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 $\rm m^3$ 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

1973 年 千葉大学理学部生物学科地学専修 卒業 同年 清水建設株式会社 入社 (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
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

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。

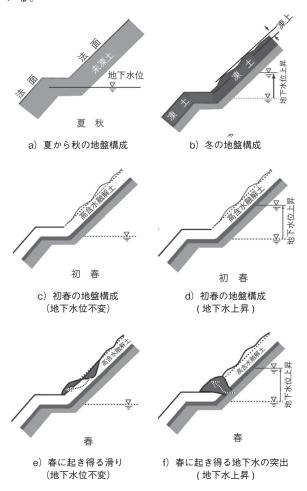


図 1.1 寒冷地における法面の地盤構成の季節変化 1-2)

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1.1。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 = Ice Lens)の成長

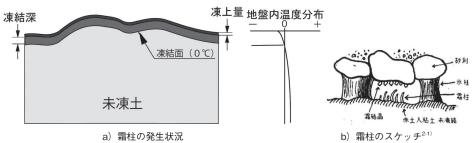
一般に寒冷度がより強くなると地盤は図2.2 a) に示すように深くまで凍り、いわゆる凍土(凍結土)が成長(同図の濃い灰色の部分)する。この時、地盤は凍結しながら霜柱状の氷の層が地盤の凍結方向(熱流方向)に対して直交方向にレンズ状に成長を繰り返す。

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。

一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。





c) 霜柱の写真 写真提供:森淳子、(株)工学気象研究所

図 2.1 霜柱の成長部位及びその写真

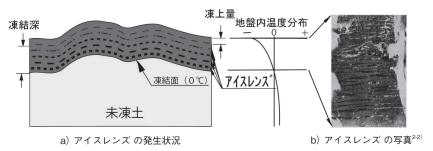
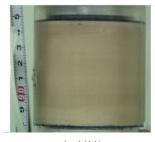
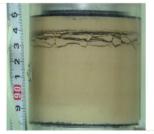
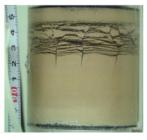


図 2.2 アイスレンズ (IL) の成長部位及びその写真









a)凍結前

b) 凍結 8 時間後

c) 凍結 16 時間後

d) 凍結 24 時間後

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。

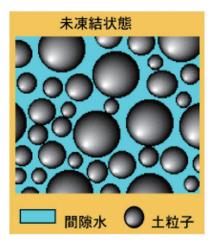
図 2.3 c) に模式的に示す水飽和細粒土(粘土やシルトと呼ばれる粒径で定義される粘土鉱物)は粒径が小さく、またその表面積が非常に大きいため、間隙水が非常に薄く、また土粒子表面に強く間隙水が拘束されているため、負の温度環境でも間隙水の全てが凍るわけではない。特に0° Cから-1° Cの温度範囲では数100 から数 10 ナノメータ (nm) ほどの厚さの凍らない間隙水(不凍水)が土粒子の周囲に存在する。このため、水飽和状態の細粒土(粘土やシルト)が負の温度になったとしても、未凍土同様間隙水圧がその凍土の挙動に影響する。

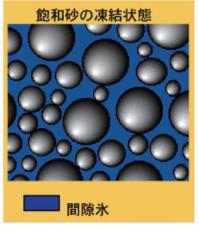
2) 土が凍るとき凍結面付近で起きること

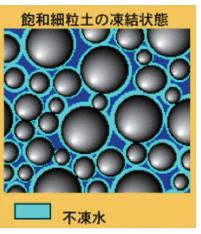
土が凍結するということは前述の様に、土粒子間隙に存在する間隙の水が凍結するということである。しかし、元々間隙に存在している水がその場で凍結しても最大でその体積の9%の体積膨張しか起きない(その場凍結:in-situ freezing)。また、このような現象では凍上現象の象徴である熱流に直交する氷脈(アイスレンズ:ice lens)は発生・成長しない。すなわち「その場凍結」は凍上現象の範疇に入れず、未凍土側からの吸水を伴う凍上現象(氷晶分離凍結:segregation freezing)のみを凍上現象と定義している。

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





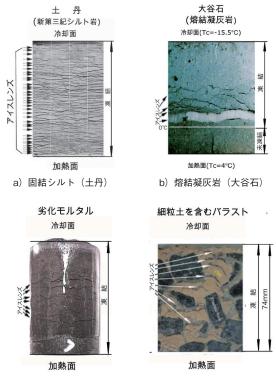


a)未凍土の水飽和の土

b)凍結した水飽和の砂

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)



c) 劣化モルタル (CA モルタル) d) 細粒分含有バラスト 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 2.5×10^6 (%/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。

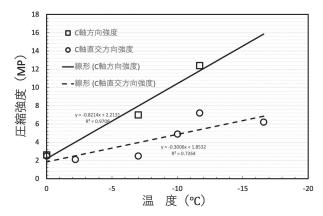


図2.6 氷の強度の温度依存性²⁻³⁾ (文献 2-3 の表2.14より著者作成)

表2.1 各種土木材料の強度

	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	

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。

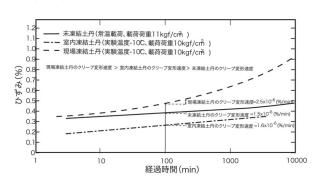


図2.7未凍土と凍土のクリープ特性の比較2-4)

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)320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) ³⁻³⁾ 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

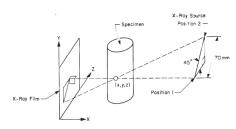
3.1.1 凍上現象とは

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。

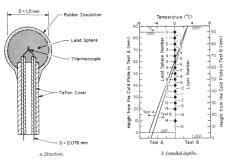
このような状況であるので、ここではまず「土」が 起こす「凍上現象」を、実験事実を基に確認すること から始める。

Aluminum Boord Veedge filter Double Acrylic Cell X-Ray Film X-Ray Tube

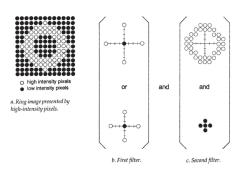
a) X線装置と供試体の位置関係



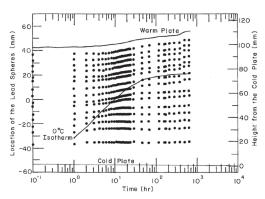
b) 撮影時点に撮影した2箇所の位置関係



c) 熱電対を包含した鉛玉の構造とその供試体内の埋設位置



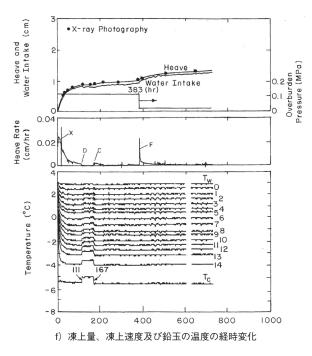
d) 画像解析用の空間フィルター

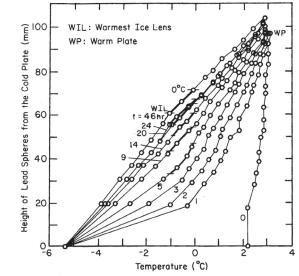


e) X線写真の画像処理による鉛玉の位置の経時変化

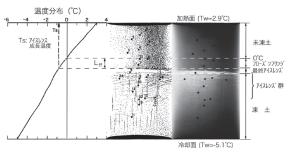
3.1.2 凍上現象の何が分かっているか

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





g) X線写真の画像処理による鉛玉の位置における X線写真撮影時の温度分布



h) 左下の温度分布の t=46hr 時点における温度分布と 対応する X 線画像(アイスレンズは負の温度で成長!)

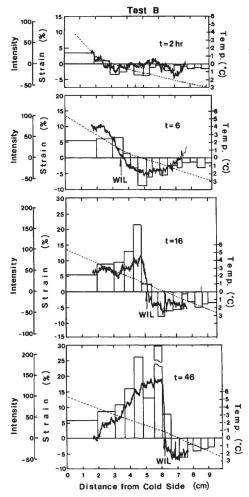
図3.1 X線画像撮影を併用した凍上試験の方法とその結果³⁻¹¹⁾

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。

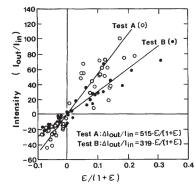
この際、鉛玉の中には図3.1 c)に示す極細い温度センサー(熱電対)を埋設し、その鉛玉の温度も計測したため、図3.1 e)に示すように鉛玉の座標と図3.1 f)に示すような温度を直接計測することができた。この2つの計測値から図3.1 g)に示すような、時々刻々変化する凍結過程における温度分布を得ることができた。

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 \mathbb{C} 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。

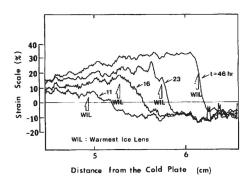
ここで、図3.2 a) に示すように隣接する鉛玉の相 互距離から求めた歪み分布と X-線透過写真輝度を併 記すると相互に相関が認められるため、両者の相関を 図 3.2 b) に示す。図 3.2 a) は 2 回実施した実験の内、 1回 (Test B) のデータであるので、図 3.2 b) の黒 丸のプロットを見ると、同図に示すような輝度と歪み の間に一次の相関が認められた。このため輝度分布を 歪み分布に変換し、時々刻々変化する凍結中の試料の 歪み分布の変化を図3.2 c) に示す。この図より成長 中のアイスレンズ (図中 WIL) より低温側は過去の アイスレンズの成長等による膨張を、高温側(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 Gow ³⁻⁹⁾ の仮説が確認された (Akagawa 1990 ³⁻¹¹⁾ 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―歪み場の概要が実験を通して確 認されている。



a) X線写真撮影時点毎の歪み分布と画像輝度分布の比較



b) X線写真の輝度と歪みの相関



c) 画像画素の輝度を歪みに変換した、各時点での供試体の歪み分布

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。

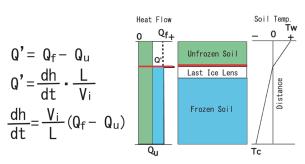


図3.3 凍結している土の中の熱流収支3-13)

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。

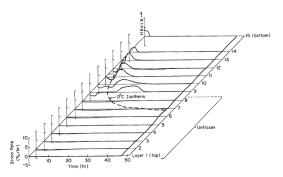


図3.4 図3.1 e) に示す隣接する鉛玉間の相対距離変化から求めた歪み速度分布の経時変化³⁻¹¹⁾

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 $^{3\cdot14}$ 。その実像は凍土を熱流方向に沿って厚さ $1\,\mathrm{mm}$ ほどの薄片に切り出し、直交方向に振動する $2\,\mathrm{com}$ (直交ニコル)を透過すると図 $3.5\,\mathrm{cm}$ に見える $^{3\cdot15}$ 。

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 東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。

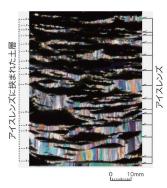
図3.5 b) の写真は熱流に直交方向(図3.5 a)に直交方向)に切断した1 mm 厚さの凍土の薄片の直交ニコルによる透過写真である。同図中の黒い部分は凍土、様々な色の部分は各々が氷の単結晶の断面である。この形状が多角形であることから「アイスレンズは熱流方向に束ねられた鉛筆のように氷単結晶が集合した結晶構造をしている」ことが分かる。この写真から Penner (1961) 3-14) の記述を可視化すると図3.5 のようになることが確認できる。

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





0 10mm

b) 熱流直交方向に厚さ 1 mm に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)

a) 熱流方向に厚さ 1 mm 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)

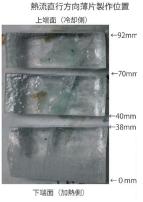
図3.5 土中に成長したアイスレンズを直交ニコルで 観察した偏光写真 (熱流方向に伸長した氷の単結晶が束 なっている) ³⁻¹⁵⁾



a) 熱流方向(自然光)



b) 熱流方向(直交ニコル)



上から下へ 1mm/h で凍結 供試体長さ:95mm

熟流直行方向直偏光写真 92mm 05C 0646.jpg 70mm DSC_0648.jpg 40mm pgt.8280_220

c) d) の切断面(自然光) d) 熱流直交方向(直交ニコル)

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(土丹)の凍上試験結果 (両土質にアイスレンズ様の氷脈



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 $\mathbb C$ であり、 2 回目は 0 ~ -0.8 $\mathbb C$ 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 $\mathbb C$ であった。

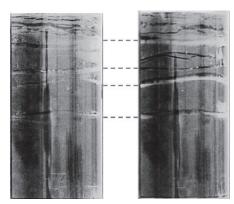
この結果は、図 3.1 h)に示したフローズンフリンジの存在を確認したデータと酷似している。すなわち、アイスレンズが最初に発生・成長する温度は0 \mathbb{C} より低い負の温度である。この実験事実は間隙中の氷(間隙氷)が周囲に与える斥力(下に示す「一般化クラジウス・ウラペイロンの式」の氷圧)が土試料の引張り強さを上回る必要があるため0 \mathbb{C} より低い温度でのみアイスレンズが発生できるという考えを支持している。

$$v_i P_i - v_w P_w = \frac{L}{T_0} \theta \tag{3-1}$$

ここに、P は圧力、v は比容積、L は潜熱、 T_0 は基準状態温度、 θ =T- T_0 、T は絶対温度、添字 i は氷、w は水をあらわす。

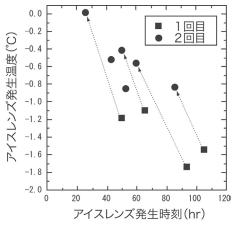
さらに詳細に考察すると、1回目、2回目の凍結の 際に求めたアイスレンズ発生温度の値にはその求め方 による幾何学的計測誤差がある可能性があるが、1回 目と2回目の計測値の差すなわち-0.9℃はその誤差 を相殺していると考えられる。このため1回目のアイ スレンズの発生温度は -0.9℃であり、2回目のアイス レンズ発生温度は0℃と考えることができる。すなわ ち、1回目にアイスレンズが発生するために必要な間 隙中の氷(間隙氷)が周囲に与える斥力(一般化クラ ジウス・ウラペイロンの式の氷圧:P_i) が土試料の引 張り強さを上回る必要があるのに対し、2回目の凍結 の際は既に破断している1回目のアイスレ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



a) 1回目の IL 発生成長状況

b) 2回目の IL 発生成長状況



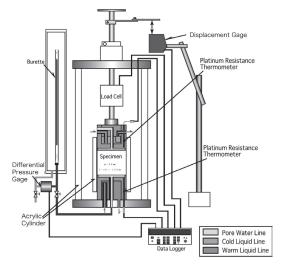
c) 1回目 IL 発生温度と2回目の IL 発生温度

図3.8 凍結履歴によるアイスレンズ発生位置の違い3-18) 3-19)

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^{3-18)、3-19)}。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」³⁻¹⁶⁾という実験的知見と一致する。



a) 凍上試験装置

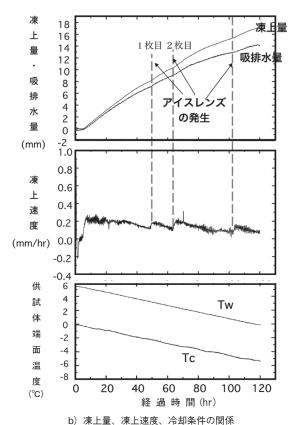


図3.9 アイスレンズ の発生と凍上速度の関係³⁻¹⁹⁾

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 $3.10~\mathrm{d}$)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、 ν は比容積、L は潜熱、 T_0 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

Digital deformation gauge

Cooling liquid circulation

Thin rubber membrane

Porous plate

Brass pedestal (上部冷却面)

Lee lens (アイスレンズ)

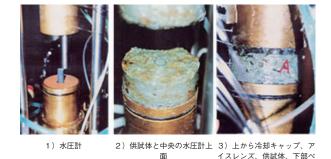
Warming liquid circulation

「アイスレンズ」

Pore water supply

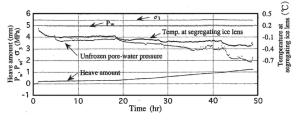
Pressure gauge for unfrozen water pressure at segregating ice lens (アイスレンズ 成長面の 不凍水圧測管器)

a)改良型凍上試験装置



b) 水圧計、供試体、実験後の供試体の側面写真

デスタル



c) 凍上量、IL 成長温度、IL 成長面水圧の経時変化

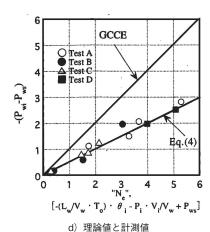


図3.10 アイスレンズ 成長面の水圧測定法とその結果3-20)

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。

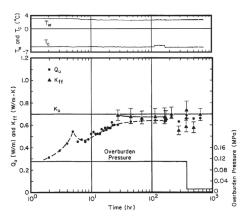


図 3.11 凍結中の土の熱伝導率の変化 Akagawa(1990)³⁻¹¹⁾

(図中 Qu は未凍土中の熱流束、Kff は FF の熱伝導率、 Ku は未凍土の熱伝導率)

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。

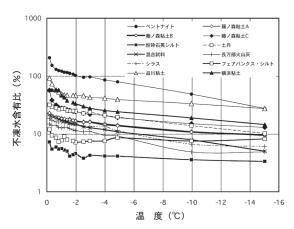


図 3.12 凍土中の不凍水の含有量の温度依存性 3-18)

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。

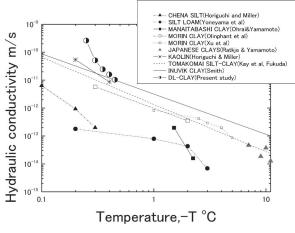


図 3.13 凍土の透水性の温度依存性 3-22)

未凍結の粘性土の一般的な透水係数、 10^5 から 10^9 m/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。

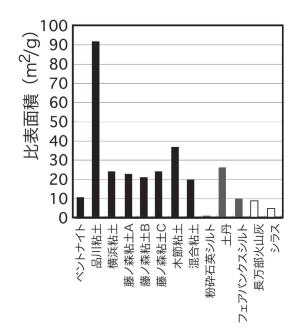


図3.14 凍上性のある土の比表面積3-18)

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 $10 \sim 200$ ナノメートル (nm) 程度あるものの、-1 ℃程度では 5 nm ~ 100 nm、-10 ℃程度では 5 nm ~ 60 nm 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。

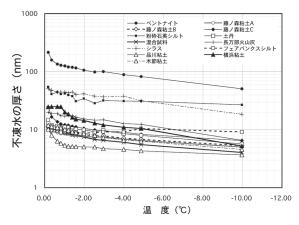


図 3.15 凍土中に存在する不凍水膜厚の温度依存性3-18)

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3.16b)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3.16c)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。

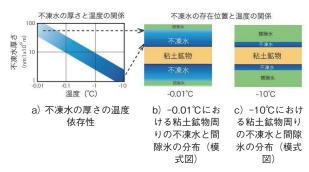
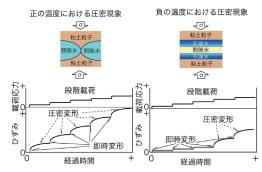


図 3.16 土粒子周りの不凍水の温度による厚さの変化

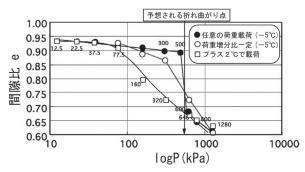
負の温度ではこのように間隙に固体である氷 (間隙 水) が生成するために温度が下がることで水の流れる 部位が薄くなる。

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・クラベ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)が与える水一氷の相平衡条件で、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。

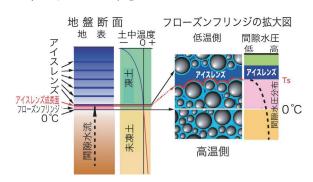
以上のことから、図3.17 a) の右側の図に「不凍水」と示した水は低い載荷荷重では流失しない、より安定な水であることが予想される。つまり、未凍土の圧密現象においては、荷重が低い時は間隙中央の0℃で凍る自由水は排水されるが、より低い温度で凍る粘土鉱物の表面に近い水は排水されないことが予想される。

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。

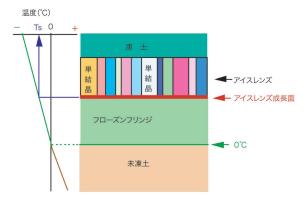
13) 凍上の模式図

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。



a) アイスレンズ成長部位付近の構成模式図



b) アイスレンズを構成する単結晶の配列の模式図

図 3.18 土の凍上を起こすフローズンフリンジの模式図 Akagawa (2016) ³⁻¹⁵⁾

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。

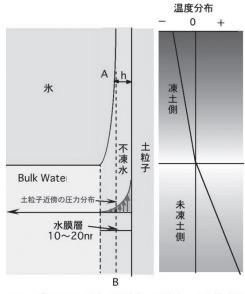
3.1.3 既往の凍上理論

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。



フローズンフリンジ内の間隙氷ー不凍水一土の模式図 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 ϕ_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 ϕ_1 — ϕ_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。

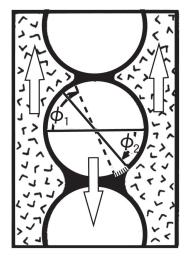


図 3.20 Miller モデル (復氷モデル) 3-25 に加筆

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。

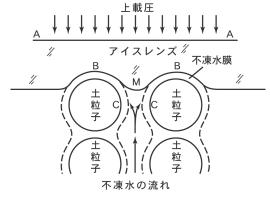


図 3.21 高木モデル (吸着力モデル) 3-25)

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 3211)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 $t=t_1$ 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 $t=t_1$ 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土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、□から○までの変化に相当 する化学ポテンシャルの低下 $(\Delta \mu)$ 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。

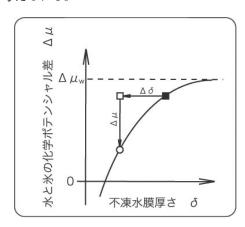


図 3.22 凍上性の土を構成する粘土粒子表面に分布する 水のケミカルポテンシャル分布

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は活無い。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。

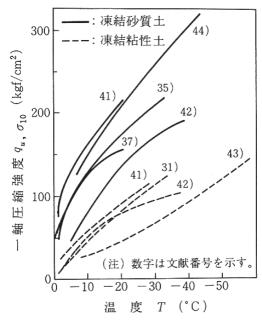


図 3.23 凍土の一軸圧縮強度の温度依存性 3-30)

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)。

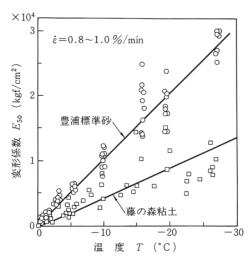
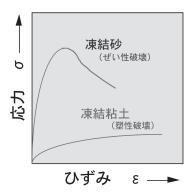


図 3.24 凍土の変形特性の温度依存性 3-30)

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。

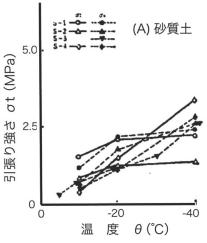


一定ひずみ速度に於ける応力-ひずみ曲線

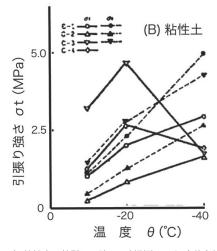
図 3.25 凍結砂と凍結粘土の応力・ひずみ特性の違い³⁻³⁰⁾

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

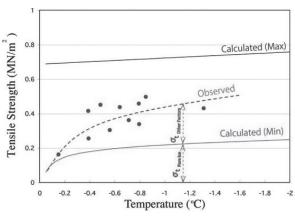


b) 粘性土の純引張り強さと割裂強さの温度依存性

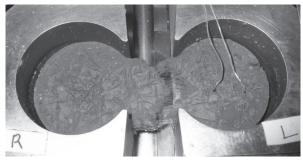
図 3.26 凍土の引張り強さの温度依存性3-31)

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 $(0 \sim -1.4 °)$ 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。



a) 引張り強さの温度依存性 (0.1 ~ -1.4℃の範囲)



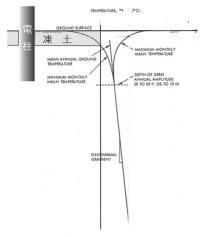
b)純引張り試験の様子

図 3.27 凍土の一軸引張り強さの温度依存性 3-32)

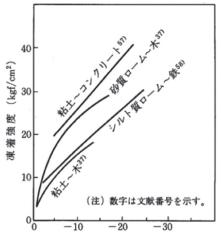
3) 凍結に伴う凍着とその強さ

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。



a) 凍着の発生状況



b)被凍着物の違いによる凍着強度の温度依存性³⁻³⁰⁾

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

東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、東土も図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

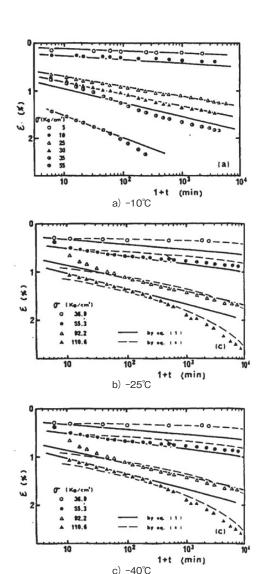


図 3.30 凍土の 1 軸クリープ挙動3-33)

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)³⁻³⁵⁾ 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。

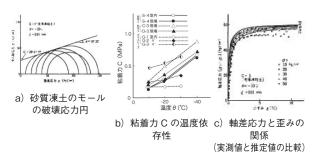


図3.31 凍土の三軸試験における応力―ひずみ関係3-31)

$$(\sigma_1-\sigma_3)=\frac{\varepsilon}{\frac{1}{c+d\cdot\theta+e\cdot\theta\cdot\sigma_3}+\frac{(1-sin\phi)\cdot\varepsilon\cdot R_f}{(a+b\cdot\theta)\cos\phi+2\sigma_3sin\phi}}\quad (3-3)$$

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、 α 、 β 、 α は、 α と、 α は、 α と、 α と、 α と、 α に、 α は実験定数。

2) 三軸応力場での 3.2.1 の2) (引張り強さ) 研究業績なし

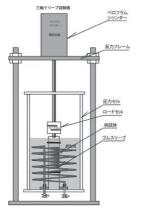
3) 三軸応力場での 3.2.1 の3) (凍着強さ) 研究業績なし

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

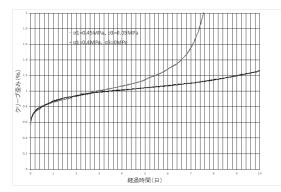
- 3-1) Runeberg, E.O., 1765: Anmärkningar om nägre förändringar på jord-ytan i allmänhet, och under de kalla Climatisynnierhet. KunglicaVerensk, Akademiens Handlingar, pp. 81-115; see separate pp. 92-96.
- 3-2) Beskow, G., 1935: Soil Freezing and Frost Heaving with Special Applications to Roads and Railroads.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



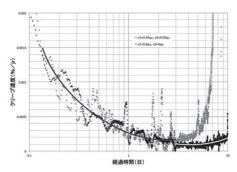


a)装置概念図

b) 装置の写真



c) クリープひずみの経時変化例



d) 歪み速度の経時変化

図 3.32 3 軸クリープ試験 3-36)

- 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. 政 い は:Jessberger, H.L., 1981. State-of-the-art-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 工学としての凍土・凍上研究

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∼3MPa (-10℃)	
土	0.001 ∼2MPa	0 ~ 0.03MPa	
コンクリート	18 ∼ 150MPa	1.4 ∼ 15 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 σ は

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

ここに、 θ は負の温度の絶対値、 α 、 β は定数。具体的には、 α 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 β ・ θ 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 $0.001 \sim 2$ 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 $3\sim20$ MPa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 $5\sim10$ MPa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ツ 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。



a) 凍上試験の基本構成



b) 凍上試験開始時点および完了時点の写真4-1)

図4.1 両端面温度一定・開式凍上試験

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 $t=t_1$ 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 $t=t_1$ から $t=t_2$ 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。

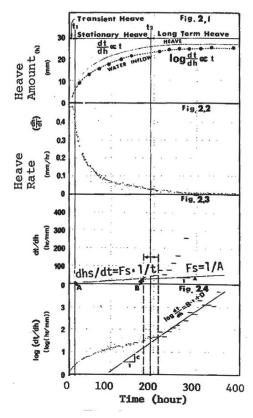


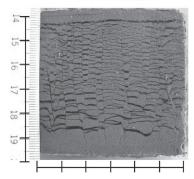
図 4.2 両端面温度一定・開式凍上試験における凍上挙動4-2)

・凍結速度一定式凍上試験

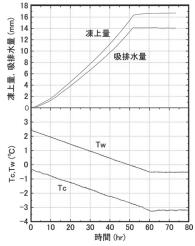
図 4.1a) に示す構成で上部冷却盤温度 (Tc) を 0 ℃ より一定な温度降下速度で下げ、また下部冷却盤温度 (Tw) を正の一定温度から上部冷却盤温度と同じ温度低下速度で降下させるという冷却方法で供試体を凍結させる実験方法である。このような温度管理方法により、凍結する供試体の温度勾配を実験を通して一定

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:1 mm/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

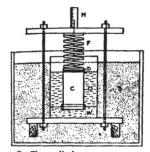
このような実験条件による実験の結果、供試体内部には図4.3 a) に示すように、ほぼ一定間隔で一定の厚さのアイスレンズが成長することが確認されている。また、この際の凍上量、吸水量およびTc、Twの経時変化は同図b) に示す挙動を示す。同図より分かるように凍上量(16.6mm)は間隙水の吸水量(14.1mm)と凍結に伴う膨張(1.27mm)、および間隙に存在している間隙水の凍結に伴う膨張量(1.77mm)の和(17.14mm)に匹敵する値となっている。

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。



- C-Clay cylinder
- 0-Viscous oil
- W-Sand saturated with water
- D-Steel disk
- F-Steel spring
- M-Graduated scale
- S-Dry sand
 - a) 米国 Taber 1929⁴⁻³⁾

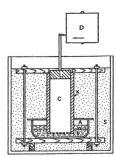
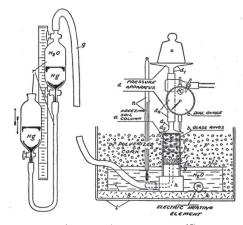


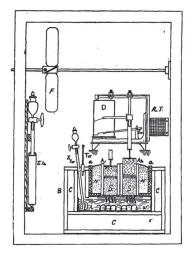
Figure 1. Apparatus for freezing soils in a system that is open with respect to water. C-soil; K-container; A-air; W-water; R-sand saturated with water; S-dry sand; L-lead disk with recording pen; and D-drum turned by a clock.

b) 米国 Taber 1930⁴⁻³⁾

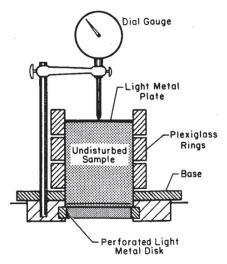


c) $\text{ZI} - \vec{r} \nu \text{ Beskow } 1935^{4-3)}$

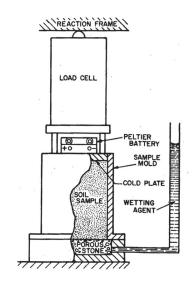
図 4.4 凍上試験装置の変遷 [a~c]



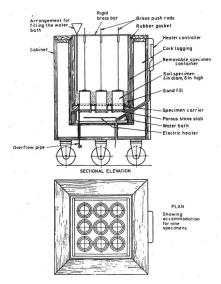
d) 日本 中谷宇吉郎 1942 年⁴⁻⁴⁾



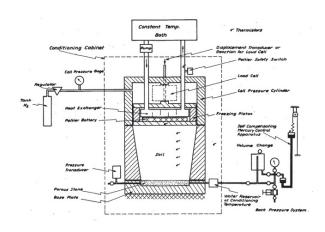
e) ロシア Alekseeva 1957 年⁴⁻⁵⁾



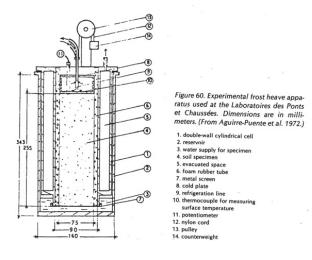
f) 米国 CRREL Hoekstra 他 1965⁴⁻⁵⁾



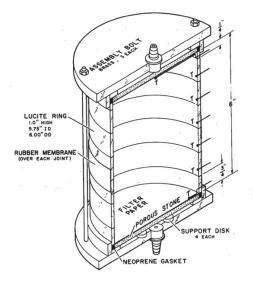
g) 英国 Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) 1967 年 $^{\text{4-5}}$



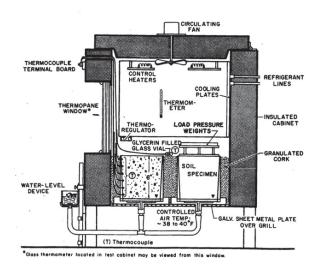
h) 米国 MIT 1968 年⁴⁻⁵⁾



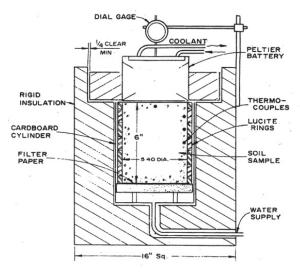
i) フランス Laboratorires des Ponts et Chaussees 1972 年⁴⁻⁵⁾



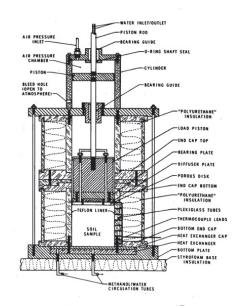
j) 米国 CRREL 凍上セル 1974 年⁴⁻⁵⁾



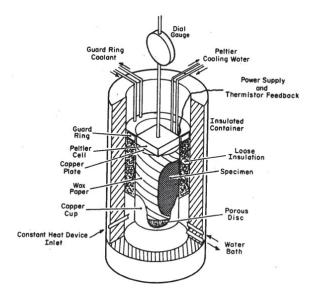
k) 米国 CRREL チェンバー 1974 年⁴⁻⁵⁾



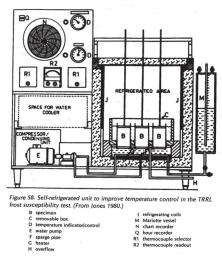
I)米国 U of NH 1973 年⁴⁻⁵⁾



m) カナダ NRC 1977 年⁴⁻⁵⁾



n)英国 TRRL 凍上セル 1979 年⁴⁻⁵⁾



o) 英国 TRRL チェンバー 1980 年⁴⁻⁵⁾

図 4.4 凍上試験装置の変遷 [j~o]

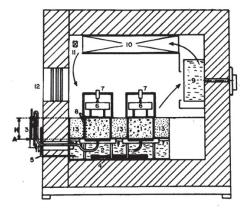
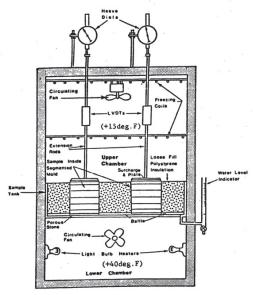


Figure 53. Schematic of Belgian Road Research Center frost susceptibility apparatus. (From Gorlé 1980.)

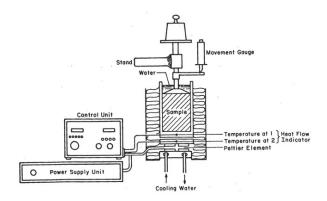
- 1. sample
 2. water reservoir
 3. measuring cylinder
 4. heater
 5. thermometer
 6. load (3.4-kPa surcharge)
 7. displacement transducer

- 8. thermocouples 9. ventilator 10. refrigerator 11. heater 12. window 13. thermal insulation

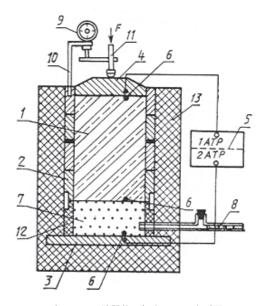
p) ベルギー Belgian Road Research Center 1980 年⁴⁻⁵⁾



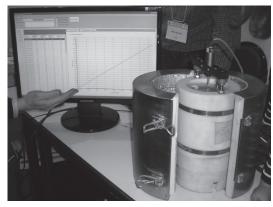
q) 米国 Alaska Department of Transportation and Public Facilities 1981 年 $^{\text{4-5})}$



r) スエーデン 1980 年⁴⁻⁵⁾



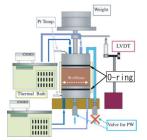
s) ロシア 地質学研究所 セル 概略図



s')ロシア 地質学研究所 セル 写真 筆者撮影

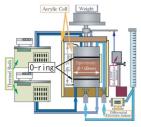
図 4.4 凍上試験装置の変遷





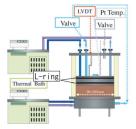
a) 試料直径 50mm の凍上試験装置





b) 試料直径 60mm の凍上試験装置





c) 試料直径 200mm の凍上試験装置

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46)

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。

表 4.2 諸外国の凍ト試験基準

	GOST 28622-2012	BS 812-124	ASTM D5918-06
供試体寸法	φ 100 x L150mm	φ 100 x 150mm	φ 100 x 150mm
上載荷重	≤ 50kPa	荷重なし	3.5 <i>kPa</i>
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

これに対して、日本の凍上試験法(JGS 0171 - 2009)⁴⁻⁷⁾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。

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma} \bigg(1 + \sqrt{\frac{u_0}{u}} \bigg) \quad (4-2)$$

$$\xi = \frac{h}{H} \qquad \qquad (4-2')$$

ここに、 ξ は凍上率、 σ は拘束応力、U は凍結速度、 ξ 。、 σ 。、U 。 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。

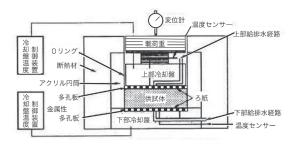


図4.6 JGS-0171 2009で規定する凍上試験装置の構成⁴⁻⁷⁾

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。特に応力一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。

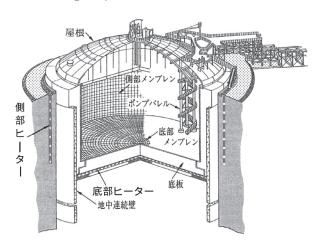


図 4.7 一般的な LNG 地下タンクの構造とヒーター(加 熱装置)の位置⁴⁻¹⁰⁾

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。

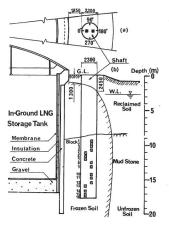


図 4.8 稼働中の LNG 地下タンク周囲に成長した凍土の 分布と観察用立坑の位置⁴⁻¹¹⁾

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。

STORAGE 分 DEPTH (M) 0. 904 (8.8) # П 90 度方向の凍土表面 Type A b-2) 深度 16.5m、90 度方向の凍土表面 翻 a) 深礎内面の地下タンク中心方向(O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)

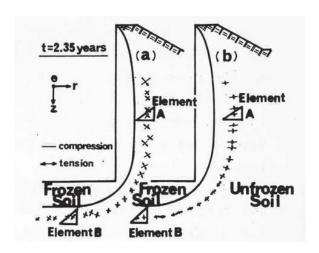


図 4.10 LNG 地下タンク周囲地盤の応力―ひずみ、熱、凍 上連成 FEM 解析の結果⁴⁻¹¹⁾

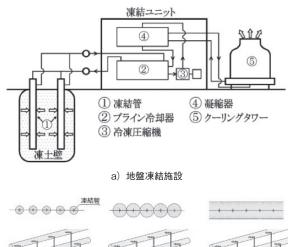
GL-15m 付近は地下タンク深さの中央付近であるため、熱流は水平方向であるが、図 4.9 に示すように実際のアイスレンズの分布は熱流に直交方向(鉛直)で

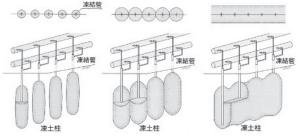
はなく熱流方向に対して傾いて分布している。

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。





b)地盤凍結工法における地盤凍結状況

図 4.11 地盤凍結工法の凍結施設構成および凍土の 生成状況 ⁴⁻¹²⁾

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。

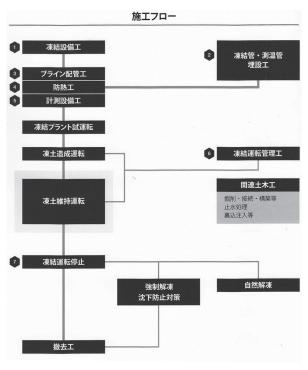


図 4.12 地盤凍結工法の施工フロー4-13)

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 LNG地下式貯槽 (LNG地下タンク)

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>

- 1) 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:土の凍結と地盤工学

第1回: 1章 講座を始めるにあたって

2章 土の凍結と凍上現象

第2回: 3章 凍土の力学的特性

第3回: 4章 凍上試験法

第4回: 5章 土木構造物の自然凍上問題と対策

一道路、土留め構造物 -

第5回: 6章 建築物の凍上問題と対策 第6回: 7章 寒さの利用による地盤凍結 鈴木輝之(北見工業大学)

石崎武志 (東京文化財研究所)

赤川 敏(北海道大学)

生頼孝博 (株式会社精研)

上田保司 (株式会社精研)

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)

神谷光彦(北海道工業大学)

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)

月舘 司(北海道立寒地住宅都市研究所)

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-

武田一夫(株式会社鴻池組)

第8回: 9章 地盤凍結工法

石崎武志(東京文化財研究所) 伊豆田久雄(株式会社精研)

公○□ ・ 10 辛 I MC 地下 ない 4 国 円地 駅 の 声 仕 則 伽

譽田孝宏 (株式会社地域地盤環境) 後藤貞雄 (東京ガス株式会社)

第9回 : 10章 LNG地下タンク周辺地盤の凍結制御

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) 末吉哲雄 (東京大学)

第12回: 13章 惑星の永久凍土

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) 田中 益弘 (たなか ますひろ) (株) 東京ガス 生産本部 技術顧問 (株) ピーエス三菱 技術研究所 副所長

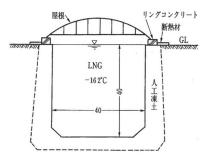
10.1 まえがき

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 $^{\circ}$ 、比重が約 $0.42 \sim 0.46$ 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 10 。

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 $^{20.30}$ 。





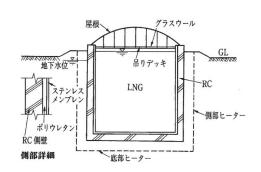


図-10.2 鉄筋コンクリート式LNG地下タンク

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/k <i>l</i>)	発熱量 (kcal/Nm³)
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 6.77 。

(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。

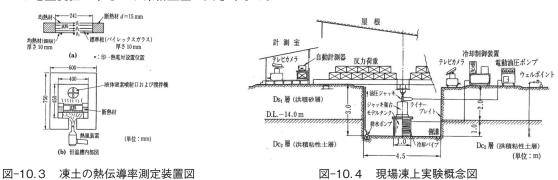


表-10.2 二次元円筒モデルにおける凍結膨張圧と膨張変位(弾性)

		未凍土応力分布	$\begin{cases} \sigma_{\text{T}} = K_0 \gamma Z + (P_{\text{x}} - K_0 \gamma Z) \frac{R^2}{x^2} \\ \sigma_{\theta} = K_0 \gamma Z - (P_{\text{x}} - K_0 \gamma Z) \frac{R^2}{x^2} \\ \sigma_{z} = \gamma Z \end{cases}$	
	E S S S S S S S S S S S S S S S S S S S	未凍土変位	$\delta_{\mathbf{x}} = (P_{\mathbf{x}} - K_0 \gamma Z) \frac{1 + \nu_{\mathbf{s}}}{E_{\mathbf{s}}} \cdot \frac{R^2}{x}$	
⊠	ア、 未凍土 x : タンク中心よりの距離 (m) a : タンク内径 (m) b : タンク外径 (m) t : タンク壁厚 (m) X : 凍 土 厚 (m) R : タンク中心よりの凍結距離 (m) P _x : 凍結膨張圧 (kN/m²) P _b : 凍 結 土 圧 (kN/m²) E : ヤング率 (kN/m²)	凍結膨張圧(P_{x})および 平均膨張率($\overline{\xi}$)	$\begin{split} &\left[P_{\mathbf{x}}\!=\!K_{0}\mathbf{y}Z\!+\!G\xi^{*1}\left\{1-\left(\frac{b}{R}\right)^{2}\right\}\right] \\ &\xi\!=\!\xi_{0}\!+\!\frac{\sigma_{0}}{P_{\mathbf{x}}}\left(1\!+\!\sqrt{\frac{U_{0}}{U}}\right) \\ &\left(\xi'\!=\!\frac{1}{P_{\mathbf{x}}\!-\!K_{0}\mathbf{y}Z}\int_{K_{0}\mathbf{y}Z}^{P_{\mathbf{x}}}\left(\xi_{0}\!+\!\frac{\zeta}{\sigma}\right)d\sigma\right) \\ &\xi_{0},\sigma_{0}U_{0},\zeta:\mathbf{\mathring{x}}\!\perp\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{x}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{\mathbf{\mathring{y}}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{\mathbf{\mathring{y}}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{\mathbf{\mathring{y}}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{\mathbf{\mathring{y}}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{\mathbf{\mathring{y}}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{\mathbf{\mathring{y}}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}\!{y}}\!\mathbf{\mathring{y}}\!{y}\!{y}\!{y}}\!{y}\!{y}\!{y}\!{y}\!{y}\!{y$	
	u : ポアソン比 凍結前地盤内応力分布 $ \sigma_{\rm r} = \sigma_{\theta} = K_0 \gamma Z \sigma_{z} = \gamma Z K_0 : 土 圧 係 数 $	(*1) ξ を用いるべきであるが ξ < ξ < ξ' であり、実用上土被りが小さい場合および土丹のように G の大きい場合を除いては ξ = ξ' であるので、ここでは簡単のため ξ を用いることにする。		
	y : 土の単位体積重量 (kN/m³) Z : 土 被 り (m)			

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⁾。

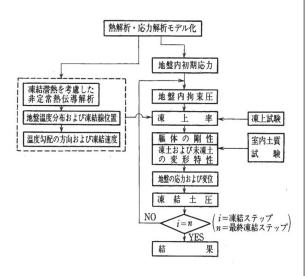


図-10.5 熱伝導解析と組合せた凍結土圧解析フロー

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 γ 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 。

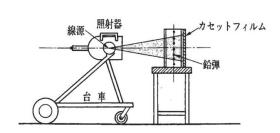


図-10.6(1) γ線照射による測定装置

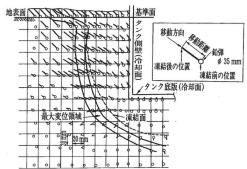


図-10.6(2) 凍結に伴う周辺地盤の変位の測定結果

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⁷¹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。

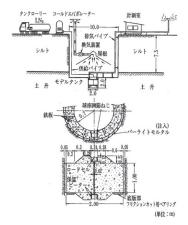


図-10.7 現場凍結実験概要図

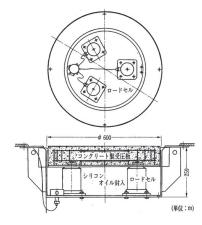


図-10.8 超低温土圧計

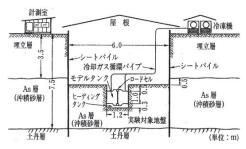


図-10.9 実験装置

"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。

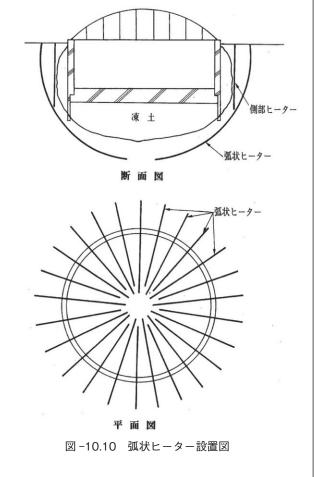
10.4 地盤凍結制御²⁾

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 111、120。

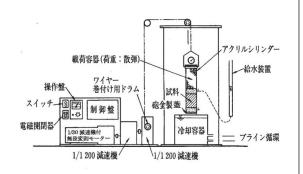


図-10.11 低速度吊り下げ実験 11)

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、口絵写真 - 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、最近では口絵写真 - 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.
- 2) 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
- 4) 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.
- 6) 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. $1049 \sim 1059$, 1980.
- 7) 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.
- 8) 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. $25 \sim 32, 1991$.
- 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:土の凍結一その理論と実際― (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



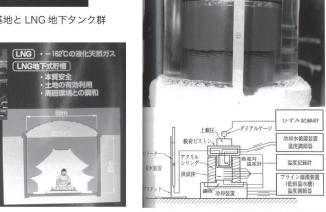


口絵写真-80 低凍結速度下でのアイスレンズブロックの生成

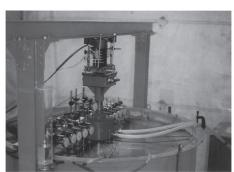
口絵写真-77 袖ヶ浦基地と LNG 地下タンク群



口絵写真-78 大容量 LNG 地下タンク



熱的平衡状態におけるアイス 口絵写真-81 レンズブロックの生成



口絵写真-79 タンク競り上がり実験



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。

東上現象は図3.3に示したように、アイスレンズの成長面での熱流東収支が式(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、凍土側の熱流東が未凍土側の熱流東より大きく、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。

$$\frac{dh}{dt} = \frac{V_i}{L} \{ (Q_f) - (Q_u) \} \qquad (5-1)$$

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_i 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、

$$(Q_f) - (Q_{11}) > 0$$
 (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。

$$(Q_f) - (Q_{ij}) = 0$$
 (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

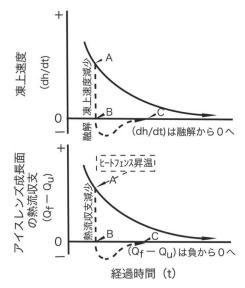


図 5.1 アイスレンズ成長面の熱流束収支と 凍上・融解の関係 ⁵⁻²⁾

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 5-30。 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 $0 \sim -1.4$ 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4.5a)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 (℃)	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 (℃)	-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。

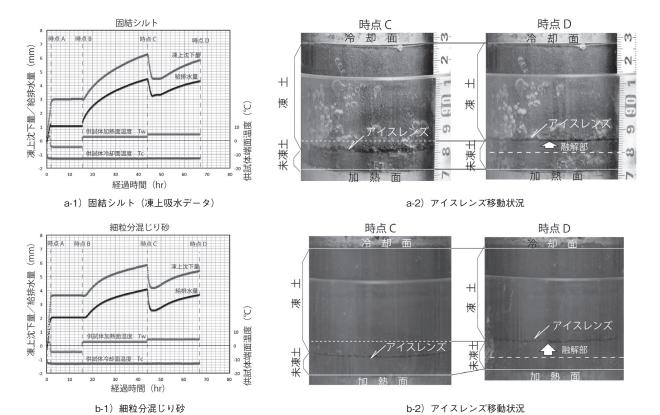
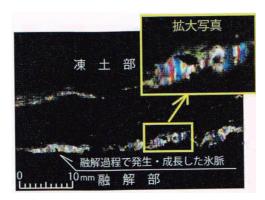
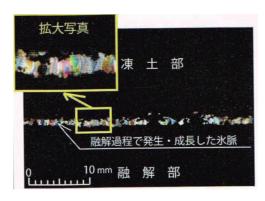


図 5.2 2 種類の土試料による融解過程に凍上試験結果 (凍上量・給水量の経時変化及びその写真)⁵⁻⁴⁾



a)固結シルト



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)

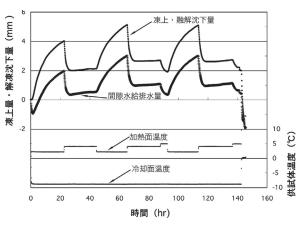


図 5.4 融解過程の凍上への対応策検討実験結果

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

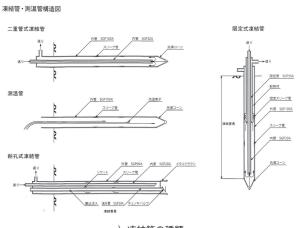
導入なしに独自に実験及び理論解析が進み、1962 年に大阪府守口市の水道管敷設工事で初の施工が行われた 5-50。

5.2.2 日本における発展

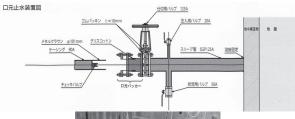
凍土の造成には図5.5に示すような設えが一般的である。この中でブライン冷却器や凝縮器と言った設備の改良・改善は当然時代と共に行われるが、ここでは同図で「現場」と分類された部分のバリエーションにより様々な凍土を地盤に構築し、土木工事に於ける主に地下工事での活用例を示す。

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 5.6 a) 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 5.6 b) 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。



a) 凍結管の種類



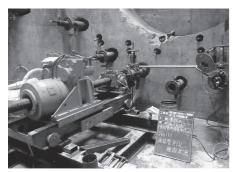


b)削孔式凍結管用口元止水装置

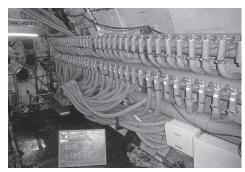
図 5.6 凍結管の種類5-5)



a)凍結管用掘削機(タテ用)



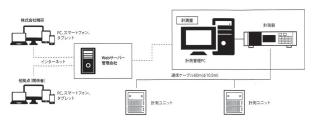
b) 凍結管用掘削機 (ヨコ用)



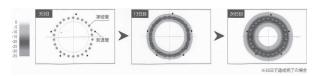
c)ブライン循環用配管



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5.7c) 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

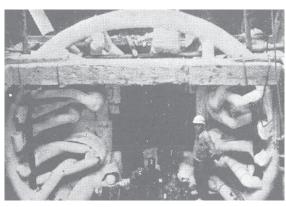


図-1 日本初の凍結工事

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。

西暦(下2桁) 60 62 64 66 68 70 72 74 76 78 80 82 84 86 88 90 92 94 96 98 0 2 4 6 8 10 12 14 和暦(昭和→平成) 35 37 39 41 43 45 47 49 51 53 55 57 59 61 63 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26

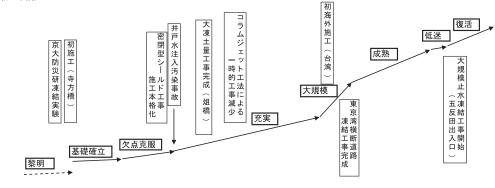


図-2 凍結工法の変遷と出来事

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。

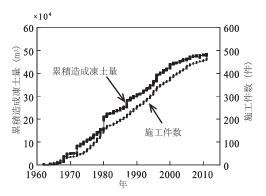


図-3 凍結工事の施工件数と累積造成凍土量の経時変化

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。

東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。

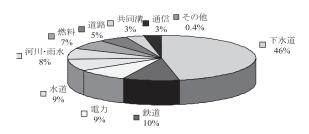


図-7 凍結工事が適用された事業主体の割合 (2012 年まで)

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。

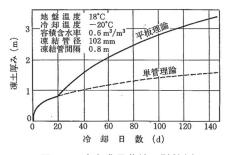


図-8 凍土成長曲線の計算例

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 $16 \mathbb{C} \sim 20 \mathbb{C}$ では冷却面温度を $-20 \mathbb{C} \sim -30 \mathbb{C}$ 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ぼ完成した。

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。

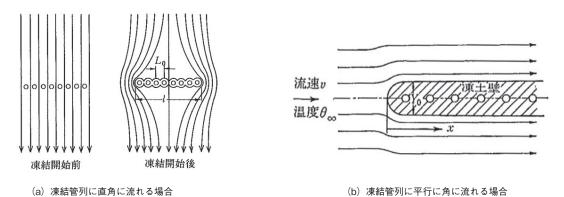


図-9 凍土壁形成時の地下水流モデル

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4500kN/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⁹⁾。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 $2.5 \sim 3.0$ 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

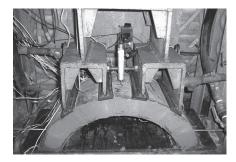


図-11 アーチ型凍土の4点載荷実験

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。

$$\xi = \xi_0 + \frac{\sigma_0}{\sigma} \left(1 + \sqrt{\frac{U_0}{U}} \right) \qquad \cdots (\bar{q} \text{ at in } \bar{g} \text{ (1)}$$

$$\xi = \xi_0 + \frac{C}{\sigma} \qquad \cdots (凍結速度固定) \tag{2}$$

ここで、 ξ_0 (%)、C (kN/m²)、 σ_0 (kN/m²)、 U_0 (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 ¹⁵⁰。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。

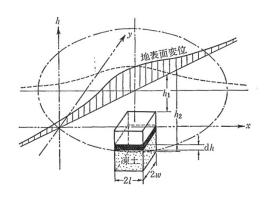


図-12 地表面に現れる凍上変位の解析モデル

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 Δ σ (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。

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

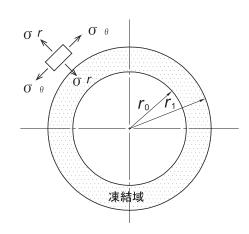
ν : 未凍結地盤のポアッソン比(-)

E: "変形係数 (kN/m²)

ξs:構築物方向への凍結膨張率(%)/100

 r₀:冷却面半径(m)

 r₁:凍結面半径(m)



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

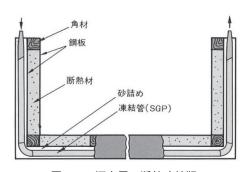


図-13 河底用の断熱凍結版

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 $^{17)}$ 。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 $^{\circ}$ 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 $^{\circ}$)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。

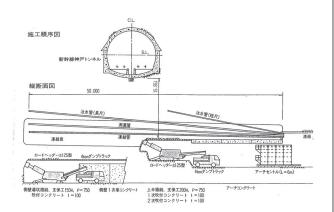


図-14 不飽和地盤への散水と凍結・掘削概要

3-2 凍上沈下対策

1)凍結膨張率低下法

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、これに真空ポンプ一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 $1/8\sim1/4$ 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

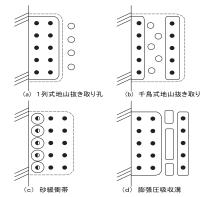


図-15 各種凍結膨張対策法の模式平面図 (●は凍結管、○や□は抜取孔、緩衝帯、吸収溝を示す)

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/m^2 (110 tf/m 2) 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 $1/3\sim1/13$ 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/m^2 (数 10tf/m^2)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 211。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 \sim 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 3 D 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

東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。

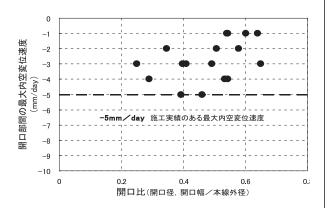


図-16 施工実績における最大内空変位速度

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



図-17 水平凍結管用の削孔式凍結管

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) 口元パッカー

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30m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.
- 8) 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/Ⅲ-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、1005
- ・ 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 ⁵⁻⁷⁷ 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

一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²⁾、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

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 10 cm 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

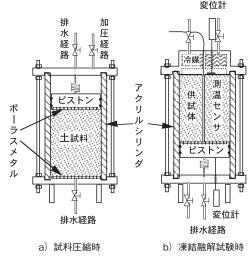


図-1 試験装置概要

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5mm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

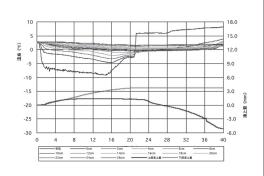


図-2 凍結・融解時の供試体内温度(含む冷却温度)

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¹゚ことから、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 10cm 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。

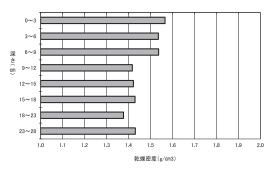


図-3 凍結・融解後の乾燥密度分布

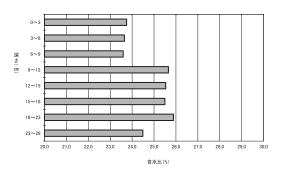


図-4 凍結・融解後の含水比分布

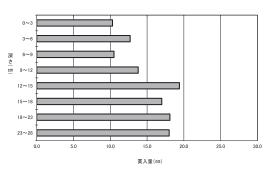


図-5 凍結・融解後のコーン貫入量分布

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。

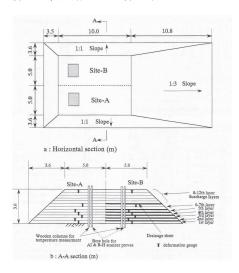
次に実大現場試験における冬季土工の有効性の確認 を既往の論文⁵⁻⁸⁾ を抜粋して以下に記載する。 以下の内容は論文 "S.Akagawa: Winter Earthworks in Seasonal Freezing Regions Ought to Become an Accepted Construction Method -Frost heaving accelerates the consolidation of filling materials-, Proc. of the Eighth International Symposium on Ground Freezing, Lukea,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

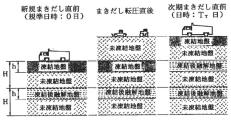
1)野外盛土試験概要

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。

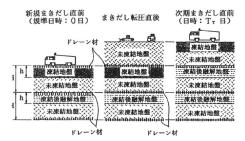
盛土の下部7層がテスト撒き出し層であり、その上 部の5層は上載圧用の盛土層である。



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)



c) 盛土B側の施工手順(ドレーンあり)

図 5.8 試験盛土の形状 5-8)

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 $^{\circ}$ 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 $^{\circ}$ であり、最低気温は-18 $^{\circ}$ 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	3	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
	26	
液性限界(57	
塑性指数		22

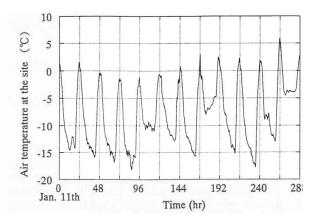


図 5.9 盛土施工期間中の気温変化5-8)

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 $\mathbb C$ 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 ± 0.01 mm 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 R I(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、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。

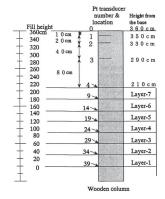


図 5.10 盛土中の温度計測深度 5-8)

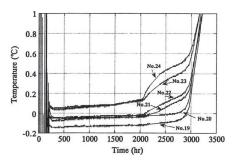


図 5.11 第4層内の温度の経時変化 5-8)

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

の融解によるものと考えられる。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

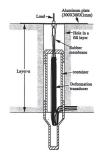


図 5.12 層別変位計 5-8)

厚の減少が継続したためと考えられる。

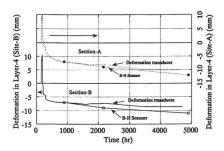


図 5.13 第4層の凍上沈下の経時変化 5-8)

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 R I 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。

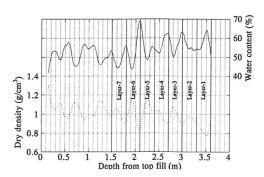


図 5.14 RI 法による盛土層内の含水比 および密度分布 5-8)

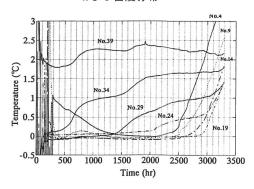


図 5.15 第4層内の温度の経時変化 5-8)

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)

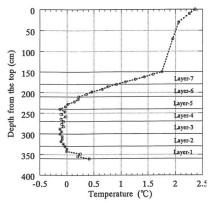
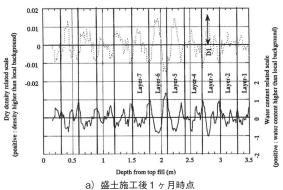


図 5.16 盛土施工年 4 月 12 日における 盛土内温度分布および密度分布 5-8)



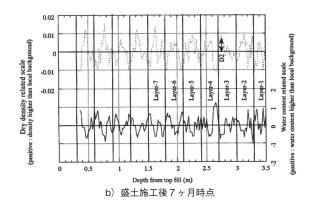
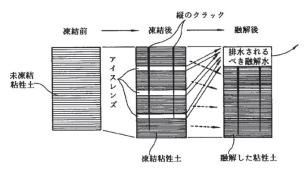
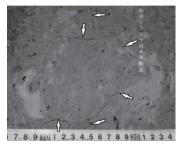


図 5.17 盛土 (A側) の含水状態および乾燥密度状態 の鉛直分布 5-8)



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 r 7 r 7 r 7 r 7 r 7 r 8 r 9 r 8 r $8 \text{ r$

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。

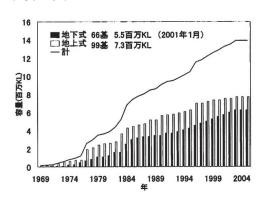


図 6.1 日本における LNG 貯蔵タンクの容量の変化 6-1)

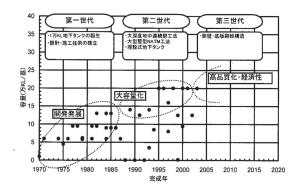


図 6.2 日本に於ける LNG 地下タンクの発展史 6-1)

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。

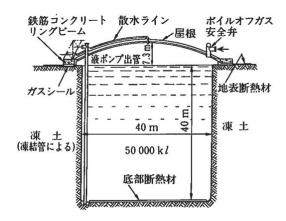


図 6.3 世界初の LNG 地下タンクの断面図 6-1)

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・

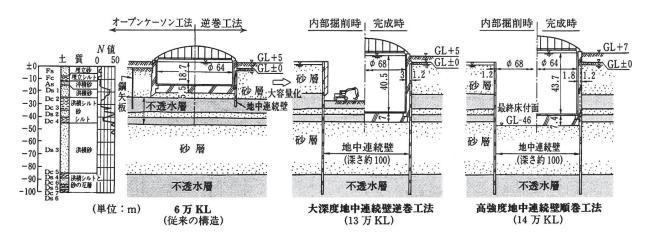


図 6.4 第一期に建造された LNG 地下タンクの施工法及びその構造 ⁶⁻¹⁾

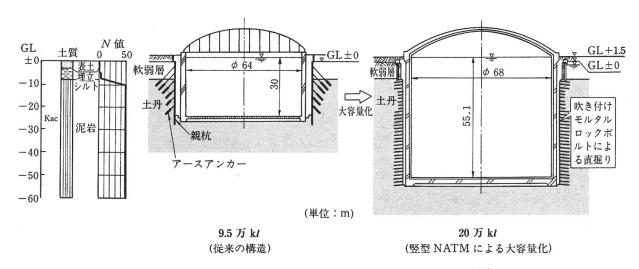


図 6.5 第二期に建造された LNG 地下タンクの巨大化とその構造 6-1)

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 1 m 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。

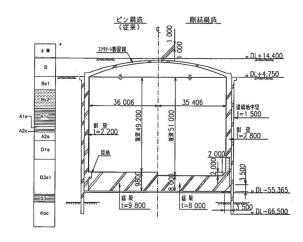
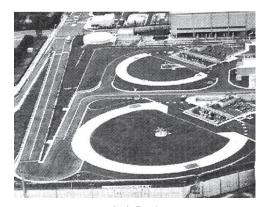
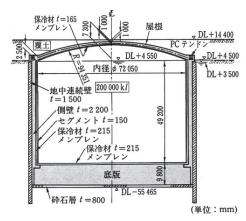


図 6.6 従来型と第3世代の構造の違い 6-1)

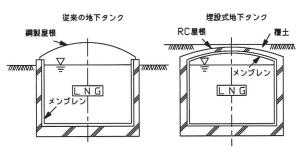


a)鳥瞰写真



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

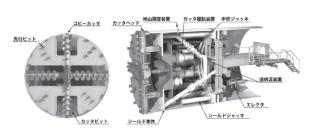
§5.2 において日本における地盤凍結工法の発展の様子を示した。ここでは、それら技術を実際に活用した代表的な活用事例を紹介する。なお、§6.2.1 に列挙する内容はこの分野で先駆的な技術開発により国内最大の工事実績のある株式会社精研のパンフレット^{6.3)}から引用させていただく。なお、以下の各工法は§3に概説した凍土の科学的研究成果および§4に示した凍土の工学的な研究成果を活用して実現している。

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⁾

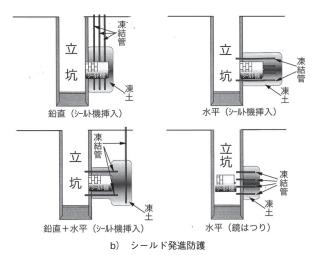


図 6.9 シールド機構造とシールド機発進防護 6-3)

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。

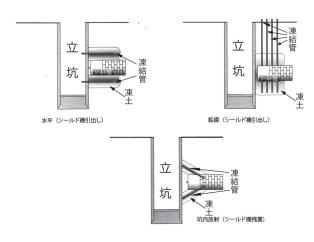


図 6.10 シールド機到達防護 6-3)

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。

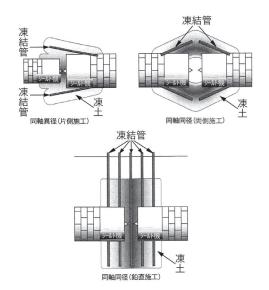


図 6.11 シールド機接続防護 6-3)

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。

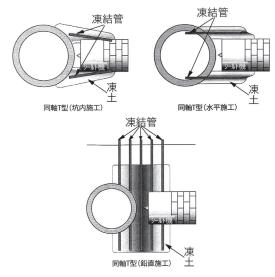


図 6.12 T 型接続防護 ⁶⁻³⁾

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。

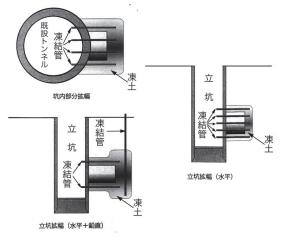


図 6.13 拡幅防護 6-3

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。

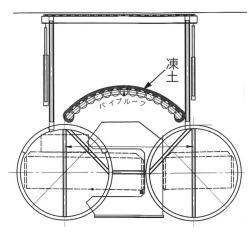
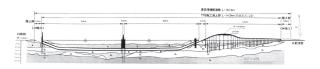


図 6.14 止水防護 6-3

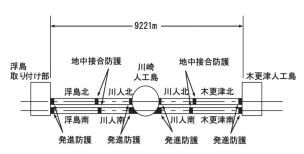
6.2.2 東京湾横断道路

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) 東京湾アクアラインと凍結工事施工箇所(平面図) ※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 $(1) \sim (5)$ 及び第4章 (1) を以下に引用させていただく:

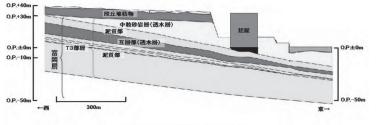
3. 地下水の流入抑制策の検討

(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. ± 0 m 付近を上限とし分布している。その最上位の T 3 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 10⁻³cm/sec 程度、泥岩が 10⁻⁶cm/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。



[地質断面の概略(出典:東京電力)] a) 地盤の東西断面



b) 地下水流方向(西から東)

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。

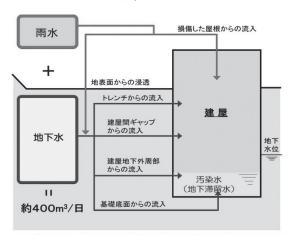
震災前には発電所の建屋周辺にある井戸(サブドレン)により地下水の一部をくみ上げること(1号機から4号機で、約850 立米/日)により周辺地下水位の低下を図り、建屋への地下水流入を抑制していた。震災によりサブドレンが機能を失い、水のくみ上げを行うことができなくなったため、周辺地下水位が上昇し、その結果、配管等を通じて、建屋へ約400 立米/日の地下水等が流入している。

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 6-5)

(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

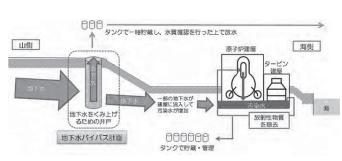
東京電力が進めている主な地下水流入抑制策である地下水バイパス、サブドレンによる水位管理、建屋等の貫通部の止水、また、海洋汚染防止策である海側遮水壁の設置の概要は以下の通りである。

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。



a) 地下水バイパスのコンセプト

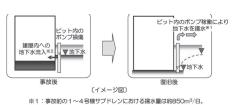


b) 地下水バイパスの配置図

図3 地下水バイパス 6-5)

②サブドレンによる水位管理

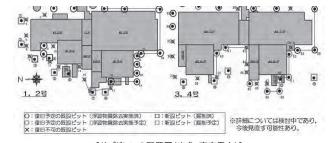
サブドレンは、建屋底部への地下水の流入の防止や、建屋に働く浮力の防止を目的として、ポンプにより 地下水をくみ上げ、地下水位のバランスを取るために建屋近傍に設置されているものである。東日本大震災 前には、1号機から4号機のサブドレンにおいて約850立米/日の揚水を行っていた。現在は、東日本大震 災の影響によって稼働することができなくなった井戸の復旧作業を行うとともに、新たに井戸(サブドレン ピット)を掘削している。



※1:事故前の1~4号機サブドレンにおける揚水量は約850m³/日。 ※2:建屋内への地下水流入量は全体で約400m³/日。

[サブドレンのコンセプト(出典:東京電力)]

a) サブドレンのコンセプト



「サブドレンの配置図(出典:東京電力)] b) サブドレンの配置図

図4 サブドレンのコンセプト及びサブドレンの配置図 6-5)

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

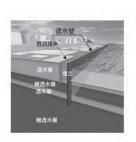
[これまでの止水実績及び滞留水減少量(出典:東京電力)]省略

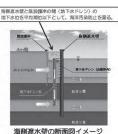
④海側遮水壁の設置

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。

N4+





[海側遮水壁のコンセプト(出典:東京電力)]

a)海側遮水壁のコンセプト

[海側遮水壁の配置図(出典:東京電力)]

b) 海側遮水壁の配置図

図5 海側遮水壁のコンセプトおよび配置図 6-5)

(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

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

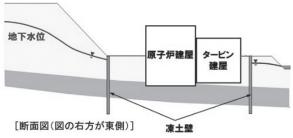
のような資料を用いて、同年5月30日の第3回対策 委員会にて汚染水の抜本対策として1)地下水バイパス、2)サブドレン、と並んで重層的対策の3番面の 方策として、3)山側遮水壁の構築方法として凍土方 式が最適であるという答申をした。 これを受けて汚染水処理対策委員会の下部組織として陸側遮水壁タスクフォース(以後"タスクフォース")が同年7月1日に第1回の会議を開催した。

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。



a)凍土遮水壁平面図



b)凍土遮水壁断面図(東西方向)

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 1 m、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)。



a)凍結管配置図



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)

	平月	成25年度	平成2	6年度	平成2	7年度	平成 28	平成 29	平成 30	平成 31	平成 32
	8月	10月	4月	10月	4月	10月	年度	年度	年度	年度	年度
実証試験 基本設計 詳細設計 準備工 本体工事 運用 造成 維持	-	ヤード整備等	凍結管設置	、ブラント設置等凍結開				1			

: H26 年 4 月時点の予定

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⁾

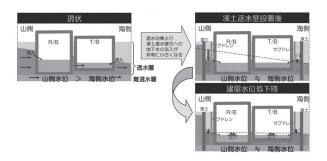
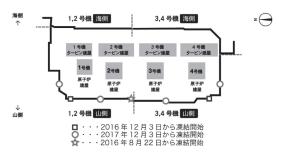


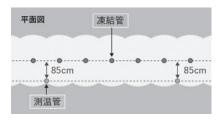
図 6.19 凍土遮水壁により遮水壁内側の地下水位と建屋水 位のあるべき関係 ⁶⁻⁸⁾

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)凍土遮水壁凍結順序



b) 凍土遮水壁脇測温管位置

図 6.20 実際の凍結管の凍結順 及び測温管の位置 ⁶⁻¹⁰⁾



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



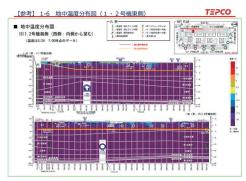
c)凍土壁温度監視状況



d)エクスカーション参加者

図 6.21 凍土遮水壁造成状況

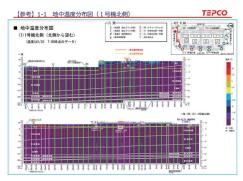
2017年第2回永久凍土アジア会議のエクスカーション時に東京電力(株)の許可の下に撮影



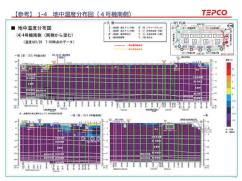
a)測温結果の例(海側北部、西側から望む)



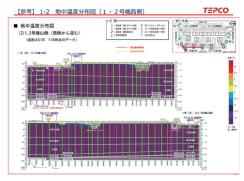
b) 測温結果の例(海側南部、西側から望む)



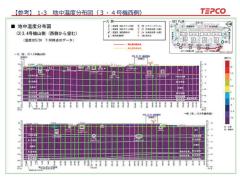
c)測温結果の例(北側から望む)



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)

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)

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。

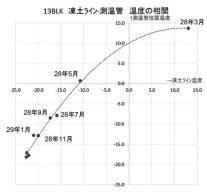
図 6.20 b)に示す測温管は凍結管列から 85cm 離れて埋設されている。この測温値と凍結管列(凍土ライン)の温度の違いは凍結開始以後、図 6.23 a)に示すように平成 28 年 5 月には 10° 程あったものが凍土の成長と共に 5° で程となっている。ただし、当初 10° の温度差があったときの凍結管列の温度は 0° で程度であったが、時間が経過して温度差が 5° でほどになった現在では凍結管列の温度は -23° と良好に冷却されている。このため、凍土の厚さが予定の厚さ以上となっていると予想されるため、計画通り凍土壁の維持管理運転を開始している。

5) 凍土壁維持管理運転

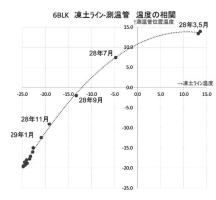
維持管理運転とは凍土壁の成長が十分と判断された 時点以降、投入エネルギーを減少させ、凍土壁の厚さ を一定に保持するための凍土壁冷却方法である。その 方法は、凍結管を循環するブラインの供給を停止する、 あるいは冷却する凍結管の本数を減らす、といった方 法で凍土遮水壁への冷却エネルギーの投入を減少させ る。その際の維持管理運転の管理方法は図 6.24 に示 す基準を遵守している。

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。



a) 凍土遮水壁東側北部 (13BLK)



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、プラク供給を停止する「維持管理運転」を実施することとした。
- ▶ 以下のように、プライン供給停止・再供給を繰り返す運用を実施している。
- 維持管理運転時の地中温度イメージ ・維持管理運転に移行後(i),ブライン再循環の管理基準値(ii)とブライン再循環 停止の管理基準値(ii)を設定し、地中温度をこの範囲で管理する。

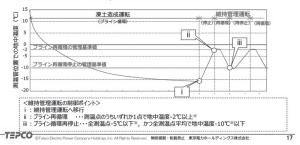
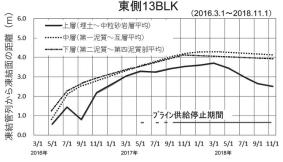


図 6.24 凍土壁完成後の維持管理運転 6-12)

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。



a) 凍土遮水壁東側北部 (13BL)



b) 凍土遮水壁西側南部(6BL)

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 (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。

(5) 陸側遮水壁内の水収支

・ 凍結開始前と現状で陸側遮水壁内側の水収支を比較すると、陸側遮水壁内への地下水等供給量は減少している。								
陸側進水銀内側エリア への地下水等供給量 (実測からの推定値) F ^{※1}	<参考> サブドレン 平均水位	<参考> 日平均時雨量	サブドレン くみ上げ量 (実別値) A	建屋流入量 (実践からの 推定値) B	陸側追水憩海側への 地下水等移動量 C ^{81,2} (実際からの推正値)	開合輸用外 への移動量 D ^{H3}	阿爾语機器 (実施からの推定値) (E1+E1r) ^{×1,2}	地下水位変動 への寄与量 (実施からの推定) E2 = 1,2
810	T.P.+3.5m	1.4mm/⊟	420	180	310	0	-(50+30)	-20
620	T.P.+2.8m	1.5mm/⊟	470	130	140	0	-(50+30)	-40
400	T.P.+1.9m	2.4mm/日	360	120	50	0	-(80+50)	0
250	T.P.+1.5m	1.2mm/⊟	230	60	40	0	-(40+40)	0
290	T.P.+1.4m	2.0mm/日	270	70	40	0	-(70+40)	20
	開発液域の停工リア への地下水等機能量 (集積からの推定機) 下 ^{※1} <u>810</u> <u>620</u> 400 <u>250</u>	機能等本部内部エリア の単下を登録機能 (東部アをの配定的) 下がした。 ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・	日本日本 日本 日本日本 日本 日本日本 日本 日本	CREATION CREATION	REAL CONTEXT SERVING CPR CPR	PRINCE ADDRESS PRINCE PR		

影響が一部含まれた量となっている。 ・ 実施は、海南海をや利効溶験をを変定して跨出しているが、その仮定条件には不確実性が含まれている。 ※ 3 現身点までで、深密透水準 (相信、解数分割)の水頂が互類部と同程度で、上部の中段砂岩湯よりも用いことから、深部地盤等への移動量Dをゼロとする。



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(東土壁)は造成されており、ごれにより、地下水の旅行は遮断されていると考えることができる。
一方、これまでと同様に式げしより、陸側遮水壁や側へか地下水等供給量F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、ごれはK排水路など陸側遮水壁を横断している地下構造物の影響により、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。
■ 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添養量などを正確に測定す

■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洒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、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

-TEPCO

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

表 6.2 土質定数一覧表 6-14)

	自 然 含水比 (%)	土粒子の 密 度 (t/m²)	均等係数	(%)	最大乾燥 密 度 (t/m)
士質A	15. 8-48. 4 30. 4	2. 28-2.39 2. 33	6. 1	19. 1-51.9 31. 3	0. 809-1. 064 0. 914
土質B	10. 0-38. 1 20. 5	2. 56-2.73 2. 64	2. 5-24. 0 8. 6	6. 5-30. l 18. 2	1. 219-1. 761 1. 524

表 6.3 施工中気象データ 6-14)

日最	战复	[温<	€ 0 ℃	11/6	~5/3
日最	高安	[温<	⊙°0 ≎	12/6	~3/2
凍	結	期	間	11/22	~3/27
凍	結	揎	数	486. 9	Cday
展_	低	凤	温	-22. 3	C
	深	槓		49	c m

表 6.4 凍上試験結果一覧表 6-14)

		土 質 砂質土	A (SF)	土質細粒上混り	B 砂(S-F)
		t-ルト 947° 0.30~0.27	三帕917。	€-ルト 977° 0.49~0.50	三軸タイプ。
飽 和	凍上率(%) 凍結様式	0. 29		0. 50 I	1
最 適	凍上率 (%)	0. 26~1. 40 0. 52	1.5	1. 1 ~1. 5 1. 22	1.5
含水比	凍結様式	17.8 %	<u> </u>	16.0 %	
状 態	CBR保存率 凍結融解後	78. 4 %		87.0 %	
10. 18.	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 $^{6\cdot14)}$ を実施した。その結果、図 $6\cdot27$ に示すように、盛土材料温度 5 \mathbb{C} 、外気温 -5 \mathbb{C} の条件では、次層を施工する時点では表面から約 15 cm 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 $^{6\cdot 4^{\circ}}$ 。表 $6\cdot 4$ によれば、凍上率は $1\cdot 5$ %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(Δ S)は、凍上率(ξ)、冬期盛土施工高(Δ H)から、

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

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。

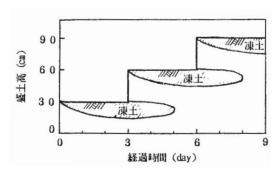


図 6.27 盛土一層 3 日暴露条件における 熱伝導解析結果 ⁶⁻¹⁴⁾

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 \sim 54m、総施工土量 150 万 m^3 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。

- ① 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)

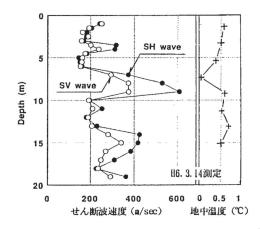


図 6.29 施工直後における凍結部の分布状況 6-14)

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 ―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)

https://www.nsr.go.jp/data/000051075.pdf

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

- (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/
 - https://www.meti.go.jp/earthquake/nuclear/osensuitaisaku/committtee/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。

铭橋 8

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:https://ja.wikipedia.org/wiki/ 日本の LNG 基地一覧

(令和3年3月3日閲覧)

人工地盤凍結工法 産業技術史資料 所在調査

分	制作年	製造社	所在地	選定理由	備考(特許関連等)
地盤凍結専用の移動式一体型 冷却装置 (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 合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
多様な地盤凍結管 …単管式、二重管式、断熱限定式、 削孔式、かじりこみ式、断熱凍結 版	1962 <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	・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
凍結速度制御式の土の凍上・ 解凍沈下試験機 (高志式)	1974 <i>t</i> v5	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ほぼ任意の応力場・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
地盤凍結工事の現場計測管理システム…温管、白金抵抗体、データロガー、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掴削時の安全性を担保してきた。	
現場造成凍土壁の見える化システム ム ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1996 <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	・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熱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
地盤凍結管埋設用の ロ元止水装置 (ロ元パッカー)	1975 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	・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。 ・以前は地盤凍結管理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
止水用凍結管併用鋼管	1993 ක ව	株式会社精研・ 市原センター	千葉県市原市 五井金杉 4-4	・掘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
凍結システム遠隔監視・ 制御システム (C HO R U S)	1989 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	・東京湾アクアラインでの工事用人工島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。	
凍土梁および凍土円板の 曲げ試験装置	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

融解過程の凍上発見: 融解過程の凍上抑制: 東土遮水壁施工福島第一原子炉 2010-2019 NG 地下タンクの凍土工学関連の発展 (グーロウ) 東京湾横断道路で活用 2000-2009 ヒートフェンス有り: 凍上抑止を図る 凍上機構:巨視的モデル (宮田嘉明) (チュヴィーリン) 凍上性評価法:高志の式=凍上性定量評価法→地盤工学会凍上試験法にて学会基準になる (高志動) 凍土の物性研究: 不凍水・比表面積・応力履歴等 (レイン)(ブラック) り初海外施行 1990-1999 地盤凍結工法の発展 冬期土工実施 実施行 大規模 基礎研究) 野外実副 等 凍上機構:化学ポテンシャルモデル 凍土関連全般の研究および凍土工学に関する産官学共同研究の中心 (木下誠一) 凍上性評価法:Sb L 大規模凍結工法増加 ソ連/ロシアの凍土の力学・凍上の研究 1980-1989 国際的研究促進:地盤凍結国際会議発足(ジェスベルボー) 凍土の物性研究:力学特性・不凍水等 (チトビッチ)(ピアロフ) 充実期 北米の凍上現象/凍土物性の研究 (アンダーソン)(タイス)(チェンパレイン) 日本の凍上現象 / 凍土物性の研究 凍上機構:吸着力モデル (高木) | |凍上機構: 浮か こ (ギルピン) 1970-1979 基礎確立期へ欠点克服期 ヨーロッパの凍上現象/凍土 凍上毛細管現象説増強 (ペナー) 1960-1969 1950-1959 霜柱の研究 東上の野外観察・実験的研究 (稲垣乙丙) (中谷宇吉郎) (キャセグランデ) 毛管現象説補強 (ベスコウ) 鉄道関連凍上対策活動 (黒部正夫)(渡部貫) 1900-1949 凍上毛細管現象説 (テーバー) 凍上現象のプロセス提案 (ヨハンセン) 田 : イベントの実施時点 믰 : 知見の流れ 1800-1899 6 紀 产 臣 基 道路等の凍上害認識 凍上現象概要報告 (ルネベルグ) 700-1799 基礎研究

付属資料系統図

「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	12 未現核土外(南直路)、栽培養苗 (10g/cm) 13 - 田川海路土力(東海道子 (10g/cm) 14 - 田川海路土力(東海道子 (10cc 株田内衛)とは/cm) 15 - 田県海路土力(大田道田 (10cc 株田内衛)とは/cm) 16 - 田田田土力(10cc 株田内衛) (10cc 株田内布)・フェモ田 16 - 田田田土力(10cc 米田田市 (10cc 米田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田市 (10cc 米田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田田市 (10cc 米田市 (10cc	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)	Conting Rend Creating Rend Creatin	Cooling liquid deformation The object Text plant The object Text plant Text
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	t _i	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)	and the second	
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 γ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