崩落加速度が小さくなったことが推測される。

これらのことから、遠心実験結果は各種パラメータとの関係において想定された傾向を示していることが確認された。今後、有限要素法や極限平衡法を用いて解析を行い、特殊なケースの崩落メカニズムを解明したい。

4. まとめ

以上をまとめると次のとおりである。

- 1) 既存亀裂面の弾性係数が異なることによる崩落への影響を調査した結果、弾性係数比が小さいほど崩落加速度が小さくなり、背面亀裂材料が柔らかいほど崩落しやすい傾向が示された。
- 2) 背面亀裂の劣化範囲の影響を調査した結果、亀裂材が厚い方が補正崩落加速度は小さくなって、崩落しやすくなる傾向が示された。
- 3) 今後、有限要素法や極限平衡法を用いて解析を行い、特殊なケースの崩落メカニズムを解明したい。

5. あとがき

ここでは、岩盤崩落の特殊なケースとして、背面亀裂が下端に存在する場合でオーバーハング垂直面に対して山側に傾斜するケースについて遠心力模型実験を行った。実験結果は、想定された傾向を再現しており、今後は数値解析による崩落メカニズムの解明や定量的な評価法の確立を目指したいと考えている。

参考文献

- 1) 日下部祐基, 伊東佳彦, 井上豊基: 背面亀裂の進展方向に着目した岩盤崩壊の遠心力模型実験, 土木学会, 第 67 回年次学術講演会, pp673-674, 2012.9.
- 2) 日下部祐基, 伊東佳彦, 井上豊基: 背面亀裂の進展方向に着目した岩盤崩壊の遠心力模型実験(その2), 土木学会, 第 68 回年次学術講演会, pp237-238, 2013.9.

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
(独)北海道立総合研究機構		田近 淳
北海道大学大学院工学研究院	正会員	田中 洋行
(一財)北海道道路管理技術センター		三木田正則

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大きい。このため、降雨による土砂災害に対する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渡島半島、日高、留萌地域における土砂災害現場の降雨状況や地形、土質特性と土砂災害の関連性について報告する。

2. 道路管理指標としての土壌雨量指数の有効性

筆者らは、降雨による土砂災害について、道路管理の指標として土壌雨量指数が有効であることを報告¹⁾しており、それらの内容をまとめると以下のとおりである。

- ◆北海道内において過去に発生した降雨による土砂災害について災害発生時刻が特定できた事例(図-1参照)を基に土砂災害と降雨状況について検討した。
- ◆降雨のタイプには、大きく以下の3パターンに区分することが可能である。

【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。

【複数山降雨】1回の降雨で連続雨量のリセット(時間雨量2mm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。

【ダラダラ降雨】時間雨量は比較的少量であるが、長時間にわたり「ダラダラ」と降雨が継続する降雨パターン。

- ◆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く、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。
- ◆災害発生時の土壌雨量指数を見ると、100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。

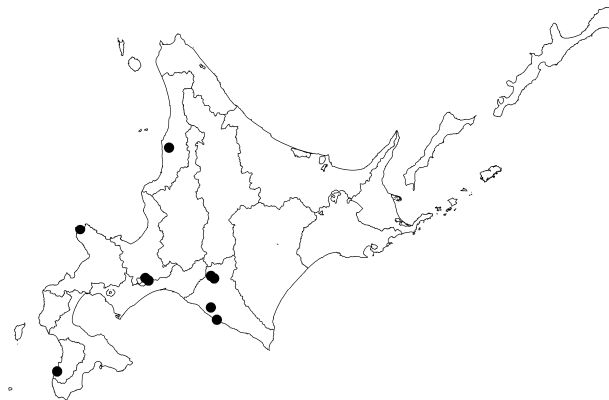


図-1 過去の降雨による代表的な土砂災害箇所

Rainfall types, geomorphological and soil physical characteristics of slope disasters in Oshima, Hidaka and Rumoi districts, in Hokkaido : Syuji Kobayashi, Hidetoshi Kon(Docon Co., Ltd.), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Jun tajika(Hokkaido Research Organization) ,Hiroyuki Tanaka(Hokkaido University) and Masanori Mikita(Hokkaido Road Management Engineering Center)

3. 現地調査の概要

3.1 調査位置

過去の災害発生状況から図-2、表-1 に示す渡島半島地域，日高地域，留萌地域の土砂災害 16 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。

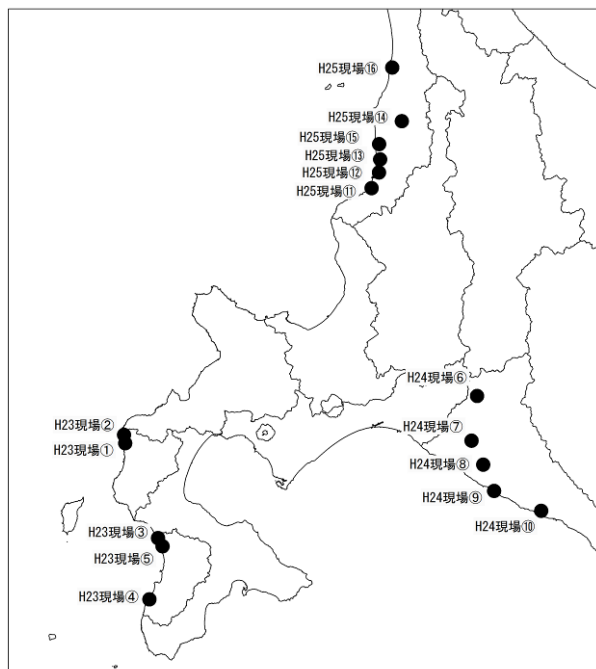


図-2 現地調査位置図

表-1 現地調査位置一覧表

番号	場所		崩壊発生日
現場①	せたな町	R229 KP=200.3	2010/7/29 時刻不明
現場②	せたな町	R229 KP=192.271	2011/7/16 時刻不明
現場③	乙部町豊浜	R229 KP=269.3	2010/8/12 時刻不明
現場④	上ノ国町汐吹	R228 KP=133.93	2008/8/3 17:28
現場⑤	乙部町鳥山	R229 KP=277.6~279.3	2010/8/11 時刻不明
現場⑥	平取町岩知志	R237号KP=136.1	2006/8/19 2:00
現場⑦	日高町	厚別川新和	2003/8/10 4:30
現場⑧	新冠町	新冠川流域の古岸	2003/8/9 21:30
現場⑨	新ひだか町	R235号近傍民家裏山	2000/5/15 1:00
現場⑩	浦河町	R236号浦河町月寒	2009/7/27 時刻不明
現場⑪	増毛町阿分	R231号KP=120	2012/8/26 20:00
現場⑫	小平町白谷	R232 KP=119.8	2012/8/1 2:00
現場⑬	小平町鬼泊	R232 KP=115	2011/9/3 時刻不明
現場⑭	苫前町霧立	R239KP=154.65	2012/8/1 2:00
現場⑮	小平町鬼鹿	R232 KP=109	2013/8/12~14 時刻不明
現場⑯	初山別村金駒内	R232 KP=56.04~56.58	2010/8/14 時刻不明

3.2 現地調査内容

現地調査は崩壊現場の地形特性および崩壊規模，その他土砂災害に起因するような事項を確認するために斜面の踏査(写真-1 参照)を行い，それと同時に地層構成の把握や崩壊土砂を対象とした土質試験試料採取のためのサンプリング(写真-2 参照)を実施した。なお，サンプリングについては現地状況や用地的な制約より採取可能な箇所のみの実施とした。

また，サンプリング試料については，土砂災害と崩壊土砂の物理的な特性との関連性を探るため，室内土質試験(物理試験)を実施した。

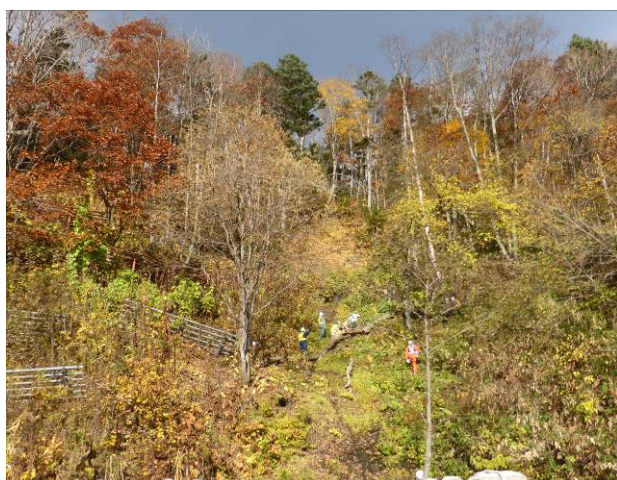


写真-1 現地踏査状況



写真-2 サンプリング状況

4. 調査試験結果と考察

4.1 地形地質の区分

対象とした被災現場を地形地質から次のような4タイプに区分した(表-3)。すなわち、おもに海成段丘の切土のり面や自然斜面で、斜面上部の段丘堆積物が表層崩壊し流走したもの(タイプA)、同じく段丘崖で厚い段丘堆積物がやや深い崩壊を起こしたもの(タイプB)、山腹斜面や段丘崖の崖錐堆積物や表土が表層崩壊したもの(タイプCおよびD)である。タイプCとDは基盤岩によって区別したもので前者が火山性の、後者が堆積性の岩盤からなる。

表-3 災害現場の地形地質タイプ

タイプ	地形地質タイプA	地形地質タイプB	地形地質タイプC	地形地質タイプD
場所	現場②→R229 (せたな) 現場⑤→R229 (乙部町鳥山) 現場⑨→R235 (新ひだか) 現場⑩→R236 (浦河町月寒) 現場⑬→R232 (初山別金駒内)	現場④→R228 (上ノ国町潮吹)	現場①→R229 (せたな) 現場⑥→R237 (平取町岩知志)	現場③→R229 (乙部町豊浜) 現場⑦→R231 (増毛町阿分) 現場⑧→R232 (小平町白谷) 現場⑪→R232 (小平町鬼泊) 現場⑫→R239 (苫前町露立)
地形地質的特徴	<ul style="list-style-type: none"> 急崖な岩盤斜面の上部に段丘堆積物が分布 概ね集水地形 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 	<ul style="list-style-type: none"> 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 	<ul style="list-style-type: none"> 急崖な火山性の岩盤斜面に表土(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 	<ul style="list-style-type: none"> 急崖な堆積性の岩盤斜面に表土(崖錐堆積物)が分布 集水地形および非集水地形 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				

※H24現場⑦⑧は地すべり的な崩壊であり対象外とした。
H25現場⑬は岩盤上の植生マットのずり落ちであり対象外とした

今回調査対象とした災害現場のうちタイプA, B, Cでは、いずれの場所でも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。しかしながらタイプDには集水地形の不明瞭な場所での崩壊も認められた。タイプDの基盤岩となっている第三紀堆積岩では、球状風化などによる亀裂が認められ、その亀裂が地下水の浸透や崩壊に関与している可能性がある²⁾。

また、図-3には地域別の地形地質タイプの頻度分布図を示しており、これから地形地質タイプと地域性の関連を見てみると、タイプA, B, Cには顕著な地域性は見られないが、タイプDにおいては留萌地域に多く存在する傾向が見られる。

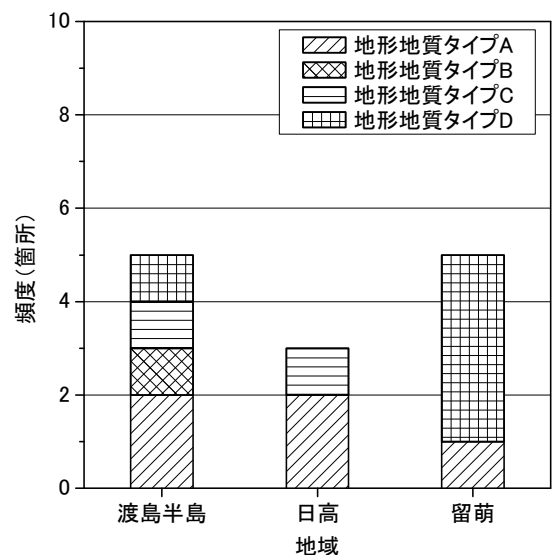


図-3 地域別の地形地質タイプ頻度図

4.2 被災箇所の降雨状況

現地調査を行った被災箇所における災害発生時の降雨状況を、近傍のアメダスデータを用いて整理すると図-4のとおりであり、それらの結果を表-4の降雨状況一覧表にとりまとめる。なお、表中の降雨パターンについては2章で述べた条件に準じてパターン分けを行っている。

表-4 災害現場の降雨状況一覧表

地域	番号	地形地質タイプ	場所	アメダス観測所	土壌雨量指数 最大値	連続雨量 最大値 (mm)	時間雨量 最大値 (mm/h)	降雨 パターン	崩壊発生日
渡島半島	現場①	C	せたな町 R229 KP=200.3	瀬棚	92	109.0	26.5	ひと山	2010/7/29 時刻不明
渡島半島	現場②	A	せたな町 R229 KP=192.271	瀬棚	112	114.5	15.5	ひと山	2011/7/16時刻不明
渡島半島	現場③	D	乙部町豊浜 R229 KP=269.3	潮見	142	203.0	42.5	複数山	2010/8/12 時刻不明
渡島半島	現場④	B	上ノ国町汐吹 R228 KP=133.93	石崎	154	99.0	34.0	複数山	2008/8/3 17:28
渡島半島	現場⑤	A	乙部町鳥山 R229 KP=277.6~279.3	潮見	142	203.0	42.5	複数山	2010/8/12時刻不明
日高	現場⑥	C	平取町岩知志 R237号KP=136.1	仁世宇	223	235.0	46.0	複数山	2006/8/19 2:00
日高	現場⑨	A	新ひだか町 R235号近傍民家裏山	静内	114	90.0	12.0	ダラダラ	2000/5/15 1:10
日高	現場⑩	A	浦河町 R236号浦河町月寒	浦河	64	40.5	19.5	ひと山	2009/7/27時刻不明
留萌	現場⑪	D	増毛町阿分 R231号KP=120	増毛	87	76.0	49.5	ひと山	2012/8/26 20:00
留萌	現場⑫	D	小平町白谷 R232 KP=119.8	留萌	97	71.0	35.0	複数山	2012/8/1 2:00
留萌	現場⑬	D	小平町鬼泊 R232 KP=115	留萌	96	113.0	21.0	複数山	2011/9/3時刻不明
留萌	現場⑭	D	苫前町霧立 R239KP=154.65	古丹別	70	48.5	14.0	複数山	2012/8/1 2:00
留萌	現場⑯	A	初山別村金駒内 R232 KP=56.04~56.58	初山別	110	98.0	67.5	ひと山	2010/8/14時刻不明

H24現場⑦⑧は地すべり的な崩壊であり対象外とした。

H25現場⑬は岩盤上の植生マットのずり落ちであり対象外とした

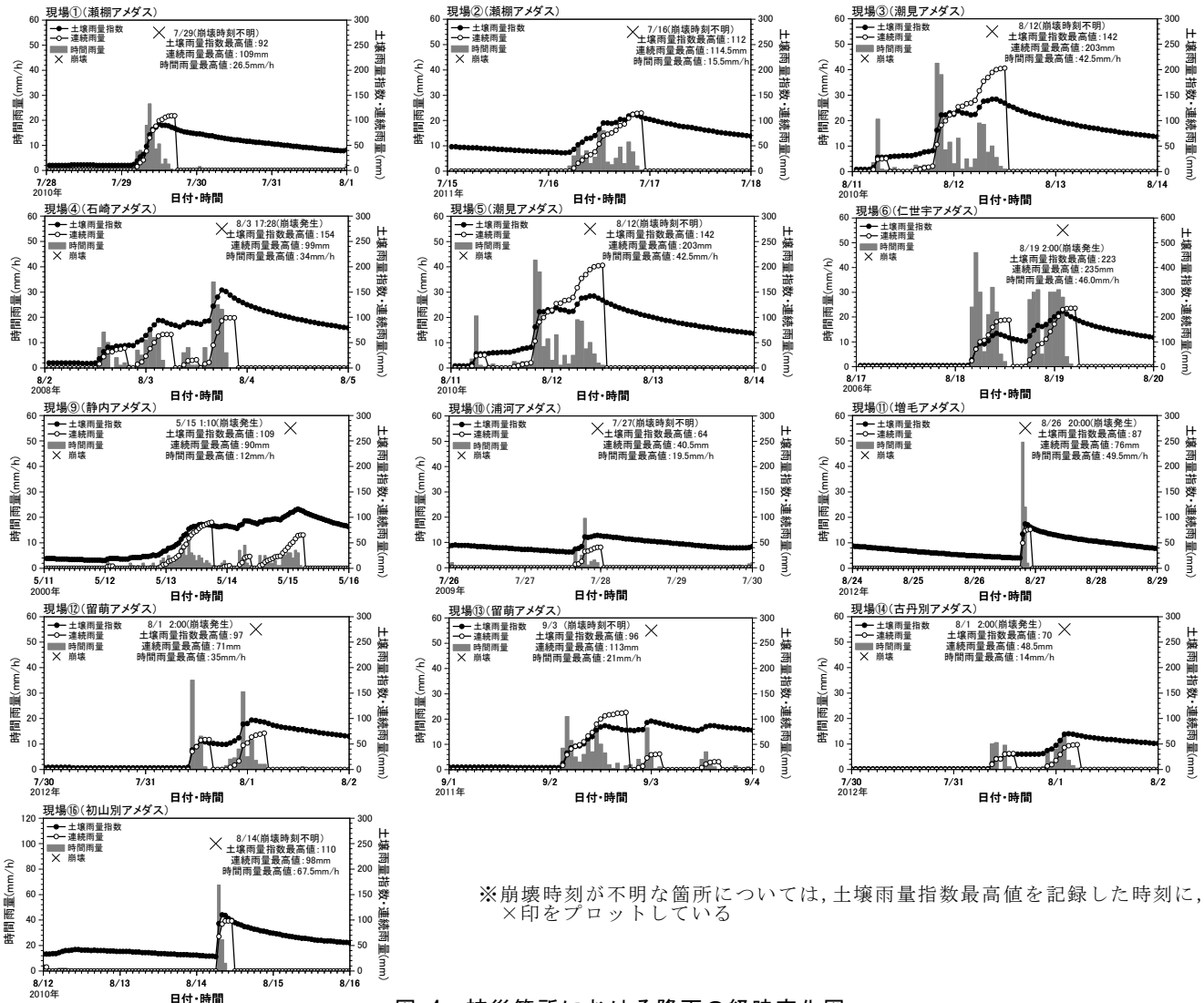


図-4 被災箇所における降雨の経時変化図

図-5には土壌雨量指数、連続雨量、時間雨量、降雨パターンにおける地形地質タイプの頻度分布図を示しており、図-5から降雨状況と崩壊箇所の地形地質タイプの関連性について以下のような傾向が見られる。

- ◆ 地形地質タイプ A, B, C は概ね土壌雨量指数 100 以上で崩壊にいたる傾向が強い。
- ◆ 地形地質タイプ D は土壌雨量指数 100 未満でも崩壊する箇所が多く、他の地形地質タイプよりも少ない雨量で崩壊にいたる傾向がある。
- ◆ 地形地質タイプ D は複数山パターンの降雨で崩壊が発生している箇所が多い。
- ◆ 連続雨量と時間雨量については地形地質タイプとの関連性は低い傾向がある。

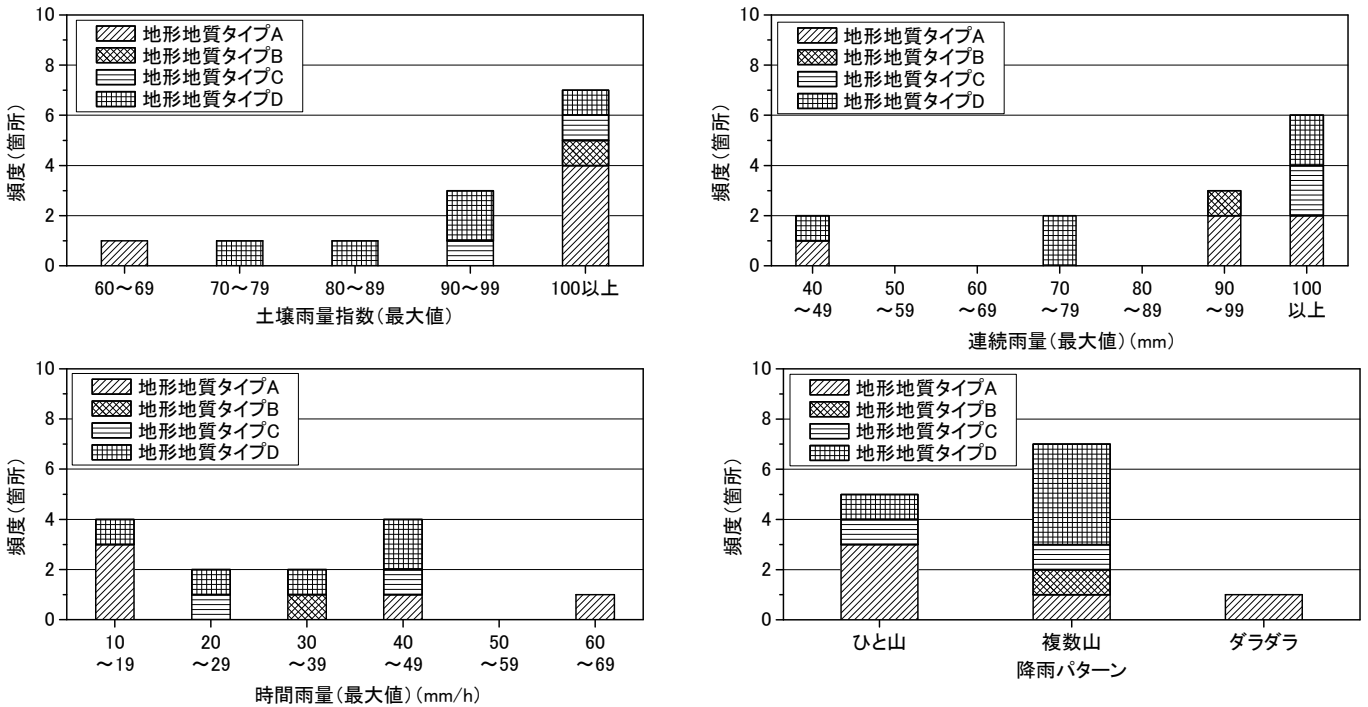


図-5 降雨状況と地形地質タイプの頻度分布図

4.3 崩壊土の特徴

現地より採取した崩壊土砂の地形地質タイプ別の粒径加積曲線群を図-6に示す。粒径加積曲線を見ると、地形地質タイプ A ではバラツキは小さく概ね同様な曲線形状を示しており、地域毎の粒度分布の違いは小さいことが伺える。また、タイプ C, D については、タイプ A よりもバラツキの程度は大きい傾向があり、採取場所によって崩壊土砂の粒度分布の違いが見られる。これは、タイプ A の崩壊土砂は海岸段丘堆積物で水中での堆積であるのに対し、タイプ C, D は崖錐堆積物や表土で陸上での堆積であるため、タイプ C, D では地域性が表れていると考えられる。

また、タイプ B は他のタイプより細粒分が多い傾向があり、崩壊の形態は円弧すべりのような比較的深い深度からの崩壊につながる可能性を示していることが伺える。

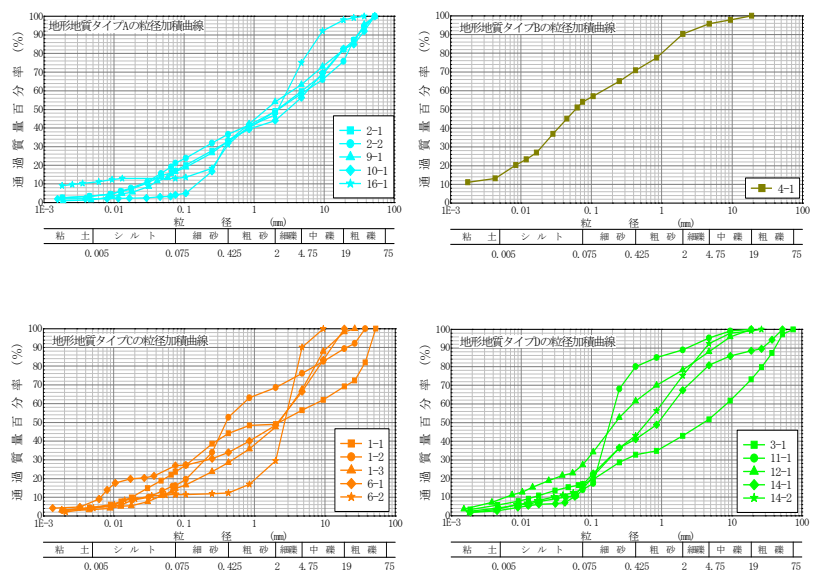


図-6 地形地質タイプ別の粒径加積曲線群

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現地調査および室内土質試験を実施し地形・土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) 崩壊箇所の地形地質的特徴は大きく4タイプに分類できる。
- (2) タイプA, B, Cは集水地形でかつ土壌雨量指数100以上で崩壊にいたる傾向がある。
- (3) タイプDは他の地形地質タイプより少ない雨量で崩壊する箇所が多く見られ、これは基盤岩の風化の形態から、亀裂に沿った水の浸透が影響している可能性がある。
- (4) タイプDが留萌地域に多く存在していることを考えると、本地域が位置する道北地方は比較的降雨量が少ない地方であり、近年(2010年以降)多発している集中豪雨により潜在的に崩壊しないで残っていた箇所が土壌雨量指数100以下の少ない雨量で崩壊した可能性がある。
- (5) 崩壊土砂の粒径加積曲線を見ると、段丘堆積物である地形地質タイプAでは試料採取場所によらず、概ね同様な曲線形状を示しているが、崖錐堆積物が主な崩壊土砂である地形地質タイプC, Dでは、粒径加積曲線のバラツキが大きい傾向にあり、地域性が見られる。
- (6) 地形地質タイプ毎の崩壊に関連性が高い項目について、表-6のようにまとめられる。

表-6 地形地質タイプ毎の崩壊に関連性が高い項目

地形地質タイプ	崩壊との関連性が高いと思われる項目					関連性まとめ
	地域性	地形	基盤岩	土壌雨量指数	降雨パターン	
A		○ (集水地形)		○ (100以上)		集水地形かつ土壌雨量指数100以上で発生する可能性が高い
B		○ (集水地形)		○ (100以上)		
C		○ (集水地形)	○ (火成岩)	○ (100以上)		火山性の岩盤上に薄く崖錐および表土が分布する斜面において集水地形かつ土壌雨量指数100以上で発生する可能性が高い
D	○ (道北)		○ (堆積岩)	○ (70~80以上)	○ (複数山)	道北など比較的降雨が少ない地方で堆積性の岩盤上に薄く崖錐および表土が分布する斜面では、降雨ピークが複数回存在する降雨パターンで土壌雨量指数が100未満(70~80以上)でも崩壊する可能性がある

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) 小林修司, 金秀俊, 木幡行宏, 鈴木勝美, 山本茂夫: 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, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第53号, pp137-142, 2012.
- 2) 田近 淳, 石丸 聡: 1999年7月の大雨による留萌地方苫前町古丹別地域の斜面崩壊. 地質研究所報告, 第71号, p.151~162.

のり面植生と土質性状の関係性について

土木研究所 寒地土木研究所 ○山田 充
同上 山梨 高裕
同上 佐藤 厚子
同上 兵庫 利勇

1.はじめに

土木工事で形成されたのり面には、浸食や風化、崩壊を防止するために、のり面表面の被覆を行う「のり面保護工」が必要に応じて施工される。中でも、植物でのり面を被覆し保護する「のり面緑化工」は安価で維持管理も比較的容易なため、広く一般に普及している工法である。

のり面緑化工は、植生の生育が不良であるとのり面保護効果が低下してしまうため、植生が良好に生育することが重要である。これまで北海道では、のり面緑化用植物の一つとして、高い環境適応能力を有するトールフェスクを主に用い、様々な施工箇所において良好な植生を形成してきた。しかし、平成17年度に環境省の作成した「要注意外来生物」リストにトールフェスクが掲載され、使用量の低減や代替種の使用が望まれることとなった¹⁾²⁾。国土交通省北海道開発局ではトールフェスクの代替種としてハードフェスクを採用しているが、トールフェスクに比べ環境適応能力が劣ることが懸念され、施工箇所の条件によっては、植生が良好に生育せず、十分なのり面保護効果が得られない可能性がある。したがって、施工箇所が植生の生育に適しているかどうかを事前に調査することが施工上望ましいと思われる。

植生の生育に影響を与える要素は、気候（水、日光、温度）、周辺環境等、様々であるが、植生の基盤となる土は最も重要な影響要素の一つである。しかし、実際の土木工事において、土壌分析等により事前に当該土材料が植生の生育に適しているかどうかを調査することはほとんど行われていない。一方、主に土材料の力学的特性を調べる土質試験は、盛土施工では必ず実施されている。

そこで本研究では、一般的な土木工事で測定される土質試験結果を用いて、どのような土質性状の場合にのり面に良好な植生が形成されるのか、その関係性の調査検討を行った。

2.調査方法

国土交通省北海道開発局で平成23年度、平成24年度に盛土および切土のり面の緑化を施工した北海道内の31箇所（うち植生基盤材有り17箇所）について調査を行った。試料は、植生の根が侵入していない深部からシャベルにて採取し、室内試験により含水比、強熱減量の測定、および粒度試験を実施した。試料採取後の穴の底部において、山中式土壌硬度計により土壌硬度を3点測定した。ただし、試料採取後の穴の深さや形状によって土壌硬度を正確に測定できない場合には、測定は行わなかった。植生基盤材が吹き付けされている箇所については、植生基盤材の厚さを測定するとともに、植生基盤材より深部の盛土材料および地山から試料を採取した。また、試料採取を行う際に、密に張り巡った根が土を保持して形成したマット状表層部（写真-1）の厚さを測定した。植生の生育状況は目視にて植被率により測定した。植被率とは、植物の茎葉が調査対象のり面内を被覆している割合のことを示す。調査箇所ののり面緑化の施工は、ハードフェスク、ケンタッキーブルーグラス、クリーピングレッドフェスクの3種類の種子を混合し、吹き付けにより実施した。

3.調査結果及び考察

図-1に、土壌硬度、含水比、強熱減量と植被率の関係性を植生基盤材の有無に分けて示す。なお、土壌硬度は測定した3点の硬度指数（mm）の平均値で示す。

Relationship of soil property and vegetation of slope

Mitsuru YAMADA, Takahiro YAMANASHI, Atsuko SATO and Toshio HYOGO

Civil Engineering Research Institute for Cold Region

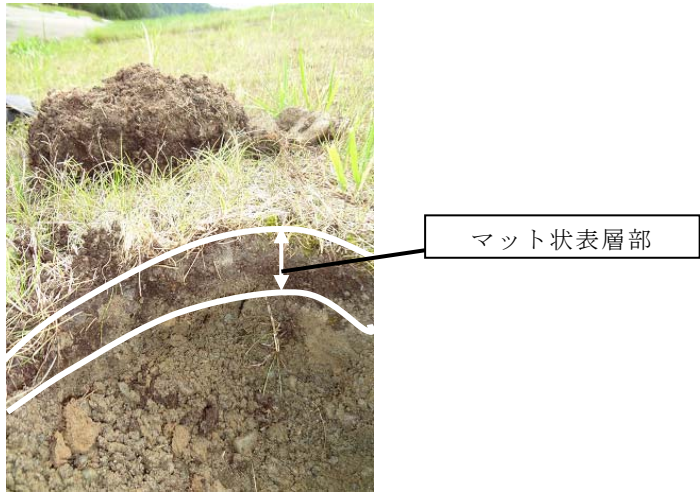


写真-1 植生の根が形成したマット状表層部

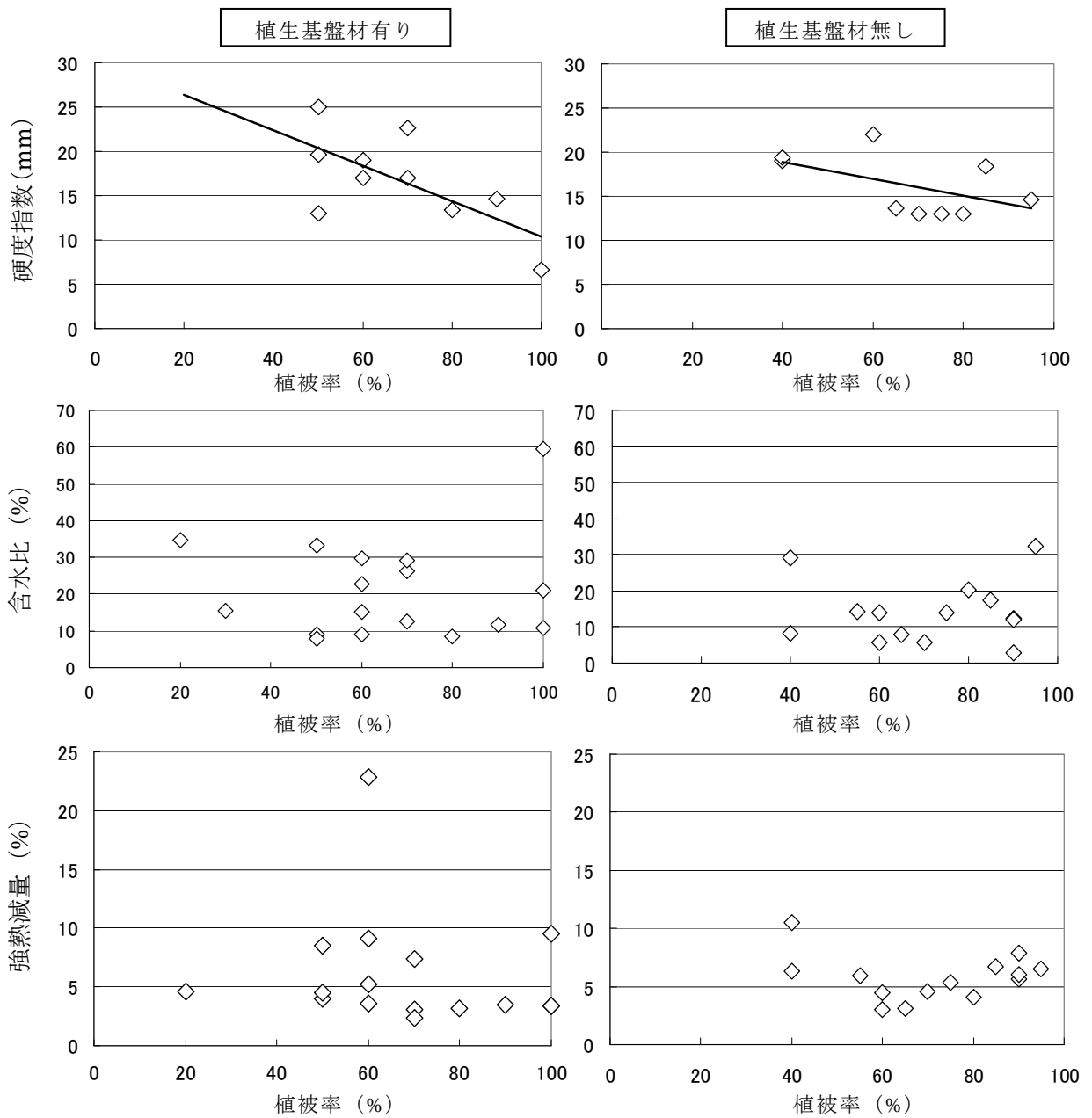


図-1 土壌硬度，含水比，強熱減量と植被率の関係

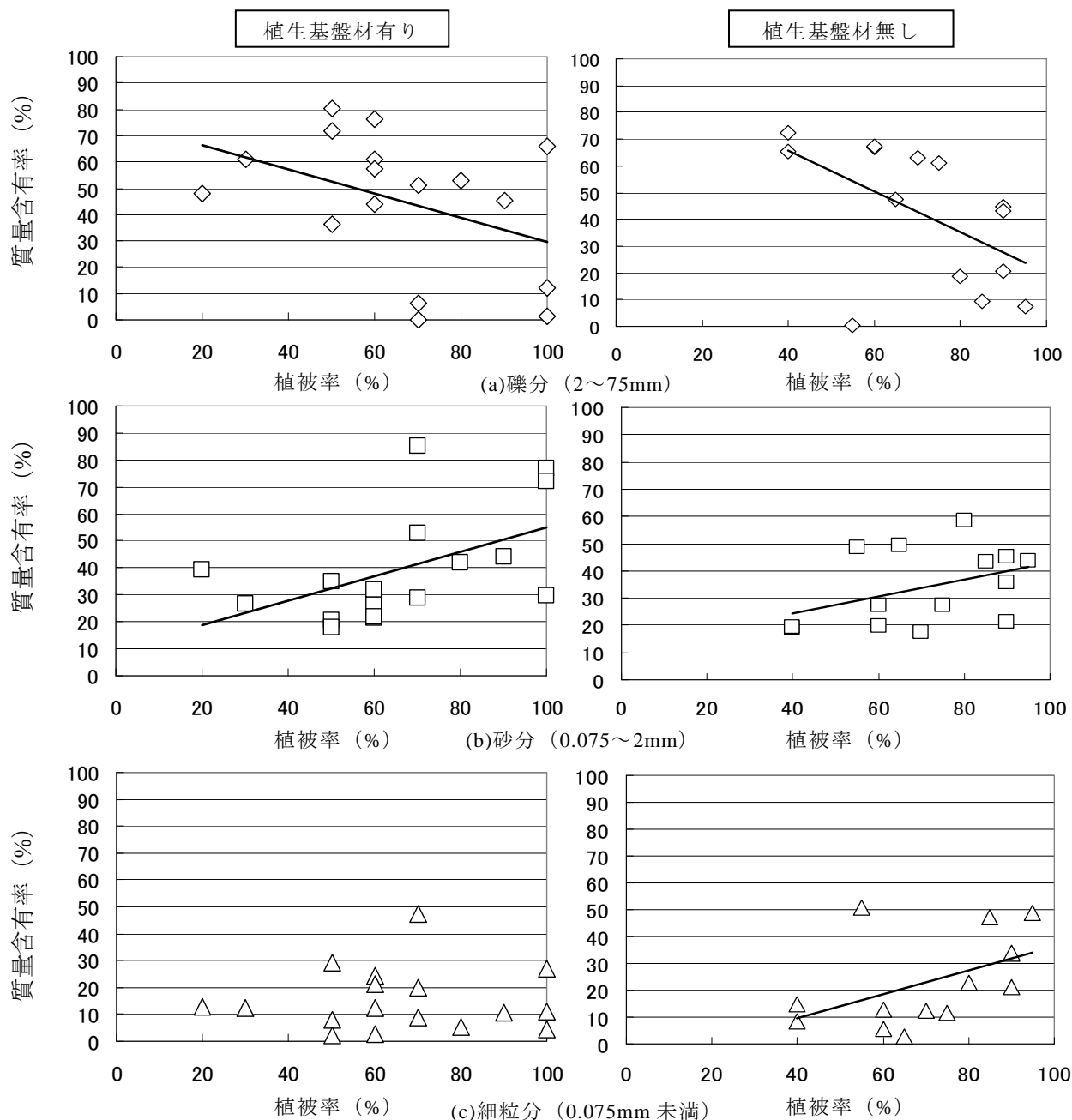


図-2 礫分，砂分，細粒分の質量含有率と植被率の関係

土壌硬度について、植生基盤材の有無に関わらず、硬度指数が下がると植被率が上がる傾向が見受けられた。硬度指数が低く柔らかい土では、植生の根が深く広く成長し、それにもなって上部の茎葉も良好に生育したためと考えられる。

含水比について、植生基盤材の有無に関わらず、植被率との間に明確な関係性は見受けられなかった。植生はある程度の期間を要して生長するため、採取時点のみの土壌の含水比とは関係性が低かったものと考えられる。

強熱減量についても、植生基盤材の有無に関わらず、植被率との間に明確な関係性は見受けられなかった。強熱減量は、植生の生育には効果が低い未分解の堆積した草木等の有機物も計測してしまうため、強熱減量が高くても植生にとって肥沃な土壌とは限らないためと考えられる。

図-2に、礫分（2～75mm）、砂分（0.075～2mm）、細粒分（0.075mm未満）の質量含有率と植被率の関係を植生基盤材の有無に分けて示す。

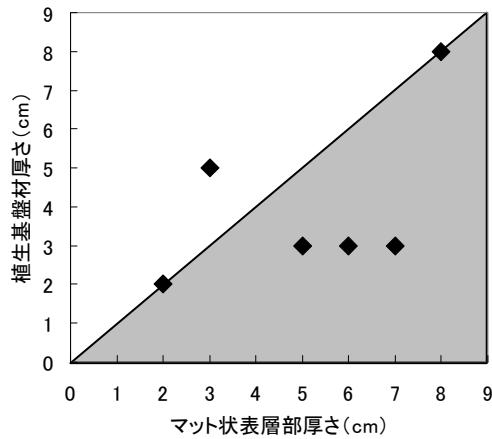


図-3 植生基盤材とマット状表層部の厚さの関係

図-2より、礫分について、植生基盤材の有り無しともに、礫分の質量含有率が上がると植被率が下がる傾向が見受けられた。大粒径のレキ等により植生の根の生育が妨げられ、礫分の質量含有率が高い土では植被率が低くなったものと考えられる。

砂分について、植生基盤材の有り無しともに、砂分の質量含有率が上がると植被率が上がる傾向が見受けられた。一般に、植生の生育に適した土壌は、「適当な水分と空気を保持し、根の侵入が容易な肥沃な土壌」とされている³⁾。砂分は植物にとっては根の侵入が比較的容易で適当な水分と空気を保持した土と考えられ、そのため砂分の質量含有率が高い土で植被率が高くなったものと考えられる。

細粒分について、植生基盤材無しの場合、細粒分の質量含有率が上がると植被率も上がる傾向が見受けられたが、植生基盤材有りの場合には、細粒分の質量含有率と植被率の間に明確な関係性は見受けられなかった。植生基盤材の影響が考えられるが、細粒土が植生の生育に適しているかどうか不明にされており、今後、試料数を増やして、より詳細な調査検討を行う必要があると考えられる。

また、土壌硬度、含水比、強熱減量、質量含有率のすべてにおいて、植生基盤材の有りと無しで大きな傾向の差は生じなかった。図-3には植生基盤材の厚さと植生の根が形成したマット状表層部の厚さの関係を示す。図-3より、マット状表層部の厚さは植生基盤材の厚さに近いが、それ以上となっている場合も見受けられ、根の先端部は盛土材料および地山に到達しているものと考えられ、そのため、植生基盤材の有りと無しで傾向に差が生じなかったものと考えられる。しかし、図-3の調査件数が6件と少なく、今後、試料数を増やして詳細に検討をする必要があると考えられる。

4.まとめ

本研究では、一般的な土木工事で測定される土質試験結果を用いて、どのような土質性状の場合にのり面に良好な植生が形成されるのか、その関係性の調査検討を行った。その結果、以下のことがわかった。

- ①土壌硬度が低い土では、植生の根が深く広く成長しやすくなり、良好な植生が形成されることが多い。
- ②礫分（2～75mm）を多く含む土は、植生の生育には適さない土壌となる場合がある。
- ③砂分（0.075～2mm）を多く含む土は、植生の生育に適した土壌となる場合が多い。

5.おわりに

本報告では31箇所の調査結果を基にとりまとめたが、今後、試料数を追加し、より詳細な検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1)特定外来生物による生態系等に係る被害の防止に関する法律、平成16年6月2日法律第七十八号
- 2)平成17年度外来生物による被害の防止等に配慮した緑化植物取扱方針検討調査、2006.12
- 3)北海道開発局河川工事課：河川堤防植生工に関するQ&A、S58.4

1. はじめに

道央自動車道 虻田洞爺湖 IC～伊達 IC 間（1994 年（平成 6 年）3 月 30 日開通）は、活火山である有珠山の山麓を通過する高速自動車国道で、この有珠山の山麓を切り開いてできた切土のり面が虻田地区切土のり面である（図－1）。

この虻田地区切土のり面は、道央自動車道建設当時に切土のり面（地すべり）対策を行っており、供用後の 2000 年（平成 12 年）3 月 31 日の有珠山噴火に伴う地殻変動で新たに切土のり面変状が発生したため、変状対策の調査および対策工を行ってきた。

当該箇所において、2010 年（平成 22 年）6 月下旬に路面に滞水異常が見られたことにより滞水原因把握のための調査を行ったところ、路面の隆起、排水溝側壁の倒壊および切土のり面のグラウンドアンカー工の緩み・破断などの変状を確認した。本報告は、新たな変状発生により切土のり面の調査および対策工の検討を行い、2013 年（平成 25 年）5 月に無事対策工事を完了したので報告するものである。



図－1 位置図

2. 有珠火山の歴史

1) 噴火を繰り返す有珠山

有珠火山の噴火は、今日までの約 340 年の間およそ数十年に一度の割合で活発に噴火を繰り返してきた。

有珠火山の噴火の概要を図－2 に示す。噴火は 1663 年以来 9 回知られており、このうち史料に記録が残っている噴火が 8 回、記録はないものの堆積物から噴火が推定されるものが 1 回あった。最近の噴火で活動したマグマは、粘り気の高いデイサイト質（流紋岩質）が活動しているため、爆発的な噴火が多く、噴火のたびに溶岩ドーム・潜在ドームが形成され、山の形が変わってきているのが特徴である。

噴火年	噴火間隔	前兆地震の期間	場所	活動内容の概要	テフラ体積	形成ドーム
1663	数千年	3日間	山頂	プリニー式、火砕サージ、(ドーム??)	2.5 (km3)	??
17世紀末?	20-30年?	??	??	??	ごく小さい	??
1769	70-80年?	前兆有り、期間不明	山頂	プリニー式、火砕流(熱雲)、溶岩ドーム	0.11 (km3)	小有珠
1822	53	3日間	山頂	プリニー式、火砕流(熱雲)、潜在ドーム(※)	0.28 (km3)	オガリ山
1853	31	10日間	山頂	プリニー式、火砕流(熱雲)、溶岩ドーム	0.35 (km3)	大有珠
1910	57	4日間	山腹(北)	水蒸気爆発、潜在ドーム	0.003 (km3)	明治新山(潜在)
1943-45	33	6ヶ月間	山麓(東)	水蒸気爆発/マグマ水蒸気爆発、火砕サージ、溶岩ドーム	0.001 (km3)	昭和新山
1977-78	32	32時間	山頂	プリニー式、水蒸気爆発/マグマ水蒸気爆発、潜在ドーム	0.09 (km3)	有珠新山(潜在)
2000	22	4日間	山腹(北西)	水蒸気爆発/マグマ水蒸気爆発、潜在ドーム	<0.001 (km3)	2000年隆起域(潜在)

(※) 1977-78年噴火時の隆起で地表に露出。

図－2 歴史時代の噴火の概要

(産業技術総合研究所 HP 内・地質調査情報センター 東宮氏作成より引用)

3. 虻田地区の切土のり面変状対策の経緯

当該のり面は、活火山である有珠山の山麓にあり、長年の火山活動の影響を受けた複雑な地層構成を有する地形である。建設当初から切土のり面変状が発生し、数々の対策工を行ってきた。以下に切土のり面対策の変状時点ごとに行った対策・対応を紹介する。

1) 建設時（1992年（平成4年））の変状と対策

高速道路建設時の当該切土のり面工事開始直後に地すべりが発生した。図-3に示す本線に隣接するA、Bの頭部位置の異なる二つの地すべりブロックと、この二つを包括する大ブロックが推定された。

この時の対策工は、集水井（3基）、グラウンドアンカーを行い、1994年（平成6年）3月30日に開通した。

開通後も動態観測を継続し、ひずみ計、傾斜計、水位計、アンカー荷重計の計測を行い1996年（平成8年）顕著な変化がなく安定状態を保ったのを確認し、地すべりは安定したと判断した。

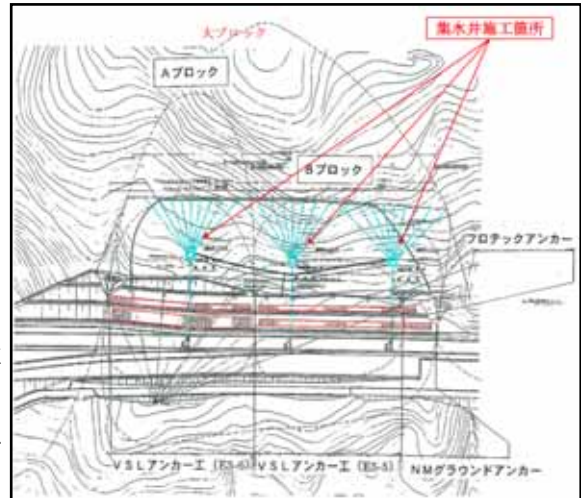


図-3 地すべりブロック

2) 2000年（平成12年）有珠山噴火後の変状と対策

2000年（平成12年）3月31日からの有珠山噴火に伴う地殻変動により、図-4に示す当該切土のり面区間で水平方向に約6m移動し、鉛直方向に約6.1m隆起した。

のり面の変状は、小段およびのり尻排水溝などの破損、後背斜面に開口亀裂の発生、グラウンドアンカーのクサビの外れ、受圧板コンクリートのはく離等の破損を確認した。

対策工は、図-3・4に示す大ブロック部の排土（約10万 m^3 ）と集水井（1基）を追加施工した。

その後、火山活動の収束とともに地すべり活動も収束に向かい、噴火以降通行止めになっていた当該区間は2001年（平成13年）6月に供用再開となった。

なお、のり面の動態観測としての定期観測は、2007年

（平成19年）3月に変位が収束したため終了し、自動監視システムによるデータの収集解析は2009年（平成21年）まで行い、以後はのり面全体の外観目視を主体とした変状確認を定期的に継続していた。

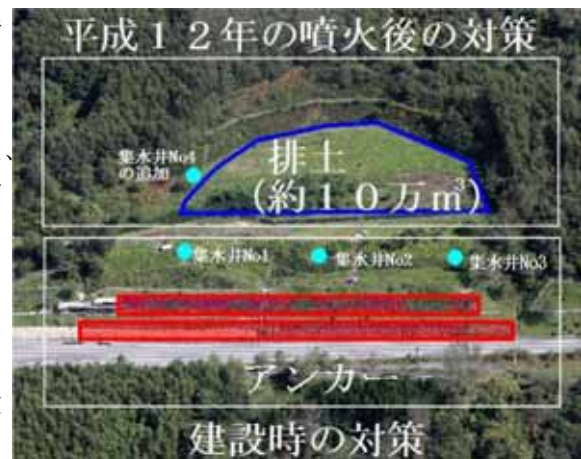


図-4 過去の対策工実施状況

4. 新たなのり面変状の発生

2010年（平成22年）6月下旬に虻田地区切土のり面前面に図-5の滞水異常に伴う路面変状を確認した。

この変状の原因及び影響範囲を把握するため、周辺の地表や地中の変状と過去に実施した地すべり対策工による動態観測の変位状況を調査した。

また、調査と並行して、変状の進行を抑えるための初期対応を行った。初期対応は、大型土のう4段、総計約150個による押さえ盛土を切土のり尻に設置した。次に、下水位を下げるために水抜きボーリング16本、総延長約500mの施工と合わせて既設集水井の集水孔や排水管の洗浄を行った。



図-5 路面の不陸による滞水状況

1) 地表部の変状

路面の滞水箇所を中心とした不陸、ガードレール支柱傾斜、保護路肩アスファルト舗装部の縦断方向のクラック、のり尻排水溝は倒壊し、路面の変状(図-8)は最大84mmの隆起を確認した。

2) 地中部の変状

調査ボーリング孔で出現した凝灰岩に粘性が比較的大きく、膨潤性に富み図-6の鏡肌を有した地質が、今回のすべり面となっている地層であることを確認した。

3) 集水井の変状

4基の集水井の集水孔(水抜きボーリング孔)と排水管についてファイバースコープ観察の結果、破断や変形および孔内の土砂堆積による排水機能の低下が見られたことを確認した。

4) のり面グラウンドアンカーの変状

図-8 Aブロック前面路面の不陸発生箇所付近を中心として、アンカーキャップの突出やクサビの落下等の頭部の変状の点在が240本の内、約2割に見られた。また、リフトオフ試験では、破断や過緊張の点在が約5割に見られた。



図-6 鏡肌を有したすべり面層



図-7 アンカーキャップの突出状況

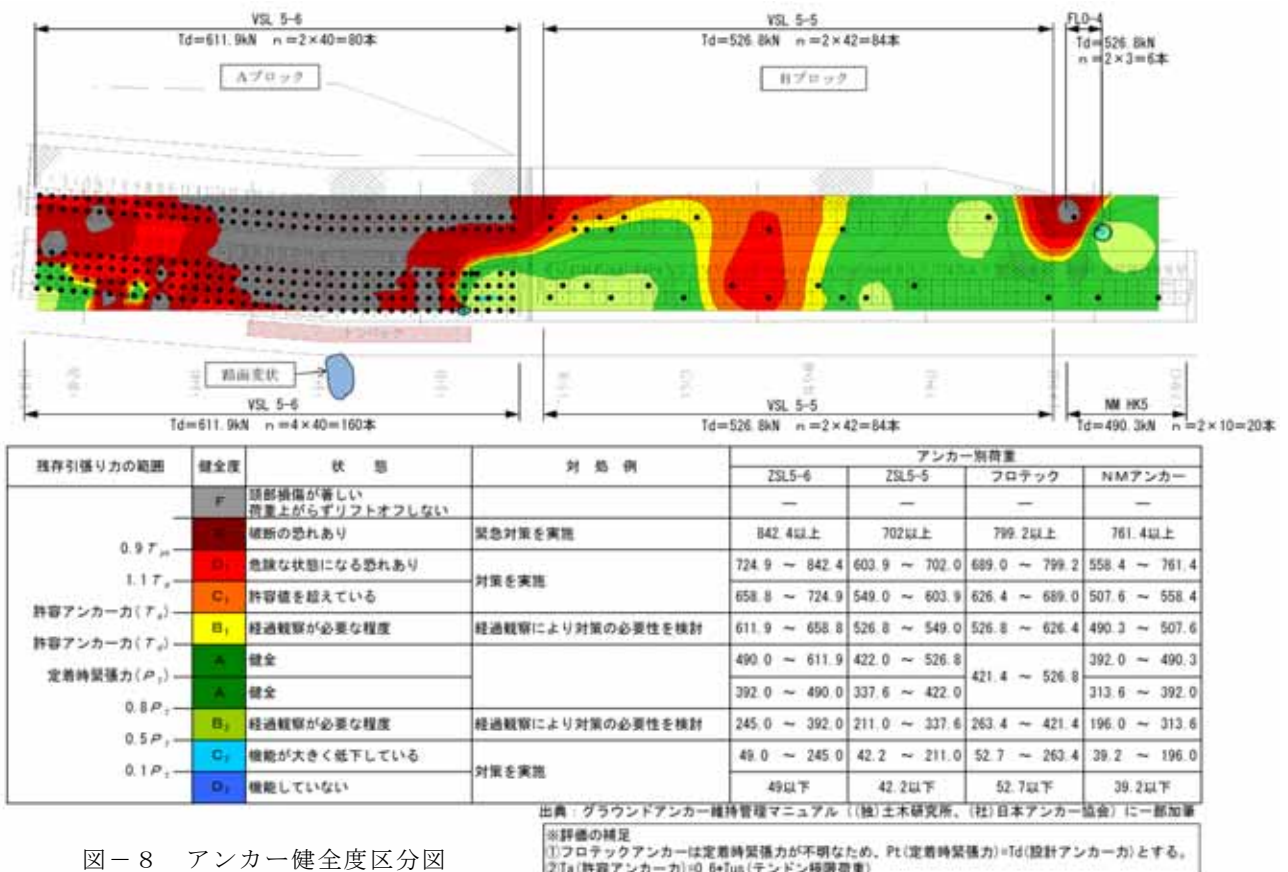


図-8 アンカー健全度区分図

5. 応急対策

調査の結果、既設のり面のグラウンドアンカーの破断が確認されたことから、これを補完するために図-9・10に示すのり面アンカーの追加施工を行い、押え盛土工（大型土のう4段、総計約1,400個）、集水井（1基）と既設集水井の集水孔の追加（2基に11本）を併せて施工した。

6. 本対策工

本対策工は、図-11に示す地すべりブロック毎に挙動が異なり、観測期間中に変状が見られたA、Cブロックを対策対象ブロックとした。また、先に行った応急対策を恒久対策とするための検討を行った結果、必要抑止力（安全率Fs：1.20）を得るためには、応急対策のアンカーに加え、押え盛土工及び抑止杭工（深礎杭）の併用が必要となった。

ここで施工上問題となったのは、供用している高速道路に地すべりのり面が隣接しているため施工中または施工後においても高速道路の迂回が必要となることだった。

1) 本対策工決定の経緯

本対策工としての恒久対策には、次の2案で検討を行った。

I案：高速道路の車線をシフトせず現在の線形で計画するもの

対策工法としては、押え盛土工（小規模：盛土工+大型かご枠工）、追加アンカー工、深礎杭工が検討された。

II案：高速道路の車線をシフトし地すべり端から車線区域をはずして計画するもの

対策工法としては、押え盛土工（大規模：盛土工+大型かご枠工）、深礎杭工が検討された。

2) 工種選定理由

I案について

- 押え盛土工の大型かご枠工施工時には、高速道路本線の迂回が必要となり迂回路の施工及び本線の復旧作業が生じる。
- 現状の道路区域内で対策するため、押

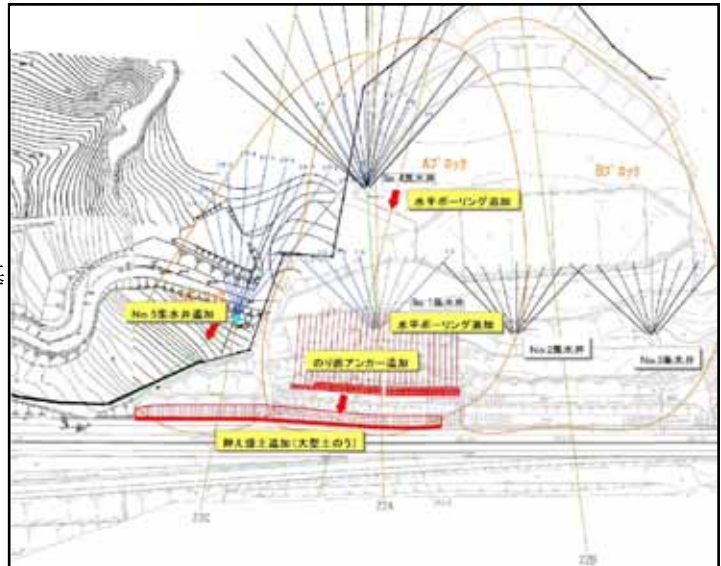


図-9 応急対策平面図

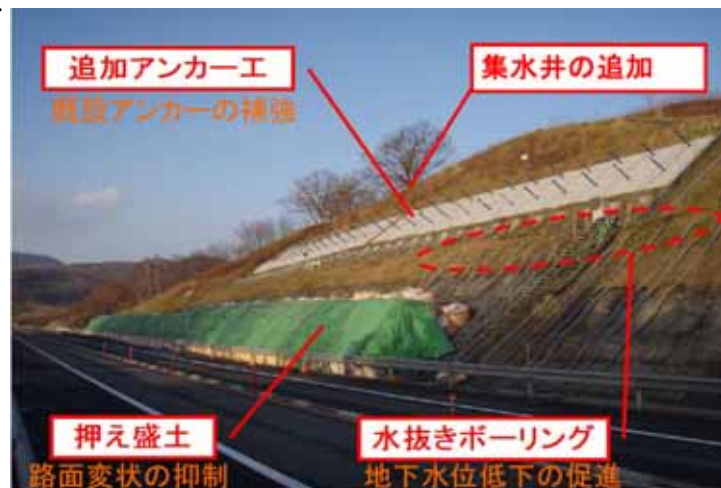


図-10 応急対策状況

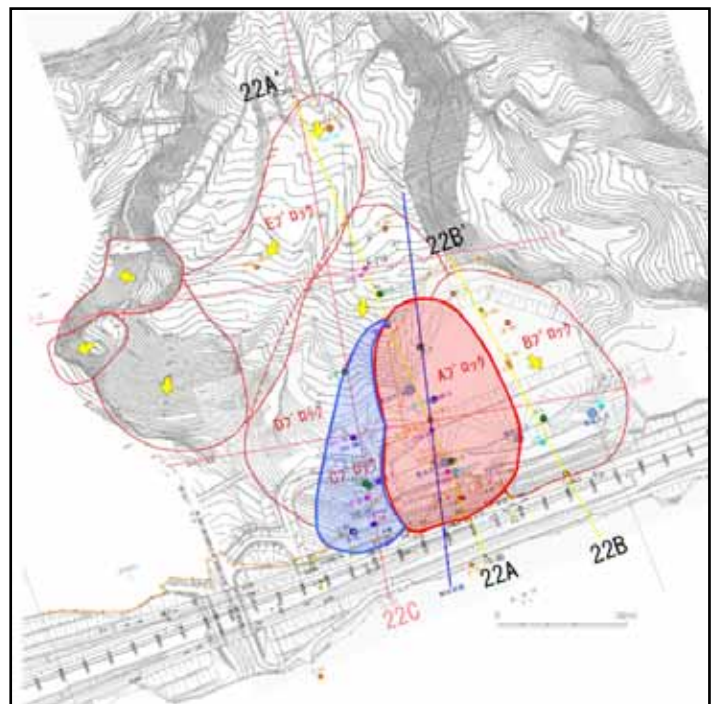


図-11 新たな地すべりブロック

え盛土工の規模が小さくなり応急対策で行ったアンカー工に加え追加アンカー工が必要となり、将来アンカー工の維持管理費用の増加及び管理のための継続観測等いつまでも安心できない要因が残る。

Ⅱ案について

- a) 高速道路の車線をシフトして地すべりの末端に押え盛土工を施工できるので効果的である。
- b) 押え盛土により抑止力が減るので抑止杭の本数を減らせる。
- c) 高速道路の車線シフトが生じるが、シフトしない場合と経済的にもほぼ同じとなる。

など地すべり対策に対する長所・短所および経済性等総合的に考慮した結果、Ⅱ案による工法を選定し、対策工を行うこととした。

3) 迂回路の整備

本対策工を行うにあたり高速道路の車線シフトは、以下の手順で行った。

- ① 車線シフト区間に橋梁があるため橋梁を新たに建設する必要があった。ただ、当該区間は暫定2車線であったが、将来4車線化のための橋梁等のコンクリート構造物は下部工まで建設されていた。そのため橋梁区間は、将来車線区間を迂回する線形が計画され橋梁上部工のみ施工した。
- ② 上り線（函館方面の車線）の整備
- ③ 中央分離帯及び車線すり付け部の整備
- ④ 下り線（札幌方面の車線）の整備
- ⑤ 車線シフト
- ⑥ 下り線（札幌方面の車線）路肩の整備 と段階的に迂回路を施工した。



図-1-2 迂回路整備状況

4) 本対策工

対策工は、図-1-3・1-4に示すA、Cブロックを包括するように抑制工として押え盛土工と大型かご砕工を行い、抑止工として深礎杭をAブロックに直径4.0m、杭長25~30m、杭芯間隔7.0mで14基、Cブロックに直径3.5m、杭長21~30m、杭芯間隔7.0mで8基の施工を行った。

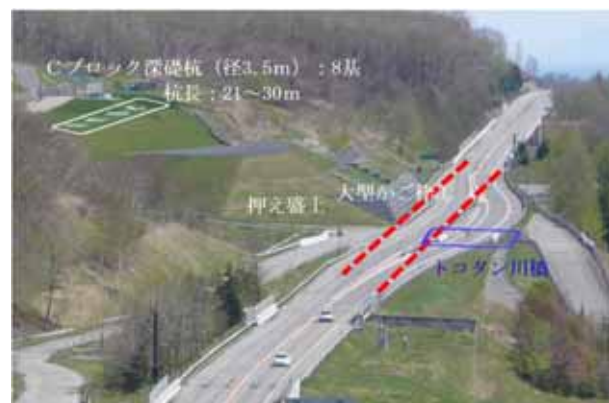


図-1-3 迂回路と対策工との位置関係

7.おわりに

噴火を繰り返す有珠山は噴火のたびに地殻変動や噴火堆積物により山の形が変わってきており、これからも噴火は繰り返されるものと思われる。

この有珠山の山麓を通過する道央自動車道の虻田地区の切土のり面は、道央道建設時からのり面の変状が発生し、変状の原因である地すべりもいくつかのブロックに区分されてきていることが確認された。

今回対策を行ったA、Cブロックののり面変状の再発や今回変状が確認されなかったBブロックでものり面変状の再発、また新たなのり面変状の発生が考えられる。

虻田地区ののり面の変状は、これからも再発することを常に意識し、継続的な観測・外観目視等の変状確認を怠ることなく行い、高速道路の安全・安心・快適・円滑な交通を確保できる道路空間をお客様に提供していくことを我々道路管理者は使命としていかなければならないと考える。



図-14 本対策完了後後の全景

<参考文献>

- 1) 独立行政法人 産業技術総合研究所 地質調査総合センター
有珠火山における過去の噴火の推移の例 <https://staff.aist.go.jp/a.tomiya/usu/suii.html>、
歴史時代の噴火と噴出物—Usu <https://gbank.gsj.jp/volcano-AV/vr/usu/doc/010.html>
- 2) 佐々木隆夫：現場だより 火山地帯の地すべり対策—道央自動車道 有珠山山麓付近—
NEXCO 技術情報 第15号,PP.127-130,2011
- 3) 保全点検業務等に関する年度協定 虻田地区切土のり面変状調査検討 報告書【調査編】
平成23年3月 東日本高速道路株式会社 北海道支社 株式会社ネクスコ・エンジニアリング北海道
- 4) 保全点検業務等に関する年度協定 虻田地区切土のり面変状調査検討 報告書【設計編・動態観測工編】
平成23年5月 東日本高速道路株式会社 北海道支社 株式会社ネクスコ・エンジニアリング北海道

冬期土工による盛土の品質について

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 山梨 高裕
北見工業大学名誉教授 正会員 鈴木 輝之
北海道工業大学 正会員 川端伸一郎

1. はじめに

河川工事では、非出水期である冬期に築堤工事を行うことがある。道路工事においても災害復旧、作業工程の関係から、やむを得ず冬期間でも土工を行うことがある。平成7年度よりスタートした通年施工推進協議会では、平成11年4月「冬期土工設計施工要領」を発刊し、積雪寒冷地において冬期間に土工を行う上での技術指針を示している。しかし、北海道のような積雪寒冷地で、冬期に施工された盛土が春先に沈下やのり面が崩壊する場合がある¹⁾。そこで、冬期の盛土施工によるこれらの変状要因を解明するため、冬期試験盛土を行い、融解後の盛土性状を確認してきた²⁾。本報告はさらに調査を進めるとともに盛土材料の違いによる冬期施工への影響も調査し、それらの結果をまとめたものである。

2. 冬期土工による盛土の変状要因

これまでの調査および知見^{2) 3) 4)}により、冬期土工では夏期施工とは異なり寒冷気候下での施工となるため、次の原因により盛土が変状すると考えられる。

① 盛土施工途中の夜間の作業休止

盛土施工は一般に夜間作業は行わないことから、盛土の仕上がり高さの途中で作業を休止する場合がある。冬期において、盛土の施工を休止すると、一旦締め固めた地盤であっても盛土表面が寒気にさらされ凍結・凍上が発生する。盛土を再開するとき、一般的には、盛土の凍結・凍上の発生に着目することなく次の層を施工する。土の凍上による体積の増加分はアイスレンズ⁵⁾の体積であるため、その状態で所定の締固めは不可能であり、融解後には沈下をもたらす。

② 盛土材料

盛土材料の凍上性は盛土の変状の程度に影響を与える要因と考えられる。

③ 雪や凍結土の混入

雪や凍結土は、それ自体の締固めが不可能であるとともに、盛土体に大きな間隙を形成させてしまう。盛土あるいは埋め戻し材料中に凍土塊が混入してしまうと、融解後におおきな沈下をもたらす。しかし、この問題は冬期施工盛土の品質を決める大きな要因の一つではあるが、「冬期土工設計施工要領」において、雪や凍結土混入をできるだけ防止することとされていることから、本報告中では触れていない。

3. 試験方法

冬期土工による盛土の変状を確認するため、平成23年度から、寒地土木研究所苫小牧施工試験フィールドにおいて、実物大の盛土を施工している。平成23年度の試験では、盛土施工中に休止期間があると、盛土内に凍土層が残留し凍結深さが大きくなること、盛土内の水分移動により凍上現象が発生すること、盛土が凍上することにより融解後の密度が低下することなどがわかった²⁾。この結果をふまえて、平成24年度は施工過程および材料の違いが盛土の品質に与える影響を調査⁵⁾することとした。

3.1 盛土の施工

表-1に示す材料により、天端幅4~5m、高さ1.8m、こう配1:1.5の盛土を10種類施工した(図-1)。各材料について粒度分布による凍上性を判定⁶⁾したところ、盛土材1は凍上性の可能性のある材料であり、盛土材

Quality of Embankments Constructed in Winter

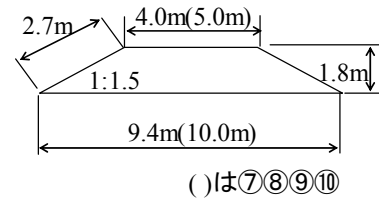
Atsuko Sato, Takahiro Yamanashi (Civil Engineering Research Institute for Cold Region)

Teruyuki Suzuki (Professor Emeritus at Kitami Institute of Technology)

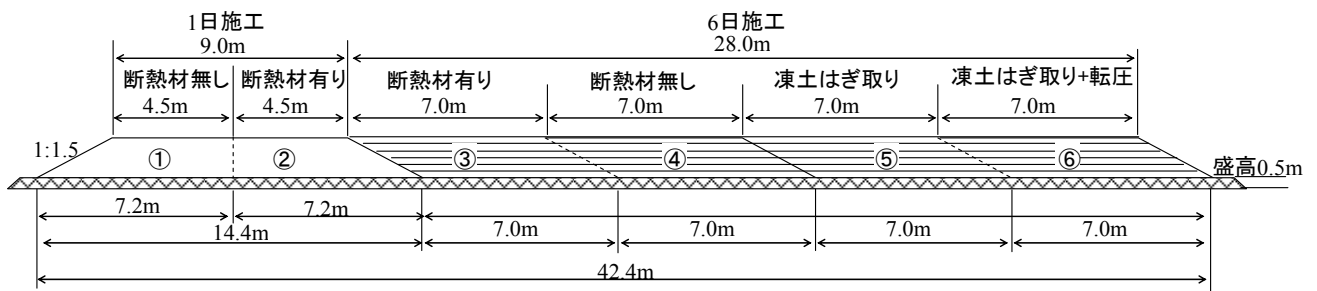
Shinichiro Kawabata (Hokkaido Institute of Technology)

表-1 盛土材料の基本物性値

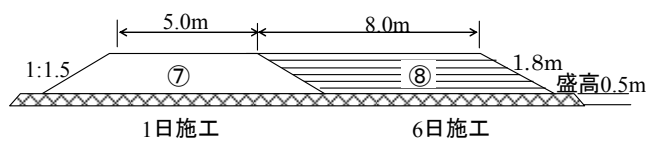
盛土材		1(凍上性)	2(非凍上性)
土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$		2.546	2.745
自然含水比 $w_n(\%)$		67.91	9.23
粒度特性	2mm 以上(%)	23.8	74.0
	75 μm ~2mm(%)	50.2	23.9
	75 μm 以下(%)	26.0	2.1
コンシステンシー限界		N.P.	N.P.
地盤材料の分類記号		SFG	GS
最大乾燥密度 $\rho_{d\text{max}}(\text{g}/\text{cm}^3)$		0.989	2.064
最適含水比 $w_{\text{opt}}(\%)$		53.2	8.8
コーン指数 $q_u(\text{kN}/\text{m}^2)$		508.6	2111.1
透水係数 $k(\text{m}/\text{sec})$		4.51×10^{-7}	1.54×10^{-5}



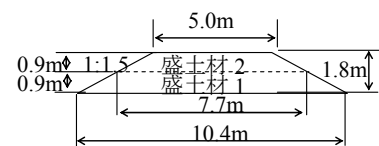
a. 断面図



b. ②③④⑤⑥縦断面図



c. ⑦⑧縦断面図



d. ⑨⑩縦断面図

図-1 盛土の形状

2は非凍上性の材料である。各層の仕上がりは30、60、90、120、150、180cmとなるように高さで管理しており、厚さ管理はしていない。冬期土工が盛土の変状に与える影響を確認するため、次の項目に着目して10種類の盛土を施工した。

(1) 盛土の施工速度が盛土の性状に与える影響

夜間の盛土作業休止が盛土の性状に与える影響を確認するため、休止期間のない盛土として1日で天端までの6層(1層30cm)を施工、および休止期間を多くとる盛土として1日1層(30cm)ずつ6日以上で施工した。盛土材料1、2で実施し、①②⑦は1日施工、③④⑤⑥⑧は6日以上で施工した。

(2) 施工中の盛土表面の断熱対策が盛土の性状に与える影響

盛土の凍結を抑制する断熱対策の効果を確認するため、盛土施工後直ちに盛土表面を熱伝導率 $0.033 \times 10^{-6}(\text{W}/\text{m}\cdot\text{K})$ 、厚さ5cmの断熱材(XPS)で覆い、盛土を外の冷気から断熱する方法も実施した。②は施工後盛土全体に断熱材を敷設、③は盛土休止から盛土再開までの間、施工後天端部およびのり面に断熱材を敷設した。

(3) 凍土の除去が盛土の性状に与える影響

盛土が凍上した箇所が融解することにより盛土が変状すると考えたので、凍結した部分を除去する方法を

実施した。⑤は、各施工日の施工開始前に盛土表面の凍結土を除去した後、次の層を施工した。さらに、これまでの研究では、凍土を除去しただけでは、盛土の密度が減少してしまったため²⁾、⑥では凍土除去後の表面を転圧してから次の層を施工した。⑤、⑥は盛土施工前に凍結した部分を除去してから次の層を施工するため、巻き出し厚さが厚くなる。

(4) 盛土材料の凍上性が盛土の性状に与える影響

盛土材料の凍上性が盛土の性状に与える影響を調べるため、凍上性材料、非凍上性材料により盛土を施工した。①～⑥は凍上性材料、⑦⑧は非凍上性材料である。

また、盛土の下半分を凍上性材料、盛土の上半分を非凍上性材料とする盛土も施工した。これは、夏期施工で凍上性材料、冬期土工を非凍上性材料で施工した盛土が春先に崩壊する例があり、原因としては、春先に融雪と降雨が重なると、多量の水分が盛土内の非凍上性材料を浸透し、その下の凍上性材料中にとどまったために強度が低下し、さらに上部の非凍上性材料盛土の重量を支えきれなくなり盛土崩壊が発生したと考えられ、この場合を想定したものが⑨⑩である。

(5) 盛土底部からの水分移動が盛土の性状に与える影響

盛土底部の未凍結部から盛土内部への水分移動が盛土の性状に与える影響は大きいと考えられることから、施工した盛土の底部からの水分移動⁷⁾がある場合とない場合で施工した。⑨は盛土底部からの水分移動が可能な盛土である。

⑨以外の盛土は、凍上による盛土底部からの水分供給を避けるため、0-80mm 級非凍上性材料による高さ0.5mmの基盤材の上に施工した。

表-2に施工条件の概要を示す。

表-2 施工条件

盛土No.	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
施工日(2月)	5		12,13,14,15,18,20			8	12,13,14,15,18,19		6,7	
1日の施工層数	6		1			6	1		3	
盛土材	1(凍上性材料)					2(非凍上性材料)			上部-2(非凍上性材料) 下部-1(凍上性材料)	
断熱材	無	有	無							
凍土部分削除	無				有		無			
凍土削除後転圧	-			無	有	-				
基盤材	有(底部からの水分移動無し)							無	有	

3.2 調査方法

盛土に関する調査項目を表-3に示す。なお、施工中の含水比として施工時と翌日施工前の含水比を測定したが、このとき、④の表面の一部をブルーシートで覆いその下の含水比も測定した。

4. 調査結果

4.1 施工中の盛土の状態

(1) 含水比の変化

③～⑥について、施工時と翌日施工前の盛土の含水比を図-2に示す。断熱材下の含水比は、施工時の含水比とほぼ同じであったが、断熱材のない盛土では、表面の凍土の含水比は施工時の含水比より20%以上高くなっていた。これに対し、凍土下の含水比は、一部例外があるものの施工時より、2～3%程度低くなっていた。③断熱材を敷設した盛土以外では、盛土表面が凍結しこの部分の含水比が高くなり、その下の含水比が低下していたことから、夜間の盛土休止があると、30cmの限られた範囲でも盛土表面が凍上するといえる。

断熱材下では、断熱効果により、盛土が凍結しなかったため、含水比に顕著な変化はなかったものと考え

表-3 盛土に関する調査項目

測定項目	測定方法	測定時期	間隔	No.	測定箇所
コーン指数	コーンペネトロメーター	施工時	—	③④⑤⑥	盛土表面
		翌日施工前	—		
		凍土除去後	—		
		凍土除去転圧後	—	⑥	
含水比	JISA1203	施工後 翌日施工前	—	③	盛土表面
				④⑤	凍結部
				⑥	凍土除去の下
凍結厚さ	定規(3箇所)	翌日施工前	—	⑤⑥	1,2,3,4,5層
凍上量	測量(3点)	翌日施工前	—	③④⑤⑥⑧	1,2,3,4,5層の天端 施工後と翌日施工前の差
土中温度	温度センサー	施工直後から 開削まで	1時間	①②	6cmごと1.2mまで
				③④⑤⑥⑦ ⑧⑨⑩	6cmごと1.8mまで
気温	①②③④⑤ ⑥⑧⑨⑩			盛土表面から1mの高さ	
高さ (変状確認)	測量(3点)	2/27、3/27	—	すべて	天端
含水比 (凍上状況確認)	ボーリング				①②③④⑤ ⑥
密度	砂置換法(3点)	施工時 (2月)	—	すべて	各層転圧後天端
				⑤	1,2,3,4,5層凍土除去後
		融解後(9月)	—	すべて	30cmごと

盛土の層は施工順、1層目は盛土底部、6層目は盛土表面

られる。ブルーシート下では、一部含水比の高い箇所もあったが、含水比の変化のない箇所もあったことから、若干の断熱効果が期待できる可能性がある。データ数が少ないことから今後調査して確認したい。

(2) 強度の変化

施工中の盛土の強度として、施工時（転圧後）と施工翌日の盛土表面のコーン指数の一例を図-3 に示す。断熱材下のコーン指数は、施工時のコーン指数とほぼ同じであった。含水比に変化がなかったことから、コ

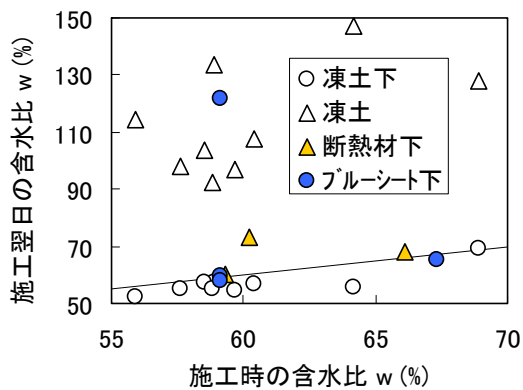


図-2 施工時と施工翌日の盛土の含水比

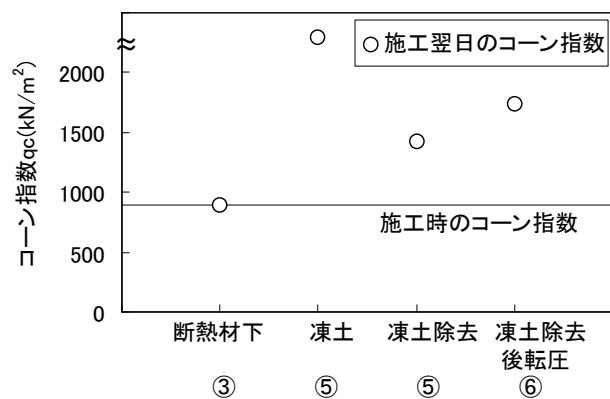


図-3 盛土のコーン指数の例

ーン指数にも変化がなかったといえる。一方、凍土では、コーンの貫入が不可能であり、施工時とは比較にならない大きなコーン指数となるが、凍土が融解すると強度が低くなる⁸⁾ので、注意が必要である。凍土除去箇所、凍土除去後転圧箇所は、施工時よりも大きな強度となっており、凍土下の含水比が低くなっていたことが理由と考えられる。凍土除去後転圧した箇所では、よりコーン指数が大きくなった。これは、凍土を除去することにより含水比が低下し、締め固めやすい状態になったものを転圧したためと考えられる。

(3) 夜間の盛土休止による変位量（凍上量）

施工中の夜間の盛土休止による変位量（凍上量）を図-4に示す。全体の傾向として、③断熱した場合は若干の沈下があり、⑧非凍上性材料による盛土ではほとんど変位していない。夜間の盛土休止による変位に対して、断熱対策および非凍上性材料による施工は効果が大きいと言える。

④⑤⑥では変位量が大きく、特に凍土除去後転圧した場合の変位量が大きかった。凍土除去と凍土除去後転圧することにより凍上量に違いが出たことについて、現在のところ理由は不明であるが、このような変位が盛土の品質にどのような関連するかも含めて、今後検討したい。

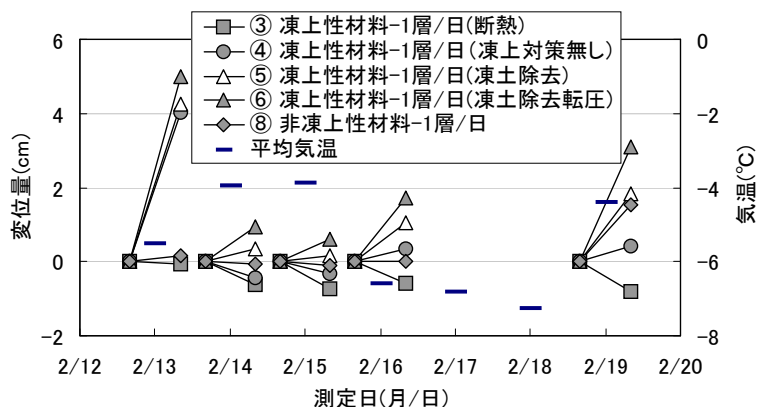


図-4 夜間の盛土の休止による変位量（凍上量）

4.2 施工後の盛土の状態

(1) 盛土の凍結状態

盛土の温度測定データ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深さを求めた(図-5)。図-5a.の①6層/日で施工した盛土は、時間の経過とともに徐々に盛土の凍結深さは大きくなっていった。図-5b、c.の②③断熱をした盛土は1日の施工量にかかわらず、盛土はほとんど凍結しなかった。1層/日の施工で盛土を夜間一晩休止しても、断熱材により、盛土は凍結せず断熱材の凍結抑制効果は大きかった。しかし、幅5m程度、長さ7m程度、厚さ30cmの小さな盛土であっても、盛土作業前に天端の断熱材をはがし、施工後断熱材を敷設作業は約1時間を要した。

図-5d.の④1層/日の施工では、夜間一晩休止中に4~5cmの凍結が盛土表面に見られた。盛土の施工では常に凍結していない材料を用いたが、盛土休止により、表面が冷却され、結果的に盛土ほとんどが凍結した状態となり、図-5a.の①1日で完成断面まで施工した場合よりも凍結深さは大きくなった。

図-5e、f.の⑤⑥盛土は、施工途中で凍結した部分を除去したため、④盛土よりも凍結深さは小さかった。また、図-5a.の①1日で完成断面まで施工した場合よりも凍結深さが小さくなっている。これは、盛土完成がa.よりも2週間程度遅くなり、さらに気温があまり低くならなかったことから、盛土の凍結深さが小さくなったと考えられる。

図-5g、h.の⑦⑧非凍上性材料による盛土は、施工直後から盛土全体が凍結した。これは非凍上性材料の熱伝導率が高いためであると考えられる。

図-5i、j.の⑨⑩下半分凍上性材料の盛土では、下部盛土の完成後に盛土の表面が寒気にさらされており、その後さらに、上部の非凍上性材料部分から凍結が進み、④と同程度の凍結深さであった。

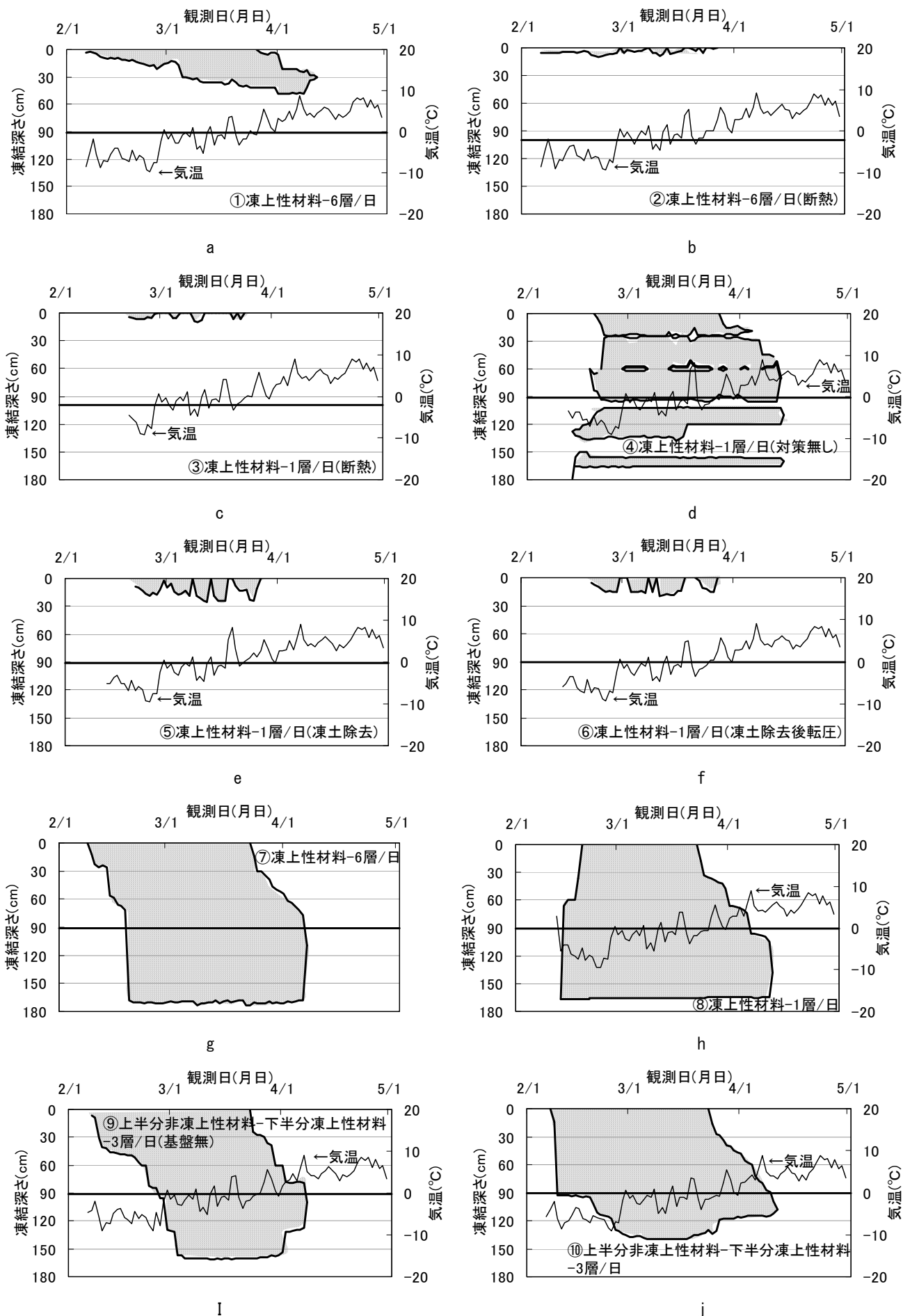


図-5 盛土の凍結状態

凍結部分

(2) 盛土内部の含水比

盛土内部の含水比の深さ方向の分布の一例として、2/7測定結果を図-6に示す。③1層/日の施工で断熱した場合は、含水比の高い箇所が無く、凍上による水分移動がほとんどなかったと判断できる。④凍結に対する対策無しでは、表面部、表面から30、60、120、150cmの深さで含水比が高くなっており、それらのすぐ下方で含水比の低い箇所がある。これは、盛土施工が休止された箇所であり、夜間の気温が低い時間に施工箇所でも凍上が発生したものと考えられる。⑤凍土除去した盛土は、盛土表面に含水比の高い箇所とそのすぐ下方に含水比の低い箇所があり、この箇所では凍上が発生している。しかし、盛土内部には含水比の高い部分がなく、凍上現象によって移動し集中した水分は凍土として除去されたと考えられる。

(3) 盛土の変状

凍結による盛土の変状として、各盛土について施工日からの高さの変化について変状要因を確認するために整理した(図-7)。

a. 施工法、材料の違いによる変位量への影響

図-7aより、凍上性材料の場合、①6層/日の施工では、施工直後に一旦凍上した後、3月上旬から時間にともない沈下量は収束する傾向にある。④1層/日の施工では、施工直後に凍上し4月上旬まで凍上量を保ちその後沈下傾向となった。前年度の試験では、盛土の施工速度と盛土の変状に関して、施工速度が速い場合は変位量が小さく、施工速度が遅い場合は変位量が大きくなる現象²⁾を確認できたので、同様の試験を行ったが、今回は確認できなかった。④は、施工速度が遅いた

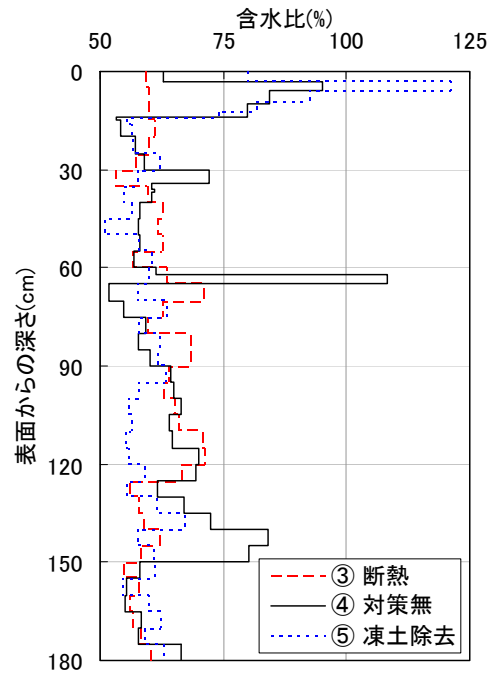
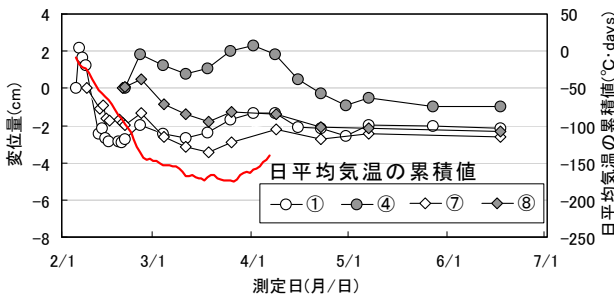
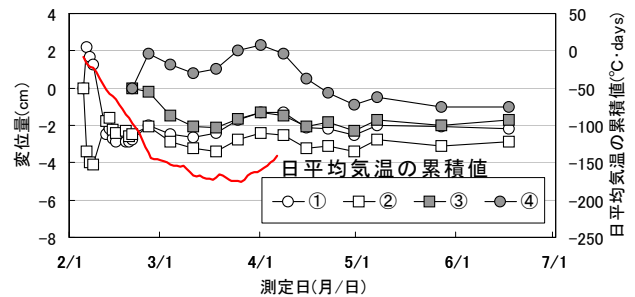


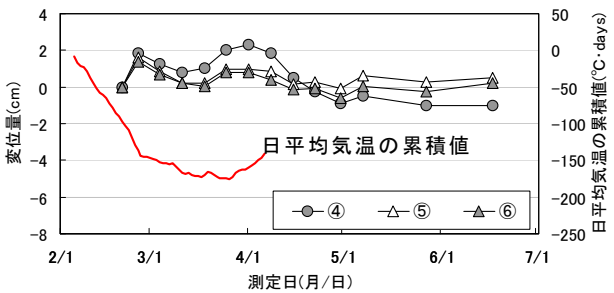
図-6 盛土の深さ方向の含水比分布の一例



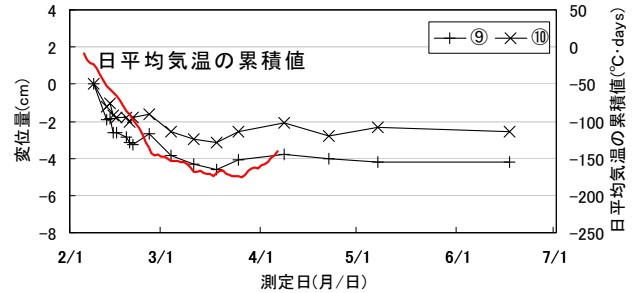
a. 施工法、材料の違いによる変位量への影響



b. 断熱材による変位量への影響



c. 凍土除去による変位量への影響



d. 盛土底部からの水分移動の有無による変位量への影響

図-7 時間経過と盛土高さの変位量への影響

め盛土全体が凍結し、融解する時間が①よりも長くなり、沈下が長引いたものと思われる。盛土の施工速度が速いと凍結回数を少なくできるので凍結深さが小さくなり、盛土の沈下を早期に収束できる。

また、⑦⑧非凍上性材料による盛土では施工速度にかかわらず、施工直後から沈下のみの変位が続き、施工法にかかわらず、凍上しないことを確認した。

b. 断熱材による変位量への影響

図-7b.より、断熱対策をしなかった①④では、施工後の凍結期に一旦上昇し、融解することから沈下する傾向が見られたが、断熱材を敷設した②③は、凍結しなかったため、施工後3月上旬まで沈下のみであった。②③は、施工速度にかかわらず時間経過にともなう沈下の推移はほぼ同じであり、沈下量は①④よりも少なかった。

c. 凍土除去による変位量への影響

図-7c.より、凍土を除去した盛土⑤⑥は、凍土を除去しない④と同様に凍結期に一旦上昇しその後沈下した。上昇の傾向は同じであったが、⑤⑥は④よりも変位量が少なかった。凍土下の含水比が低くなり締め固まったこと、凍上した盛土を含む凍結部分がなくなったことから変位量が少なくなったものと考えられる。

d. 盛土底部からの水分移動の有無による変位量への影響

図-7d.より、上半分が非凍上性材料、下半分が凍上性材料の盛土で基盤材がない⑨が、基盤材がある⑩よりも変位量が大きかった。基盤材がない場合、盛土の凍結時に盛土底部から凍上性材料への水分移動が発生、これが融解することにより盛土の沈下量が大きくなったと考えられる。しかし、⑨⑩のいずれも盛土全体は凍結したが、盛土が凍結している期間の盛土先端部の変位がなかったことから、盛土下半分の凍上量が上部の非凍上性材料に吸収された可能性がある。また、融解時⑨の沈下が⑩よりも大きくなったのは、地山の沈下もありえる。今後の実験で、底部からの水分移動が盛土の変状に与える影響を再検証したい。なお、⑩は非凍上性材料による盛土⑦とほぼ同じ沈下量であったことから、盛土底部からの水分移動がない場合には、盛土の下部に非凍上性材料による基盤材を設置することが、盛土の沈下への影響を低減できる可能性があるため今後調査したい。

今回の試験施工では、施工法、材料、盛土底部からの水分移動に着目した試験を行ったが、盛土の沈下量においてそれぞれの試験で明確な違いが現れなかった。前年度は凍結指数が450°C/day、今回は170°C/dayで気温の条件がかなり異なっていた。このため、1日盛土の凍結深さは、前年度で約60cm、今年度は45cmであり、凍上量も全体的に小さくなり、対策による差が出なかったと思われる。盛土施工において、凍結指数を大きくするために施工開始時期を早めて試験したい。

(4) 盛土の最大変位量

各盛土の最大凍上量、最大沈下量、および最大変位量を図-8に示す(最大沈下量はマイナスで表示)。各盛土の最大凍上量は、凍上性材料盛土で断熱していない①④⑤⑥では約2cm、断熱した②③、非凍上性材料盛土⑦⑧⑨⑩で0cmであった。沈下量は、凍土を除去した⑤⑥で小さく、次に②③断熱材敷設盛土であり、⑦⑧⑨⑩非凍上性材料盛土は施工した中では大きかった。変位の最大値は⑨の約6cmであり、180cmの盛土に対して3%程度であった。今回の測定では、盛土完成以降の気温がそれほど低くならなかったため、盛土施工法による変状への影響が明確な差として現れなかったと考えられる。

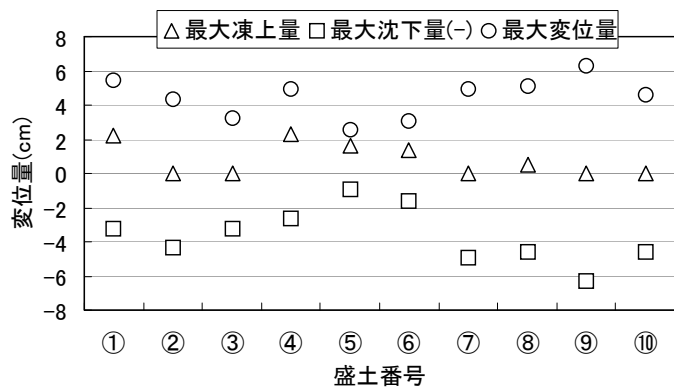
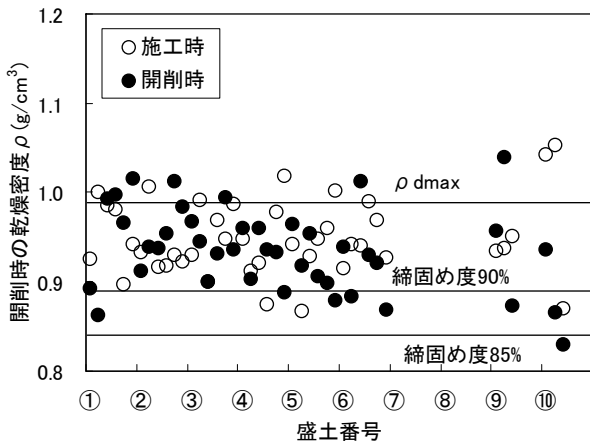


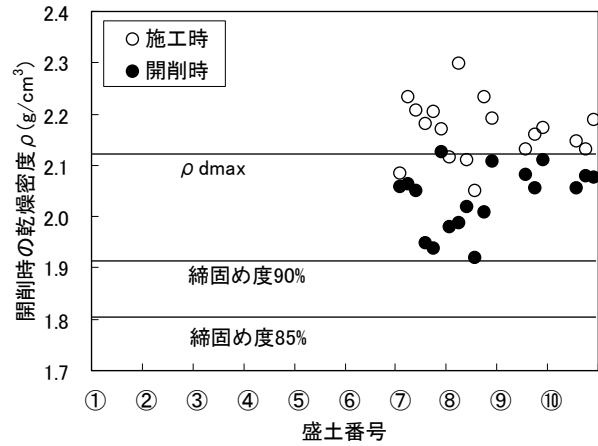
図-8 盛土の最大変位量

4.3 施工時と開削時の密度および含水比

盛土施工時と開削時の乾燥密度の変化を図-9に示す。凍上性材料による盛土では、施工時と開削時のい



a. 凍上性材料



b. 非凍上性材料

図-9 盛土の乾燥密度

れもばらつきが大きく、測定した箇所の半分程度で開削時の方が施工時よりも乾燥密度は大きくなった。施工時は締固め度 85% を目標としたが、開削時にはこの目標値を下回る箇所が 1 箇所あった。非凍上性材料では、施工時よりも開削時で盛土の乾燥密度は低くなる傾向にあった。しかし、非凍上性材料盛土では、開削時でも締固め度は 90% 以上であった。なお、非凍上性材料盛土における密度の測定箇所は総て凍結状態であった。

次に、施工時と開削時の含水比を図-10 に示す。どの盛土でもほとんどの箇所で施工時よりも開削時の含水比が小さくなっていった。凍土の除去による含水比低下や、盛土表面からの水分の蒸発によるものと考えられるが、盛土内部への水分の供給を遮断するために設置した非凍上性材料による排水効果である可能性もあるので、今後確認したい。

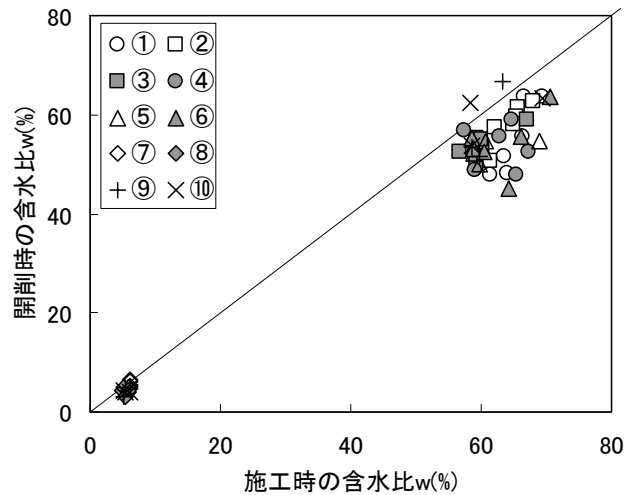


図-10 盛土の含水比

5. 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) 盛土の施工速度が速いと凍結回数を少なくできるので凍結深さが小さく、盛土の沈下を早期に収束できる。
- (2) 断熱材による凍結・凍上抑制効果は大きく盛土はほとんど凍結しなかった。
- (3) 凍結した部分を除去すると凍結・融解による変位量が少ない。また、除去後はコーン指数が大きくなり、特に凍土を除去した後に転圧すると、より強度が大きくなる。
- (4) 非凍上性材料による盛土は凍上による変状が小さいので、夜間休止による影響が少ない。
- (5) 盛土底部からの水分移動を排除することができれば、盛土の沈下量を低減できる可能性がある。

6. おわりに

今後、冬期土工に際して盛土を凍結させない実用的な方法、排水材の効果、改良土に関する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) 佐藤厚子、西本 聡、鈴木輝之：冬期施工による盛土の性状、第 53 回地盤工学会北海道支部年次技術報告会、2013.2.
- 3) 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.
- 4) 渡邊栄司、西本 聡：冬期土工の品質向上に向けた研究、北海道開発土木研究所月報 No.607、2003.12.
- 5) 佐藤厚子、西本 聡、鈴木輝之、川端伸一郎：冬期土工による盛土の土質工学的特性、土木学会第 69 回年次学術講演会、2013.9
- 6) ISSMFE TC-8: Grain size distribution as a frost susceptibility criterion of soil, VTT Symposium, Vol.1, pp.29-32, 1989.
- 7) 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.
- 8) 佐藤厚子、西本聡：冬期土工の留意点について—春先に壊れない盛土を目指して—、第 52 回（平成 20 年度）北海道開発局技術研究発表会論文集（CD-ROM）、2008.2.

火山灰質地盤の液状化中における杭の水平地盤反力に関する 遠心力模型実験

(独)土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○江川 拓也
同上 正会員 山梨 高裕
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おいても同様に杭の水平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^{1), 2)}。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³⁾、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いる⁴⁾。これらのことから、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。

著者らはこれまでに、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ると考えられる、液状化中の地盤における杭の水平地盤反力～変位関係について、相対密度を同等とした火山灰質地盤と砂地盤の杭を対象に実施した遠心力模型実験から考察を行ってきた^{5), 6)}。その結果、杭と地盤の相対変位は、加振初期に大きな値の振幅を示すが、地盤の液状化の進展に伴い振幅が減少し、これは、液状化の進展に伴う杭の水平地盤反力ならびに水平地盤反力係数の低減によるものと考えられた。また、液状化中における杭の水平地盤反力係数の低減傾向は、火山灰質地盤と砂地盤で同様の傾向を示したが、加振前の静的水平地盤反力係数からの低減度合いは、砂地盤に比べ火山灰質地盤で小さいものと考察された。本検討では、地震外力に対する地盤の抵抗力である液状化強度比をパラメータとした同様の実験から考察を行った。

2. 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動的加振実験と動的加振実験前に静的水平荷重実験を行った。入力地震動は正弦波 20 波とし、実物換算で周波数 1.5Hz、最大 400gal 程度の加速度とした。

模型杭は、外径 10.0mm、厚さ 0.2mm、長さ 400mm（実物換算で外径 500mm、肉厚 10mm、杭長 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 本には、ひずみゲージを 6 深度各 2 点貼付している。杭先端は固定端とし、杭頭はおもりを取り付けた自由端としている。

模型地盤材料は、火山灰質地盤には札幌市近郊の土取場から採取した支筋軽石流堆積物 Spfl（現場相対密度 $D_r=85\%$ ）の 0.85mm ふるい通過分を、砂地盤には豊浦砂を用いた。各模型地盤材料の物理特性と粒径加積曲線を表-2 と図-2 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、各模型地盤材料ともに

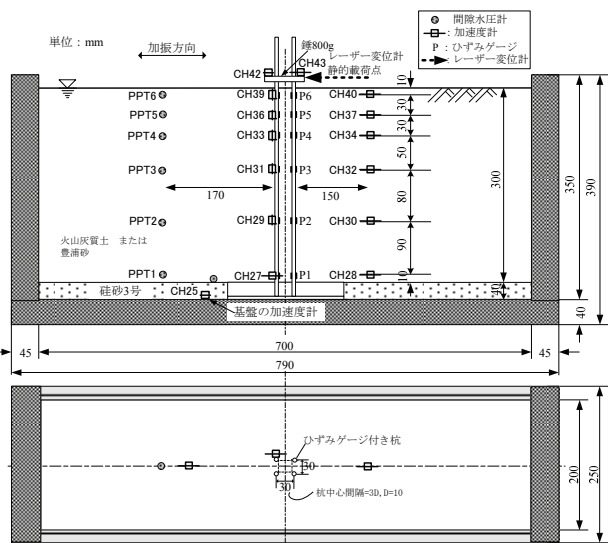


図-1 実験模型概要

表-1 実験ケース

	模型地盤	基礎入力地震動
1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $\rho_d=1.097\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	正弦波20波 周波数1.5Hz 最大400gal程度 単発加振 ※実物換算値
2	火山灰質土 $D_r=81\%$ $\rho_d=1.082\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	
3	豊浦砂 $D_r=55\%$ $\rho_d=1.493\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.183$	
4	豊浦砂 $D_r=40\%$ $\rho_d=1.449\text{g/cm}^3$ $R_{L20}=0.149$	

Centrifuge model test on horizontal subgrade reaction of piles in liquefied volcanic ash ground.

Takuya EGAWA, Takahiro YAMANASHI and Koichi TOMISAWA.

Civil Engineering Research Institute for Cold Region, Public Works Research Institute.

液状化の判定を行う必要がある砂質土層 ($F_c \leq 35\%$, $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$) に分類される⁷⁾。

模型地盤の作製条件は表-1のとおり、ケース1, 3ならびにケース2, 4の火山灰質地盤と砂地盤の液状化強度比 (R_{L20}) がそれぞれ同等となる相対密度 (D_r) を事前に検討し作製した。図-3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したが、液状化強度比と相対密度との関係は両地盤で異なる。模型地盤内には、図-1に示すように加速度計と間隙水圧計を設置している。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用いており、脱気槽内で飽和させた。

表-2 模型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
細粒含有率 F_c (%)	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 ρ_s (g/cm ³)	2.434	2.643

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物換算として整理している。

3.1 地盤内過剰間隙水圧の挙動

図-4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(ケース3, 4)では、発生した過剰間隙水圧が時間の経過に伴い大きく消散する様子が確認される。一方、火山灰質地盤(ケース1, 2)ではその程度が小さく、砂地盤に比べ細粒分が多く含まれることが原因と考えられる。両地盤ともに、液状化強度比が異なることによる過剰間隙水圧の消散過程に大きな差はない。

図-5は図-4の0~20秒における各深度の値を過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) 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。液状化強度比の小さいケースで過剰間隙水圧比が1に達するまでの時間が早く、また、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様である。

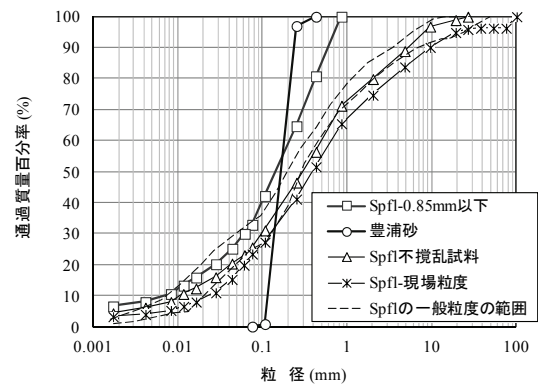


図-2 模型地盤材料の粒径加積曲線

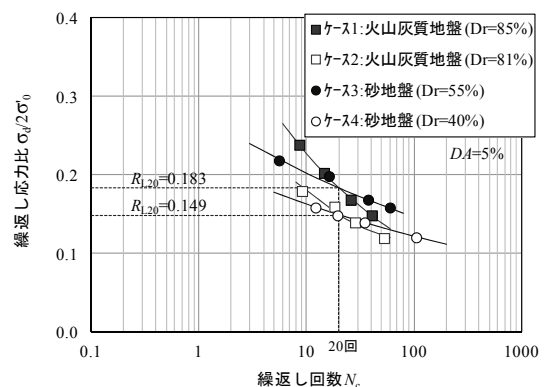


図-3 模型地盤の液状化強度曲線

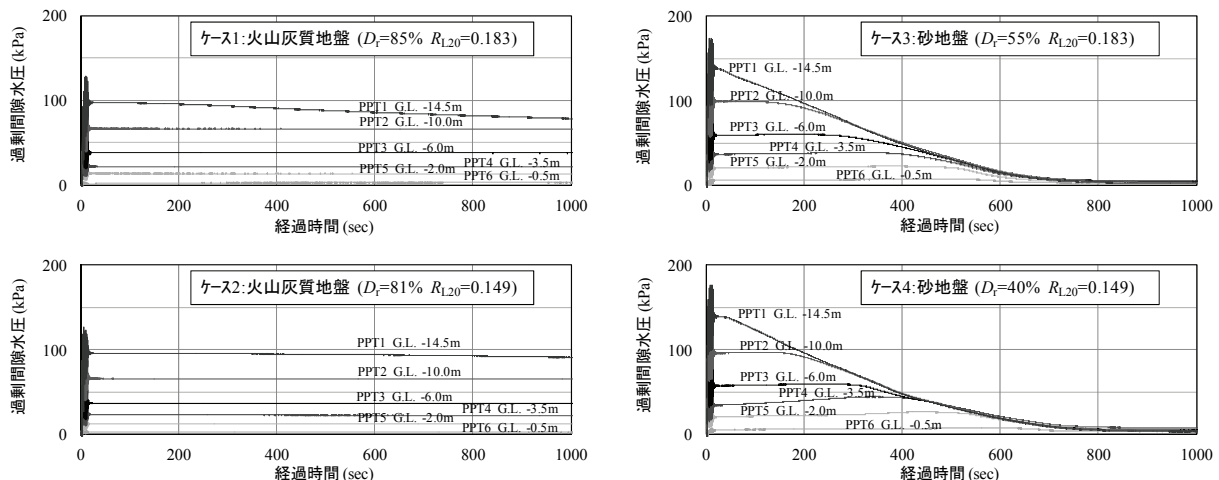


図-4 加振により発生した地盤内過剰間隙水圧の時刻歴(0~1000sec)

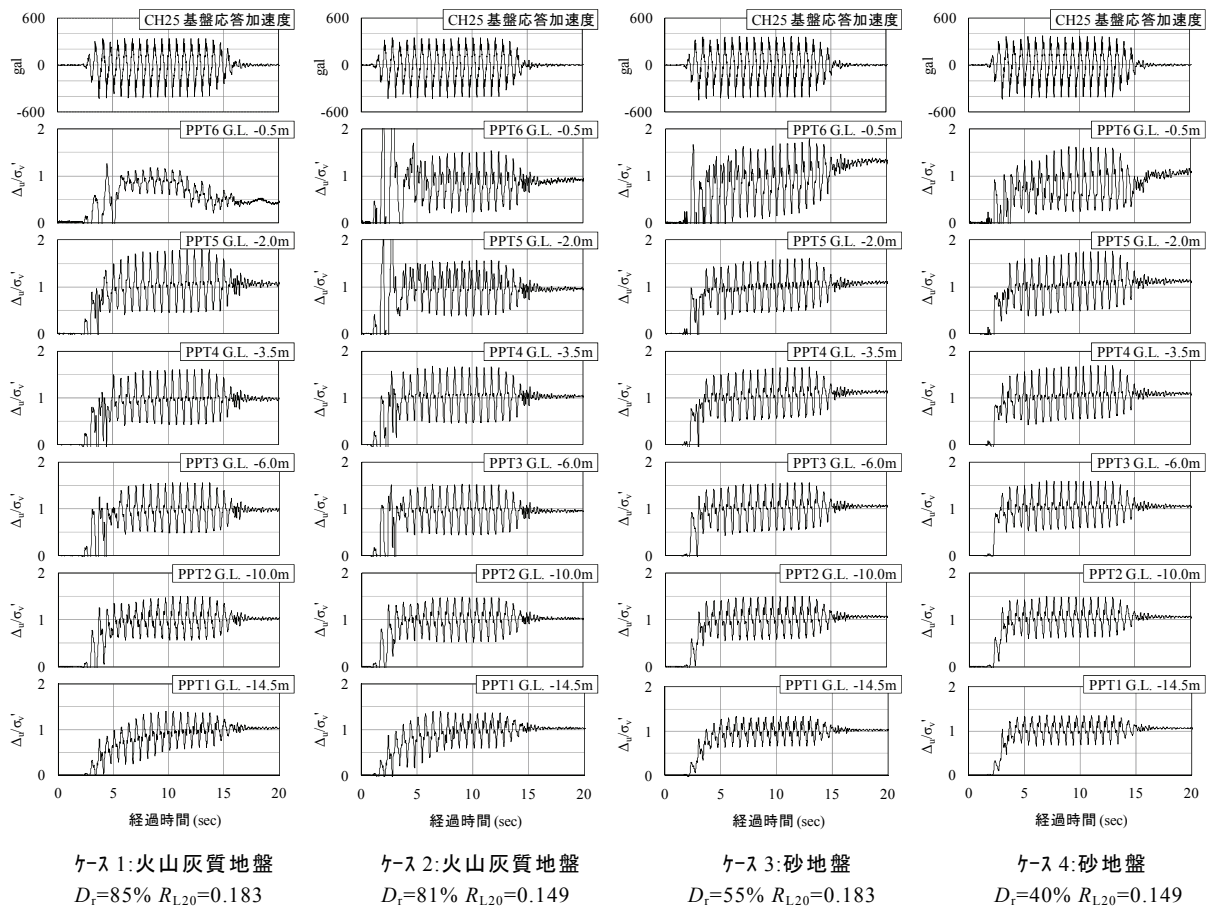


図-5 加振により発生した地盤内過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) の時刻歴(0~20sec)

3.2 水平地盤反力係数の評価

(1) 水平地盤反力係数の評価方法

杭の水平地盤反力係数の評価は、杭の水平載荷試験結果等から一般に杭の弾性地盤反力法の基本方程式¹⁾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。しかし、本検討では、各種実験により生じる杭変位に応じた水平地盤反力係数の変化を評価するため、これまでの考察^{5), 6)}と同様に、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

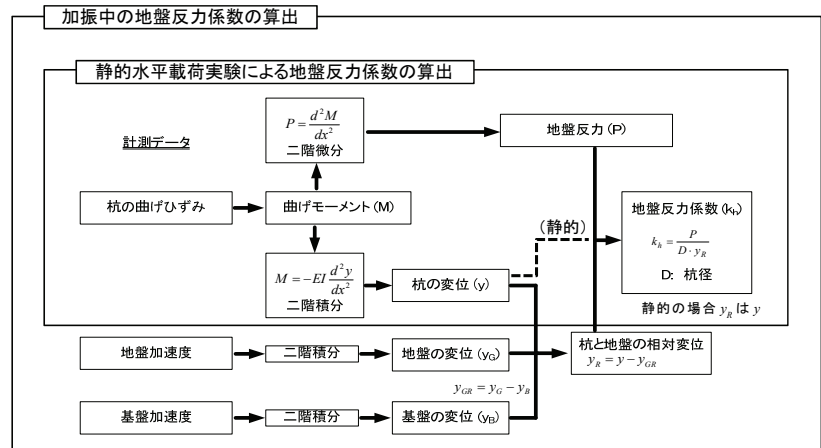


図-6 静的水平載荷実験ならびに加振中の水平地盤反力係数の算出方法

深度方向に二階微分または二階積分することで求まる水平地盤反力と杭の水平変位から評価する時松らの整理方法⁸⁾を参考とした。図-6に、静的水平載荷実験ならびに加振中の水平地盤反力係数の算出方法を示す。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⁹⁾により各計測点間を補間し作成している。

(2) 静的水平載荷実験による水平地盤反力係数

各ケースの加振前に、杭への応力や変位が残留しない範囲で静的水平載荷実験を実施した。図-7に、その結果から得られた各ケースの杭頭載荷点における水平荷重～水平変位関係を液状化強度比別に示す。なお、静的水平載荷実験は、各ケースの杭頭載荷点における水平変位量が同程度となるように実施している。

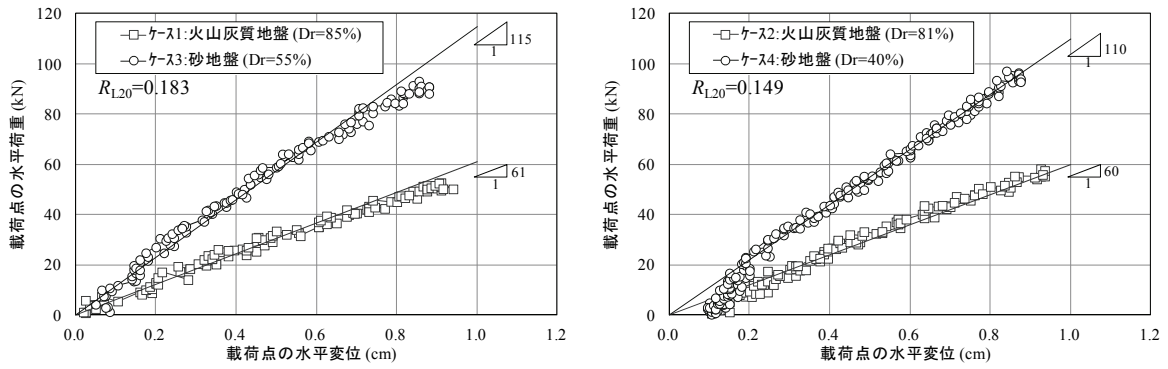


図-7 杭頭載荷点における水平荷重～水平変位関係

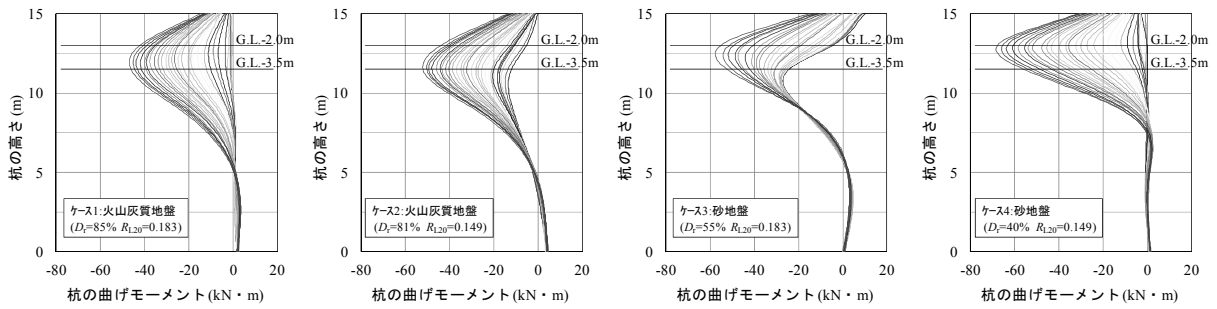


図-8 静的水平載荷実験による杭の曲げモーメントの深度分布

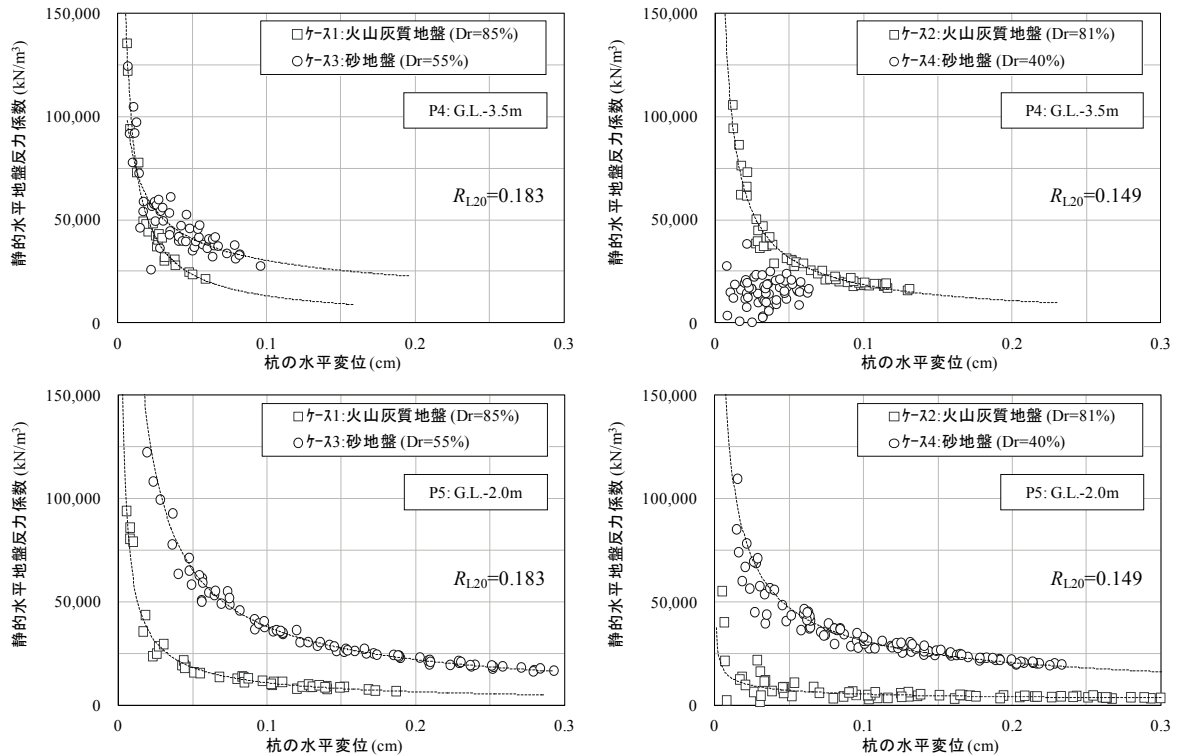


図-9 P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)における杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の液状化強度比別の関係

何れの液状化強度比においても、砂地盤よりも相対密度が大きい火山灰質地盤の水平荷重～水平変位関係の傾きが小さく、杭1本あたりの静的水平地盤反力は砂地盤に比べて小さい。両地盤ともに、若干の差はあるが液状化強度比の小さいケースで静的水平地盤反力が小さい。図-8に、この際の各ケースにおける杭の曲げモーメントの深度分布を示す。各ケースともに、杭頭水平変位の増加に伴い杭の曲げモーメントは、マイナス方向に増加し、杭の特性長 $1/\beta$ の範囲で最大値を示した。

杭頭載荷時における地盤内の詳細な静的水平地盤反力を確認するため、杭の水平抵抗領域である杭の特性長 $1/\beta$ の範囲に位置し、杭の曲げモーメントが卓越するひずみゲージ P4 と P5 の計測値から図-6 の方法で算出した杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の関係を液状化強度比別に図-9 に示す。各ケースともに、杭の水平変位の増加に伴い静的水平地盤反力係数は減少し概ね収束した。ケース 4 における P4 では、生じた変位量が小さいため明確な相関を得ることはできなかったが、そのデータを除くと火山灰質地盤の静的水平地盤反力係数は地盤の相対密度が小さな砂地盤に比べて小さい。砂地盤では、液状化強度比の異なりによる杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の関係に大きな傾向の違いはない。一方、火山灰質地盤では、液状化強度比の小さいケース 2 において、ケース 1 と比べて P4, P5 深度での水平変位が大きく、収束した静的水平地盤反力係数は小さい。

(3) 加振中の地盤反力係数

各ケースの動的加振実験から得られた、杭の特性長 $1/\beta$ の範囲に位置するひずみゲージ P4 と P5 位置の各計測値から図-6 の方法で求めた各算出値の時刻歴を図-10, 図-11 に示す。

杭の曲げモーメントは、その程度に差はあるものの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る。振幅の減少度合いは、液状化強度比の大小にかかわらず地盤の相対密度が大きな火山灰質地盤で顕著であるが、これまでの検討^{5), 6)}で実施した砂地盤の相対密度を $D_r=85\%$ としたケースでも同様の結果が得られている。

地盤と基盤の応答加速度から求めた地盤と基盤の相対変位についても、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、または、乱れる傾向が確認される。その傾向は、液状化強度比の大小にかかわらず地盤の相対密度が大きな火山灰質地盤で顕著である。これは、地盤の初期剛性が大きいほど加速度応答が大きく加振初期に大きく応答するが、液状化の進展に伴い地盤の初期剛性が低下し地盤が軟化するこ

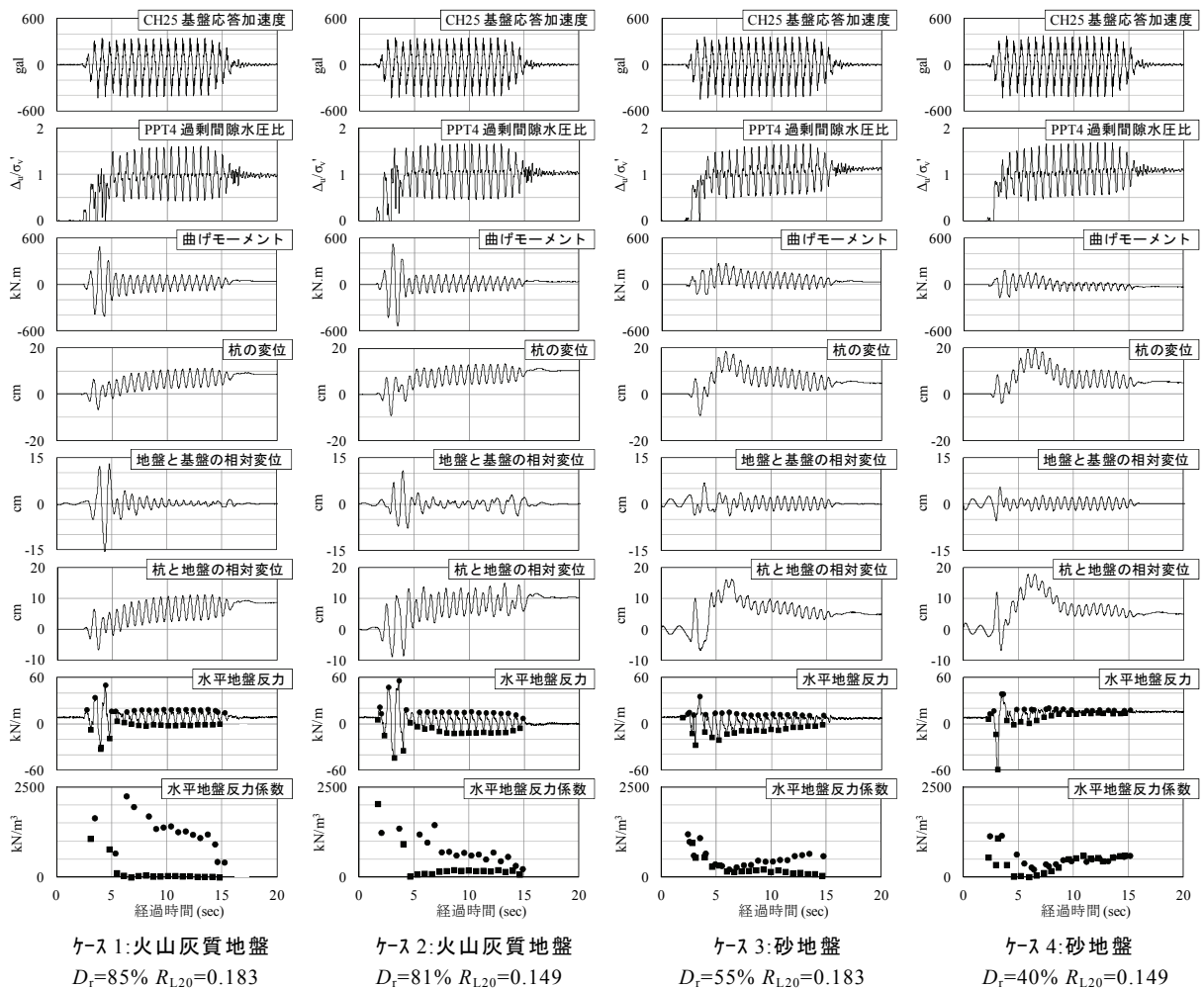


図-10 P4(G.L.-3.5m)における各計測値から求めた各算出値の時刻歴

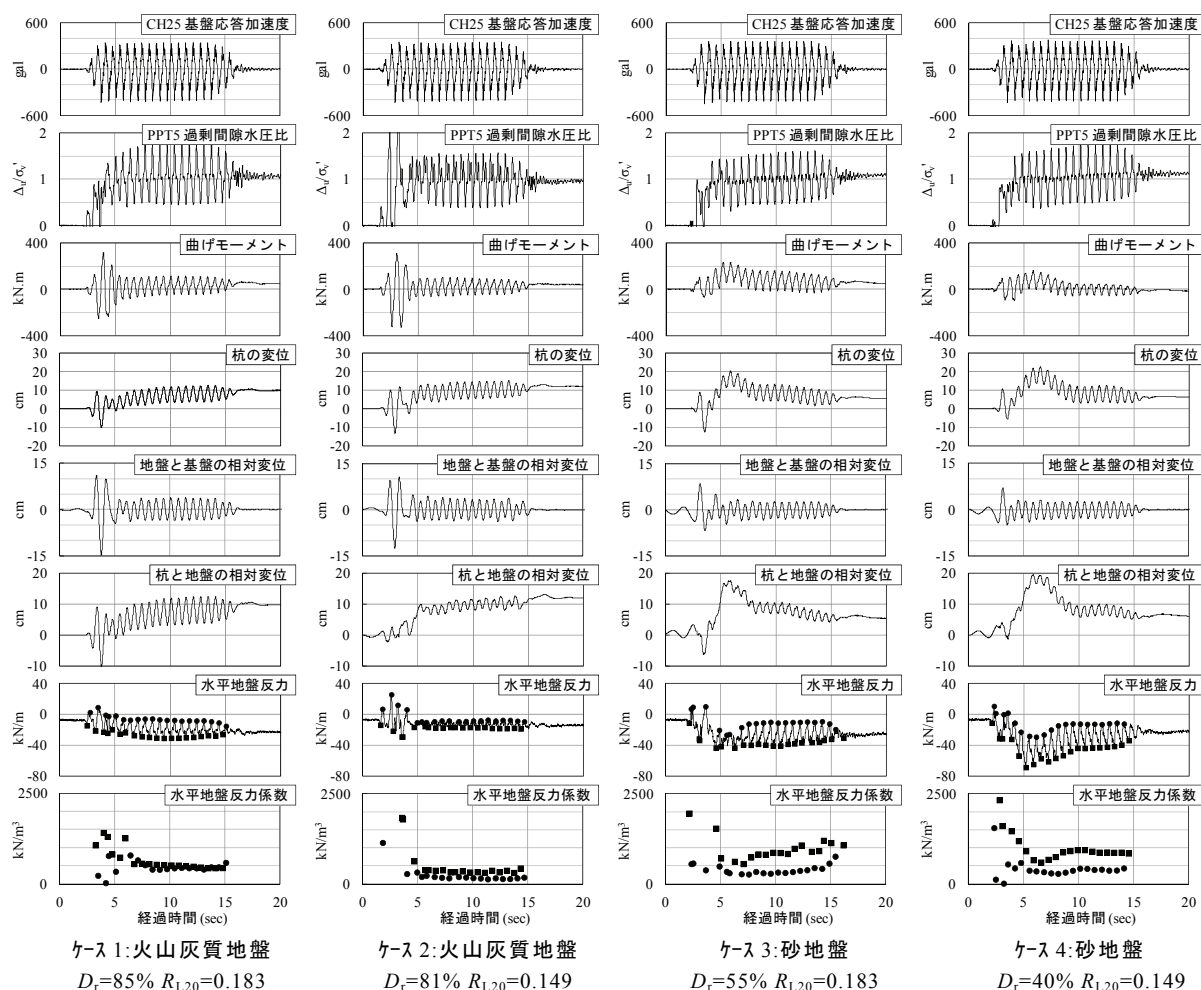


図-11 P5(G.L.-2.0m)における各計測値から求めた各算出値の時刻歴

とに起因しているものと窺われる。杭と地盤の相対変位は、地盤と基盤相対変位の振幅が減少、または、乱れる頃よりプラス側に偏っていくことがわかる。

水平地盤反力についても、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、または、乱れる傾向が確認される。

これらの関係から求まる水平地盤反力係数は、液状化の進展に伴い低減していくことが確認され、火山灰質地盤では液状化強度比の小さなケース 2 でその値が小さい。一方、砂地盤では、液状化強度比の異なりによる水平地盤反力係数の値に大きな差は見受けられないが、加振後半にその値が回復していく傾向が確認される。これは、地盤の相対密度が低い場合には、負のダイレイタンスにより地盤の密度が増加していることが窺われる。

これらのことから、液状化中の地盤における地盤～杭基礎系の相互作用として、地震動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、液状化が進展した状況では地盤の初期剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平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、杭の振幅に減少、または、乱れが生じるものと考えられ、これまでの検討と同様の傾向が得られた。

3.3 地盤の液状化強度比の異なりによる杭の水平地盤反力係数の低減傾向

図-12 に、P4、P5 深度における加振前と加振中（液状化中）の杭の水平地盤反力係数を、杭と地盤の相対変位との関係として液状化強度比別に示す。各ケースにおける液状化中の水平地盤反力係数は、加振前の静的水平地盤反力係数よりも低減している。ケース 4 における P4 を除くとその低減度合いは、砂地盤に比べて加振前の静的水平地盤反力係数が小さい火山灰質地盤の方が小さい。図-13 に、液状化中における水平地盤反力係数の低減傾向を確認するために、図-12 の加振中（液状化中）のデータを抽出し縦軸のスケールを変えて示す。液状化中における水平地盤反力係数は、地盤種別、液状化強度比の大小にかかわらず、全ての

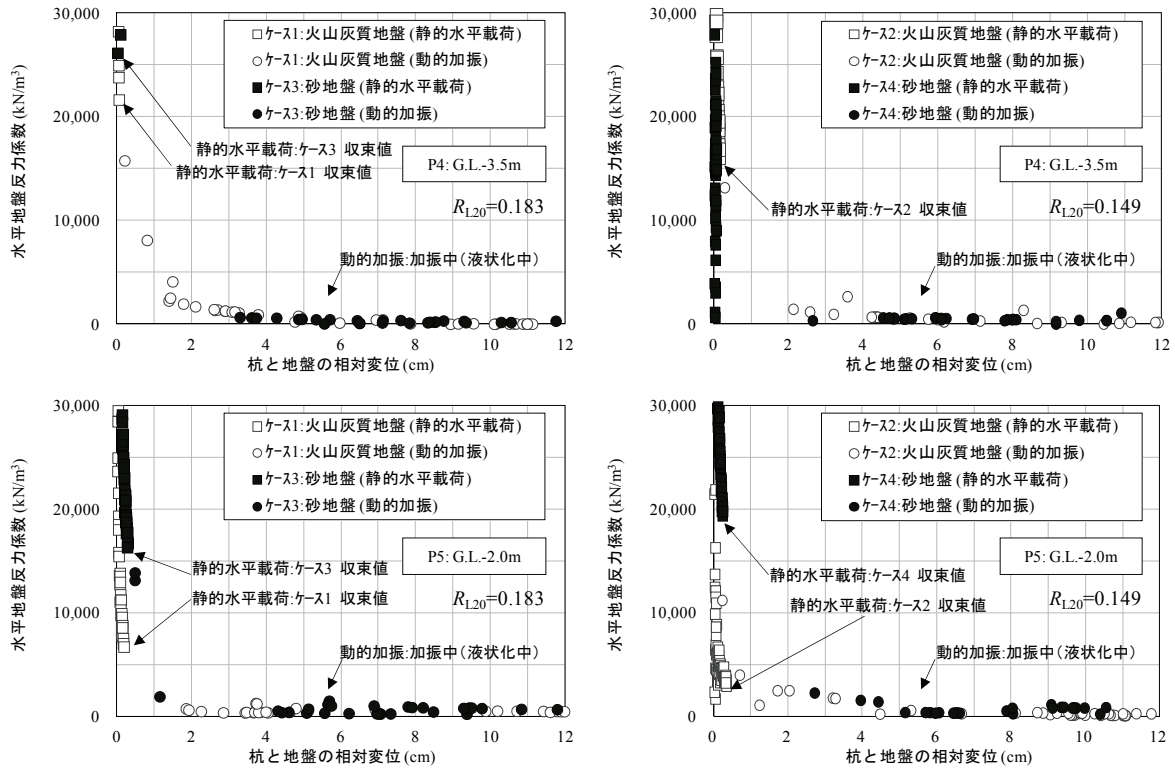


図-12 P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)における加振前と加振中 (液状化中) の水平地盤反力係数と杭と地盤の相対変位との液状化強度比別の関係

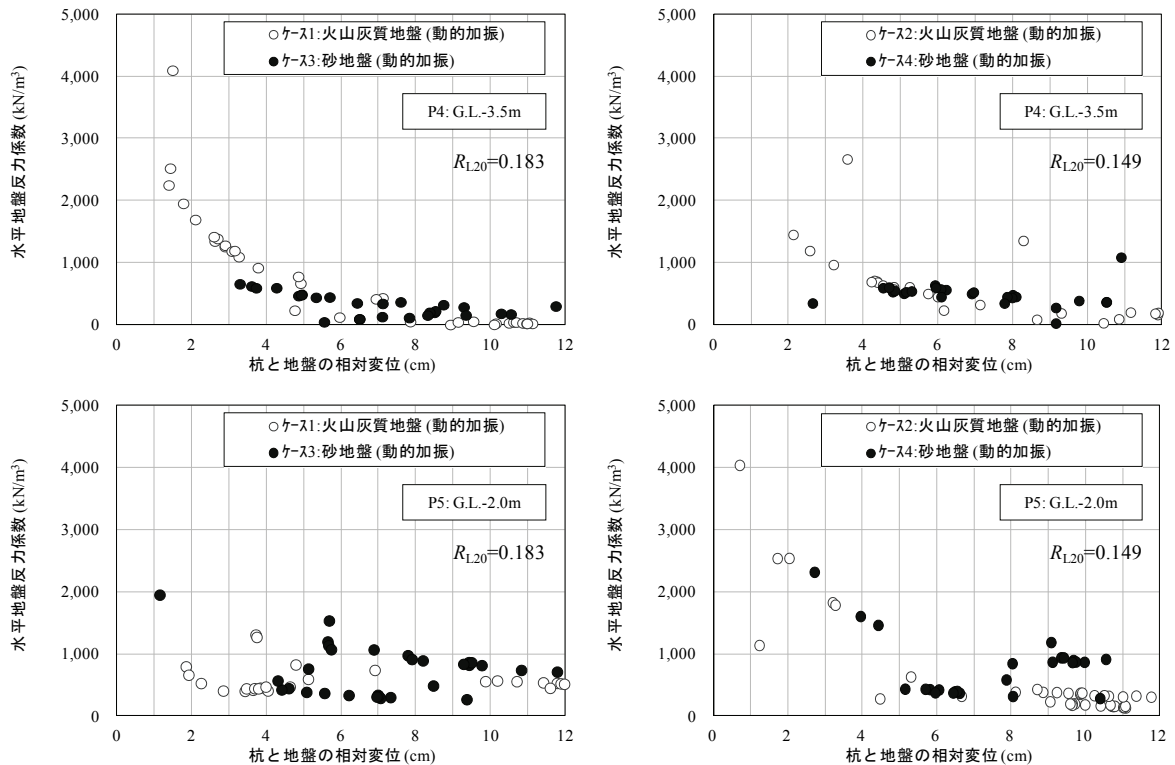


図-13 P4(G.L.-3.5m)と P5(G.L.-2.0m)における加振中 (液状化中) の水平地盤反力係数と杭と地盤の相対変位との液状化強度比別の関係

ケースにおいて同程度の値まで低減していることがわかる。これらのことから、地盤の液状化に伴う水平地盤反力係数の低減度合いは、砂地盤では加振前の静的水平地盤反力係数が大きいためその度合いは大きく、一方、火山灰質地盤では加振前の静的水平地盤反力係数が小さいためその度合いは砂地盤に比べ小さいものと考察される。

液状化強度比の異なりによる水平地盤反力係数の低減度合いは、砂地盤では加振前の静的水平地盤反力係数に大きな違いがないことからその度合いは同程度と評価されるが、火山灰質地盤では液状化強度比の小さいケース 2 の静的水平地盤反力係数がケース 1 に比べ小さいことからその度合いは小さい。このことから、火山灰質地盤では、液状化強度比の異なりにより水平地盤反力係数の低減度合いが異なっており、液状化強度比に応じた低減設定の必要性が窺われる。

4. まとめ

火山灰質地盤の液状化中における杭の水平地盤反力～変位関係について、火山灰質地盤と砂地盤の液状化強度比をパラメータとした杭の遠心力模型実験に基づき考察を行った。その結果を以下にまとめる。

- 1) 加振により地盤内に発生した過剰間隙水圧は、砂地盤に比べ火山灰質地盤では細粒分が多く含まれるためか砂地盤に比べて消散が遅い。両地盤ともに、液状化強度比が異なることによる過剰間隙水圧の消散過程に大きな違いはない。
- 2) 火山灰質地盤の静的水平地盤反力係数は、地盤の相対密度が火山灰質地盤と比べて小さな砂地盤よりも小さい。砂地盤では、液状化強度比の異なりによる杭の水平変位と静的水平地盤反力係数の関係に大きな傾向の違いはない。火山灰質地盤では、液状化強度比が小さい場合において、地盤内杭頭付近の水平変位が大きく、静的水平地盤反力係数が小さい。
- 3) 液状化中の杭の曲げモーメントならびに地盤と基盤の相対変位は、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。その傾向は、地盤の相対密度が大きな場合に顕著に見られた。杭と地盤の相対変位は、これらの減少が生じる頃より偏りが生じた。
- 4) 3)のことは、液状化中の地盤における地盤～杭基礎系の相互作用として、地震動初期では地盤の振幅に追随して杭は大きな振幅を示すが、液状化が進展した状況では地盤の初期剛性が低下し、水平地盤反力ならびに水平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。
- 5) 加振前の静的水平地盤反力係数は、地盤種別、液状化強度比の大小にかかわらず、地盤の液状化に伴い同程度まで低減した。砂地盤では加振前の静的水平地盤反力係数が大きいためその低減度合いは大きく、火山灰質地盤では加振前の静的水平地盤反力係数が小さいためその低減度合いは砂地盤に比べ小さいものと考察される。
- 6) 液状化強度比の異なりによる水平地盤反力係数の低減度合いは、火山灰質地盤において液状化強度比が小さい場合にその度合いが小さい。火山灰質地盤では、液状化強度比の異なりにより水平地盤反力係数の低減度合いが異なっており、液状化強度比に応じた低減設定の必要性が窺われる。

5. おわりに

本検討の結果から、火山灰質地盤の液状化中における杭の水平地盤反力の設定を検討するにあたり、静的な水平地盤反力係数が相対密度の小さな砂地盤よりも小さく、また、液状化強度比と地盤の相対密度との関係が砂地盤とは異なることや、液状化強度比に応じて液状化中の水平地盤反力係数の低減度合いが異なることが考えられることから、常時（静的）の水平地盤反力係数の評価、液状化強度比の評価を的確に行うことが重要であり、今後、これらに関しての検討が必要であると考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会（2012）：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編。 2) 日本道路協会（2012）：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編。 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（2010）：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。 4) 富澤幸一・三浦清一（2007）：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。 5) 江川拓也・西本聡・富澤幸一（2013）：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，地盤工学会北海道支部技術報告集第 53 号，pp.143-152。 6) 江川拓也・富澤幸一・山梨高裕（2013）：火山灰質地盤における杭の地震時水平地盤反力の評価に関する遠心模型実験，第 58 回地盤工学シンポジウム，平成 25 年度論文集，pp.73-80。 7) 日本道路協会（2012）：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.132-143。 8) 時松孝次・鈴木比呂子・鈴木康嗣・藤井俊二（2002）：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。 9) 例えば，松本英敏：3次スプライン補間法，<http://www.civil.kumamoto-u.ac.jp/matsu/spline.pdf>

実物大盛土の崩壊現象とその動態観測

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
宮浦興業(株) 正会員 宮浦 征宏

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多発の誘因と指摘されている。

このような状況下にある斜面崩壊時の力学挙動を把握するため、既往の研究^{例えば¹⁾}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、2011年度と2012年度に幅12m、高さ5m、奥行き2mと幅4m、高さ5m、奥行き2mの実物大盛土と切土を構築^{2),3)}し、自然外力を受けた条件下で斜面表層部および斜面内に給水することによって、斜面崩壊に至るまでの実物大模型実験を実施している。その結果、2011年度に構築した盛土斜面では2つの断面においてガリ侵食をとまなう局所崩壊を確認した^{4),5)}。

本報告では、2012年度に構築した盛土の崩壊ケースについて、その動態観測と崩壊時の力学挙動を報告する。

2. 実物大盛土斜面の構築概要

2.1 実物大盛土斜面の位置

構築した実物大盛土斜面は、札幌市南区真駒内174番地に構築され、緯度と経度はそれぞれ北緯42度57分13秒、東経141度21分46秒である。その法面方向は北向き、標高は190mから200mに位置する。写真-1(a)および(b)は、それぞれ斜面周辺の状況および斜面全景を示す。

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。

2.2 実物大盛土斜面の構築に用いた試料

本地点は支笏軽石流堆積物(Spfl)が分布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。ここでは、2012年度に構築した実物大盛土(Full scale embankment)をFE-12とする。盛土に用いた試料の代表的な粒度分布を図-1に、示標特性を豊浦砂のそれと比較して表-1に示す。図-1中のLとRは盛土に向かって左側と右側をそれぞれ示し、第2添え字は天端からの深さから採取した試料の結果を示している。なお、詳細は既報³⁾に詳しい。

図-2に本試料の締固め曲線⁶⁾を示す。締固め試験はA-c

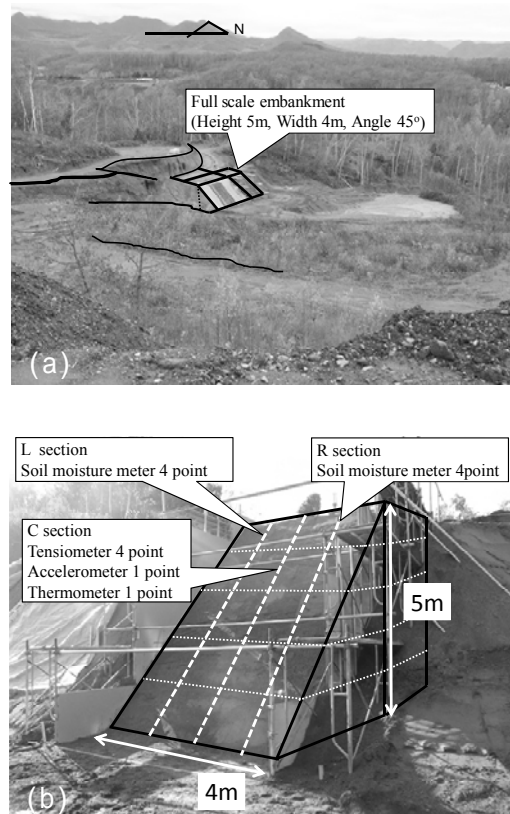


写真-1 実物大盛土斜面の様子:(a)斜面およびその周辺の状況、(b)斜面全景

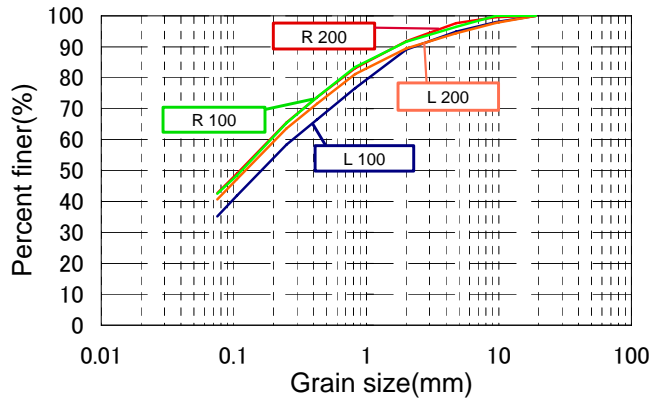


図-1 粒径加積曲線

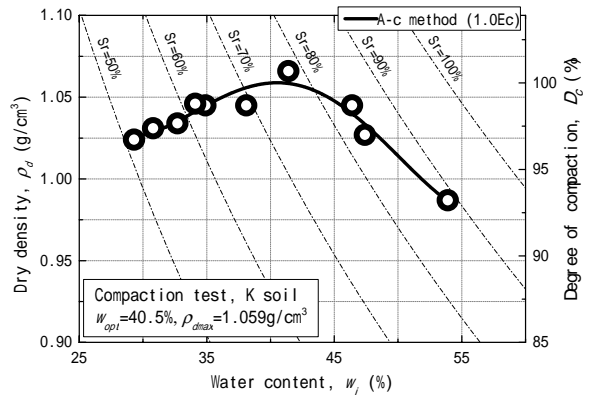


図-2 盛土材料の締固め曲線⁶⁾

表-1 駒岡火山灰土 (K-soil) の示標特性

Sample name	ρ_s (g/cm ³)	$\rho_{d \text{ in-situ}}$ (g/cm ³)	w_n (%)	D_{50} (mm)	Uc	Fc (%)
Komaoka Embankment	2.47	1.01 (average)	43	0.27	46.0	35.2~42.6
Toyoura sand	2.68	-	-	0.18	1.5	0

w_n : Natural water content, D_{50} : Mean grain size, Uc: Coefficient of uniformity, Fc: Finer content

法により実施されている。これより、最大乾燥密度 $\rho_{d \text{ max}}$ が 1.059g/cm^3 、最適含水比 w_{opt} が40.5%であることが確認できる。なお、乾燥密度 ρ_d が 0.987g/cm^3 から 1.059g/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(締固め曲線がかなり平坦である)。この締固め曲線にもとづいて、FE-12では締固め度Dcが90%以上の値になるように実大盛土斜面の構築を行った。

2.3 実物大盛土斜面の構築方法と計器設置位置

実物大盛土斜面の構築手順を以下に示す。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である。

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、締固め方向は法先方向から開始し、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³⁾。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、試験結果から得られた乾燥密度の標準偏差は2.5であり、均一な盛土構造体となっている。図-3は土壌水分計埋設時にサンプリングした試料の含水比のデータにもとづいて描いた断面方向の含水比分布を示している。図より、両側の断面(L断面、R断面)ともに含水比は39%から44%の範囲にあり、含水状態からも均一な状態であることがわかる。

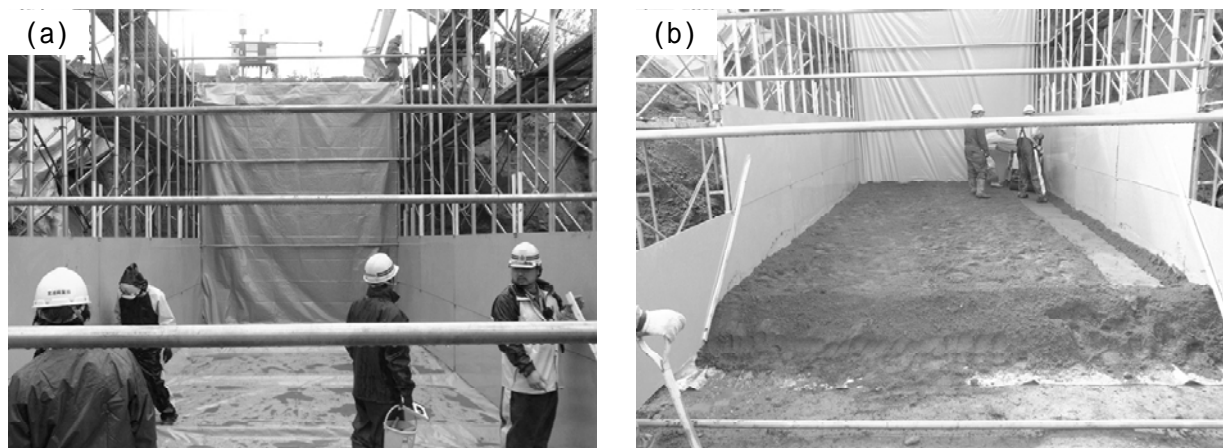


写真-2 盛土構築の状況:(a)水平基盤面と側方拘束工の構築,(b)盛土1層目の締固め状況

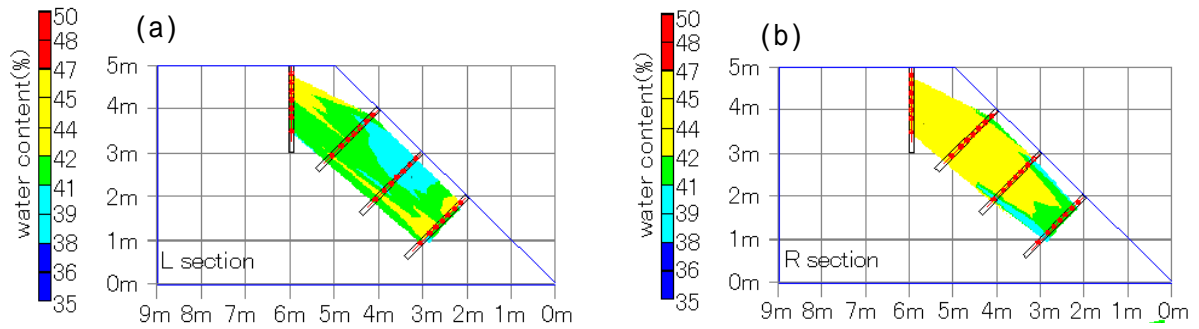


図-3 構築時の含水比分布：(a) L断面，(b) R断面



写真-3 完成後斜面（正面図）

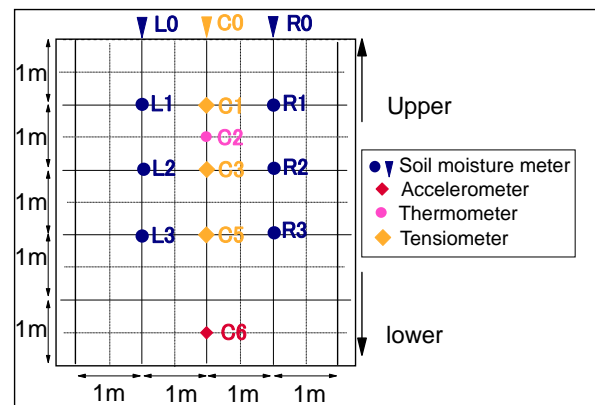


図-4 計測器配置図(正面図)

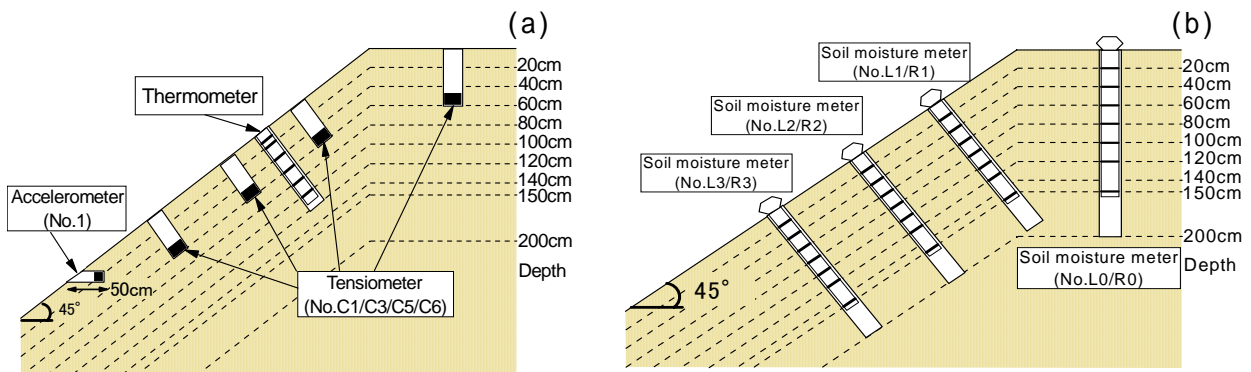


図-5 計測器配置図（断面図）：(a)LとR断面，(b)C断面

盛土高が5mに達した後、勾配が45度となるように法面を整形した。盛土幅は4m、奥行きは2mである。写真-3に構築後の状況を、図-4および図-5に各種計測機器の位置を示す。構築したFE-12では、土壌水分計、温度計、加速度計およびテンシオメーターが埋設されている。土壌水分計、温度計、およびテンシオメーターは法面に対して垂直方向にハンドオーガーでボアホールを明け、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。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。なお、土壌水分計のキャリブレーションは定期的にオーガーボーリングを行い、深さ方向の含水比を計測することによって行っている。温度センサーは深さ0cm、10cm、20cm、40cm、60cm、80cm、100cmの位置に配置している。テンシオメーターは深さ60cmの位置に埋設している。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たが冬期間（12月21日）に故障が生じ、その後の計測は行っていない。また、現地の気象情報を得るために、斜面背面に雨量計、積雪計が設置されている。今回の研究で用いた計測機器の仕様を

表-2 計測器機の仕様

Monitoring instruments	Specifications
1)Soil moisture meter	Precision: +/- 0.003% vol, Reading Range: Oven dry to saturation
2)Thermometer	Class A, +/- (0.15+0.002t)°C
3)Accelerometer	+/- 4g, Precision: 500+/-10% (mV/G)
4)Anemovane	Precision: 0.3m/s +/- 3deg, Reading Range: 0 to 100m/s
5)Snow gauge	Precision: +/- 10mm or 0.4% FS, Reading range: 0.5 to 10m
6)Rainfall gauge	Precision: +/- 0.5mm, Reading range: 20mm
7)Tensiometer	Precision: +/- 0.5%, Reading Range: 100cmH2O~-700cmH2O

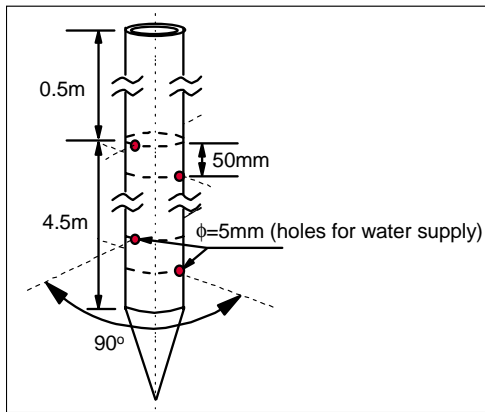


図-6 給水管の仕様

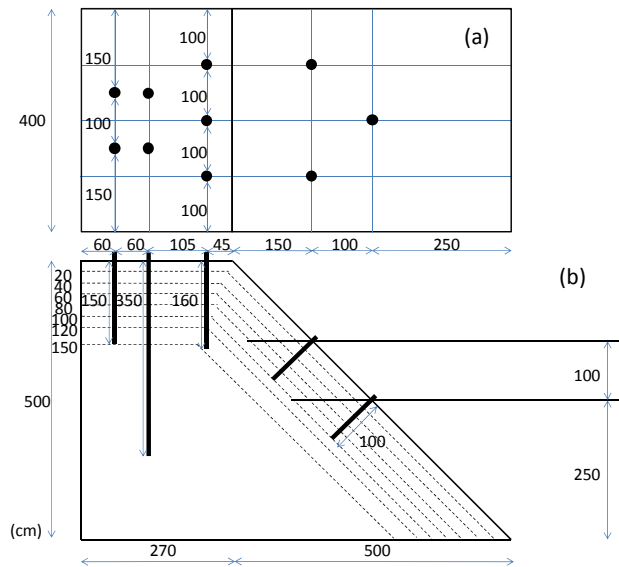


図-7 給水管の設置位置：(a)平面図，(b)断面図

表-2 に示す。

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 2 本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 の小孔をあけており（図-6 参照）、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。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^{2),3)}。動態観測中、斜面内への給水効果が低下したものについては、新規の給水管を天端に計 5 本（2013 年 7 月 22 日と 9 月 10 日）、法面に計 2 本（10 月 10 日）を埋設した。なお、法面の表層部分は斜面の変形に追従できるように、フレキシブルな給水チューブを採用している。図-7 に給水管の設置位置を示す。なお給水作業³⁾は 3 つの給水タンク（1000 l/個）から行い、パイピングを起こさないようにしている。

2013 年度の給水は 2013 年 5 月 9 日から開始した。図-8 に給水量の具体値を示す。降雨量と給水累積量を併記している。降雨量は 1 時間あたりに斜面に降水した水量（m³）として表記している。5 月から 7 月の間は 1000 l/day の通水速度を段階的に増加させて供給した。その後は、およそ 1500 l/day から 2500 l/day の給水を行っている。

3. 実物大盛土斜面の崩壊現象

過去の研究^{例えば 4)}では、自然条件下での外力履歴（降雨、凍結融解履歴等）を受けた盛

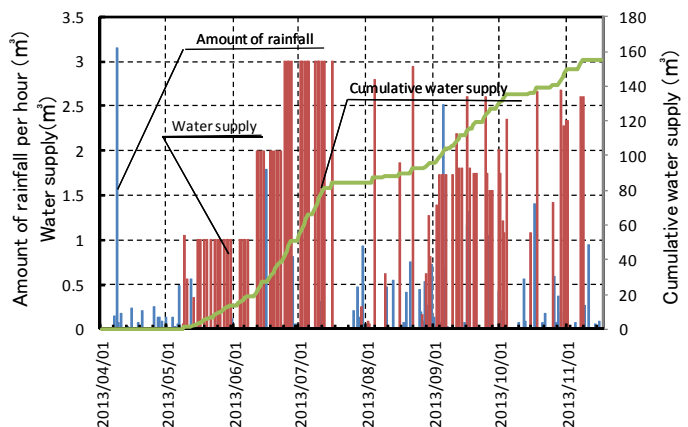


図-8 給水量の経時変化



写真-4 斜面の状況：(a) 9月2日，(b) 10月18日

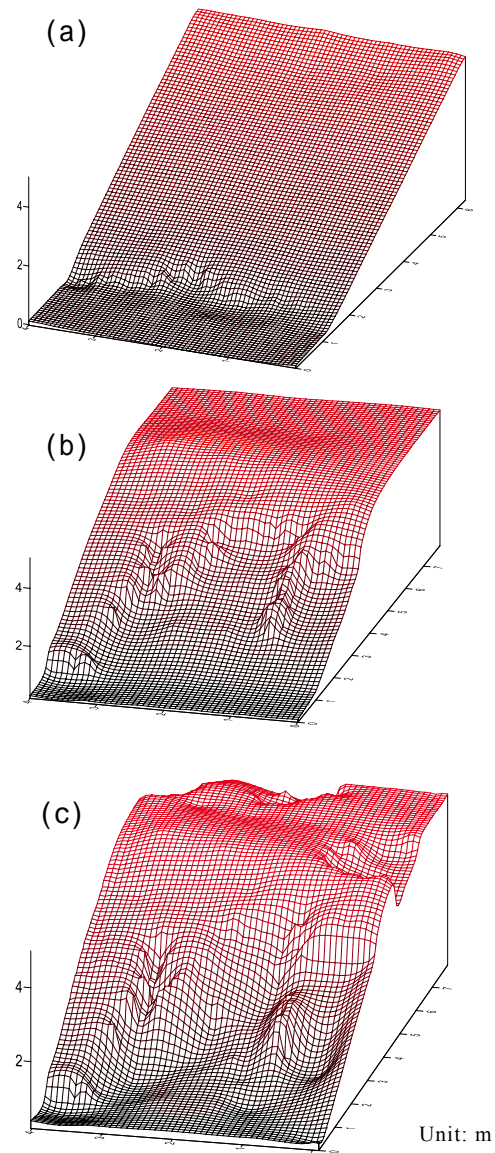


図-9 斜面変形の経時変化（右図）：(a) 8月1日，
(b) 10月19日，(c) 11月15日

土構造体の動態観測結果について報告している．ここでは，凍上・凍結融解履歴を受けた後に，斜面内の含水比状態を高めることによって崩壊を生じさせ，崩壊に至るまでの力学現象を詳細に検討した．斜面内に給水を継続した結果，2013年10月17日～18日にかけてすべり崩壊が発生した．

写真-4と図-9は8月初旬～崩壊時までの代表的な斜面形状の経時変化を示したものである．図-9については測量結果にもとづいて描写した三次元図である．図より，給水量の増加に伴い，法先部の侵食が進み（8月1日），10月19日では斜面表層部のすべり崩壊が発生していることがわかる．表層に対して垂直方向の崩壊深は最大60cmであった．その後，給水を継続した結果，最終的に（11月15日），図のような斜面形状になっている．

図-10は給水量と測量結果にもとづいた崩壊土量との関係を示したものである．図中には，法勾配部の体積 V_0 に対する崩壊土量 V_f の比 (V_f/V_0) も併せてプロットしている．図より，給水量の増加に伴い，崩壊土量も増加していることが明らかである．特に，測量を実施した10月19日では大規模崩壊に伴ってその値が急増している点が注目される．このことから大規模崩壊は10月17日から18日の間に発生したと言えよう．なお，11月15日時点の最終崩壊土量は 7.5m^3 となり，法勾配部全体における土量比は15%となった．

次に，崩壊に至るまでの前後1カ月間の土壌水分量の変化（崩壊部地点に設置されたR2とR3）を図-11に示す．土壌水分は含水比 w として評価し，土壌水分計から得られる体積含水率 θ と水の密度 ρ_w および斜面の乾燥密度 ρ_d からなる次式 $(w=(\rho_w/\rho_d) \times \theta)$ の関係を用いて算出している．図中には，給水累積量も併記している．なお，10月16日には低気圧の影響により比較的強い降雨（1日の累積雨量41.5mm）を観測している．

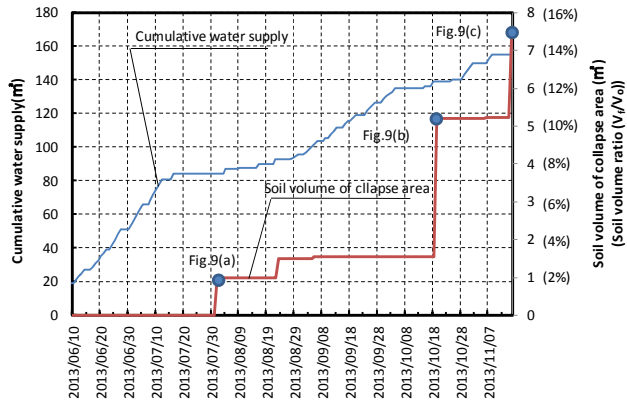


図-10 給水量と崩壊土量との関係

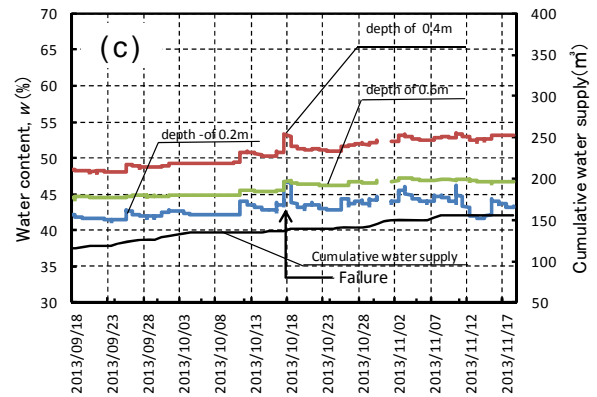
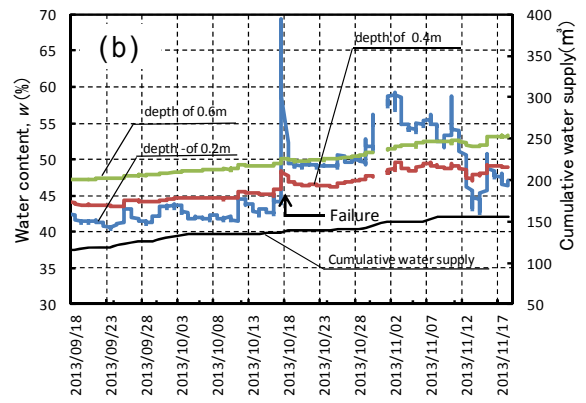
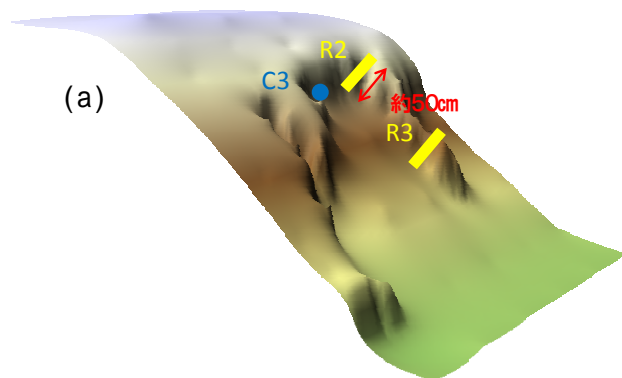


図-11 崩壊部近傍の含水比変化：(a)土壌水分計とテンシオメータの設置位置，(b)R2 地点の変化，(c)R3 地点の変化

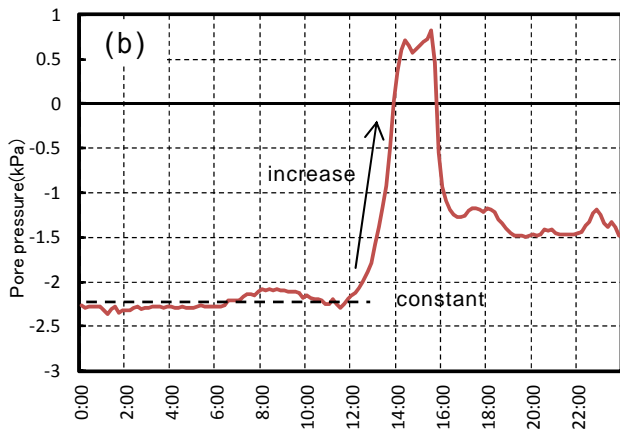
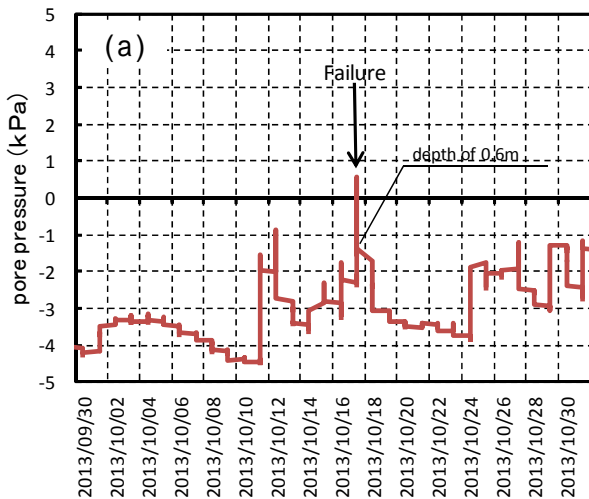


図-12 間隙圧の経時変化：(a)崩壊月1カ月間（10月），(b)崩壊付近1日間（17日0時00分～24時00分）

図より、給水量の増加ならびに降雨の影響によって10月17日を境に計測器機付近の含水比が急増していることがわかる。また、その傾向は表層に近くなるにつれて顕著である。その後、深さ0.4mまでの計器についてはすべり崩壊による計器の露出によってあまり変動が見られない。以上のことから、今回の崩壊は給水量の増加と降雨の影響による斜面内含水量の増加に起因するものと考えられる。

同様に、崩壊付近の間隙圧の変化を図-12(a)と(b)に示す。なお、テンシオメータの位置(C3)は図-11に併記している。図より、崩壊したと考えられる10月17日では負の間隙圧の定常状態が続き、その後、急激に正の間隙圧に移行していることが明らかである。例えば、北村ら⁷⁾は、斜面表層崩壊では間隙圧は負の定常状態が続いた後に上昇することを示し、この間隙圧の変化が斜面崩壊予知の手掛かりになると説明している。

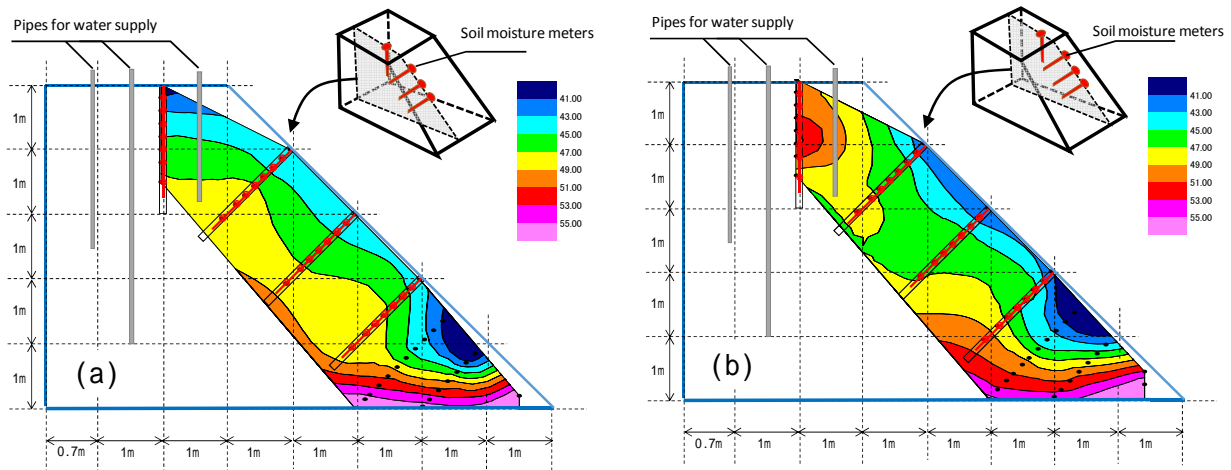


図-13 斜面内の含水比分布(9月18日): (a)L断面, (b)R断面

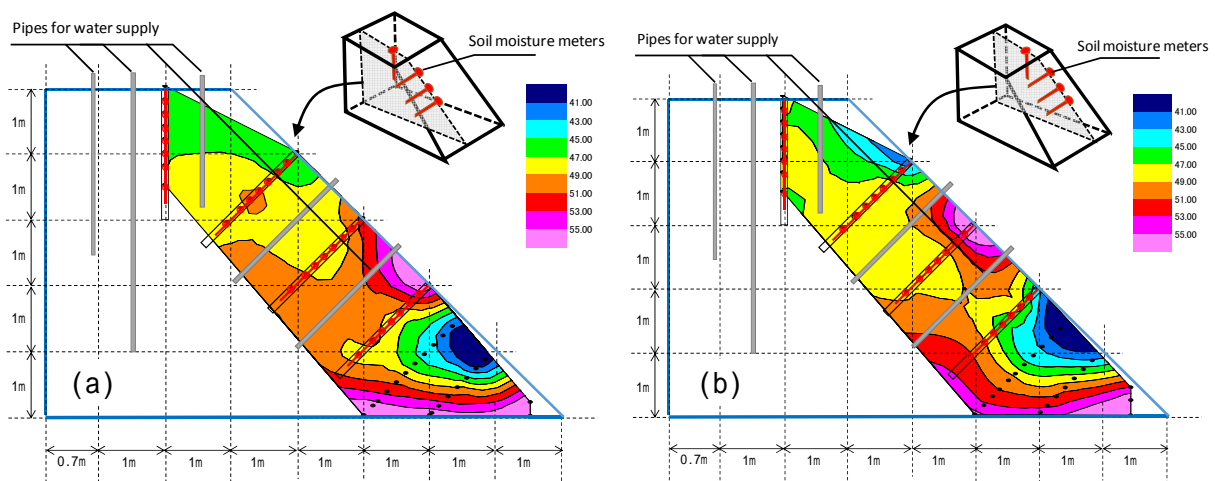


図-14 斜面内の含水比分布(10月17日): (a) L断面, (b) R断面

本実物大斜面の結果においても同様の傾向が確認された。さらに、北村らは不飽和土中の浸透挙動を把握するためには土壌水分量を測定する方法の必要性も指摘している。ここでは、具体的にどのような含水比分布を経て崩壊に至ったかについて述べる。

図-13と図-14は土壌水分計の結果から得られた9月18日と10月17日(含水比がピーク時点)の斜面内の含水比の分布を示している。9月18日では表層部は低含水状態のエリアが多く占めているが(図-13参照)、給水量の増加とともに高含水比のエリアが拡大していることが明瞭である(図-14参照)。特に崩壊時付近では含水比が50%を超える箇所も確認される。このことから、今回の崩壊は斜面内含水量の増加に起因するものであると言える。

図-15は、室内模型実験から得られた崩壊時含水比と崩壊前の初期含水比との関係(図中の式(1))¹⁾を示したものである。この関係により、土質特性や崩壊モードの違いにかかわらず斜面崩壊時の含水比を評価可能であることが明らかにされている。北海道内にある他の斜面の現地計測においてもその妥当性は確認されている⁸⁾。

図中に今回の実物大模型斜面でのデータをプロットしてみる。崩壊エリアからサンプリングした試料では含水比は54%であった。図中の星型の点が今回の計測結果になる。これより、室内模型試験から得られた凍結融解履歴を受けた斜面の崩壊時含水比と今回の計測結果との一致度が高いことがわかる。また、施工時(初期)の含水比 w_0 と崩壊時の含水比 w_f の比を算出すると、その w_0/w_f 値は0.79になる。このことは、例えば施工時の含水比の約2割の変動をモニタリングすれば、盛土の安定性評価・維持管理に有用な情報を与えるものであろう。なお、室内模型実験から得られる w_0/w_f 値も差はあるものの、同程度であった。

以上のことから，斜面の安定性を評価するには，初期状態の含水状態の情報とその経時変化を把握することが極めて重要である．特に盛土構造物に対しては密度管理のみではなく，含水状態のモニタリングは必要であると言える．

4. まとめ

盛土側面・背面・底面の境界条件を明確にした実物大盛土斜面を構築し，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，崩壊時の力学特性を定量的に提示した．得られた結果を以下に示す．

- (1) 今回の斜面崩壊は給水および降雨によって斜面内の含水比が急上昇したことで発生した．
- (2) 崩壊エリアに設置されたテンシオメータの計測により，崩壊時の間隙圧挙動は負の定常状態の後に急激に正值に移行することが確認された．
- (3) 従来より提案している崩壊時含水比による崩壊予測法は，今回構築した実物大盛土斜面の崩壊においてもその崩壊時挙動を良く表現する．

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，斜面内の現地計測ならびに解析を行うにあたり，北海道大学 横浜勝司先生，松村聡君，工藤明日香君，室蘭工業大学 中川裕陽君，福津向基君の協力を得た．末筆ながら記して謝意を表す．

参考文献

- 1) S. Kawamura and S. Miura: Rainfall-induced failures of volcanic slopes subjected to freezing and thawing, *Soils and Foundations*, Vol.53, No.3, pp. 443-461, 2013.
- 2) 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評価，*地盤工学会北海道支部技術報告集*，Vol.52，pp.193-198，2012.
- 3) 阿部悠穂，川村志麻，三浦清一，横浜勝司，松村聡，工藤明日香，海谷宣弘: 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，*地盤工学会北海道支部技術報告集*，第 53 号，pp.167-183，2013.
- 4) 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, No.231, pp.373-382, 2013.
- 5) 工藤明日香，三浦清一，横浜勝司，川村志麻，松村聡: 凍結融解履歴を受けた火山灰質盛土斜面の崩壊挙動，第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1989-1990，2013.
- 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) 北村良介，酒匂一成，加藤俊二，水島俊基，今西肇: 降雨時のしらす斜面の浸透・崩壊に関する室内土槽試験，*地盤工学ジャーナル*，Vol.2，No.3，pp.149-168，2007.
- 8) 海谷宣弘，川村志麻，三浦清一: 積雪寒冷地にある実斜面の動態観測と安定性評価，*地盤工学会北海道支部技術報告集*，第 53 号，pp.157-166，2013.

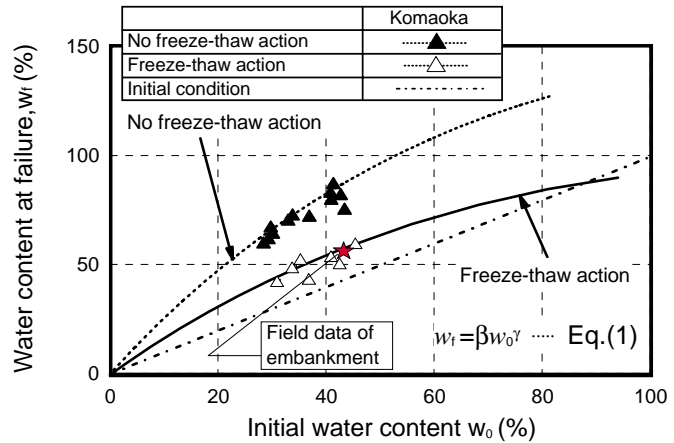


図-15 初期含水比と崩壊時含水比の関係¹⁾

岩石由来の酸性水発生予測に関する一考察

(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
(独) 土木研究所つくば中央研究所 正会員 品川 俊介
阿南 修司

1. はじめに

建設工事で発生する岩石ずり中には、自然由来の重金属等が含まれるほか黄鉄鉱をはじめとする硫化鉱物が含まれる場合がある。この硫化鉱物が、酸素を含んだ雨水や地下水と接触し、酸化・分解することにより起因すると考えられている¹⁾酸性水の発生が懸念される。これらの対応方法については、「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）²⁾で示されているが、課題点も多く残されている。

品川ら³⁾は、各種岩石を用いた土研式雨水曝露試験結果と短期溶出試験、酸性化可能性試験を比較検討した結果、酸性化可能性試験の検液のpHが3.5以下となる試料は、長期的な酸性化の可能性のあるものとして評価できると報告している。ただし、見逃し、ないしは過剰に安全側に評価されるタイプの岩石もあるため、酸性化判定の精度の向上が望まれる。

本報告では、長期的な岩石由来の酸性水発生予測精度の向上を目的として、土研式雨水曝露試験結果を基に酸性化可能性試験および試料中の酸性水の発生に寄与する硫黄分と酸性水の緩衝効果に寄与するカルシウム分に着目して検討した結果を報告する。

2. 試験試料と試験方法

2.1 試料

試験に供した試料の一覧表を表-1に示す。表中の岩種で起源が、火山性のものと風化堆積物による非火山性のものとで分類した。また、土研式雨水曝露試験に供した日数、土壤環境分析法に基づく硫黄（S）、カルシウム（Ca）の全含有量分析値（ICP-AES法）、S/Caモル比および酸性化可能性試験結果を示す。ただし、一部試料について、Sは「鉱石中の硫黄定量方法」（JIS M 8122）、Caは底質調査方法による分析値である。

表-1 試験に供した試料の一覧表

分類	試料名	岩種	曝露日数 (日)	S含有量 (%)	Ca含有量 (%)	S/Caモル比	酸性化可能性試験 pH
火山性	AB	火山礫凝灰岩(変質粘土)	952	23.19	0.02	1770.65	1.0
	SE	凝灰岩	1,932	0.16	1.64	0.12	8.0
	DM	火山礫凝灰岩	2,807	1.69	5.45	0.39	3.2
	YN	安山岩	2,807	2.17	6.40	0.42	2.7
	MB4	凝灰岩	1,960	0.03	2.25	0.02	8.7
	SK2	硫磁鉄鉱含有鉱脈	2,807	5.71	0.28	25.49	1.6
	MR	安山岩(変質)	1,876	2.06	0.06	45.03	2.2
	US	安山岩(変質)	1,876	0.35	0.19	2.37	4.6
	AI	凝灰角礫岩(変質)	1,876	2.52	0.04	88.14	2.3
	TU	凝灰角礫岩(変質)	1,876	0.83	0.09	12.04	2.3
	非火山性	TK	泥質片岩	1,960	0.41	0.03	17.08
NK		泥岩	2,807	0.58	1.44	0.50	7.6
SP		砂岩	2,807	0.06	0.91	0.08	8.0
MB1		泥岩	1,960	1.20	2.96	0.51	7.6
MB2		泥質細粒砂岩	1,960	0.25	0.71	0.44	7.6
MB3		泥岩	1,960	0.28	1.36	0.26	8.0
MB5		泥質砂岩	1,960	0.37	2.48	0.19	8.6
KB1		頁岩	1,176	0.43	0.87	0.62	6.5
KB2		砂岩	1,176	0.19	1.05	0.23	8.5
KB3		頁岩	1,176	0.25	1.08	0.29	7.9
KB4		砂岩・泥岩	1,176	0.21	0.91	0.29	8.5
KS		砂質泥岩	1,960	0.45	2.44	0.23	7.3

Study on evaluation method for acidic drainage water from crushed rocks

Shuichi TAMOTO, Yoshihiko ITO (CERI for Cold Region, PWRI)

Shunsuke SHINAGAWA, Shuji ANAN (PWRI)

試料は、国内各地で採取した岩石 22 試料を用いた。これらの岩石をハンマーで粗粉碎し、ジョークラッシャーおよびステンレス製の鉄鉢で試験に適する粒径となるよう粉碎した。表-1 より、試料 AB は S 含有量が 23.19% と最も多く、酸性化可能性試験による pH も 1.0 と非常に低い値を示した。

2. 2 試験方法

土研式雨水曝露試験と酸性化可能性試験の試験方法の概要を表-2 に示す。土研式雨水曝露試験は、図-1 に示す試験装置の概念図のとおり屋外に設置した作物栽培用のワグネルポット (1/2000 アール) に試料を充填し、ポット内を通過した雨水を試験装置の底部に設置したポリタンク内に貯留、定期的に採水し分析に供する試験である。酸性化可能性試験は、「過酸化水素水を用いる pH 試験」⁴⁾ に準拠した試験である。

各試験により得られた検液に対して pH の分析を行った。pH の測定は、ガラス電極法 (JIS K0102 12.1) により分析した。

表-2 試験方法の概要

試験名称	溶出条件	試料粒径
土研式雨水曝露試験	屋外で試料を通過した雨水を定期的に貯留	40~10mm
酸性化可能性試験	固液比1:10、30% H_2O_2 溶液を用いて反応が収束するまで静置	<2mm

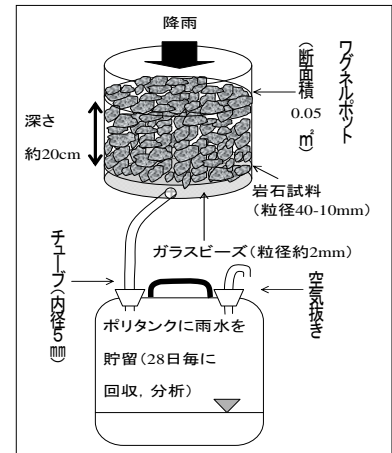


図-1 試験装置の概念図

3. 試験結果と考察

3. 1 土研式雨水曝露試験結果

図-2 に土研式雨水曝露試験における経過日数と pH との関係を示す。ここで、酸性水とは、検液の pH が水質汚濁防止法に定める一般排水基準 (最低値 5.8 を下回るもの) に準拠した。

図-2 より火山性の試料では、10 試料中 5 試料 (AB, SK2, MR, AI, TU) が試験開始当初から酸性水を出し、2 試料 (SE, MB4) が酸性水を出さなかった。US 試料では、試験開始から 28 日目に 4.4 を示し、その後 pH5.6~7.8 で推移していたが、812 日目以降 1,876 日目まで pH7 前後と概ね中性であった。これは長期的に見ると、酸性水が発生しない試料とみなすことが可能と考える。一方、YN と DM は、当初酸性水は発生しなかったが、YN では 987 日目から、DM では 2,079 日目からそれぞれ酸性水が発生した。これらの試料はある程度の期間が経過してから酸性水が発生するため、試料の評価に留意すべき試料と考える。

次に、非火山性の試料では、火山性の試料と同様に 12 試料中 2 試料 (TK, KB1) が試験開始当初から酸性水であり、9 試料 (NK, SP, MB1, MB3, MB5, KB2, KB3, KB4, KS) が酸性水ではなかった。しかし、MB2 では、当初酸性水は発生しなかったが、試験開始から 1,624 日目に 5.6 を示し、1904 日目以降、酸性水ではないものの pH が低下する傾向を示すことから、長期的には酸性水が発生する可能性がある試料と考えられる。

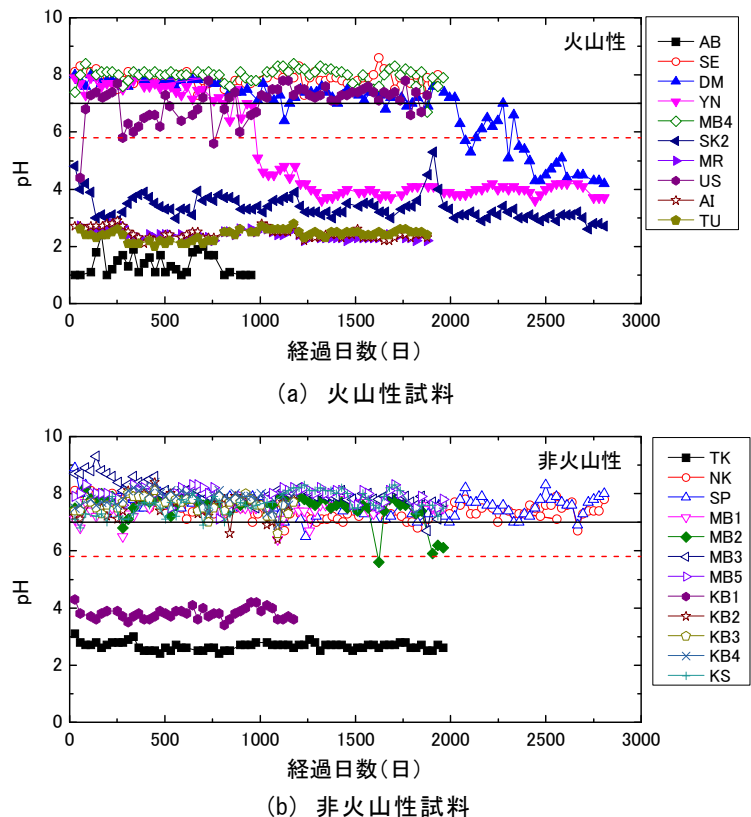


図-2 土研式雨水曝露試験における経過日数と pH との関係

3. 2 酸性水発生予測判定指標に関する考察

酸性化可能性試験による pH と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係を図-3 に示す。図-3 より、酸性化可能性試験の pH が低くなるほど曝露試験の pH も低くなる傾向を示した。また、マニュアル²⁾によると、酸性化可能性試験において pH が 3.5 以下を示す試料は、長期的な酸性化の可能性のあるものとして評価することとしている。曝露試験結果と比較して、概ね酸性水の発生を評価できている結果を示した。ただし、図-2 から長期的な酸性水が発生しないとみなした US を除けば、非火山性の試料 KB1, MB2 において見逃しの判定結果となった。これらの結果を網羅するため、非火山性試料を対象に酸性化可能性試験のみで予測評価を行った場合、本試験結果においては、酸性化可能性試験による pH が 6.5 を下回るものとなる。しかし、これは過大に安全側の評価となる可能性があるため、別の指標による評価が必要と考える。

上記の結果より、非火山性試料の判定指標の精度をより向上させるため、試料中の S 含有量, Ca 含有量と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係を整理した。その結果を図-4, 5 にそれぞれ示す。図-4 より、S 含有量が多くなるほど曝露試験の pH も低くなる傾向を示した。桜本⁵⁾は、海成泥質岩における酸性化の有無を判定するための S 含有量は、0.4%以上であると報告している。酸性化可能性試験において見逃し判定となった非火山性の KB1 については、桜本⁵⁾の報告と一致しているが、MB2 では一致していない。しかし、曝露試験開始当初より酸性水が発生していた KB1 の評価を考慮すると、非火山性試料を対象とした酸性水発生予測判定指標として S 含有量は有効であると考えられる。

次に、図-5 より大局的には Ca 含有量が少なくなるほど、曝露試験の pH も低下する傾向を示している。非火山性試料について本試験結果では、概ね Ca 含有量が 0.9%以下で酸性水が発生している。しかし、服部⁶⁾が指摘したように方解石に由来する Ca は、溶解速度が速いことから全岩 S 含有量が高い場合は Ca 含有量が大きいても将来的には酸性水が発生する可能性があるため、酸性水発生予測判定指標として Ca 含有量単独での評価は困難である。そこで、S/Ca モル比と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係を整理した。その結果を図-6 に示す。服部⁶⁾によれば、S/Ca モル比により和田川層および四沢層における泥岩からの溶出水の pH を評価できると報告している。この図より、S/Ca モル比が大きくなるほど、曝露

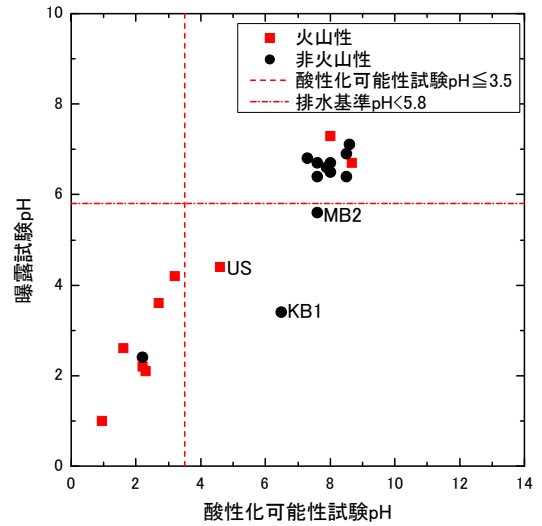


図-3 酸性化可能性試験による pH と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係

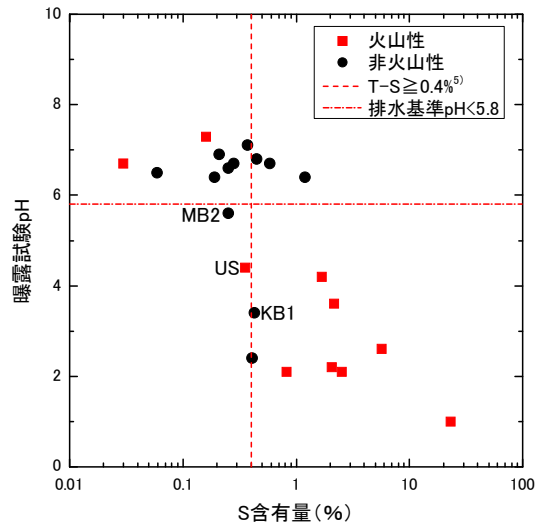


図-4 試料中の S 含有量と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係

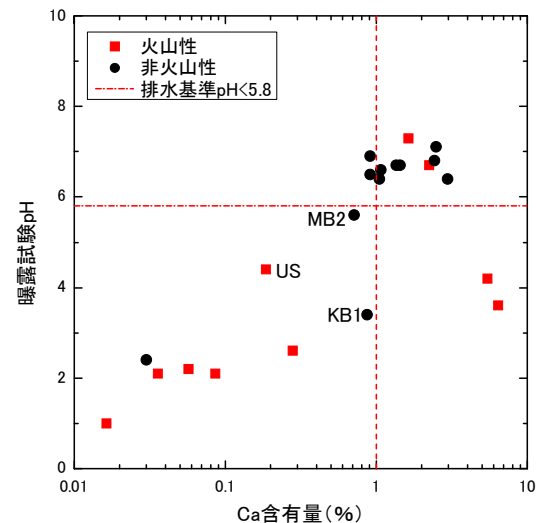


図-5 試料中の Ca 含有量と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係

試験の pH が低下する傾向を示した。この結果より S/Ca モル比は、非火山性試料を対象とした酸性水発生予測判定指標として有効であると考えられる。しかし、S/Ca モル比が 1 を下回った試料についても酸性水が発生した。これは、雨水の pH や雨水に含まれる溶存物質による影響と考える。土研式雨水曝露試験は屋外で実施しているため、図-7 に示すように酸性雨が降った場合、その影響を受けることが考えられる。本報告では、雨水による pH の影響について検討していないため、試験の評価などについて今後の検討課題である。

以上の結果から、非火山性の岩石を対象とした酸性水発生予測精度を向上させる判定指標として、S 含有量や S/Ca モル比による評価を組み合わせることが有効であると考えられる。ただし、各指標の閾値、並びにその組み合わせについては、土研式雨水曝露試験により採取された雨水の pH による影響を検討する必要がある。

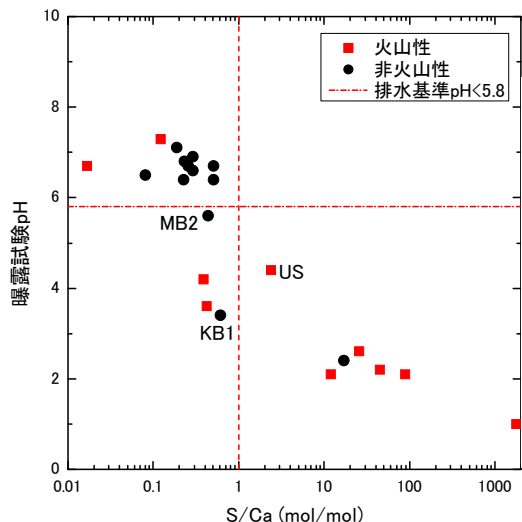


図-6 S/Ca モル比と土研式雨水曝露試験による試験期間中の最低 pH との関係

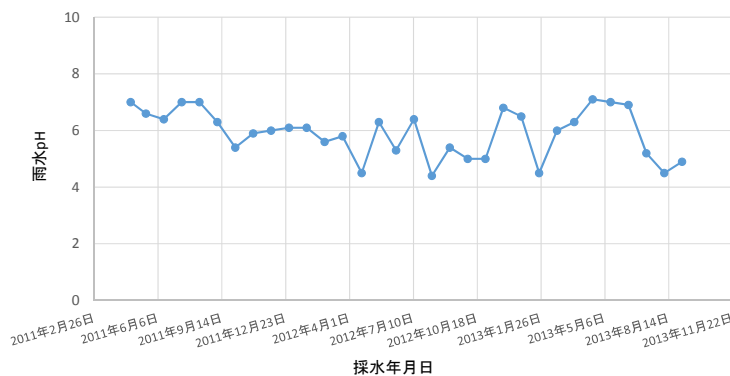


図-7 試験期間中の雨水の pH

4. まとめと今後の課題

本報告では、土研式雨水曝露試験結果を基に酸性化可能性試験および試料中の S 含有量と Ca 含有量に着目して検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- ・土研式雨水曝露試験の結果、pH は試験開始当初より酸性水を発生させる試料と発生しない試料があり、特に、ある程度の期間が経過してから酸性水が発生する試料については、試料の評価に留意する必要がある。
- ・酸性化可能性試験で酸性水発生の予測評価を行う場合、曝露試験結果と比較して概ね酸性水の発生を評価できている結果を示した。ただし、非火山性の岩石試料においては、誤判定の可能性があると考えられた。
- ・非火山性の岩石を対象とした酸性水発生予測精度を向上させる判定指標として、S 含有量および S/Ca モル比を組み合わせた評価が有効であると考えられた。

今後の課題として、各指標の閾値、並びにその組み合わせについては、土研式雨水曝露試験により採取された雨水の pH による影響を検討する必要がある。

<参考文献>

- 1) SINGER, P. C. and STUMM, W. : Acidic mine drainage: the rate determining step, Science, No.167, pp.1121-1123, 1970.
- 2) 建設工事における自然由来重金属等含有土砂への対応マニュアル検討委員会：建設工事における自然由来重金属等含有岩石・土壌への対応マニュアル（暫定版），国土交通省ホームページ，2010.3.
- 3) 品川俊介，安元和己，阿南修司，佐々木靖人：岩石からの重金属等の長期溶出特性評価，第 47 回地盤工学研究発表会講演集，pp.1859-1860，2012.7.
- 4) 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 1-，pp.314-315，2009.11.
- 5) 桜本勇治：海成泥岩が酸性水を発生させる可能性について，地下水技術，36(4)，pp.29-33，1994.
- 6) 服部修一，太田岳洋，木谷日出男：酸性水発生に関わる掘削残土の応用地質学的検討－鉱山に近接して施工される八甲田トンネルにおける岩石特性評価法－，応用地質，Vol.43, No.6, pp.359-371, 2003.

1. はじめに

泥炭地盤は河川の後背湿地などに広く分布しており、特に北海道では札幌市平野部など都市部に広がっているため、社会基盤の多くは、沈下など泥炭地盤の力学的に軟弱な性質に由来する問題に影響される。従前より、堤防や道路盛土といった重量構造物の沈下問題に対しては多くの研究がなされ、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁾」に見られるように、多くの知見が得られている。一方で、ガス幹線など泥炭地盤中でも比較的地表近くに埋設された管状構造物（パイプライン）が数年～数十年の時間スケールで最大数十 cm 程度の沈下を被っており、不同沈下による管のひずみを緩和するための再掘削・引き揚げに多大な維持コストが生じている問題については、地盤工学からのアプローチの報告が非常に少ない。そこで本研究では、管状構造物の長期沈下のメカニズムを解明するための第一ステップとして小縮尺長期重力場模型実験を行い、画像解析などにより地盤の変形とその時間依存性について観察・考察を行った。なお、本報は速報であり、長期試験の途中過程から導いた暫定的な知見を述べるにとどめる。

2. 管状構造物の埋設状況および問題原因の推察

上記の問題に関しては、近傍の不動測量点に対して相対的にパイプラインが沈下しているという事実が認識されているものの、その原因の同定には至っていない。いくらか考えられる原因・メカニズムの一つとして、パイプラインは一般的に道路の直下あるいは脇を通してあるため、道路整備や交通荷重による道路の沈下に付随してパイプラインも沈下するということが考えられる。もう一つの原因として、パイプライン埋設時に用いる埋戻し土砂の重量が考えられる。図-1 にガスパイプラインの断面の例を、写真-1 に保守作業のための掘削中の様子を示す。パイプライン自体は中空であるため、金属製でも全体的な単位体積重量は大きくはないが、含水比が非常に高く単位体積重量が小さい泥炭を、比較的重い砂などの埋戻し土で置き換えることは、鉛直有効応力の増加を意味する。本研究では、後者のメカニズム単体に着目し、どの程度の沈下量が埋戻し材に由来し得るのか、また地盤はどのような変形形態を呈し、どの程度の範囲まで影響を及ぼすのか検討した。



写真-1 埋設パイプラインの例 (ガス支線)

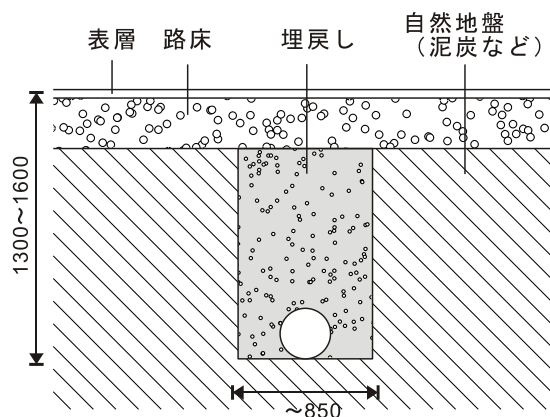


図-1 パイプライン埋設断面の例 (ガス幹線など) : 単位 mm

3. 実験手法と地盤材料

3.1. 模型容器

地盤変形を二次元的に観察するため、平面ひずみ容器を用いて模型実験を行った。図-2 に示すように、容器は深さ 600mm×幅 1000mm×厚さ 200mm であり、前面はア

クリル製の透過面になっており、この面を通して観察を行った。地盤を下端・上端の両面排水（下端排水は地盤作製時のみ行い、実験中は非排水とした）とするため、底面は二重底になっており、その隙間を通して容器の外へと排水ルートが繋がっている。本研究では圧密過程からのものも含めて非常に大きな地盤変形を扱うため、側面に潤滑シートなどを敷設することはできなかった。

3.2. 土質材料と模型地盤形成方法

用いた土は、千歳川遊水地の一つである晩翠遊水地の建設現場から採取した泥炭であり、再構成して模型地盤を形成した。泥炭の物理性質は表-1にまとめた。既往の文献のデータベース（木暮²⁾）と比較すると、含水比・湿潤単位体積重量・見かけの粒子密度といった物性値と強熱減量の間関係は、一般的な傾向に合致するものであることが確認できた。一般に認識されているように自然泥炭の圧縮曲線では降伏応力が不明瞭であり^{1) 3)}、また見かけの降伏応力と実際の先行圧密圧力との関係も明確ではない。そこで、本研究では圧密応力を規定するのではなく、まず自然状態でのおよそ2倍の体積になるように試料に加水し、再構成後の単位体積重量、つまり密度が自然状態のそれと同じになるように容器内で6層に分けて圧密・再構成した。層別に圧密することで、排水距離を短くし、要する時間を1日程度と短くすることができた。この作業に必要とされた上載圧力は5kPaであり、最上層の圧縮がほぼ終了したのを確認した時点で次の層を流し入れ再び圧密を行うという作業を繰り返して模型地盤を完成させた。この過程において、低容量（50kPa）小型間隙水圧計を4個埋設した。予備実験で作製した再構成地盤の圧縮曲線と透水係数・圧密係数を定みずみ圧密試験により求めたものを図-3に示す。

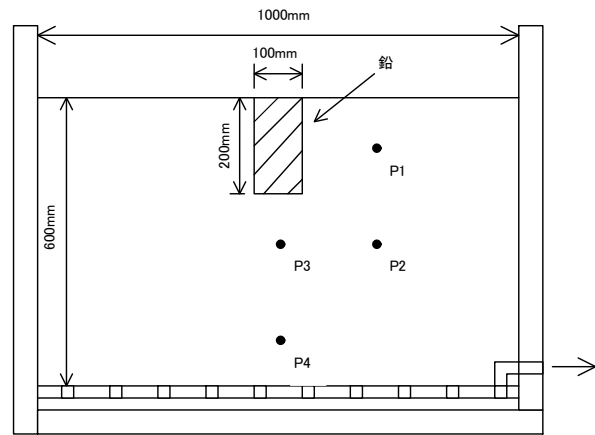


図-2 模型断面と間隙水圧計（P1～P4）位置

表-1 用いた泥炭試料の物性値

	自然試料	再構成試料
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	10.6	10.6
含水比 w_n (%)	580	588
強熱減量 L_i (%)		60.0
分解度 H (%)		69.9
見かけの粒子比重 G_p		2.15

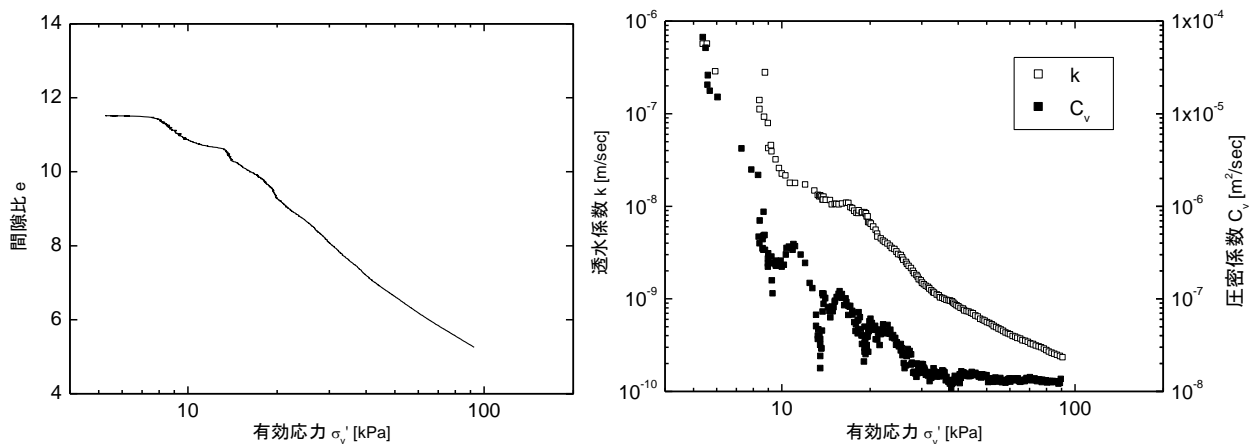


図-3 再構成泥炭試料の圧縮曲線と透水係数・圧密係数

3.3. 埋戻し载荷のシミュレーション

埋戻し土には通常砂が用いられるが、砂をそのまま重力場縮尺模型で用いたのでは、地盤中の応力レベルが縮尺に応じて小さくなり、実際の地盤のひずみを再現できない。そこで、砂の代わりに直径 1mm の鉛玉を用いることにより、応力の相似則を満足するように調整した。本実験における各物理量の相似率を表-2に示す。鉛と一般的な砂の集合体の有効単位体積重量の比に基づいて寸法比を実スケール：模型スケール=7:1としたが、泥炭の自重による有効応力のみ相似則を満足することはできない。しかし、本泥炭の有効単位体積重量は自然状態で 0.8 kN/m³ と非常に小さいため、ゼロとみなせば、相似則を満足すると解釈できる。加えて、本模型実験は比較的小縮尺であることも勘案し、実地盤と模型地盤における泥炭自重による有効応力の違いは本質的ではないと判断した。

写真-2 に模型地盤中の埋戻し作業前の様子を示す。実際の施工を模擬し、薄い金属矢板を打ちこんだ後、切梁を設けながら掘削を行い、掘削を終えた後速やかに鉛球を空中落下して埋戻しを行った。この過程で埋戻し高さと投入重量を 5 回ほど記録し、その関係の回帰に基づいて埋戻し部の単位体積流量を算出した。沈下による浮力変化を影響因子から除するため、埋戻し投入が終了した時点で水位を地表面より 30mm 上にし（掘削直前まで同じ位置に水位を設定し、この状態での間隙水圧を静水圧としての測定基準値として後の図では整理している）、以降は容器上部を封じて蒸発による水位変化を防いだ。掘削過程前からデジタルカメラによる模型地盤の撮影を開始し、現在も変形の観察を続けている。

表-2 本模型実験における物理量の相似率

	実スケール	模型スケール	備考
長さ・変位	1	1/N	重力場模型実験 脚注参照*
加速度	1	1	
有効単位体積重量	1	N	
応力	1	1	
ひずみ	1	1	
圧密時間	1	1/N ²	

*鉛球埋戻しの有効単位体積重量 67.6 kN/m³ と砂の一般的な有効単位体積重量 9 kN/m³ より N=7 と決定。泥炭部については、有効単位体積重量が 0.8 kN/m³ と非常に小さいため、ゼロと近似し、0/N=0 より相似則を満足すると解釈した。



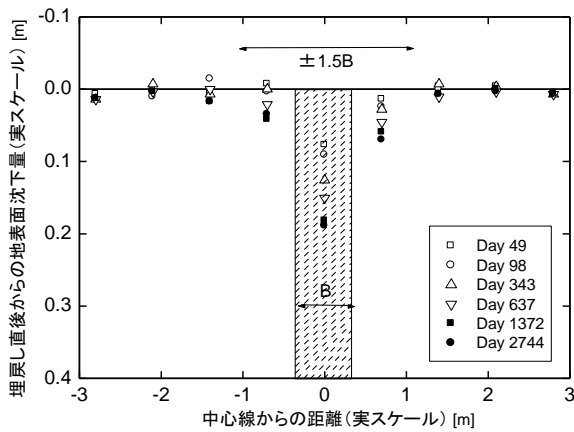
写真-2 模型地盤の掘削後の様子

4. 計測結果

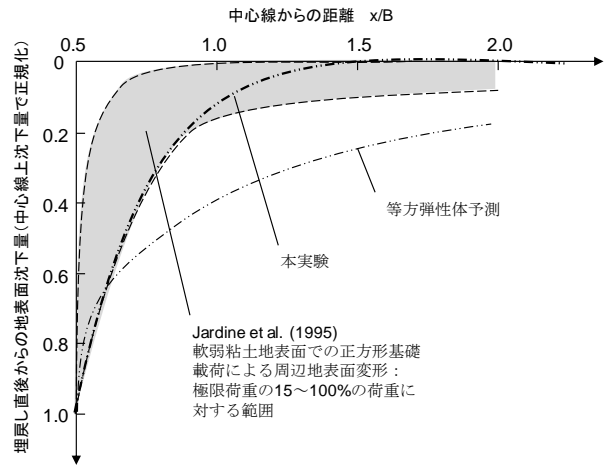
本報告執筆時点では実験は終了しておらず、埋戻しから実圧密時間スケールにして 2641 日（模型スケールで 54 日）が経過している。本報告ではここまでとりまとめたデータを基に議論を行う。なお、この実験に先立ち、同様の予備試験を行っており、照明器具の不備により画像解析は正確に行えていないが、地表面変化のデータが測定されているため、そちらも合わせて報告する。

4.1. 地表面沈下挙動

測定された地表面沈下の様子を図-4(a)に示す。なお、以降断りのない限り、位置・変位および時間はいずれも実地盤スケール（位置・変位は模型スケールの 7 倍、時間は模型スケールの 7²=49 倍：表-2 参照）で示す。この図-4(a)より、沈下は埋戻し幅を B とすると、中心線から±1.5B 程度までしか及ばないことがわかる。「根入れ」D に相当する深さがある本研究の断面とは幾何が異なるが、軟弱粘土である Bothkennar 粘土地盤の表面に正方形フーチングを設置した現地試験⁴⁾の結果およびその実験（つまり地表面での剛基礎による载荷）に対して地盤を等方線形弾性体と仮定した場合の予測沈下形状と、本実験結果を比較したのが図-4(b)である。等方弾性体理論に基づく浅い基礎周辺の表面沈下がかなり遠方まで伝播する一方、泥炭地盤でも粘性土地盤と同様、応力-ひずみ関係の顕著な非線形性により、実際には沈下の影響はごく限られた周囲領域にしか現れないことが確認された。



(a) 時間別沈下量



(b) 既往の研究結果との比較

図-4 観測された模型地盤の地表面沈下

中心線での沈下を経過時間の対数に対して示したものが図-5である。現段階ではまだ沈下収束の傾向が見られず、沈下は時間の対数に対して線形に推移しているように見え、一次圧密が終了したと解釈できるか不明である。なお、本試験と予備試験は、模型地盤や荷重条件に相違はなく、前者が11~1月、後者が9~10月に実施され、期間中の室温がそれぞれ15~20°C、21~24°Cであったことが沈下傾向に多少の影響を及ぼしたものと考えられる。図-6に、間隙水圧計で計測した過剰間隙水圧の時間変化を示す。地盤掘削前の静水圧をゼロとしてあり、時間は埋戻し開始時を名目上の1secとしてある。間隙水圧変化が非常に微小であるため、観測期間が長くなるに従い、温度変化やドリフトなどの影響を受け、対数スケールで示した同図の右側領域ではデータが不明瞭になっているが、圧密実時間スケール100日頃までP2~P4で間隙水圧の消散が見られる。しかし、いずれの間隙水圧計でも過剰間隙水圧の完全な消散は記録されていない。しかし、排水端までの距離が同じP1とP3で消散の傾向が全く異なることから、計測精度には疑問が残る。ここで、観測した結果の参照とするため、図-5に一次元圧密理論から導かれる地盤圧縮層を併記した。ここでは層厚D(=埋戻し深さと同等の層厚を想定:後述の画像解析結果より)に相当する地盤が、埋戻しによる上載圧13.5kPaを埋戻し側面のせん断抵抗による軽減なく受け、図-3より有効応力13.5kPaに相当する圧密係数 $C_v=1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$ のもと圧密するという条件で計算している。この理論曲線の形状と埋戻し下端で観察された沈下量を比較すると、圧密初期では比較的近い挙動を示しているが、時間とともに両者の形状・位置の相違が大きくなっていることがわかる。泥炭の圧密係数は圧縮とともに大きく減少することが知られており、圧密係数を定数とする通常の一次

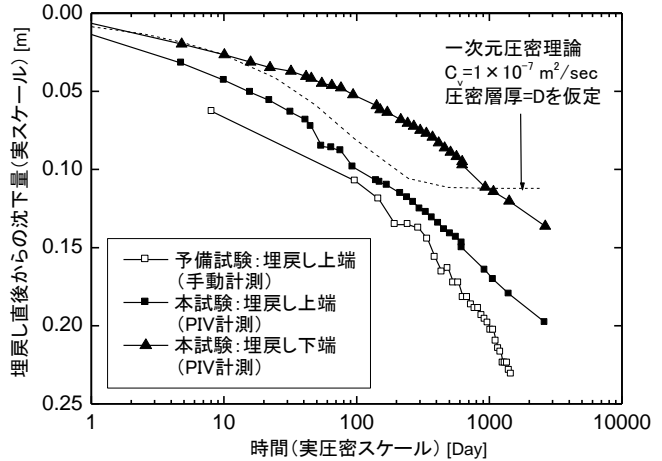


図-5 中心線上での沈下の時刻歴

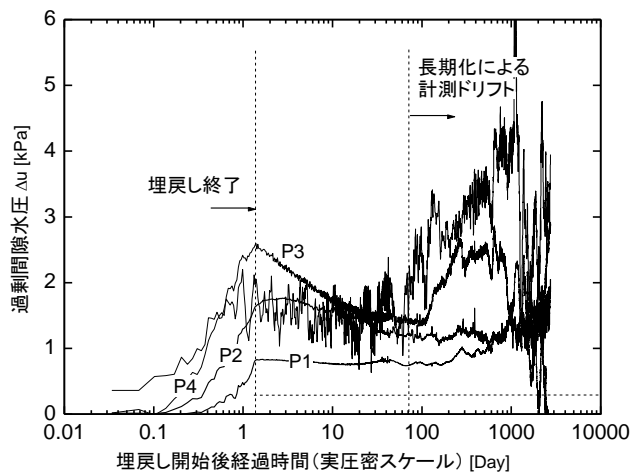


図-6 過剰間隙水圧の時刻歴

元圧密理論から導かれる地盤圧縮層を併記した。ここでは層厚D(=埋戻し深さと同等の層厚を想定:後述の画像解析結果より)に相当する地盤が、埋戻しによる上載圧13.5kPaを埋戻し側面のせん断抵抗による軽減なく受け、図-3より有効応力13.5kPaに相当する圧密係数 $C_v=1 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$ のもと圧密するという条件で計算している。この理論曲線の形状と埋戻し下端で観察された沈下量を比較すると、圧密初期では比較的近い挙動を示しているが、時間とともに両者の形状・位置の相違が大きくなっていることがわかる。泥炭の圧密係数は圧縮とともに大きく減少することが知られており、圧密係数を定数とする通常の一次

元圧密理論では、圧密後期の速度を過大評価してしまう。ここでの比較においてもそのような形状上の変化は確認できるが、そもそも一次元圧密理論による計算において、圧密係数は該当する有効応力範囲での下限値を用いていることを考慮すると、圧密初期よりも後期における両者一致が予想される場所である。本研究で扱っているような低応力レベルでは、圧密試験において拘束リングと供試体間の隙間が完全に塞がらないために、低応力ほど圧密係数を真値より過大評価するという要因、つまり図-3における実験誤差も同時に考慮する必要がある。今後はより圧密に関する地盤定数を正確に評価し、山添ら⁵⁾の研究に見られるように非線形の土・水連成モデルを用いた二次元数値解析を行うことで、実際の現象を追求していく予定である。

4.2. 画像解析による変形挙動の可視化

デジタルカメラにより撮影した画像から地盤の変位を浮動パッチ式の PIV (Particle Image Velocimetry) 法により解析し、ひずみを計算したものを図-7 に示す。この図では、変形の発達傾向の変化に着目するため、全解析時間を前半 (0 日～142 日：実圧密時間スケール) と後半 (142 日～625 日：同様) に分け、それぞれのステージでの変形の様子も示している。実圧密時間スケールで 625 日後には 40% 近いせん断ひずみが生じており、局所的に大変形が起こっているが、剛塑性解析で想定されるいわゆる全般破壊のように滑り線上にひずみが集中して発達しているわけではない。埋戻し側面は引き込み沈下による単純せん断モードが卓越する一方、埋戻しの基礎地盤では、圧縮に付随してせん断ひずみが発達しており、変形局所化は見受けられない。変位のベクトル図よりわかるように、変形初期では埋戻し上部がその主働土圧により左右に崩れ落ちるように変形し、左右の原地盤を押し戻しており、これにより遠方への沈下の伝播が抑制されているように見える。変形の後半ステージでは、前半ステージに比較して側方流動よりも鉛直沈下が卓越していることがわかる。また、前半ステージでは埋戻し直下に集中していた圧縮の範囲が、全体的に下部方向に広がっていることがわかる。これは、埋戻し部が排水端になっていることにより、過剰間隙水圧が埋戻し近傍から先に消散していくためと推測できる。体積圧縮ひずみ 5% 程度を閾値とすると、目立った圧縮が起こるのは、本研究の断面の場合、埋戻し底面から根入れ深さ D に相当する部分までであることがわかる (これが前節で一次元圧密理論において圧密層厚 D と暫定的に仮定した根拠である)。つまり、泥炭層が $2D$ よりも薄ければ沈下は抑制される一方で、これ以上厚くても沈下には寄与しないと結論付けられる。

5. まとめ

地表付近の泥炭地盤中に埋設されたパイプラインの沈下が報告されている状況を踏まえ、埋戻し砂による荷重を原因の一つとして想定し、その影響を観察するために重力場で長期模型実験を行った。現在進行中の実験であるが、ここまでの計測から以下の暫定的な知見が得られた。埋戻しにより地表面が影響される範囲は狭く、中心線から埋戻し幅の $\pm 1.5B$ に相当する範囲までしか目立った沈下は観測されなかった。これは、実際問題において、パイプラインに付設した沈下板からは沈下が疑われるものの、地上からの目視では明らかな広範囲沈下が確認されない事実と合致しており、舗装が変形に追随しない場合、舗装と泥炭地盤の間に局所的な空洞が生じる可能性があることも示唆している。模型実験の画像解析によって、地盤の二次元せん断・圧密変形を観察し、下方への埋戻しの影響範囲を調べるとともに、埋戻し直下の地盤の圧密挙動について、単純な一次元圧密予測を参照として考察した。正確な圧密係数の測定と、その応力レベル依存性を勘案したモデルの適用によって、今後は観察された沈下挙動を合理的に説明することを目標とする。

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所寒地土木研究所、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2011.
- 2) 木暮敬二、高有機質土の地盤工学、東洋書店、1995.
- 3) 田中洋行・西村聡・金子広明・稗田教雄・服部直・安田直樹、泥炭地盤における CPT 結果の解釈、地盤工学会北海道支部技術報告会、Vol.52、pp223-228、2012.
- 4) Jardine, R J, Lehane, B M, Smith, P,R and Gildea, P A, Vertical loading experiments on rigid pad foundations at Bothkennar, *Géotechnique* 45(4) 573-599, 1995.

- 5) 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, 395-414, 2011.

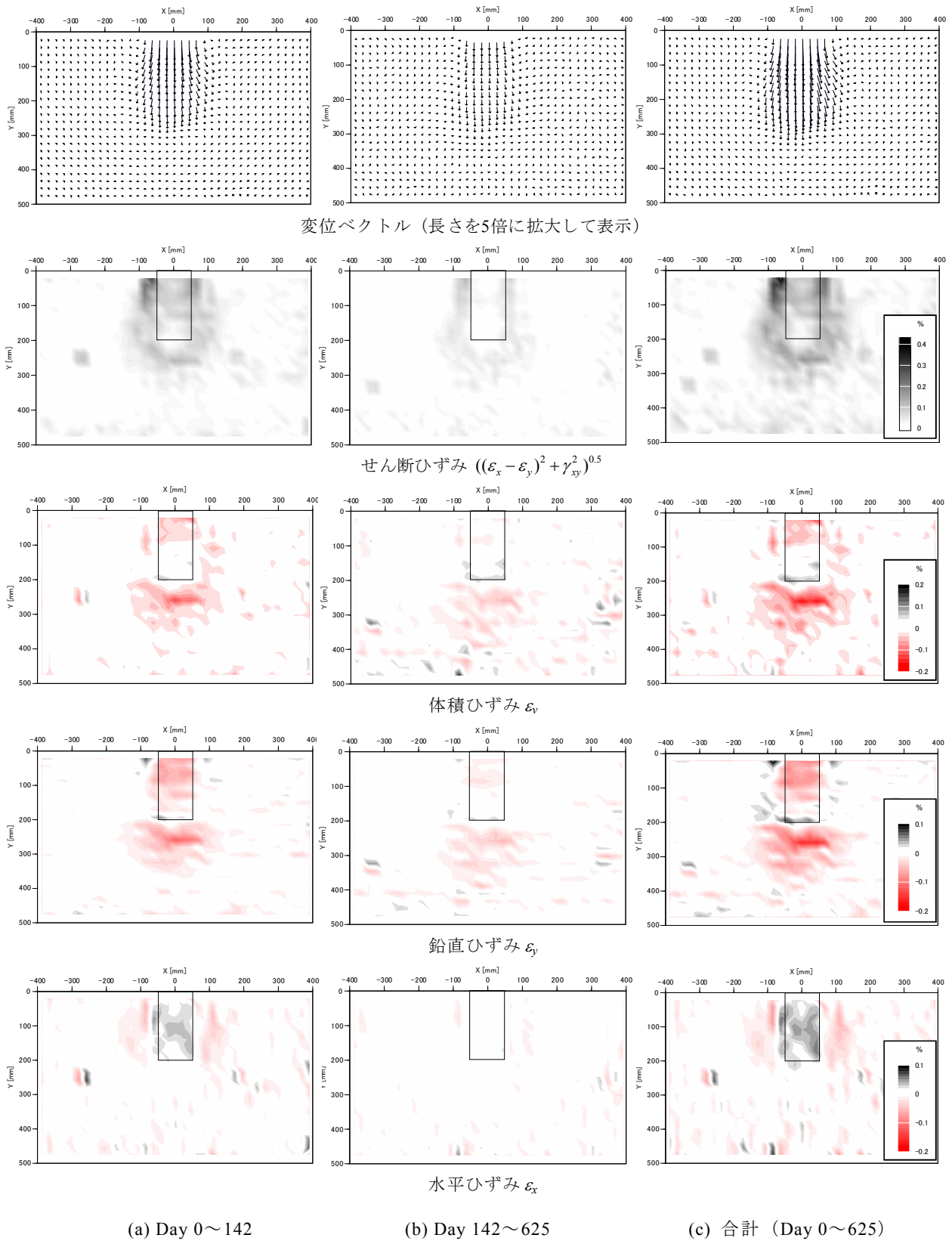


図-7 画像解析の結果 (埋戻し直後を Day 0 とする、ひずみは伸張を正と定義、寸法は模型スケール)

平成24年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

(五十音順)

委員長	三浦 清一	北海道大学大学院工学研究院教授
委員	岩崎 信治	東日本高速道路(株)北海道支社技術部長
〃	笠島 雅之	北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長
〃	西本 聡	(独)土木研究所寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループ長
〃	峯田 一彦	(株)ドーコン環境事業本部地質部理事上席技師長
〃	藪 正樹	北海道電力(株)土木部原子力土木グループリーダー

選考経過

(1) 地盤工学会北海道支部賞

平成25年2月27日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の1編を授賞論文として選考した。

論文名 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
著者 五十嵐由一 北海道電力(株)総合研究所

(2) 地盤工学会北海道支部賞(学生部門)

平成25年2月27日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の3氏の発表について、北海道支部賞(学生部門)を授与することとした。

氏名 海谷 宣弘 室蘭工業大学
発表論文 積雪寒冷地にある実斜面の動態観測と安定性評価

氏名 佐藤 要太 室蘭工業大学
発表論文 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

氏名 藪 大輔 北海道大学
発表論文 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

論文名 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

著者 五十嵐由一 今井道男 三浦悟

受賞者 五十嵐由一

選考理由

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導入・運用マニュアルが作成され、国道の斜面崩落のモニタリングでは分布型光ファイバセンサ (BOTDR 方式) を用いた常時監視が実施されている。

電力設備においては、送・配電線や通信線路のように長距離に配置されるものやダム・トンネル (水路) のように大規模なものもあり、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監視・診断することが重要である。しかし、このような長距離・大規模な設備の状態把握のためには、従来手法では計測地点、計測範囲、電源確保、費用などで制約が多いため、適用範囲が限定的になるなどの課題がある。

筆者らは、このような課題の解決に向けて、モニタリング技術に関して研究が盛んで、より高精度な分布型 (BOCDA 方式) の光ファイバセンサに着目し、アスファルトや地盤などに代表される比較的low剛性な材料による土木構造物 (法面等の傾斜面) を対象に、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を開発し、その性能検証方法を検討してきた。

本論文は、光ファイバセンサを埋め込んだアスファルト供試体を段階的に直接引張る試験により、光ファイバセンサとレーザ変位計のひずみ計測値の比較を行い、その計測結果から両手法の計測値に直線的な相関関係があることを確認している。

次に、アスファルト舗装に光ファイバセンサを内蔵した鋼桁を用いて、段階的に鋼桁に曲げを加え、光ファイバセンサとひずみゲージでひずみ計測を行い、両手法の計測値に高い相関があることを確認し、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し、ひずみ計測に対するセンサの有効性を明らかにしている。

さらに、傾斜面において施工機械を用いて実施した、耐久性と計測性能の実証試験により、光ファイバセンサの最適な設置方法を検討するとともに、局所的に与えた変位についても光ファイバセンサがひずみ分布を確実に捉えることを確認し、本センサの有効性を明らかにしている。

以上のように本論文は、アスファルトで被覆された傾斜面のモニタリング手法の実用性を示しており、今後の斜面、盛土構造物を始めとする土木構造物における変位挙動等の計測、モニタリング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。