凍土工学発展の系統化調査

Systematic Survey on Frozen Ground Engineering Technology

赤川 敏 Satoshi Akagawa

■要旨

「凍土工学」とは、地盤が冷却され負の温度になったとき、土粒子の作る間隙に存在する水分が、氷に相変化 することにより起きる諸物性変化や現象を工学的に取り扱う学問である。凍土工学では凍った土を「凍土(凍結 土)」、凍る時に起きる現象を「凍上(凍結膨張)」と呼んでいる。

凍土はその温度が低いほど強度は高く、土の種類にもよるが-10℃ではコンクリートの1/3 程度、-40℃程度の温度でコンクリート並みの強度となる。このため地盤を凍結させると、地盤をコンクリートのように変質させることが出来る。ただし、土が凍る際通過する凍結面(0℃等温面)付近で凍上と呼ばれる現象が土の種類によっては起きることがある。この現象は土が凍る際、凍結面の前進に伴いその面に沿ってレンズ状の氷脈を熱流方向に飛び飛びに発生させ、概ねその氷脈それぞれの層厚の総和分だけ地盤を持ち上げるというものである。

このような凍土や凍上現象の系統的な研究は 20 世紀前半から始まり、我が国でも北海道大学低温科学研究所 が理学的な研究を、1960年代になると京都大学防災科学研究所と株式会社精研が共同で工学的な研究を盛ん に行い、世界に伍した研究業績を残している。

1960年代後半になると、日常の生活を支えている都市ガスや電力の主要な一次エネルギー源として、燃焼 時の大気汚染物質の排出が少ない液化天然ガス(LNG: Liquified Natural Gas)の活用が求められた。この政 策を受けて京浜・京葉工業地帯に、LNGを貯蔵するための巨大な貯槽(タンク)が、地震時の安全性確保のた め地下に建造され始めた。LNGの温度は大気圧下で-162℃と低温であるため、地下に建設されたLNGの貯 槽(LNG 地下タンク)の周囲地盤は徐々に凍結し、その際起きる凍上により周囲の地盤を押し出し、放置する と周囲の構造物に悪影響を与える恐れがあった。この挙動を予測し制御する必要性から、LNG 地下タンクの設 計が始まった 1960 年代後半から、日本においては産官学が連携して土の凍結に伴う工学的な取り扱いに関す る研究が盛んに行われるようになった。その結果、国内に 70 基ほどの LNG 地下タンクが建造され、その周囲 には 20 ~ 30 万 m³ ほどの凍土が現在存在し、健全に管理されている。

これと並行して、東京のような地下構造物が輻輳している大都市での地下工事において、人工的に地盤を凍結 しコンクリートに近い強度を持つ凍土を活用して地下工事が安全に行われ始めた。その結果、これまでに 700 件に及ぶ工事事例を通して 70万 m³ にも及ぶ地盤を凍結させ、主に都市土木に貢献してきている。

このような凍土の活用技術の向上は、日本における凍土工学に対する要求品質の高さに依るところが大きい。 すなわち直径及び深さ数十メートルのLNG地下タンクや都市土木における地盤凍結工法において、構造物の変 位はミリメートル単位で把握され管理する必要が要請されている。この厳しい要求品質に対応する技術、例えば 土の凍上を定量的に任意の応力場及び温度場においても予測し得る方法が、世界で唯一日本では研究・評価・基 準化されている。この技術を含め多くのR&D成果を活用し、上記の合計100万m³にも及ぶ人工的に造成さ れた凍土の設計・施工・管理を半世紀近く成功裏に適用されている現状から、日本の凍土工学は世界に類を見な いレベルに達していると考えられる。

事実、日本の企業が東アジアおよび東南アジアでLNG地下タンクを施工し、地盤凍結工法を実施するという 実績が増えてきている。

当初凍結工法の黎明期には、信頼性は高いがそのコストの高さから「困ったときの凍結工法」と国内の土木技 術者の中で言われていたが、最近は他の地盤改良工法と比べその高い信頼性及び機能性から標準的な地盤改良工 法となってきている。

ただし、一帯一路政策に伴う寒冷地における高速道路及び高速鉄道の建設機会が増加している中国、北極域に おける地下資源開発に注目している韓国等の、国を挙げての猛追がある現状では慢心は禁物であるように思われ る。

このような国際的な背景及び状況から、日本における凍土工学の発展のあらましをここに記録させていただいた。

Abstract

This is a summary of the development of frozen ground engineering technology in Japan.

Frozen ground engineering is the field of engineering that studies the changes and phenomena that occur in soil as the ground freezes in sub-zero temperatures. These changes and phenomena occur as the moisture held between the soil particles changes its phase to ice. In frozen ground engineering, soil that has frozen is referred to as "frozen ground," and the phenomenon that occurs as it freezes is referred to as "frost heaving."

Frozen ground becomes stronger as its temperature decreases and can be as strong as concrete at around -40°C, depending on the type of soil. At -10°C, it is around one third the strength of concrete. This means that by freezing the target ground, it can be made to transform like concrete. However, depending on the type of soil, a phenomenon referred to as "frost heaving" can occur around the freezing front (0°C isothermal plain) which passes through the ground, freezing it. When this phenomenon occurs, lens shaped pieces of ice, or "ice lenses," segregate along the freezing front and, since the freezing front advances with time, ice lenses appear rhythmically following the direction of the front, uplifting the ground to the same height as the total thickness of the ice lenses.

The systematic study of frozen ground and the frost heaving phenomenon began in the early 20th century. In Japan, the Institute of Low Temperature Science of Hokkaido University actively researched this field scientifically, and in the 1960s the Disaster Prevention Research Institute of Kyoto University started undertaking a wealth of engineering research in collaboration with Seiken Co., Ltd. These institutes have yielded some world-class research results.

In the late 1960s, there was a move to utilize liquified natural gas (LNG), due to its low emission of air pollutants during combustion, as a primary energy source for producing the city gas and electricity that support our daily lives. This prompted the construction of huge LNG storage tanks in the Keihin and Keiyō industrial zones facing Tokyo Bay. These tanks were built in-ground to prevent possible earthquake damage. Since LNG has a temperature of -162°C at atmospheric pressure, the ground surrounding the LNG in-ground storage tanks would gradually freeze, making them susceptible to frost heave and exposing the surrounding structures to damage unless appropriate measures were taken. Once work on the design of LNG in-ground storage tanks began in the late 1960s, the need for prediction and control of frost heave was recognized, and research in frozen ground engineering was carried out cooperatively by Japanese industry, government and academia. This resulted in the construction of around 70 LNG in-ground storage tanks, with around 200,000-300,000m³ of frozen soil being managed successfully around them.

At the same time, artificial ground-freezing technology for actively freezing ground to the consistency of concrete began to be used as a standard auxiliary construction method in underground construction work in major cities such as Tokyo, where there were numerous underground structures in proximity. This has resulted in as much as 700,000m³ of frozen ground used in over 700 construction projects, making it a significant contributor to urban civil works.

The increase in frozen ground engineering applications has been thanks to rapid technological advances made in frozen ground engineering, due largely to Japan's exacting quality requirements in this field. For example, the ground freezing methods used in urban civil works, and LNG in-ground storage tanks, which are dozens of meters in depth and diameter, must be executed and managed to the millimeter. This requires a thoroughgoing understanding and managing of structural displacement. Japan is the only country in the world to have researched, evaluated and standardized the technology to meet these strict quality requirements. This technology includes the method to predict frost heaving quantitatively at any stress and temperature field. Thanks to this research and development, Japan has reached a globally unparalleled level in frozen ground engineering, as proven by its planning for, and construction and management of, a huge amount of artificially frozen ground, i.e. around one million cubic meters.

In fact, Japanese firms have been constructing LNG in-ground tanks and applying ground freezing methods increasingly in East and Southeast Asia in the last few decades.

In the early years of frozen ground construction, Japanese civil engineers referred to it as a "last resort construction method" because, although highly reliable, it was very costly. However, more recently, it has become the standard soil improvement method, as it offers greater reliability and functionality than other methods.

In any case, with China increasing construction of high-speed train tracks and highways into cold northern areas as part of its Belt and Road Initiative and Korea turning its attention to developing underground resources in the Arctic region, both countries' governments are boosting their R&D activities in this area, meaning complacency born of pride in achievements to date cannot be an option for us.

Profile

赤川 敏 Satoshi Akagawa

国立科学博物館産業技術史料情報センター主任調査員

1072 年	1. 華十兴 理兴 如 中 肺 兴 利 地 兴 市 故 友 尝
1975 平	T来入子埋子即生物子件地子导修 平未 注 http:///////////////////////////////////
同年	清水建設株式会社 人社 (研究所土質研究部配属)
1976 年	北海道大学低温科学研究所 留学(受託研究員)
1977年~1995年	清水建設株式会社(研究所土質研究部)
1986年~1988年	U.S. Army Corps and Engineers, Cold
	Regions Research & Engineering Laboratory
	(客員研究員)
1992 年	博士(環境科学)北海道大学
1995年~1997年	清水建設株式会社 総合企画室(R&D 成果の
	業績貢献)
1997 年~ 2000 年	清水建設株式会社 電磁環境市場開発室(技術
	営業)
2000 年~ 2003 年	北海道大学大学院工学科 社会基盤工学専攻
	客員教授
2003 年~ 2009 年	北海道大学大学院工学科 北方圈環境政策工学
	専攻 特任教授
2009 年~	低温圈工学研究所 代表
2020年~2021年	国立科学博物館 産業技術史資料情報センター
	主任調査員

Contents

はじめに	4
土が凍るとは	6
科学としての凍土・凍上研究	10
工学としての凍土・凍上研究	29
凍土工学の適用史	39
凍土工学の代表的適用例	77
おわりに	97
謝辞	98
付属資料	99

1 はじめに

冬になると日本の多くの地域では気温がマイナスに なり、地盤が地表から凍るところが多い。しかし、凍っ た土は硬く、スコップでは掘ることができない。この ため、凍った土の様子を知る人は多くない。そのため、 土が凍ることは身近な現象であるにも拘らず、あまり その実態は知られていない。

日本では20世紀の初頭から今日に至るまで「凍る 土」や「凍った土」の研究が継続的に行われ、これら の知見は特に1970年代以降、地下に構築されたLNG 用の貯槽(LNG地下タンク)や地下鉄および地下の 車専用道路といった社会インフラの整備に活用されて いる。



図 1.1 寒冷地における法面の地盤構成の季節変化¹⁻²⁾

このような状況は土木工学の技術者内では周知の事 実であるが、一般にはほとんど紹介されていない。そ れは地盤を凍らせて「不可能を可能にする」という手 品のような工法と言えども、土木工事全般の規模やコ ストに比べればごく一部であり、またこの技術を支え ている技術者の数も、いわゆる土木技術者の総数に比 べれば比較にならないほど少人数の技術者に依存して いるからである。

土木工学の原点は対象とする地盤を正しく把握し、 その個別の地盤の特徴にどのように正しく対応するか ということである。この原点を「凍る土」や「凍った 土」を扱う土木工学、すなわち「凍土工学」に関して 考えると、地盤が凍ることで地盤調査の知見が全く役 に立たなくなる。それは地盤が凍るとモルタルやコン クリートのように硬くなるためである。また、凍った 土は全く水(地下水)を通さなくなる。すなわち、地 盤が凍ると、或いは地盤を凍らすと地盤は原地盤(元 の地盤)とは全く別の地盤に変わるのである。

例えば、地盤が凍るような寒冷地では、図1.1に 示す法面(斜面)は四季折々に地盤構成を変化させる ⁽¹⁾。すなわち夏から秋にかけては法面は図1.1 a)に 示すような、いわゆる普通の凍っていない地盤で構成 されている。冬になると図1.1 b)に示すように法面 は地表面から凍結を始め、法面表層部を硬い不透水層 に変化させる。この際、凍結する地盤が凍上を起こし やすい場合は、凍結する地盤の中に多数の氷脈を背後 の凍っていない地盤から水分を吸引しながら成長させ る。その後、同図に示すように、法面を構成する地盤 に滞水層がある場合、冬季間にその水圧(水頭)は、 凍結し水を通さなくなった法面に沿った凍った地盤の 影響で上昇する場合もある。

初春には図1.1 c) に示すように、法面は表面から 融解し始める。この際、冬季に法面の凍結部分内に凍 上により氷脈が多く成長していた場合、融解した地盤 はその氷脈の成長分水分が増加し、地盤が融けること で強度を低下させる。また、その背後には未だに融け ていない凍った地盤が残っているため、図1.1 e) に 示すように、融解した地盤と凍った地盤の界面を滑り 面の一部とするすべり破壊が起こる可能性がある。あ るいは図1.1 d) に示すように、冬季の間に法面背後 の滞水層の水圧が上昇している場合、図1.1 f) に示 すように、融解する法面に並行に存在する水を通さな い凍った地盤が薄くなるにつれ、背後の滞水層の水圧 のために融解した地盤を伴う地下水の突出の可能性も ある。

上記の例では、大気温度の変化に伴い千変万化する 地盤構成を想定し、その結果起こる諸事象を凍土工学 を駆使して想定し、対応する必要があることを示して いる。同様に人工的に地盤を凍らせ「不可能を可能に する」場合は、地盤のどの部分を凍らせると原地盤は どのように変化するかを考え、その最適解を求めるこ とが「凍土工学」の妙味である。

本書では凍った土の性質や「凍上現象」と呼ばれ る、土が凍る時の現象について解説し、その後に凍っ た土が我々の生活にどの様に活用されているかを解説 する。

具体的には、

- 第2章では、土が凍るという現象を「日常観察でき る事象」を通してまず紹介する。
- 第3章では、土が凍るという現象を「科学的に取扱 う」と、どのように見えるかを紹介す る。
- 第4章では、土が凍るという現象を「工学的に取扱 う」と、どのように見えるかを紹介す る。
- 第5章では、第4章で紹介した、土が凍るという現 象の工学的取り扱いが、どのような工

夫で我々の生活に役に立っているかを 紹介する。

- 第6章では、第5章で紹介した凍土工学が実際に活 用された事例を紹介させていただく。
- 第7章では、ここに紹介する我が国の凍土に関わる 科学的、工学的業績がどのような背景 で醸造されたかを紹介させていただ く。

なお、以下に引用させていただく図表における単位 系は、原本のまま表記させていただく。

参考文献

- 1-1) 石川達也、里 優、三浦清一、赤川 敏、川村志 麻、2008:寒冷地斜面の凍結融解現象を対象と した連成解析法の検討、第12回岩の力学国内シ ンポジウム講演論文集、pp.673-680.
- 1-2) 赤川敏、2020: 凍土工学のこれまでと今後、
 電子版 地盤工学会誌、Vol.68、No.9、Ser.
 No.752、pp.29-32.

1970年代から半世紀のデータ計測法の進歩(その1)

<データ収録>

1970年代に計測を伴う実験をすると、多くの 場合多点の打点記録計という装置を用いた。現在 も打点記録計は存在し、計測項目の経時変化を表 示しながら、そのデータをデジタルデータとして 収録あるいは外部に伝送するようになっている が、当時の打点記録計は記録用紙の計測値に相当 する位置に印を打刻するだけであった。このた め、実験データを活用する際は、実験後この記録 用紙をテーブルに広げ、打刻された印の位置を物 差しやノギスで計測し、その長さを記録し、その 値に係数をかけて物理量に変換する等の作業が必 要となった。具体的には、多くの場合、計測され た物理量は初期補正や温度補正等の補正が必要に なり、この作業は古くは計算尺やタイガーの手回 し計算機、その後電卓と進化してきたが、その全 ては人力での作業であった。

凍上試験や凍土のクリープ試験等は実験期間が 数十から数百時間と長く、またデータの読み取り 頻度は数分から1時間程度であるため、上記の作 業は非常に手間のかかる作業であった。このため、 データ整理を急ぐ場合は複数の人間が作業を分担 して人海戦術で作業時間を短縮させていた。

この頃に現在も有名な Intel 社から SDK-80 と いうマイクロプロセッサー(8080)を搭載したワ ンボードマイコンのキット(自作用部品セット) が販売された。筆者はこれを組み立て、当時テレ タイプで使用されていた ASR33 という端末を繋 ぎ、実験に使用する記録用紙を印刷してみた。続 いてこのマイコンに A/D コンバータを繋ぎ計測 をすると、上記の人力作業の全てをコンピュータ 上で処理可能であることに気づき、次にコモドー ル社製の PET 2001 にアナログ・デバイセズ社製 のマルチプレクサーつきの A/D コンバーターを パラレルポートを介して接続し、6チャンネルの データロガーを自作した。この結果、実験中の計 測データは自動的にマイコンのメモリーに収納さ れ、実験後はそのデータを自由に演算できるとい う計測環境が実現した。その後、計測データから 作図した図表を紙の上に描画するための X-Y プ ロッターが安価で購入できるようになり、1980年 代の終わり頃には計測結果のプリントアウトまで マイコン1台で可能となった。その後は上記の機 器構成で、いわゆるデータロガーと呼ばれる装置 が開発され、市販されるようになり、実験研究者 はデータの処理に忙殺されることがなくなった。

2 | 土が凍るとは

2.1 土が凍るとき何が起きるか

2.1.1 霜柱の成長

かつて、畑や庭の片隅では寒い冬の朝に霜柱が立っ ていることがよくあった。なぜか霜柱はその上に石な どを載せてニョキニョキ伸びたように見えた。

霜柱は図2.1 a) に示す地盤の断面の上部(図中濃 い灰色の部分)がやっと凍る程度の、弱い寒気による 冷却の場合に地表部に成長する純氷である。成長した 霜柱の様子を図2.1 b) に、写真を同図 c) に示す。

霜柱は土の中の水(間隙水)が毛細管現象で上昇し、 大気の冷気で凍結した結果と説明されている。

2.1.2 土の中の霜柱 (アイスレンズ = lce Lens)の成長

一般に寒冷度がより強くなると地盤は図 2.2 a) に 示すように深くまで凍り、いわゆる凍土(凍結土)が 成長(同図の濃い灰色の部分)する。この時、地盤は 凍結しながら霜柱状の氷の層が地盤の凍結方向(熱流 方向)に対して直交方向にレンズ状に成長を繰り返す。

凍結した地盤を鉛直に掘り出し、その面を写真撮 影した凍土の断面写真を図 2.2 b) に示す。この写真 は 1935 年にスエーデン道路研究所の Beskow (ベスコ ウ)²²⁾ に掲載されていたもので、当時最も緻密に土の 凍結に関する研究を記載した論文の一つである。こ の写真に写っている凍結地盤は上部から下方に凍結し たもので、凍土の中に水平な黒い線が複数存在してい る。この黒い線は凍結に際して成長した氷脈でその素 材(氷)とその形状からアイスレンズ(Ice lens)と呼ば れている。

図2.3には実験室で図2.2 a) に示したような凍結 状態を再現し、土を凍結させた場合の様子を経時的に 示してある。この実験では、土試料は写真の上側から 下方に向かって凍っている。その結果、時間の経過に 伴い凍土の深さ(厚さ)が増加し、その中にアイスレ ンズが凍結方向(上から下)に直交する方向に伸長し た、レンズ状の氷(写真中黒い水平な線)として成長 していることがわかる。凍上に関わる実験的研究者は、 まずはこの様な実験(凍上試験)を様々な条件で行い、 その挙動を観察し、計測して「凍上(凍結膨張)現象」 の実像を科学的に理解しようとしている。

ー般にアイスレンズは霜柱が凍土中に発生したもの と言われているが、実はアイスレンズの発生・成長 機構は毛細管現象によるものではないということが 1970年代に実験的に確認されている。その後、いく つかアイスレンズの発生・成長機構が発表されている (§3.1.3参照)が実験的に確認されたものはまだな い。このため、現在もなお凍上現象に対する理学的研 究は進められている。







図2.3 土の凍結に伴いアイスレンズの成長挙動(供試体上部から凍結) 著者撮影

ところで、凍結した土、すなわち「凍土(凍結土)」は、 -10℃ではコンクリートの強度の1/3程度であり、ま た 40℃ではコンクリート並の強度となり、また工学 的には水を通さないと考えられる。すなわち、凍土は 工学的には非常に有用な土木材料と考えられている。 このため、地下が非常に高度に活用されている日本の 都市における土木工事では「困った時の凍結工法」と 呼ばれ、人工地盤凍結工法は大いに活用されている。 また、凍上現象は科学的には完璧に理解できていない にも拘らず、工学的には非常に高度に管理しながら活 用している。このような技術、すなわち工学の妙味に 関しては第4章に解説する。

2.2 土が凍るとどうなるか

土が凍るということは、土を構成している土粒子が 作る間隙を満たしている水(間隙水)が氷に変化(相 変化)することである。その状態は土粒子が砂(石英) のような比較的粗粒の場合と粘土(粘土鉱物)のよう な比較的細粒のもので様子が異なる。以下にその詳細 を示す。

2.2.1 土が凍るとはどういうこと

1) 土が凍ること

土粒子の作る間隙が水で満たされている土は、土粒 子と間隙水により構成され、その状況を模式的に描く と図2.4 a)のようになる。すなわち、土は土粒子と 水の混在したもので、周囲からの押され方(応力の加 わり方)や間隙水の圧力等によりその振る舞いが変わ る。

これに対して図2.4 b) に示す凍った水飽和砂(砂 粒子が作る空隙が水で満たされている状態)では土粒 子は間隙の水全てが氷に相変化し、その氷が作る格子 構造で土粒子を拘束した状態になっている。このため 凍結した飽和砂の凍土には間隙水圧という概念はな く、土(未凍土)とは異なり、その温度がわかれば、 モルタルやコンクリートのように応力とひずみの関係 を予測できる。

図2.3 c)に模式的に示す水飽和細粒土(粘土やシ ルトと呼ばれる粒径で定義される粘土鉱物)は粒径が 小さく、またその表面積が非常に大きいため、間隙水 が非常に薄く、また土粒子表面に強く間隙水が拘束さ れているため、負の温度環境でも間隙水の全てが凍る わけではない。特に0℃から-1℃の温度範囲では数 100から数10ナノメータ(nm)ほどの厚さの凍らな い間隙水(不凍水)が土粒子の周囲に存在する。この ため、水飽和状態の細粒土(粘土やシルト)が負の温 度になったとしても、未凍土同様間隙水圧がその凍土 の挙動に影響する。

2)土が凍るとき凍結面付近で起きること

土が凍結するということは前述の様に、土粒子間隙 に存在する間隙の水が凍結するということである。し かし、元々間隙に存在している水がその場で凍結して も最大でその体積の9%の体積膨張しか起きない(そ の場凍結:in-situ freezing)。また、このような現象 では凍上現象の象徴である熱流に直交する氷脈(アイ スレンズ:ice lens)は発生・成長しない。すなわち「そ の場凍結」は凍上現象の範疇に入れず、未凍土側から の吸水を伴う凍上現象(氷晶分離凍結:segregation freezing)のみを凍上現象と定義している。

図2.5に示すように、同図a)に示す土の他、b) に示す熔結凝灰岩、c)に示す劣化した(白化現象に よりセメント分が多少流出した)モルタル、d)細粒 分を間隙に含むバラスト(砂利)などが十分水を含ん でいる時は凍結に伴い凍上現象が一般に起きる。

この発生機構はいくつか提案されているが、実験的 に検証されたものがないため現在も研究の対象となっ ている。「氷晶分離凍結」のプロセスとしては、1) アイスレンズ成長面の(間隙水あるいは不凍水)水圧 が低下し、この圧力低下に誘因され 2)水分が未凍 土側からアイスレンズに向かって流入し、3)アイス レンズの成長面で凍結することでアイスレンズが成長



a) 未凍土の水飽和の土

c) 凍結した水飽和の粘土(負の温度で不凍水有り)

図2.4 水飽和状態の土の未凍結状態と凍結状態に模式図(著者作成)



図2.5 土の凍結に際して成長したアイスレンズ (著者撮影)

するという事実は実験的に確認されている。しかしな がら上記の1)がなぜ起こるかは実験的に十分確認さ れているとは言えない。

2.2.2 土が凍ると硬さや強さはどう変わる

土が凍ると図2.4に示す様な変化が起きる。この時、 間隙を満たす水が氷に相変化し、その強度は図2.6に 示すように高い強度となる。このため、凍土の強度は 非常に高くなる。また、氷の強度はその温度の低下と 共に高くなるため、温度が下がるほど凍土の強度も増 加する。

その結果、表2.1に示す様に、土が凍ると圧縮強 度は 10 倍から 3000 倍、引張り強さは未凍土ではほぼ 考慮しないほど低いため、ある意味無限大に増大する と言える。

ただし、クリープ特性(一定応力下での変形特性) は図2.7のように未凍土(実線)よりも-10℃にお ける凍土の方がクリープ変形歪み速度が大きい。すな わち、同図に示すように 11kgf/cm²の荷重における 未凍土のクリープ速度は載荷後100分の時点で1.5× 10⁻⁶ (%/min) であるのに対して、-10℃の凍土(ア イスレンズ を含む現地凍結土及びアイスレンズ を含 まない室内凍結土)のクリープ速度は載荷後100分 の時点でそれぞれ 2.5 × 10⁶ (%/min) 及び 1.6 × 10⁻⁶ (%/min) であることが示してある。このことは強度 が非常に低い未凍結土は、強度が非常に高い凍結土よ りクリープし難いということを示している。別の見方 をすると、凍結に伴い強度が非常に高くなる凍土も、 一定荷重がかかり続けると長時間の間に大きく変形す ることを示している。



8

	圧縮強度	引張強さ	
凍土 3~20MPa (-10°C)		0.2~3MPa (-10°C)	
土	0.001~2MPa	0~0.03MPa	
コンクリート	18~150MPa	1.4~15 MPa	

表2.1 各種土木材料の強度

注) 上記はおおよその値を示す

このように凍土は短期的にはコンクリートのように 強度が高く、また硬いが、長期的には氷河のように流 動(変形)し続ける性質を持つことがわかっている。



図2.7未凍土と凍土のクリープ特性の比較²⁻⁴⁾

参考文献

- 2-1) 中谷宇吉郎、孫野長治、1944: 凍上の機構に
 ついて I. 現場調査、気象集誌、第2輯、第
 18巻、第10号、pp.1-9.
- 2-2) Beskow, G. 1935: Soil Freezing and Frost Heaving with Special Applications to Roads and Railroads. The Swedish Geological Society, C, no.375, Year Book no.3 (Translated by J.O. Osterberg). Technological Institute, Northwestern University.
- 2-3) 対馬勝年、雪氷物理学、2015. http://univ-toyama.jp/Tusima_Books/Ice_ and_Snow_physics_2015_ver_08.pdf(2020年 11月8日閲覧)
- 2-4) 後藤茂、赤川敏、 了戒公利、 1980: 室内試験 における凍結土の強度および変形特性、 清水 建設研究所報、 第33号、pp.37-49.
 https://www.shimztechnonews.com/tw/sit/ report/vol33/pdf/33_004.pdf (2020年11月 8 日閲覧)

1970年代から半世紀のデータ計測法の進歩(その2)

<微速度撮影>

図 2.3 の画像は 2000 年代に民生品のビデオカ メラで 80 秒に1 枚ずつ 30 時間撮影した微速度映 像の1枚目、360枚目、720枚目、1080枚目を示 してある。このため 30 時間の実験を 36 秒の微速 度動画として、凍上のような緩慢な現象を分かり やすく見ることができる。一方著者が凍上試験を 開始した1970年代には当然このようなビデオカ メラは存在していない。このため、筆者は数十秒 毎に照明を点灯し、8ミリカメラを露光させる装 置を自作し凍上試験の微速度撮影を行なった。凍 上試験が終了し、8ミリカメラのフィルムを現像 し映像をみてみると、土の凍結に伴いアイスレン ズの発生・成長が見え始めた。ところが10秒も すると画面が真っ暗となり何も映っていなかっ た。色々原因を調べてみたところ、撮影用のライ トは数百回の点滅でフィラメントが切れるとのこ とで、その後の撮影は照明のない状態での撮影で あった。

凍上試験装置は供試体を一次元的に凍結させる 装置であるため、供試体の側面からの熱の出入り をできるだけ少なくする必要がある。このため、 供試体の側面を断熱する必要があるが、供試体の 側面から凍る土の様子を観察したいという欲求も ある。このため供試体の周囲は土とほぼ同じ熱伝 導率を持つ透明なアクリルで覆い、その周囲の温 度を水が凍る温度近くに保つため1℃の低温室内 で実験を行い、熱の流入を最小化している。この ため、照明を継続的に行うとその放射熱で供試体 側面の熱環境が乱れ実験として成立しなくなる。 このため1コマ撮影する毎に照明を点灯する必要 があるため上記のような残念な事態が発生した。

残念ながら、筆者が凍上試験を始めた頃には凍 上試験の微速度撮影は民生品の寄せ集めではでき なかった。結果として筆者は南極観測隊の隊員と 同じ防寒着を着て、冷風が循環する低温室内の凍 上試験装置の前に座り続けるという病的な作業に 終始していた。

3 科学としての凍土・凍上研究

寒冷地における土壌の凍結による膨張、及び融解に 伴う沈下について、17世紀末から北ヨーロッパにおい ては記録が残っている。18世紀の中頃になって、ルネ ベルグ(E.O. Runeberg)³¹⁾によって凍上現象に関す る全般にわたる解説が行われ、一般に凍上現象が知ら れるようになった。この時代は地形学、地質学といっ た分野、及び道路の施工に携わる人々により、その研 究は進められていたが、この凍上現象の全容は把握さ れてはいなかった。

20世紀の初め頃、北欧でも道路による物資輸送が 盛んになり、冬および春の道路保全が経済的にも問題 になり始めた。スエーデンでは1925年秋、スエーデ ン道路研究所(Swedish Institute of Roads)の主催す る凍上現象に関する会議が道路、鉄道、その他の技術 者の参加の下に開催された。そして、その2年後には 地質調査所(Geological Survey)を含め、理論、応用 両面からの研究が始められた。この頃のスエーデンを 代表する研究者はベスコウ(G.Beskow)³²⁾であり、 現在もなおこの分野の研究者に影響を与えている。

一方、アメリカ、ソビエトなどでも、凍上現象は道路、 鉄道、建築と関連した問題として研究され始めていた。 アメリカでは、1925年頃にテーバー(S.M. Taber) とキャサグランデ(A. Casagrande)により、この分 野の研究が開始された。また、ソビエトでは1937年 にチトビッチ(N.A. Tsytovich)による最初の凍土の 力学特性に関する論文が発表されている。さらに数年 遅れて、ノルウェー、フィンランドでも開始され、フィ ンランドでは地質学、あるいは農学的見地より研究さ れていた。

ところで、凍上とは土中の水が氷に相変化すること により体積膨張するために起こる、ということを提 唱したのはルネベルグ³⁻¹⁾(1765年)である。しかし、 凍上は土中の既存の水分が氷になるだけではなく、間 隙水を未凍土から凍結面へ引き寄せて氷になるため多 大な体積膨張をするのだ、という現在我々の持つ概念 は、ヨハンセン(S. Johanssen)³³⁾により解説されて いる。この中でヨハンセンは、この水分移動が土粒子 間の間隙水が示す毛管現象によるものであると述べて いる。そして 1935 年当時ベスコウもこの考え方に同 意している。

日本においてもこの頃、北海道大学低温科学研究所 の中谷宇吉郎、東京帝国大学農科大学の稲垣己丙のよ うな気象、農業、地質などの分野の研究者、および満 鉄の酷寒対策委員会の渡部貫、黒田正夫、札鉄凍上対 策研究委員会などの現場報告などが見られる。このう ち多くは現場調査の報告であったが、中には稲垣乙 丙³⁴⁾ による霜柱の研究や、気象、農業分野の研究者 による実験的研究も行われていた。さらに、いわゆる 霜柱の研究より始まった凍上機構の研究は、中谷宇吉 郎³⁵⁾ により 1940 年代には、ある程度土の凍結状況を コントロールした状態での室内実験にまで発展してい た。この頃の日本国内における凍上研究の状況は原口 征人 (2004)³⁶⁾ に詳しい。

1950年頃より、この分野でも研究が盛んとなり、 また研究項目も細分化されてきた。この頃から1970 ~1980年頃までの研究動向をまとめた出版物として、 例えばアンダーソン(D.M. Anderson)³⁷⁾、ジェスベ ルガー(H.L. Jessberger)³⁸⁾などがある。これらに よると、凍上現象は土中の水、氷の相平衡、熱収支、 界面科学的な視点より研究されていることが分かる。 そして、これらの研究は主に凍上現象に関係する諸 現象の因果関係をモデル化して解明しようとしたも のであったために、実際的な問題に直接適用できる ものは少ない。とはいえこれらの業績が応用分野に 有益でないわけではない。

3.1 凍上機構研究

3.1.1 凍上現象とは

土の凍結に伴い未凍土(凍っていない土)の間隙水 (土粒子間の空隙に存在する水)が最も温度の暖かい 部位のアイスレンズに流動して、氷になる現象(でき た氷の厚さ分地盤を上昇させる)である。この水の流 れがどのようなメカニズムで発生・継続するかという 部分に現在でも諸説あり、その実験的検証が完了して いない状態にある。その検証が未だにできない理由は、 後述するように凍上を起こすような粒子の小さい間隙 に存在する水が、非常に薄く膜状に土粒子の周りに存 在し、その挙動がよくわかっていないためである。こ のため今世紀に入って、より単純化した粉体(ガラス ビーズ等)を用いた研究が精力的に行われ始めたが、 それら努力が凍上現象を研究しているのか否かという 疑問が持たれている。

このような状況であるので、ここではまず「土」が 起こす「凍上現象」を、実験事実を基に確認すること



e)X 線写真の画像処理による鉛玉の位置の経時変化

3.1.2 凍上現象の何が分かっているか

凍上を起こす氷晶分離凍結 (Segregation freezing) は、成長中のアイスレンズへ未凍土側から間隙水が流



図3.1 X線画像撮影を併用した凍上試験の方法とその結果³⁻¹¹⁾

れ込み相変化する現象であるので、アイスレンズ成長 面の水圧は低下していることになる。このため、この 間隙水圧の低下に伴う土の圧密が予想されるとチェン バレンおよびゴウ(Chamberlain and Gow)³⁹⁾ は予 想していた。この状況を筆者の論文^{310),311)} は凍結中 の土試料の X-線透過画像を図 3.1 a)の位置関係で 撮影し、その画像を解析して実験的に確認した。具体 的には、X-線画像の撮影に際して、図 3.1c)に示す ような、直径 6 cm 長さ 9 cm の凍上性の高い土の中 に熱流方向に 5 mm おきに直径 1.5mm の鉛玉を埋設 し、1 時間毎に X-線透過写真を図 3.1 b)に示すよ うに異なる 2 方向から撮影し、各鉛玉の 3 次元座標を 図 3.1 d)に示す空間フィルターを使った画像解析か ら求めた。

この際、鉛玉の中には図3.1 c) に示す極細い温度 センサー(熱電対)を埋設し、その鉛玉の温度も計測 したため、図3.1 e) に示すように鉛玉の座標と図3.1 f) に示すような温度を直接計測することができた。 この2つの計測値から図3.1 g) に示すような、時々 刻々変化する凍結過程における温度分布を得ることが できた。

そこで、実験開始後46時間経過後の温度分布およ び当該時刻に撮影された X-線透過写真の縦軸を揃え て図3.1 h)に示す。同図に示すように、アイスレン ズの成長位置(最も温度の高い場所にあるアイスレン ズの高温側の端面)の温度は0℃より低く、フローズ ンフリンジと呼ばれる領域の存在等を実験的に確認し た。

ここで、図3.2 a) に示すように隣接する鉛玉の相 互距離から求めた歪み分布と X-線透過写真輝度を併 記すると相互に相関が認められるため、両者の相関を 図 3.2 b) に示す。図 3.2 a) は2回実施した実験の内、 1回 (Test B) のデータであるので、図 3.2 b) の黒 丸のプロットを見ると、同図に示すような輝度と歪み の間に一次の相関が認められた。このため輝度分布を 歪み分布に変換し、時々刻々変化する凍結中の試料の 歪み分布の変化を図 3.2 c) に示す。この図より成長 中のアイスレンズ(図中 WIL)より低温側は過去の アイスレンズの成長等による膨張を、高温側(未凍土 (側)は間隙水圧の低下に伴う有効応力の増加による収 縮(圧密)が継続的に起きるという Chamberlain and Gow³⁻⁹⁾の仮説が確認された(Akagawa 1990³⁻¹¹⁾の査 読を Chamberlain がした際のコメント)。この一例に より凍結中の土の中で、アイスレンズが成長する場合 の温度場、及び応力一歪み場の概要が実験を通して確 認されている。



図3.2 凍結中のひずみ分布の変化3-12)

1)凍る時の熱の流れ

地盤内での温度場の変化は、地盤が凍上するような 水飽和状態の細粒土の場合は熱伝導が卓越する。この 際、凍上が活発に起きるようなゆっくりした凍結速度 においては顕熱項を無視できるので、凍土側及び未 凍土側においては下図に示すように温度勾配と熱伝導 率の積で求められる熱流束(凍土側:Qf、未凍土側 Qu)で近似的に表すことができる。ただし、凍上が 起きている場合はアイスレンズの成長面では水一氷の 相変化に伴う凍結潜熱(L)が発生する。このような 状態は図3.3の右の図に示すような熱流束となる。



図3.3 凍結している土の中の熱流収支3-13)

2) 凍る時のひずみ速度分布の変化状況

図 3.4 に、図 3.1 e) に示す各鉛球が隣接する上下 の鉛球間の相対距離の変化速度の経時変化を Z 軸に (ひずみ速度:膨張を正)、経過時間を X 軸に、Y 軸 を各鉛球の初期の座標で示す。同図中0℃線の進行を 破線で示す。

同図に示すように、0℃線が15番に示す底面から 上昇するに伴い0℃線の通過の前からその鉛玉は沈下 (圧密)を示している。その後、すなわち0℃線が通 過した後しばらくしてから、上昇(膨張)を示し始め る。このデータからも「アイスレンズが発生するよう な凍上性の高い土が凍結する場合、凍り始める前に土 は収縮(圧密)し、その後その場の温度が氷晶分離で きる温度まで低下すると、アイスレンズを成長させな がら膨張を始める」ことが分かる。



図3.4 図3.1 e) に示す隣接する鉛玉間の相対距離変化から求め た歪み速度分布の経時変化³⁻¹¹⁾

3) アイスレンズを構成する氷単結晶の配列同定

巨視的にはアイスレンズの形状をしていても、氷脈 を構成している単結晶の配列がアイスレンズのものと は異なる氷脈が存在し、これをアイスレンズと誤認し ている研究グループがある。このためここでは、アイ スレンズを構成する特徴的な氷の単結晶の形状につい て解説する。

アイスレンズという用語はそのレンズ状の形状によ るだけの命名ではなく、熱流方向に伸長した氷単結晶 の集合体であるという定義がある³⁻¹⁴⁾。その実像は凍 土を熱流方向に沿って厚さ1mmほどの薄片に切り出 し、直交方向に振動する2つの偏光(直交ニコル)を 透過すると図3.5に示すように見える³⁻¹⁵⁾。

図3.5 a)の黒い部分は凍土、鉛直のカラフルな細い 筋は一本一本が熱流方向に伸長した氷の単結晶である。 この発色は氷結晶を直交方向に振動する2種類の偏光 が透過するとき、その偏光の方向に対して氷の単結晶 が示す屈折率の違いによる干渉により起きている。

アイスレンズはこのような氷の単結晶が熱流方向に 束になった構造を持ち、かつ巨視的には、アイスレン ズは熱流に直交する方向に伸長したレンズ状の形状を していると定義されている。

図 3.5 b)の写真は熱流に直交方向(図 3.5 a)に 直交方向)に切断した 1 mm 厚さの凍土の薄片の直交 ニコルによる透過写真である。同図中の黒い部分は凍 土、様々な色の部分は各々が氷の単結晶の断面であ る。この形状が多角形であることから「アイスレンズ は熱流方向に束ねられた鉛筆のように氷単結晶が集合 した結晶構造をしている」ことが分かる。この写真か ら Penner (1961)³⁻¹⁴⁾の記述を可視化すると図 3.5 の ようになることが確認できる。

これに対して水 (バルクの水) が一次元的に凍る場 合にどのような氷の単結晶ができるかを調べた結果を 図3.6 に示す。同図 a) は凍上試験装置に土試料の代 わりに脱気水を入れ、上面から土の凍上試験と同じ凍 結速度1 mm/hr で冷却・凍結してできた氷を熱流方 向(凍結方向) に切断した断面写真を示してある。同 図 b) は a) 面を厚さ1 mm の薄片に切り出し、直交 ニコルで観察した写真。同図 c) は同図 d) に示す薄 片の切断位置を示したもの。同図 d) は熱流(凍結) 方向に直交する面で切り出した厚さ1 mm の薄片の直 交ニコル写真を示している。

図3.6 b)の単結晶は図3.5 a)の単結晶に比べる とサイズが大きくまたその境界が入り組んでいるよう に見える。また、図3.6 d)に示す熱流直交方向に切 断した面の薄片の直偏光写真を図3.5 b)と見比べる

と、図3.6 b) に認められる多角形の断面を示す氷単 結晶のサイズはアイスレンズのそれに比べると非常に 大きい。

以上のことから、静穏な水が一方向から凍る場合、 湖の湖面から氷が成長する場合と同じような氷単結晶 が成長することを確認した。また、図 3.6 d) に観察 できる多角形の色がほとんど彩度があるため氷単結晶 のC軸は熱流と一致していないことが分かる。これ



a) 熱流方向に厚さ1mmで切断したアイスレンズを含む凍土を、 直交ニコルで観察した写真(偏光写真)

図3.5 土中に成長したアイスレンズを直交ニコルで 観察した偏光写真(熱流方向に伸長した氷の単結晶が束 なっている) 3-15)

熱流方向直偏光写真

b)熱流方向(直交ニコル)

熱流直行方向直偏光写真



a) 熱流方向(自然光)



下端面 (加熱側) 上から下へ 1mm/h で凍結 供試体長さ:95mm

d) 熱流直交方向(直交ニコル) c) d) の切断面(自然光)

図3.6一方向(上から下へ)に水が凍った時の 氷単結晶の分布(著者撮影)

は六方晶系である氷の結晶の成長ではC軸方向の成 長速度が遅いため、これに直交する a 軸方向の成長が 氷の成長に伴い卓越するという湖の淡水氷の成長と一 致するように考えられる。

図3.7は膨潤したベントナイト(モンモリロナイト) 中に不撹乱固結シルトを埋設し、試料を 50kPa で圧 密した後、凍上試験を行った供試体を試験後に熱流方 向に切断し薄片を作り、直交ニコルにより観察したも のである。図3.7 a) に示す、可視光による写真では ベントナイト中も固結シルト内にもアイスレンズ状の 氷脈が発生しているように見える。しかしながら、図 3.7 b) に示す直交ニコルによる写真を見ると、ベン トナイト中の氷は熱流に伸長した氷単結晶を束ねたア イスレンズの特徴を示していない。この氷脈は図3.6 b) に示す自由水(バルク水)が一方向から凍った場 合の氷の様子に似ている。これに比べて、不撹乱固結 シルト内に成長した氷の単結晶は図3.5a)に示した アイスレンを構成する単結晶の氷と酷似している。さ らには、膨潤したベントナイトのみを凍結させた場合 は図3.7と同様な氷脈は観察できるものの、凍上(熱 流方向の供試体の膨張)は起こらない。すなわち、膨 潤したベントナイトが凍結する際は、いわゆるアイス レンズ に酷似した氷脈は成長するが、この現象は凍 上現象とは考えられない。

以上のことから、凍結に伴う熱流に直交する氷脈の 全てが凍上を起こすアイスレンズではないことを知る 必要がある。





a) ベントナイト内に埋設した固 結シルト(十丹)の凍ト試験結果 (両土質にアイスレンズ様の氷脈 有)

b) 直交ニコル写真(土丹内はア イスレンズ、ベントナイト内の氷 脈はバルクの水中にできた氷脈)

図3.7 直交ニコルで識別できる「アイスレンズ」と 「その場凍結」による氷結晶 (著者撮影)

4) 凍る時のアイスレンズの発生位置

アイスレンズの発生頻度及びその厚さは凍結する土 質が同じであれば、その土の応力履歴に関係があるこ とが分かっている³⁻¹⁶⁾。この知見から、個々のアイス

レンズが識別できる程度に限定的、かつ厚く成長させることができる固結シルト(土丹)を試料とした凍上 試験を行った。この際の土試料の凍結条件は、熱流方向の拘束圧力 62.5kPa、凍結速度1 mm/hr であった。

図 3.8 a) に1回目の凍結によるアイスレンズの発 生・成長状況を示す。予測通り限定的に厚く明確なア イスレンズが発生した。その後凍結供試体を融解させ た後、再度1回目と同じ凍結条件で土試料を凍結させ た。その結果を図 3.8 b) に示す。同図に示すように 1回目の凍結の際に発生・成長したアイスレンズと同 じ部位に再度アイスレンズが発生・成長していること が分かる。これらのアイスレンズの発生温度を図 3.8 c) に示す。一回目のアイスレンズの発生温度は -1.1 ~-1.8℃であり、2回目は0~-0.8℃であることが 分かる。また、その温度差を各アイスレンズ毎に求め ると、その平均値は -0.9℃であった。

この結果は、図 3.1 h) に示したフローズンフリン ジの存在を確認したデータと酷似している。すなわち、 アイスレンズが最初に発生・成長する温度は0℃より 低い負の温度である。この実験事実は間隙中の氷(間 隙氷)が周囲に与える斥力(下に示す「一般化クラジ ウス・ウラペイロンの式」の氷圧)が土試料の引張り 強さを上回る必要があるため0℃より低い温度でのみ アイスレンズが発生できるという考えを支持してい る。

$$v_i P_i - v_w P_w = \frac{L}{T_o} \theta \qquad (3-1)$$

ここに、P は圧力、v は比容積、L は潜熱、T₀は基 準状態温度、 θ =T-T₀、T は絶対温度、添字 i は氷、 w は水をあらわす。

さらに詳細に考察すると、1回目、2回目の凍結の 際に求めたアイスレンズ発生温度の値にはその求め方 による幾何学的計測誤差がある可能性があるが、1回 目と2回目の計測値の差すなわち-0.9℃はその誤差 を相殺していると考えられる。このため1回目のアイ スレンズの発生温度は-0.9℃であり、2回目のアイス レンズ発生温度は0℃と考えることができる。すなわ ち、1回目にアイスレンズが発生するために必要な間 隙中の氷(間隙氷)が周囲に与える斥力(一般化クラ ジウス・ウラペイロンの式の氷圧: P_i)が土試料の引 張り強さを上回る必要があるのに対し、2回目の凍結 の際は既に破断している1回目のアイスレンズ成長面 でアイスレンズが容易に発生できたと考えられる。結 果として1回目の凍結の際に間隙氷はアイスレンズ発 生面においてその場の引張り強さを上回る斥力を持つ 必要があるという考えは正しいと思われる。

この考えに対してハレー(Hallet)等は、岩の凍結に よる破断を論じる際はこの破断の際に破壊靭性(フラ クチャータフネス)を考慮するべきと論じている³⁻¹⁷⁾。



5) 凍上速度変化とアイスレンズ発生・成長

図3.9に図3.8に示した1回目の実験における凍上 量、給水量、冷却温度及び凍上速度の経時変化を示す。 同図に示すようにアイスレンズが発生する毎に、凍上 速度が急増しその後漸減していることが分かる。これ はアイスレンズが発生する時点で試料が引張り破断す るため、熱力学的に決まるアイスレンズの斥力(氷圧) の引張り強さ分が不要になり、その場が過冷却状態に なるため、その場の間隙水圧(不凍水圧)が低下した ためと考えられる^{318,319)}。このため、多くの間隙水 を単位時間に吸引することができ、凍上速度が上昇し たと考えられる。

このようにアイスレンズの発生によりその部位の引 張り強さが消滅し、間隙水の吸引が始まることが分か る。この過冷却の強さは試料の引張り強さに規定され るため、先に記した「引張り強さの大きい試料には厚 いアイスレンズがまばらに発生・成長する」³¹⁶⁾とい う実験的知見と一致する。



6)アイスレンズ成長時のアイスレンズ成長面の間隙 水圧

これまではアイスレンズの成長プロセスを、アイス レンズ成長面に接する間隙水(不凍水)の圧力が低下 することによる、凍結中の試料のひずみ挙動から推測 してきた。ここではその間隙水の低下を実測した実験 を紹介する。

成長中のアイスレンズの成長面に接する間隙水(不 凍水)の圧力を計測するためには、その面を固定し、 更にはその面に圧力計を挿入しなくてはならない。こ

のため図3.10 a)に示す特殊な凍上試験装置を用いた。 すなわち、できるだけアイスレンズの成長温度を広く (0℃からできるだけ低いマイナス温度まで) 計測で きるように、高い引張り強さを持つ熔結凝灰岩(大谷 石)を供試体として使用した。すなわち、大谷石は1 MPa 以上の引張り強さがあるため、前述式(3-1) によると0℃~-1℃程度の温度範囲の計測が可能に なると考えられる。この際、アイスレンズは上部冷却 面とこれに接する供試体の境界面に発生するため、こ の面に受圧部を持つ水圧計を図3.10 a)に示すように、 供試体の中央を貫通して設置した。この圧力計は受圧 部を水飽和した大谷石とし、供試体である大谷石の間 隙水が負の温度でも不凍水状態であることを利用して 水圧を常温環境の水圧計に伝播させるという構造であ る。すなわち、温度場が正の領域では脱気水を介して 下部冷却部下部に設置した水圧計で、成長中のアイス レンズに接する間隙水圧(不凍水圧)を計測する。図 3.10 b) 1) に大谷石を内包した受圧部を、図 3.10 b) 2) に下部冷却部上に設置した供試体(大谷石)とそ の中央に設置された1)の上面を、図3.10b)3)に 凍上試験が完了した時点の供試体の側面を示してあ る。図3.10b)3)の上部冷却面と供試体上面の間に 厚いアイスレンズが成長していることが確認できる。 図 3.10 c) に実験結果を示す。すなわち凍上試験中、 加熱面温度(下部冷却板温度)を4℃に保ち、上部の 冷却面温度を数十時間毎に階段状に-1.4℃から-2.0℃ の範囲で低下させ、アイスレンズ成長面温度を様々に 変化させて、その温度における間隙水圧(不凍水圧) を計測した。その結果、同図に示すようにアイスレン ズ成長温度の低下に伴って、アイスレンズ成長面に接 する間隙水(不凍水)の圧力は低下することが確認さ れた。

この計測結果を式(3-1)を変形した次式の左辺 を縦軸に、右辺を横軸にしてプロットした結果を図 3.10 d) に示す。

$$-(P_{wi} - P_{ws}) = -\left(\frac{L}{v_w}T_0\right)\theta_i - P_i\frac{v_i}{v_w} + P_{ws} \quad (3-2)$$

ここに、P は圧力、v は比容積、L は潜熱、T₀ は基 準状態温度、 $\theta_i = T_i - T_0$ 、T_i はアイスレンズ発生面の 絶対温度、添字 i は氷、w は水を、P_{wi} はアイスレン ズ成長面での水圧を、P_{ws} は間隙水供給側の水圧をあ らわす。

図 3.10 d) に示すように一般化クラジウス・クラペ イロンの式(式(3-1))を変形した式(3-2)は 傾き1の直線となるのに対して、実測値は傾き0.5と なっている。この違いは、式(3-1)が水一氷の相 平衡状態の式であるのに対して、実験はアイスレンズ が成長するという非平衡状態におけるアイスレンズ発 生面に接する間隙水圧(不凍水圧)の計測値であるた





 1)水圧計
 2)供試体と中央の水圧計上
 3)上から冷却キャップ、ア

 面
 イスレンズ、供試体、下部ペ デスタル

b) 水圧計、供試体、実験後の供試体の側面写真



c) 凍上量、IL 成長温度、IL 成長面水圧の経時変化



図3.10 アイスレンズ 成長面の水圧測定法とその結果³⁻²⁰⁾

めと理解される。この違いは後の研究(宮田、 2020) ³⁻²¹⁾から間隙水を未凍土側からアイスレンズまで吸引 する仕事に充当されているものと理解されている。

7) 凍る時の熱伝導特性の変化

図 3.1 に示す実験においては隣り合う鉛玉間の距離 及び温度差が計測されている。このため隣接する鉛玉 の温度差と距離からその層の平均熱伝導率が計算でき る。この際、未凍土の熱伝導率は温度に依らないので ここでは実測値(0.7W/m・k)を使用した。この結果、 フローズンフリンジの熱伝導率は図 3.11 に示す様に、未 凍土の熱伝導率とほぼ変わらないという結果を得た。



8) 間隙水の凍る温度

(マイナス温度で凍らない水(不凍水)の量の温度特性)

粒径が小さく主に粘土鉱物で構成されている、いわ ゆる粘性土の表面積は後述するように非常に大きく、 その界面に接する間隙水に対する影響は非常に大き い。具体的には分子間力による吸着力や、粘土鉱物の 表面の電荷により電離した水分子の濃度分布(粘土表 面に近いほど正に電離した水分子の濃度が高い)によ り、粘土鉱物の間隙を満たす水(間隙水)は0℃では 凍らず凝固点降下を起こす。

この傾向を計測する方法はいくつかあるが、ここで はパルス NMR による計測結果を紹介する。この方法 は粘土試料を強磁界に置き、さらにパルス状の電場を 与えて水を構成するプロトンを共振させエネルギーを 吸収させ、その後放出される電場の強さを計測すると いう方法である。この時、共振により蓄えられる電磁 エネルギーはプロトンの数に比例するため、計測され る電場の強さがその試料が保有する水分量を示すとい う単純な原理による計測法である。 この方法により計測したいくつかの土の不凍水の量 を図3.12に示す。同図より明らかなように、土の中 の水(間隙水)は0℃を下回っても一部液体として存 在していることが分かる。その温度依存性は温度の低 下に伴い不凍水は減少する傾向にある。この水分は不 凍水と呼ばれている。



9) 凍土の透水性の温度依存性

上述のように粘土鉱物のような細粒土で土が構成されている場合、その間隙を満たす間隙水は負の温度領域でもわずかに氷へ相変化していない場合がある。このため、この不凍水に水圧勾配があれば、凍土といえども不凍水は流れる。このために土が凍結する際、マイナス温度環境であるフローズンフリンジ内を不凍水が成長中のアイスレンズに向かって流れることができる。このような土中の液体の流れ易さを「透水性」と呼び、その温度依存性を図3.13に示す。



未凍結の粘性土の一般的な透水係数、10⁵から 10⁻⁹m/sと比べると凍土の透水性は非常に低い。この ため、工学的には凍土は遮水材として活用できる。

10) 土粒子の比表面積

不凍水を持つような細粒土を構成する粘土鉱物の単 位質量当たりの総表面積を比表面積と呼ぶ。比表面積 は、1)土試料を乾燥させ、2)真空状態で一定の分 圧を持つ窒素ガスを加え、3)窒素分子を土粒子表面 に吸着させ、4)その分圧の低下量から土試料に吸着 した窒素分子数を求め、5)それに窒素分子1個の占 める面積を乗じて総面積を求め、6)計測に使用した 土試料の質量で総面積を除すことで求める。

図 3.14 に計測値を示す。粘土の比表面積は概ね 20m²/g以上有り、火山灰はそれよりやや少ない。粉 砕石英シルトとは粒径をシルトサイズ(0.074~ 0.005mm)まで粉砕した石英のことであり、素材が 石英であるため、その表面が粘土鉱物に比べ平滑であ るため比表面積は非常に少ない。



図3.14 凍上性のある土の比表面積3-18)

11) 不凍水の厚さの温度依存性

図 3.12 及び図 3.14 に示した不凍水分量と比表面積 の値を用いて、粘土鉱物の周りに存在する不凍水の厚 さの平均値を求めることができる。すなわち:

不凍水含有比=(不凍水質量 / 土粒子質量)×100 比表面積=粘土鉱物表面積 / 土粒子質量

ここで、不凍水含有比をパーセント表示から小数 表示にし不凍水分率とし、

- 不凍水の厚さ=不凍水分率/比表面積
 - = (不凍水質量 / 土粒子質量) / (粘 土鉱物表面積 / 土粒子質量)
 - =不凍水質量/粘土鉱物表面積
 - =不凍水容積/粘土鉱物表面積

上記の作業の結果を図 3.15 に示す。同図に示すように不凍水の厚さは -0.1 ° で $10 \sim 200$ + ノメートル (nm) 程度あるものの、 -1 ° 程度では 5 nm ~ 100nm、 -10 ° 程度では 5 nm ~ 60nm 程度と非常に薄いことが分かる。この厚さを水分子の大きさ(約0.3nm)と比較すると上記不凍水の水膜厚さがいかに薄いか分かる。

例えばアイスレンズが - 1℃で成長しているとする と、フローズンフリンジを通過してアイスレンズに流 れ込む不凍水は、水分子のサイズの数十倍から数百倍 の厚さの水膜の中を数ミリメートルも流動しているこ とになる。



図 3.15 凍土中に存在する不凍水膜厚の温度依存性³⁻¹⁸⁾

12) 凍土内を流れる水

図 3.15 に示した不凍水の厚さの温度依存性を模式 的に図 3.16 a)に示す。同図に示すように、温度が0℃ に近いと不凍水は厚く、温度が下がる程薄くなる。こ の傾向は不凍水の安定性(ケミカルポテンシャル)が 粘土鉱物表面に近いほど高い(ケミカルポテンシャル) は低い)ことを示している。別の表現をすれば、図 3.16 b)に示すように、間隙水は粘土鉱物から離れて存在 する間隙水から凍り始め、温度の低下と共に図 3.16 c) に示すように、粘土鉱物の表面に近い不凍水のみが残 ることになる。



図 3.16 土粒子周りの不凍水の温度による厚さの変化

負の温度ではこのように間隙に固体である氷(間隙 氷)が生成するために温度が下がることで水の流れる 部位が薄くなる。

そこで負の温度でも凍結しない不凍水はどのような 圧力で流動するかを調べた。具体的には、間隙氷と不 凍水が共存する負の温度環境で、土質工学で定義され ている「圧密試験」を行った時、凍っていない土と同 じ挙動を示すかを実験で調べてみた。

すなわち、図3.17 a)の左側に示す図のように、 水で飽和した土は土粒子の一部が点で相互に接し、そ の他の部分は間隙水と接していると考えられている。 このため土に荷重(応力)がかかると、まずその荷重 は非圧縮性の間隙水が支え、間隙水圧が上昇する。こ のため間隙水は圧力の低い側へ流動し、間隙水の圧力 は低下する。この低下分を土粒子の接する部分が弾性 変形しながら荷重の増分を支える、と考えられている。 この一連の荷重の支え方を「圧密現象」と呼んでいる。 この時、間隙の中央に図3.17 a)右側に示すように 間隙氷が存在する負の温度環境では載荷荷重の増加と 共に未凍土と同じ圧密挙動を示すかを調べた。



a)常温と負の温度における圧密挙動の違い(負の温度で圧密試験を 行うと、その温度によって不凍水が流れる始める応力が違う)



b) 常温と負の温度における e-logP 曲線の違い(温度と応力の間には 一般化クラジウス・クラペイロンの式に従う関係がある。すなわち、 負の温度が下がるほど流れられる不凍水は土粒子表面のナノメートル 単位の薄い水膜に限定される)

図 3.17 水飽和土に掛かる荷重と流動する 間隙水の場所の関係³⁻²³⁾

その結果、図 3.17 b) に示すような結果を得た。 同図中□が示すプロットは未凍土の圧密試験の結果で あり、○および●が示すのが-0.5℃の試料に圧密試 験と同じ荷重を順次載荷した結果である。この試験に 使用した土試料は 62.5kPa で圧密した試料であるた め、この荷重までは弾性変形を示し、未凍土はそれよ り大きい荷重では排水を伴う圧密変形を示している。 これに対して、凍土の方は 500kPa を超える荷重まで は弾性変形を示し、640kPa で急激な圧密を示し、そ の後は未凍土の圧密挙動と同じ挙動を示した。

式(3-1)が与える水→氷の相平衡条件で、環境 温度が-0.5℃という温度条件の下では、氷圧が0~ 550kPaまで間隙氷は融けないということを示してい る。このため、載荷荷重 500kPa までは間隙氷は融解 しない。ただし、不凍水は液体のはずなのでこの部分 の不凍水が排水されるはずであるが、排水されていな い。600kPa に載荷荷重が増加すると、予想通り間隙 氷は融け、載荷荷重に規定される圧密排水が起き、未 凍土の圧密カーブの上に戻ってきた。つまり 500kPa から 600kPa の載荷荷重の増加により間隙氷の融解と その融解水の排水が起きたと考えられる。より大きな 載荷荷重においては未凍土の圧密同様の圧密挙動を示 している。このことからこのような高い荷重で初めて 図 3.17 a)右側に不凍水と示した水が排水されたと 考えられる。

以上のことから、図3.17 a)の右側の図に「不凍水」 と示した水は低い載荷荷重では流失しない、より安定 な水であることが予想される。つまり、未凍土の圧密 現象においては、荷重が低い時は間隙中央の0℃で凍 る自由水は排水されるが、より低い温度で凍る粘土鉱 物の表面に近い水は排水されないことが予想される。

このような特異な間隙水の挙動は土表面が間隙水に 及ぼす強い拘束に由来していると思われるが、このよ うな薄く粘土粒子表面近くに存在する水の力学特性は 良く分かっていない。

13) 凍上の模式図

1)から12)までの実験事実から、土が凍結する 重要な役割を果たす0℃面からアイスレンズが成長 している面までを中心に、その低温側及び高温側を模 式的に示すと図3.18 a)のように示せる。すなわち 活発に成長する、最も温度の高いアイスレンズの高温 側の温度は負の温度であり、この面と0℃面の間の一 部間隙水が凍っている(一部不凍水として凍っていな い)部分をフローズンフリンジ(Frozen Fringe)と呼 ぶ。この領域を未凍土側から水が流れ込み、アイスレ ンズの高温側で氷へと相変化することでアイスレンズ は成長を続ける。この際、成長中のアイスレンズへは 厚さが数十ナノメートルと非常に薄い不凍水膜を通っ て水は流れることになるが、このような薄い水の物性 はよくわかっていない。ちなみに、アイスレンズの 成長面に接する不凍水の圧力低下は1MPa以上が実 験的に確認されているが、このような圧力低下に伴う 水の沸騰は観察されていない。このことから、不凍水 は非常に強く土粒子表面に拘束されている特殊な状態 の水であることが予想される。





未凍土

b) アイスレンズを構成する単結晶の配列の模式図



このようにして成長するアイスレンズは図3.18 b) に模式的に示すように熱流方向に伸長した鉛筆状の氷 単結晶が束ねられたように構成されている。

3.1.3 既往の凍上理論

ここでは、凍上がどのようなメカニズムで発生する 現象であるかを論じた代表的な考えを簡単に紹介す る。ただし、これら全てのモデルは未だにその信憑性 を十分検証されてはいない。

1) Gilpin モデル³⁻²⁴⁾

ここに示す考えは1980年にアルバータ大学の Gilpinにより発表されたものである。彼はこのモデル 発表の2年後、スキー事故で他界し、現在ではその真 意を確認する術が無い。 図 3.19 に Gilpin が考えた凍上を説明する模式図を 示す。Gilpin のモデルを誤解を恐れず大胆に一言で言 えば、「浮力モデル」である。すなわち、フローズン フリンジ内の間隙氷は土粒子表面の不凍水に浸水して おり、その浸水分だけの浮力に相当する反発力を不凍 水から受けると言う考えである。この浮力に相等する 力の根原は「不明」であるが、この存在を未知数とし て仮定し、図 3.19 における A 点の氷側と不凍水側の ギブスの自由エネルギーが等しいという関係から、彼 は上記の未知数を求めている。



図 3.19 Gilpin モデル³⁻²⁴⁾ に加筆

2) Miller モデル³⁻²⁵⁾

1970年代後半にコーネル大学の Miller により発表 された凍上モデルである。1990年代時点で最も信者 の多い考え方と思われる。研究者間では「復氷モデル」 と呼ばれ、アイスレンズとフローズンフリンジ間の間 隙氷が間隙内で連続しているという仮説から図 3.20 に示すモデルを提案している。

同図は上部の温度が低く下部は高いという設定であ る。このため、土粒子周りの水膜の厚さが上部程薄く 下部程厚いという形状となっている。そこで土粒子中 心からゆ2の範囲の土粒子表面では土粒子—不凍水— 間隙氷の関係は同じなため不凍水を介して働く斥力は 上下、左右方向でつり合うと考える。これに対して ゆ1—ゆ2(破線)は土粒子の上下でその構造が異なり、 結果として土粒子—不凍水—間隙氷の構造の存在する 土粒子上部から下部方向に間隙氷が土粒子を押し下げ ると考える。この力の反作用で間隙氷は上部に相対的 に移動し、これが凍上そのものという考え方である。



図 3.20 Miller モデル(復氷モデル)³⁻²⁵⁾に加筆

3) Takagi モデル³⁻²⁶⁾

Miller が復氷モデルを提案した丁度同じ時期に、 CRREL(米国陸軍工兵隊寒冷地理工学研究所)の高 木氏は土粒子表面に吸着している吸着水の擬似固体的 な性質により凍上を説明した。

図3.21に示すように、成長中のアイスレンズのB 点では、冷却によりアイスレンズが厚くなる分不凍 水膜は薄くなると考える。しかし、吸着水の特性か らこの部分の不凍水膜は一定の厚さを保とうとする ため、不凍水は同図C点からB点へ流入する。この 不凍水の流れとB点での水—氷相変化が、凍上のも ととなるアイスレンズ成長の本質であるという考え 方である。

このモデルの弱点は、上記の吸着水の特性が実際に そうであるかどうか実験的に確認できていない点である。



図 3.21 高木モデル(吸着力モデル)³⁻²⁵⁾

4) 黒田モデル³⁻²⁷⁾

北海道大学低温科学研究所の黒田氏は結晶成長論に より凍上機構を説明しようとした。これも誤解を恐れ ずに一言で説明すると「図3.21のC点のバルク水と B点のアイスレンズに接している不凍水の圧力差(ケ ミカルポテンシャル差)からB点への不凍水の流れ」 を説明している。残念ながら黒田氏もこのモデルを発 表して間もなく他界されてしまい、現在ではその詳細 を伺うことができない。

5) 宮田モデル³⁻²⁸⁾

宮田氏はこれまで紹介してきた凍上モデルより巨視 的にアイスレンズの成長を論じた(Miyata1998)。こ の中で特徴的な点は、熱力学的に間隙水の移動量を検 討した点である。すなわち、氷晶分離凍結に必要な間 隙水の移動に費やされる仕事量が凍土内で生成される 有効エネルギー(力学エネルギー)に等しいとして定 量化した。この考え方は巨視的な検証実験で確認され ているため、工学的に信頼できる凍上理論であると考 える。なお、宮田³²¹⁾は、継続してこの理論を研究し、 その成果(発想の原点、有効エネルギーの定量化の過 程、実験的な検証例等)を総合的に解説した。

6) Konrad モデル³⁻²⁹⁾

このモデルは凍上機構を論じたものではないが、土 の凍上性を工学的に取り扱うために、凍結する土の凍 上性を温度勾配との関係で定義する SP (Segregation Potential)を提案したものである。ただし、この定義 される凍上性(アイスレンズ成長を差配する間隙水の 吸水速度)は§4.2.1 1)の図4.2中t=t1以降に成 長する最終アイスレンズの発生時点で定義されてい る。この状態は熱的に既に準定常状態であるため、上 記 SPを凍上が活発である(凍上量が多い)t=0から t=t1に適用すると、その予測は常に過少評価するこ とになる。日本においては1960年代より§4.2.1 4) (JGS 0171-2003基準の特徴)に紹介する実験式が既に 活用され、その信頼性が確認されているため、SPの 概念は実務には全く使用されていない。

3.1.4 何が分かっていないか

1) 不凍水の物性

図 3.18 a) は、アイスレンズの成長面は不凍水を 介してその下方の土粒子と接している、という模式図 となっている。このような模式図を書く理由は、アイ スレンズの成長面はその下方の土粒子を不凍水を介し て上載圧とその部位の引張り強さに抗して距離を保 ち、且つ未凍土側から不凍水膜を通して水を流入する 必要があるためである。この図の状況は凍上機構の研 究者は全て暗黙のうちに受け入れている。この状況が 本当であれば不凍水は土粒子表面の鉛直方向(水膜の 厚さ方向)には固体として挙動し、土粒子表面と並行 方向(水膜の分布方向)には液体として挙動するという、力学的異方性を持つことになる。

上記の説明として筆者は図3.22に示す、粘土鉱物 により構成される土の間隙に存在する間隙水と間隙 氷 (アイスレンズ) の化学ポテンシャル差と不凍水膜 厚さの関係で説明している。すなわち、同図に示すよ うに間隙水の化学ポテンシャルは粘土鉱物表面からの 距離が近づくほど(薄くなるほど)低くなる。このた め図中■の厚さから□で示すように不凍水厚さを薄く $(\Delta \delta)$ しようとすると、 \Box から \bigcirc までの変化に相当 する化学ポテンシャルの低下(Δμ)が必要である。 これに対して粘土鉱物の表面からの距離を変えずに (不凍水膜厚さを変えずに)粘土鉱物の表面に沿って 移動することは等化学ポテンシャル面の移動であるの で化学ポテンシャルの授受は必要ない。この結果、フ ローズンフリンジ中の不凍水は粘土鉱物の表面に並行 な方向への移動はできるが、粘土鉱物の表面に鉛直な 方向への移動はし難く、結果として力学的異方性を示 すと考えられる。



図 3.22 凍上性の土を構成する粘土粒子表面に分布する 水のケミカルポテンシャル分布

2) 実験的確認が不十分

3.1.2の内容の内で、不凍水分量、比表面積、不凍 水厚さ、透水性のデータ以外は著者の実験データ以外 ほぼ無い。つまり実験的確認がかなり不足している。

```
3.2 凍土の力学特性研究
```

3.2.1 何がわかっているか

1) 凍結による圧縮強度および硬さの変化

水飽和土が凍るということは液体である間隙水が固 体の氷に相変化することであるので、当然凍った土、 凍土は硬く、強くなる。凍土の強度は図 3.23 に示す ように未凍結状態の強度に比べ非常に強くなる。また、 その強度は温度の低下に伴いますます高くなる。砂地 盤が凍結した場合は粘性土が凍結した場合より強度は 同じ温度で2倍ほど高いことがわかる。



図 3.23 凍土の一軸圧縮強度の温度依存性³⁻³⁰⁾

同様に土が凍るとその硬さ(変形係数)も非常に大 きくなる。その際、強度同様水飽和の砂質土が凍った 場合は粘性土が凍った場合の2倍ほど変形係数が大き くなる(図3-24)。



図 3.24 凍土の変形特性の温度依存性³⁻³⁰⁾

凍土は上記のような圧縮強度の違いを表すが、破壊 するまでの応力—ひずみカーブは図3.25に示すよう に砂が凍った場合と粘土(細粒土)が凍った場合では 異なる。すなわち、砂が凍った凍結砂ではひずみの増 加と共に圧縮応力は極大値に向かって増加し、極大値 を過ぎてから破断する。これに対して、凍った粘土の 場合は加力によるひずみの増加と共に応力は僅かなが ら増加し続ける。



一定ひずみ速度に於ける応力-ひずみ曲線

図 3.25 凍結砂と凍結粘土の応力・ひずみ特性の違い³⁻³⁰⁾

2) 凍結による引張り強さの変化

凍結していない土は一般に引張り強さを持たない。 これに対して土は凍結すると図3.26に示すように明 確な引張り強さを示す。これは凍土の間隙に存在する 間隙氷の作る格子構造が土粒子を拘束しながら発生し ているためと考えられる。



a)砂質土の純引張り強さと割裂強さの温度依存性



図 3.27 a) には一般的なフローズンフリンジの存 在温度範囲(0~-1.4℃)における凍結土の純引張り 強さを示してある。このような0℃に非常に近い暖か い凍土においても数百 kPa の引張り強さを示してい る。この事実はアイスレンズが発生するために式(3-1) が示す間隙氷の斥力が凍土の引張り強さと上載圧の和 より大きくなる必要があるという考えに則れば、フロー ズンフリンジが存在する理由を立証している。

ところで、純引張り試験は図3.27 b) に示す形状 の供試体を両側へ引き伸ばして実施するが、供試体の 破断に伴い同写真に示すような極細い繊維状の氷が破 断面に多数観察される。これはまさに破断面に存在し ていた間隙氷がクリープにより細長く伸びたものと考 えられる。その証左にこれら氷はマイナス温度の低温 室内で数分で昇華してしまう。このことから先に述べ た、「凍土の引張り強さは間隙氷の作る格子構造が土 粒子を拘束しながら発生する」という考えの正しさを 示唆していると考えられる。





b) 純引張り試験の様子 図 3.27 凍土の一軸引張り強さの温度依存性³⁻³²⁾

3) 凍結に伴う凍着とその強さ

土壌が凍る時、凍土と接してコンクリートのような 構造物がある場合、凍土はその構造物に接合し、こ の現象を凍着という。この現象は例えば、図3.28 a) に示すような地温分布にある電柱が、冬期に地盤が地 表から凍結すると、凍土が強く電柱表面と接着するという現象である。その時の接着の強さ(凍着強度)は図3.28 b)に示すように凍着する対象の物体に依存するが、温度の低下と共に増加する。



b) 被凍着物の違いによる凍着強度の温度依存性**** 図 3.28 凍着現象とその強度の温度依存性

類似の状況を図3.29に示す。同図のa)は1983年 に撮影され、b)は7年後の1990年に撮影されている。 この写真はアラスカ州フェアバンクス市にある米国陸 軍工兵隊寒地理工学研究所の実験施設への門扉の写真 である。このため、凍着凍上の実例として対策を施さ ずに長年放置されている門扉である。二つの写真を見 比べると、1983年から1990年の7年間に凍着凍上を 起こしている右側の門扉は10cm程度上昇しているこ とがわかる。このまま放置すればいずれは右側の門扉 は抜けて倒れてしまう。

上記のような工学的不具合を起こす原因を作る凍着 は図3.28 b) に示すように非常に強い接着力を持っ ている。すなわち、同図 b) に示すように1 cm² 当た り数 kg から数十 kg の接着力を持つため凍着した構 造物は周囲の凍結地盤の凍上・融解沈下と共に上下に 移動し重大な被害を受ける場合がある。



a) 1983年の門扉の様子 (右の門扉の下部は左の門扉の上部より下にあった)



b) 1990年の門扉の様子 (右の門扉の下部は左の門扉の上部より上方へ迫り上がっている) 図 3.29 アラスカにおける門扉の凍着凍上の経年変化

4) 凍土のクリープ特性の変化

凍土の強度発現は間隙氷の存在に依っている。その 氷は氷河の流動を担う一種の塑性変形であるクリープ 現象が卓越しているため、凍土も図2.7に示したよう に未凍土より高いクリープ現象を示す。この現象は古 くから研究されており、様々な応力とクリープひずみ の時間依存性を示す式が提案されている。その精度は 図3.30に示す(図中丸等の記号は実測値、実線は計 算値)ように良好である場合が多い。

3.2.2 これらの変化はなぜ起こるか

図2.4に示したように、土が凍るということは土を 構成する土粒子の作る間隙を満たす水分(間隙水)が 氷に相変化するということである。別の言い方をする と、土の凍結とは液体である間隙水が間隙氷という個 体になるのであるから、まさに砂の作る間隙をセメン トで固化したモルタルと同じ理由で凍土は強度を発現 している。唯一の違いは、凍土中の間隙に存在する氷 は図2.6に示したように、純氷の強度は温度の低下に 伴って上昇するという温度依存性を持っている点であ る。この温度依存性は凍土の特徴であり、工学的に非



図 3.30 凍土の1軸クリープ挙動³⁻³³⁾

常に有用な特徴である。

3.2.3 何が分かっていないか

1) 三軸応力場での3.2.1の1)(圧縮強度)

これまでの凍土工学においては比較的凍土の形状が 単純であったため、一軸圧縮強度で事足りていた。し かしながら昨今の凍土工学の適用状況は大深度かつ複 雑な形状をした凍土を造成・管理する必要が多くなっ てきた。このため、今後は凍土の3軸応力下での強度 評価が必要になってくると考えられる。しかしながら この領域の研究業績はあまり多くなく、1970年代の Chamberlain 等 (1972)³³⁴⁾ および Sayles (1973)³³⁵⁾ の頃に米国陸軍工兵隊理工学研究所(CRREL)の研 究者達による業績以外あまり報告されていない。この ため、その後のデータベースの蓄積ができておらず、 今後の研究が必要と考えられる。

その後図 3.31 に示すような研究が行われてはいる が、先にも記したようにその工学的な需要があまり高 くはなかったため、これまでの研究の信憑性の確認や データの蓄積があまり進んでいない。



$$(\boldsymbol{\sigma}_{1} - \boldsymbol{\sigma}_{3}) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{c+d\cdot\theta + e\cdot\theta\cdot\sigma_{3}} + \frac{(1-\sin\theta)\cdot\varepsilon\cdot R_{f}}{(a+b\cdot\theta)\cos\phi + 2\sigma_{3}\sin\phi}} \quad (3-3)$$

ここに、 σ_1 は圧縮応力、 σ_3 は側圧、 ε はひずみ、 ϕ 内部摩擦角、 θ 温度、a、b、c、d、e、R_fは実験定数。

- 三軸応力場での3.2.1の2)(引張り強さ)
 研究業績なし
- 3) 三軸応力場での 3.2.1 の3) (凍着強さ) 研究業績なし
- 4) 三軸クリープでの 3.2.1 の4) (クリープ特性)

研究業績は非常に少なく、限定的な実験により図 3.32 に示すようなデータから、「3軸応力場での凍土 のクリープ挙動は1次、2次クリープに関しては軸差 応力により規定できるが、3次クリープは破壊過程で あるためか明確な応力場依存性は規定出来ていない」 という状況である。

参考文献

- 3-1) Runeberg, E.O., 1765: Anmärkningar om nägre förändringar på jord-ytan i allmänhet, och under de kalla Climatisynnierhet. KunglicaVerensk, Akademiens Handlingar, pp. 81-115; see separate pp. 92-96.
- 3-2) Beskow, G., 1935: Soil Freezing and Frost Heaving with Special Applications to Roads and Railroads. The Swedish Geological Society, C, no.375, Year Book no.3 (Translated by J.O. Osterberg) . Technological Institute, Northwestern University.



- 3-3) Johansson, S., 1914: Die Festigkeit der Bodenarten bei verschiedenem Wassergehalt.
 S.G.U., Ser. C, no. 256, 145 p., in J. O. Osterberg' s English translation (1947) of Beskow (1935).
- 3-4) 稲垣乙丙、1899: 農業気象学(第15版)、 p.255.
- 3-5) 中谷宇吉郎、菅谷重二、1942; 凍上の物理、応用 物理、11巻、4号、pp.6-11.
- 3-6) 原口征人、2004: 凍上害に対する鉄道および 道路対策技術の展開、土木史研究論文集、 Vol.23、pp.143-149.

- 3-7) Anderson, D.M. and Morgenstern, N.R., 1973: Physics, chemistry, and mechanics of frozen ground: A REVIEW, Proceedings of Second International Conference on Permafrost, Yakutsk, U.S.S.R., pp. 257-288.
- 3-8) Jessberger, H.L., 1980: State-of-the-art-report, ground freezing: mechanical properties, processes and design, Proceedings of the Second International Symposium on Ground Freezing, Trondheim, Norway, pp. 1-33. 或 い は:Jessberger, H.L., 1981. State-of-theart-report, ground freezing: mechanical properties, processes and design, Engineering Geology, Volume 18, Issues 1-4, December 1981, pp.5-30.
- 3-9) Chamberlain, E.J. and Gow A.J., 1978: Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils. First International Symposium on Ground Freezing, Ruhr-Univ., Bochum, West Germany, pp.31-44.
- 3-10) Akagawa, S., 1988: Experimental study of frozen fringe characteristics. Journal of Cold regions Science and Technology, Vol.15, pp.209-223.
- 3-11) Akagawa, S., 1990: X-ray photography method for experimental studies of the frozen fringe characteristics of freezing soil. U.S.A. CRREL Special Report 90-5.
- 3-12) Akagawa, S., 1988: Evaluation of the X-ray radiography efficiency for heaving and consolidation observation. Proc. Fifth International Symposium on Ground Freezing, Nottingham, UK, pp.23-28.
- 3-13) Akagawa, S., 2000: A method for controlling stationary frost heaving, International Symposium on Ground Freezing, pp.63-68.
- 3-14) Penner, E., 1961: Ice-grain structure and crystal orientation in an ice lens from Leda Clay, GSA Bulletin, 72 (10), pp.1575-1577.
- 3-15) Akagawa, S., 2016: Frost Heaving -Still needs Further Researches for Correct Understanding-, Keynote Speech of 11th ISCORD, Sole, pp.1-16.
- 3-16)佐藤正己、木村俊介、赤川敏、2001:土の強度 が凍上挙動に及ぼす影響、第36回地盤工学研 究発表会、pp.359-360.

- 3-17) Hallet, B., Walder, J.S. and Stubbs, C.W., 1991: Weathering by Segregation Ice Growth in Microcracks at Sustained Subzero Temperature: Verification from an Experimental Study Using Acoustic Emissions, Permafrost and Periglacial Processes, Vol. 2, pp.283-300.
- 3-18)赤川 敏、2004: 土・岩・モルタルの凍上現象
 とそのアイスレンズ発生の巨視的メカニズム、
 雪氷 雪氷、Vol.66、 No.2、pp.149-161.
- 3-19) Akagawa, S., Satoh, M., Kanie, S., and Mikami, T., 2006: Effect of Tensile Strength on Ice Lens Initiation Temperature, Proceedings of the 13th International Conference on Cold Regions Engineering, CD-ROM Distribution, Orono, Maine.
- 3-20) Miyata, Y., Minami. Y. and Akagawa, S., 1994: Measuring unfrozen pore water pressure at the ice-lens forming front. Proc. Seventh International Symposium on Ground Freezing, Noncy, France: pp.157-162.
- 3-21) 宮田嘉明、2020: 総説 凍結過程における巨視 的凍上理論の熱力学的研究:現状と展望、雪氷、 Vol.82、No.6、pp.317-336.
- 3-22)所哲也、石川達也、赤川敏、2010:アイスレンズの成長を抑止した凍土透水試験法の提案、地盤工学ジャーナル、Vol.5、No.4、pp.603-613.
- 3-23) Akagawa, S., 2005: Water properties in silty and clayey soils, 2nd International Workshop on Gas Hydrate Studies and Other Related Topics, CD-ROM Distribution.
- 3-24) Gilpin, R.R., 1980: A model for the prediction of ice lensing and frost heave in soils. Journal of Water Resources Research, Vol.16, No.5, pp.918-930.
- 3-25) Miller, R.D., 1978: Frost heaving in noncolloidal soils, Proceedings of the 3rd International Conference on Permafrost, Edmonton, pp.708-713.
- 3-26) Takagi, S., 1980: The adsorption force theory of frost heaving, Journal of Cold Regions Science and Technology, Vol.3, pp.57-81.
- 3-27) Kuroda, T., 1985: Theoretical study of frost heaving - Kinetic process at water layer between ice lens and soil particles, Proceedings of 4th International Symposium

on Ground Freezing, pp.39-45.

- 3-28) Miyata, Y., 1998: A thermodynamic study of liquid transportation in freezing porous media, JSME International Journal, Series B, Vol.41, No.3, pp.601-609.
- 3-29) Konrad, J-M., 1981: The segregation potential of a freezing soil, Can. Geotech. J. Vol. 18, No.18, pp.482-491.
- 3-30) 地盤工学会、1994: 土の凍結 その理論と実際 、土質基礎工学ライブラリー 23.
- 3-31)後藤茂、赤川敏、了戒公利、1980:室内試験に おける凍結土の強度及び変形特性、清水建設研 究所報、第33号、pp.37-49.
- 3-32) Akagawa, S. and Nishisato, K., 2009: Tensile strength of frozen soil in the temperature range of the frozen fringe, Cold Regions

Science and Technology, Vol. 57, pp.13-22.

- 3-33) Takegawa, K., Nakazawa, A., Ryokai, K. and Akagawa, S., 1979: Creep Characteristics of Frozen Soils, Engineering Geology, Vol.13, pp.197-205.
- 3-34) Chamberlain, E., Groves, C. and Perham, R., 1972: The Mechanical Behavior of Frozen Earth Materials under High Pressure Triaxial Test Conditions, Geotechnique, Vol. 22, No. 3, pp.469-483.
- 3-35) Sayles, F.H., 1973: Triaxial and Creep Test on Ottawa Sand, 2nd International Conference on Permafrost, pp. 384-391.
- 3-36) 国土交通省関東地方整備局:平成26年度委託 業務「東京外環トンネル地中拡幅部における技 術開発業務(その7)」.

1970年代から半世紀のデータ計測法の進歩(その3)

<高精度変位計測>

図 3.9 b)の中で上から2番目の図、すなわち凍 上速度の経時変化図では 0.1mm/hr ほどの値の変 化を有意な変化として論じている。この縦軸は凍 上変位を時間微分したものであるため、変位計の 性能が重要となる。すなわち、この変化の経時 的な特性を論ずるためには少なくても 0.1mm の 1/10程度の計測確度のある変位計測システムが 必要となる。この確度を実現するためにはさらに その 1/10程度の分解能をもつ変位計測センサー が必要となる。この検討の結果、変位計測システ ムは 1 μ m の分解能が必要であり、且つ計測可能 な変位としては最低 10mm ほど必要であった。

この当時、凍上試験に使われる変位計は一般に 歪みゲージあるいは差動トランス方式の変換部を 使っていたため、基本的にはアナログ増幅部を必 要としていた。このため長時間の計測の場合は計 測系(センサー及びコンディショナー)の温度変 化と共に経時変化に伴うドリフトが発生し、上記 のセンサーの機械的な性能の他に、ドリフトに関 する電気的な性能も考慮する必要があった。

このような制約の中で、これらの条件をクリ アーする画期的な変位センサーが開発された。そ れは1 μmの変位を計測するたびに1パルスを 発生するという変位計であった。つまり、変位の 計測はセンサーから発生するパルスの数を計数す るだけでよく、増幅といったドリフトを発生する アナログ部を全く必要としないものであった。当 然このセンサーを購入し、さらに計測時に計測対 象物に接触するロッドを線膨張率が非常に低いイ ンバーを用いて作り替え、温度変化や経時変化を 気にしないで済む変位計測システムを構築し、図 3.9 b) に示すようなデータを得ることができた。 蛇足ではあるが、一般的な変位計測装置では図 3.9 b)の凍上量の経時変化は有意に計測できるもの の、図 3.9 b)の凍上速度の経時変化で論ずるよう な凍上速度の変化は有意に計測できない。現在で はレーザーによる変位(距離)計測法が一般化さ れ、さらに高精度で安定な変位計測システムが実 現している。

4.1 土の凍結・融解の工学的意味

4.1.1 凍結による強度特性・透水性の変化

土は凍ると下表に示すように飛躍的に強さ(強度) が増加する。その強度は-10℃でコンクリートの1/ 3程度、-40℃でコンクリート並みになる場合もある。 このため、湿潤している地盤を凍結することにより、 その地盤をモルタルやコンクリートのように変化させ ることができる。また、湿潤した粘性土が凍結した場 合はその中に不凍水が存在するが、その量は-1℃以 下では非常に少なく、図3.13に示したように凍土は 工学的には止水材として利用できる。

表4.1	各種土木材料の強度	(表2.1	の再掲)
------	-----------	-------	------

	圧縮強度	引張強さ		
凍土 3~20MPa (-10℃)		$0.2 \sim 3$ MPa (-10°C)		
土	0.001~2MPa	0~0.03MPa		
コンクリート	18 ~ 150MPa	$1.4 \sim 15 \; \mathrm{MPa}$		

注) 上記はおおよその値を示す

4.1.2 温度が決まると力学特性が分かる (代用特性としての温度の活用)

凍土の強度特性は3.2節に示したように概ね温度と 線形な関係がある。このため最も頻繁に用いられる一 軸圧縮強度は以下のように示せる。

一軸圧縮強度のは

 $\sigma = \alpha + \beta \cdot \theta \quad (4-1)$

ここに、 θ は負の温度の絶対値、a、 β は定数。具体的には、aは土(未凍土)が凍結した時点での強度であるため、凍土の温度が低下することにより $\beta \cdot \theta$ 分強度が上昇することが分かる。すなわち、凍土は:

1)温度が下がるほど強度が上昇する、

2)温度が決まれば強度がわかる、

という特徴があるため、凍土の温度が分かるとその 物性を推定できる。

4.1.3 凍結による均質化

表4.1 で分かる様に、未凍土の強度はその土の種 類により0.001~2 MPa と 2000 倍の幅がある。これ は土を構成する土粒子が、様々な特性を持つ粘土鉱物 や石英などで構成され、またこれ等鉱物の噛み合わ せや、過去に経験した応力履歴により強度が変わるた めである。これに対して、凍土の強度は温度が例え ば-10℃であれば3~20MPaと10倍程の幅しかない。 これは、凍土はその土粒子が作る間隙に存在する水が 氷に相変化し、その強度が図2.6に示すように例えば -10℃では5~10MPaと上記の凍土の強度と類似して いるため、凍土の強度は氷の強度が強度発現に大きく 貢献しているためと考えられるからである。

上記のように凍土はいわゆる土に比べ強度のバラッ キが少なく、取り扱い易い土木材料であると言える。

4.1.4 融解による原地盤化

§2.2.1の図2.4に示したように、凍土は土の中の 水(間隙水)が凍結した状況であるので、その温度が 正となれば間隙氷は融解し元の間隙水に戻るので、基 本的には元の土壌に戻る。

ただし、凍上性の高い粘性土では凍結の際に間隙水 を凍結面付近に成長するアイスレンズに吸引する駆動 力として間隙水圧が下がるため、有効応力(土を圧縮 する力)が増加し、結果として土はアイスレンズの成 長で巨視的には膨張傾向を示すものの、アイスレンズ 以外の部分(土の部分)は圧密(間隙水が押し出され 土粒子間隔が減少する現象)される。結果として融解 に際しては土そのものの密度は上昇し、強度が増加す る場合もある。この特性を活用して、寒冷地では冬期 に盛土を行う冬期施工が有効である。

4.2 工学としての凍上現象

4.2.1 凍上現象の工学的取り扱い

1) 凍上試験法

・両端面温度一定式凍上試験

土の凍上試験とは図4.1に示すように、一般には円 柱形の土試料(供試体)の上下に、多孔板を持つ冷却 盤を同図に示すように供試体に接するように配置し、 その温度を制御することで土試料を一次元的に凍結さ せる土質試験である。この時、供試体の熱流方向に供 試体を拘束する力を任意に載荷できる装置、および供 試体の端面に間隙水を供給・排水できる配管を持つ必 要がある。





上記構成で供試体上面温度(Tc)をマイナス温度に、 下面温度(Tw)をプラス温度に急変させ、その温度 を長時間保つことで、供試体を上面から下面へ凍結さ せる。その結果、図 4.1 b) に示すように供試体は上 部から凍結しながら、アイスレンズを発生・成長させ る。この際、実験初期は熱的に非定常状態であるので、 凍結面(0℃面)は急速に低下(前進)する。その後 時間の経過につれて、熱的状態は定常状態に近づくた め、徐々に凍結面の前進速度は低下しゼロに向かって 鈍化する。その結果、急速に凍結面が前進している実 験初期のアイスレンズは十分に間隙水を未凍土側から 吸水する時間がないためその厚さは薄い。これに対し て凍結面の前進速度が遅い実験後半では凍結面の進行 速度が遅くなっているため、アイスレンズは長い時間 に渡り未凍土側から吸水でき、結果として厚いアイス レンズが成長できる。このように土が凍る速度はアイ スレンズの成長に大きな影響を与える。

この際、アイスレンズの成長に必要な間隙水はアイ

スレンズの成長面に接する間隙水(不凍水)圧の低下 により、成長中のアイスレンズへ流入するため、結果 としてこの部位の有効応力が上昇し圧密(脱水圧密) が起き、多くの場合乾燥収縮と類似の多角形の割れ目 が熱流方向に発生する。

このような土の凍結速度が時間の経過と共に低下す る凍結挙動は、冬期に地盤が地表から凍る状況に似て いる。そのような凍結条件の凍上試験では凍上量の経 時変化は図4.2中最上部に示すような挙動となる。具 体的には、図4.1 b)の右側の写真に示す凍結土中の 最も下部に成長した厚いアイスレンズを除く上部の全 てのアイスレンズは、図4.2中最上部に示す図のt=0 からt=t₁までに成長する。また、上記の最も下部に 成長しているアイスレンズは同図中のt=t₁からt=t₂ に渡る長期間成長し続ける。この最も下部に成長した 厚いアイスレンズは「最終アイスレンズ」と呼ばれ、 この成長挙動を「完全凍上」と呼んでいる。



図 4.2 両端面温度一定・開式凍上試験における凍上挙動4-2)

・凍結速度一定式凍上試験

図4.1a) に示す構成で上部冷却盤温度(Tc)を0℃ より一定な温度降下速度で下げ、また下部冷却盤温度 (Tw)を正の一定温度から上部冷却盤温度と同じ温 度低下速度で降下させるという冷却方法で供試体を凍 結させる実験方法である。このような温度管理方法に より、凍結する供試体の温度勾配を実験を通して一定 に保つことができ、また凍結速度も一定に保つことが できる。この結果、供試体は一定の温度勾配および一 定の凍結速度で凍結させることができるため、実験を インデックス試験として取扱うことができる。



a) 凍結土の熱流方向の断面(黒い水平の筋はアイスレンズ)



b)実験に於ける凍上量、吸水量、供試体両端面温度の経時変化(土 試料:撹乱後圧密土丹、予圧密:1500kPa、上載圧:62.5kPa、温度 勾配:0.5℃/cm、凍結速度:1mm/hr)

図 4.3 凍結速度一定における開式凍上試験における凍上 挙動

このような実験条件による実験の結果、供試体内 部には図4.3 a) に示すように、ほぼ一定間隔で一 定の厚さのアイスレンズが成長することが確認され ている。また、この際の凍上量、吸水量およびTc、 Twの経時変化は同図 b) に示す挙動を示す。同図 より分かるように凍上量(16.6mm)は間隙水の吸 水量(14.1mm)と凍結に伴う膨張(1.27mm)、お よび間隙に存在している間隙水の凍結に伴う膨張量 (1.77mm)の和(17.14mm)に匹敵する値となって いる。

詳細に凍上量の経時変化を見ると下に凸になっている。この傾向は図3.2に示した、アイスレンズ成長を 駆動する、アイスレンズ成長面に接する不凍水圧の低 下に由来するフローズンフリンジおよび未凍土内の有 効応力増加に伴うフローズンフィリンジおよび未凍土 の圧密によるものと解釈されている。

2) 凍上試験装置

凍上の研究は当初野外観測が主流であったが、その メカニズムの探究に伴い室内実験によるパラメトリッ クな研究へと発展していった。この間、様々な実験上 の問題解決のための改良がなされた。以下にその変遷 を示すが、詳細は引用元を参照されたい。



図 4.4 凍上試験装置の変遷 [a~c]



d) 日本 中谷宇吉郎 1942 年4-4)



e) ロシア Alekseeva 1957 年⁴⁻⁵⁾



f) 米国 CRREL Hoekstra 他 1965⁴⁻⁵⁾



g) 英国 Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) 1967 ${\tt F}^{\scriptscriptstyle 4.5)}$







i) フランス Laboratorires des Ponts et Chaussees 1972 $\oplus^{4-5)}$

図 4.4 凍上試験装置の変遷 [d~i]



j) 米国 CRREL 凍上セル 1974 年⁴⁻⁵⁾







I) 米国 U of NH 1973 年4-5)



m) カナダ NRC 1977 年⁴⁻⁵⁾



n) 英国 TRRL 凍上セル 1979 年⁴⁻⁵⁾



図 4.4 凍上試験装置の変遷 [j ~ o]



Figure 53. Schematic of Belgian Road Research Center frost susceptibility apparatus. (From Gorlé 1980.)

1. sample	8. thermocouples
2. water reservoir	9. ventilator
3. measuring cylinder	10. refrigerator
4. heater	11. heater
5. thermometer	12. window
6. load (3.4-kPa surcharge)	13. thermal insulation
7. displacement transducer	

p) ベルギー Belgian Road Research Center 1980 年⁴⁻⁵⁾



q) 米国 Alaska Department of Transportation and Public Facilities 1981 ${\tt F}^{\scriptscriptstyle 4.5)}$



r) スエーデン 1980 年⁴⁻⁵⁾



s) ロシア 地質学研究所 セル 概略図



s')ロシア 地質学研究所 セル 写真 筆者撮影 図 4.4 凍上試験装置の変遷



図 4.5 北海道大学工学研究科で使用している凍上試験装置4.6)

3) 実験方法

日本以外で土の凍上性を評価するための基準は下記 の3例がある;

- a) 米 国(ASTM D5918-06) "Standard Test Methods for Frost Heave and Thaw Weakening Susceptibility of Soils"
- b) 英 国 (BS 812-124) "Testing aggregates. Method for determination of frost-heave"
- c) ロシア (GOST 28622-2012) "Soils. Laboratory method for determination of frost-heave degree"

これらの基準は表4.2に示すような仕様で凍上試験 を行い、その結果として試料の凍上性を分類するとい う方法をとっている。このため、ある意味で定性的な 分類を提供するものである。

	GOST 28622-2012	BS 812-124	ASTM D5918-06
供試体寸法	ϕ 100 x L150mm	ф100 x 150mm	φ100 x 150mm
上載荷重	≤ 50kPa	荷重なし	3 . 5kPa
供試体上面温度	-4°C	-4°C	-12°C
供試体下面温度	+1°C	+3∼4.5°C	+12°C
凍上性評価軸	凍上率	凍上量	凍上速度
凍上性評価法	5段階に分類	6段階に分類	6段階に分類

表 4.2 諸外国の凍上試験基準

これに対して、日本の凍上試験法(JGS 0171 – 2009)⁴⁷⁾では任意の凍結条件における当該土試料の凍 上性を与えることができる試験方法を規定している。 このため日本では、任意の応力場、温度場における地 盤の凍上性を予測することができる。

4) JGS 0171 - 2009 基準⁴⁻⁷⁾の特徴

高志勤博士(株式会社精研)を中心に同社のR&D 部門および京都大学防災研究所は数多くの凍上試験 を1960年代より行い「土の凍上現象は土の温度場及 び応力場に強く影響を受ける」という発見を基に式 (4-2)を提案した⁴⁻⁸⁾。

$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma} \left(1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}} \right)$	(4-2)	H H	凍上量=アイスレンズの総厚 凍る前の供試体の厚さ
$\xi = \frac{h}{H}$	(4-2')		

ここに、 ξ は凍上率、 σ は拘束応力、U は凍結速度、 ξ_0 、 σ_0 、U₀は実験定数。

その後、この実験式はLNG地下タンク及び地盤凍 結工法の設計・管理に多用され、その汎用性及び信頼 性が確認されている。

JGS 0171 - 2009 に使用されている凍上試験機は図 4.6 に示すような構成を持ち、凍結方法は凍結速度一 定条件で供試体を凍結させ、式(4-2)の実験定数 を求める方法を規定している。



図4.6 JGS-0171 2009で規定する凍上試験装置の構成4-7)

具体的には式(4-2)を適用する地盤の部位の熱 流方向の応力(有効応力)を σ 、その部位が凍結する 速さをUとして式(4-2)に代入することにより、 その部位の凍上率を得ることができる。特に応力— ひずみと熱伝導を連成させて FEM 解析する際は、そ のメッシュを凍上試験の供試体として扱うことがで き、良好に両者を連成することができる。この方法は LNG 地下タンクの開発時点(1970年代)に非常に発 達した⁴⁻⁹⁾。

上記の一連のR&Dは東京湾沿岸の京浜・京葉工 業地帯に設置される揮発性・引火性ともに高いLNG を大量に貯蔵するコンクリート構造物に適用されるた め、その要求品質は非常に高いものがあった。事実、 他国での凍土工学の主な適用対象であった鉱山土木等 においては土木構造物の安定性が評価軸であるのに対 して、LNG地下タンクにおいては直径数十メートル、 高さ(深さ)数十メートルという巨大なコンクリート 構造物を、ミリメートル単位でその挙動を管理すると いう要求品質に対応してきた。

このR&Dの実施にあたっては、燃焼時に温室効 果ガスの発生が少ない液化天然ガスを石炭の代わりに 使用し環境問題を改善しようとする「官」の意向を、 「産」である東京ガスおよび東京電力が受け、その実 現を可能とするインフラの一つとなるLNG地下タン クの躯体建造に向け国内の建設会社がR&Dを実施 し、その凍土工学に関する指導及びオーソライズを 「学」である北海道大学低温科学研究所が担うという、 典型的な「産官学」連携で行われた。その成果の一つ は先に示した地盤工学会が取り纏めた「凍上量予測の ための土の凍上試験法(JGS 0171-2009)という学会基 準であり、また日本ガス協会が取り纏めた「LNG地 下式貯槽指針」となる。これらにより日本における当 該技術の標準化が促進され、またその後の実績の蓄積 によりさらなる技術の信頼性の向上が図られている。

5) LNG 地下タンク周りに成長する凍土の管理

LNG 地下タンクは地中に埋設された直径数十メー トルの鉄筋コンクリート製の容器である。その貯蔵物 である液化天然ガスは-162℃の液体であるため、その 周囲の地盤が容易に凍結し、多くの場合凍上を起こす。 この結果、隣接する LNG 地下タンクや護岸等に凍結 土圧(地盤の凍上に伴う土圧の上昇)が問題になるこ とが当初あった。このため現存の LNG 地下タンクに おいては図 4.7 に示すように、タンク躯体周囲に地下 タンクと同心円状に加熱パイプ(側部ヒーター)を多 数鉛直に設置し、また底盤底部に螺旋状に加熱パイプ (底部ヒーター)を敷設し、地下タンク周囲に成長す る凍土をその外周の地盤温度を上昇させて制御する方 法が採られている。

なお、上記の加熱パイプによる加熱の形態を「ヒー トフェンス」と呼んでいる。



図 4.7 一般的な LNG 地下タンクの構造とヒーター(加 熱装置)の位置⁴⁻¹⁰⁾

6) アイスレンズは熱流に直行するか

アイスレンズは一般に熱流に直交方向に伸長して分 布すると室内試験(一軸応力状態)では考えられてい る。そこで、図4.8に示すような直径2.3m 深さ17m ほどの深礎(立坑)をLNG地下タンク周囲の凍土地 盤に掘削し、その内側面を観察し、現地盤におけるア イスレンズの成長状況を観察した。



図 4.8 稼働中の LNG 地下タンク周囲に成長した凍土の 分布と観察用立坑の位置⁴⁻¹¹⁾

その結果、図 4.9 a) の孔壁のスケッチに示すよう な方向にアイスレンズが成長していることを確認し た。また図 4.9 b-1) および図 4.9 b-2) には GL-15m および GL-16.5m において地下タンク中心を 0 度方向 とし鉛直下向きに時計回りに 90 度方向の深礎内面の 鉛直写真を示す。


はなく熱流方向に対して傾いて分布している。

この傾向は図4.10に示すLNG地下タンク周囲地 盤の応力 - ひずみ、熱、凍上連成 FEM 解析の結果から、 3軸応力下ではアイスレンズは最大剪断応力面に沿っ て成長していることがわかった。すなわち、現地盤の ような3軸応力下では1軸応力状態の室内凍上試験に おける「熱流方向に直交した方向にアイスレンズは分 布する」とう知見とは異なることがわかった。

4.2.2 人工地盤凍結工法における地盤凍結方法 ・地盤融解方法

LNG 地下タンクの場合はその貯蔵物が-162℃と非 常に低温のため、周囲の地盤が凍結するが、一般に地 盤を凍結させる場合は図4.11に示すような装置と設 えが必要である。具体的には図 4.11 a) に示すよう な冷凍装置、およびそこで作られる低温の液体を凍結 しようとする地盤に導く配管および凍結管群が必要で ある。人工地盤凍結工法においてはこのような設えを 用い、凍結ユニットで冷却したブライン(不凍液)を 凍結管に循環することにより地盤を凍結させる。凍土 は図4.11 b) に示すように当初凍結管の周りに円柱 状に生成し、時間の経過とともにその容積を増やし、 最終的に隣接する凍土体は相互に一体となり、凍土壁 を構成する。

a) 深礎内面の地下タンク中心方向(0度) および 90 度方向の氷脈のスケッチ

図 4.9 深礎内面の氷脈分布4-11)



図 4.10 LNG 地下タンク周囲地盤の応力―ひずみ、熱、凍 上連成 FEM 解析の結果4-11)

GL-15m 付近は地下タンク深さの中央付近であるた め、熱流は水平方向であるが、図4.9に示すように実 際のアイスレンズの分布は熱流に直交方向(鉛直)で



このように凍結管の配置およびその冷却温度を適切 に設定することにより、任意な形状および強度を保有 する耐力壁を地盤中に生成することができる。

凍土を融解する際は、1)凍結管への冷媒の循環を 止める、2)凍結管への冷媒の温度を上昇させる、等 の方法がある。この際、凍土の融解に伴い有害な沈下 等が予想される場合は、必要な部位に薬液注入等の対 策工を行う。

上記のように人工的に凍土を造成・維持・融解させ るには図4.12に示すような施工フローを経て一般に 管理・運営している。



図 4.12 地盤凍結工法の施工フロー4-13)

参考文献

- 4-1) 赤川敏、2013: 凍土の融解過程における凍上現
 象、雪氷、第75巻5号、pp.275-289.
- 4-2) Akagawa, S., Yamamoto, Y. and Hashimoto,
 S.,1985: Frost heave characteristics and scale effect of stationary frost heave. Proc.
 Fourth International Symposium on Ground Freezing. Sapporo, Japan. pp.137-143.
- 4-3) Black, P. B. and Hardenberg, M. J., 1991: Historical Perspectives in Frost Heave

Research – The Eary Works of S. Taber and G. Beskow – CRREL Special Report, 91-23.

- 4-4) 中谷宇吉郎、菅谷重二、1942; 凍上の物理、応 用物理、11巻、4号、pp.6-11.
- 4-5) Chamberlain, E. J.,1981: Frost Susceptibility of Soil - Review of index tests, CRREL MONOGRAPH 81-2.
- 4-6) Akagawa, S., 2021: Artificially frozen ground and related engineering technology in Japan, Journal of Sciences in Cold and Arid Regions, 13 (2): 77-86.
- 4-7) 地盤工学会、2009: JGS0171-2009 凍上量予測の ための土の凍上試験方法.
 https://www.jiban.or.jp/?page_id=492 (2020 年11月8日日閲覧)
- 4-8) 高志勤、益田稔、山本英夫、1974: 土の凍結膨 張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関す る研究、雪氷、Vol.36、No.2、pp.1-20.
- 4-9) 例えば、川崎広貴、赤川敏、坂手正直、中澤 享、1981:温度依存性を有する凍結土のクリー プを考慮した凍結膨張解析法の適用性、清水建 設研究所報、第 34 号、pp.25-34.
- 4-10) 中野正文、2001: 技術展望 LNG 地下タンク建
 設技術の変遷と最新の技術開発、土木学会論文
 集、No.679/VI-51、pp.1-20.
- 4-11) Goto, S. and Ryoukai, K., 1980: Frost Action of the Soil Surrounding a LNG Inground Storage Tank, Proceeding of 2nd International Symposium on Ground Freezing, pp.1049-1059, Trondheim, Norway.
- 4-12) 雪氷学会凍土分科会、2014: 凍土の知識 —
 人工凍土壁の技術—、雪氷、第76巻、2号、
 pp.179-192.
 http://www.seppyo.org/~frost/pdf/

seppyo76_2_179.pdf (2020年10月24日閲覧) 4-13)(株)精研、地盤凍結工法、株式会社精研.

https://www.seikenn.co.jp/business/freeze_ ground/construction/index.html (2020 年 10 月 24 日閲覧)

5 凍土工学の適用史

5.1.1 日本の LNG 地下タンク稼働の黎明期 (ヒートフェンス無しの LNG 地下タンク)

東京ガスは1970年に神奈川県根岸工場に世界で初 めて液化天然ガス(LNG)を、RCコンクリート造の 地下に構築した容積10,000kLのタンクに貯蔵した。 このLNG地下タンクの周囲に成長する凍土の挙動は 事前に予想していたが、それは凍上試験という室内試 験の結果を用いた数値解析によるものであったため、 実際の地下タンクで動態観測をしながら対応してき た。この間、模型実験や実機で変位開放孔等の凍上抑 制効果を検討していた。

5.1.2 日本の LNG 地下タンク稼働の成熟期 (ヒートフェンス有りの LNG 地下タンク)

この期間は、LNG地下タンク周囲地盤の凍結に関 して何らかの対応が必要と考えられ、その方法の確立 を目指した期間である。

<東京ガスがヒートフェンスを導入した理由>

(1) 実大実験により変位開放孔は地盤により効果がある場合とない場合があることがわかった、

2) LNG地下タンク周囲に熱境界を設けることで凍 土の形状を制御でき、かつ早期に熱的に安定な熱 的定常状態に至らせることができると判断した。 なお、この際、室内凍上試験で確認されている熱 的準定常状態での完全凍上と言われる現象が起き るかが課題であった。

<東京電力がヒートフェンスを導入した理由>

- 東京電力では発電用タービンからLNG地下タン クのヒートフェンスに活用できる余剰の排熱が存 在するため、ヒートフェンス稼働上大きなコスト となる燃料費を非常に低コストで得られる、
- 2)このため凍土の成長という不慣れな課題を回避するために、LNG地下タンク周囲に全く凍土の成長を許さないほど高い温度でヒートフェンスを稼働させることとなった。

なお、平成15年4月から公益社団法人地盤工学会 の学会誌である「土と基礎」において表5.1のような 凍土工学に関連する内容の講座が12回連載された。 この時期は丁度上記§5.1.1及び§5.1.2に示した黎 明期から成熟期に相当するため、以下に連載の「講座 土の凍結と地盤工学、10章 LNG地下タンク周辺の 凍結制御」⁵⁻¹⁾を転載させていただく。

表5.1 平成15年度公益社団法人地盤工学会の学会誌である「土と基礎」の講座

講座の題目:土	講座の題目:土の凍結と地盤工学							
第1回 : 1章	講座を始めるにあたって	鈴木輝之(北見工業大学)						
2章	土の凍結と凍上現象	石崎武志(東京文化財研究所)						
		赤川 敏(北海道大学)						
第2回 : 3章	東土の力学的特性	生頼孝博(株式会社精研)						
		上田保司 (株式会社精研)						
第3回 : 4章	凍上試験法	小野 丘 (北海学園大)						
		山本英夫(株式会社精研)						
		伊豆田久雄(株式会社精研)						
第4回 : 5章	土木構造物の自然凍上問題と対策	神谷光彦 (北海道工業大学)						
	一道路、土留め構造物-	西川純一(開発土木研究所)						
		横田聖哉(道路公団)						
		豊田邦男(道路公団)						
第5回 : 6章	建築物の凍上問題と対策	月舘 司(北海道立寒地住宅都市研究所)						
第6回 : 7章	寒さの利用による地盤凍結	土谷富士夫 (帯広畜産大)						
		伊藤 譲(摂南大学)						
		了戒公利(東洋技術株式会社)						

第7回	:	8章	遺跡、歴史的建造物の凍結劣化と対策	武田一夫(株式会社鴻池組)
				石崎武志(東京文化財研究所)
第8回	:	9章	地盤凍結工法	伊豆田久雄(株式会社精研)
				譽田孝宏 (株式会社地域地盤環境)
第9回	:	10 章	LNG 地下タンク周辺地盤の凍結制御	後藤貞雄(東京ガス株式会社)
				田中益弘(株式会社ピー・エス)
第10回	:	11 章	永久凍土のエンジニアリング	赤川敏 (北海道大学)
第11回	:	12章	永久凍土地帯のメタンハイドレート	兵藤正幸(山口大学)
				E.M.Chuvilin(モスクワ大学)
				海老沼孝郎(産業技術総合研究所)
				内田努(産業技術総合研究所)
第12回	:	13章	惑星の永久凍土	末吉哲雄 (東京大学)
				溝口勝 (東京大学)
		14 章	講座を終えるに当たって	鈴木輝之(北見工業大学)

講座 土の凍結と地盤工学

10. LNG 地下タンク周辺地盤の凍結制御⁵⁻¹⁾

後藤 貞雄 (ごとう さだお)(株)東京ガス 生産本部 技術顧問

田中 益弘(たなか ますひろ) (株)ピーエス三菱 技術研究所 副所長

10.1 まえがき

1969年に日本に初めて導入されたLNG(液化天然ガス)は、2002年現在、日本の一次エネルギー需給の約13%、発電の約26%、都市ガスの約81%を占める基幹エネルギーとなっている。この天然ガスは、産地が世界に広く分布しており、その埋蔵量も比較的多く、今では環境に優しいクリーンなエネルギーとして世界的に脚光を浴びている。現在、世界で生産されるLNGは、約1億t、その半分が日本に運ばれている。

天然ガスは、主成分はメタンであり、表 -10.1 に示すように産地によってその組成は少し異なる。天然 ガスをそのまま産地から日本に運ぶにはガスパイプラインによらねばならないが、産地から遠いため、まだ 実現されていない。したがって、産地で天然ガスを大気圧下で冷却して液化した LNG(温度が-162℃、比 重が約0.42~0.46の無色無臭の美しい透明な液体で、体積はガスの 600 分の1にしてタンカーで日本に運 んでいる¹⁾。

この超低温の液体を安全にしかも効率的に貯蔵することは、エネルギー安定供給の上で極めて重要なこと である。貯蔵方式には地上式と地下式があるが、安全、景観、さらに大容量貯蔵の観点から地下式の方が有 利であり、今日では口絵写真 - 77、78 に示すような LNG 地下タンク群や大容量 LNG 地下タンクが建設さ れている。

最初のLNG地下タンクは、1965年にアルジェリアのアルズーに、その後1968年にはイギリスのキャン ベイに建設され、そのタンクは、図-10.1に示す人工凍土式(凍結工法で地盤を凍らした素掘の穴に貯液) によるものであった。しかし、人工凍土式のタンクは、後で述べる地盤凍結に関する不具合が生じたため、 現在、この方式による地下タンクは建設されていない。一方、日本では、耐震性などの安全性の見地から鉄 筋コソクリート式LNG地タンクが開発され、1970年に横浜根岸基地に1万キロリットルのパイロット地下 タンクが完成した。その後の地盤凍結に関する研究や地下タンク稼動に伴う運転および計測管理を通して、 LNG地下タンクの地盤凍結に関する種々の課題が検証され、図-10.2に示す凍結制御機能を有する現在の 形式となった^{2)、3)}。



図-10.1 人工凍土式LNG地下タンクの例

図-10.2 鉄筋コンクリート式LNG地下タンク

この講座では主として LNG 地下タンクの地盤凍結問題にかかわる工学的な研究を紹介すると共に地盤凍結制御にいたる経緯と今後の展望について述べてみる。

産	地	メタン (%)	エタン (%)	プロパン (%)	ブタン以上 の重い成分 (%)	窒素ほか (%)	液密度 (kg/kl)	発熱量 (kcal/Nm ³)
アラスカ	(ニキスキ)	99.8	0.1	_	-	_	422	9 530
ブルネイ	(ルムット)	90.4	4.5	3.3	1.7	0.1	457	10 740
マレーシャ	(ビンツル)	92.7	3.6	2.4	1.1	0.2	448	10 380
インドネシア	(アルン)	86.2	8.5	3.9	1.4		465	11 040

表-10.1 LNGの代表的組成例

10.2 地下タンク周辺地盤の凍結・凍上による課題

LNG 地下タンクの周りが液密性・気密性に優れている凍土で覆われていれば、地震時にも地盤の液状化 等が起こらず安定であり、LNG ボイルオフ量(気化率)の低減など地下タンクの機能向上に寄与するが、 一方で凍上性地盤は、地盤の変形と凍結膨張圧といった問題が起こり大きな影響を受ける。

当初建設された人工凍土方式のLNG地下タンクは凍土の十分な強度と機能向上を期待したものであった。 しかし、当時地下タンクの内装保冷技術や人工地盤凍結に関する検討が不十分であったため、貯液後地盤の 凍結は進行し続け、同時に地盤の凍上による変位や温度低下による収縮で凍土に無数のクラックが発生した。 このため、人工凍土方式の地下タンクは凍土による液密性・気密性の機能は低下し、またLNGの気化率も 大きくなり、非凍上性の地盤であったアルズーの地下タンクの1基を除いてタンク稼動後15年で使用停止 となった。

一方、我が国で開発された鉄筋コンクリート式 LNG 地下タンクの保安確保のため、地盤の凍結・凍上に よる LNG 地下タンクの浮上がりや周辺地盤の変位とこれによる付帯設備(パイプラック等の配管設備など) の変状、さらに地盤の固さ(剛性)との関係で発生する凍結膨張圧による LNG 地下タンク側壁に作用する 凍結土圧について検討する必要があった。これらの課題を解決するため、予測解析法、解析に必要な物性試 験法、解析結果を検証する実験法、実機の挙動計測技術、対策技術など多くの技術の開発が精力的に行われ た。なお、これらの技術の多くは前章の地盤凍結工法にも適用されている。

以下鉄筋コンクリート式地下タンクの建設における各種の課題のうち、周辺地盤の凍結・凍上に関する技 術開発について述べる。

10.3 凍結・凍上に関する技術開発の歴史

1970年代の我が国のLNG地下タンク建設開始当時、土の凍結・凍上に関する知識は、永久凍土に代表される寒冷地での自然凍土と地盤凍結工法の人工凍土に関する研究があるだけで、それらの研究成果がLNGの課題に直接役立つものは少なかった。すなわち、寒冷地の自然凍土は季節変動を伴い、地盤凍結工法の人工凍土は数カ月間の凍結であるのに対して、LNG地下タンクの凍土は、LNGの冷熱が保冷材と厚いコンクリート壁とを通過し、長期にわたってゆっくりと造成されるからである。

凍土に関する国際学会として Permafrost Conference があるが、1970 年代の報告は、主として自然凍土 を対象とした理学的研究(永久凍土の挙動や凍上のメカニズム解明など)が多く、工学的研究としては冬期 における道路の凍上問題に関するものが主体であった。しかし、人工凍土の工学的な取扱いに対する関心が 高まり、その学会の中から特に実務と理論のギャップを埋めるため、凍土の工学的検討に関与している研究 者や技術者による学会として ISGF(国際地盤凍結シンポジウム)が設立された。我が国は ISGF の第1回 大会(1978 年)から参加し、LNG の地盤凍結に関する多くの実験的研究を報告してきた。

10.3.1 解析技術と物性値

(1) 熱解析

熱解析により地盤の凍結進行を正確に予測することは凍土のエンジニアリソグの基本である。キャンベイ に建設された人工凍土式LNG地下タンクでは、熱解析の技術が十分でなく、保冷材やヒーターを使わなく ても凍土の進行は止まると予測した。しかし実際は、隣接した4基のタンクは相互に干渉し合って10年で 一体化し、貯蔵機能が低下し、その後停止に追い込まれた。鉄筋コンクリート式LNG地下タンクにおいても、 周辺地盤の凍上変位・凍結土圧やコンクリート躯体の熱応力の検討のために、タンク躯体と周辺地盤の精度 の良い熱解析が求められた。

熱解析としては定常と非定常解析があるが、一般には凍結進行の経時変化を求めたり、凍上現象に伴う地 盤の変位や凍結土圧を検討するには、非定常解析が用いられる。 LNG 地下タンクの初期には、「2. 土の凍 結と凍上現象」で述べた一次元のノイマン解(解析解)や地下タンクを円筒形、球形、また半球形にモデル 化した解析解での簡便な方法で対応したが、厳密性に欠けるものであった。1970年代後半から急速に発達 した FEM による数値解析で、タンクや盛土の形状、地盤構成、ヒーターなどの境界条件をモデル化した厳 密な計算が出来るようになった。今では凍上に伴う水分移動を考慮した解析も可能となっている。

LNG 地下タンクの熱解析には、タンク躯体を構成している保冷材(ステンレスメンブレン、ポリウレタン断熱材)やコンクリートの熱物性と周辺地盤の熱物性(凍土・未凍土)を把握する必要がある。熱物性については文献を参考とすることも出来るが、例えば地盤の熱物性は、ばらつきも多く、また建設地点の土質と同じ土質の文献があるわけでもない。このため、例えば凍土の熱伝導率については、図-10.3 に示す試験装置を製作して測定し、解析に用いる物性値を設定した。

熱解析結果は後で述べるモデル実験や実機の計測結果と対比することで検証した^{6),7)}。

(2) 凍上・凍結土圧の解析

タンク周辺地盤はLNGの冷熱のために凍結する。その時水が氷となるときの体積膨張と未凍土から水を 吸収してアイスレンズを形成することにより地盤は凍上する。この凍上がタンク周囲の凍土外側の未凍結地 盤を押し、変位を与える。この反力として凍結面が圧力(凍結膨張圧)を受け凍土を介してタンク側壁は圧 力を受ける。この圧力を凍結土圧という。凍結土圧の発生は土質や土の固さ(剛性)などにより異なる。一 般に、砂質土では凍上自体が小さく凍結土圧もほとんど発生しない。軟弱シルトは凍上性が大きいが剛性が 小さいので地盤変位は大きいが、凍結土圧は大きくならない。一方、土丹のように剛性が大きい士質では凍 上による地盤変位は小さいが凍結土圧は大きくなる。





土の凍結膨張圧解析を行い設計に反映する上で重要なことは、土の凍結膨張特性を適切なパラメーターに よりいかに定量的に把握するかにあった。当時土の凍上現象を定量的に表現したものに、多くの室内凍上試 験から求めた実験式である高志の凍上率の式があり⁴⁾、この式を解析に取り入れた。この実験式は一次元の 試験から求められたものであり、三次元である原位置とは条件が必ずしも一致しないが、凍結膨張が主に熱 流方向に表れることから凍上が熱流方向のみに生じるものとして計算している。そして凍上による変位を土 の応力 – 変位の釣合い条件の中に取り込み凍結膨張圧を計算する。

この様に凍結膨張圧は土の凍上率、地盤の剛性で決まるが、当時土の低温特性を求める室内試験法には基準化されたものもなく、室内凍上試験は供試体も小さいことから、実機での再現性等の課題があった。この 課題は、1976年から開始された日本ガス協会LNG地下式貯槽指針作成委員会の活動を契機に精力的な研究 がなされた。筆者らは、当時稼動していた地下タンク周りの凍土をサンプリソグして、凍土の凍結状態(ア イスレンズの生成)を観察して、室内試験で凍らしたものと比較をした。また、図-10.4に示すように直接 タンク建設地点の地盤上で直径1mの冷却盤に地下タンクの荷重から換算した一定応力を載荷した現場凍

上試験⁸⁾ や直径 30cm、厚さ 25cm の大型供試体によ る室内凍上試験を行い、室内小型凍上試験法の妥当性 を検討した。これらの成果は 1979 年に完成した指針 に試験法として導入された⁵⁾。

この凍結膨張圧からタンク躯体に作用する凍結土圧 を解析する簡便な方法は、表-10.2 に示す二次元円筒 モデルにより解析的に凍結膨張圧を求め、この凍結膨 張圧をリング状の凍土領域・タンク躯体の外周に載荷 し厚肉円筒理論により凍結土圧を求める。しかし、熱 解析同様、厳密に地下タンクの形状や境界条件等を考 慮する場合は、図-10.5 に示す熱伝導解析と組合せた 凍結土圧解析フローに基づく FEM による数値解析に よらねばならない¹³⁾。



図-10.5 熱伝導解析と組合せた凍結土圧解析フロー

表-10.2の二次元円筒モデルにおける未凍土変位や凍結膨張圧の算定式か明らかなように、凍上や凍結土 圧は地盤の凍結進行と共に大きくなる。このため、地盤をむやみに凍結させると凍上により周辺地盤が変位 し配管の基礎や周辺の設備に支障をきたし、その修正に過大な費用や手間がかかる。また、凍土厚さの増 加と共にタンクの側壁に付加圧としての凍結土圧が作用すると、タンク躯体に支障を来たす。したがって、 LNG 地下タンクの周囲凍結は、人為的にコントロールする必要がある。保冷材だけで熱バランスにより凍 結進行が止まる凍土厚さを計算すると、例えば厚さ 20cm の硬質ポリウレタンでは約 100m に達すると予想 される。したがって保冷材だけでコントロールは難しく、タンクの周りから熱を供給することで対処しなけ ればならない。なお、筆者らは、凍結土圧の発生が小さいが地盤変位が卓越する軟弱な地盤に建設された地 下タンクに対しては、地盤変位を吸収する変位解放孔(溝)の設置を検討した。しかし、長期のメンテナソ スや吸収効果を考えると適切な方法とならないので、熱による凍結制御に頼ることにした。

10.3.2 LNG 地下タンクの地盤凍結に関するモデル実験

LNG地下タンクの地盤凍結に伴う凍上・凍結士圧の挙動を明らかにするため、種々のモデル実験を行った。 図-10.6 は地盤凍結によるタンク周りの地盤変位を調べるため y 線ラジオグラフィー法によって地盤中に埋 込んだ鉛弾の移動を二次元的にとらえた例であり¹⁰⁾、また図-10.7 は、地下タンク建設地点で行ったタンク 側壁に作用する凍結土圧をタンク躯体の軸力で求めるため、二つに分割したタンク間にロードセルを設置し たモデルタンク実験例である⁶⁾。



図-10.6(1) γ線照射による測定装置





タンク側壁に作用する凍結土圧を直接測定するには壁面土圧計による方法が有るが、当時まだ図-10.8 に 示すような低温土圧計⁷⁷が開発されていなかったため、このような画期的方法を用いた。そのほかに、口 絵写真-79 に示す底部ヒーターのみを有する地下タンクの側部凍結によるせり上がり実験、また側部ヒー ターのみを有する地下タンクの底部凍結によるタンク浮上がり実験等を行い、実験の各種挙動を解析するこ とで、解析法の妥当性と各種現象を確認した。





"LNG 地下式貯槽指針"⁵⁾作成の最終段階においても、図-10.9に示すような地下タンク建設地点でのモ デル実験を行い、3年間の凍土専門委員会での検討事項を検証した。

10.4 地盤凍結制御²⁾

地下タンクの周囲に凍土ができることは、タンク周りを強固なもので囲むことにより強度面でプラスにな るばかりでなく、凍土の水密性、液密性、気密性を考えるとタンクの機能向上に寄与している。また、コン クリートも低温下では強度が大幅に高くなる。しかし、凍上の問題があるので、凍結の進行をヒーターでコ ントロールする方法が現在採用されている。

当初の鉄筋コンクリート地下タンクの一部には、凍土の上記のプラス面から凍土をタンク周囲に付けるこ とが志向されたため、全くヒーターを有しないものもあった。これらのタンクはそれまでの研究に基づいて 設定した凍結土圧を設計に加味してコンクリート躯体を厚くし、また凍上に対しては配管のずれを修止で

きる構造とされた。さらにタンク稼動中の躯体お よび地盤の温度、圧力、変位測定のため、数多く のLNG 地下タンク用として開発した低温用計器 が多数設置され、タンクの挙動を常時計測管理し ながらタンクの安全確保が図られた。しかし、そ の後ヒーターに関する設計が確立し、ヒーターに よる凍結制御が十分可能となり、すべてのタンク がヒーター設備を有することになった。一方ヒー ター設備を有しない初期の地下タンクについても 順次ヒーター設備が設置された。図-10.10は弧 状推進工法(カーブボーリング)によるタンク底 部ヒーターの設置状況を示すものである⁹。一般 に、ヒーターの熱媒体としては、温水、ブライン(不 凍液)、電気等があるが、我が国では、スチーム を熟源とした温水やブラインを循環させている。 なお、側部ヒーターとしては、直径約 10cm のパ イプを4m程度の間隔で地中に設置したものが、 また底部ヒーターは温水パイプをコンクリート版 中設置するクローズド方式と底版下の砂利層に通 水するオープン方式が用いられている。

地盤中に設ける側部ヒーターの導入に際し て、当時の研究から"完全凍上現象"に関する 課題が投げかけられた。すなわち、ヒーターの 温熱とLNGの冷熱とがバランスした熱的平衡



状態に近づくことで(凍結進行がほぼ停止する)、凍 結面近傍で口絵写真-80に示すような大きなアイス レンズブロックが生成し、変位が継続する可能性が指 摘された。この指摘に対しては、筆者らは口絵写真-81に示す両端面温度一定凍上実験や図-10.11の低速 度吊り下げ実験で口絵写真-80に示すアイスレンズ ブロックの生成条件を検討した。その結果、実機の地 中応力状態での凍結では、完全凍上が問題にならない ことを確認した^{110,120}。



10.5 LNG 地下タンクの現状と地盤凍結の課題

我が国で開発した鉄筋コンクリート製LNG地下タンクは、現在までに建設中も含めると70数基に達し、 ロ絵写真-82に示すように、最大容量の地下タンクは20万キロリットルである。これまでの地下タンクは 屋根は外部に露出していたが、最近ではロ絵写真-82のように地盤中に屋根を含みほぼ埋設した地下タン クが建設されている。このように、新しいタンクの建設と共に工夫がこらされ、また多くの実績と完成され た地下タンクの建設から運転管理に至る技術が、韓国や台湾の地下タンク建設に適用されている。

地盤凍結の凍結制御による対応が進んだため、当初に比べれば設計・施工に占める凍土の問題の比重は小 さくなった。最初の地下タンクが完成、稼働してから 30 年が経過し、現在ではすべてのタンクの側部、底 部にはヒーターが設けられ凍結が制御されている。したがって、今日の LNG 地下タンクの周辺地盤の凍結 に関する課題は、凍結そのものより、それを制御するヒーターの運転、長期にわたって経済的に安定した維 持管理を行う設備管理技術と言えよう。

10.6 あとがき

-162℃のLNGを地盤内に貯蔵するLNG地下タンクは、地盤凍結の研究分野に新しい現象と課題を提供 した。この一方向からの継続した地盤の凍結進行に対する研究は、地下タンクの歴史の最初の10年間に精 力的に行われた。室内・屋外実験、実機凍土の観察・採取・試験、解析と実機の比較等が行われ、地盤の凍 結進行と凍上現象も一応工学的に、定量的に扱えるようになった。このような研究は世界的にもこれまでほ とんど実施された例がなく、凍土研究の歴史の中に特筆される意義深いものであったと考えられる。

参考文献

- 1) 後藤貞雄: LNG 地ドタンク、軟弱地盤ハンドブック、建設産業調査会、pp.1016~1041、1982.
- O. Watanabe and M. Tanaka: Thermal Analysis of the Position of the Freezing Front around an Inground LNG Storage Tank with a Heat Barrier, Proc. of 3rd ISGF, pp. 177 ~ 184, 1982,
- 3) 後藤貞雄:解析法の進歩による設計法の変遷、地下タンク、コンクリート工学、Vol.27、No.7、pp.51 ~ 57、1989.
- 高志勤・生頼孝博・山本英夫:地盤凍結工法を対象とした土の凍結膨張、土と基礎、Vol.25、No.7、 pp.25~32、1977.
- 5) 日本ガス協会: LNG 地下式貯槽指針、1979.
- S. Takagi and M.Tanaka: A Model Tank Test to estimate the Additional Earth Pressure due to Freezing of the Soil,Proc.of 2nd ISGF, pp.1049 ~ 1059,1980.
- S. Goto, O. Watanabe, Y.Nojiri and M.Tanaka: Frozen Earth Pressure on the Inground LNG Tank Wall, Vol. 1, Proc. of 4th ISGF, pp327 ~ 336, 1985.
- S. Goto and M. Tanaka; Field Frost Heaving Test on Diluvial Clayey Soil, Vol.2, Proc.of 4th ISGF, pp.157 ~ 162,1985.

- 9) S. Goto,S.Takagi and T.Komatsubara: Results of the Heat Transfer Analysis compared to Thermal Measurements made in an Arcuate Heater - LNG Inground Storage System, Vol. 1, Proc. of 6th ISGF, pp.25 ~ 32, 1991.
- 10) 内田 博・田中益弘・水谷 仁: 凍結に伴う地ドタンク周辺地盤の変位について、鹿島建設技術研究所 年報、Vol.22、別册、pp.1~8、1972.
- 11) 田中益弘・淵上武彦・渡辺修: 熱平衡に伴うアイスレンズの生成に関する実験、雪氷学会講演予稿 集、p.142、1981.
- 12)田中益弘・水谷 仁:土の凍上現象に関する研究一両端面温度一定式解放型凍上試験による完全凍上現 象について一、鹿島建設技術研究所年報、Vol.30、pp.185 ~ 190、1982.
- 13) 土質工学会編:土の凍結ーその理論と実際―(第1回改訂版)、土質基礎工学ライブラリー23、土質工 学会、1994.

講座「土の凍結と地盤工学」 10.LNG 地下タンク周辺地盤の凍結制御







口絵写真-78 大容量 LNG 地下タンク



口絵写真-79 タンク競り上がり実験





口絵写真-81 熱的平衡状態におけるアイス レンズブロックの生成



口絵写真-82 20万 kl 覆土式 LNG 地下タンク(扇島)

5.1.3 日本の LNG 地下タンク稼働の円熟期

この期間における最大の課題は、ヒートェンスを稼 働することにより事前に予想しなかった「ヒートフェ ンス温度の上昇に伴う凍土の融解過程の凍上現象発 見」とその後の対応である。

凍上現象は図3.3に示したように、アイスレンズの 成長面での熱流束収支が式(5-1)であることが熱 的条件である。このためアイスレンズが成長するため には、式(5-2)が成り立つ必要があり、結果とし て式(5-3)が条件となる。言い換えれば、凍土側 の熱流束が未凍土側の熱流束より大きく、アイスレン ズ成長面で未凍土側から吸水した不凍水が氷へ相変化 するに足る潜熱を賄うことができる必要がある。この 状況は図5.1の下図中の実線で表わす挙動である。

$$\frac{\mathrm{dh}}{\mathrm{dt}} = \frac{\mathrm{V}_{\mathrm{i}}}{\mathrm{L}} \{ (\mathrm{Q}_{\mathrm{f}}) - (\mathrm{Q}_{\mathrm{u}}) \} \quad (5-1)$$

ここに、dh/dt は凍上速度、V_i は氷の比容積、L は 凍結潜熱、Q_f および Q_u はそれぞれ凍土および未凍土 中の熱流束。

ここで凍上が継続するということは、

$$\frac{\mathrm{dh}}{\mathrm{dt}} > 0 \qquad (5-2)$$

この状況になるためには、

$$(Q_f) - (Q_u) > 0$$
 (5-3)

ところで、ヒートフェンスを用いて加熱側の熱境界 温度を上昇させることにより、式(5-3)は図5.1 の点線上のB点を過ぎると式(5-4)の状態となる。

$$(Q_f) - (Q_u) < 0$$
 (5-4)

すなわち、式(5-2)の不等号は逆になるため、 凍土中の氷は凍結面が後退しながら融解することにな る。この融解が熱的定常になるときは式(5-4)か ら最終的には式(5-5)となるためアイスレンズが 成長可能な条件である式(5-3)は成り立たない。

$$(Q_f) - (Q_u) = 0$$
 (5-5)

上記のヒートフェンス温度を上昇させた場合の状況 は図 5.1 中の A から B、そして C と繋がる点線のよ うに推移して熱的定常状態に到る。

この結果、LNG 地下タンクの周囲にヒートフェン



スを構築し、まず地下タンクの周囲に凍土を成長させ た後にヒートフェンスを稼働させ、凍土を融解方向か ら熱的定常状態に至らすことにより、上記のようにア イスレンズの成長は永久に抑制できると考えていた。

しかしながら、今世紀に入り「融解過程の凍上現象」 と思われる地下タンクの動きを動態観測によりうかが えるケースが出始めえた。

融解過程の凍上現象は大谷石(熔結凝灰岩)のよう な強い引張り強さ(1 MPa ほど)を持つ多孔質軟岩 において室内実験的に確認されている⁵⁻³⁾。大谷石の ように明確な引張り強度を持つ岩の中の水一氷の相平 衡を熱力学的に取扱う際、定義される氷の圧力は斥力 であり、これにより岩は割れアイスレンズが発生する。 この際、アイスレンズの発生面(岩の破砕面)の氷の 圧力は、力の釣り合い条件の変化に従って、割れ目面 で失われた岩の引張り強さ分低下する。この状況の変 化においても、その部位の温度は温度の連続性から変 化できないため、この破砕面ではいわゆる過冷却が起 きることになる。この過冷却により変化可能な水圧(不 凍水圧)が低下し、融解過程の凍上が発生すると考え られた。この時、アイスレンズ成長のための凍結潜熱 は過冷却の一部から供給されると考えられる。

このような考えで、表4.1に示したように、引張り 強さが無い未凍土では上記のような現象は起きないと 考えられていた。しかしながら実際のLNG地下タン クにおいて融解過程の凍上現象と思われるデータが得 られているため、再度その可能性を検討した。そして、 図 3.27 に示した 0 ~ −1.4℃における土の引張り強さ に関する室内試験結果を思い出し、上記の岩石におけ る融解過程の凍上が土でも起きる可能性を認識した。

そこで、図 4.5 a) に示した凍上試験装置を用いて、 両端面温度一定式(供試体上面マイナス、下面プラス の一定温度)の開式(間隙水の供給を許す)凍上試験 を行った⁵⁻⁴⁾。その際の実験手順は、最初に供試体を 一旦凍らせた後に加熱面温度を上昇させ、融解過程 を作り、その状況での凍上の可否を観察した。なお、 実験は表5.2に示す実験条件で行われた。すなわち、 固結シルト及び細粒土混じり砂試料は実験開始の時点 で凍上を抑制する目的でその間隙水経路を閉じ、2時 間(時点Aまで)凍結させ、その後間隙水経路を開き 間隙水の供給を可能にした。その後、両試料は時点 B まで加熱側の温度も負の温度に保ち供試体全体を凍結 してから、加熱面温度を正として融解過程とした。こ の結果、加熱面温度を昇温した時点B及び時点Cで 凍結面の後退を観察し、その後供試体には融解過程に 氷脈の発生・成長を認めた。

表5.2 融解過程の凍上実験の諸条件

		T=0→時点 A	時点 A→時点 B	時点 B→時点 C	時点 C→時点 D			
固結シルト	Tc (°C)	-12.5	-12.9	-12.7	-12.7			
	Tw (°C)	3.2	-4.2	3.0	4.9			
	荷重(kPa)	27						
	間隙経路	開式						
細粒土混じり	Tc (°C)	-12.6	-13.0	-12.8	-12.7			
砂	Tw (℃)	2.6	-4.3	2.9	4.8			
	荷重(kPa)	27						
	間隙経路	開式						

そこで融解過程に発生・成長した氷脈を図3.5 に示 したように直交ニコルで観察したところ、図5.3 のよ うに、図3.5 で示したと同様な熱流に伸長した細長い 氷の単結晶群を確認した。

結果として、融解過程に発生・成長した氷脈は凍結 過程に成長するとされていたアイスレンズと同じもの であることが確認された。

以上のような実験的事実と、その発生理論⁵⁻⁴⁾及び 実際のLNG地下タンクのヒートフェンス設備の能力 及び土の凍上性の関係から、図 5.4 に示すようなヒー トフェンスの稼働方法を室内試験で試した。

すなわち、所定の厚さ以上に土を凍結させた後、ヒー トフェンスの温度を上昇させ、凍土を融解させ凍土の 厚さ及び凍上量を減少させる。次に融解過程の凍上挙 動が観測された時点でヒートフェンスの稼働温度を下 げ、再度凍土の成長を許す。この際、ヒートフェンス の温度は急激に下げ、凍結速度を高めることにより凍 上性を低く保つことができる。

上記凍結サイクルと融解サイクルを繰り返すことに よりLNG地下タンクの周りに成長している凍土の厚 さ及び凍上量を管理することができる。

図 5.4 では凍結サイクルにおいて過剰な凍上が発生 した場合、融解過程におけるヒートフェンスの温度を 多少高めにすることにより、累積凍上量を大きく低下 させ得ることも示してある。



図 5.2 2 種類の土試料による融解過程に凍上試験結果(凍上量・給水量の経時変化及びその写真)⁵⁻⁴







b)細粒分混じり砂

図 5.3 融解過程で発生・成長した氷脈の偏光写真5-4)



図 5.4 融解過程の凍上への対応策検討実験結果

5.2 人工地盤凍結工法

5.2.1 黎明期

地盤凍結工法は土木工事を安全に行うために人工的 に地盤を凍らせる工法で、1862年に英国のウエール ズで鉱山用立坑を作るのに用いられたのが最初といわ れている。

わが国では京都大学の故村山朔郎教授の提案により、1959年に株式会社精研と京都大学防災研究所村 山研究室による共同基礎研究が開始され、外国技術の 導入なしに独自に実験及び理論解析が進み、1962年 に大阪府守口市の水道管敷設工事で初の施工が行われ た⁵⁻⁵⁾。

5.2.2 日本における発展

凍土の造成には図5.5に示すような設えが一般的で ある。この中でブライン冷却器や凝縮器と言った設備 の改良・改善は当然時代と共に行われるが、ここでは 同図で「現場」と分類された部分のバリエーションに より様々な凍土を地盤に構築し、土木工事に於ける主 に地下工事での活用例を示す。



図 5.5 一般的な人工地盤凍結工法の設え5-5)

地盤を凍結するために図5.6a)に示すような凍結 管が一般に使われている。具体的には地盤に凍結管が 挿入できる径の穴を所定の深さまで掘削し、次に凍結 管を挿入し、凍結管の外周と掘削孔内壁との間をセメ ントモルタル等で充填する。ただし、凍結管を施工す る地盤に水圧が高い帯水層がある場合は凍結管施工中 に地下水が突出する可能性があるので、図5.6b)に 示す口元止水装置と削孔式凍結管を使用して地下水の 突出を防ぎながら凍結管を敷設する。





図 5.6 凍結管の種類⁵⁻⁵⁾



a) 凍結管用掘削機(タテ用)



b)凍結管用掘削機(ヨコ用)



c)ブライン循環用配管



d) 凍土面断熱工



e) 凍結管理計測システム



f) 凍土成長状況シミュレーション例

図5.7 凍結管敷設から凍土造成・管理に関わる代表的作業 及び施設⁵⁻⁵⁾

凍結管挿入用の穴は図 5.7 a) 及び b) に示すよう な掘削機を用いる。これらの掘削機は一般的なボーリ ングマシーンである。

凍結管が設置されると、それらは図 5.5 に示した冷 凍機に図 5.7 c)のように繋がれる。

凍結中及び凍結維持に際しては、凍結領域周囲で可 能な部位は図 5.7 d)のように断熱材を施し凍土の融 解を抑止する。

地盤凍結の状態は図 5.7 e) に示すような凍結管理 システムを用いて凍土の成長状況(地盤の温度計測に より把握)及びそれによる周辺構造物への影響(変位 及び土圧の変化)を計測する。この計測結果は図 5.7 f) に示すような事前の数値解析結果と比較しながら凍結 地盤の管理を行う。

なお、日本における人工地盤凍結工法の発展を主導 してきた株式会社精研がその50年の足跡をまとめた 書籍「50 1962-2012… ▶ 地盤凍結工法50周年記念 集」⁵⁻⁶⁾の一部を次ページ以降に転載させていただく。

「凍結工法の歩み」

櫛田幸弘(元凍結本部) 伊豆田久雄、小椋浩、吉田聡志、渡邉恒方(凍結本部) 上田保司(技術本部)

はじめに

土の中の水を氷にする・・・この極めてシンプルな地盤改良が我が国で初施工されてから、50年という 歳月が流れました。地盤凍結工法は、他の地盤改良工法では困難な状況での掘削を可能にする最後の切り札 と呼ばれることもあります。大都市に残された最後のフロンティアである地下の開発は、今後ますます深ま り、ますます大規模になろうとしています。本工法がこれからの50年間もいろいろな場面で役立てるために、 誕生から50年間の節目に、これまでの独自技術開発の歩みを眺めてみたいと思います。

本報文は"地盤凍結工法の技術史"として、我々が積み重ねてきた凍土特性解明・解析法導出・技術開発・ 施工開発について、時代背景やその経緯および成果を書き記すものです。このため、図・表・写真の掲載は 最小限に留めており、また技術内容については書籍や文献をご参照願うこととします。なお、工事名称など については、基本的には、施工 No.(精研パンフレット中に記述されている番号)のみの記載に留めます。

1. 凍結工法の歴史

1-1 黎明期から現在まで

凍結工法の歴史は、黎明期からの現在までの 50 年間にいくつもの変遷があった。以下に順を追って、重要な出来事を述べる。

地盤や水面の凍結は北極圏付近の寒冷地ではよく知られた自然現象であり、凍結すると強固になる性質を 利用した輸送や重機作業は今でも冬期に施工されている。東京湾横断道路(東京湾アクアライン)の凍結工 法紹介ビデオでは、三国志に魏の曹操が、夜中に渭水の対岸に砂を積み上げ水をかけさせ、明け方の寒気で 凍結させ一夜で城を築き、全軍の渭水の渡河に成功し勝利を収めたという話を紹介している。

人工的に土を凍らせることが始まったのは、フランス人 Carré によってアンモニア吸収冷凍機が開発さ れた(1860 年にアメリカ特許取得)直後の 1862 年に、イギリスのウェールズにおける鉱山立坑掘削工事で 施工したと記録されている。

黎明期は、日本における凍結工法の生みの親である京都大学の村山朔郎教授のノルウェー視察旅行に始ま る。ヨーロッパでの凍結工事の施工現場を視察され、強く興味を持たれた。教授は日本におけるシールド工 法の草分けとして有名な方で、精研(当時、精研冷機)は京大防災研究所の研究施設設置をした関係で、当 時の専務・和田正八郎に凍結工法の共同開発の話が持ちかけられたのが、1959 年秋であった。

その頃は、経験から得られたノウハウが開示され ることなど望むべくもなく、凍結に関する技術情報 は皆無に近く、凍結日数の決め方など秘中の秘であっ たものと思われる。当時、コンサルティング業務をさ れていた高志勤博士(後の精研専務)に相談し、北欧 と違い気候の暖かい(当然地温の高い)日本で凍るか、 水の凍結膨張により土が膨らむのでは、石と土がう まく凍りつくのか、地下水が流れていたら等の懸念 を聞かされ、そこから実験の話が具体化した。

京大防災研村山研究室との共同実験が1960年3月 から当社の福島工場で行われた。第2回の京大防災



図-1 日本初の凍結工事

研宇治川水理実験所における実験には、後に凍結工法の育ての親となる高志勤が加わった。フィールド実験 で得たデータを高志が解析し、凍結理論解析法を導出し1961年に発表した。

これを受けて 1962 年に大阪市水道局の上水道本管埋設工事における圧入防護の施工 No.1(番号は精研パンフレットに記載)の凍結工事1)を完工した(図-1)。奇しくもイギリスで世界初の凍結工事が行われてから丁度 100 年後のことであった。



図-2 凍結工法の変遷と出来事

基礎確立期は、初施工(1962年)から手探りで数々の基礎技術を確立させてきた、5年弱であった。そ の成果として、凍結工法の適用規模や適用地盤は拡大し、近接施工などにも遭遇した結果、凍結工法の欠点 (後述する地下水流による凍結阻害、凍上問題など)が顕著化し、これらを克服するのに10年弱を費やした (欠点克服期)。この時期の先人の努力と叡智が、今日の凍結工法の礎になったことは言うまでもない。

1974年、福岡において止水効果が強力であった有機系水ガラスの注入工法による井戸水汚染が社会的問題となった。これに代わるものとして凍結工法が脚光を浴び、施工件数が年々増加する充実期が約20年続くことになった。もちろん、その間にもセメント深層混合攪拌工法の出現や凍土解凍後の沈下問題などにより施工件数の減少はあった。しかし、シールド・トンネル工事の施工深度が深くなり地盤改良品質の要求度が上がり続けたことで、充実期が長期間維持できた。そして、ついに1993年から施工が始まる東京湾横断道路(東京湾アクアライン)建設工事での合計12ヶ所の大規模な凍結工事により(大規模期)、凍結工法は一つのピークを迎えることになった。東京湾横断での凍結工事の施工を1997年に終えたその後も、約10年の成熟期が続いた。

平家物語にもあるように、満つるものは欠ける。施工累積件数は確実に増したものの、成熟期の半ばから 始まった公共投資(土木事業など)削減、それに追い討ちかけた政権交代した民主党による"コンクリート から人へ"により、トンネル建設工事自体が大幅延期になったり、確実ではあるが低コストではない凍結工 法の採用が見送られたことにより、2007 年から2年半は施工件数が半減する低迷期を経験した。

これに対して、1)従来の土留と止水とが目的であった凍結工事(土留止水凍結)のほかに、止水のみを 目的とする凍結工事(止水凍結)を展開したことや、2)最近増加しつつあるトンネル工事でのトラブルや 事故への復旧凍結工事が必要とされたことなどにより、現在の復活期に至っている。

1-2 凍結工事の変遷

1) 凍結工事件数と造成凍土量

図 - 3 に示すように、施工件数は 500 件に、累積造成凍土量は 50 万 m³(小学校体育館の約 130 個に相当) に近づいている²⁾。施工件数および累積造成凍土量ともに長期的に見ればほぼ直線的に増加しているが、前 述した凍結工法の変遷表に付記した種々の出来事により増加の停滞や急増を繰り返しながら今日に至ってい る。



図-3 凍結工事の施工件数と累積造成凍土量の経時変化

2) 適用用途

凍土壁を土留め壁として用いる適用用途は、

- ・発進防護・到達防護凍結工事:シールド機の発進・到達時の開口部立坑壁撤去時の防護(図-4)
- ・接続防護凍結工事:トンネルと立坑や、トンネル間の接続時の防護(図-5)
- ・立坑掘削防護凍結工事:立坑構築時の土留
 め壁形成
- ・地中接合防護凍結工事:対峙するシールド機 前面間の接続時の防護

・ビット交換防護凍結工事:シールド機前面のカッタービット交換時の防護

などである。通常造成する凍土壁の深度は地下 30m から 50m、土圧と水圧の合計は 500kN/m² 前後であ ることが多いが、我が国で最も深い適用例は海面下 70m であった。凍土壁は大きな土圧や水圧の外圧を受 け持つという重要な役割を担うため、凍結後に大きな強度が要求されるので造成する凍土壁の厚みは数 m である。このような強固な凍土壁で防護するため、立坑壁の一部の撤去やシールド機の組立などの作業の数ヶ 月間の空間保持を安全に行うことが可能となる。



図-4 シールド機発進防護凍結工事の状況



図-5 水平トンネル築造防護凍結工事の状況

土留止水凍土壁の用途毎に施工件数の累積数を見ると、我が国で発展の著しいシールド機の発進時と到達時の防護がこれまでのところ多い。これら2つを合わせると現在までに244件施工されているが、中小断面や浅深度の発進防護は他工法に置き換わることもある。到達工事では大断面や大深度化に伴う高水圧対応の施工では止水性の信頼性が重要になり、今後も必要とされると思われる。

最近20年間で施工件数が増えてきたのが、トンネルや立坑間の接続工事の防護である。接続防護の全工 事件数は約130件あるが、これらのうちこの10年間に施工されたのは、95件程度ある。急増した要因は、

土木工事全体の施工深度が年々深くなり、また接続断面積も大 きくなったために、薬液を注入して防護する工法では完全な止 水ができず細砂などの地盤がトンネル内に流入することが懸念 されたことにある。特に共同溝、電力、通信施設の工事では、 万が一トンネル内に出水が起こった場合には、既存のインフラ に多大な影響を与え都市機能喪失まで起こしかねない危険性を 秘めている。

凍土壁の目的毎の施工件数の割合は、シールド機の発進防護・ 到達防護が一番多く52%、接続防護が28%、拡幅防護・地中接



図-6 直線パイプルーフ内への凍結管配置

続防護が10%である。

一方、凍土壁を止水壁として用いる適用用途には、

- ・パイプルーフ間の止水 (図-6)
- ・セメント攪拌混合柱間およびシートパイル歯抜け部の止水
- ・都市 NATM 掘削時の止水

などがある。土圧や水圧は他の強度部材や地山が受け持つため、土留止水凍土壁とは異なり、造成する凍 土壁の厚みは本来重要でない。止水が必要とされる全領域において、連続する凍土壁を確実に造成すること が求められる。

初めて止水目的に適用されたのは、土留凍土壁の適用から11年遅れの1973年の施工 No.34 芝園での地 下鉄の河川部隧道工事であった。それ以降、稀に用いられることはあったが、2009年の施工 No.436の工事 以降、最近は頻繁に適用されるようになっている。この理由としては、凍上問題を減らすための凍土量の最 小化および工期短縮が求められていることによる。

3) 適用事業

本工法の土木工学的用途は多岐に渡り、それぞれ の時代が要求する地下構築物建設に必要な凍土壁を 提供し続けてきた。1960年代の河川横断管渠布設、 地下街連絡路、地下鉄建設、1970年代の流域下水道 整備のための下水道管渠築造工事、1980年代の成田 空港への航空燃料・ガス輸送パイプ建設、地下調節 池、シールド地下鉄工事、1990年代の東京湾横断道 路(アクアライン)建設、2000年代は首都地下高速 道路トンネル建設などが本工法の用いられた代表的な 工事である。



施工されてきた工事の事業主体は、2012 年までの 50 年間でみると、図 - 7 のような割合であって、施工 件数でみると下水道事業の流域下水道の幹線トンネル工事で最も多く採用されている。

2. 凍結工法に係る特性解明と解析法導出

2-1 凍結・解凍・冷熱影響において

1) 地盤凍結と凍土解凍の理論

地盤の凍結理論は平板凍結理論、単管凍結理論およびこれ を融合させた管列凍結理論で成り立っている。平板凍結理論 は、静かな湖面が冬期寒風によって氷結する場合について Neumann によって研究され、その解は Neumann 解として(1940 年に紹介され)知られているものであった。

単管凍結理論は、1961年に高志勤により導出され平板凍結理



論と共に発表され³⁾、高志の解と呼ばれることがある。凍結速度や凍結負荷の計算は、当時は、タイガー式 手廻計算機を用いて行った。

初期の10年程は平板から管列の凍結への移行は、1960年に行われた第1回実験で得られた隣接管の相互 干渉結果を元に干渉率と呼ばれる実験係数を乗じることで行っていた。後年、戸部暢が凍結管列による凍土 内温度分布式を誘導し、これを用いて管列凍結の進行定数を決定する方法が開発され、先の二つの理論を利 用して、実施工に用いられる複数の凍結管による管列凍結の凍結速度、温度分布、熱負荷の計算を可能とし、 1979年に発表した。

なお、関連するものとして、1964年に高志は一旦凍結した土が解凍して行く過程を理論的に解明して、

冷却停止後の解凍時間を求めることを可能とした。1965年には凍結効率を全冷却熱量のうち水を凍結する ために用いられた熱量(潜熱)の比として定義し、この結果、わが国に於ける地中温度の平均16℃~20℃ では冷却面温度を-20℃~-30℃に選定することが効率的であることを解明した。

上記理論の数値解析は 1976 年になって導入したキャノン製 CANOLA で理論解析が電子的に行えるよう になった。更に 1986 年導入の NEC 製 PC9801VM へのプログラミングで、現在使用している解析手法がほ ほ完成した。

2) 地下水流の影響解析

動いている地下水が凍り難いことは開発当初から予想されており、京大防災研、宇治川水理試験所構内 で行われた第3回実験でその影響が顕著に現れた。国鉄技術研究所で淡路島岩屋において実施した凍結実 験でも、地下水流の影響が大きかったようである。高志勤は凍結管列に向かって直角に地下水流がある場 合の凍結結合問題に対して、1968年に凍結の限界流速を与える式の誘導に成功し⁴⁾、国内外に発表し高い 評価を得た。



(a) 凍結管列に直角に流れる場合

(b) 凍結管列に平行に角に流れる場合

図-9 凍土壁形成時の地下水流モデル

一方、戸部は凍結管列に平行して地下水流のある場合について解析し、平衡凍土厚を求める式を1976年 に発表した。なお引き続き、地下水流の影響問題の解明に尽力し、凍土壁の内面に地下水流が作用する場合、 凍結立坑の閉塞、厚みのある凍土壁の閉塞問題等を解析し、いくつかの学会誌に発表している。

3) 打設コンクリート養生の熱解析

凍結工法を用いて掘削された洞道、隧道では凍土面に接して構造物となる生コンクリートを打設する場面 がある。生コンクリートは低温に弱く、一般に4℃以下の場所に打設する場合、寒中コンクリートとして特 別な配慮をすることが求められている。したがって、凍結現場で行われる場所打ちコンクリートの場合には、 凍害を防ぐためにコンクリートの保温・加熱を考慮しなければならない。

コンクリートは硬化時にセメントの水和熱により発熱するが、セメントの水和熱の研究は進んでおり、豊 富なデータと実験式が発表されている。しかしながら、養生温度の事前予測については進展が遅れていた。 戸部は1968年に平板状固体内の一次元非定常熱伝導の図式解法(Schmidtの定差法)の原理の応用を行い、 施工 No.21の河底部隧道工事のコンクリート養生を実施した。更にこの問題の理論解析に挑戦し、1983年 に土木学会論文集に発表した。一方、微分方程式を差分式に変換し、コンピュータ解析することが可能になっ ている。なお、本手法は、コンクリート・クーリングにも発展し、1983年にはシンガポールのトレジャリー ビル基礎杭や本四架橋の岡山・下津井アンカレージなどの冷却にも適用された。

2-2 凍土壁の力学検討において

1) 凍土強度特性と設計強度

凍結工法を対象とした凍土の力学特性の研究は、鉱山における採鉱用立坑の建設工事という工学的な分野 から始まった。ロシアや北欧で出水の防止や水圧や土圧による土留め壁崩壊を防ぐ凍結工事が1868 年頃か ら施工されている。我が国の実験的研究は1970 年代から始まり、また、液化天然ガス(LNG)地下貯蔵式 タンク周辺凍土に関連して行われた^{5) 6)}。

- a) 土の一軸圧縮強度特性:様々な応力状態での凍土の力学特性に関する研究のなかで、試験の簡便さから、 一軸圧縮状態にある凍土のせん断強度特性がもっとも早期にまた数多く実施されている。凍土の一軸圧 縮の系統的な実験は、1978年の豊浦砂凍土を用いたもの⁷⁾から始め(その後は藤の森粘土へ)、これま でに 2000 個以上の一軸圧縮実験と全国 270 地層以上の試料土の試験を行なっている。
- b) 曲げ強度:凍結工事で造成する凍土内に発生する他の応力として、はり凍土の曲げ(曲げ引張)応力が あり、その強度は曲げ強度である。凍土の曲げ試験の載荷方式は、広い範囲に均等な曲げ応力が作用し 曲げ強度を過大評価することがない、コンクリートの曲げ試験 JIS A 1106の3等分点載荷方式として いる⁸⁾。これまでに1500個以上の曲げ実験と全国20地層以上の試料土の試験を行なっている。
- c) 三軸圧縮強度:深度が大きい地盤中または様々な形状をもつ凍土壁は、三軸圧縮状態である。このため に、1989 年から三軸圧縮応力状態における凍土のせん断強度に関する実験を実施した。
- d) クリープ強度(長期強度):凍土は温度が高く応力が大きい場合には、緩やかに変形し続ける(クリー プ現象)性質を持つ。凍土壁が2週間以上の掘削期間にさらされると、クリープ変形が見られるように なり、前述の短期強度より小さくなる傾向はある。1970年代からLNGタンク周辺凍土の関係から一軸 圧縮クリープ実験が実施され、凍結工法では曲げクリープ実験を1990年代に着手し一軸圧縮クリープ の Vialov の式と同型で整理できることが分かった。
- e) 凍着強度:開口によりトンネルは変形する傾向があり、凍土壁との凍着部にはせん断および引張応力が 作用する。これらに対抗する強度が、凍着せん断強度および凍着引張強度である。2001年から凍着強 度試験法の検討が行われ、2004年に最初の論文が発表された。
- f) 凍土の設計強度:現在行なっている設計は弾性解析であるため、応力~ひずみ曲線における直線領域の 上限値である降伏応力を設計強度として用いている。凍土強度は凍結工法の開発当初から京大防災研で 研究され、前述したその後の凍土の一軸圧縮強度と曲げ強度からも数多く研究された。それらの実験 結果を整理分析することで、凍土(-10℃)の設計強度としては、粘性凍土の圧縮強度は一軸圧縮強度 (4600kN /m²)の65%である3000kN/m²、曲げ強度はその60%、せん断強度は50%と設定した。砂質 凍土の圧縮強度は、細粒土の混入を考慮して、粘性凍土の1.5 倍である4500 kN/m²と決められた。

2) 凍土構造体の研究

a) 凍土構造体の計算手法

凍土の構造解析は元清水建設の山田正男氏により、凍土の強度やクリープまでまとめられ施工 No.16の 地下連絡路工事で凍土アーチ解析がなされた⁹⁰。これに刺激され施工 No.26のヒューム管圧入防護工事で 初めて水平凍土リングの応力解析を行い、以後は材料力学公式集等に載っているはり、矩形板、円板等で計 算できるものは精研の設計として提示できるようになった。

1977年には「設計指針(案)」がまとめられ、構造計算における安全率は設計強度と計算された応力度 の比として設定し、1980年までは2.5~3.0以上採るものとしていた。その後、凍土の力学的性質の研究、 構造モデル実験が進み、凍土構造体を一般構造計算式に当て嵌めることが可能なことが確認され、構造モデ ルとの近似度の高いケースについては安全率を2.0に低減された。

1980年代の前半に東京都立大学山本稔教授からシールド発進部の防護に考慮すべき土水圧、構造解析法 等についてアドバイスを頂き、これが後述する円板凍土強度の研究の発端となった。

その後に、コンピュータを用いた解析手法 FEM(Finite Element Method)も取り入れられ、現在では

ほとんどの形状の凍土構造体の解析が可能となっている。

b) 凍土構造体のモデル実験と特性

造成する凍土壁の代表的な形状である円板型、円筒型、アーチ型の凍土のモデル実験が行われてきた。

 ・ 円板型凍土:氷ではいくつかの円板の曲げ実験結果が報告されているが、1985年に精研がモデル実験 に着手するまでは、おそらく海外においても円板型凍土の曲げ強度特性の実験的研究はなかったと思われる。

モデル実験は、シールド機の発進・到達防護に造成する凍着円板凍土などについて実験を繰り返し、前 述の曲げ強度を固定円板式に入力して求めた計算値と実験値はほぼ一致することを確認できた¹⁰。

- ・円筒型凍土:円筒型凍土の載荷実験としては、Vialov により行なわれたものがある。1989 年に類似の 載荷装置を製作し、円筒型凍土の載荷実験を行なった。砂凍土、粘土凍土ともに、円筒凍土の降伏圧力 は、計算値と実験値は良い一致を見た。
- アーチ型凍土:アーチ凍土の載荷実験は山田正男が最初に行なっており、2004年からは地下高速道路 ランプ拡幅部凍結工事を検討するためにアーチ型凍土の載荷実験が行なわれた。厚みの異なるアーチ型 凍土供試体の両端部を実際の凍結防護工事と同じように鉄板に凍着させ、凍土上面の4点に等荷重を作 用させた。様々なアーチ型凍土の降伏荷重や最大荷重を求めるとともに、アーチ凍土の計算手法を検証 し、実験値を説明できるようになった。



図-10 円板型凍土の曲げ実験



図-11 アーチ型凍土の4 点載荷実験

c) 凍土壁安定性の現場計測管理

凍土の強度は温度により決まるので、主な凍土壁の安定性に関する現場計測管理も凍土壁の温度で行なっ ている。しかし、さらに注意深い計測管理が必要な工事において、開口や掘削による凍土壁の変位を計測管 理した。

円板型凍土壁の変形計測管理:連壁撤去により凍土壁のみで土圧および水圧を全て受けるようになり、こ の期間が凍土壁の強度面での管理を行う上でもっとも重要な時期である。

開口部の連壁が撤去された直後からの凍土壁の水平変位やたわみ量は、施工 No.349 と 354 において、立 坑から H 鋼や鉛直に下げたワイヤーを固定線として、ここに高精度の変位計を取り付け計測した。

開口初期からのたわみを計測するために、施工 No.351 では、凍土内に計測管を埋設しておき凍土壁の水 平変位を計測する特殊な凍土壁たわみ計を開発し、0.1mm 単位でのたわみ計測に成功した¹¹⁾。

円筒型凍土壁の変形計測管理:接続防護用凍土壁は円筒型をしており開口径も小さいため、変形量は前述の円板型凍土壁よりも一般に少ない。しかし2週間を越える長期に渡って円筒型凍土壁で外力を受け持ち続ける場合には、内部掘削後の凍土壁の内空変位を計測管理する必要がある。施工 No.435 では、円筒凍土壁 内面の内空変位計測を実施し、短期およびクリープ変形の計算結果と良好な一致を見た。

3) 凍土複合体(鋼管+凍土、セメント改良体)の研究

1990年代、凍結工法における工期の短縮や凍結膨張対策としての造成凍土量削減、また、凍土によって 他工法の欠点を補完する狙いから、凍結工法と他工法とを組み合わせた複合凍結工法が検討されるように なった。具体的には、パイプルーフ工法において荷重は鋼管が受け持ち、鋼管間の止水のみを凍土が受け持 つ方法や、凍土を鋼材等で補強して強度を高めることによって造成等土量を削減する方法などが考えられた。 また、CJG などのセメント改良工法では、改良柱間におけるラップ部分の施工不良が出水につながるケー スも散見されるので、ラップ部分のみを凍土で止水する方法も検討された。

こうした凍土と他部材(鋼材やセメント改良体)とを組み合わせた凍土複合体を設計施工するためには、 その力学挙動を把握する必要があるため研究が行われた。たとえば、鋼管で補強した凍土はりについて室内 実験から力学挙動を調べる¹²⁾とともに凍土複合体としての構造解析法を導出する研究や、鋼管間の止水を 凍土で行なう場合の凍着維持条件を調べる研究などである。また、セメント改良工法を凍土で補完する方法 については、日特建設と共同で、現場から CJG 改良体を採取して凍結前後の強度を調べる実験も行なった。 なお凍土複合体は凍土と他部材との凍着が維持されないと十分にその性能を発揮することができないため、 凍着強度に関する研究も並行して進められた。なお、凍土複合体の力学特性は凍土と他部材との変形係数の 比に大きく左右されるため、凍土の変形係数を見直すとともに、凍土の応力 – ひずみ曲線をモデル化する試 みもなされた。

2-3 凍上・解凍沈下において

1) 凍上特性と実験式

自然界の凍上現象を対象にした凍上の研究は、北極圏に近い北欧の各国やソ連、アラスカ、カナダで古く から行われてきたが、地盤の深部に凍土を造成した場合の凍上の研究は、1970年代ではまだ緒についたば かりであった。

開放型凍上実験装置の自社開発に始まり、1974年に現在では世界的に「高志の式」として知られる凍結 膨張率の有効応力 σ (kN/m²)・凍結速度 U (mm/hour) 依存式を¹³⁾、1975年には凍結膨張率に及ぼす未凍 結土内の動水抵抗の影響も発表した。

土の凍結膨張率は、高志の式と呼ばれている(1)式の実験式が見出され、凍結速度U一定とする(2) 式も凍結工事計画では汎用されている。

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma} \left(1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}} \right) \qquad \cdots \ (\bar{\pi} i \bar{x} \bar{x} \bar{y} \bar{z} \bar{z} \bar{z}) \tag{1}$$

$$\xi = \xi_0 + \frac{C}{\sigma} \qquad \cdots \quad (\bar{\mathbf{x}} \\ \mathrm{ki} \\ \bar{\mathbf{x}} \\ \mathrm{g} \\ \mathrm{g$$

ここで、 ξ_0 (%)、C (kN/m²)、 σ_0 (kN/m²)、U₀ (mm/hour) は凍上定数である。

1979年および1981年には土の上限凍上力および最大凍上力に関する研究も発表し、その結果は、凍上現 象のミクロな機構研究にも寄与した。1989年からは土の三軸応力状態における凍結膨張率の応力依存性等 のさらに一歩進んだ研究を発表し¹⁴⁾、凍結工法における地盤変形予測精度の改善に貢献している。

2) 解凍沈下特性

凍土が解凍後に体積収縮する現象についても、自然状態では永久および季節凍土での道路や建物などへの 影響に関して古くから知られている。

凍結工法のように地下深い地盤が凍結した後に解凍した場合の収縮に関しては、1982年から室内実験が 行なわれ、過圧密比 OCR が4よりも大きい地盤では解凍沈下しないが、それより OCR が小さくなるほど 解凍後の沈下は大きくなることが明らかにされた。

3) 凍上・解凍沈下による変位の解析

施工 No.26 の高速1号線横断ヒューム管の圧入防護 工事は、土被3.8 mの深度に外径 φ 1900 のヒューム管 を埋設するもので、設計時に凍結に伴う高速道路の凍 上変位の予測を要求された。地下での凍結膨張により 地表面が隆起する変位分布を近似するために、Gauss の 誤差関数曲線を用いた二次元計算式を導出し、1970 年 に発表した。その後、三次元計算法に挑み、1979 年に は公表した¹⁵⁾。この計算法は非常に有用であり、FEM 解析が可能となった現在でも遜色なく、実用上は多用 されている。



図-12 地表面に現れる凍上変位の解析モデル

4) 凍結膨張圧の解析

土の凍結膨張特性研究は前述した通りであるが、高志はこれに伴う周辺地山中の水平土圧と変位問題を 解析し、1971年に凍結膨張による未凍結領域内の土圧と変位の経時変化を発表した¹⁶。この研究の発端は、 1970年代に入って、天然ガスの需要が進み、低温液化ガス貯蔵用地下タンクの建設が脚光を浴びたことに よる。地下タンクの凍結工法による建設は、大深度連続地中壁の開発により実現しなかったが、低温液化ガ スの地下タンク内貯蔵によりその周囲に造成される凍土の影響の検討に大いに貢献した。現在ではタンクの 周囲および底部にヒートフェンスを設けて温水を循環し、凍土造成を制限する方法が採られるようになって いるが、この発想も凍結工事における凍土の制御が参考とされたものである。凍結膨張圧Δσ(kN/m²)お よび変位の計算は、現在もシールドの立坑の発進・到達や、地中接合の場面で多用されている。

$$\Delta \sigma = \frac{E}{1+\nu} \cdot \frac{\xi_s}{2} \cdot \left(1 - \frac{r_0^2}{r_1^2}\right)$$



3. 凍結工法における技術開発

3-1 凍結と制御方法

1) 断熱凍結版凍結法

東京で地下鉄の河川横断部に凍結工法が採用されることに なったが、地下鉄建設をなるべく浅いところで行いたいとい う要求から、河川横断部の河底の土被りが約2m、掘削線から は1.3mの計画となっていた。この究極の悪条件を克服すべく 下半部に凍結管を配置し、上半部にポリスチレン保温版を設置 し鋼殻で囲った断熱凍結版が1965年に開発された。浚渫した 河底部に砂と水を注入して沈設しつつ密接した一体物に組み上 げ、下面を冷却することにより、河川水の保有する熱を遮断し



て河床部に所定の凍土を造成せしめることが目的である。この断熱凍結版は、以後施工された8件の河川横 断地下鉄隧道の建設の5件に採用された¹⁷⁷。施工 No.75の工事は国際シンポジウム ISGF で発表され、そ の規模の大きさ、凍結版の発想、凍土の機械掘削等が大いに賞賛された。

2)限定凍結法(限定凍結管、2重限定凍結管)

1967年以前は西欧や旧ソ連における地盤凍結では、熱経済性あるいは余剰の凍土造成による凍上変位軽減のために、凍結管に細工を施し凍結範囲を限定する思想は無かった。わが国で初めて鉛直限定凍結管を用いたのは、1967年の施工 No.19の下水道工事であった。その後、断熱材はコルク・粒状発泡スチロールから保温筒に限定の仕切りも鉄板溶接から限定ジョイントへと改良が進んでいる。さらに凍土維持期間が100日を超える場合には、断熱材を介しての凍土の造成を防ぐために電熱線を組み込むことも開発された。

3) 貼付凍結管凍結法

貼付(埋込)凍結管だけを使って凍土を造成し掘削防護とすることは、凍結管の埋設を省略しコストダウ ンを図るアイデアとして古くからあったが、適用できる工事はなかなか現れなかった。施工 No.468の工事 において φ 2.75 mの洞道を 40 mにわたり撤去する必要が生じ、水平凍結管の使用が困難であったため貼付 凍結管のみを使ったセグメント撤去用凍土の造成・維持を検討した。プロジェクトを立ち上げ施工方法・設 計法を検討し、2010年に施工を行った。その後、施工 No.482の工事、2013年の施工の工事でも、本凍結 法の採用が続いている。

4) 凍結面制御法

凍結を継続維持すると凍土の成長が続き、余剰の凍土ができて不都合な場合がある。この凍土の成長を積 極的に止める方法として温水管を設置して温水を循環させる凍結面制御が1974年、施工 No.34 で採用され た。これは凍結工法と逆に温水管に+60℃程度に温めた温ブラインを循環させるものである。以後、様々 なケースで凍土の制御に採用され、凍結工事以外でもヒートフェンスとして低温液化ガス貯蔵地下タンクに も採用されている。なお、施工 No.34 では、これとは別にタンクとバイパス循環ポンプを設けて、高温冷 却ブライン(-3.5℃)を部分的に循環する凍土造成制御も開発された。

5)止水凍結工法

近年凍結の対象地盤が大深度化し硬質地盤に広がったことにより、凍結膨張圧が問題となる場合がある。 この凍結膨張圧回避のために、土丹層のように自立する地山や注入・ジェットグラウト等で地盤強化した地 山で、止水凍結のみを行う場面が増えつつある。

止水目的として凍土を利用した例では、古くは施工 No.34 の河床版凍結があり、隧道部の掘削防護は継 手付きの圧入鋼管で行った。2002 年の施工 No.404 や No.406 の発進、2011 年の施工 No.462、No.466 など が代表的である。

一方、パイプルーフ間を止水凍結することは、古くは施工 No.75 で行われた。これは近くに高速道路の ピアーがあり、大々的な凍土造成による横方向の凍上変位を抑えるために行ったものである。施工 No.280 の工事ではボックス鋼管の間の止水凍結を行った。2009 年の施工 No.436 で採用され、その後も数件が続い ている。

6) 不飽和地盤への散水凍結法

凍結は土の間隙に含まれる水によりスムーズに熱が伝導され、地中の水を凍らせることにより凍土は造成 される。したがって、凍結工法にとって不飽和状態の土は不向きであると言わざるを得ない。しかし、そのよ うな条件でも敢えて凍結を用いたい場合がある。散水凍結はその名の如く、不飽和地盤の上部に何らかの散水 設備を設け、散水により凍結対象およびその周辺の土の飽和度を高めつつ凍結するものである。 これを行ったのは、1983年、施工 No.174の トンネル工事である¹⁸⁾。風化花崗岩の割れ目へ の散水の保水性を高めるため増粘性剤である CMC(繊維素グリコール酸ナトリウム)を混入 された水を散水し、凍土壁剛性により掘削によ る土被り10m上の山陽新幹線の沈下を許容値の 3 mm 以下に収めることに成功した。

3-2 **凍上沈下対策** 1)凍結膨張率低下法

図−14 不飽和地盤への散水と凍結・掘削概要

a) 真空引き法

真空引き法は凍結膨張軽減対策工の一つであるが、比較的に早く開発されたもので、凍土と立坑壁により 閉塞された砂質土が内側方向に凍結成長する際の水の凍結膨張(9%)を極力押さえ、地山の凍結膨張を削 減しようというものである。閉塞域にストレーナーパイプを埋設し、これに真空ポンプ―真空タンクを接続 して、砂質土中に含まれる土中水を真空引きし、凍結膨張する水そのものを事前に取り出す方法であった。 これが本格的に使用され効果を挙げたのは、1972年の施工 No.32 である¹⁹。

b)透水性低下法(増粘剤、セメントの混入)

凍上現象の解明に続き、1978年になると凍上抑制方法の確立、すなわち、凍結現場で実際に起こる凍結 膨張をいかにすれば小さくすることができるかの研究を開始した。その一つとして細粒成分を多く含む土で は凍結中に周りから水分を呼び込み膨張を大きくしていることに注目し、前述の CMC をボーリング時の削 孔水に添加して土中水に混入し、土の動水抵抗を増加させる方法を考案した。施工 No.89 で1% 重量濃度 の CMC 溶液を削孔水として使用し、効果(無対策時予想凍上量を1/8に低減)が確認された。

もう一つが、セメント混入による土の凍上及び解凍沈下の抑制である。混合重量比で10% 程度のセメントを土に加えると凍上量は土のみの場合の1/8~1/4に急減し、解凍時の沈下も無くなることが確認された。これは寒冷地に道路を造成する場合の、基盤への添加等で実用化されているが、凍結現場では混入方法に課題が残るため採用には至っていない。

2) 凍結膨張圧対策法(地山抜取、緩詰め砂置換、変位吸収溝)

粘性地盤を凍結させた場合には凍結膨張変位が生じ、凍土壁周辺の未凍結地盤を押し、既設埋設管や地表 面に有意な変位を生じさせることがある。また、造成する凍土壁に接する連壁立坑やセグメント・トンネル へ作用圧を付加することもある。

凍結工事による構造物の計測事例件数が増加した結 果、現場で起こる周辺構造物の変形や、凍土壁と凍着 する構造物内の応力増加の設計手法は確立され、凍結 膨張変位に起因する影響が既設構造物の許容値を越す と予測された場合にはいろいろな凍結膨張対策が採れ るようになった。

凍結膨張圧対策の基本は、余分な凍土を造成しない ことである。このためには、凍結面成長制御法を施工 した場合もあったが、凍土造成中の凍結膨張圧対策と しては 1980 年代から凍土壁の前方の未凍結地盤を抜 き取った。この効果は、要素試験、モデル実験、およ

図-15 各種凍結膨張対策法の模式平面図 (●は凍結管、○や□は抜取孔、緩衝帯、吸収溝を示す) び FEM 解析により定量的に検討された。これ以外にも、図に示すような多様な凍結膨張変位を吸収する方 法が考案され、現場状況に応じて適切な抜き取り方法ができるようになった。

比較的地盤が軟弱であったり軽減する膨張圧が少なくていい場合には、図-15(a)のように抜き取り孔 を等間隔に1列削孔した²⁰⁾。これよりも硬質粘性土層である場合には、抜き取り孔を図-15(b)のように 交互削孔する千鳥式地山抜き取りと呼ぶ方式を1995年から施工し、凍結膨張圧を構造物の許容付加応力以 下にすることにできた。さらに硬質な、たとえば固結シルト層のような地盤では凍結膨張圧が1.1MN/m²(110 tf/m²)になるために、凍結膨張圧軽減効果をより高める方法として、砂緩衝帯¹¹⁾や膨張変位吸収溝を施工 した。両者とも単孔ではなく、連続する溝(中には壁の崩壊を防ぐ高粘性液体や緩詰めした砂が充填されて いる)に近い形状とすることにより、凍結膨張変位の大部分を確実に吸収し、立坑などの構造物に加わる付 加応力を1/3~1/13にすることに成功した。

3) 強制解凍注入法

細粒土を含む凍土が解凍すると前述した収縮が起こり、凍結膨張により側方移動した地山が戻ってこなけ れば、空隙が生じて沈下の原因となる。また、粘性土ではアイスレンズが発生し、解凍時には水道となって 排水し沈下を起こし易い。強制解凍注入はこの現象を利用し、解凍時に空隙や水道にセメント系の注入材を 注入して、沈下を防止しようとするものであり、注入方法は様々なものを開発した。また、造成した凍土量 が多い場合には、解凍注入速度が解凍沈下速度に追いつかないことを懸念し、段階的な解凍および注入を行 う場合もあった。なお、本格的な解凍注入として、東京湾横断道路建設工事の発進部では、強制解凍管兼注 入管の開発が行われた。

3-3 計測管理

1) 地盤温度の遠隔監視と凍結ユニット遠隔制御法

東京湾横断道路工事に際して、凍結ユニット遠隔制御法が技術開発された。1985年当時、発進防護と地 中接合防護はともに、凍結土量、温度データ容量、凍結ユニットの容量が多量であり、発電所管理室等で用 いられていたアナログ式でのシステム検討からスタートした。しかしながら、当時でも既にデジタル化が進 んでおり、パネル表示監視盤のイメージから、コンピュータ画面表示のデジタル方式へ切り替えた。そこで まず実用化したのが、1986年の大田幹線地中接合工事でのラインコンピュータ(YEWMAC)とNTT 回線 を利用した地中温度等のデータ転送システムである。このシステムにより転送された温度データと前述した 地盤の冷却・凍結の熱差分計算結果の両者から、凍土造成状況を視覚的に理解・管理するためのソフト開発 も行われた。

次に、1989年の森が崎処理場併設東糀谷ポンプ所発進工事、1992年の神田川・環状7号線地下調節池発 進工事では配管中に設けた電動バルブ及び冷凍機を凍結負荷に応じて制御・監視するシステム(CHORUS) を付加した。その後もデータ処理及びシステム管理が出来るハード、ソフトの開発を進め、実用化していっ た。東京湾アクアライン建設工事では、台風等による川崎人工島の一時的な孤立時にも陸側の基地で制御で きることが、安全確保のための必要不可欠な条件であった。

2) 凍結膨張圧に係る構造物の変形応力計測法

凍結工法が施工された初期には、凍結対象地盤はGL10m前後と浅く、N値はゼロ近い軟弱な粘性地盤で あった。凍結膨張圧は凍結膨張変位が周辺未凍結地盤を押した反力として発生し構造物を押すため、軟弱な 地盤での凍結工事により構造物の変形や応力増加が大きなものではなかった。しかし、1980年代に入ると シールド工事の深化に伴い凍結工事の深度も増したため凍結対象地盤のN値は20以上となり、その結果と して凍結膨張圧は数100kN/m²(数10tf/m²)以上となった。このような大きな付加応力により、立坑やト ンネルには大きな変形や応力増加が発生したため、立坑ではカマチ部剛性強化およびトンネルでは主桁厚み や仮設支保材などの補強を行なった²¹⁾。これらの対策により凍土造成による構造物の健全性が維持されて いるかを確認するために、構造物の変形応力計測手法が検討された。

a) 応力(ひずみゲージ)による凍結膨張圧に伴う構造物影響の計測管理

凍土造成の既存構造物の応力増加への影響は、一般の水圧や土圧によるものとは異なる点がある。一つ目 の相違点は、凍結膨張によるものと温度低下による熱応力の両者が混合して起こる点である。冷却液(ブラ イン)を凍結管に流し始めた直後から数日までの間の急激なひずみ増加は、熱応力によることが解明された。 二つ目は、凍結膨張の影響は、水圧のような構造物が変形しても外力の大きさが小さくならないものではな く、極言すると凍結膨張量だけ構造物が変形すると構造物への付加作用圧はゼロになるという性質を持つ。 これらの点から、凍結工事で特有な計測管理手法が検討された。

立坑において熱応力と凍結膨張圧による鉄筋応力計で本格計測管理したのは、施工 No.272 であり、施工 No.300 ~ 303 で数多く実施された。トンネルでも施工 No.356 から始まった。

なお、ひずみゲージによる応力の計測値は熱応力を含んだり局所的に異常値を示す場合があるので、後述 の変位計測管理と併用することが重要であることも分かった。

b) 内空変位による凍結膨張圧に伴う構造物影響の計測管理

前述した応力(ひずみゲージ)による計測管理は、設置箇所での材料の健全性を管理する上では有用であ るが、凍結工事の構造物においては温度応力影響や局所的な応力を計測するため、構造物全体の健全性の管 理には適さないこともある。

施工 No.287 では比較的硬い粘土層があったために、カマチ剛性強化と凍土壁前面の地山抜取を実施した。 これにより凍結膨張圧が立坑に及ぼす影響が問題ないことを確認するために、カマチ部内空変位をエクステ ンション・メーターにより計測管理した。その後の、施工 No.351 では、手動レーザー距離計(マンモス) を用いてサブ mm 単位のカマチ部の計測管理を行なった。

トンネル接続凍結工事としては、施工 No.356 において、スチールセグメント内空変位を計測管理した。 現在では、首都高品川線での各種凍結工事の止水凍土壁を造成するパイプルーフに対して、光波3D 測器に よる自動計測管理が JV により行なわれている。

なお、前述の立坑やトンネルの内空変位測定値から、構造物の剛性特性を用いて、構造物に作用する凍結 膨張圧を推定することも行なった。

3) 凍着健全性に係る構造物の変形応力管理法

凍土壁が氷により構造物と完全に付着(凍着)することで、凍結工法は完全止水性を確保できる。接続防 護凍結工事は1980年代から増え始めたが、この頃の開口径は数m以下であり水圧も2MPa程度と小さい ものであり、開口による構造物の変位量は大きくなかった。もし凍着部で相対的滑りがあっても、その大き さや滑る速度が小さいときは、そこに入り込んだ僅かの水は直ちに氷となり(凍着部の自癒作用)、凍着性 は修復されて漏水は発生しない。

しかし、2000年代になると開口径が5m以上、水圧も4MPaを越す場合もあり、開口に伴うトンネル変形での凍着性確保を計測管理する必要が生じた。凍土壁付近での開口方法の検討と、開口による構造物内空変位速度などの暫定管理値を定めた。

a) 開口方法の見直し

凍土造成完了後のセグメント撤去方法は、2001年までは、作業性などから元請のみで決定していた。開 口時の凍着部健全性を検討した結果、後述する開口による変形速度を小さくするために、開口断面の中間部 を最後に撤去して変形速度を大きくする開口方法は凍結防護の開口工事では避ける検討を元請と行なった。 なお、この開口手順の例は、2001年の施工 No.392工事で発表された 22)。

b)開口時の構造物内空変位速度の暫定管理値

前述したように開口時の内空変位速度は漏水 を左右する重要な管理項目であるが、熱と水流 と境界面という非常に複雑な問題であるため、 残念ながら現時点では理論的に決定することが できない。このため、2004年までの開口時内空 変位計測を行った凍結工事での実績を集計し、 暫定的に3mm/日の管理値とした。その後に実 績が増したため、現在は5mm/日としている。

4. 凍結工事での機器・施工技術の開発

4-1 機器の開発

1)水平ボーリング凍結管、限定凍結管

地盤凍結を開始した当初は水平方式が主体で あった。当時、水平凍結管の埋設については、 都市土木で φ 100mmの水平ボーリングをするよ うな要求はほとんど無かったものと思われ、水 平ボーリングマシンは山岳トンネル工事用に日 本に数台あったかどうかであった。縦型ボーリ ング機のヘッドを水平方向に倒し、一般のケー シングを用いて手前の立坑から先方の立坑まで 削孔し、後から凍結管を挿入してケーシングを

抜去して、管の周りに後で裏込材を充填するというものであり、孔口およびケーシング管内からの土砂の流 出は止める手段が開発されていなかった。施工 No.23 ではパイプの先端部にメタルを埋込み、仕切り板と チャッキ弁を取り付けて排泥を抑える工夫をした、凍結管により直接削孔する方法が開発された。その後、 東京で地下鉄工事をする際には、精研の要求する水平ボーリング用に、鉱研試錐が2台の水平専用マシン (FS -1)を製作し用いた。幾多の経験を踏まえ、現在の凍結管掘り方式と次項の口元パッカーが開発されたの は施工 No.61、1975 年であり、今日でもほぼ同様もものを使用している。

2) 凍結工事に係る装置開発

a) ロ元パッカー

水平ボーリングに付きものの口元処理機構は、水平凍結管開発に多少遅れ、当初は板弁+スタフィンボックスとして施工 No.43 で開発された。このとき使用したのはゴムシートパッキン+グリスコットンパッキンであったが、後に口元パッカーの名称で完成し施工 No.61 から使用された口元パッカーは画期的なもので、板弁+口元パッカー+削孔式凍結管の組合せで、過剰な地山を流出させない都市土木用の水平凍結管の 埋設法が完成した。

b)抜管装置

狭い路上で凍結管や測温管の抜去を要求される場合、大型クレーンを駐車する大掛りな抜去は許されない。 そこで開発されたのが抜管装置であった。抜管予定の管頭部に把持装置を取り付け、これと H 鋼などの基 礎ベースの間に管を挟んで両側に油圧ジャッキをセットして、ジャッキのストロークで引上げ、任意の長さ に切断し小分けして抜管する。

c) 埋設管切断装置(インナーカッター)

凍結管を地中で切断して、下部何 m かを残し、上部のみを抜去したいという要求がある。これを大きな 装置を用いることなく行えるパイプカッターが開発されている。内挿管の回転によりカッターチップを外側 に出っ張らせることで、パイプを管の内側から切断するものである。なお、この技術は、管切り工法として シールド・トンネルの位置計測管の切断撤去にも貢献している。

d) 溶接漏れ試験装置(バキュームテスター)

溶接漏れ試験装置は、長尺凍結管の外管を溶接接続しながら、削孔された孔やケーシング管に挿入してい くときに、溶接の都度にその溶接箇所の漏れの無いことを確認しながら作業を進め、手戻りのない凍結管埋 設を実現しようとするものである。それまでは埋設完了時に頭部に圧テスト装置を取り付け、漏れ試験を行 い漏れがあれば抜去してやり直していたので、長尺ものでは手戻りの手間が過大となっていた。東京湾アク アラインの発進防護工事における 70m 超の凍結管埋設で活躍した。

3) 孔曲がり測定器(鉛直管用、水平管用)

a) 鉛直凍結管用孔曲がり測定器

地中に埋設した鉛直凍結管および鉛直測温管の埋設精度は、造成する凍土壁が連続するかどうかという凍 結工法の品質を左右する重要な計測管理項目である。埋設した凍結管の相互距離は、仮設工事中では凍結管 の追加ボーリングの有無の判定および凍土造成中は凍土壁の造成状況を判断する上で、不可欠な情報である ためである。

以前から挿入式傾斜計は存在したが、計測時間が掛かり、高価である上に、測定精度に当時はまだ不安が あった。このため鉛直凍結管の埋設位置を測定する現場で適切な方法がいくつも検討され、最終的に凍結管 の下端にペン状の懐中電灯(ペンライト)を挿入し、それから水糸を地上の凍結管口元に伸ばし、地上部で の水糸の傾斜から鉛直凍結管の曲がりおよび先端位置を推定する手法が確立し、その簡便性から現在まで現 場で使用している。

しかし、埋設した凍結管が大きく曲がった場合には、水糸が凍結管の内面に触れて水糸の直線性が確保で きないため、ペンライト方式は曲がる箇所より浅い範囲でしか適用できない。このような場合に、前述した 挿入式傾斜計を使わざるをえなかった。

東京湾横断道路の工事、特に川崎人工島では鉛直凍結管長が70m超あり凍結管の本数も膨大であったた め、孔曲がり測定の計測時間が非常に長くなると想定された。計測の効率化を目指して応用地質(株)と共 同開発し、ツイン・ジャイロ方式の鉛直凍結管の孔曲がり測定器を完成し、1993年から使用した。

b)水平凍結管用孔曲がり測定器

水平凍結管および水平測温管の孔曲がり測定も、前述の鉛直凍結管の測定と同様に重要である。凍結管の 曲がりが大きくない場合には、ペンライト方式が現在も使用されている。曲がりが大きい場合に、ガス管な ど(管内面に凹凸は無い)の曲がり計測で用いられているスネーク・ジャイロ式の孔曲がり測定器を試みた ことがあったが、凍結管は内面に接続用のスリーブの突起があるために、測定結果に再現がなかったり、極 端な場合にはペンライト方式と計測結果が逆方向の場合もあった。

1998年に計画した施工 No.382の水平凍結管は水平距離 30 mかつ礫地盤内での埋設であったため大きな 孔曲がりが懸念され、凍結管で使用可能な水平方向孔曲がり測定方法が要望された。水平凍結管の上下方向 のみの測定に対しては、排水口を持つ細いチューブを水平凍結管の中に挿入し、水平凍結管の口元から注水 し、排水口と口元の水位が同じになった状態で排水口の上下位置を計測し、上下方向の曲がりを測定する水 盛式測定法を実施した。

しかし、水平凍結管の左右の曲がりは依然測定不能であったため、各折れ曲がり部の角度をレーザー光と 小型 CCD カメラで測定し凍結管全長で積算する長尺孔曲がり器を、自社開発した。水平長尺ボーリングを 共同開発していた大阪防水の敷地を借りて、地上に 30 mの模擬凍結管を設置し、上下左右の計測精度を確認した結果十分なものであったため、2000 年、施工 No.382 で使用した。

4-2 施工方法の開発

1) 凍結管の凍結・解凍抜去法

鉛直凍結管方式のシールド機発進防護工事では、シールド機の発進準備完了後に凍結管を抜去する必要が ある。初めて鉛直凍結管を抜去したのは1974年であり非常に手間取った。被せボーリングしたり、一部で は立坑の開口部より掘出して撤去するなど、困難を極めた。抜去方法の開発が緊急命題となり、限定凍結管 の限定部や測温管の外周に一時的に凍土を造成し、温ブラインに切り替えて管の外周に解凍層を作って、抜 去時のせん断抵抗を低減させる凍結・解凍抜去方法が開発された。直後には、鉛直凍結管方式のシールド到 達防護、今では考えられないシールド機をエントランスの内側までスッポリ入れる発進防護などで凍結管の 引き上げ再凍結で大いに活用した。その後、抜去管には空隙充填材として予め凍結解凍により液状化の起き るLW 系裏込めを用いるなどの改良が行われ、施工 No.376 では水平管(放射管)の坑内抜去も行っている。

2)かじり込み凍結管法

一般的な凍結工法では他の構造物(コンクリート構築、トンネル躯体等)との接触凍着部分が必ず存在する。 凍結工法で特に留意しなければならないのはこれらの構造物と凍土壁との接触部分であり、作業に伴う周囲 からの加熱の影響を受けて接触部分の凍土が解凍し、構造物と凍土の間に隙間(解凍域)が発生して、掘削 中に出水を起こすことが懸念される。

これらの問題に対しては、一般的には構築物内に事前に凍結管を埋め込んでおく方法や構築表面に貼付凍 結管を取付ける、あるいは水平凍結管と鉛直凍結管を併用して冷却力を補強し、構築物との凍着を確保する 方法が採られている。

しかし、施工状況や与えられた諸条件によっては上記の方法が採れないこともあり、一方向からの凍結管 を延長し、構築内に凍結管の一部を食い込ませることによって、上記の埋込凍結管などと同様の効果を得よ うとするのがかじり込み凍結管法である。施工 No.325 のシールド到達工事では到達側構築内での作業制約 があり貼付凍結管等の設置が出来ない箇所が存在したため、その部分に関してはシールド坑内から埋設した 放射凍結管を構築躯体内に貫入させて構築との凍着を確保させた。

3)曲線ボーリングによる曲線凍結管法

任意曲線ボーリングは、凍結関係者の夢といっても良い。任意の曲線とまではいかないまでも固定任意半 径の円弧ボーリングが、鉄建建設、西武建設、利根ボーリング、精研による TULIP 工法研究会で検討・開 発された。1991 年には成田に於いて埋設試験を実施、1999 年には実機工事が行われた。現在では、その細 径曲線ボーリング工法と太径曲線パイプルーフ工法を併せて NEW TULIP 工法協会が発足し、協会には多 くの大手ゼネコンが参画しており、非開削地下空間構築技術として脚光を浴びている。

施工 No.436 の曲線パイプルーフ間の止水凍結は、太径曲線パイプルーフ工法の技術開発が成功して初め て成立できるようになり、NEW TULIP 工法は将来の非開削拡幅・連結工事の花形となる可能性を秘めて いる

おわりに

わが国で凍結工法が産声を上げてからの半世紀の長い道のりを、駆け足で見てきた。ここに記せたのはほんの氷山の一角であり、海面下には数限りない失敗とそれに屈することなく挑戦を続けた物語があった。その上に現在の凍結工法が存在することに感謝し、我々は次の50年に想いを巡らせ挑戦することを誓うものである。

今後とも凍結工法は、その時代その時代の要望に答えられるよう切磋琢磨致します。何卒、施主、コンサル

タント、そしてゼネコンの皆様に於かれましては、ご指導ご鞭撻をよろしくお願い申し上げます。

平成25年7月吉日

参考文献

- 1) 高志勤、左治:わが国における最初の土壌凍結工法の記録、冷凍、Vol.38、No.426、pp.282-294、1963.
- 2)伊豆田久雄・譽田孝宏:土の凍結と地盤工学、9.地盤凍結工法、土と基礎、Vol.51、No.11、pp.63-68、 2003.
- 3) 高志勤、和田正八郎:土壌凍結工法について[I]、冷凍、Vol.36、No.408、pp.1-15、1961.
- (4) 高志勤:凍結管列の凍結結合に対する地下水流の影響について、土木学会論文報告集、No.161、pp.51-58、1969.
- 5)後藤茂、赤川敏、了戒公利:室内試験における凍結土の強度および変形特性、清水建設研究所報、 No.33、pp.37-48、1980.
- 6) 栗原宏武、田中益弘、深沢栄造、塙信之:凍結空洞の安定に関する研究(その1)、鹿島建設技術研究所年報、 No.32、pp.141-148、1984.
- 7) 高志勤・生頼孝博・山本英夫・岡本純:砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究、土木学会論文報告 集、No.302、pp.79-88、1980.
- (伊豆田久雄、生頼孝博、山本英夫: 凍土の曲げ条件下における変形挙動と強度特性、雪氷、Vol.50、 No.1、pp.25-32、1988.
- 9) 木下誠一、了戒公利:土質工学におけるレオロジー、5. 凍土のレオロジー、土と基礎、Vol.29、No.2、 pp.83-90、1981.
- 10) 伊豆田久雄、山本英夫、生頼孝博:シールド発進で造成される円板凍土の強度特性に関する室内実験、 土木学会論文集、No.454/ II-20、pp.447-454、1992.
- 11) 大久保一文、金澤吉紘、藤枝憲文、岡本正:土かぶり 85m の大断面内水圧トンネル 横浜市 今井川調節池、 トンネルと地下、pp.31-40、1999.
- 12) 上田保司、生頼孝博、山本稔:鋼管補強による凍土梁の曲げ強度特性の改良、土木学会論文集、 No.694、Ⅲ-57、pp.81-90、2001.
- 13) 高志勤・益田稔・山本英夫:土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究、雪氷、 Vol.36、No.2、pp.1-20、1974.
- 14) 山本英夫、上田保司、伊豆田久雄: 飽和土の三軸凍結膨張に関する実験的研究、雪氷、Vol.36、No.2、 pp.1-20、1974.
- 15) 戸部暢、秋元攻:凍上変位計算法(三次元)、第34回土木学会年次学術講演会概要集Ⅲ、pp.243-249、 1979.
- 16) 高志勤:凍結膨張による未凍結領域内の土圧と変位の経時変化、土木学会論文報告集、No.200、pp.49-62、1972.
- 17) 金安進、後藤康之、青木稔:日本橋川下の大断面凍結工法地下鉄新宿線・半蔵門線、トンネルと地下、 第9巻、第8号、p.223、1978.
- 18) 村山朔郎、大野公男:風化岩中のトンネルに対する凍結工法の適用性布引トンネルにおける試験杭の 成果を中心として、土木学会誌、9月号、pp.25-30、1981.
- 19) 村田浩、浅間悌作:地下鉄6号線神田川河底部の凍結工法、土木技術、第27巻8号 pp.77、1972.
- 20) 江口公道、中村隆良、今石尚、西田与志雄:穿孔抜き取りで凍結膨張圧を軽減外郭放水路第2工区、 トンネルと地下、第31巻5号、pp.37-44、2000.
- 21) 大久保一文、加藤義宗、金田則夫、岡本達也、伊豆田久雄:大深度の接続工における凍結膨張圧の影響、 トンネル工学研究論文・報告集、第8巻、pp.355-360、1998.
- 22) 青木誠、深澤裕志、石黒和典、伊豆田久雄、森保史:凍結工法による大深度でのシールド地中接続工事

|における施工管理について、土木学会第 57 回年次学術講演会、pp . 335、2002.

凍結工法・凍土物性の書籍・マニュアル

- 木下誠一編著:凍土の物理学、森北出版、pp.83-92、1982.
- ・ 土質工学会編:土の凍結―その理論と実際―(土質基礎工学ライブラリー23)、第5章人工凍結の利用 と制御、pp.249-268、土質工学会、1994.
- ・ 日本建設機械化協会:地盤凍結工法・計画、設計から施工まで、日本建設機械化協会、p.166、 1982.
- 東京都下水道局:水道に関する地盤凍結工法の設計・施工マニュアル、(財)下水道新技術推進機構、 1995.
- 地盤工学会:地盤改良の調査・設計と施工、6-6凍結工法、地盤工学会、 pp.160-170、 2013.

5.3 寒冷地における盛土の冬期施工

5.3.1 寒冷地における冬季の土木工事の現状と新し い動き

北海道のような寒冷地では「地盤の凍結による凍上」 や「降雪による雪の挟み込み」といった氷や雪の混入 が危惧されるため、盛土のような土工は冬季に行わな いのが常識である。しかしながら図3.2 および図3.4 に示したように凍上性の高い粘性土が凍る際、凍結面 近傍の地盤は強く圧密を受け凍結前より含水比が低下 し、密度が高くなることがわかっている。そのため、 このような凍結履歴を活用することにより、盛土の転 圧を重機で行うより効率的に地盤の密度を上昇させる ことができる可能性がある。 このような土の凍上挙動の研究上の知見を基に、実際の試料による室内実験および現場実験を通してその有効性を確認し、最終的には土量150万m³の冬季 盛土施工を実施した事例を以下に紹介する。この章 (§5.3)では上記「実大試料による室内実験および 現場実験」を解説し、冬季盛土実施例を次章(§6.3) にて解説させていただく。

5.3.2 室内実験による冬期土工の有効性確認

以下に「室内実験による冬季土工の有効性確認」の 概要を既往論文⁵⁻⁷⁾を引用して解説させていただく: 赤川 敏、旭 幸司、原口征人、S.B.Tamrakar:土の凍 結による地盤の圧密促進現象を活用した冬期土工の有 用性、第 18 回寒地技術論文集、Vol.18、pp.283-286、 2002.

土の凍結による地盤の圧密促進現象を活用した冬期土工の有用性

1. はじめに

ー般に粘性土が凍結すると凍上が起こることが知られている。凍上は地表部の凍結部分へ向かって土中 水が移動し、凍結面(アイスレンズ発生面)で氷(アイスレンズ)へと相変化する現象である。このため、 凍結土を巨視的に見れば含水比が上昇し、融解時点で泥濘化を促進すると古くから考えられていた。

しかしながら、土の凍上機構の研究から土は凍上に際してアイスレンズ成長面で非常に低い不凍水圧(凍結していない間隙の水圧)を発生することが理論的にも実験的¹⁾にも確認されている。この不凍水圧の低下はその部位の有効応力の増加となり、結果として圧密を促進することが期待される。

例えばアイスレンズが-0.5℃で発生するとすれば、アイスレンズ発生直後の不凍水圧の低下量は 600kPa となり²⁰、結果としてアイスレンズ成長面直下では 600kPa の有効応力の増加が期待できる。この値は数十 メートルの土被り厚の盛土に相当するのみならず、凍結面の進行に伴いこの高有効応力面は地盤中をゆっく りと進行する。このときの排水面はアイスレンズの成長面であるため排水条件は非常に良好であり、短期間 に圧密が完了することが期待される。さらには、一般に盛土材は土塊間に空気層があるため融解時の排水距 離は最大でも土塊の大きさであり、土塊側面に流出した融解水は容易に重力により下方へ排水されることが 期待される。

上記のような凍上に伴う盛土地盤の圧密促進以外にも、当然表土の凍結に伴うトラフィカビリティーの向 上が確認されている。

このような凍結による地盤の改良を寒冷地の例えば盛土工に活用すれば、単に冬期土工による工期の通年 化に止まらず、冬期の寒冷エネルギーの有効利用となるはずである。

本論文では上記の「盛土地盤の凍結による圧密促進」を実験室レベルで確認することを目的とする。

2. 実験概要

これまでにも盛土における冬期施工に関する研究が報告されている^{3)、4)、5)}。その結論としては、冬期施工 が有効というものと有効でないというものがある。冬期施工が有効でないという理由としては、盛土体が施工 後長期に渡り融解しないため結果的に沈下が長期に渡るというものである。この原因としては、盛土一層施工 後の放置期間、すなわち凍結期間が長過ぎ一層当たりの凍結厚さが過大である点が指摘される。また、一層施工・ 凍結後にその上部に撒き出す次の盛土材の熱容量を管理することも当然必要である。このような新しい管理項 目の追加は当然必要であるが、このような手間が新しい付加価値を生む技術力となるはずである。

上記の一層当たりの凍結深さに関する解説は別の機会に譲るが、これまでの試行錯誤の結果ほぼ盛土一層 の上部1/3が凍結する程度、すなわち帯広程度の寒冷度であると1~2昼夜が適当と考えている。

本報告では以上の点を考慮して一般的な盛土撒き出し厚さである 30 cm の層厚を供試体長さとし、その上 両温度(気温)を土勝管内の標準的な条期気温を増して 変位計

面温度(気温)を十勝管内の標準的な冬期気温を模して 制御し、上部1/3に相当する10cmをほぼ20時間で凍 結させた。その後、20時間で凍結層を上部から融解し、 供試体内の乾燥密度分布、含水比分布、強度分布を調べ た。

具体的には図-1a) に示す、内径19.9cm長さ 54.0cmのアクリルシリンダー内に自然含水比28%前後 の火山灰質粘土を厚さ5cmで6層に分けて軽く締め固 め、次に空気圧(20kPa)で試料の間隙空気が8%程度 になるまで圧縮したものを供試体とした。次に図-1b) に示すように試験装置を上下反転し、上部の円盤を同図 に示すような熱変換器付の上蓋へ取り替える。この上蓋 には外部で温度を制御した不凍液を循環して、供試体上 面の温度を制御する。供試体内温度は供試体中央に1

cm 間隔で埋設した熱電対温度計で、供試体変位は上下に設置した変位計で5分間隔で自動計測した。なお、 上記試験装置は2 ± 2℃の恒温室に設置され、その周囲は断熱材により断熱した。

3. 実験結果

実験は2回行なったが、同様の結果であったためここ ではその内の一回の結果について報告する。

図-2に示すように供試体はその上面温度の低下により上部から凍結し、16時間経過時点で上部10cm程が凍結した。この間上方へは1.3mm下方へは3.7mm計5 mm程凍上した。融解過程では上部は6.4mm自重沈下し、その後の20kPaの載荷により下部は2.0mm上昇(圧縮)した。結果として、供試体は凍結・融解により3.4mm

収縮した。

凍結・融解試験後供試体上部から層別に不撹乱サンプ ルを採取し、乾燥密度および含水比を求めた。結果を図 -3、4にそれぞれ示す。

凍結を受けた上部 10 cm ほどの乾燥密度は未凍結部分 の値よりより 0.1g/cm³ 程上昇している。また、含水比 は凍結部分が 2 % 程低下している。これらの挙動は飽和 粘性土の凍結において確認されている、いわゆる脱水圧 密による挙動と合致する¹⁾ことから、転圧盛土材程度の 不飽和状態においても凍結に伴い圧密の促進が起きてい ることが確認された。この結果、図-5 に示すように各 深度で計測された円錐形貫入装置の貫入量も凍結した上 部 10 cm の値は未凍結部分の 60% 程と少なく、明らかに その強度が上昇していることが確認された。

4.結 論

以上の実験結果から盛土材程度の不飽和状態の粘性土 においても、凍結により脱水圧密が期待できることが分 かった。また、盛土においては土塊境界部の間隙が融解 時の排水経路としても有効に機能しているとの印象を得 た。

最後に、現時点では脱水圧密による盛土材の締め固め 効果を定量的に評価できてはいないが、少なくとも凍結 深さを適切に管理して盛土の冬期施工を行なうことによ り、非凍結期間以上の品質の盛土が施工できる可能性を 確認できたと考える。更にはこの工法は冬期の気温とい う自然冷熱源を活用しているため、寒冷地固有の利点を 持っていることが特筆される。

今後は同様な実験をより多くの凍上性の土質を用いて実施し、凍結に伴う圧密促進効果を検証するととも に、実施工に必要な盛土凍結管理手法の整備を行なう予定である。

5. 参考文献

- 1) 例えば、S. Akagawa, X-Ray Photography Method for Experimental Studies of the Frozen Fringe Characteristics of Freezing Soil, CRREL Special Report, 90-5, 1990.
- 2) 赤川敏、土の凍結に伴うアイスレンズ発生プロセス、第36回地盤工学研究発表会、pp.361-362、 2001.6.
- 3) 赤川敏、凍上性の粘性土における季節凍土地域の冬期土工の妥当性、第31回地盤工学研究発表会、 pp.1331-1332、北見、1994.
- 4) S.Akagawa, Winter Earthworks in Seasonal Freezing Regions Ought to Become an Accepted Construction Method, Proc.8th ISGF, Lulea, Sweden, pp.65-72, 1997.
- 5)加藤三雄、辻野英幸、田中宏治、寒冷地における冬期の盛土施工について、土の凍結と室内凍上試験法 に関するシンポジウム、pp.107-112、札幌、2001.

5.3.3 現場実験による冬期土工の有効性の確認

前述のように凍上性の土が凍結する際、地盤は凍上 により膨張するが、その膨張はアイスレンズの成長に よるもので、アイスレンズの間に存在する地盤そのも のは圧密により密度が増加している。このため融解に 際してアイスレンズが融けた水分が地盤より排水され れば、地盤の凍結融解に伴い地盤の圧密を促すことが できることがわかった。

次に実大現場試験における冬季土工の有効性の確認 を既往の論文⁵⁻⁸⁾を抜粋して以下に記載する。 以下の内容は論文 "S.Akagawa: Winter Earthworks in Seasonal Freezing Regions Ought to Become an Accepted Construction Method -Frost heaving accelerates the consolidation of filling materials-, Proc. of the Eighth International Symposium on Ground Freezing, Lukea, Sweden, pp.65-72,1997." を抜粋したものである。

季節凍土地域における冬期土工は受け入れられるべき - 地盤の凍結に伴う凍上は撒き出し土の圧密を促進する -

1)野外盛土試験概要

我が国で最も寒冷な地域の一つである帯広郊外で野 外実験を行った。この地域の年平均気温は5.9℃で、 12月から3月までの月平均気温はマイナスである。 試験盛土の形状は図5.8 a)に示す。盛土の総土量は 概ね800m³である。盛土は一層30cmの厚さで12層 撒き出すものを施工する。

盛土の下部7層がテスト撒き出し層であり、その上 部の5層は上載圧用の盛土層である。

a) 試験盛土の平面図および立面図

b) 盛土 A 側の施工手順(ドレーンなし)

図 5.8 に示すように盛土は A 側と B 側の 2 つの部 分にその設えが異なっている。A 側は図 5.8 b) に示 すように、一般の盛土工事の工程に則り施工され、B 側は図 5.8 c) に示すように、各盛土層撒き出し前に 水平の排水層を施してある。

工事の施工は1993年1月11日から23日に行われ、 計測は同年10月3日まで継続された。

盛土の転圧は 30kPa に相当するブルドーザーで行われた。盛土材の温度はほぼ6℃に管理したものを使用した。施工期間中の気温を図5.9に示す。同図より 試験工事期間中の最高気温は5℃であり、最低気温は -18℃であった。

盛土の下部7層は表5.3に示すように4種の期間、 夜間の低温に暴露された。すなわち最下層は3晩暴露 し、その上部の第2層は2晩、第3層は1晩、第4層 は2晩、第5層は1晩、第6層および第7層は同じ日 に施工し3晩暴露した。

また、第8層から12層は同一の日(1日)で施工 している。なお、試験工事に使用した土の主な定数を 表5.4に示す。
表 5.3 各盛土層の夜間暴露期間⁵⁻⁸⁾

層 番 号	1	2	3	4	5	6	7	8~12
夜間暴露	З	2	1	2	1	0	3	
期間(晩)						同日	撒出	同日撒出

表 5.4 地盤定数5-8)

比 重		2.51
粒度分布	砂	24
(重量%)	シルト	35
	粘土	26
液性限界(57	
塑性指数	22	



図 5.9 盛土施工期間中の気温変化⁵⁻⁸⁾

2) 計測項目

試験を通して各盛土の温度分布、厚さ変化、密度変 化、含水比変化を計測した。

具体的には、現場試験時の各盛土層の温度は図5.10 に示す深度に設置した±0.01℃精度の白金抵抗体温 度計により、各盛土層の厚さ変化は図5.12に示す± 0.01mm 精度の層別変位計により毎時自動計測され た。また、盛土全層の含水比および密度分布はスキャ ンタイプのRI(ラジオアイソトープ)法により計測 された。具体的には含水比分布は中性子プローブ走査 法で、密度分布はガンマ線プローブ走査法で2月12 日および10月3日に計測された。

a) 盛土内温度変化

盛土内の温度は図5.10に示す深度に設置した白金 抵抗体温度計で1時間毎に計測された。図5.11には 第4層内の温度の経時変化を示す。白金抵抗体の番号 は第4層の上面が19番であり最下面が24番である。 盛土層1枚の厚さは30cmであるので、温度は6cm 毎に計測している。



図 5.11 第4層内の温度の経時変化 5-8)

b) 盛土層厚の変化

盛土一層の撒き出し厚さは 30cm である。この単 層の厚さの変化を図 5.12 に示す層別変位計により毎 時計測した。

図 5.13 には盛土層第4層における A 側および排 水処理を施した B 側の変位の経時変化を示している。 なお、層別変位計の計測範囲である 0 ~ 50mm より 大きな長期圧密変位に備えて、適宜ボアホールスキャ ナーによる計測も併用した。ボアホールスキャナーに よる計測値は同図に「B-H Scanner」と示してある。

同図によると盛土施工直後にA側、B側共に 10mm 程度膨張し、その後急激に収縮(沈下)し盛土 直後の盛土厚さより薄くなり、その後緩やかな収束傾 向を示しながら収縮が継続している。上記の急激な膨 張は施工日夜の氷点下の気温による盛土層上部からの 凍結に伴う凍上が原因と考えられる。その後の急激な 収縮は2日後の第5層の施工による第4層の上部から

られる。膨張量に比べそ の後続く収縮量が大きい のは、凍結膨張中に予想 どおり凍結面近傍の未凍 土の圧密の進行が起きた ため、全層融解が完了す る 3000 時間経過までアイ スレンズの融解による層

の融解によるものと考え



図 5.12 層別変位計⁵⁻⁸⁾

厚の減少が継続したためと考えられる。



図 5.13 第4層の凍上沈下の経時変化 5-8)

c)盛土内含水比および密度変化

盛土工事終了後1ヶ月経過後(1995年2月末: 1300hr頃)に盛土のA側のボーリング孔を用いRI 法により含水比および密度分布を計測した。図5.14 にその結果を示す。計測は深度1cm毎に行ったが、 計測値は線源から半径15cmほどの領域の平均値を示 している。このため後に述べる補正を行い、その結果 を考察する。



凶 5.15 弗 4 唐内の温度の程時変化

3) 凍結融解に伴う盛土の挙動

a) 各盛土層の凍結・融解挙動

盛土施工後実験終了までの各盛土層の両端面の温度 変化を図5.15に示す。同図から各盛土層の凍結状態 を把握することができる。その結果を表5.5に示す。

表 5.5 各盛土層の融解時期 5-8

盛土層番号	融解時期
7	初期に下部20cm が凍結し, その後560時間後に融解。 全層は3月末から4月初旬に融解。
6	2,500時間(4 月 27 日)
5	2,700時間 (5月3日)
4	2,900時間(5 月 12 日)
3	2,000時間 (4月4日)
2	900時間(2月17日)
1	150時間(1月17日)



図 5.16 盛土施工年 4 月 12 日における 盛土内温度分布および密度分布⁵⁻⁸⁾





図 5.17 盛土(A側)の含水状態および乾燥密度状態 の鉛直分布⁵⁻⁸⁾



a) 凍上性地盤の凍結に伴うアイスレンズおよ び縦のクラックの成長とそれらの融解時の挙動



c) 実際の盛土に成長した縦のクラックの水平断面

b)実際の縦のクラック

図 5.18 実際の盛土に発生した縦のクラックの状況⁵⁻⁸⁾

層厚 30cm の各盛土層厚に対して6cm 間隔に挿入 した温度計だけでは各盛土層内の凍結部と融解部を詳 細に判断することはできない。このため、メチレンブ ルーを用いた凍結深度計を併用した。この結果、各盛 土層は施工(撒き出し)後、次回の盛土施工までの間、 盛土上面は寒冷な気温に曝されるため、上面から凍結 することが確認された。

また、融解は表5.5に示した時期に融解が完了し ている。より詳細の凍土層および未凍土層の識別は図 5.11に示すような各盛土層内に埋設した温度計の経 時変化に依らなければならない。その理由は同図で明 らかなように、土が融解するときは、融解潜熱の授受 が必要なため地温は長期に渡り0℃に漸近し、氷が水 に相変化し終わった後は潜熱の授受が必要無いため、 同図に示すように急激に温度が上昇する。

この挙動は水を含む土が凍る時も同じである。この ため地盤の凍結・融解を判断するためには当該温度の 経時変化を調べる必要がある。ちなみに、例えば図 5.16に示すような温度分布図では、凍結部分も未凍 結部分もほぼ0℃になるため、凍結部と未凍結部の特 定は困難である。もし温度分布図で凍結部と未凍結部 を表示しようとするには、余程密に精度の高い温度計 を埋設し、頻繁に計測する必要がある。

図 5.17 に R I 法による地盤の密度および含水状態 の分布を示した。この値は線源から半径約 15cm の範 囲の平均値を深度方向に1 cm 毎に計測した結果であ る。このため現地盤からのバックグラウンド補正をし ていないため、図 5.14 に補正を実施した結果(A 側 の盛土)を図 5.17 に示す。同図の値は相対値であり、 プラスの値はバックグラウンドより値が高いことを示 している。図 5.17 a)は盛土施工完了後1ヶ月後に 計測したもの、図 5.17 b)は盛土施工完了後7ヶ月 後の結果を示してある。

盛土一層毎に対して1から3日(晩)の凍結を施し た盛土層1から7層においては、施工後1ヶ月後の同 図 a)においては各層の上面(凍結面側)の含水比(実 線)が高く、乾燥密度は低い傾向が認められる。これ は盛土層1から7層の上面が凍結する際、アイスレン ズが成長していることを示していると考えられる。こ れに対して、盛土全層が十分融解している同図 b)に おいては乾燥密度および含水比の値の変動の幅は小さ くなっている。これは融解に伴い盛土各層が均一性を 増し、また図5.13に示すように圧密が進行している ことを示している。

この融解期間では、図5.18 a) に模式的に示すよう に、盛土の凍結期間に成長したアイスレンズが融解 し、その水分が図2.3および図4.1 b) 、図4.3 a) お よび図5.18 b) 、c) に示したような、アイスレンズ 成長時に形成された縦のクラック(脱水圧密による 熱流方向に成長した多角形状の鉛直クラック)を通 して効率良く鉛直に移動できるため、融解に伴う沈 下が促進され、盛土体の健全性を維持できるものと 考えられる。

4)まとめ

冬期土工の実施を検討している北海道帯広地域で、 実際の施工手順で実大の冬期盛土を施工した。その結 果、冬期に盛土を施工し盛土体を凍結させることによ り盛土体の密度を上昇させ得る可能性があることを確 認した。しかしながら、上記の結果を得るためには盛 土材の温度管理や盛土構築後の温度管理といったこれ までに無い現場の運営が必要となる。このため、寒冷 地における冬期土工に際しては、十分な事前検討およ び施工管理が必要となる。

上記の技術を駆使することで、盛土の冬期土工は以 下に示す更なるメリットが有る:

 1)盛土撒き出し後の盛土表面の凍結により、次工程 での盛土撒き出し時の盛土材運搬車両のトラフィカビ リティ(走行性)が非常に良い、

2) 冬期間も施工が継続できるため、重機類を温暖な 地域へ回送する必要がない、



図 5.19 トラフィカビリティ(走行性)試験の様子

3) 冬期間も施工が継続できるため、雇用を安定させ ることができる。

以上のことから、寒冷地における通年施工の実現の ために「寒冷地での冬期土工」は重要な技術課題で有 ると考えられる。

参考文献

- 5-1)後藤貞雄、田中益弘、2003: 講座土の凍結と地盤
 工学、10章 LNG地下タンク周辺の凍結制御、
 土と基礎、第51巻、12号、pp.86-91.
- 5-2) Akagawa, S., 2000: A method for controlling stationary frost heaving, Ground Freezing 2000, pp.63-68.

- 5-3) Akagawa, S., 1993: Initiation of segregation freezing observed in porous soft rock during melting process. Proc. International Conference on Permafrost, Vol.2, pp.1050-1053, China.
- 5-4) 赤川 敏、2013: 凍土の融解過程における凍上現 象、雪氷、Vol.75、No.5、pp.275-289.
- 5-5)株式会社精研:地盤凍結工法-ARTIFICIAL GROUND FREEZING-、パンフレット、PP.1-21. https://www.seikenn.co.jp/business/freeze_ ground/features/index.html (2020年11月4日 閲覧)
- 5-6)株式会社精研、2014:50 1962-2012・・・▶ 地盤凍結工法50周年記念集、株式会社精研、 pp.1-110.
- 5-7) 赤川 敏、旭 幸司、原口征人、S.B.Tamrakar、 2002、土の凍結による地盤の圧密促進現象を活 用した冬期土工の有用性、第18回 寒地技術論文 集、Vol.18、pp.283-286.
- 5-8) Akagawa, S., 1997: Winter Earthworks in Seasonal Freezing Regions Ought to Become an Accepted Construction Method -Frost heaving accelerates the consolidation of filling materials-, Proc. of the Eighth International Symposium on Ground Freezing, Lukea, Sweden, pp.65-72.

6 凍土工学の代表的適用例

6.1 LNG地下式貯槽

日本においては世界に先立って 1970 年に神奈川県 根岸に1万 kL(キロリットル)の容量を持つ LNG 地 下タンクが建造された。その後、主に神奈川県根岸お よび扇島、千葉県袖ヶ浦に LNG 地下タンク群を建設 し、その貯蔵量は図 6.1 に示すように増大している。

この間 LNG 地下タンクは、安全で周囲の景観とも よく調和する貯蔵設備として国内外で 70 基以上設置 されている。

多くの LNG 地下タンクを保有する東京ガスでは、 この間の LNG 地下タンクの発展を図 6.2 に示すよう に 3 世代に分類している。

以下に世界における LNG の地下貯槽における黎明 期に始まり、下記の第一期から第三期の状況に関して その概要を示す。



図 6.1 日本における LNG 貯蔵タンクの容量の変化 6-1)





6.1.1 黎明期

LNG は1気圧のもとでは-162℃で存在するが、そ の容器の破壊等で大気に曝されると吸熱しその容積は 600 倍に気化し、引火性の強い気体となる。このため LNGの貯蔵に際しては「最高液面を地盤面以下とし、 万が一の際にも貯蔵液の地表面流出がない本質的な安 全」という考え方が黎明期に採られていた。

この考えを実現する方法として図 6.3 に示すよう な LNG 地下タンクが建設された。すなわち、地盤を 人工地盤凍結工法により凍結させ、地下タンクの側壁 及び底盤を凍土で構築し、地下水圧や土圧を押さえる と共に、容器の液密性や気密性を確保し、その中に LNG を貯蔵するとした。



図 6.3 世界初の LNG 地下タンクの断面図⁶⁻¹⁾

上記の考えのもとに、1965年、世界最初の容量3.8 万 kL の LNG 地下タンクが、アルジェリアのアルズー とキャメル基地で、ついで1968年に容量4.7万 kL の LNG 地下タンク4基が、イギリスのロンドン郊外 のキャンベイ基地で、いずれも人工凍土式地下タンク として建設された。なお、現在はアルズーの地下タン ク1基が稼働しているのみである。このほかには人工 凍土式地下タンクは建設されていない。

6.1.2 日本の第一期

1980年代前半までに建設された開発発展段階の LNG地下タンクをいう。

地下タンクの周囲に凍土ができることは、タンクの 周りを強固なもので囲むことになり強度面でプラスに なるばかりでなく、凍土の液密性、気密性を考えると 目に見えない部分でのメリットが大きい。

日本における LNG 地下タンクの構造は、地中に鉄 筋コンクリート性のタンクをつくり、内側に硬質ポリ ウレタン製の保冷材、さらに内側に液密・気密のステ ンレス鋼の金属薄膜メンブレンを取り付けたものであ る。保冷材が取り付けられているがそれでも LNG の 冷熱で地盤が凍結するため、初期のものを除き側部・



図 6.4 第一期に建造された LNG 地下タンクの施工法及びその構造 6-1)



9.5 万 kl (従来の構造)

20 万 kl (竪型 NATM による大容量化)

図 6.5 第二期に建造された LNG 地下タンクの巨大化とその構造⁶⁻¹⁾

底部にヒーター(ヒートフェンス)を設け凍土の成長 を制御している。

図 6.4 に第一期を代表する施工法及びその構造を示 す。

6.1.3日本の第二期

第二世代は大容量化を目指して 1980 年代前半から 1990 年代後半に建設されたもので、大深度地中連続 壁、大型鉄筋コンクリート構造等についての研究開発 成果を適用した LNG 地下タンクとされる。タンク周 辺凍土の厚さは概ね1m以下となっている。

タンク周辺凍土のメリットを生かすが、凍土厚が大 となると凍上による地盤の変形が生じ周辺設備への影 響を及ぼすことが判明したので、凍土厚はマイナス面 を抑えることが必要である。

図 6.5 に第二期を代表する施工法及びその構造を示 す。

6.1.4 日本の第三期

東京ガスでは扇島 LNG 基地に世界最大容量の第三

世代の地下タンク(容量 25 万 kL:2013 年完成)を 建設した。第三世代地下タンクの最大の特徴は、世界 で初めて側壁と底版を一体構造とした耐水圧剛結構造 底版を採用している。

図 6.6 の左側は従来のピン構造を示し、右側は第三 期の特徴である側壁と底版の剛結構造断面を示してい る。



図 6.6 従来型と第3世代の構造の違い 6-1)



a)鳥瞰写真



b) 断面構造

図 6.7 埋設式 LNG 地下タンク⁶⁻¹⁾



a)従来の地下タンク

図 6.8 従来の LNG 地下タンクと 埋設式 LNG 地下タンクの比較⁶⁻¹⁾

なお、従来のLNG地下タンクではその屋根が地上 に露出していたが、図6.7 a)に示すように、最新の 地下タンクではタンク全体を地表面以下とする埋設式 地下タンクを採用し、一層の景観の向上と周辺環境と の調和を図っている。

図 6.8 には従来の LNG 地下タンクと埋設式地下タンクの断面図を比較のために示す。

6.2 人工地盤凍結工法

§5.2において日本における地盤凍結工法の発展の 様子を示した。ここでは、それら技術を実際に活用し た代表的な活用事例を紹介する。なお、§6.2.1に列 挙する内容はこの分野で先駆的な技術開発により国内 最大の工事実績のある株式会社精研のパンフレット⁶⁻³⁾ から引用させていただく。なお、以下の各工法は§3 に概説した凍土の科学的研究成果および§4に示し た凍土の工学的な研究成果を活用して実現している。

6.2.1 代表的な活用方法

1)シールド機発進防護

トンネルを施工する際、地盤を地表から掘削し、そ の溝にトンネルを埋設するという「開削工法」が最も 簡便な工法である。しかしながら、地表に既に人工物 が林立し開削工法が実施できないような都市土木にお いては、これに代わる工法として「シールド工法」が 多用されている。この工法は図6.9 a)に示すシール ド機の前面(カッターフェイス)が地山(シールド機 の掘削面に接する地盤)を支えながら、装着されてい るカッタービットと呼ばれる地盤切削用の刃を回転さ せ地盤を掘削し、カッタービットの背後のスリットか ら掘削土をカッターフェイスの背後のバルクヘッドと 呼ばれる隔壁を通ってトンネル内を輸送され、地上へ 運搬される工法である。

シールド機の発進防護では、図 6.9 b) に示すよ うにトンネル施工深度まで掘削された立坑の底部で、 シールド機を組立て、そのシールド機の前面に配置さ れた地盤掘削面で地盤を掘進する工法である。ただし、 立坑から原地盤に掘進する時、立坑本体のコンクリー ト壁や鋼鈑はシールド機では掘削できない。そのため、 当該部分だけシールド機が掘削でき尚且つ立坑の側壁 として十分な強度と止水性を持つ凍土を造成させ、そ の部位をシールド機が掘進するという方法である。な お図 6.9 b) 中、灰色のグラデーションの部分が凍結 させた地盤である。



a) シールド機の例 ⁶⁻²⁾



2)シールドマシーン到達防護

この適用例は、1)と同様シールド工事の際の最終 到達点に立坑を掘削し、ここに到達したシールド機を 立坑に接合する際活用される工法である。

図 6.10 のようにシールド機外周と立坑の接合面付 近の地盤を凍土とした後、立坑の当該部分を排除して シールド機の前面(図 6.9 a)参照)を立坑側から分 解し、次に到達立坑と到達したトンネルを剛結する。 なお図 6.10 中、灰色のグラデーションの部分が凍結 した地盤である。



図 6.11 シールド機接続防護 6-3)

4) T 型接続防護

この適用事例は、既往のトンネルに側面から新たに シールド機によりトンネルを接合する際、その接合面 付近の地盤を凍結させ、既往トンネルの当該部分を排 除し、2)と同様な作業で2つのトンネルを接合させ る。なお図 6.12 中、灰色のグラデーションの部分が 凍結した地盤である。



図 6.10 シールド機到達防護⁶⁻³⁾

3)シールド機接続防護

上記、1)および2)の他、トンネルの施工期間を 短縮させるために、トンネルの一工区の両端からシー ルド機を発進させ、工区の中央で2機のシールド機が 出会った場所で、その2機のシールド機の周囲地盤を 凍結させ、シールド機を分解しトンネルを貫通させる 工法である。なお図 6.11 中、灰色のグラデーション の部分が凍結した地盤である。



図 6.12 T 型接続防護 6-3)

5) 拡幅防護

この適用事例は、事例4)と類似の事例であるが、 接合する2つのトンネルの直径が大きく異なる場合に 採用される。この場合は、4)の場合より広域の地盤 を凍結する必要があるが、基本的にはその作業は4) と類似している。



図 6.13 拡幅防護 6-3

図 6.13 の灰色のグラデーションの部分は凍結領域 を示すが、同図のように凍土域が構築された後、その 内側を掘削し既往のトンネルと到達したシールドトン ネルの接合工事を実施する。その後凍土を融解させる。

6)止水防護

この適用事例は、図6.14に示すように既往の地下 構造物に沿って施工された複数の小口径のパイプ群の 間の地盤を凍結させ、パイプ群と凍土が作る面を止水 壁とする工法である。なお、図6.14中、灰色のグラデー ションの部分が凍結した地盤である。



図 6.14 止水防護 6-3

6.2.2 東京湾横断道路

東京湾横断道路(図6.15 a))におけるトンネル工 事においては、外径14.14mのシールド機が8基(神 奈川県川崎市の浮島から2基、現在は風の搭と呼ばれ る川崎人工島(図6.15 c)参照)から4基、千葉県木 更津から2基)が、3本の立坑内から陸側地盤や海底 地盤に向けて掘削を開始した。その後、これらを地中 2箇所で接続させ、高速道路トンネルを海底地盤内に 2線建設した(図 6.15 b))。シールド機発進とシール ド機地中接続の掘削防護は、高水圧下(最大 7 MPa) であったために、すべて地盤凍結工法が採用されてい る。この際、人工地盤凍結工事の工法としては図 6.15 b)中「発進防護」と書かれている部位では図 6.9 に 示した「シールド機発進防護」が、図 6.15 b)中「地 中接合防護」と書かれている部位では図 6.11 に示し た「シールド機接続防護」が採用されている。



a) 東京湾アクアライン(断面図)



b) 泉泉湾アクアクインと凍結工事施工固約(十面図 ※凍結工事箇所は黒塗



c)空中から見た内径 98mの川崎人工島(現風の塔)の上部。この下部から、シールド機(4基)が凍土防護壁により海底地盤へ発進した。
図 6.15 東京湾横断道路に建設における人工地盤凍結工事の状況.⁶⁻⁴⁾

6.2.3 福島第一原子力発電所 凍土遮水壁

1)福島第一原子力発電所における陸側(凍土)遮水 壁導入の経緯

2011年(平成23年)3月11日に東北地方太平洋 沖地震が発生した。これに伴い発生した津波により福 島第一原子力発電所の事故の後、同発電所に発生した 不具合対策の一つとして採用された凍土壁造成による 遮水壁の導入経緯、及びその設計施工に関して以下に まとめる。

その際、その内容の信憑性を丹保するために、でき るだけ公開されている資料等を用いて紹介させていた だく。

具体的には経済産業省ホームページ内:「汚染水処 理対策委員(第3回)会資料1」⁶⁻⁵⁾(令和2年8月29 日に利用)の第3章(1)~(5)及び第4章(1) を以下に引用させていただく:

地下水

地下水

地下水

[1F敷地周辺の地下水の流れ(イメージ)]

b) 地下水流方向(西から東)

3. 地下水の流入抑制策の検討

(1) 敷地内の地下水の流れ

福島第一原子力発電所の敷地には、新第三系の富岡層が、敷地全域にわたって、O.P.(小名浜港工事基準面。 海抜とほぼ一致。)+30m~O.P.±0m付近を上限とし分布している。その最上位のT3部層は、富岡層上 部のO.P.-10m~O.P.-50m付近以浅に分布しており、主として塊状の砂質泥岩~泥岩からなり、上部から 中粒砂岩層、泥質部、互層部(砂岩と泥岩の互層)、泥質部から構成される。富岡層は敷地の全域にわたり ほぼ同じ層厚で分布し、南北方向では水平に、東西方向では東方に2°程度傾斜する同斜構造を示している。 また、富岡層の上位には同層を不整合に覆う第四系の段丘堆積物が層厚数~10m程度でほぼ水平に分布し ており、砂礫、砂、粘土、シルト、ロームから構成される。

地盤の透水性は、原位置透水試験、室内透水試験より、砂岩が10⁻³ cm/sec 程度、泥岩が10⁻⁶ cm/sec 程度 と評価されていることから、透水層は表層近くに分布する中粒砂岩層と、泥質部の下位に分布する互層部と 考えられる。2つの透水層は、その間に数~10m 程度の厚さで連続して分布している泥質部により遮断さ れている。建屋の地下外周部は、中粒砂岩層に接している。

地下水とは透水層の中にある水分であり、発電所敷地に分布する地下水は、敷地外から供給される地下水 に加え、敷地内地盤への降雨浸透(降雨量の30年間の平均は1,545mm/年)により供給され、敷地の西側 にある阿武隈山系の方向から東側へと流れている。



図1 福島第一原子力発電所の地盤状況と地下水流方向⁶⁻⁵⁾

(2) 原子炉建屋内等の汚染水の状況

東京電力福島第一原子力発電所では、原子炉建屋等の底部に、溶融燃料を冷却した際に発生する、放射性物質で汚染された水が滞留している。

震災前には発電所の建屋周辺にある井戸(サブドレン)により地下水の一部をくみ上げること(1号機から4号機で、約850 立米/日)により周辺地下水位の低下を図り、建屋への地下水流入を抑制していた。震災によりサブドレンが機能を失い、水のくみ上げを行うことができなくなったため、周辺地下水位が上昇し、その結果、配管等を通じて、建屋へ約400 立米/日の地下水等が流入している。

このため、流入する地下水が建屋等の底部で滞留している汚染水と混ざり合うことで、汚染水の量が増え ており、仮にそのまま放置すれば建屋底部の汚染水の水位が上昇することとなるが、これをポンプで移送す ることにより、水位を一定に保っている。

建屋へ流入する水の起源について、東京電力は、地下水によるものが約300 立米 / 日、雨水によるものが約100 立米 / 日であると仮定している。また、東京電力は、建屋への流入経路について、屋根及び基礎底面からの流入が約50 立米 / 日、トレンチ、建屋間ギャップ等の外周部からの流入が約350 立米 / 日と概算している。本委員会では、これらの数値が様々な仮定をおいた上で算出されたものであることを踏まえ、数値

そのものは定性的なものと捉え、対応策を考える際の参考として活用することとした。 {建屋間の汚染水の流入状況(出典:東京電力)}省略



[建屋内への地下水の流入経路の推定(出典:東京電力)]

図2 平成26年時点での建屋へ流入する水の推定65)

(3) 地下水の流入抑制のための重要な要素

地下水の流入抑制のためには、適切に建屋周辺の地下水位と建屋内の汚染水位(地下滞留水の水位)の差 (「水位差」)を管理した上で、水位差を小さくすること及び水位差を維持しつつ地下水位を流入経路となる建 屋の貫通部等より下げることが重要な要素である。

現在、水位差の管理として、建屋内の汚染水位を建屋周辺の地下水位よりも低く保つことにより、建屋内 の汚染水の外部への流出を防止している。そのため、各号機について、建屋周辺のサブドレン水位で最も低 い観測結果と建屋内の汚染水位を監視、比較することとしているが、原子炉建屋周辺は放射線量が高くサブ ドレン水位の計測が難しいため、タービン建屋周辺のサブドレン水位と原子炉建屋内の汚染水位を比較する ことにより管理し、汚染水移送は、タービン建屋に設置された移送ポンプで行っている。

水位差を小さくすることで、建屋への地下水の流入量を抑制することが期待できる。しかし、タービン建 屋から移送を行い、タービン建屋水位に追従して原子炉建屋水位をコントロールしている現状のシステムで は、水位差を小さくすることは、建屋内の汚染水の建屋周辺への流出リスクを上げることになる。そのよう なリスクを回避するには精緻な水位コントロールが要求され、それは容易なことではない。

水位差の管理のためには、地下水位を正確に把握した上で、地下水位の変化に対応して、建屋内の汚染水 位の適切な管理を行う必要がある。この管理を高度化するには、水位観測箇所の充実、タービン建屋に設置 されている移送ポンプの深部への移設、原子炉建屋等の建屋ごとの移送ポンプの設置等を行わなければなら ないが、高線量下での困難な作業となる。

現在、建屋への地下水の流入抑制を行うため、これまでに建屋の貫通部の止水等の対策を実施してきた が、ある貫通部を止水することにより他の貫通部からの流入量が増える可能性もあるため、流入抑制効果を 定量的に把握出来ていない。 流入抑制のためには、地下水位を、流入経路となる貫通部等より下げること が有効な対策となる。

(4) 東京電力が進めている対応策

東京電力が進めている主な地下水流入抑制策である地下水バイパス、サブドレンによる水位管理、建屋等 の貫通部の止水、また、海洋汚染防止策である海側遮水壁の設置の概要は以下の通りである。

①地下水バイパス

山側から海側に対して流れている地下水を、建屋の上流で揚水し、地下水の流路を変更し、建屋周辺の地

下水位を低下させ、建屋内への地下水の流入を抑制する地下水バイパスについて、準備を進めていく。その 際、建屋内の汚染水の外部への流出を防ぐために、建屋周辺の地下水位の低下状況を評価しながら、段階的 に揚水量を引き上げている。

東京電力は、この対応策により、フル稼働時には、建屋への流入量を約400 立米/日から、約300 立米/ 日まで抑制することを目指すとしている。



図3 地下水バイパス 6-5)

②サブドレンによる水位管理

サブドレンは、建屋底部への地下水の流入の防止や、建屋に働く浮力の防止を目的として、ポンプにより 地下水をくみ上げ、地下水位のバランスを取るために建屋近傍に設置されているものである。東日本大震災 前には、1号機から4号機のサブドレンにおいて約850立米/日の揚水を行っていた。現在は、東日本大震 災の影響によって稼働することができなくなった井戸の復旧作業を行うとともに、新たに井戸(サブドレン ピット)を掘削している。





このサブドレンを復旧させて、建屋周辺の地下水をくみ上げることにより、建屋内への地下水の流入を 抑制することとしている。サブドレインは建屋近傍に設置されているので、地下水バイパスに比較して、建 屋周囲の地下水位をより直接的に管理することが可能となる。

③建屋の貫通部の止水

1号機から4号機の建屋には、合計で880箇所以上の外壁貫通部がある。このうち、地下水に水没し、かつ、 外部とつながっている貫通部は建屋への地下水の流入経路となっている可能性が高い。それらの貫通部を止 水することにより、建屋への地下水の流入量を抑制する。

東京電力は、これまでに3箇所の止水を実施しており、このうち、2箇所については止水前の流入量を合 計約56立米としている。東京電力は、この止水により、建屋への流入総量は減少していると考えている。 平成25年上半期までに流入経路の分析と止水対策の立案を進め、速やかに止水作業を開始することとして いるが、止水すべき箇所の特定に加え、流入量が多い箇所での止水方法の確立、高線量雰囲気、高濃度汚染 水の存在等の高線量下での作業員の被ばく低減策を講じることが必要となる。

[地下外壁貫通部の整理(出典:東京電力)]省略

[これまでの止水実績及び滞留水減少量(出典:東京電力)]省略

④海側遮水壁の設置

発電所内に滞留している汚染水が、周囲に流出しないように水位管理を行っているが、万が一、建屋外に漏 えいした場合においても海洋汚染を防止するために、建屋の海側に鋼管矢板による遮水壁の設置を進めてい る。また、この海側遮水壁と既設護岸との間に地下水ドレンを設置することで、地下水位の管理を可能とす ることとしている。

東京電力は、海洋汚染防止策として早期の運用開始を目指しており、平成26年度半ばからの運用開始を 予定している。



b)海側遮水壁の配置図



(5) 主な流入抑制策の整理・評価

①これまで東京電力が検討を進めている対応策(省略)

②本委員会で検討を行った新たな対応策

a)海側遮水壁のコンセプト

本委員会では、東京電力が進めている対応策が予定通り実施できない場合に備えて、地下水の流入抑制 策を中心として、多くの対応策の検討を行ってきた。その中で、主な地下水流入抑制策として、陸側遮水壁 の設置、トーラス室へのグラウト充填による止水、建屋間ギャップの止水について、また、海洋汚染防止策 である海水配管トレンチ内の汚染水の除去について、本委員会としての評価を以下のとおり整理した。

1)陸側遮水壁の設置

<概要>

陸側遮水壁は、1号機~4号機の汚染水が滞留している建屋を囲い込むように、遮水性の高い壁を設置す るものである。これにより、山側から建屋に向かう地下水の流れを遮断し、建屋周辺の地下水位を低下させ ることができ、建屋内への地下水の流入を抑制するものである。

陸側遮水壁について、本委員会において、大成建設から粘土壁、鹿島建設から凍土壁、安藤・ハザマから グラベル連壁(砕石による透水性の壁)の施工方法の提案、清水建設から各施工法の評価とこれらを踏まえ た総合的対策の必要性に関する提案があった。

なお、陸側遮水壁と呼称しているのは、既に対策が進められている海側遮水壁と比較して、陸側に位置し ていることを示すためであり、提案の中では、その海側遮水壁と接続している形のものも、接続していない 形のものもあった。

<評価>

陸側遮水壁は、地下水の流入抑制を可及的速やかに実現しなければならない現在の状況において、サブドレンが十分機能しない場合の対応策として、必要不可欠の措置である。さらに、想定しないことが起きるとのスタンスに立てば、陸側遮水壁は、万が一建屋内の汚染水が外部に流出した場合にも、汚染範囲を最小限に食い止めると同時に、海洋への流出を確実に防止するための対応策としても機能するものである。

ただし、最短で進めた場合でも、施工計画の策定に約6ヶ月、施工に約1年が必要であり、現在進行中の 燃料取り出しカバー工事、その後に計画している使用済み燃料の共用プールへの輸送作業等、他の工事との 工程調整が必要であることに留意すべきである。また、凍土による遮水壁には、これまで2年程度の運用実 績はあるものの、大規模かつ10年を超える運用実績は無く、継続的に冷凍機を運転させる必要があること から、津波対策を含めた凍土システム(凍結装置、電源設備)の長期的な信頼性を確保する必要がある。

陸側遮水壁を設置して山側からの地下水流入が抑制されると、遮水壁の内側にある範囲の地下水位が低下 していき、適切な地下水位の管理を行わなければ、建屋内の汚染水位との差が縮まっていくことで、建屋内 の汚染水の外部への流出リスクが高まることとなる。そのため、地下水及び汚染水の水位管理が必要不可欠 であり、それぞれの水位を正確に把握し挙動の予測を行うとともに、建屋周囲で地下水を供給、排出し適時 的確に水位をコントロールすることが必要となる。

具体的には、サブドレンや新設のリチャージ(再注水用)井戸等の遮水壁内の排水や注水、遮水壁に囲ま れたエリアのフェーシング(地面をアスファルト等で覆うことで、雨水の地下への浸透を防止することや、建 屋の破損部分からの降雨の直接流入を避けること)による雨水の流入防止、建屋深部への排水ポンプの設置 による排水、建屋周辺の地下水の観測網の整備等の組み合わせによる水位管理が考えられる。これらの対策 により、地下水位の管理は可能であると考えられるが、世界に例のない初めての取組であり、今後、その具 体的な実現方法について引き続き検討を行い、効果も評価しながら進める必要がある。

また、地下水位の管理を容易にするため、地下水を物理的に遮断するのではなく、遮水壁の中にポンプを 設置し、そのポンプで地下水をくみ上げることが可能なグラベル連壁もあるが、地下水の流入抑制量が少な い可能性や、くみ上げた地下水の放射能濃度によっては、稼働できない可能性がある。

(以下省略)

4. 地下水の流入抑制のための具体的対策

(1) 原子炉建屋等の周囲への流入抑制策

東京電力がこれまで検討を進めている、原子炉建屋周辺の地下水位を低下させ、建屋への地下水の流入を 抑制する対応策(地下水バイパス、サブドレンによる水位管理)に加えて、陸側遮水壁を設置することとし、 可能な限り早期の建設・運用を行う。地下水の流入抑制を効果的に行うためには、遮水壁で囲い込む範囲 の地下水位を制御しやすくすることが重要である。

本委員会での検討の結果、陸側遮水壁の施工方式は、以下の理由から凍土方式とすることが適切であると 判断した。

・遮水能力が高く、地下水の流入抑制効果が高いこと

・施工期間の短さ、施工可能性の高さから、遮水壁を囲い込む範囲を狭くできること

・このため、取り扱う地下水の総量が少なく、地下水位管理が比較的容易であること

陸側遮水壁の具体的な検討結果は、施工方式、範囲、地下水位及び地下水位の管理方法等の各論点につい て、以下のとおりである。

①施工方式

陸側遮水壁の施工方式は、以下の背景から、遮水効果、施工性を踏まえ、凍土方式が適切である。

- ・最終的には建屋周辺の地下水位を下げていく必要があることから、地下水の流入量の抑制効果が高いことが望ましく、遮水壁の透水係数は小さければ小さいほど良い。また、遮水壁を一定程度深く設置すれば、建屋底部からの流入を抑制する高い効果を達成できる(建屋周辺であれば、不透水層がある30m以上の深度が必要である)。
- ・事故後2年が経過しているが、未だ高線量下での作業を求められることを考えれば、施工期間の短さ、 施工可能性の高い方式が好ましい。
- ・ 建屋近傍には配管やトレンチ等の埋設構造物が多数あり、そうした構造物があっても施工可能で、周 辺に汚染水を流出させない施工方式であることが必要である。
- ・地震等の自然災害への信頼性が必要である。特に地震によって、亀裂が入り、水の通り道ができにくいことが必要である。

ただし、凍土による遮水壁は、設置後も長期間にわたって安全面を含め万全な現場体制による維持・管理 を続けていくことが必要であり、将来的に、地下水の流入抑制策に対する緊急性・重要性が低下して来た時 期(例えば、格納容器の補修が完了し、建屋内の汚染水が完全に取り除かれ、建屋内の除染が完了した時期(平 成 32 年頃を予定)など)には、比較的高い遮水能力を持ち、維持・管理が比較的容易な粘土による遮水壁へ と入れ替えを行うことも検討すべきである。また、廃炉対策に 30 ~ 40 年の歳月が必要となる可能性を考慮 しても、こうした対応策を検討すべきである。

凍土による遮水壁を、大規模にかつ長期間にわたって運用した前例はなく、今後の検討次第では設置が困 難となる場合もあり得る。その場合には、粘土による遮水壁の設置を検討するべきである。両者の設置が困 難な場合には、グラベル連壁による場合も考えられる。

②遮水壁で囲い込む範囲

陸側遮水壁で建屋を囲い込む際、最終的には建屋周辺の地下水位を下げていくため、流れ込む地下水の総 量は少ないほどよく、可能な限り狭い領域で設置することが望ましい。その際、建屋の近傍になるほど、線 量が高くなること、工事を阻害する地中埋設物が多くなることなど、作業性並びに施工の成立性に大きな影 響を与える要因があることから、施工期間の短さ、施工可能性の高さが重要であり、凍土方式とすることが 適切である。

また、運用開始のタイミングについては、各方向(建屋の西側(山側)、南北側(側方側)、東側(海側)) で同時に行うことが、地下水の管理の観点から最も望ましい。工程等により順に運用を開始していく場合に は、地下水の流入抑制の効果を可能な限り早期に得るために、西側、南北側、東側の順であることが合理的 である。

現在、平成26年度半ばからの運用を目指して海側遮水壁の設置が進められている。陸側遮水壁の設置位 置は、この海側遮水壁の更に内側とし、地下水の流入量をできるだけ抑制できる位置とすべきある。その上 で、万が一の場合に備えた海洋流出防止策として、新設の陸側遮水壁と接続するべきである。

なお、長期的に凍土による遮水壁から粘土による遮水壁に移行する場合には、地下水流入抑制に加えて、 廃炉対策の円滑な実施という観点も踏まえて囲い込む範囲を再検討することが望ましい。

以後省略

以上「汚染水処理対策委員会(第3回)資料1」⁶⁻⁵⁾より引用

2) 計画された凍結範囲と凍結手順;

平成25年4月26日に「福島第一原発汚染水処理に ついて、これまでの対策を総点検し、汚染水処理問題 を根本的に解決する方策の検討をする」ために第一 回汚染水処理対策委員会が開催された。その後、上記 のような資料を用いて、同年5月30日の第3回対策 委員会にて汚染水の抜本対策として1)地下水バイパ ス、2)サブドレン、と並んで重層的対策の3番面の 方策として、3)山側遮水壁の構築方法として凍土方 式が最適であるという答申をした。 これを受けて汚染水処理対策委員会の下部組織とし て陸側遮水壁タスクフォース(以後"タスクフォース") が同年7月1日に第1回の会議を開催した。

その後、第4回汚染水処理対策委員会による「汚染 水問題の根本的な解決に向けて、3つの基本方針、① 汚染源を「取り除く」、②汚染源に水を「近付けない」、 ③汚染水を「漏らさない」という方針の下、対策を講 じていく。」という基本的考え方が示された。その後 同年9月3日の第32回原子力災害対策本部会議およ び第2回原子力防災会議の合同会議において上記の② 汚染源に水を「近付けない」の一つの対策として「凍 土方式の陸側遮水壁について、国費を投入して、技術 的課題を克服しつつ構築する。」ことを決定した。

このような流れの中でタスクフォースは図 6.16 に 示す様な陸側遮水壁の概念設計、施工計画等の評価、 進捗管理等を開始した。



図 6.16 凍土方式による陸側遮水壁の概要⁶⁻⁶⁾

その後、平成25年秋以降図6.17に示す予備実験 が行われた。具体的には現地において一辺10m四方、 深さ30mの小規模遮水壁を凍結管間隔1m、凍結温 度-30℃という実際の凍結条件で実施し、その実現性 を検討する実験(実証試験)、埋設物の存在を前提と した遮水壁施設技術に関するモックアップ実証実験、 高地下水流速下における地盤凍結に関するモックアッ プ実験、更には現地における実大リチャージ特性評価 試験を事業者が行い凍土壁設計の信頼性を確認して いった⁶⁻⁷。





b)実証試験の遠景



c) 設備工事の様子



d) 凍結管と測温管の上部



e) 凍結管の上部



f) 配管周り

図 6.17 実証試験の概要 6-8)

これと並行して国は「汚染水処理対策事業(凍土方 式遮水壁大規模実証事業)」に係る補助事業を表6.1 に示すように平成25年10月から開始し、平成26年 度末までに本体工事を完了し、その後凍土の造成を開 始する工程を示した。

このため、事業者の設計内容をタスクフォースは吟 味し、平成26年2月25日の第7回タスクフォース会 議において凍土壁の実施計画をとりまとめ、平成26 年3月7日に特定原子力施設監視・評価検討会(以後 "評価検討会")に凍土壁の実施計画を申請(冷却開始 の許可申請)した。

3) 実際の凍結手順;

平成26年3月の凍結管冷却開始に関する許可申請 を受け、評価検討会から同年4月25日に大項目で7 項、その中に中項目が24項目、さらに中項目中に小 項目が14項目、総計34項目の質問事項(第21回特 定原子力施設監視・評価検討会 参考資料1)⁶⁻⁹⁾が 提示された。この中には土の不均一性を前提とした土 質工学の考え方に馴染まない質問や、原発サイトの基 礎地盤としてはありえない質問といったものが多く、 事業者側技術者にとっては技術論以前の困難が山積し ていた。例えば、下記の「4.異常時(1)のa)及びf)」 のような質問の状況が、既に原子力発電所が存在して いる地盤にあり得るのだろうか、という疑問が生ずる。

表6.1 凍結遮水壁構築工程(予定と現状)⁶⁻⁷⁾



第21回特定原子力施設監視・評価検討会 参考資 料1

「凍土方式遮水壁による汚染水対策に関する東京電力 (株)への質問事項」の内「4.異常時」⁶⁻⁹⁾を以下に引用

4. 異常時

(1)以下の異常が発生した場合の影響評価(時間的余裕の評価を含む。)及びその対応策について、具体的に示すこと。
 【審査の視点1.④/⑤、2.②】

- a) 凍土方式遮水壁の機能が喪失
- b) 冷媒の漏えい
- c) リチャージ設備の故障・停止
- d) 建屋内汚染水の移送停止
- e) 電源供給の停止
- f) 建屋周辺、凍土方式遮水壁と海側遮水壁間の地下水位が想定を上回る変動

このような経緯で表6.1に示す本体工事の中の一 部の着工が遅れたため、本体工事の工程はほぼ1年間 遅れることとなった。

なお、所定の領域の地盤を凍結するための凍結管の 敷設及び凍結管を冷却する冷媒用の配管の様子を図 6.18 に示す。

その後の冷却開始に関しても同様な事態が継続し た。特に汚染物質の周囲地盤への流出、および図 6.19 に示す、炉心の冷却水水位と建屋周囲の地下水位の制 御に関する詳細なコンセンサスが評価検討会と汚染水 処理対策委員会の間、あるいは事業者間で合意に至っ ていなかったため上記の質問事項の解決が更に困難な 状況になっていた。

このため事業者側は効率的且つ合理的な凍土遮水壁 構築の手順としてタスクフォースと決定していた、地 下水流の上流側である陸側遮水壁の山側(西側)から

> 遮水壁を構築し、次に陸側遮水壁の 海側(東側)の構築というシナリオ を放棄し、陸側遮水壁の海側(東側) の構築から始め懸案の建屋周囲の地 下水位をむしろ高め汚染物質の周囲 地盤への流出が決して起きない、た だし初期の目的とは齟齬のある凍結 手順を選択せざるを得なくなった。

> この結果、実際の凍結管の凍結順 は図 6.20 に示す陸側遮水壁海側を

2016年3月31日から凍結を開始し、次に山側の丸、 四角、星印部分を除く部分を2016年6月6日から凍 結させた。その後最後まで凍結の許可が下りなかった



a) 地中の削孔(孔を開ける)作業に邪魔ながれきなどを撤去



b) 削孔位置を深さ2mまで試し堀りし、地中埋設物の有無、 位置や大きさなどを確認



c) 機械による削孔作業を深さ約 30m まで管を継ぎ足しなが ら行う



d) 凍結管を溶接で継ぎ足しながら、削孔した場 所にクレーンで建て込み、設置



e)予定したラインへの凍結管設置完了



f)冷却液 (ブライン)の配管と凍結管をつなぎ、工事完了
 図 6.18 凍結管敷設工程⁶⁻¹⁰⁾



図 6.19 凍土遮水壁により遮水壁内側の地下水位と建屋水 位のあるべき関係 ⁶⁻⁸⁾

同図中四角印部は2016年12月3日から、丸印部は2017年3月3日、星印部では2017年8月22日からの凍結の許可が下りた。この結果、最終的な凍土壁閉合のための凍結が開始できたのは2017年8月22日と当初の計画から2年以上遅れてしまった。

この大規模な人工地盤凍結工法の稼働状況は2017 年7月に北海道大学で開催された第2回アジア永久凍 土学会のエクスカーションで海外の参加者に公開され た。荒廃した原子炉施設の中で、整然と配管されたパ





a) 凍結管へ冷媒を送るブライン供給管(本管)



b)ブライン供給管(本管)と凍結管のヘッダー管



c)凍土壁温度監視状況



d) エクスカーション参加者

図 6.21 凍土遮水壁造成状況 2017 年第2回永久凍土アジア会議のエクスカーション時に東京電力(株)の許可の下に撮影



c)測温結果の例(北側から望む)

図 6.22 2020 年5月における陸側凍土遮水壁における 2 次元測温分布 6-11)



d) 測温結果の例(南側から望む)



e)測温結果の例(山側北部:西側から望む)



f) 測温結果の例(山側南部:西側から望む)

イプライン等の設えに「原発が今やアンダーコント ロール」であるという印象を与えることができた。し かしながら、唯一地下水下流側(海側)からの地盤凍 結開始に関してはその不合理さに対する疑問が多出し た。残念ながら筆者は引率者として合理的な説明をす ることはできなかった。

なお、図 6.21 にその際の写真を示す。

4) 凍土壁の連続性(現況)

現在(令和2年5月)における、図6.20 b)に示 す測温管で計測した測温管列の2次元温度分布(鉛直 方向)を図6.22に示す。同図のa)~f)の各2次元温 度分布図は各図の右上に表示されている、現地の平面 図中赤線で示した部分の鉛直断面の2次元温度分布を 示している。

図 6.20 b) に示す測温管は凍結管列から 85cm 離れ て埋設されている。この測温値と凍結管列(凍土ライ ン)の温度の違いは凍結開始以後、図 6.23 a) に示す ように平成 28 年 5 月には 10[°]C 程あったものが凍土の 成長と共に 5[°]C 程となっている。ただし、当初 10[°]C の温度差があったときの凍結管列の温度は 0[°]C 程度で あったが、時間が経過して温度差が 5[°]C ほどになった 現在では凍結管列の温度は – 23 ~ – 25[°]C と良好に冷 却されている。このため、凍土の厚さが予定の厚さ以 上となっていると予想されるため、計画通り凍土壁の 維持管理運転を開始している。

5) 凍土壁維持管理運転

維持管理運転とは凍土壁の成長が十分と判断された 時点以降、投入エネルギーを減少させ、凍土壁の厚さ を一定に保持するための凍土壁冷却方法である。その 方法は、凍結管を循環するブラインの供給を停止する、 あるいは冷却する凍結管の本数を減らす、といった方 法で凍土遮水壁への冷却エネルギーの投入を減少させ る。その際の維持管理運転の管理方法は図 6.24 に示 す基準を遵守している。

6)現在の凍土壁の厚さ、

維持管理運転を開始する前と、その後の凍土壁の厚 さ(凍結管列からの凍土の厚さ:凍土壁の厚さの1 / 2)を図6.25 a)に示す。同図に示すように凍土壁 の厚さは上層部では地表からの気温の影響を受けて年 周期で変化しているが、中層および下層ではほとんど 気温の季節変動の影響を受けず、ほぼ4mを維持し ている。この結果、凍土本体の厚さは8mほどとなっ ていることがわかる。





b) 凍土遮水壁西側南部(6BLK)

図 6.23 測温管計測温度と凍結管列(凍土ライン)温度の 違い ⁶⁻¹²⁾

参考-I.維持管理運転の概要

 凍土壁完成後における、過剰凍土の生成による周辺影響防止などの観点から、凍土厚の過度な 増大を抑制するために、パライク供給を停止する「維持管理運転」を実施することとした。
 以下のように、パライク供給停止・再供給を繰り返す運用を実施している。



図 6.24 凍土壁完成後の維持管理運転⁶⁻¹²⁾

7) 凍土壁内外の水収支

上記のように凍土遮水壁は凍結管を施工した全ての 部位で十二分の厚さに成長しているため、現在は維持 管理運転が開始されている。この状態における凍土遮 水壁の外側から内側に流れ込む水の収支は図 6.26 a) に示すように考えられている。

具体的には同図中に在るように、水収支を検討する 式は以下のように考えている。



図 6.25 凍土壁厚 (凍結管列からの厚さ)の経時変化⁶⁻¹²⁾ 当初の予定凍土厚さは2mほどであったため、現在の凍土厚さ は予定の4倍と過剰に厚いことがわかる。

 $F = A + B + C + D + (E1 + E1r) + E2 \quad (6-1)$

ここに、

- A はサブドレインと呼ばれる、凍土遮水壁内に在 る井戸からの排水量、
- B は原子炉建屋等へ周囲地盤からの地下水流入量、
- C は図 6.22 の a)、b) に示す凍土壁温度における 鉛直 2 次元温度分布図中、白色で示された部分か ら海側へ流出する水量、
- D は凍土遮水壁内の下部地盤からの地下水供給量で あるが、各帯水層の水頭(水の圧力)の計測から 供給量がないことが確認されている、
- E1は凍土遮水壁内に降った雨で、凍土遮水壁外へ 排水されなかった水量、
- E1rは原子力発電施設の屋根に降った雨量で、凍 土遮水壁外へ排水できなかった水量、

E2は地下水位の上昇/下降に相当する水量である。

この中で、A およびC は凍土遮水壁から外に排水 される項で、その他は凍土遮水壁内に入ってくる水量 である。結果として凍土遮水壁内への流入水量 F は 前式の右辺を構成する実測値および推定値の合算結果 として与えられる。

ただし、図 6.26 b)の二つ目のコメントに在るように、実際には日量 1000m³ 以上の流量を持つ「K 排 水路」が凍土遮水壁で囲まれた領域を貫通しており、 この排水路の破損部位から凍土遮水壁内への漏水が確 認されている。そこで、図 6.22 で示した凍土遮水壁 の温度および図 6.25 に示した凍土壁の厚さ、さらに は図3.13に示した凍土の透水性の知見を総合的に判 断すると、凍土遮水壁の遮水性は完璧であると考えざ るを得ず、「F」の値は全て「K 排水路」からの排水 量で在ると考えざるを得ない。その結果、汚染水用貯 水槽の増設が限界に近づいている解決策として、汚染 水源となり得る「B」の値を低減するためには「K 排 水路」からの漏水を止めることが重要と考える。また、 凍土遮水壁内の地表のフェーシング(遮水)を図り「E 1」を減らし、さらには原子炉建屋屋根への降雨の排 水経路を整備して「E1r」を減らす努力が有用と考 えられる。これらの対応により原子炉建屋等からの汚 染水量の低減のための「複合的対策」の目的が達成さ れると考える。



a) 凍土遮水壁内外の水収支の考え方

【参考】陸側遮水壁内の水収支に関する補足 ■地中温度や地下水位の状況から判断して、陸側遮水壁(凍土壁)は遠成されており、これに より、<u>地下次の滞れは遠断されている</u>と考えることができる。 ■ 一方、これまでと同様に式(1)により、陸側遮火壁内側小の地下水等併給量を計算すると、 2019年1月~3月時点で約250m³/日と算定されるが、これは米排水路など陸側遮水壁を横断 している地下横遮物の影響により、一定量の水が供給されていることによるものと考えている。 こ なお、式(1)で用いる降雨浸透率などの定数や屋根からの降雨湿養量などを正確に測定す ることは困難であることから、これらについては、一定の仮定をおいて計算しているため、F の算定値そのものは必ずしも実際の供給量を正確に表しているものではないと考えている。

b) 凍土遮水壁内外の水収支に関する補足

図 6.26 陸水遮水碧内外の水収支の評価 6-13)

6.3 冬期土工

寒冷地における盛土の冬期施工は、§5.3に示した ようなメリットや合理性が室内実験および実大現場実 験で確認されている。これを受けて以下のような巨大 な盛土工事が北海道で冬期間に実施されているので、 その状況を以下に概説する。

6.3.1 概要

寒冷地における冬季の土工事は、土の凍結に伴う凍 上による盛土の品質や作業効率の低下という危惧のた め、大規模なものは全く実施されていなかった。しか しながら、§5.3に示したように、長期に渡る大規模 な造成工事の場合は、1)冬期間の大型重機の温暖な 地域への回送が回避できるため回送費が低減でき、2) 冬期施工時の表土の凍結によるトラフィカビリティー (走行性)の向上、3)通年に渡る雇用の平準化といっ たメリットが予想された。このような状況の中で、仕 様最高速 300km/hr、周回長 10kmの自動車用高速周 回テストコースの施工に際して 150万 m³(総土工量 860万 m³)の冬期盛土工事を実施した。この実施に 際して、§5.3 に示したような予備的な検証実験を行 い、その有効性を確認した上で実施している。

6.3.2 事前検討

冬期盛土施工に関しては、凍結・融解に伴う盛土材 の、1)強度低下および、2)沈下の遅延および残留 沈下量の増大が一般に危惧されている。このような危 惧に対して、表6.2に示す工事対象地盤の諸特性お よび施工地域における表6.3に示す気象データを用 い以下の検討を行った。

盛土材の強度低下に関しては、凍結融解後にCBR 試験を実施し、表6.4に示す結果を得た。すなわち

		自然 含水比 (%)	土粒子の 密 度 (t/㎡)	均等係数	最	最大乾燥 密 度 (t/m)
Γ		15. 8-48. 4	2.28-2.39	2.3-10.0	19.1-51.9	0.809-1.064
1	土質A	30.4	2.33	6.1	31.3	0.914
ľ		10. 0-38. 1	2.56-2.73	2.5-24.0	6.5-30.1	1.219-1.761
	土質B	20.5	2.64	8.6	18.2	1.524

表6.2 土質定数一覧表 6-14)

表6.3 施工中気象データ⁶⁻¹⁴⁾

日	 	[温<	< 0 ℃	11/6	$\sim 5/3$
日	 	〔温<	2° 0 ≥	12/6	$\sim 3/2$
運	_	朋	間	11/22	~3/27
僅	柏	垣	叙	480. 2	Cay
日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日日	深	着	雪	49	cm

表 6.4 凍上試験結果一覧表 6-14)

		十: 質	Α	1: 11	В
		砂質土	(SF)	細粒上混り)砂(S-F)
		E-111 917	三前917°	モールトッタイフ	三帕917°
		0. 30~0. 27	0.68	0.49~0.50	0.26
飽利	1 凍上率 (%)	0.29		0.50	
状息] 凍結様式	l	1	1	1
		0.26~1.40	1.5	1.1~1.5	1.5
最通	i (凍上率(%)	0.52		1.22	
	凍結様式	1	l t	1	l
含水出	油融解後CBR	17.8 %		16.0 %	
	CBR保存率	78.4 %		87.0 %	
状 剋	訂凍結融解後				
	95%修正CBR	27.7 %		18.9 %	

95% 修正 C B R が約 19% 以上であることを確認した。

沈下の遅延に関しては、盛土施工速度を変えた3 ケースについて、潜熱を考慮した熱伝導解析⁶⁻¹⁴⁾を実 施した。その結果、図6.27に示すように、盛土材料 温度5℃、外気温-5℃の条件では、次層を施工する 時点では表面から約15cmが凍結しているものの次層 の施工により凍結部分が融解すると想定された。

沈下の増加に関しては、凍上試験を実施した⁶⁻¹⁴⁾。 表6.4によれば、凍上率は1.5%程度であり、冬期 施工高さが20mの場合、冬期盛土施工による沈下量 の増分(ΔS)は、凍上率(ζ)、冬期盛土施工高(Δ H)から、

 $\Delta S = \Delta H \times (\xi \swarrow 100) \tag{6-2}$

となり、冬期施工部分全体が凍結した場合でも、最 大で 30cm 程度と予想された。この値は融解に伴う沈 下が、盛土完成以前に収束していれば対応可能な量で あると判断した。

以上のような知見より、当該盛土地盤においては盛 土層1層あたりの凍結(冷却)期間を適切に管理する ことにより、トラフィカビリティを改善し、しかも実 用上問題のない融解遅延期間を選定し得ることがわ かった。



6.3.3 試験盛土

試験盛土は平成4年12月から平成5年3月に約10 万m³、冬期盛土施工高5mの盛土を行なった。施工 速度は1層1から4日であった。地中温度計により、 5月末に凍結領域が消滅し、クロスアーム式沈下計に より、夏期盛土の圧縮率(1~2.3%)に対し3.0%と、 僅かに大きいことを確認した。またこれらの結果は凍 上試験、熱伝導解析の結果とほぼ一致している。以上 の結果から、該当盛土における冬期盛土の本施工は可 能と判断した。

6.3.4 冬期盛土の本施工

冬期盛土の本施工は、平成5年12月から平成6年 3月の間に、高さ60mの盛土の38~54m、総施工土 量150万m³について実施した。本施工での留意点と 施工結果について以下に列挙する。

- 施工速度の選定に際しては、冬期施工完了時に凍 結領域を残さないことを目標とし、図6.27とほ ぼ同じ、1層2~3日の施工速度で盛土を行なっ た。
- ② 施工上の留意点などは、通年施工化技術指針⁶⁻¹⁵⁾ に基づき、特に雪の混入について留意した。
- ③ 冬期盛土での法面は仮設とし、法面勾配1:2.5 で施工した。これは冬期間に法面の緑化が行えないため、融雪時に法面が浸食される懸念があったためである。
- ④ 既に施行された盛土の凍結部分の融解を促進する ために、新たに施行する上層の盛土材を融解熱源 として積極的に活用した。盛土材は事前の掘削、 仮置き等盛土材の温度低下を回避するため、切土 直後の盛土材を使用した。
- ⑤ 冬期盛土施行部分には深さ方向に2m間隔で地 中温度計を設置した。その結果、盛土内の凍結領 域の消散は確認できたが、1)凍結期間中の凍土 領域の詳細な分布は把握することができなかっ た。これは、1層30cmの盛土一層の厚さに比べ て温度計測の間隔が広過ぎたためと、潜熱の影響 により凍結領域および未凍結領域の温度が共に 0℃付近であり、温度による凍結領域の判定が困 難であったためである。
- ⑥ 盛土内の凍結領域を把握するために各種の地盤調査を実施した。その結果、クロスホール法による弾性波探査において凍結領域が図6.29に示すように確認され、この領域が同時点の温度計測により得られた凍結領域と比較的良く一致していることがわかった。この領域は年末年始休暇の長期に渡る施行休止によるものと考えられ、同探査方法により推定された厚さとほぼ一致していた。これらのことから、同探査方法は凍結領域の判定に有効であると思われる。
- ⑦ 冬期施工部分の圧縮率は、上載高さ20m時点で施工高さの2.3%であり、同じ土質で施工した夏期施工の1.5~2.5%と大きな違いはなかった。 冬期盛土施行上最も発生しやすい品質上の問題と考えられる沈下量の増大については、施行速度(凍結期間)を管理することにより冬期盛土でも夏期盛土と変わりなく施工することが可能であること

が判明した。



図 6.28 施工風景(筆者撮影)



図 6.29 施工直後における凍結部の分布状況 6-14)

6.3.5 まとめ

当該地点は積雪量が北海道の他の地域に比べ少ない こともあって、作業効率は夏期施工と変わらなかった。 また、冬期施工では、夏期施工に比べ仮設道路の補修 頻度が格段に少なくなった。このようなわけで、今後 も冬期盛土を行う機会があれば積極的に検討し、実施 したいと考えている。

なお、今回は凍上性が比較的低い土質に対して冬期 に盛土を施工したが、むしろ凍上性の高い土の方が冬 期土工のメリットがあるという展望を §5.3 で示して いる。このため、今後は冬期盛土施工の適用頻度を高 めることに留まらず、その対象地盤の拡大も「寒冷地 域における通年施工」の実現に有用と考える。

参考文献

- 6-1) 中野正文, 2001: LNG 地下タンク建設技術の変 遷と最新の技術開発, 土木学会論文集, No.679/ VI-51, pp.1-20.
- 6-2) 室谷健太郎: 泥水式シールド工法による海底下 横断 ~新磯子幹線の設計・施工事例~、日本

下水道協会、第56回下水道研究会、pp.1-3, 2019.

- 6-3)株式会社精研:地盤凍結工法-ARTIFICIAL GROUND FREEZING,パンフレット, pp.1-21.
- 6-4) 雪氷学会凍土分科会,2014: 凍土の知識 一人 工凍土壁の技術一,雪氷,第76,巻2号,pp.179-192.
 http://www.seppyo.org/~frost/pdf/ seppyo76_2_179.pdf (2020年10月24日閲 覧)
- 6-5) 経済産業省:汚染水処理対策委員会(第3回)「資料1地下水の流入抑制のための対策」
 https://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/pdf/130531/130531_01c.pdf(2020年11月7日 閲覧)
- 6-6) 経済産業省:陸側遮水壁タスクフォース(第1回),資料3一地下水の流入抑制のための対策(概要)(汚染水処理対策委員会報告書(5/30)概要) https://www.meti.go.jp/earthquake/ nuclear/20130701_01.html(2020年11月7日閲覧)
- 6-7) 木田博光, 淺村忠文, 2016: 凍土方式による陸 側遮水壁の造成 - 凍結管の削孔・建て込み、凍 結設備の設置工事 -, 土木施工, Vol.57, No.3, pp.162-165.
- 6-8) 資源エネルギー庁:第19回特定原子力施設 監 視評価検討会 資料 5-1 凍土方式遮水壁の概要 について https://www.nsr.go.jp/data/000051048.pdf (2020 年11 月7日閲覧)
- 6-9) 資源エネルギー庁:第21回特定原子力施設 監
 視評価検討会 参考資料1
 https://www.nsr.go.jp/data/000051075.pdf

(2020年11月7日閲覧)

- 6-10) 鹿島建設株式会社ホームページ:施工手順 https://www.kajima.co.jp/tech/c_frozen_soil_ wall/construct/index.html (2020年11月7日 閲覧)
- 6-11)東京電力:廃炉・汚染水対策チーム会合 第78 回事務局会議、【資料 3-1】汚染水対策 https://www.tepco.co.jp/decommission/ information/committee/roadmap_progress/ pdf/2020/d200528_06-j.pdf (2020 年 11 月 7 日 閲覧)
- 6-12)経済産業省:第23回陸側遮水壁タスクフォース (2018年11月8日開催:資料2「陸側遮水壁の 維持管理運転の状況および地中温度と今後の対応について」)

https://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/ osensuitaisaku/committtee/rikugawa_tusk/ pdf/181108_01e.pdf (2020年11月7日閲覧)

- 6-13)経済産業省:第22回汚染水処理対策委員会(2019 年5月14日開催:資料1「資料1 福島第一原 子力発電所の汚染水処理対策の状況」
 https://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/ osensuitaisaku/committee/osensuisyori/2019/ pdf/22_3.pdf (2020年11月7日閲覧)
- 6-14)森田恵弘,赤川 敏,西尾伸也,山本猛,山内義 一,1995:北海道のような寒冷地における冬期大 規模重機土工事事例,土木学会第50回年次学術 講演会,pp.726-727.
- 6-15) 通年施工化技術研究協会,通年施工化技術指針, 1992.

https://thesis.ceri.go.jp/db/files/0005309060.pdf (2021 年 3 月 7 日閲覧)

7 おわりに

筆者はLNG地下タンク建造の黎明期である1970 年代初旬に清水建設に就職し、研究所に配属された。 大学で岩石の変成を学んだ私は職場の上司の「土も凍 れば岩だろう!」という一言で、凍土の研究を始める ことになった。ただし、凍土に関して無知な私を上司 は哀れに思ったのか、世界の凍土・凍上研究のメッカ である北海道大学低温科学研究所へ国内留学させてく れた。そこで関連する既往研究を調べるうちに、小学 校以来憧れていた寺田寅彦の門下である中谷宇吉郎の 論文に接し、その研究姿勢を知るにつれ、仕事を忘れ て凍土・凍上の研究に夢中になっていった。幸い、こ の状況を見ていた先輩諸兄からは、不治の病である「糖 尿病」に擬えて、君はとうとう「凍上病」に感染した、 と温かく迎入られた。

請負業である建設会社の研究員として、施主である 発注者との研究開発業務はしかるべき主従関係が一般 には存在する。しかしながら、その当時は研究課題の 達成が喫緊の課題であったためか、研究開発業務の打 ち合わせでは施主側の技術者と我々請負側の技術者と 共に北海道大学低温科学研究所の故木下誠一教授(後 に同研究所所長)をはじめ大学の教員の方々も参加さ れ、まさに英文論文を片手に技術論が戦わされてい た。また、当該R&Dを主導された東京ガス株式会 社の研究所では月に1回、凍土工学に関わる関連企業 の研究者を集めた研究会が開催され、企業の枠を超え たチームワークが醸造されていた。

これらの研究・開発活動による成果は企業機密に類 するものも多い中、木下先生の強い勧めのおかげで学 会への発表が多くの場合実現した。当初発表の多くは 国内の学会であったが、1978年よりほぼ3年毎に開 催されている「地盤凍結に関する国際シンポジウム (International Symposium on Ground Freezing)」に おいて多くの研究業績が日本から発表された。この 結果、日本の研究開発活動に対し海外からの反響が 高まり、多くの国際的な交流が発生した。その結果、 多くの仲間が海外の研究機関で活躍された。筆者も 1980年代にこの分野のもう一つのメッカであった米 国陸軍工兵隊寒地理工学研究所(U.S. Army Corps of Engineers, Cold Regions Research and Engineering Laboratory)に2年間席を置き、この報告書で紹介し ている Edward Chamberlain や Patrick Black を含め 多くの研究者と意見交換をさせていただいた。

この間の特筆すべき日本を代表する業績は株式会社 精研の故高志勤博士の業績である。彼は元々京都大学 で流体力学を専攻されたが、戦後株式会社精研で母校 の諸先生と協力し土の凍上性を支配するパラメータを 株式会社精研の部下の方々と共に数多くの凍上実験か ら見出し、後に日本の凍土工学を大いに支えた「高志 の式」と呼ばれる実験式を確立された。

これらの技術的な発展を背景として、本書に概説した LNG 地下タンクの信頼に足る実装技術や人工地盤 凍結工法の活用が可能となった。

このように我が国の凍土工学は他の国々と比べて、 ここ1世紀の間に人的にも社会情勢からも恵まれた環 境の下で成長することができた。

今後はその活用の場を日本国内に限定せず、ますま す海外へと躍進することを期待したい。

最後に、今年はコロナ禍のため当初予定していた関 連各方面への訪問調査が十分にできなかった。このた め、既往の関連資料をそのまま紹介させていただいた 部分がある。結果として、一部に原著の趣旨と異なる 位置付けとなってしまった可能性がある点をご容赦い ただきたい。

8 謝辞

本報告書を纏めるにあたり、様々な方々からご支援及びご協力を頂いた。特に凍土工学を大いに発展・活用い ただいている下記の行政機関および企業の方々には貴重な資料や写真等の提供を頂いた。この場を借りて厚くお 礼を申し上げる。

> 経済産業省 国土交通省 東京電力ホールディングス株式会社 東京ガス株式会社 鹿島建設株式会社 清水建設株式会社 株式会社精研 ケミカルグラウト株式会社

> > 1970年代から半世紀のデータ計測法の進歩(その4)

<画像処理システム>

図 3.1 e) に示した凍上試験の供試体内に埋設さ れた直径 1.5mm の鉛玉の 3 次元座標の読み取り には、同じ時点で 2 方向から撮影した X 線画像の 画像解析が活用された。この実験は 1983 年に行 われ、X 線画像はデジタルデータではなく X 線 フィルム上のイメージが計測データであった。こ の画像から精度良く鉛玉の 3 次元座標を得るため に最初に必要な作業は、X 線フィルム上の鉛玉の 2 次元座標を得ることであった。このために当時 活躍していたドラムスキャナーというアナログ画 像からデジタル画像への変換装置を活用し、画像 を 640 × 400 ピクセルのデジタル画像に変換した。

この画像イメージをターボパスカルというその 当時簡便で演算速度の速い言語を用いた画像解析 プログラムを作成し、解析した。ただし、当時は CPUのクロックが数メガヘルツ(MHz)という、 現在の数ギガヘルツ(GHz)という CPU 速度と は比べ物にならないほど遅いパソコン(PC9801) で画像処理を行なったため、鉛玉の座標計測のた めの空間フィルターを1画像に対してかけるため には40分ほどかかるという状況であった。具体 的には図 3.1 d)に示す複数の空間フィルターを かけるため非常に多大な時間と労力が必要であっ た。結果として138 枚の X 線画像を処理するに は空間フィルターの作成・チューニングに始まり、 筆者のような日常業務のある企業の研究者として は実際の画像処理作業を進めることができず、実 験から3年後に米国の研究機関に2年間在籍する まで画像処理は完了しなかった。

結果として実際に凍結していく土供試体の中で 土がどのように移動するかという挙動を熱流方向 に5mm 間隔で計測することができた。なお、画 像処理による鉛玉の熱流方向の計測値の標準偏 差は0.053mmと良好であった。さらには、その 鉛玉の中に線径0.08mmの熱電対(温度計測セン サー)を埋設しているために、凍結に際して熱流 方向に移動する鉛玉の温度を直接計測することが でき、結果として凍結中の土の歪み挙動と温度場 の変化を直接測ることができた。

21世紀に入り、凍結中の土の歪み挙動をより 仔細に調べようと MRI を使って凍上中の土試料 を観察してみた。しかしながら土を構成する粘土 鉱物が僅かに帯磁しているため良好な画像を得る ことができなかった。将来的な可能性として、高 分解能 X 線 CT を用いることにより、凍結中の 土試料内の歪み挙動を明らかにすることができる と期待している。

9 付属資料

国内の LNG 地下タンク基地

所在地	地下タンク数	貯蔵能力
仙台新港(仙台市ガス局港工場)	1基	8万 kL
根岸 (東京ガス根岸 LNG 基地)	8基	95 万 kL
扇島 (東京ガス扇島 LNG 基地)	4基	85 万 kL
東扇島 (JERA 東扇島火力発電所)	9基	54 万 kL
袖ケ浦 (東京ガス袖ケ浦 LNG 基地)	27 基	232 万 kL
富津 (JERA 富津火力発電所)	12 基	136万 kL
清水袖師(清水エル・エヌ・ジー)	3基	33.72 万 kL
知多(知多エル・エヌ・ジー)	1基	16 万 kL
知多緑浜 (東邦瓦斯知多緑浜工場)	2基	40 万 kL
泉北第一(大阪瓦斯泉北製造所第一工場)	1基	4.5 万 kL
出典	集:https://ja.wikipedia.or	- ·g/wiki/ 日本の LNG 基地一覧 (令和 3 年 3 月 3 日閲覧)

所在調査	
産業技術史資料	
人工地盤凍結工法	

名恭	制作年	製造社	所在地	選定理由	備考(特許関連等)
盤凍結専用の移動式一体型 却装置(地盤凍結ユニット)	1966 から	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	・冷凍機メーカーと共同で独自開発した移動式凍結基地。それ以前には現場毎に地盤凍結装置を 毎回組み立てていたが、本発明により工期・コスト・品質が格段に改善できた。これまで 100 台を 超す大型地盤凍結ユニットを製造し、500 件以上の凍結工事に供している。	・特許を 1964 年に出願し登録
様な地盤凍結管 単管式、二重管式、断熱限定式、 孔式、かじりこみ式、断熱凍結	1962 から	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	 各場面や各ニーズに応じた、多様な凍結管を創意工夫することで、掘削時の止水性と剛性を持つ 各現場条件に最適な凍土壁造成を可能にした。 また、断熱限定式凍結管の発明により、凍結対象深度以外では余分な凍土が増加し凍結膨張問題を引き起こさないようにできた。 	・1962 ~ 1981 に特許を 8 件出願し登録
結速度制御式の土の凍上・ 2凍沈下試験機 (高志式)	ට්ර් ආපි විස් විස් විස් විස් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප් ප්	株式会社精研 企画開発部	大阪府豊中市 勝部 1-2-18	 ・世界初の地盤の凍結膨張率をはは住意の応力場・温度場にて定量的に把握できる試験装置。 ・地盤凍結工法にとって最大の克服課題である地盤凍結膨張を精度良く予測するために、本試験機 および実験式を 独自で開発した。・これにより、地盤凍結工事での凍結膨張影響は、設計および 施工管理を定量的に予測および管理できるようになった。 	・国内外の学会にて論文多数発表・ 本装置による凍結膨張予測手法 は、日本地盤工学会JGS基準、 および液化天然ガスLNG地下式 貯蔵タンク指針に採用
3盤凍結工事の現場計測管理シ テム…温管、白金抵抗体、 ニータロガー、パソコン)	1985 から	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	・計測メーカーと共同で独自開発した地盤凍結工事における凍土壁造成状態および凍結設備運転状態を計測する遠隔監視システム。・本システムにより、トンネル背面の見えない凍土壁の状態を温度計測により管理でき、および凍結設備の運転状態の遠隔監視ができ、500件以上の現場において掘削時の安全性を担保してきた。	
は場造成凍土壁の見える化システ は場温度計測管理システム、 1盤凍結数値シミュレーションソ	1996 から	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	 ・別記の現場計測管理システムからえた地盤測温結果と、独自開発した地盤凍結熟解析ソフトによる数値シミュレーション結果とをリンクすることで、造成する凍土壁の見える化を可能にするシステム。・これにより、他の地盤改良工法で完全にはできない現地盤での地盤改良範囲を完全に把握することが可能になった。 	・冷凍学会、伝熱学会、雪氷学会 へ 論文多数
3盤凍結管埋設用の 1元止水装置(ロ元パッカー)	1975 <i>か</i> ら	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	 ・高水圧地盤を背面に抱える立坑やトンネル内から、別記の地盤凍結管を挿入するために独自開発した装置。 ・以前は地盤凍結管埋設工事中の多量出水により立坑などからは地盤凍結管設置は難しかったが、 本発明により安全・確実にできるようになり、1万個以上製造されている。 	・特許を 1977 年に出願し登録
-水用凍結管併用鋼管	1993 から	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	・揺削時の土水圧を受ける剛性材料である鋼管 (パイプルーフ)の中に、鋼管間の地盤凍結するための凍結管を内蔵させた装置。・これにより、凍土壁造成期間と地盤凍結膨張影響を抑制ができ、これまでに 8現場以上の道路下での大断面拡幅での掘削を安全かつ問題無いようにできている。	・専門誌(トンネルと地下)に 掲載など
結システム遠隔監視・ 御システム (C HO R U S)	1989 <i>から</i>	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	 ・東京湾アクアラインでの工事用人工鳥での地盤凍結工事において、台風などで凍結ユニット運転管理が有人でできない場面に至っても、遠隔から計測だけでなく地盤凍結システムの制御までもが 可能にできる装置(凍結現場は無人で対応可能)。・本システムは、地盤凍結現場を無人で管理でき る可能性を示した。 	
土梁および凍土円板の げ試験装置	1983 から	株式会社精研 企画開発部	大阪府豊中市 勝部 1-2-18	 ・世界でも例を見ない、凍土の曲げ強度特性を精度良く計測できる装置。・日本独自の凍土壁の利用であるシールド機の立坑からの発進および立坑への到達防護の設計・施工管理においては、凍土の曲げ特性を測定する装置を独自で開発する必要があった。・本装置を用いて数千回以上の曲げ実験を行うことで、それまでは世界的にも着手できていなかった凍土の曲げ強度特性を解明した。 	・国内外の学会にて論文多数発表





「凍土工学発展の系統化調査」

報告書冊子との相違点(正誤表)

ページ	段落	行	第 30 集 冊子版 2021 年 3 月	全文 PDF 版 2021 年 8 月 (正)
3	左	下から 11 ~ 12 間 追加		1992年 博士(環境科学)北 海道大学
3	左	下から5	2003年~2010年	2003年~2009年
3	左	下から3	2010年~	2009年~
4	左	本文上から9	1970年第	1970年代
5	右	下から7	三浦誠一	三浦清一
7	左	上から2	1/3程度ので	1/3程度で
8	右	下から6~8	速度は載荷後 100 分の 時点でそれぞれ 1.6 × 10 ⁶ (% /min) 及び 2.5 × 10 ⁶ (% /min) で あることが示してある	速度は載荷後 100 分の 時点でそれぞれ 2.5 × 10 ⁶ (% /min) 及び 1.6 × 10 ⁶ (%/min) であ ることが示してある
9	左	表 2.1	圧縮強さ	圧縮強度
9	左	図 2.7	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
9	コラム 左	本文上から1	2000年台	2000 年代
10	右	本文上から9	原口	原口征人 (2004)
12	右	図 3.2 タイトル	図 3.2 X 線画像撮影を併用した凍上試験の 方法とその結果	図 3.2 凍結中のひずみ分布の変化
13	左	図 3.4 タイトル	図 3.4 左上の各鉛玉の相対移動から各鉛玉 間の 歪み速度分布の変化	図 3.4 図 3.1 e) に示す隣接する鉛玉間の相 対距離変化から求めた歪み速度分布の経時 変化
15	左	下から 19	は比容積	v は比容積
16	左	下から8	成長は	成長プロセスを
17	左	上から3	間隙圧	間隙水圧
17	左	図 3.10 a)	Provide allow Consider Research Tax selection Tax selection Ta	Prove provide the second secon
18	左	下から2	10 ⁻¹² m/s	10 ⁹ m/s
20	左	上から4	示し、それより	示し、未凍土はそれより
24	左	上から1	フロウズンフリンジ	フローズンフリンジ
24	左	上から2	(0.1 ~	(0 ~
24	左	上から2	順引張り	純引張り
24	右	下から 12	陸軍凍土理工学	陸軍工兵隊寒地理工学
29	左	表 4.1 タイトル	表 4.1 様々な建設材料の強度特性	表 4.1 各種土木材料の強度
29	左	表 4.1	圧縮強さ	圧縮強度
30	右	上から 13	ti	t_1
30	右	上から 17	と呼ばれて	と呼んで
31	左	下から2	不凍水	不凍水圧

「凍土工学発展の系統化調査」

報告書冊子との相違点(正誤表)

ページ	段落	行	第 30 集 冊子版 2021 年 3 月	全文 PDF 版 2021 年 8 月 (正)
37	左	図 4.9 b-2)		Contraction of the second s
38	右	参考文献 4-6)	Akagawa, S.,2020: Artificially Frozen Ground and Related Engineering Technology in Japan, SCAR, 12th ICOP Special Issue, in press.	Akagawa, S., 2021: Artificially frozen ground and related engineering technology in Japan, Journal of Sciences in Cold and Arid Regions, 13(2): 77-86.
39	左	本文上から3	10000kL	10,000kL
41	転載記事	図 -10.1 タイトル	図 -10.1 人口凍土式 LNG 地下タンクの例	図 -10.1 人工凍土式 LNG 地下タンクの例
41	転載記事	下から2	コソク	コンク
44	転載記事	下から3	タソク	タンク
44	転載記事	図 -10.7 タイトル	図 -10.7 y 線照射による測定装置	図 -10.7 現場凍結実験概要図
44	転載記事	図 -10.8 タイトル	図 -10.8 凍結に伴う周辺地盤の変位の測定 結	図 -10.8 超低温土圧計
45	転載記事	図 -10.9 タイトル	図 -10.9 凍結に伴う周辺地盤の変位の測定 結果	図 -10.9 実験装置
69	右	下から1~4	凍上性の粘性土における季節凍土地域の冬 期土工の妥当性、第31回地盤工学研究発 表会、pp.1331-1332,北見.1996.	土の凍結による地盤の圧密促進現象を活用 した冬期土工の有用性、第 18 回寒地技術 論文集、Vol.18、pp.283-286、2002.
69	転載記事	下から4	この値は数メートル	この値は数十メートル
72	右	下から 15	1995 年	1993 年
74	左	図 5.14 の上 2	更正	補正
75	右	上から4	を示す。	を図5.17に示す。
76	右	下から7~9	1996: 凍上性の粘性土における季節凍土地 域の 冬期土工の妥当性、第 31 回地盤工学 研究発表会、pp.1331-1332.	2002、土の凍結による地盤の圧密促進現象 を活用した冬期土工の有用性、第 18 回 寒 地技術論文集、Vol.18、pp.283-286.
85	転載記事	図5タイトル	図 5 海側遮水壁のコンセプトおよび側遮水 壁の配置図	図 5 海側遮水壁のコンセプトおよび配置図
90	右	本文上から2	2017年12月3日	2017年3月3日
94	右	下から9	試験盛土は §5.3 に示したように、平成 4 年 12 月	試験盛土は平成4年12月