

室内試験における凍結土の強度および変形特性

後藤 茂
赤川 敏
了戒 公利

§ 1. まえがき

近年、わが国でも地盤凍結工法や LNG などの超低温液体の地下貯槽の建設が行なわれるようになり、それに関連して人工凍結地盤に関する研究が盛んに行なわれるようになってきた。当社では LNG 地下式貯槽やその周辺施設への影響の検討などのために数多くの凍上試験、および凍結土の力学試験を行なってきた。本報告は、それらの蓄積されたデータのうち凍結土の力学試験に関するもの¹⁾²⁾³⁾と、凍結土の基本的な力学的性質を明らかにする目的で行なった研究結果⁴⁾⁵⁾を合わせて整理することにより、凍結土の強度および変形特性に与える諸要因の影響を明らかにし、凍結土の力学的性質に関する工学的な取り扱いを容易にしようとするものである。

凍結土は土粒子、氷、空気および土粒子に吸着されている水（ここでは未凍結水と呼ぶ）などから構成されており、力学的性質として測定されるものは、これらの構成要素の性質がからみ合って現われてくるために非常に複雑なものになる。凍結土の力学的性質を明らかにするには、その構成要素の性質を明らかにしていく方法と、凍結土を一つのマスとして見て、それに影響を与える主な要因について検討していく方法とがある。本報告は後者の方法を用いた。

凍結土の力学的性質に影響を与える主な要因としては(1)土の種類、(2)温度、(3)凍結状態、(4)土粒子の間げきを満たす氷の割合などが考えられ、それらについて圧縮（一軸および三軸圧縮試験）、引張（一軸引張および割裂試験）、および長期的な圧縮（クリープおよびクリープ破壊試験）応力状態での影響を検討した。

§ 2. 試料および供試体

凍結土の力学的性質に土の種類の違いが影響することから、砂質土と粘性土（固結シルトを含む）の双方につ

いてその力学的性質を検討した。また、粒子表面の摩擦抵抗などの点で土と性質が異なるが、粒子に吸着されている未凍結水の量が砂などに比較して無視し得るといわれているガラスビーズを用いて、凍結後の強度に及ぼす粒径の影響を検討した。

また、凍結土は未凍結のときは同じ土であっても、凍結工法などによって現位置で凍結させたもの（以下、現場凍結土と呼ぶ）と実験室内で急速に凍結させたもの（以下、室内凍結土と呼ぶ）とでは力学的性質が異なる可能性がある。これは、氷の生成の過程で結晶構造が異なり、その力学的性質も異なるためである。特に粘性土では、現場凍結土などのように一方向からゆっくり凍結させた場合には、アイスレンズと呼ばれる純氷の層が生じる場合が多く、それを含まない室内凍結土とは外観も異なってくる。そのため、本報告では同一試料での現場凍結土と室内凍結土の違いも比較検討した。

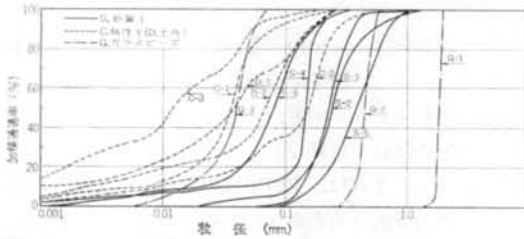
試験温度は、氷点温度付近の試験が非常に不安定であることと、地盤凍結工法および耐用年数内の LNG 地下式貯槽の周辺地盤内温度などから -5°C ～ -40°C の範囲とした。

供試体の作成方法は、現場凍結土の場合は不攪乱状態で採取した凍結土を、当社で開発した凍結土用自動成形機で所定の寸法に成形した。この成形機は切削用のガイドを所定の位置に合わせるだけで、角柱状に切断した試料を所定の寸法の軸対称形の供試体に成形できるものである。室内凍結土の場合、現場凍結土との比較を行なうには凍結方法以外の条件を現場凍結土と合わせる必要があるために、粘性土は不攪乱の試料を用い、未凍結の状態でも成形した後に凍結させて試験に供した。砂質土は不攪乱状態で試料を採取し成形するのが困難であるため、攪乱状態のものを蒸留水で調整して、所定のモールドに詰めて凍結させ、試験に用いた。ただし、現場凍結土との比較を行なうものについては、間げき比が現場凍結土と同じになるように留意した。

供試体を試験に用いるときは、供試体温度が内部まで

| | 砂質土 | | | | | 粘性土 | | | | | ガラスビーズ | | | |
|-------------|------------------------------|-------|------|-------|-------|------|-------|------|------|-------|-------------------------|-----------------------|----------------|------|
| | S-1 | S-2 | S-3 | S-4 | S-5 | C-1 | C-2 | C-3 | D-1 | D-2 | G-1 | G-2 | G-3 | |
| 粒度 | れき分 (2000 μ 以上) (%) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1470 ~ 2000 μ | 350 ~ 590 μ | 44 μ 以下 | |
| | 砂分 (74~2000 μ) (%) | 99.0 | 94.0 | 60.0 | 86.0 | 97.0 | 10.0 | 67.0 | 4.0 | 25.0 | | | | |
| | シルト分 (5~74 μ) (%) | 1.0 | 6.0 | 35.5 | 8.0 | 2.0 | 81.0 | 25.0 | 64.0 | 53.0 | | | | |
| | 粘土分 (5 μ 以下) (%) | 0 | 0 | 4.5 | 6.0 | 1.0 | 9.0 | 8.0 | 32.0 | 22.0 | | | | |
| コテンシス | 液性限界 W_L (%) | NP | NP | NP | NP | NP | NP | NP | 59.1 | 50.2 | 57.8 | — | — | |
| | 塑性限界 W_P (%) | NP | NP | NP | NP | NP | NP | NP | 33.2 | 24.7 | 27.7 | — | — | |
| | 塑性指数 I_P | — | — | — | — | — | — | — | 25.9 | 25.5 | 30.1 | — | — | |
| 土粒子比重 G_s | 2.71 | 2.70 | 2.68 | 2.62 | 2.72 | 2.62 | 2.66 | 2.60 | 2.67 | 2.62 | 2.3 | 2.3 | 2.3 | |
| 供試体 | 含水比 w (%) | 30.4 | 34.3 | 36.5 | 30.0 | 25.4 | 73.3 | 33.6 | 51.2 | 32.8 | 33.8 | 21.5 | 21.8 | 24.0 |
| | 単体重量 γ_t (g/cm^3) | 1.92 | 1.73 | 1.79 | 1.89 | 1.91 | 1.56 | 1.83 | 1.64 | 1.78 | 1.80 | 1.87 | 1.85 | 1.75 |
| | 凍結状態 | 現場・室内 | 現場 | 現場・室内 | 現場・室内 | 室内 | 現場・室内 | 現場 | 現場 | 現場・室内 | 室内 | 室内 | 室内 | 室内 |

表一 土性値



図一 粒径加算曲線

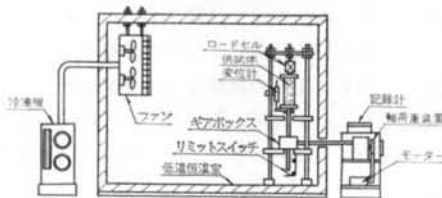
均一になるように試験温度のもとで24時間以上放置した後で使用し、試験中の温度変化も $\pm 1^\circ\text{C}$ の精度で制御した。

表一に供試体の状態および土性値を示す。ただし、記号のSは砂質土、Cは粘性土、Dは土丹(固結シルト)、Gはガラスビーズを示す。

§ 3. 試験装置

3.1 低温恒温室

供試体の作成および試験時の温度保持は、図二に示す低温恒温室を用いた。この低温室は -45°C まで冷却が可能であり、内部の寸法も2.7m \times 3.4m \times 2.5mと広いので、供試体の成形から試験までを低温室内で行なうことができ、供試体を外気にさらすことなく試験を行なえ



図二 低温恒温室と加力試験機

る。また、容積が大きいことから、内部で人間が作業すること、および出入口を開閉することによる内部の温度変化が小さく、供試体に悪影響を与えずにすむ。

以下に示す加力試験機、およびクリープ試験機をこの低温室内に設置して、今回報告するすべての試験を行なった。

3.2 加力試験機

この試験機は圧縮で5 tonf、引張りで2 tonf までの加力を行なうことができる。今回の試験はすべてひずみ制御式で行なったが、応力制御および定荷重制御も可能である。変形速度は、ギア比を変えることにより0.003~4.16 mm/min の範囲で30種類変えることが可能であり、今回の試験では0.007~4.16 mm/min の範囲を使用した。

載荷圧はロードセル、変形は差動トランス式の変位計で検出し、その精度は十分に保障されている。

一軸圧縮試験と割裂試験の他に、引張治具または三軸圧力装置を取付けることにより、一軸引張試験と三軸圧縮試験もこの加力試験機を用いて行なった。

3.3 引張治具

この治具は、図三に示すように、前記の凍結土用自動成形機で所定の形状に成形した首付円柱形供試体の上部と下部をはさみ込み、加力試験機に取り付けることにより供試体に引張力を伝え、供試体中央部の直径35mmの部分で破断させるように作られている。

供試体をはさんだ治具を加力試験機に取り付ける際に、供試体に悪影響を与えない目的で上部と下部の治具の間に養生用型わくを設けておき、加力試験機に取り付けた後にその型わくを容易に取り外せる構造になっている。

3.4 三軸圧力装置

この装置は 50 kgf/cm^2 までの側圧を作用させることができ、試験中は5%以上の精度で側圧を制御できる。

側圧は -45°C まで凍結しない不凍液（エチレングリコール）を用いて作用させているが、これは凍結土に接するとその内部を侵食するため、ゴムスリーブで供試体の側面を覆うことにより供試体と不凍液を絶縁してある。

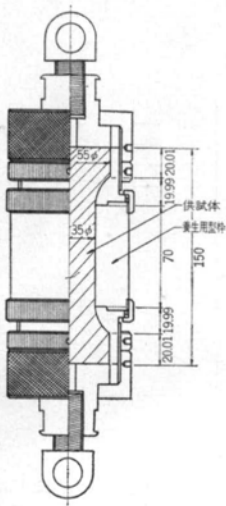


図-3 引張供試体および試験治具

荷重ピストン貫入に伴う圧力室の容積変化は自動的に相殺できる機構になっているので、試験中の供試体の体積変化は不凍液の流出入量により測定できるが、その量が微小であるときはその測定は困難である。

3.5 クリープ試験機

この試験機は、軸力で2tonfまで荷重することができる。図-5に示すように、荷重はレバー方式であり、おもりとして加えられた荷重は40倍に増幅されて軸力として

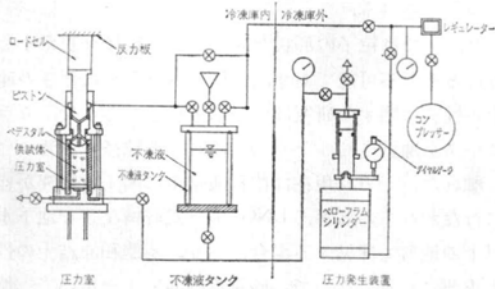


図-4 三軸圧力装置概略図

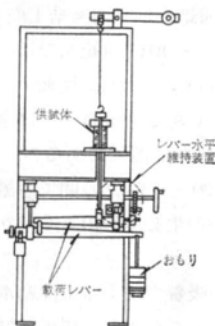


図-5 クリープ試験装置

作用する。荷重レバーは自動水平維持装置が取り付けられており、供試体の変形が進んでもレバーの水平を自動的に保持することができる。それによって試験中を通じて一定の軸力を供試体に作用させることができる。

なお、3.2~3.5の試験機は3.1の低温室内で使用するため、低温用の特別仕様になっている。

§ 4. 予備試験

凍結土の強度および変形特性に関する検討を行なう前に、試験条件の一つになる供試体の高さ直径比 H/D とひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ について検討を行なった。

土質試験法では、土の一軸圧縮試験および三軸圧縮試験で供試体の H/D を1.8~2.5、 $\dot{\epsilon}$ を $1 \times 10^{-2}/\text{min}$ で行なうように規定してある。しかし、凍結土は未凍結な土とその力学的性質が著しく異なるため、前記の標準によるだけではなく、実際に H/D 、 $\dot{\epsilon}$ を変えて試験を行ない、それらの強度および変形特性に与える影響を検討した。なお、用いた試料は室内凍結土のS-5であり、試験は一軸圧縮試験のみを行なった。

4.1 供試体の高さ直径比 H/D の影響

凍結土の力学試験の H/D について論じている研究は少ない。Ladanyiら⁶⁾は、室内凍結の砂質土を用い H/D を0.5~2.0の範囲で試験を行ない、供試体端面の摩擦を少なくすれば得られる強度はほとんど一定であるとしている。また、岡本ら⁷⁾は同じく室内凍結砂で H/D を0.5~3.0の範囲で試験を行ない、 H/D が1.0~3.0では一軸圧縮強さ q_u は一定であるが、0.5~1.0の範囲では H/D が減少すると q_u が増加するという結果を示している。しかし、両者とも変形係数 E_{50} (q_u の50%の応力ときの応力とひずみの比) には触れていない。 H/D が

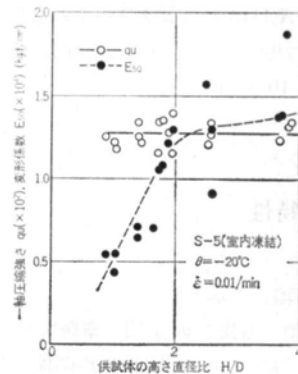


図-6 供試体の高さ直径比と一軸圧縮強さ、変形係数の関係

0.5~1.0の範囲で前記の両者の結果が異なっているが、ここでは供試体として適当な H/D を見出すという目的から、1.0~4.0の範囲で試験を行なった。試験温度は -20°C である。

結果は図-6に示すように、 q_u は H/D が1.0~4.0の範囲ではほぼ一定となった。また、 E_{50} については、多少のばらつきがあるが、 H/D が1.0~2.0の範囲で H/D が減少すると E_{50} も減少する傾向があるが、 H/D が2.0~4.0では E_{50} はほぼ一定と見なせることが分かった。この結果と前記規準などから、 H/D は2.0~2.5の範囲で試験を行なうのが妥当であることが分かった。以後に述べるすべての供試体(割裂用は $H/D=1$)はこの範囲に入っている。

4.2 ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ の影響

多くの材料について、 $\dot{\epsilon}$ を大きくすると強度が大きくなり、 $\dot{\epsilon}$ を小さくすると強度が小さくなる事実が知られている。凍結土に関してはHaynes⁸⁾、Baker⁹⁾などが試験を行なっており、 q_u と $\dot{\epsilon}$ の関係が次の実験式で与えられることを示している。

$$q_u = A \cdot \dot{\epsilon}^B \quad \dots\dots(1)$$

しかし、実験定数 A 、 B に対する温度の影響が不明確なことから E_{50} に対する影響が明らかにされていないことから、試験温度 θ を $-10 \sim -40^{\circ}\text{C}$ 、 $\dot{\epsilon}$ を $7 \times 10^{-5} \sim 4 \times 10^{-2} / \text{min}$ の範囲で試験を行なった。結果は図-7に示すが、式(1)の A を θ の関数、 B を定数として q_u を近似することができ、 E_{50} についても同様の式で近似することができた。しかし、この結果では $\dot{\epsilon}$ が 7×10^{-5} から 4×10^{-2} まで約600倍に増加しても q_u 、 E_{50} は約55%しか増加せず、後に述べる試験温度などの影響に比較して試験を行なう上ではその影響は小さいといえよう。

以後述べる試験では一軸圧縮、三軸圧縮および一軸引張などの試験の $\dot{\epsilon}$ は約 $1 \times 10^{-2} / \text{min}$ で行なっており、割裂試験もJIS A 1113のコンクリートの引張り試験の規準が応力制御で規定しているので、今回は他の試験と同様に $\dot{\epsilon}$ を約 $1 \times 10^{-2} / \text{min}$ で行なった。

§ 5. 強度特性

5.1 圧縮強度

5.1.1 一軸圧縮強さ q_u

凍結土の一軸圧縮強さ q_u に関する研究は古くから数多く行なわれており、 q_u と温度 θ の関係などは広く知られている。しかし、同一の試料で凍結する状態が異な

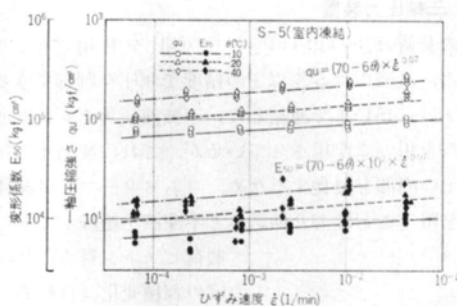


図-7 ひずみ速度の影響

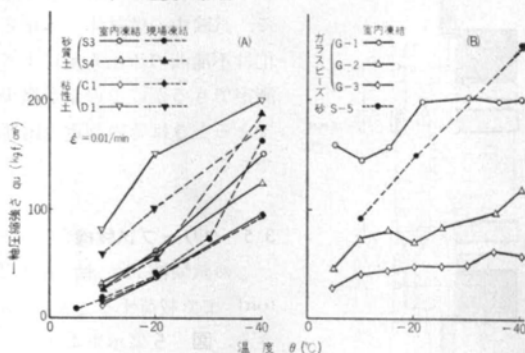


図-8 一軸圧縮強さと温度の関係

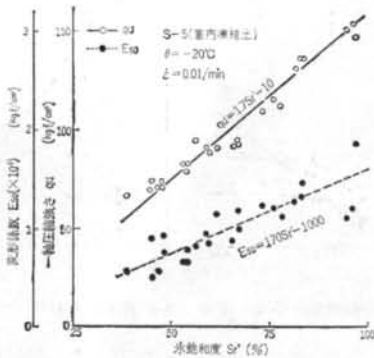
った場合の q_u の違いについて述べている研究はほとんどない。

ここでは、同一試料での現場凍結土と室内凍結土の違いについて述べる。

また、土では粒子の形状を同じにして粒径を変えることはほとんど不可能であり、粒径のみを変えたときの凍結土の性質に関する研究はほとんどない。そこで、ガラスビーズを凍結させ、その q_u に対する粒径の影響について触れた。一方、現在は飽和凍結土に関する研究が盛んに行なわれているが、LNG地下式貯槽などで地下水位以上の地盤も凍結する場合があり、不飽和凍結土の性質も重要になる。そこで、砂質室内凍結土を用いて、飽和度の影響についても検討した。

図-8の(A)に現場凍結土と室内凍結土の q_u と θ の関係を示す。 θ が $-5^{\circ}\text{C} \sim -40^{\circ}\text{C}$ の範囲では、 θ の低下に伴って q_u は増加しており、これは従来からいわれてきた傾向と同じである。しかし、砂質土では室内凍結土の q_u が θ に対しほぼ直線的な関係であるのに対し、現場凍結土の q_u は θ が $-20 \sim -40^{\circ}\text{C}$ の間で急激に増加している。この両者の違いの生じる理由として次のことが考えられる。

砂質土は、土粒子の吸着力による未凍結水の量は非常に少ないといわれている。しかし、現場凍結土の場合は内部の水に塩分が含まれているために未凍結水が多く残



図一〇 一軸圧縮強さおよび変形係数と氷飽和度の関係

り、その未凍結水が今回の場合は $-20\sim-40^{\circ}\text{C}$ で凍結することにより q_u が急激に増加し、室内凍結土は蒸留水を用いたため、このような傾向は現われなかったと思われる。片岡ら¹⁰⁾の塩分を加えた砂質凍結土の研究でも、 q_u と θ の間に同様の関係が得られている。このような未凍結水が凍結することによる q_u の増加の生じる温度領域は、今回の試料では $-20\sim-40^{\circ}\text{C}$ であったが、土粒子の比表面積や塩分濃度などによって変化する可能性がある。粘性土は土粒子の吸着力が強く、未凍結水の量も砂に比較してはるかに多いために、この程度の温度範囲では未凍結水が凍結しきらず、 q_u が急増する現象が現われなかったと思われる。

以上のことも考慮に入れると、粘性土の場合は現場凍結土と室内凍結土の違いは、この温度範囲では主としてアイスレンズによって生じると考えられる。厚いアイスレンズを含むD-1の現場凍結土の q_u は、それを含まない室内凍結土の q_u に比較して15~20%減少している。しかし、薄いアイスレンズしかないC-1の現場凍結土は、室内凍結土と q_u がほとんど変わらない。また、氷は結晶方向で強度が異なることと、生頼ら¹¹⁾のアイスレンズ自体の一軸圧縮試験では q_u が凍結土の q_u より大きいという結果を合わせて考えれば、粘性土の場合は室内凍結土と現場凍結土の違いに関しては、アイスレンズの有無だけでなくその分布および傾きまで含めて検討しなければならないと思われる。

これまで述べたように凍結土の q_u は未凍結水の量およびアイスレンズなどの影響を受ける。そこで、その両者がほとんど存在しない室内凍結のガラスビーズの q_u を検討した。粒径の異なる3種のガラスビーズの q_u は、 θ が $-5\sim-40^{\circ}\text{C}$ の範囲では粒径の小さいものほど大きくなっている(図一〇の(B))。ガラスビーズは、粒径が異なった場合でも同材質で同形の球形粒子であり、 q_u に差が生じた理由は粒径が異なったためだけであると思

われる。また、このような q_u と粒径との関係はRowe¹²⁾が未凍結な石英粒を用いて一面せん断試験で求めたせん断強度と粒径の関係と傾向が一致している。一方、図中に示した砂質土S-5は粒度分布がガラスビーズG-2とほぼ同じであるのに、 q_u はG-2よりはるかに大きくなっている。この理由としては、ガラスビーズは表面が滑らかな球形であるため、粒子間の摩擦抵抗が小さいためであると思われる。このような結果から、凍結土の強度は粒子を結合している氷の性質だけでなく、粒子のかみ合いおよび粒子間の摩擦抵抗などの土としての性質にも強く影響されることが明らかになった。

以上の検討は飽和凍結土を対象に行なってきたが、不飽和になった場合、粒子間を結合している氷の量が減少するために q_u が小さくなることが予想される。そこで、室内凍結土のS-5を用い、氷飽和度 S_r' を40~100%の範囲で変えて q_u を求めた。ただし、ここでいう氷飽和度 S_r' とは土粒子の間げきを埋める氷の割合を示すものであり、未凍結水の非常に少ない室内凍結の砂質土では、通常土の飽和度に水が凍結するときの体積変化率1.09を乗じることにより求まる。また、すべての供試体の間げき比は 0.95 ± 0.05 であり、試験温度は -20°C である。

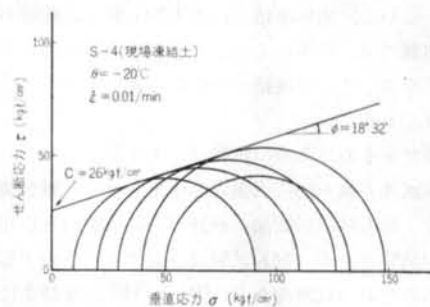
図一〇に示すように、 S_r' が増加すると q_u も増加し、両者の関係が一次式で近似できることがわかった。

5.1.2 三軸圧縮強度

三軸応力下の土のせん断強度は、モール・クーロンの破壊規準として次式で表わしうることが知られている。

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots(2)$$

凍結土の三軸圧縮試験はAndersland¹³⁾、Sayles¹⁴⁾などが行なっている。Saylesは側圧 σ_3 を $3.5\sim 84\text{ kgf/cm}^2$ で試験を行ない、応力とひずみの関係に2つのピークができ、最初のピークはひずみが1%以下のときに生じ、2つ目のピークはよりひずみの大きい部分で生じ、2つ目のピークを破壊強度とした場合が式(2)の破壊規準に合うことを示した。しかし、その場合の粘着力 C と内部摩



図一〇 砂質凍結土のモールの破壊応力円

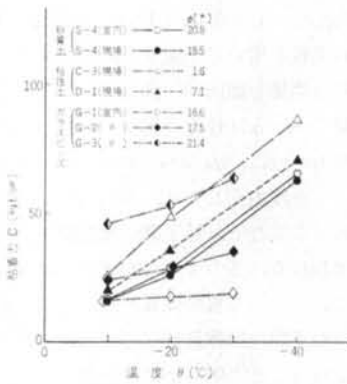


図-11 粘着力Cと温度の関係

擦角 ϕ に対する温度の影響は明確にされていない。そこで、 σ_3 を $10\sim 50\text{ kgf/cm}^2$ 、試験温度 θ を $-10\sim -40^\circ\text{C}$ で行なった三軸圧縮試験結果について検討を行なった。ただし、砂質土および粘性土の -10°C 、 -20°C の試験では応力とひずみの関係に明瞭なピークが現われず、ひずみが10%になったときの応力を破壊応力として扱った。

図-10に示すように、試験結果から式(2)のモール・クーロンの破壊規準を適用できることがわかった。内部摩擦角 ϕ は、試験温度 θ が変わっても試料ごとにほぼ一定になり、その値は未凍結状態での値より若干小さくなった。図-11に示すように粘着力Cは q_u の場合と同じく、 θ が $-10\sim -40^\circ\text{C}$ の範囲では θ が低下するに伴いCが直線的に増加し、ガラスビーズでは粒径の小さいものほどCが大きかった。また、同一粒径のガラスビーズG-2と砂質土S-5では、S-5の方がCの値は大きかった。一方、凍結土の構成要素である氷の性質は温度の影響を強く受けることが知られており、これらのことから、氷の性質は ϕ には影響をほとんど与えず、Cに強く影響を与えていると思われる。

5.2 引張強度

凍結土の強度および変形特性の研究は圧縮に関するものが主流になっており、引張強度に関するものはほとんどない。しかし、地盤凍結工法やLNG地下式貯槽の周辺凍結地盤では、場所によっては引張応力が作用することもあるので、ここで凍結土の引張強度についての検討を行なう。

引張強度を求めるための試験は、主として2つある。1つは供試体の軸方向に引張力を作用させる一軸引張試験であり、他方は円形断面の直径方向に引張力を作用させる割裂試験である。割裂試験はコンクリートの引張強度を求めるための試験であり(JIS A 1113)、凍結土に対する適用性を検討した例はない。しかし、割裂試験は、

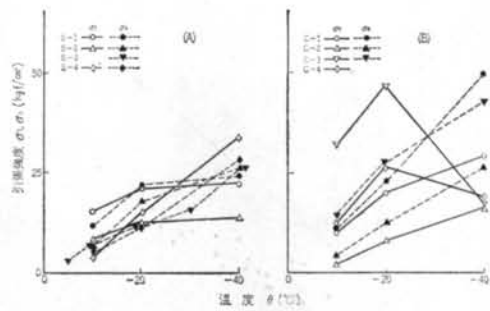


図-12 引張強度と温度の関係：(A)砂質土、(B)粘性土

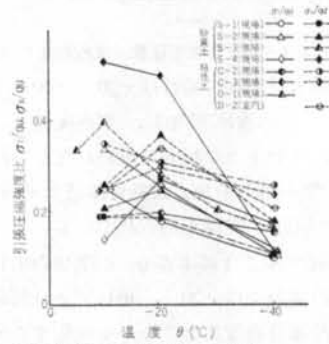


図-13 引張圧縮強度比と温度の関係

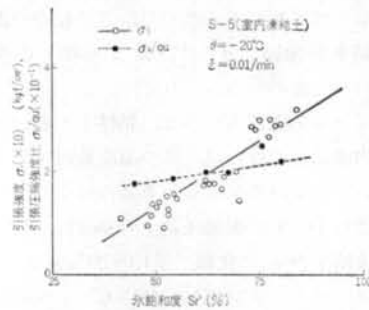


図-14 引張強度および引張圧縮強度比と水飽和度の関係

供試体の作成法や試験法などが一軸引張試験に比較して容易であるため、凍結土の引張強度を求める試験として適用できれば有用であると思われる。そこで、同一試料で一軸引張試験と割裂試験を行ない、その強度を比較した。ここでは、前者によって求めた引張強度を σ_t 、後者によるものを σ_s と呼ぶ。

図-12は σ_t 、 σ_s と温度 θ の関係であり、 θ は $-5\sim -40^\circ\text{C}$ 、 $\dot{\epsilon}$ は $1\times 10^{-2}/\text{min}$ である。ほとんどの試料は、 q_u の場合と同様に θ が低下するに伴い σ_t 、 σ_s が増加している。砂質土では σ_t と σ_s はほぼ同じ傾向を示しており、この温度範囲では割裂試験が砂質凍結土の引張強度を求める試験として有効であることが分かった。

粘性土C-3、D-1の σ_t は θ が $-20\sim -40^\circ\text{C}$ で減少しているが、 σ_s は増加している。このような現象の

起きた理由として次のことが考えられる。5.1の一軸圧縮強さでも述べたように、粘性土には多量の未凍結水があり、それがこの温度で凍結して2次膨張を起こし、供試体にクラックを生じる。一軸引張試験は、供試体の一番弱い面で破壊するためのクラックの影響を強く受け、割裂試験では、破壊面が規定されているためにこの影響をほとんど受けないためではないかと思われる。C-3とD-1で顕著にこの現象が現われ、他の試料ではあまり現われなかった。その理由は図-1の粒度分布から分かるように、この2試料は他の一軸引張試験を行なった試料に比較して細粒分が多く、したがって未凍結水の量が多いので、2次膨張作用が強く現われたのではないかと思われる。

-5~-40℃の引張圧縮強度比 σ_t/q_u , σ_s/q_u を図-13に示すが、この温度 θ の範囲では、 σ_t/q_u と σ_s/q_u は0.35~0.1の範囲に分布してゐる。

次に、室内凍結砂質土のS-5を用いて、氷飽和度 S_r' の影響を検討した。 S_r' , θ , e などは一軸圧縮強さ q_u で S_r' を検討したときと同じである。図-14に示すように、 S_r' が40~90%の範囲では、 σ_s は S_r' が増加するのに伴って増加し、その引張圧縮強度比 σ_s/q_u は約0.2になった。

5.3 長期強度（クリープ破壊強度）

これまで、短期的に求めることのできる強度について述べてきた。しかし、後に6.3で詳しく述べるが、 q_u より小さな応力でもクリープが生じ破壊に至る場合がある。このときの応力をクリープ破壊強度 σ_f と呼び、試験開始から破壊に至るまでの時間 t_f によって決まってくる値である。Vialov¹⁵⁾は凍結土の σ_f と t_f の関係を次の実験式で与えている。

$$\frac{1}{\sigma_f} = \beta' \log \frac{1+t_f}{\alpha} \quad (\alpha, \beta': \text{実験定数}) \quad \dots\dots(3)$$

試験温度 θ を -10~-40℃、応力レベル σ/q_u を 0.3~0.7 で行なった現場凍結土 D-1 と室内凍結土 S-5 のクリープ破壊試験結果を図-15に示す。この試験結果から、式(3)の β' を温度 θ の関数、 α を試料ごとの定数とした次式で試験結果を近似できることが分かった。

$$\frac{1}{\sigma_f} = \frac{1}{\beta \cdot \theta + \gamma} \log \frac{1+t_f}{\alpha} \quad (\alpha, \beta, \gamma: \text{実験定数}) \quad \dots\dots(4)$$

このようにして σ_f と t_f の関係が求められることが分かったが、クリープ破壊試験は結果を得るのに長時間を要し、試験も高度の技術を必要とする。そのため、より容易な方法で σ_f と t_f の関係を求める方法を検討した。

4.2で述べた、ひずみ速度を変えた室内凍結土 S-5

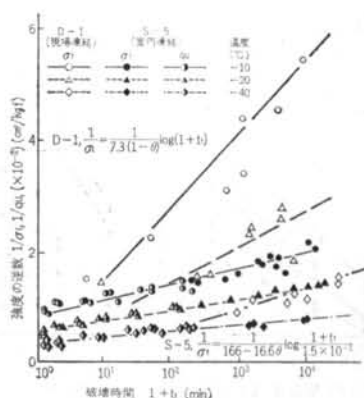


図-15 クリープ破壊強度および一軸圧縮強さと破壊時間の関係

の一軸圧縮試験の q_u と t_f の関係を調べた。ただし、 t_f は最大応力を与えるひずみから求めるのではなく、応力~ひずみの関係が大きく曲がる点のひずみから求めた。こうして求めた q_u と t_f の関係は、同一試料で行なったクリープ破壊試験で求めた σ_f と t_f の関係とほとんど一致する。こうして、クリープ破壊試験より容易な、ひずみ速度を変えた一軸圧縮試験によりクリープ破壊強度と破壊時間の関係を求められることが分かった。

§ 6. 変形特性

6.1 変形係数

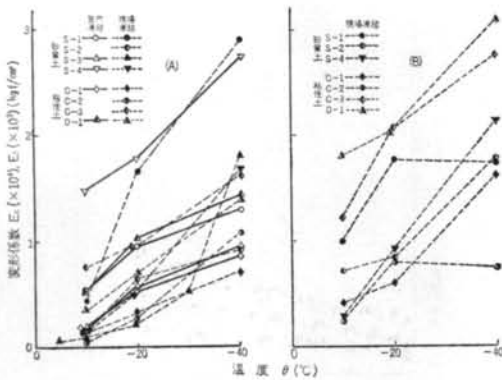
材料の弾性的な領域の変形特性は変形係数(ヤング率)で表わすことができる。土の場合は、この値として破壊強度の50%のときの応力での応力ひずみ比 E_{50} を用いており、ここでは凍結土もこの E_{50} を変形係数として用いることにする。

E_{50} は温度などの影響を受けると考えられ、ここでは温度 θ の影響、応力状態による違い、現場凍結土と室内凍結土の比較および氷飽和度の影響について検討した。また、強度と変形係数の関係についても調べた。なお、ここでは圧縮による E_{50} を E_c 、引張によるものを E_t と表わすことにする。

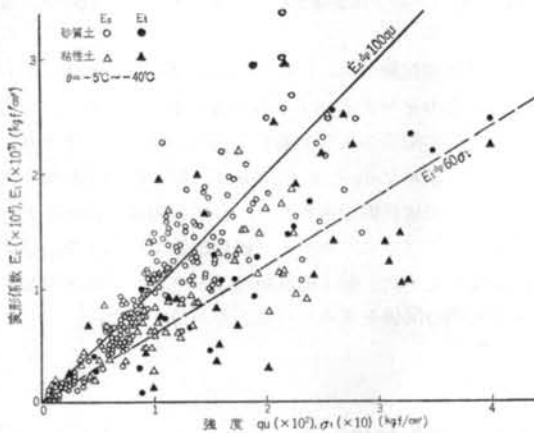
図-16に E_c , E_t と温度 θ の関係を示すが、-5~-40℃の範囲では両者とも θ の低下に伴って増加し、同一試料での両者の比 E_t/E_c は約0.1になった。

ここには示さなかったが、三軸圧縮試験の E_c は側圧の影響をほとんど受けなかった。また、ガラスビーズでは粒径の小さいものほど E_c が大きかった。

E_c の現場凍結土と室内凍結土の違いは、現場凍結土の



図—16 変形係数と温度の関係: (A)圧縮, (B)引張



図—17 強度と変形係数の関係

E_e が室内凍結土の値より小さいことが多い。この温度範囲では、アイスレンズを含む粘性土 C-1, D-1 の現場凍結土の E_e は、室内凍結土の値より約 20~30% 小さかった。また、砂質土の場合は現場凍結土の E_e が -20~-40°C の間で急激に増加するものがあり、これは 5.1 で q_u について述べたのと同じように、この温度で未凍結水が凍ることによる影響であろうと思われる。

水飽和度 S_r' を変えた場合は、 q_u の場合と同じように S_r' が増加すると E_e も増加した (図—14)。

図—17 に強度と変形係数の関係を示すが、圧縮または引張りの別なく強度の増加に伴ない変形係数も増加し、両者の関係は次式で近似できることがわかった。

$$E_e \doteq 100 q_u \quad \dots\dots(5)$$

$$E_e \doteq 60 \sigma_t \quad \dots\dots(6)$$

6.2 応力とひずみの関係

弾性的な範囲内では、変形係数によって応力とひずみの関係を示せるが、応力がより大きい範囲ではその関係を示しえない。そのため、より広い範囲での応力とひずみ

の関係を示すための研究が行なわれている。Kondner¹⁶⁾ は、土の応力とひずみの関係が次式の双曲線形で近似できることを示した。

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{a+b \cdot \varepsilon} \quad \dots\dots(7)$$

ここで、 σ : 軸応力, ε : 軸ひずみ, a, b : 定数

Duncan ら¹⁷⁾ は、式(7)にモール・クーロンの破壊規準や Junbu¹⁸⁾ の研究などを取り入れて次式を示した。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{K P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma_3} \right)^n + \frac{\varepsilon (1 - \sin \phi) \cdot R_f}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \quad \dots\dots(8)$$

ここで、 C, ϕ : 強度定数, P_a : 大気圧,

K, n, R_f : 実験定数

ここでは、 C, ϕ に 5.1.2 の結果を用い、分母の第 1 項をより扱いやすい形にした式(9)により、凍結土の三軸圧縮試験での応力とひずみの関係を近似できた (図—18)。

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{c+d \cdot \theta + e \cdot \theta \cdot \sigma_3} + \frac{(1 - \sin \phi) \cdot \varepsilon \cdot R_f}{(a+b \cdot \theta) \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}} \quad \dots\dots(9)$$

ここで、 θ : 温度, a, b, c, d, e, R_f : 実験定数
しかし、凍結土の性質は側圧や温度だけでなく、ひずみ速度、氷飽和度などの影響も与える。例として、式(7)の a, b を温度とひずみ速度の関数とした場合の計算値と一軸圧縮試験結果との比較を図—19 に示す。このように種々のパラメータを組み込んだ構成式を作ることは可能であるが、このような手法は実用的取扱いを容易にする目的で行なわれるものであるから、作られた式の実用的な利用価値について十分な注意を払わねばならないと思われる。

6.3 長期変形 (クリープ特性)

6.3.1 凍結土のクリープ特性に関する研究の動向

凍結土のクリープ特性に関する研究は永久凍土を持つ国々の土質工学者により 1950 年頃より行なわれていた。

これまでの研究は大きく分けて 2 つの流れがある。1 つはソ連の Vialov¹⁹⁾ に代表されるグループであり、他方は米国の Andersland¹³⁾ を中心としたグループである。

前者は、凍結土のクリープ特性を温度、応力などのパラメータのもとで算出し得る関数を実験的に求め、工学的に利用しようとする立場をとっている。後者は、物質の流動を説明する Eyring²⁰⁾ の rate process theory を土粒子移動に統計的に適用したもので、凍土のクリープ

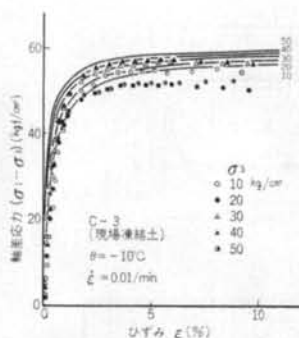


図-18 三軸試験結果と式(9)の計算値の比較

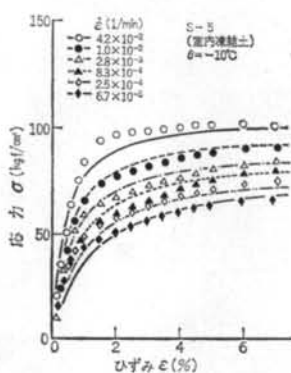


図-19 ひずみ速度を変えた一軸圧縮試験での Kondner の双曲線近似

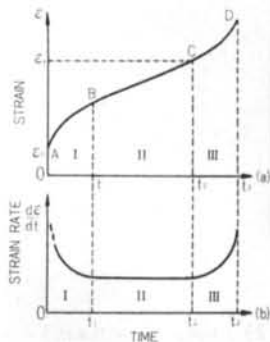


図-20 凍土のクリープ特性

機構を解明し物理的な理論の完成をめざすものである。

われわれは、工学的な必要性から前者の手法を参考に研究を開始し、数多くのクリープ試験を行ない、LNG地下式貯槽の解析に提供してきた。

6.3.2 凍結土のクリープ特性

金属の場合と同様に、凍結土のクリープ挙動は図-20に示すようなひずみ時間関係を示す。すなわち、O—Aは瞬時変形領域と呼ばれ、可逆な弾性変形と材質によっては不可逆な塑性変形を含んでいる。次にA—Bは1次クリープと呼ばれ、ひずみ速度が漸減する領域、B—Cは2次クリープと呼ばれ、一定のひずみ速度を保つ領域、C—Dは3次クリープと呼ばれ、ひずみ速度が漸増し破壊に至る部分に分類される。

また、このように破壊に至るクリープを undumped creep (Andersland¹³⁾) と呼び、1次クリープまでの挙動を示し破壊に至らないクリープを dumped creep と呼ぶ。さらに、この2種のクリープの境の荷重を上限降伏値(村山²¹⁾)、あるいは critical value (Andersland¹³⁾) と呼んでいる。

一般的に凍結土のクリープひずみは、次式に示すように前述の瞬間変形ひずみ、1次、2次、3次クリープの和として示される。

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad \dots\dots(10)$$

ε_0 : 瞬間変形ひずみ

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: 1次、2次、3次クリープ (ただし3次クリープは一般的には考慮され得ない)

6.3.3 一軸圧縮クリープ試験例

土丹 D-1 の室内凍結土を用いた一軸圧縮クリープ試験を行なった。

①凍結土のクリープ式

巨視的な取扱いである Vialov の手法によれば、凍結土のクリープ特性は式(11)、(12)で表わされる。

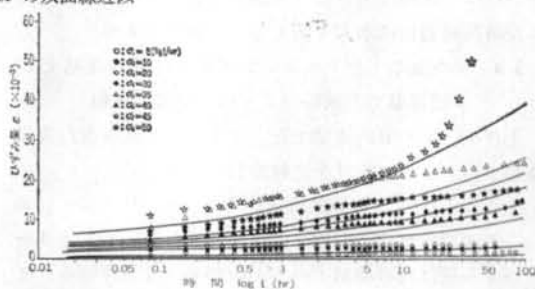


図-21 式(11)による計算値と実測値の比較 (現場凍結土D-1, θ = -10°C)

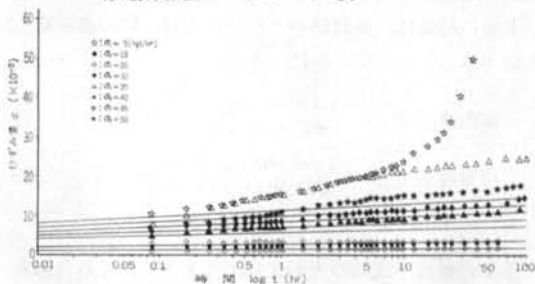


図-22 式(12)による計算値と実測値の比較 (現場凍結土D-1, θ = -10°C)

$$\varepsilon^m = \frac{\sigma}{A_0} [1 + aI_n(1 + bt)] \quad \dots\dots(11)$$

$$\varepsilon^m = \frac{\sigma}{A_0} [1 + at^k] \quad \dots\dots(12)$$

さらに、Gorodeskii²²⁾ によれば温度 θ を組込んで、 A_0 は次式で表わすことができる。

$$A_0 = \omega(|\theta| + 1)^\epsilon \quad \dots\dots(13)$$

このようにして、凍結土のクリープ性状は θ, σ, t などの関数として表現できる。

②試験結果

式(11)、(12)と実測データの比較を図-21、22に示す。どちらの式も、この試験時間の範囲では実測値の分布する

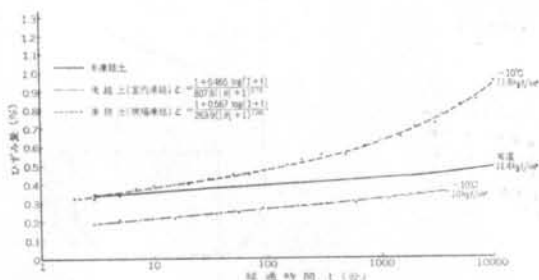


図-23 未凍結土、室内凍結土および現場凍結土のクリープ特性の比較

範囲内に計算値を分布させることができている。強いて述べれば、式(4)は高い応力で過少な値を与え、また式(5)は長時間経過後に過大な値を与える傾向がある。

6.3.4 室内凍結土とアイスレンズを含む現場凍結土および常温での試料のクリープ特性の比較

土丹 D-1 の室内凍結土と、アイスレンズを含む現場凍結土のクリープ特性を比較検討する。

それによると、比較的低い応力レベル ($0.2 q_u$) において 1 週間の载荷時間内では破壊こそしないが、クリープひずみ量は現場凍結土の方が数割多くなっている。また、より高い応力レベル ($0.6 q_u$) になると破壊に至る時間も現場凍結土の方が早くなっている。

上述の結果は、両試料のクリープ式(4)、(5)の諸定数を比較することから明らかにできる。

$$\text{室内凍結土: } \epsilon = \frac{1+0.465 \log(1+t)}{807.8(\theta+1)^{0.78}} \cdot \sigma \quad \dots\dots(4)$$

$$\text{現場凍結土: } \epsilon = \frac{1+0.567 \log(1+t)}{263.9(\theta+1)^{1.08}} \cdot \sigma \quad \dots\dots(5)$$

$$t: \text{min}, \theta: ^\circ\text{C}, \sigma: \text{kgf/cm}^2$$

① κ の値は、式(5)の方が式(4)より大きく、これは瞬時変形、クリープ変形とも現場凍結土の方が室内凍結土より温度依存性の高いことを示している。

② ω の値は、式(4)の値が式(5)の数倍であることから、同一条件下では室内凍結土の方が変形しにくいことを示している。

③ α の値は、式(4)の方が式(5)より小さいことから、室内凍結土の方が現場凍結土よりクリープ変形しにくいことを示している。

以上の結果、アイスレンズを含む現場凍結土は室内凍結土に比較して瞬時変形、クリープ変形ともにしやすく、温度変化に対しても敏感であることが明らかになった。

次に、未凍結土を加えて 3 種類の試料のクリープひずみを比較する。一般に凍結土はクリープを生じやすい

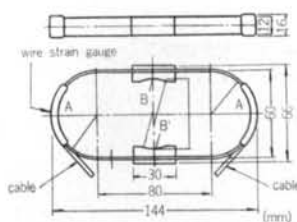


図-24 クリップゲージ

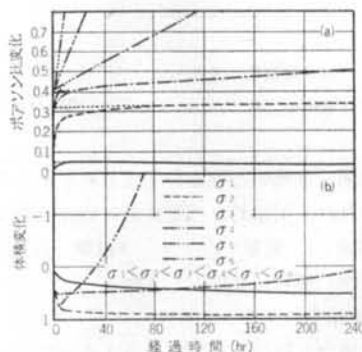


図-25 クリープポアソン比と体積変化の経時変化

といわれているが、未凍結土と凍結土のクリープ特性を比較したデータは少ない。図-23は、これまで述べてきた凍結土 D-1(-10°C)と常温下の D-1 のほぼ同一荷重でのクリープカーブの比較である。図より明らかなように、アイスレンズを含んだ現地凍結土はほぼ全域にわたってひずみ速度が他のすべてより大きく、次に室内凍結土が大きく、未凍結土はいちばん小さい。応力レベル (σ/q_u) は未凍結土が一番大きいことを考え合わせれば、土丹のような固結シルトでも、一般にいわれるように凍結することによりクリープが生じやすくなることが明らかになった。

6.3.5 凍結土のクリープ時の体積ひずみ、およびポアソン比

凍結地盤の解析手法が発達するに伴い、ポアソン比を含む凍結土の長期的な変形状態に対するより正確な把握を行なうことが必要になってきた。しかし、凍結土のクリープ時のポアソン比(体積ひずみ)に関する研究は非常に少ない。この理由は、凍結土のクリープ試験が氷点下の温度環境で微小な供試体の変位を測定せねばならぬためにかなりの困難を伴うものであるのに、ポアソン比の場合は供試体の軸方向変位に比較してより微小な側方変位量を長時間にわたって測定しなければならないためであろうと思われる。この測定法としては、供試体の直径を直接測定する方法や、三軸セルを用いてそのセル内の液体の流出入量を測定する方法などがある。

今回は、**図-24**に示すクリップゲージを用い、一軸圧縮状態の供試体の直径を測定し、体積ひずみおよびポアソン比を求めた。また、標準砂を用いることにより個々の供試体の均一性および再現性を高め、得られるデータの信頼性を高めた。

クリープ時のポアソン比と体積ひずみの経時変化を**図-25**に示す。

(1) クリープ時の体積ひずみ

今回得られた結果は、E.P. Shuherina²²⁾ (ダイヤルゲージによる供試体直径の測定)、および M.J. O'Connor, R.J. Mitchel²³⁾ (三セ軸ルの液体流出入量の測定) と同様の傾向である。すなわち、凍結土のクリープ時の体積変化は載荷圧、温度、供試体の締め具合および経過時間により左右される。載荷初期 (1次クリープ) に供試体の体積はわずかに減少し、2次クリープで一定となり、応力レベルの高いときは3次クリープ域で増大し、初期体積を上回る。

(2) クリープ時のポアソン比

図-25 (a)に示すように、クリープ時のポアソン比は軸ひずみおよび体積ひずみなどと同様に載荷圧、温度、供試体の締め具合および経過時間の影響を受ける。ただし、特筆すべき点として2次クリープ ($dv/dt = \text{const.}$) の領域が非常に広いことがある。

すなわち、砂質凍結土のクリープ時のポアソン比は、低応力レベルでは応力レベルに比例した一定の値を保ち、比較的高い応力レベルでは時間に対する傾きが応力レベルに強く影響され、時間の経過とともに定率で増加して行く傾向がある。

この結果から、今回試験に用いた凍結標準砂のクリープ時のポアソン比は、温度および経過時間の関数として式(10)で近似できる。

$$\nu = \left(\frac{\sigma}{W|\theta|^\beta} \right)^\alpha \cdot t + \frac{\sigma}{q_u} \quad \dots\dots(10)$$

ただし、 ν : クリープ時のポアソン比、 t : 経過時間、 θ : 温度、 σ : 載荷圧、 q_u : 一軸圧縮強さ、 W , α , β : 試験定数

§ 7. 結論

以上の検討により、試験温度 $\theta = -5 \sim -40^\circ\text{C}$ の範囲で凍結土の強度および変形特性として次のことが明らかになった。

(1) 一軸圧縮強さ q_u は、供試体の高さ直径比 H/D が 1.0~4.0 の範囲でほぼ一定であり、変形係数 E_{50} は H/D

が 1.0~2.0 の範囲で H/D の減少に伴い減少する傾向がある ($\theta = -20^\circ\text{C}$)。

(2) ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ が $7 \times 10^{-6}/\text{min}$ から $4 \times 10^{-2}/\text{min}$ まで増加すると、 q_u と E_{50} の値は約 50% 増加し、 q_u および E_{50} は $\dot{\epsilon}$, θ の関数で近似できた。

(3) 強度と変形係数は、 θ の低下に伴って増加する。また、引張圧縮比は強度で 0.1~0.3、変形係数で 0.1 になり、変形係数強度比は圧縮で 100、引張で 60 程度になった。

(4) 氷飽和度 S_r' が 40~100% の範囲では、 S_r' が増加するのに伴い強度と変形係数が直線的に増加し、引張圧縮強度比は約 0.2 になった ($\theta = -20^\circ\text{C}$)。

(5) 砂質凍結土では、割裂試験と一軸引張試験とで求まる強度がほぼ同じ傾向であり、割裂試験で一軸引張試験の代用ができる。

(6) 現場凍結の砂質土では θ が $-20 \sim -40^\circ\text{C}$ で q_u , E_{50} が急激に増加する場合があります。これは未凍結水がこの温度で凍結することによって生じると思われる。

(7) 粘性土では、アイスレンズを含む現場凍結土の方が室内凍結土より強度と変形係数が小さい場合が多く、クリープも生じやすい。

(8) ガラスビーズでは、粒径の小さいものの方が強度と変形係数が大きく、これは未凍結状態での傾向と同じである。

(9) 側圧 σ_3 が 10~50 kgf/cm² の範囲では、モール・クーロンの破壊規準が適用でき、内部摩擦角 ϕ は温度に影響されず、未凍結状態での ϕ より若干小さい値で試料ごとに一定となり、粘着力 C は θ の低下に伴い増加した。

(10) Kondner の応力ひずみの双曲線近似の式に θ , σ_3 , $\dot{\epsilon}$ などを関数として取り入れて、試験結果を近似できた。

(11) クリープ破壊強度と破壊時間の関係は Vialov の式に θ を組み込んだ式(4)で近似することができ、その式の実験定数は、ひずみ速度を数種類変えて一軸圧縮試験を行なうことにより求めることができる。

(12) 凍結土のクリープは、Vialov の式によって近似することができる。

(13) 土丹では、凍結することによりクリープが生じやすくなる。

(14) クリープポアソン比は温度、応力および時間の関数である式(10)で近似できる。

§ 8. あとがき

現時点では、凍結土の構成要素である氷や未凍結水に

ついて、その性質を定量的に表わし得る確立された理論はほとんどなく、土の性質についても塑性論的な取扱いや、粒状体としての考え方が競合している状態である。それらの複合体である凍結土の力学的性質を検討する場合に、その取扱いが現象論的であっても、同一の試料で多くの応力条件下での影響因子の関係を検討することは意義のあることだと思われる。

また、氷は温度によってその性質が異なるといわれているので、より低い温度範囲では、凍結土の性質は今回の検討結果と異なる可能性があるが、人工地盤凍結工法やLNG地下式貯槽の設計などの実用的な問題については今回の検討範囲は十分それを満たしている。

一方、凍結土ではその力学的性質に強く影響を与えるアイスレンズの分布および方向は、その土の凍上現象に

よって生じてくるものであり、応力条件も凍上現象によって支配される場合が多い。そのため、凍上現象の研究と関連づけることにより力学的性質の研究はさらに価値の高いものになるであろう。

今回は、粘弾性的性質を持つ凍結土で、クリープ試験と一軸圧縮試験を、破壊強度と破壊時間の関係という一点で結びつけることに成功した。さらに、応力とひずみおよび時間の関係にまで広げることができれば、試験的に容易な一軸圧縮試験の利用価値を高めることになるので、その結びつきについて検討して行きたい。

最後に、ここに用いたデータの多くが東京瓦斯株式会社よりの依頼実験により蓄積されたものであることを申し添えて、そのデータの使用を許可して下さった東京瓦斯株式会社の皆様に深く感謝いたします。

〈参考文献〉

- 1) 武川, 中沢, 了戒, 赤川: "Creep Characteristics of Frozen Soils" 1st Intern. Symp. on Ground Freezing (1978)
- 2) 了戒, 中沢, 峯岸: "現地凍結土の力学的性質について" 第34回土木学会年次学術講演会 (1979)
- 3) 後藤, 了戒: "Frost Action of the Soil surrounding a LNG In-Ground Storage Tank" 2nd Intern. Symp. on Ground Freezing (1980)
- 4) 後藤, 了戒, 中沢: "室内凍結砂の力学特性" 第14回土質工学研究発表会 (1979)
- 5) 赤川: "Poisson's Ratio of Sandy Frozen Soil, under Long Term Stress, by Creep Test" 2nd Intern. Symp. on Ground Freezing (1980)
- 6) B. Ladanyi & J. Arteau: "Effect of Specimen Shape on Creep Response of Frozen Sand" 1st Intern. Symp. on Ground Freezing (1978)
- 7) 高志, 生頼, 山本, 岡本: "砂質凍土の一軸圧縮強度" 第13回土質工学研究発表会 (1978)
- 8) F. D. Haynes: "Strength and Deformation of Frozen Silt" 3rd Intern. Conf. on Permafrost (1978)
- 9) T. H. W. Baker: "Strain Rate Effect on the Compressive Strength of Frozen Sand" 1st Intern. Symp. on Ground Freezing (1978)
- 10) 片岡, 緒方, 安田, 武井: "凍結土の力学特性 (その3)" 第15回土質工学研究発表会 (1980)
- 11) 生頼, 高志, 山本, 岡本: "土の凍結に伴う折出氷晶の一軸圧縮強度 (第2報)" 第15回土質工学研究発表会 (1980)
- 12) P. W. Rowe: "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium on an Assembly of Particle in Contact" Proc. Royal Soc. London (1962)
- 13) R. R. Goughnour & O. B. Andersland: "Mechanical Properties of Sand-Ice System" Proc. ASCE, Vol. 94, SM4 (July 1968)
- 14) F. H. Sayles: "Triaxial and Creep Test on Ottawa Sand" 2nd Intern. Conf. on Permafrost (1973)
- 15) S. S. Vialov: "The Strength and Calculation of the Barrier Made of Frozen Soil" Proc. 2nd Asian Regional Conf. SMFE, Vol. 1 (1963)
- 16) R. L. Kondner: "Hyperbolic Stress-Strain Response, Cohesive Soil" Journal of Soil Mech. & Found. Div., ASCE, Vol. 89, SM1 (1963)
- 17) J. B. Duncan & C. Y. Chang: "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils" Journal of Soil Mech. & Found. Div., ASCE, Vol. 96, SM5 (1970)
- 18) Janbu & Milmar: "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Test" European Conf. SMFE, Vol. 1 (1963)

- 19) S.S. Vialov: "Rheology of Frozen Soils" Proc. 1st Intern. Conf. on Permafrost, (1963) pp. 332~342
- 20) S. Glasstone, K.J. Laidler & H. Eyring: "The Theory of Rate Processes" McGraw-Hill (1941)
- 21) 村山, 柴田: "粘土のレオロジー的特性について" 土木学会論文集 第40号 (1956) pp. 1~30
- 22) E.P. Shusherina: "Coefficient of Transverse Deformation and Creep"
- 23) M.J. O'Connor & R.J. Mitchell: "Measuring Total Volumetric Strains during Triaxial Tests on Frozen Soils: a New Approach" Can. Geotech. J., Vol. 15 (1978) pp. 47~53

