

# LNG地下貯蔵タンクに関する基礎的研究

——土およびコンクリートの低温特性——

齋藤二郎 上野孝之  
内藤和章

## Study on Underground Storage Tank for Liquefied Natural Gas

—Cryogenic Qualities of Soil and Concrete—

Jiro Saito Takayuki Ueno  
Kazuaki Naito

### Abstract

In the construction of underground storage for liquefied natural gas, many problems occur for the reason that this liquefied gas has low temperature. In this paper, the authors have studied the physical properties of concrete and cohesive soil in the region of low temperature by experimental methods in the laboratory. Using these physical properties, thermal stresses developed in the structure are calculated and the influence of freezing phenomena occurring around the underground storage are explained. Although quantitative properties have been obtained to some extent from these tests, many more tests must be conducted to arrive at constant values with scientific exactness on cryogenic properties to design underground storage for liquefied natural gas.

### 概 要

LNG地下貯蔵タンクは貯蔵する物質が極低温であるため、その建設においては種々の問題が提起されている。土木分野において特に問題となるのは低温領域におけるコンクリートと粘性土の特性である。そこで、本研究では、鉄筋コンクリートに発生する熱応力を算出するための基本定数、さらに周辺地盤に凍結現象が生ずることによる周囲の影響を明らかにするために粘性土の低温特性をとりあげた。

本研究により、コンクリートと粘性土の低温特性をある程度明らかにすることができたが、将来、更に安全で経済的な設計を行なうために、基礎的資料の集積が必要である。

### 1. まえがき

液化天然ガス（LNG）の貯蔵方式には地上二重殻式、半地下式、および地下式がある。

これまでのLNGタンクはほとんど地上二重殻式であり、地下式はまだ緒についたばかりといえる。

地上式タンクと地下式タンクの利点、欠点は種々議論されているが、将来は安全性の高い地下式が多く採用される方向にある。一般に地下式は地上式に比べて経済的に不利であるが、防熱材を薄くしたり、温度応力の問題等を明らかにすることによって経済的な設計

が行われる。

鉄筋コンクリート製LNG貯蔵タンクの構造設計をする際に問題となるのはコンクリートおよび鉄筋の低温特性が明らかにされていないことであり、この点を解明することが重要である。わが国においてタンクは軟弱な埋立土層の地域に建設されることが多いことから、粘性土が凍結することによるタンク本体および周囲に及ぼす影響を明らかにすることができれば安全かつ経済的な設計が可能である。

本報文は粘性土とコンクリートについて熱的性質の測定を行い、理論値との比較検討を行なうと共に強度

特性に関する試験を行なって地下タンク設計資料の一資料として役立てようとするものである。

## 2. 粘性土の低温特性

現場において採取した N=10 前後のシルト質粘土を用いて凍結前後の熱的性質（熱伝導率，比熱，凍結潜熱）の測定と一軸圧縮強度試験を実施した。

### 2.1. 粘性土の熱的性質

熱伝導率の測定法としてはブループ法，ニーベン法があるが，ここではブループ法によって測定した。比熱および凍結潜熱の測定は断熱法によった。測定結果についてつぎのような理論計算との比較検討を行なった。飽和土の熱的性質は土粒子構成母岩の熱的性質がわかれば理論的に計算される<sup>1)</sup>。

#### 2.1.1. 熱伝導率 (k : kcal/m.h.°C)

1) 水の中に土粒子が分散していると考えられる場合

$$R_1 = K_w \frac{1 - \left(1 - \frac{3k_s}{2k_w + k_s}\right)(1-p)}{1 - \left(1 - \frac{3k_w}{2k_w + k_s}\right)(1-p)}$$

但し  $k_s$  : 土粒子構成母岩の熱伝導率 (kcal/m.h.°C)

$k_w$  : 水の熱伝導率

$p$  : 容積含水率

この場合  $k_w < k_s$  であり，土粒子間の接触があることを考えると  $k > k_1$  となる。

2) 土粒子の熱橋が完全につながり，その間に水が分散している場合

$$k_2 = k_s \frac{1 - \left(1 - \frac{3k_w}{2k_s + k_w}\right)p}{1 - \left(1 - \frac{3k_s}{2k_s + k_w}\right)p}$$

この場合には実際の土粒子間の熱橋がこれ程強くないので  $k < k_2$  となる。

3) 母岩に無数のクラックがあり，その中に水が存在している場合

$$\frac{1}{k_3} = \frac{1}{k_s} + \frac{p}{3k_w}$$

この場合にも熱橋の影響が大きすぎるので  $k > k_3$  である。

4) 実際にはあり得ないが，水のクラックの中に岩の粒子が存在している場合

$$\frac{1}{k_4} = \frac{1}{k_w} + \frac{1-p}{3k_s}$$

この場合には  $k > k_4$  である。

したがって実際の熱伝導率  $k$  は  $k_1 < k < k_2$ ， $k_s > k > k_4$  の範囲にあると考えられ， $k = \frac{1}{4}(k_1 + k_2 + k_3 +$

$k_4)$  とすることができる。そこで，土粒子（長石，花崗岩，珪石，玄武岩）の平均的な熱伝導率  $k_s (=3.0 \text{ kcal/m.h.}^\circ\text{C})$ ，水の熱伝導率  $k_w (=0.5 \text{ kcal/m.h.}^\circ\text{C})$  を与えて上述の式より  $k$  を計算した。凍結後の熱伝導率は水のかわりに水の熱伝導率  $k_i (=1.939 \text{ kcal/m.h.}^\circ\text{C})$  を与えて計算した。

計算結果を図-1 に示しているが，理論曲線に対して実測値は凍結前に関しては比較的よく近似している。しかし，凍結後はかなり大きく，また含水率が変化しても熱伝導率は変化していない。

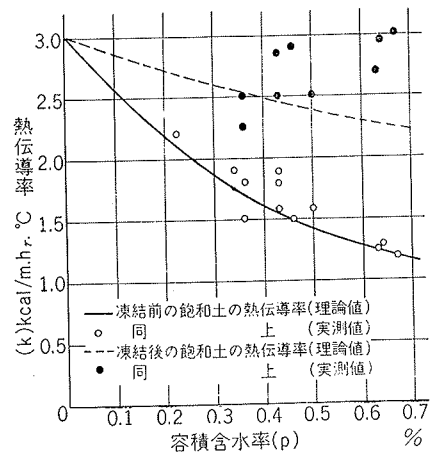


図-1 凍結前後の飽和土の熱伝導率～容積含水率

2.1.2. 比熱 (C : kcal/kg.°C) 凍結前の土の比熱  $C$  は土粒子の平均比熱を  $C_s$ ，容積含水率を  $p$ ，密度を  $\rho$  とすれば，次式より計算できる。

$$C\rho = C_s\rho_s(1-p) + C_w P_w p$$

ここで， $C_s = 0.220 \text{ kcal/kg.}^\circ\text{C}$ ，

$C_w = 1.000 \text{ kcal/kg.}^\circ\text{C}$  を与えて計算し，凍結後は水の比熱に  $C_i = 0.50 \text{ kcal/kg.}^\circ\text{C}$  を与えて計算した結果を図-2 に示した。

測定値は凍結前については計算値と近似しているが，凍結後は計算値の傾向とは異なっている。

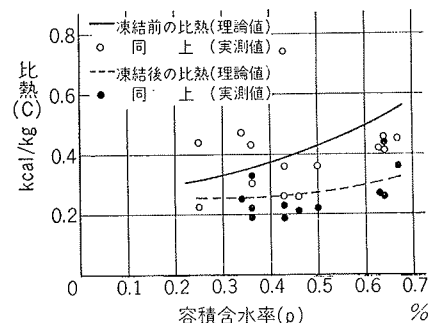


図-2 凍結前後の飽和土の比熱～容積含水率

2.1.3. 凍結潜熱 水の凍結潜と考えるとよいので次式で計算される。

$$L = \frac{p \times L_i \times 1000}{\rho}$$

$L_i$  : 水が凍結するときの潜熱 (=79.5kcal/m.h.°C)  
この式から計算した潜熱と実測値とを図-3に示しているが、実測値は計算値の近傍に分布している。

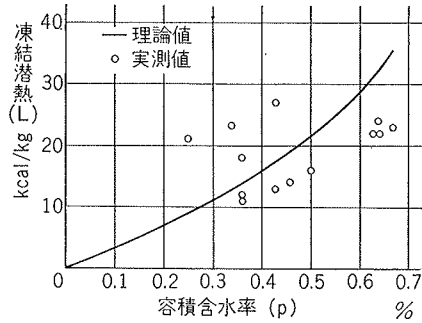


図-3 飽和土の凍結潜熱～容積含水率

以上のことから土の熱的性質について、常温においては土粒子構成母岩の平均的な熱的性質と、現場で採取した試料の容積含水率を用いて計算した値を採用しても問題はないが、凍結後においては計算値に問題があると考えられる。

## 2.2. 凍結土の一軸圧縮強度

直径5cm, 有効高さ10cm に成形した試料をエスロン製のモールドに入れ, 自動環境周期装置内で所定の温度で凍結させた。試験時にはこれを外に取出し, 凍結試料と圧縮板の間に試料と同温にした木片をはさみ圧縮した。なお圧縮ヒズミはダイヤルゲージで測定した。

2.2.1. 圧縮応力～ヒズミの関係 最大圧縮応力が生ずるときのヒズミは未凍結土の場合大体5%前後であり, 凍結土の場合は2～3%と小さくなる結果が得られた。また応力とヒズミを関係づける変形係数と温度の関係を図-4に示している。変形係数は温度の低下と共に片対数グラフでほぼ直線的に増加しており, 常温(20°C)と低温(-40°C)ではおよそ100倍の差が認められる。

2.2.2. 温度～圧縮強度の関係 温度と圧縮強度の関係は図-5に示すようになり, 低温になるにしたがって値のバラツキが大きくなっている。これは試料が異なること, 試験条件を一定に保つことが困難であるという理由による。常温と-40°C 付近における圧縮強度を比較した場合-40°C 付近では大略100倍程度の増加が認められる。

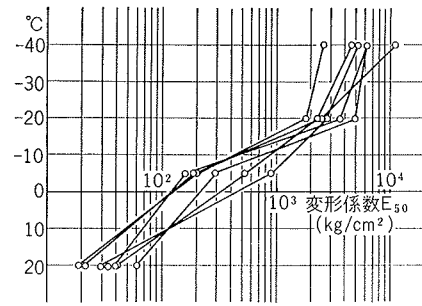


図-4 粘性土の温度～変形係数

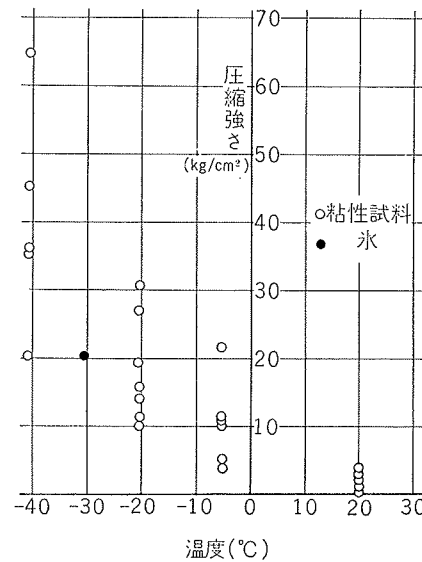


図-5 粘性土の温度～圧縮強度

2.2.3. 含水比～圧縮強度の関係 含水比と圧縮強度の関係を図-6に示したが, 含水比の増加に伴って圧縮強度も増加する傾向にある。しかし, 含水比がある程度以上になると圧縮強度は増加しなくなる。

純粋な水の試験において-30°Cで圧縮強度が20 kg/

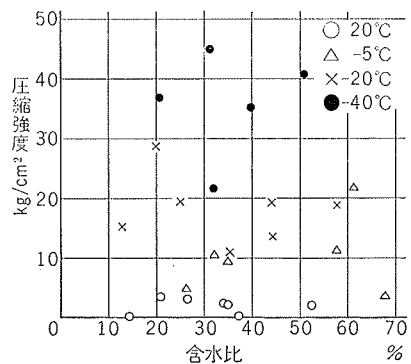


図-6 含水比～圧縮強度

cm<sup>2</sup> の結果を得た。このことは、ある含水比以上になると凍結土の強度は氷の強度に支配され、含水比の大小に影響されなくなると推定される。

破壊の状況は写真1～4に示すように常温の場合はセン断がはっきりと現われているが、凍結土の場合にはほとんど認められない。しかし、その中でいくつかは縦割れのクラックが生じていた。

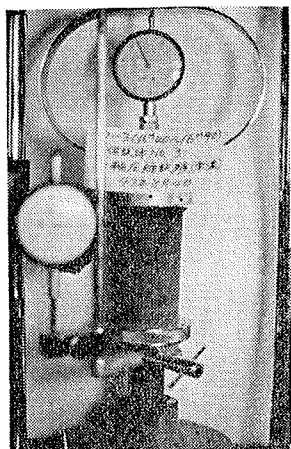


写真1 破壊状況

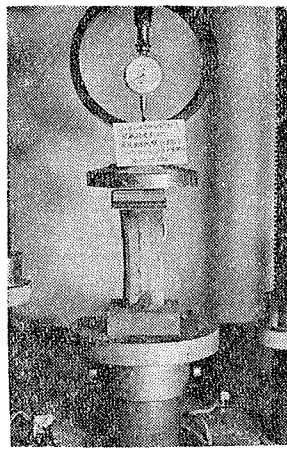


写真2 破壊状況

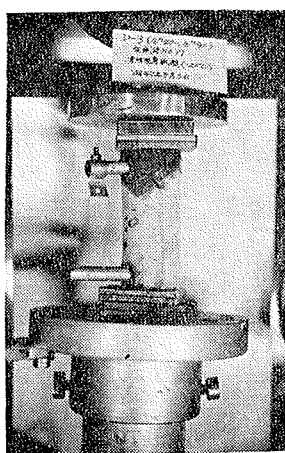


写真3 破壊状況

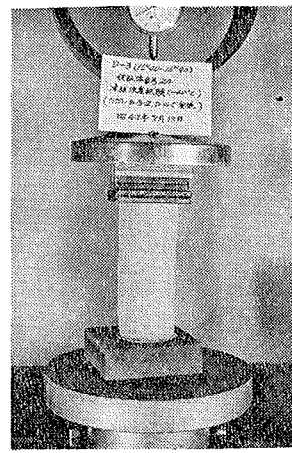


写真4 破壊状況

### 3. コンクリートの低温特性

低温領域におけるコンクリートの特性はまだ明らかにされた状態にない。ここでは熱応力計算に必要と思われる熱的性質（熱伝導率、比熱）、圧縮強度、さらに鋼とコンクリートの線膨脹係数に関する試験を行なった。試験に使用したコンクリートの配合は表-1に示すものである。

#### 3.1. みかけの線膨脹係数

直径10cm、高さ20cmのシリンダーの内部に測温のためのC-C熱電対と、相対的なヒズミを測定するための温度補償カールソン型ヒズミ計を設置した供試体

粗骨材 の最大 の範囲 寸法 (cm)	スラン プの 範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セ メント 比 W/C	細骨 材率 s.a (%)	単 位 量 (kg/cm <sup>3</sup> )				
					水	セ メント	細骨 材	粗骨 材	混 凝 土
					W	C	S	G	材 料
25	15	4	54	612	162	300	707	1155	12

セメントは普通ポルトランドセメント、A比割はホゾリスNo10  
設計強度 $\sigma_{ck} = 280 \text{ kg/cm}^2$

表-1 コンクリートの配合

を用いた。これを0°C～-70°Cの範囲で温度調節のできる恒温槽内に入れ約10°Cごとにヒズミおよび温度を読みとった。

本試験に使用したヒズミ計は温度が変化してもみかけのヒズミは生じないという特性を有しているので、生じたヒズミはコンクリートと鋼の相対的なヒズミの差であるという解釈のもとに整理したものを図-7に示した。

そこで、鋼の線膨脹係数を $\alpha_s = 11.7 \times 10^{-6}/\text{°C}$ とすれば、コンクリートのみかけの線膨脹係数 $\alpha_c$ は常温～約-30°Cで $14.3 \times 10^{-6}/\text{°C}$ 、-30°C～-70°Cで $8.5 \times 10^{-6}/\text{°C}$ が得られる。このことから、低温領域で大きな温度変化が生ずる場合に、鉄筋コンクリートは線膨脹係数の差によって大きな内部応力を生ずることが予想される。

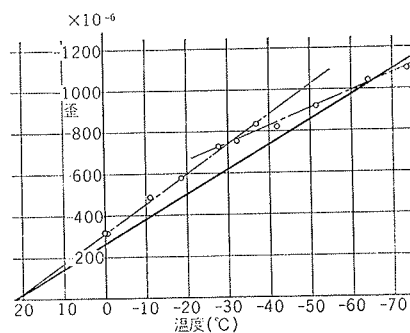


図-7 コンクリートの線膨脹係数

#### 3.2. 圧縮強度

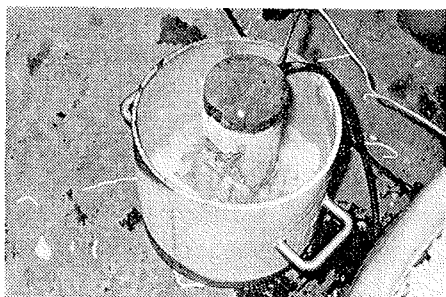
供試体として3.1.の試験に使用したものを用い、同様に恒温槽内で予冷し、試験時に取り出し、氷とドライアイスが共存する小型保冷槽の内で圧縮した。(写真-5参照)

載荷中温度を完全に一定に維持することは困難であり、 $\pm 5^\circ\text{C}$ 程度の温度変化は許容することにした。なお圧縮ヒズミはヒズミ計で測定したものである。

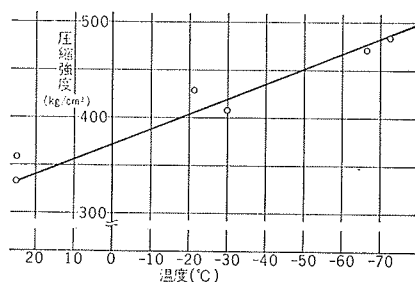
圧縮強度～温度の関係を図-8に示しているが、-50°C～-60°Cの範囲では常温と比較して40%程度の強度増加が認められる。

ヤング係数については温度の低下と共に増加する傾向を示しており、初期弾性係数  $E_c$  は常温で約  $1.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $-60^\circ\text{C}$  付近で約  $20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  が得られた。

破壊の状態は岩石の破壊において見られるような楔形の破断面から破壊を起すものと軸方向に平行な破断面にそって破壊するものがあつた。



写真—5 小型保冷槽



図—8 コンクリートの圧縮強度～温度

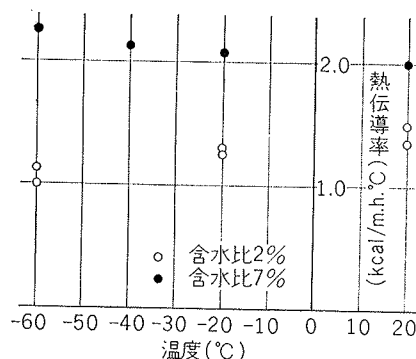
#### 4. コンクリートの熱的性質

熱伝導率はニーベン法により、また比熱は断熱法によって測定したものである。それぞれの測定結果について若干の検討を加える。

##### 4.1. 熱伝導率 ( $k : \text{kcal/m.h.}^\circ\text{C}$ )

測定結果を図—9 に示した。

含水比  $w=2\%$  の試料については温度の低下と共に熱伝導率がわずかながら低下しているが、 $7\%$  の試料については逆に熱伝導率は増加している。後者の場合、コンクリート中の水が氷結して熱橋が形成され、さらに氷の熱伝導率が水のそれより増加することを考えれば当然の結果といえるが、前者の場合、水の影響がほとんどないということからほぼ一定値を示すのが妥当と思われる。またコンクリートの含水比は養生条件によって大きな変化をすることは無いと思われることと、

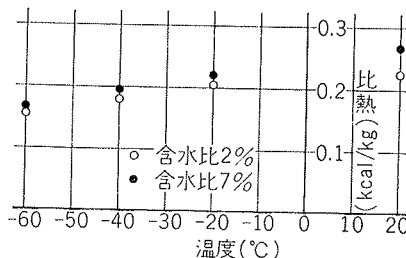


図—9 コンクリートの熱伝導率～温度

氷の熱伝導率が骨材のそれよりもかなり小さいことを考え合わせれば、凍結前後の変化はそれほどないと考えられ、コンクリートの熱伝導率  $k_c$  を約  $2.0 \text{ kcal/m.h.}^\circ\text{C}$  とすることはほぼ妥当であろう。

##### 4.2. 比熱 ( $C : \text{kcal/kg}$ )

図—10 に示す結果からは、温度の低下と共に比熱はわずかながら減少する傾向が見られるが、水の比熱 ( $C_w=1000 \text{ kcal/kg}^\circ\text{C}$ ) と氷の比熱 ( $C_i=0.500 \text{ kcal/kg}^\circ\text{C}$ ) の違いを考えれば説明がつく。ただ含水比の差による比熱の差があまり現われていないのは含水比が低いために氷の影響をほとんど受けないからであろう。



図—10 コンクリートの比熱～温度

#### 5. あとがき

この報文ではコンクリート製 LNG 地下タンクを設計する際に必要と思われる土およびコンクリートの基本物性値について検討したものであるが、より正確な個々の特性について明らかにするにはやや資料不足と思われる。そこで、より詳細な数値を得るために継続して実験を進めていくつもりである。

#### 参考文献

- 1) Eucken A Forshung a. d. Geb. d. Ingenieurues 11, 6; 1940
- 2) 高志, 和田: 土壤結工法について [I] —凍結理論—冷凍第36巻第408号