

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

TECHNOLOGICAL TREND AND LATEST TECHNOLOGICAL DEVELOPMENT OF LNG INGROUND STORAGE TANKS

中野正文

Masafumi NAKANO

正会員 工修 東京ガス株式会社 生産技術部 扇島プロジェクトグループ 部長
(〒230-0055 神奈川県横浜市鶴見区扇島4-1)**Key Words :** *LNG inground tank, slurry wall, reinforced concrete domed roof, prestressd concrete, non-linear analysis, self-compacting concrete, rigid connection between the side wall and the bottom slab*

1969年クリーンエネルギーであり長期の安定供給が可能であるLNG（液化天然ガス）が初めて導入されて以来、日本全国で、66基、554万klにおよぶLNG地下タンクが建設されている。大深度地中連続壁工法、大型縦型NATM工法等、地下タンク建設技術の急速な発展により、貯蔵容量も開発当初の1万klから20万klまでに大容量化されるとともに、屋根を鉄筋コンクリート製とした埋設式地下タンクも建設されるようになった。さらに、側壁と底版を剛結構造とし、地下タンクの持つ信頼性、安全性に加え経済性をなお一層追求したタンクが建設されている。本論文では、著者がこれまで進めてきた東京ガスにおける地下タンク建設技術の変遷と最新の技術開発について述べる。

1. はじめに

LNG-Liquefied Natural Gas（液化天然ガス）は、メタンを主成分とする低分子炭化水素の混合物からなる天然ガスを液化したもので、大気圧における沸点が -162°C の液体である。体積がガス状態の約 $1/600$ となるため、輸送および貯蔵に優れている特徴がある。1969年、初のLNGプロジェクトが日本に導入された。その翌年1970年、東京ガス根岸基地に初めて容量1万klのLNG地下タンクが完成した。以来30年余、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（図-1、写真-1参照）。

LNG地下タンクの歴史は3つの世代に区分することができる。第一世代は1980年代前半までに建設された開発初期段階の容量9.5万kl以下のLNG地下タンクである。第二世代は大容量LNG地下タンクである。1980年代前半から1990年代前半にかけて東京ガス袖ヶ浦基地で容量13~14万klのLNG地下タンクが、1995年には根岸基地で世界最大容量の20万kl LNG地下タンクが建設された。また、1998年には扇島基地で屋根を側壁、底版と同様に鉄筋コンクリート製とした初の完全埋設式地下タンクが建設された。そして、現在、側壁と底版を剛結構造とし、LNG地下タンクの持つ信頼性、安全性に加え経済性をさらに向上させた新世代（第三世代）の地下タンク

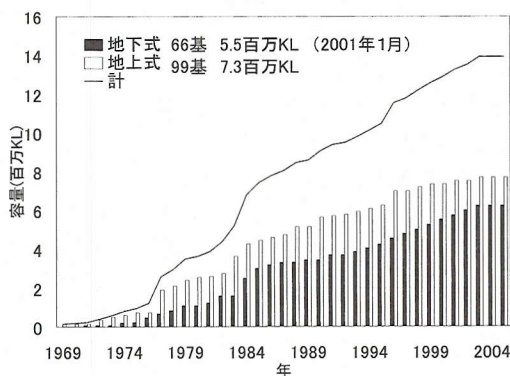


図-1 日本におけるLNG地下タンクの貯蔵容量



写真-1 13万kl LNG地下タンク(袖ヶ浦基地)

が建設中である。

筆者は東京ガスに入社して以来 20 年以上にわたり、ガス事業者における土木技術者の立場から、信頼性、安全性および経済性に優れた地下タンクを追及したさまざまな技術開発とこれらの要求を満足させた地下タンクの建設に携わってきた。本稿では、最初に、LNG と LNG 地下タンクの概要および大容量化に至る地下タンク建設技術変遷の要点等を述べる。その後、埋設式 LNG 地下タンク、側壁・底版剛結構造地下タンク等、最新の LNG 地下タンクに関する技術開発について論ずる。

2. LNG と LNG 地下タンク

(1) LNG

LNG は大気圧下において -162°C という超低温の無色・無臭・透明の液体である。LNG は天然ガスを液化する際に不純物を取り除いたクリーンなエネルギーであるとともに、天然ガスが世界各地に豊富に埋蔵されているためエネルギーの安定供給の面でも有利である。さらに図-2 に示すように燃焼排ガス中の SO_x 、 NO_x や地球温暖化の原因である CO_2 の排出量も石炭・石油などの他燃料に比べて少ない。このため、天然ガスは都市ガスの原料としてばかりでなく発電用の燃料としても重要なエネルギーと認識されており、日本の 1 次エネルギーに占める割合は 12% と、石油に次いで原子力とともに重要な基幹エネルギーの地位を占めている。国内で消費される天然ガスのうち、LNG として輸入されるものは 97% である。また、それは世界の LNG 取扱量の約 56% を占めており、日本は世界 1 の LNG 輸入国である。

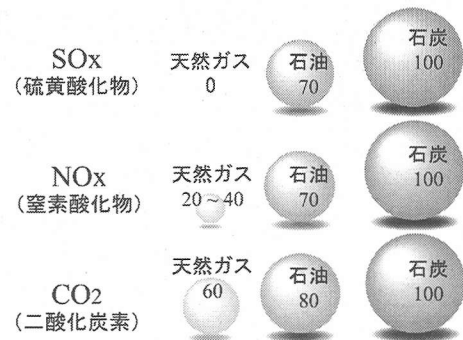
(2) LNG 地下タンク

-162°C という極低温の液体を貯蔵する LNG タンクには経済性とともに安全性が強く要求される。LNG タンクに必要な機能としては、液の漏洩がなく、保冷が十分に行われ、熱収縮や液圧その他の荷重に十分耐える構造などがある。これらの条件のもとで、世界各地で多種多様な形式のタンクが考案され実用化されているが、構造面から以下のように分類できる。

- ① 金属二重殻式地上タンク
- ② PC 地上タンク
- ③ 地下タンク
- ④ ピットインタンク、等

これらのうち、最高液面が周囲の地盤面あるいは安定した盛土天端以下であり、かつ埋設された部分が周

※石炭を 100 とした場合の発生物質量（燃焼時）



データは「IEA Natural Gas Prospects to 2010, 1966」による

図-2 天然ガスのクリーン性

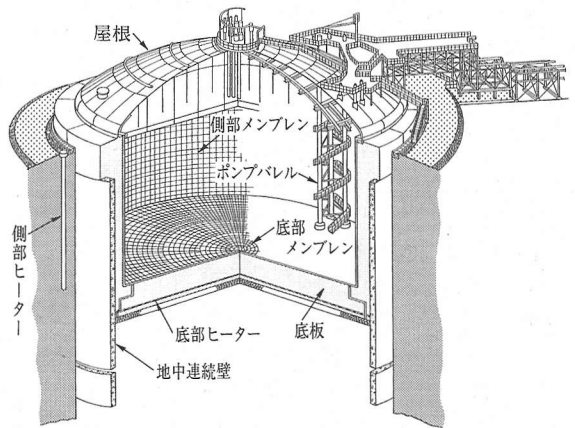


図-3 地下タンク構造図

囲の地盤に接しているものを地下タンクと称する。地下タンクの特徴は、LNG が全量地下に蓄えられているため地表面に液が流出する可能性が全くない本質的な安全性、地表面に見えるのは周辺環境と調和した美しいドーム屋根という威圧感のない景観、さらに、防液堤が不要なため土地の有効利用を図ることができる等があげられる。

地下タンクの構造は図-3 に示されるとおりで、掘削された地盤の内側に構築された鉄筋コンクリート製の側壁および底版によりタンク空間の安定性を保ち、また、その内側に取り付けられたメンブレンと呼ばれる金属製薄膜で液密性・気密性を保持するというものである。メンブレンには、貯蔵物に対する液密性、気密性が要求される他、温度や圧力の変化に追従する変位吸収機構が必要となる。メンブレンには、通常厚さ 2 mm のオーステナイトステンレス鋼の薄板 (SUS 304) が使用され、変位吸収のためにコルゲー

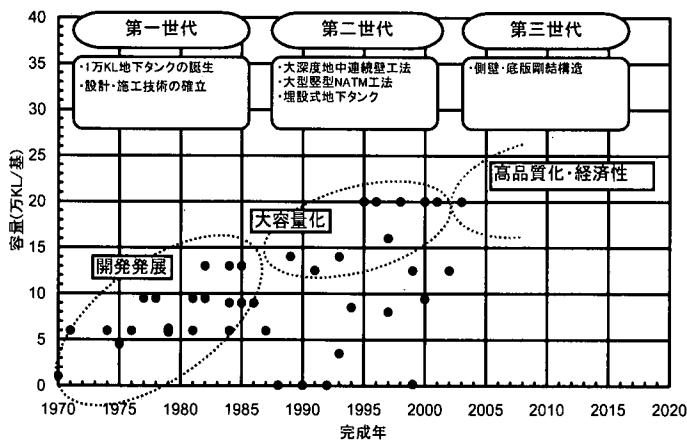


図-4 LNG 地下タンク建設技術の変遷

ションと呼ばれるひだが設けられている。

躯体は底版および側壁からなり、安定した地盤によって支持され、土水圧等の外力を保持する。タンクの側部、底部には周辺地盤の凍結をコントロールするためのヒーターが設置されている。

屋根は通常自立式の鋼製ドーム屋根である。

側部、底部の保冷材には所定の断熱性能と合わせてメンブレンからの作用荷重をコンクリート躯体に円滑に伝達する機能が要求されるので、十分な断熱性能と支圧強度を有した硬質ポリウレタンフォーム (PUF) が使用されている。

屋根の保冷形式は、吊り屋根保冷形式と屋根内面保冷形式の2形式がある。前者は鋼製屋根に吊り屋根 (サスペンションデッキ) を吊り下げ、その上にグラスウールの保冷材を載せた形式である。後者は屋根の内面にボルト等で直接 PUF を取り付ける構造となっている。

3. LNG 地下タンク建設技術の変遷

四半世紀以上にわたり、東京ガスにおいて果敢に挑戦し続けてきた LNG 地下タンク建設技術の歩みは、年代順に「開発発展 (第一世代)」、「大容量化 (第二世代)」、「高品質化・経済性 (第三世代)」の3つのステージに分けることができる。以下に、それぞれの世代における地下タンク建設技術の特長を述べる。図-4 にこれまでの LNG 地下タンク建設技術変遷の概要を示す。

(1) 第一世代地下タンク (1970 年～1980 年代前半)

地下タンクの最大の特長である「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

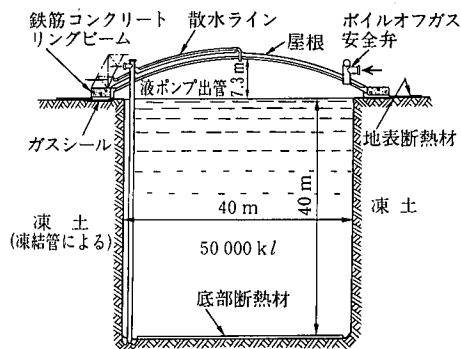


図-5 凍結土壌素掘り式地下タンク

本質的な安全性」という考え方は、1960 年代にアルジェリアおよびイギリスで、5 基の凍結土壌素掘り式タンクで初めて実現された。これらのタンクは、人工地盤凍結工法により自然地盤を凍結させ、凍結土により側部と底部を構成して地下水圧、土圧を支持し、同時に液密性・気密性を期待したものである (図-5 参照)。

これに対し、東京ガスにおいては、躯体である側壁、底版に強度部材である鉄筋コンクリートを用い、その内側に液密・気密のためのメンブレンと保冷材を設けた耐震性に優れた独自の地下タンクを開発し、1970 年、根岸基地で容量 1 万 kL の試験タンクを初めて稼働させた。引き続き 1970 年代から 80 年代初めまでに、砂質の透水性地盤である袖ヶ浦基地で容量 6 万 kL のタンクを、また軟岩地盤の不透水性地盤である根岸基地ではその特性を利用した 6～9.5 万 kL のタンクを建設してきた。第一世代地下タンクにおける技術開発の主要課題は、設計施工技術の確立であった。1976 年に日本ガス協会内に液化天然ガス用貯槽保安調査委員会が設置され、凍土、構造、耐震および保安

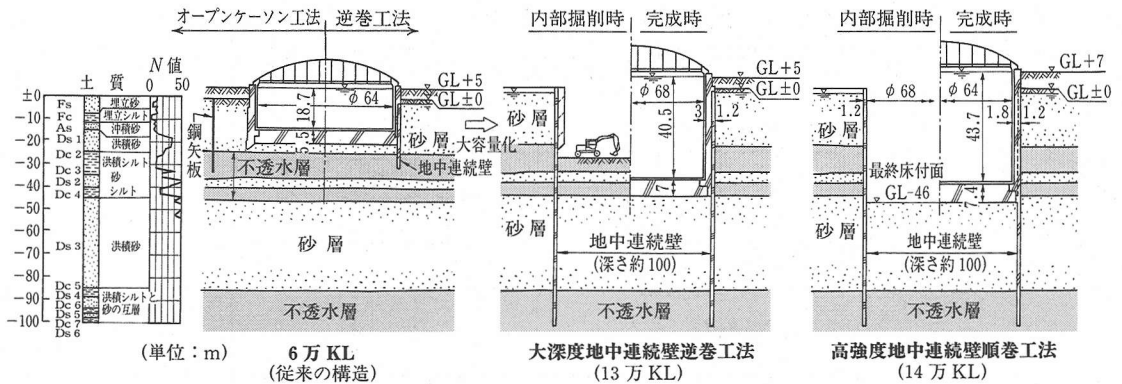


図-6 大深度地中連続壁工法を利用した地下タンクの大容量化（袖ヶ浦基地）

に関して実験、調査を含め、3年の歳月を費やし精神的に審議を重ねてきた。その成果として、1979年に、LNG地下タンクの計画、建設から維持管理までの全ての範囲にわたる技術指針および保安対策指針を集大成した「LNG地下式貯槽指針」が日本ガス協会から発刊された。

(2) 第二世代地下タンク（1980年代前半～1990年代後半）

第二世代は大容量LNG地下タンクである。日本経済の高度成長およびエネルギーのクリーン化に伴う大幅なLNG需要の伸びに対し、限られた敷地内に大規模な地下タンクを建設する必要性にせまられ、従来の容量を大幅にアップさせた地下タンクの建設がはじめられた。1980年代前半から1990年代後半にかけて、大深度地中連続壁工法、大型型 NATM 工法等に関する技術開発を行い、袖ヶ浦基地で容量13～14万klのLNG地下タンクを、1995年には根岸基地で世界最大容量の20万kl LNG地下タンクを建設した。また、1998年には、扇島基地で屋根を側壁、底版と同様に鉄筋コンクリート製とした初の完全埋設式地下タンクを建設した。

以下に大容量化を実現するために開発した主要な建設技術の特徴を述べる。

a) 深さ100mの大深度地中連続壁工法¹⁾（袖ヶ浦基地）

袖ヶ浦基地の地盤は地表面から約15mが軟弱な埋め立て沖積層であり、その下に洪積層が続く。洪積層は透水性の良い砂層が主体であるが、地表より約40m付近および約100mの深部に不透水層である粘性土層が分布している。

地中連続壁工法は、地上からベントナイト液（泥水）を用いて壁状の溝を掘削した後、この泥水の中に鉄筋籠を挿入し、コンクリートを打ち込んで地中に鉄

筋コンクリート製の壁を造るものである。構築は長さ数mのパネルごとに行い、隣接するパネル間の目違いが大きくなると連続壁としての機能を果たさなくなる。当時の地中連続壁は水平方向のズレの深さに対する割合である掘削精度が1/200～300程度しかなく、深さ60mが施工上の限界であった。このため、袖ヶ浦基地の地盤では、盤ぶくれの関係より掘削深さが制限され、最大で貯槽容量6万klのタンクしか建設できなかった。

これに対して、GL-100m付近の不透水層を利用し、盤ぶくれの安定を確保することができればさらに大容量化が図れるため、深さ100mに対して誤差10cm以下すなわち1/1000の精度を目標値とした掘削機の開発に挑戦した。自動制御掘削地中連続壁試験、地中連続壁継手施工試験、等種々の施工実験を行った結果、掘削機に取り付けた傾斜計、深度計等の計器による掘削精度の把握、および姿勢制御装置によるリアルタイムでの掘削機の制御を可能とさせ、深さ100mで誤差約5cm以内（1/2,000）という高精度の掘削を初めて実現することに成功した。

そして、この大深度地中連続壁（深さ100m、壁圧1.2m）を利用して、内径71mの円筒形山留め止水壁を建設するとともに、側壁を逆巻工法で6mピッチごとに構築しながら内部掘削を進め、側壁内径64m、深さ41m、容量13万klの地下タンクを完成させた。

さらに、高品質化、経済性の観点から、従来山留め壁として用いられていた地中連続壁を側壁本体の一部として組み込み、かつ地中連続壁内側に施工される内巻きコンクリートを構造物の下部から施工していく順巻き工法を開発した。内部掘削は無支保で一気に深さ46mの最終床付けまで行い、側壁内径64m、深さ44m、容量14万klのタンクを完成させた。地中連続壁には、設計基準強度51N/mm²の水中コンクリート

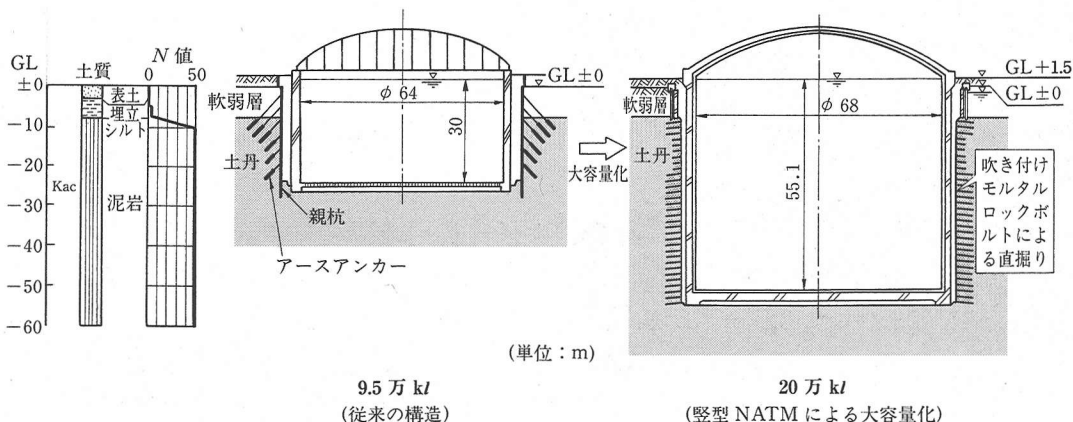


図-7 大型堅型 NATM 工法を利用した地下タンクの大容量化（根岸基地）

を採用し、世界初の高強度地中連続壁を実現した（図-6 参照）。

b) 大型堅型 NATM¹⁾（根岸基地）

根岸基地の地盤は地表面から約 10 m が軟弱な埋め立て沖積層であり、その下部には軟岩（土丹）が存在している。この土丹は、一軸圧縮強度が 2～3 N/mm² の泥岩で、透水性の低い地盤である。

図-7 に 9.5 万 kI の LNG 地下タンクで適用した山留め工法を示すが、軟弱層部に鋼矢板を打設し土丹部では H 鋼親杭をアースアンカーで引張り、土留めとしていた。これに対し、土丹の自立性に着目して経済的でより合理的な大深度掘削技術として考案したのが堅型 NATM である。この工法は、土丹部を 1.5 m ずつ直掘りしながら、吹き付けコンクリートで掘削表面を保護し、長さ 5 m 程度のロックボルトを約 1.5 m ピッチで打設することにより、地山の安定を確保するものである。

まず、この工法で深さ 33 m の 6 万 kI LPG 地下タンクの掘削を実施した。ロックボルト径、長さ、ピッチ等についてはトンネル工事での NATM の実績から定め、緩み領域等の検討は実施しなかったが、今後の大深度化のためのデータ蓄積を目的として、ロックボルトの軸力、傾斜計による掘削面の变形等の計測を実施した。次に掘削深さ 46 m、容量 8.5 万 kI の LNG 地下タンクの掘削に適用した。事前に地盤の応力、変形解析を実施し、これに基づいてロックボルトの配置計画を行った。掘削時には、地山の変位計測を行い、予測値とのフィッティングを行った結果、掘削に伴う土丹の挙動を的確に把握できるようになった。これらの成果より、この地盤における堅型 NATM 技術の信頼性を上げ、地表面から深さ 60 m もの大深度掘削を堅型 NATM で経済的に掘削できるようにし、容量 20 万 kI の地下タンクを実現した（図-7 参照）。

(3) 第三世代地下タンク（1990 年代後半～）

従来、耐水圧強度版形式の LNG 地下タンクでは、経済性の面から側壁と底版の結合形式をピン結合としていた。これに対し、LNG 地下タンクの持つ信頼性、安全性に加え経済性をさらに向上させた側壁・底版剛結構造の新世代（第三世代）地下タンクを扇島基地で建設中である。その詳細については、6 章で述べる。

4. LNG 地下タンク建設技術の発展

(1) 地下タンク建設技術の発展的利用

これまで、数々の地下大空間の掘削技術を開発・実用化することにより、大容量 LNG 地下タンクを建設してきた。これらの技術は、LNG 地下タンクのみならず一般の大型地下構造物にも活用されている。特に大深度地中連続壁工法は、国家プロジェクトでもある東京湾横断道路の川崎人工島などの大規模立坑や、明石海峡大橋アンカレッジ等での橋梁基礎で盛んに利用されている。最近では、地下変電所の山留め壁として内径 140 m もの地中連続壁が利用されるまでになった。また、軟岩の自立特性を巧みに利用した堅型 NATM も経済性に優れた工法であり、同種の地盤で今後の活用が期待される。

(2) LNG 地下タンク建設技術の海外での適用

日本で独自に開発された地下タンクは、その安全性、威圧感のない景観が高く評価され、台湾、韓国といった海外の地震国においても建設されている。

台湾の永安 LNG 基地では、容量 10 万 kI タンク 3 基と 13 万 kI 3 基が建設された。埋め立て直後の超弱地盤であり旧海底面も比較的軟弱であったことか

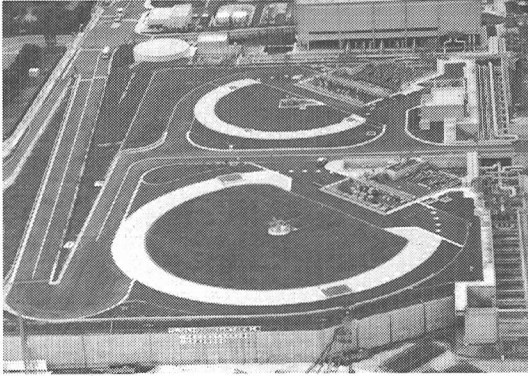


写真-2 埋設式地下タンク全景(扇島基地)

ら、土留め壁の検討には慎重を期し、剛性の高い地中連続壁を用いた逆巻工法で施工された。

一方、韓国の仁川 LNG 基地では、現在、14 万 $k\ell$ タンク 2 基、20 $k\ell$ タンク 6 基、計 8 基の LNG 地下タンクの建設が同時に行われている。地表面から 70 m 以深の地盤は花崗岩で構成されており、地中連続壁順巻き工法で躯体の構築が進められている。

5. 最新の地下タンク建設技術

一埋設式 LNG 地下タンク

東京ガス扇島工場では、屋根が地上に露出している従来の地下タンクとは異なり、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、なお一層の景観の向上と周辺環境との調和を図っている(写真-2)。

自重、覆土荷重等を支えるために、屋根は鉄筋コンクリート製(以下「RC」と呼ぶ)ドーム構造とした。ドーム構造は圧縮力を受けるシェル構造のため、RC 部材として最適であるものの、座屈等の構造不安定に対しては特に留意する必要がある。覆土のない RC ドーム屋根は、ACI 1344 R-70²⁾ ではライズ・スパン比(高さ/直径)を $1/6 \sim 1/10$ と規定し、座屈に対する安定性を確保している。埋設式地下タンクにおいては屋根の上部に覆土を行うため、荷重条件が厳しくなる一方、ドーム屋根が扁平になればなるほど掘削量が少なく済み、コストメリットが生じる。そこで、一連の解析、実験等により低ライズドーム屋根の安全性を確認した。

以下に 20 万 $k\ell$ 埋設式 LNG 地下タンクに採用した、低ライズ RC ドーム屋根の開発、設計方法および施工方法について述べる。

(1) 埋設式地下タンクの構造的特徴

図-8 に 20 万 $k\ell$ 埋設式 LNG 地下タンクの構造図

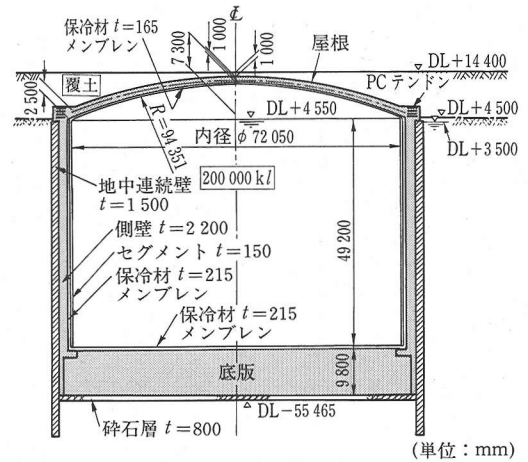


図-8 20 万 $k\ell$ 埋設式 LNG 地下タンク構造図

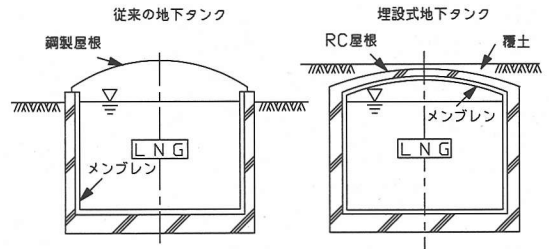


図-9 鋼製屋根地下タンクと埋設式地下タンクの比較

を示す。また、図-9 に従来の鋼製屋根地下タンクと埋設式地下タンクを比較して示す。従来の鋼製屋根は、自重、地震力、LNG ガス圧等の荷重を支持しているばかりでなく、気密性も保持している。これに対して、RC ドーム屋根は、覆土荷重、地震力、LNG ガス圧等の荷重のみを支え、気密性はドーム屋根内面のステンレス製メンブレンが保持している。

RC ドーム屋根のスパンは $D=72.8$ m、ライズは $h=7.3$ m とし、ライズ・スパン比は $h/D=1/10$ である。約 4 万トンの覆土と 1.5 万トンの屋根自重を支えるために、ドーム屋根は中央で 1 m、端部で 2.5 m の厚さを有している。

覆土厚さは地表面を緑化するため、屋根頂部で 1.0 m としている。

自重および覆土荷重等による大きなスラスト力を支えるため、ドーム屋根の外周には約 1.2 万トンのプレストレス力を導入している。

(2) 低ライズ屋根の開発

低ライズドーム屋根の開発にあたっては、その形状によっては座屈を生じることが考えられるため、構造安定性について照査する必要がある。そのため、①

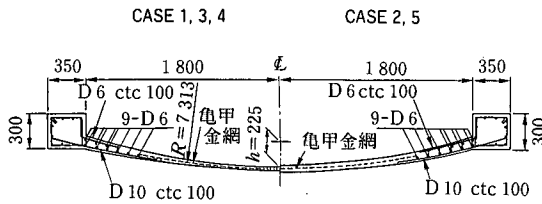


図-10 実験供試体の構造

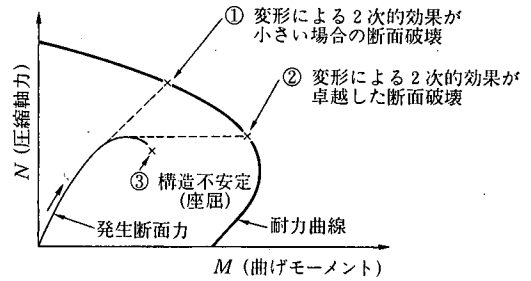


図-12 破壊性状

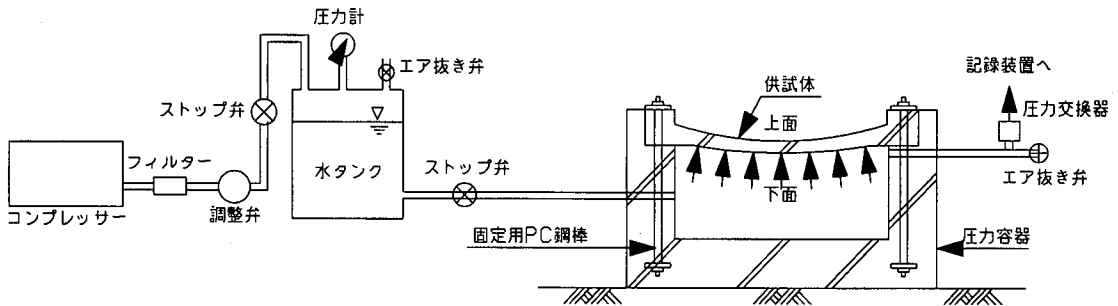


図-11 実験装置

表-1 実験ケースおよび結果

CASE NO.	ライズ h (m)	スパン D (m)	h/D	曲率 半径 R(m)	ドーム中央部の 厚さ t_d (cm)	モルタル 強度 (N/mm^2)	モルタル ヤング率 (N/mm^2)	破損 荷重 (kN/m^2)	破壊域 半径(mm)	破壊 形状
CASE1	0.225	3.6	1/16	7.313	3.33	83	3.36×10^4	477	300 程度	②
CASE2	0.225	3.6	1/16	7.313	5.50	33	1.74×10^4	376	600~900 程度	①
CASE3	0.225	3.6	1/16	7.313	1.74	76	3.20×10^4	133	300 程度	②
CASE4	0.225	3.6	1/16	7.313	1.89	81	3.36×10^4	191	300 程度	②
CASE5	0.225	3.6	1/16	7.313	4.67	41	1.81×10^4	379	600~900 程度	①

ドーム屋根の模型実験，② 非線形解析，③ 既存の座屈安定性の設計法による照査を実施し，これらを総合的に評価することにより低ライズドーム屋根の構造安定性を検討した。

a) 模型実験³⁾

模型実験は図-10 に示すような，RC ドーム屋根の 1/20 縮小モデル供試体を作成し，図-11 に示すような実験装置を用いて行った。

表-1 に実験ケースおよび結果を示す。RC ドーム構造の破壊性状としては，図-12 に示す 3 種類が想定された。今回の実験ではモルタル強度が低く，ドーム厚が厚い場合 (CASE 2, CASE 5) は，① 変形による 2 次的効果が小さい場合の断面破壊を示し，モルタル強度を高く，ドーム厚を薄くした場合 (CASE 1, CASE 3, CASE 4) は，② 変形による 2 次的効果が卓越した断面破壊を示した。しかし，モルタル強度が 80 N/mm^2 程度，ドーム中央部の厚さを 1.74 cm (実

機レベルに換算すると 34.8 cm) にしたケースにおいても変形による 2 次的効果は大きく見られたものの，③ 完全な座屈は生じず，材料的な断面破壊により終局に達したものと考えられる。

したがって，実機では，ライズスパン比を 1/16 まで低くしたとしても，ドーム厚を 1m 程度にすることにより，座屈を防止することは勿論のこと，変形による 2 次的効果も小さくでき，いわゆる構造安定性が確保できることを確認した。

b) 非線形解析

座屈に代表される構造不安定現象を解析で表現するためには，微小変形理論 (幾何学的線形) でなく大変形理論 (幾何学的非線形) が必要であると考えた。また，破壊に至るまでの性状を追跡するためには，その材料の非線形性を正確に反映する必要がある。

① モルタルの等価一軸応力-ひずみ関係，② モルタルの二軸応力状態での破壊曲面，③ ひび割れ発生後の残留引張剛性，④ ひび割れ発生後のせん断剛性の低減係数，⑤ 鉄筋の一軸応力-ひずみ関係を考慮した材料非線形特性を考慮した汎用 FEM 解析プログラムにて模型実験をシミュレートすることができ，材料の非線形特性を考慮した幾何学非線形解析により，ドーム屋根の耐力を算定できるとともに，破壊性状を判定することが可能であることを確認した。

c) 既存の座屈安定性の設計法による照査

IASS (International Association for Shell and

表-2 座屈荷重算定結果

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5
破壊性状	②	①	②	②	①
実験値 (kN/m ²)	477	376	133	191	379
非線形解析値 (kN/m ²)	471	382	146	206	402
IASS 指針 (案)					
線形固有値 (kN/m ²)	1371	2037	384	470	1611
座屈荷重 (kN/m ²)	651	815	192	229	740

Spatial Structures, 国際シェル立体構造学会) では鉄筋コンクリートシェルの座屈指針(案)⁹⁾を作成している。(以下「IASS 指針(案)」と呼ぶ。)

この指針では線形固有値解析結果として算定される固有値から線形座屈荷重を算定し、これにコンクリートの塑性化による低減や初期不整、クラック等による低減を考慮して最終的な座屈荷重を算定し、これを安全率で除したものと実際に作用する荷重を比較し、照査することになっている。

前述の模型実験と同じ条件における座屈荷重をこの IASS 指針(案)の計算方法で算定し、実験結果と比較したものを表-2 に示す。同表には前述の非線形解析から得られた座屈荷重も併記する。

IASS 指針(案)による座屈荷重と実験値を比較すると、CASE 2, CASE 5 のように変形による 2 次的効果の小さい断面破壊の場合には固有値(線形座屈荷重)が大きく算定され、計算値は実験値と大きく相違した。また、CASE 1, CASE 3, CASE 4 のように変形による 2 次的効果が卓越する断面破壊の場合には、比較的实验値と近い結果が得られた。IASS 指針(案)では、破壊性状を座屈と限定しているが、実験ではいずれも座屈を生じる前に断面破壊が発生したため、IASS 指針(案)による値は実験値よりも大きくなったと考えられる。

したがって、IASS 指針(案)による座屈荷重は、低減係数および安全係数を注意して用いることにより、その概略値を得ることができると考えられる。

(3) RC ドーム屋根の設計方法

図-13 に RC ドーム屋根の設計フローを示す。屋根の部材寸法、使用材料等屋根の緒元を設定した後、弾性理論に基づいた許容応力度設計法を基本とし、限界状態設計法によっても断面破壊に対する照査を行うなど、座屈を考慮しない通常の設計を行う。その後、ドーム屋根の構造安定性を検討するために、線形解析手法を用いた IASS 指針(案)による照査、ならびに非線形解析による破壊性状および耐力に関する検討を実施する。

(4) RC ドーム屋根の施工

現在、扇島基地では RC ドーム屋根を採用した完全

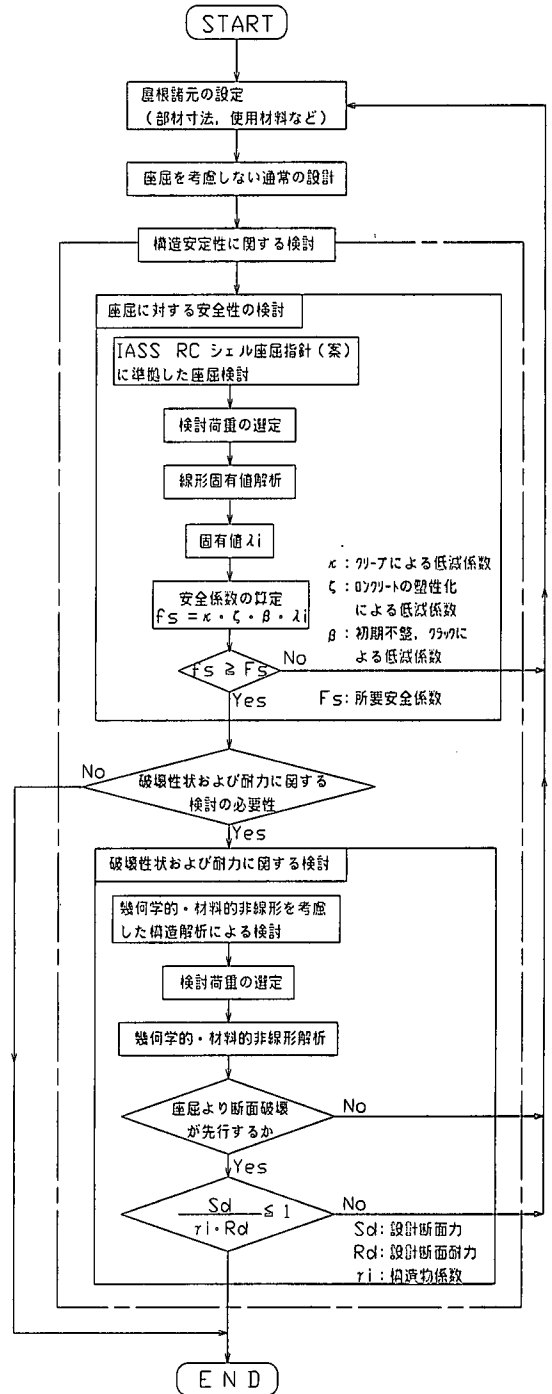


図-13 RC ドーム屋根の設計フロー

埋設式 LNG 地下タンク (容量 20 万 k_l) 2 基, LPG 地下タンク (6 万 k_l) 1 基が稼働している。また、現在、3 基目の LNG 地下タンクが建設されている。1 基目の LNG 地下タンクでは、屋根内面精度の確保および確実な施工を考慮して、トラス支保工方式で RC

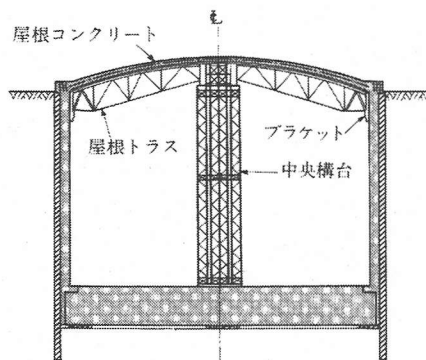


図-14 屋根トラス支保工構造概要

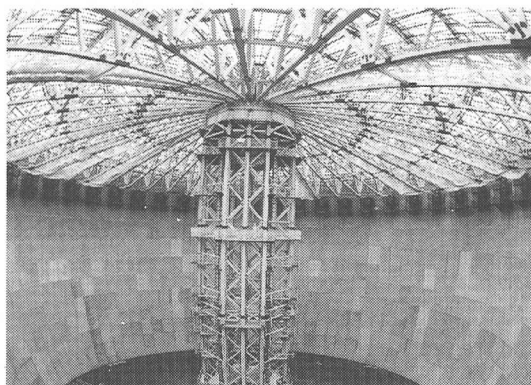


写真-3 屋根トラス支保工全景

表-3 屋根コンクリートの配合

セメント の 種 類	粗骨材の 最大寸法 (mm)	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/m ³)				混 和 剤 $C \times W_i$ (%)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
MKC*	20	10±2.5	5±1	45.0	44.2	144	320	803	1 057	MT 2000 R 1.20

*MKC：マスコン型高炉セメント B 種

ドーム屋根を構築した。2基目においては、1基目での実績およびさらなるコストダウンと工程短縮を目指し、エアーレイジング・エアーサポート工法を採用した。また、LPGタンクにおいては、RCドーム屋根のリフトアップ工法を初めて適用した。いずれの工法も設計、施工関係者が総力をあげて技術的な課題を解決して実現したものである。

a) トラス支保工方式⁵⁾

屋根内面に設置される保冷材とメンブレンの形状に合わせて、内面形状は421面体、屋根内面の出来形精度は、メンブレン溶接時の肌合せ等の許容誤差から段差は6mm以下、多面体の稜線のズレと平面内の凸凹は10mm以下という厳しいものであった。この厳しい要求精度を踏まえ、RCドーム屋根を底版上方50～60mの空間で構築する方法として、施工の確実性から実績のある方式、すなわち剛性が高く変形を制御しやすいトラス支保工(図-14)と、加工が容易で耐候性のあるコーティング付き合板型枠を採用した。トラス支保工は、中央構台と側壁に設置したブラケットを支点とした傘状の立体鋼製トラスであり、鋼材重量は約2,000tである(写真-3)。

屋根のコンクリートは、分割して打設するとトラスの変形により打設ブロック間に段差が生じ、メンブレンを設置するための内面精度が確保できないため連続打設とした。また、コンクリートに対する要求品質として次の3点を考慮した。

- ① 強度に関しては材齢28日において設計基準強度を、また材齢14日において型枠脱型強度 $f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ を確保する。
- ② 最大斜度22度という勾配に対してパイブレータによる締固めを行ってもコンクリートにだれが生じず、かつ斜面上でのかさ上げや均し作業が容易にできる適度な軟らかさ(出荷60分間保持)を有する。
- ③ 温度ひび割れに関して有害なひび割れの発生を防止できる。

そのため、過去のRCドーム屋根の施工実績を参考に、スランプフローは10±2.5cmとし、ベーンせん断試験に基づくコンクリートせん断強度を選定の指標に定め、セメントの種類を変化させて配合選定試験を行うとともに、屋根端部を模擬した実物規模のコンクリート打設実験を行い、表-3に示す配合を選定した。屋根のコンクリートは5,430m³であり、28時間連続して外周部から同心円状に頂部に向けて打上げた。コンクリート打設後は、外周部から順次、養生マットとブルーシートにより表面を覆い、散水して28日間湿潤養生を行った(写真-4参照)。その結果、特に有害なひび割れは発生しなかった。屋根コンクリート打設、支保工降下およびPC緊張時に屋根・側壁側部の挙動を把握するために、屋根鉛直変位と側壁頂部鉄筋応力の計測を行った。計測値は計算値とほぼ同じ傾向を示しており、屋根が弾性体として挙動していること

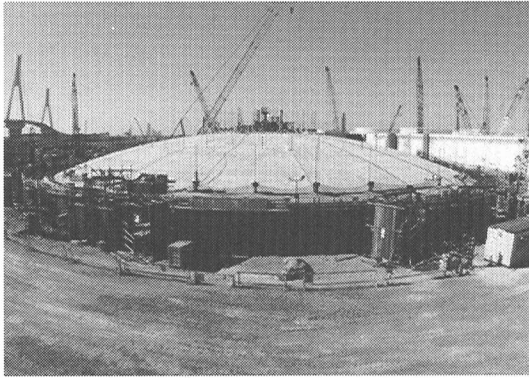


写真-4 コンクリート打設後のRCドーム屋根

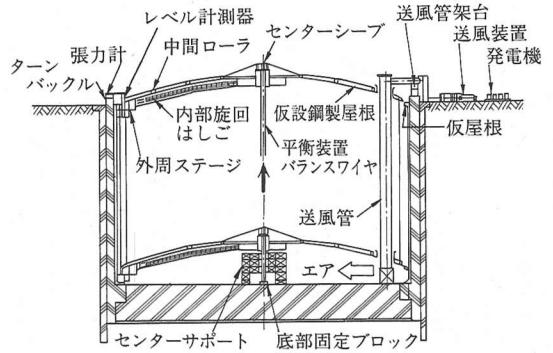


図-15 エアーレイジング施工概要

を確認した。

b) エアーレイジング・エアーサポート工法⁶⁾

2 基目のタンクの屋根は、RC ドーム屋根の下面に仮設鋼製屋根を有する構造である。この仮設鋼製屋根を底版上で組み立て、内面に保冷材およびメンブレンを貼り付けた状態でエアーレイジング（空気圧による浮上）を行い、その後 RC ドーム屋根を施工する際には、仮設鋼製屋根をエアーサポート（空気圧による支持）工法用の型枠・支保工として利用した。

本工の採用により、屋根工事を側壁構築と同時に行うことができ、4 か月間の工程短縮と約 4 億円のコスト削減を実現することができた。

LNG タンクにおける鋼製屋根のエアーレイジング工法は既に国内で 60 例の実績があったが、本屋根は次の特徴を有していることから、底版上で組み立てから浮上完了までの全ての状態について応力検討および座屈検討を行い、屋根工事を実施した。

① ライズスパン比が従来に比べて小さい

② 骨部材が H-100 と小さく剛性が低い

③ 屋根中央部にフラット部があり完全球殻でない

仮設鋼製屋根の浮上は図-15 に示すように、バランスワイヤを用いて姿勢制御を行いながら実施した。また、本浮上の前に仮浮上を行い、全体の重量バランスと変形、バランスワイヤ張力等を確認し、バランスウェイトの調整を行った。

本浮上では、表-4 に示す管理値を超えない様に送風量を調節して浮上速度を制御し、3 時間半で所定の高さ 46.4 m の浮上を完了させた。屋根の芯ズレは 9 mm と非常に精度の良い結果であった。

RC ドーム屋根の施工は、100～200 cm の部材厚を 50 cm と残り 50～150 cm に分割して行い、#1 リフトをエアーサポート工法で、また #2 リフトについては硬化した #1 リフトを型枠支保工としコンクリートを打設した。

表-4 浮上時の管理項目

項 目	管理値	限界値
屋根傾斜	最大 160 mm	最大 200 mm (D/350)
ワイヤ張力	最大 19.6 kN	最大 22.5 kN
タンク内圧	1.7～3.0 kPa	—
浮上スピード	最大 300 mm/hr	—
芯ズレ量	目標 15 mm	最大 30 mm

打設に際しては、施工ステップを考慮した応力解析、非線形解析による耐荷力照査を行い、強度および構造安定性の検討を行った。施工ステップを考慮した応力解析では、#1 リフトに残留する施工時応力度を考慮した断面照査を行い、完成後も含めた強度設計を実施した。また、耐荷力照査では、コンクリートの材料非線形および幾何学的非線形性を考慮した解析を行い、#2 リフト重量の 3.4 倍までの荷重に対して #1 リフトは座屈等を生じず、その構造安定性が確保されていることを確認した。

エアーサポートの圧力制御は表-5 のとおりである。コンクリート打設時の内圧は、仮設鋼製屋根の構造安定性（座屈）の確保および強度検討結果より 19.5 kPa とした。また、厚さ 50 cm の #1 リフトを外周から順次打設した場合、途中ステップで座屈に対する安全性が低下することから、外周部より中央に向かって 35 cm の厚さを打設した後、下層の硬化が始まる前に残りの 15 cm を打ち足すこととした。コンクリートには凝結遅延型の混和剤を添加し、始発時間 12 時間以上を目標とした。打設時には、仮設鋼製屋根の変形を 30 分毎に計測し、挙動を管理したが、実際の変位量は解析値に比べて小さいものであった。

c) RC ドーム屋根のリフトアップ

6 万 kJ の LPG 地下式タンクでは、屋根工事のコスト削減および工期短縮を目的として、RC ドーム屋根

表-5 エアーサポート圧力制御値

項 目	内 容			
サポート圧力	3.0 kPa	屋根固定時		
	17.0 kPa	鉄筋工事期間中		
	19.5 kPa	健全性確認試験 コンクリート打設中		
圧力制御	-0.20 kPa	-0.20 kPa	供給弁	閉
		+0 kPa	供給弁	閉
	+0.25 kPa	+0.05 kPa	放散弁	閉
		+0.25 kPa	放散弁	開
		+0.25 kPa	放散弁	開
圧力警報	-0.50 kPa 未満		赤色ランプ+ブザー	
	+0.50 kPa 以上		黄色ランプ+ブザー	
制御警報	作動指令 10 秒後 不作用		黄色ランプ+ブザー	
電源警報	正常時		緑ランプ	
	停電時		ブザー (電池)	

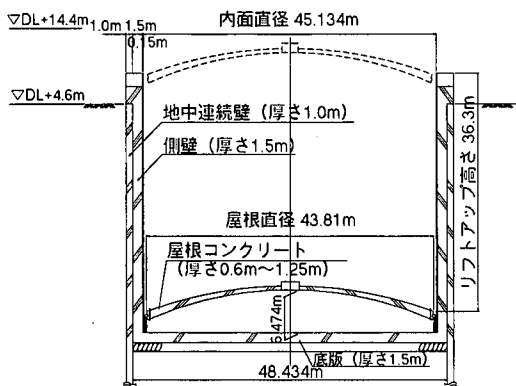


図-16 リフトアップによる屋根構築概要

の施工をリフトアップ工法にて行った。構築概要は図-16 に示すとおりであり、屋根重量は4,130 tである。

事前の綿密な施工計画に基づき、大型のコンクリート製屋根を精度良くリフトアップすることができるとともに全体工期を総支保工による従来工法に比べ約3か月短縮することができた。

吊り上げ箇所は、側壁頂部上でのジャッキ配置のバランス、1基当りのジャッキの能力 (500 tf) 等から、16か所とした。ジャッキの油圧系統はリフトアップ時の制御を考慮して、4系統とし、また1系統内の4ジャッキは同一油圧となる様にした (図-17)。

なお、屋根をシェル要素で、またリフトアップケーブルをバネ要素でモデル化した3次元FEM解析により、リフトアップ時の屋根各部の応力を確認した結果、鉄筋応力度は最大でも120 N/mm²以下と構造上

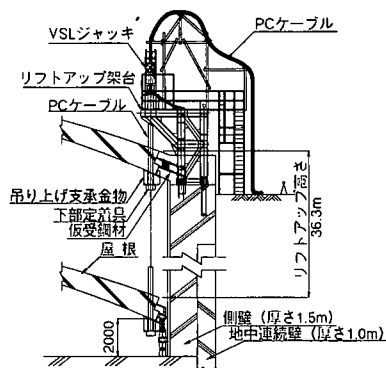


図-17 リフトアップ概要

表-6 計測項目

	計測項目	計測方法
地切り前	鉄筋応力度	鉄筋計
地切り時	ジャッキ油圧	圧力センサー
	鉛直方向変位	水位管
リフトアップ時	ジャッキ油圧	圧力センサー
	鉛直方向変位	水位管、光波距離計
	水平方向変位	レーザー鉛直器
側壁頂部仮受時	ジャッキ油圧	圧力センサー
	仮受鋼材ひずみ	ひずみゲージ
	仮受鋼材鉛直変位	スケール
	仮受鋼材水平変位	スケール
側壁頂部仮受後	鉄筋応力度	鉄筋計

全く支障のない範囲であった。

地切りは3日間かけて行い、5mの高さまでは変位の計測を行いながら、ゆっくりと屋根を上昇させた。その後2.2 m/hの速度でリフトアップし、系統間の鉛直変位差を制御しながら、3日間で側壁頂部まで上昇させ、同部に仮受けた。

本工法のポイントは、地切り時、リフトアップ時にRCドーム屋根をできるだけ水平に保ち、たわみを極力小さくすることにより、屋根に有害なクラックが発生しないように管理することであった。そのため、表-6 に示す項目について計測を行った。また、管理基準値は下記のように設定した。

1次管理値：系統境界から左右4.2mの位置に設置した計測ポイント間の鉛直変位差が10 mmのケース (2次管理値に安全率を考慮し設定)

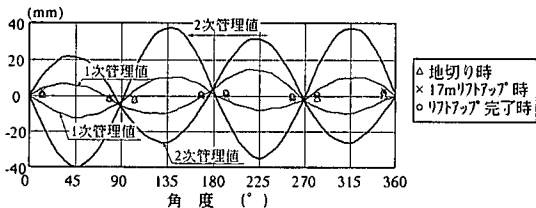
2次管理値：屋根の鉄筋応力度が120 N/mm²となるケース (有害なひび割れが発生しないと考えられる鉄筋応力度)

図-18 に系統間の鉛直方向変位差の管理値および計

測値を示す。系統間の鉛直方向の変位差は2 mm 程度で全て1次管理値以内に収まり、安全にリフトアップすることができた。また、リフトアップ前後での屋根の鉄筋応力度は、最大で30 N/mm² 程度の変動であり、リフトアップ前後で屋根の応力状態はほとんど変化しなかったと考えられる。

6. 最新の地下タンク建設技術
一側壁・底版剛結構造

従来、耐水圧強度版形式の地下タンクでは、側壁と底版の結合部に図-19の左側に示すような目地を設け、側壁と底版を分離したピン構造を採用している。この目地部には側壁・底版間の荷重を伝達するための



		単位(mm)							
角度(deg.)		12	78	102	168	192	258	282	348
1次管理値		4.1	-1.0	2.9	6.0	9.3	4.0	3.3	5.6
		-4.4	-6.6	-7.9	-0.1	-2.0	-4.1	-6.0	-2.3
2次管理値		11.2	4.9	12.9	18.8	17.1	10.5	14.6	17.1
		-15.6	-19.3	-15.6	-6.3	-11.7	-15.3	-13.5	-8.8
地切り時		0.5	-1.0	-1.8	1.0	1.7	-0.1	-0.9	0.5
17mリフトアップ時		2.6	-1.2	-2.1	0.0	-0.1	-1.9	-0.3	3.1
リフトアップ完了時		0.6	-2.3	-3.0	0.6	1.9	-0.1	0.6	1.8

図-18 系統間鉛直方向変位差

結合材等が設置されている。これに対して、側壁と底版が連続した剛結合構造は目地がなく、また不静定次数が上がることにより構造物としての靱性および耐力が向上し、耐震性や変形特性が向上する特徴がある。しかし、応力集中による側壁下部の鉄筋の過密化、および隅角部のひび割れ進展等の面で課題があった。そこで、3次元RC非線形解析による安全性照査、大容量PCケーブル、自己充てんコンクリート、およびハンチ構造を適用することにより、地下タンクが有している信頼性、安全性に加え経済性をなお一層向上させたタンクを実現することができた。以下に、検討結果を述べる。

(1) 側壁・底版剛結構造 LNG 地下タンクの設計
LNG 地下タンクの形状寸法および扇島基地の地盤条件を図-19に示す。

設計においては、許容応力度法および限界状態設計法により耐荷性能と止水性能を照査した。
a) 耐荷性能の照査

LNG 地下タンクの躯体に作用する諸荷重に対して、図-20に示すような3次元ソリッドモデル(180°モデル、円周方向7.5°ピッチ)を用いたFEM解析により断面力を算定した。地盤および連壁はバネとしてモデル化した。連壁の影響を考慮しない場合(TYPE-A)とレベル2地震時のように連壁の影響を考慮する場合(TYPE-B)の2通りのモデルで照査した。

耐震設計は、LNG 地下式貯槽指針に基づく地震動(耐震基盤面で水平震度0.15もしくは水平加速度150

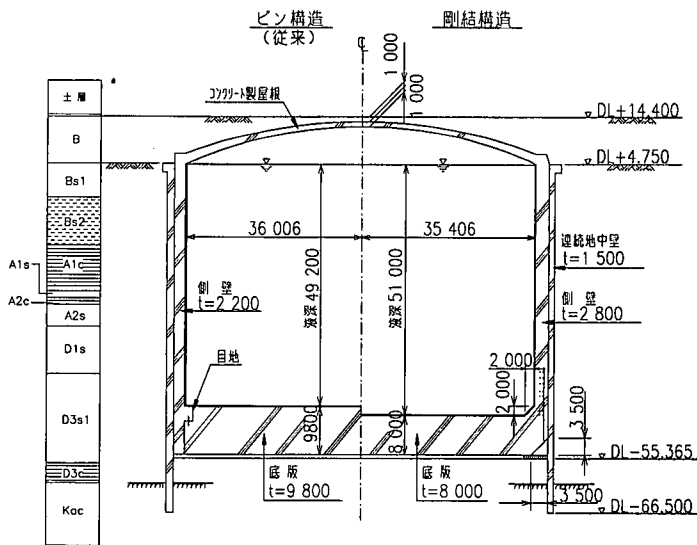


図-19 従来の地下タンクと側壁・底版剛結構造地下タンクの比較

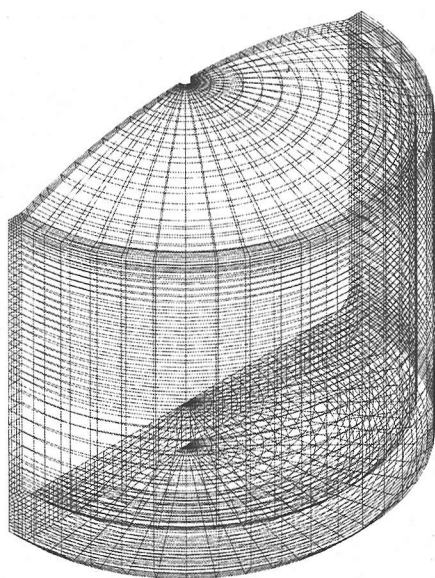


図-20 解析モデル(TYPE-A)

Gal, 鉛直はそれぞれ 1/2) と当該基地の LNG 地下タンクを対象として設定したレベル 2 地震動に対して実施した。前者の地震動については、静的震度法を主体とし、後者の地震動については、応答変位法および貯槽－地盤連成系動的解析による検討を行った。

上記の照査をもとに決定した側壁・底版隅角部の配筋図を図-21 に示す。ただし、スターラップおよび隅角部補強鉄筋は後述する RC 非線形解析結果を反映して決定している。また、プレストレスト量については、通常運転時において、より高い止水性を確保するために、部材断面内に 10 cm 以上の圧縮ゾーンを確保するか、または鉄筋応力度を 100 N/mm^2 以下になるように設定した。

b) 止水性能の照査

LNG 地下タンクにおいては、LNG の冷熱によりコンクリート製躯体が凍結していることで、常に確実な止水性が保持されている。本設計では、この凍結止水に加え、地震後に止水性能上有害な残留ひび割れがコンクリート躯体に発生しないことを確認するために、FEM 弾性解析による止水性能の照査を行った。結果の一例を図-22 に示す。地震時においても鉄筋応力度が降伏応力度以下であり、残留ひび割れが発生しないため止水性は確保されていると判断した。

(2) RC 非線形解析による隅角部の安全性確認

側壁－底版隅角部の破壊が側壁あるいは底版の破壊に先行しないことおよび隅角部補強筋の必要性を確認すること、また隅角部近傍の耐荷性能を定量的に評価

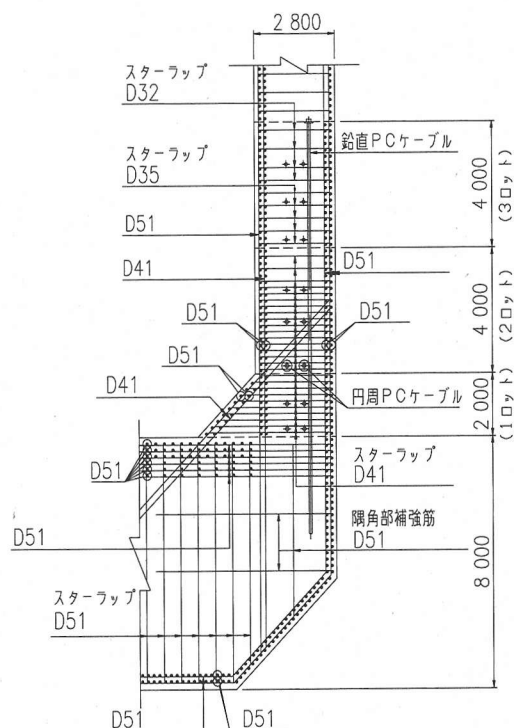


図-21 側部・底版隅角部配筋図

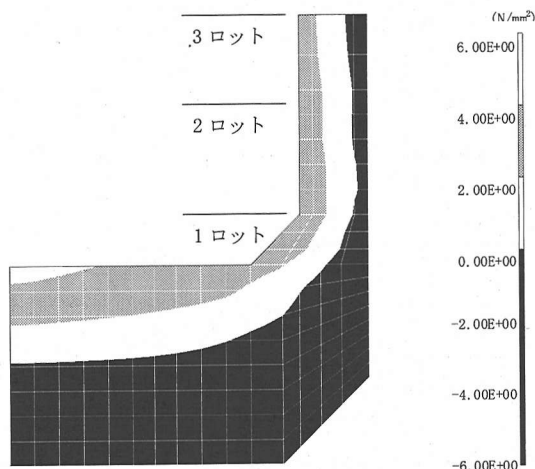


図-22 止水性能の照査結果の一例
(常時・高水位・滴液・温度荷重あり)

することを目的として本検討を実施した。

a) 検討方法

荷重としては隅角部に対して最も支配的である揚圧力のみ考慮し、破壊に至るまで漸増させた (図-23)。境界条件としては、側壁上端において鉛直方向だけを固定とし、水平方向は自由とした。

解析は静的軸対称 RC 非線形解析を用い、また解析

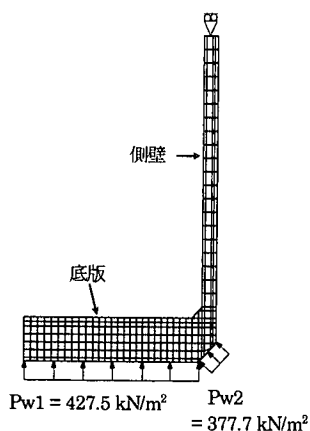


図-23 解析モデル・荷重条件・境界条件

表-7 材料定数

部位	コンクリート		鉄筋
	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	
底版	24	1.9	SD390
側壁	60	3.5	SD345

表-8 破壊基準

破壊基準分類	破壊基準値(主ひずみ)
引張破壊基準	0.030 (3.0%)
圧縮破壊基準	-0.010 (-1.0%)
せん断破壊基準	± 0.020 (± 2.0%)

表-9 解析ケース

解析ケース	隅角部補強筋
ケース 1	無し
ケース 2	有り

コードには東京大学工学部土木工学科コンクリート研究室において開発された WCOMD-SJ⁷⁾ を使用している。解析モデルについては、側壁および底版を軸対称ソリッド要素でモデル化しているが、屋根・連壁はモデル化していない。なお、材料定数および破壊基準を表-7、表-8に示す。解析ケースは表-9に示すように隅角部補強筋の無しと有りの2ケースとした。

b) 検討結果

作用荷重/設計荷重比と底版中央部変位 δ の関係を図-24に、隅角部近傍のひび割れおよび破壊箇所を図-25に示す。

終局耐力は、ケース 1 では設計荷重値の 2.3 倍、ケ

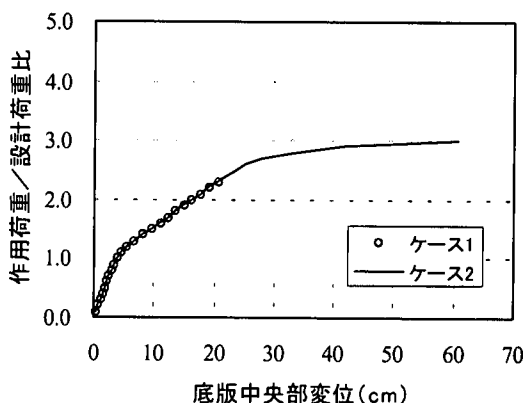


図-24 作用荷重/設計荷重比-変位関係

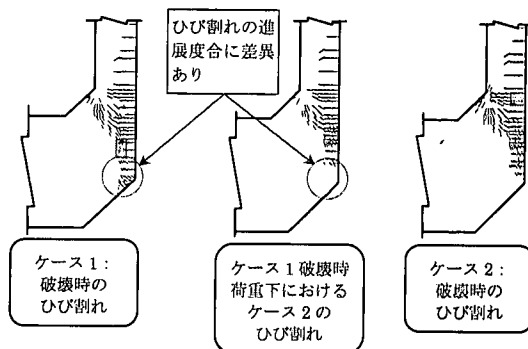


図-25 ひび割れ、破壊箇所
(図中の□部が破壊箇所)

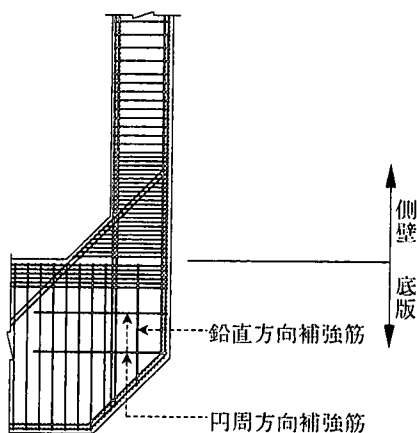


図-26 側壁-底版隅角部配筋図

ース 2 では 3.0 倍であった。また、補強筋を有するケース 2 の方が同一荷重強度作用時における隅角部内部

■3次元RC非線形解析 (COM3)

目的：側壁下部配筋の見直し（特にスターラップ量低減）

地震時荷重：タンクー地盤連成系動的解析で得られたレベル2地震時応答変位を強制変位として側壁のみに相似形で与える。

常時荷重：揚圧力（底版自重分は差し引く）

解析：地震時荷重を変位制御で破壊まで解析

耐荷性能の確認：

- ・レベル2地震時に躯体全体として顕著な剛性低下が認められない。
- ・急激なひびわれ進展等による耐荷メカニズムの飛び移り的な移行が見られない。

躯体剛性評価：

- ・破壊時点の躯体各部の断面剛性を算定

■3次元等価線形解析 (ABAQUS)

目的：3次元RC非線形解析で見直した側壁配筋によるレベル2地震時各種運転状態下での照査

荷重：運転状態に対応する荷重

運転状態：高水位／低水位・液位・温度荷重の有無により分類される

解析：躯体の等価線形モデル化（等価剛性の適用）→断面力の算定

照査：限界状態設計法（終局限界状態）に拠る断面照査

図-27 側壁下部配筋合理化への検討フロー

のひび割れ進展度合いが低いことが判明した。すなわち、隅角部に図-26に示す補強筋を配置することにより隅角部の耐力が高まったと考えられる。また、補強筋を配置することで隅角部の変形性能が格段に向上することが判り、補強鉄筋の有用性が確認できた。また、補強筋の設置により破壊箇所が隅角部内部から側壁下部へ移行しており、側壁ー底版隅角部の破壊が側壁あるいは底版の破壊に先行しないことを確認した。

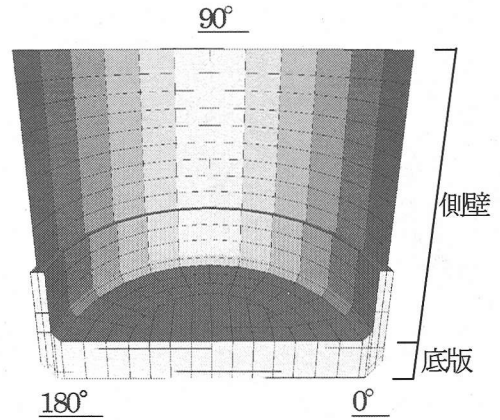


図-28 RC非線形解析 解析モデル

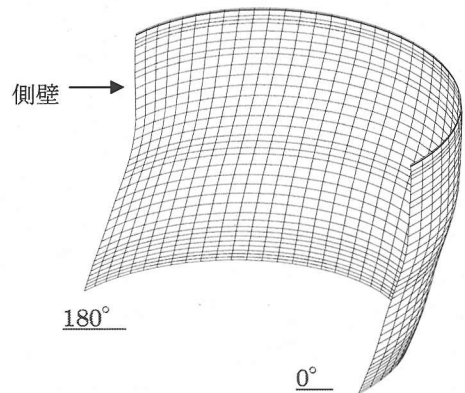


図-29 レベル2地震時強制変位(変形倍率1,000倍)

(3) 側壁下部配筋の合理化

RC非線形解析および等価線形解析を適用して側壁下部のスターラップ量を低減する検討を行った。

a) 検討方法

検討の全体的な流れは図-27に示すとおりである。まず低減後のスターラップ量を仮定し、側壁下部スターラップに対してクリティカルとなる荷重の組み合わせである、レベル2地震時一温度荷重なしータンク内空液の状態について静的3次元RC非線形解析を行う。解析コードには東京大学工学部土木工学科コンクリート研究室において開発されたCOM3³⁾を使用した。解析モデルは隅角部の挙動を詳細に確認するために、側壁下部および底版をソリッド要素でモデル化し、側壁上部をシェル要素でモデル化している（図-28参照）。屋根および連壁はモデル化していない。材料定数は表-7と同様である。地震時荷重としては、図-29に示すようなタンクー地盤-LNG連成系線形動的応答解析により算定されるレベル2地震時の強制変位を考慮した。強制変位は設計値を超えてタンクが破

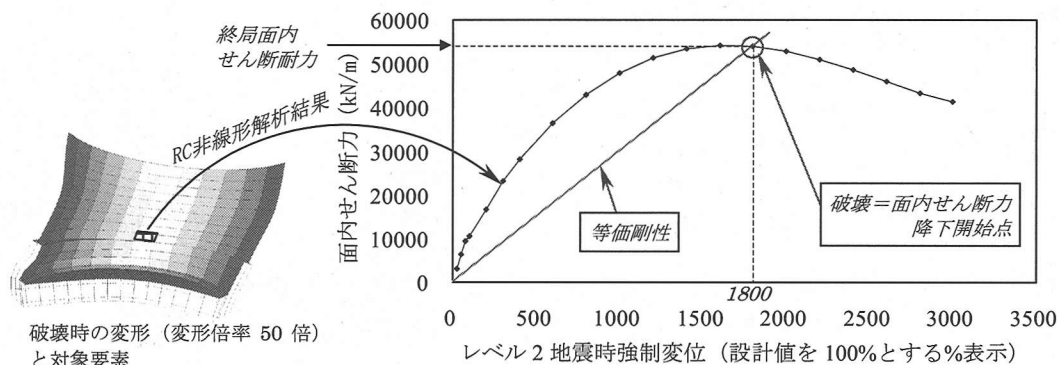


図-30 面内せん断力と強制変位の関係

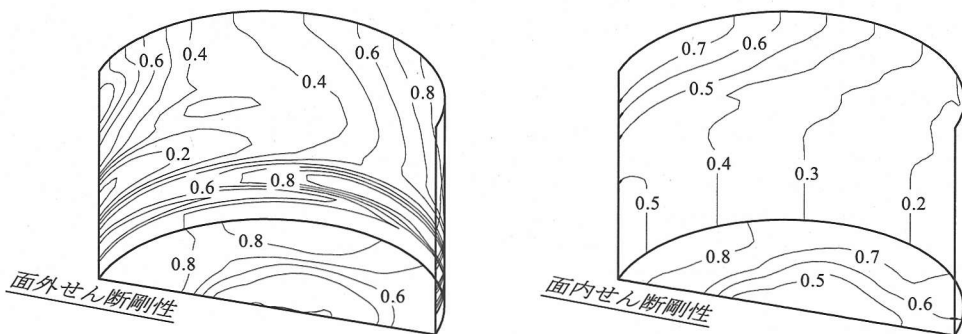


図-31 破壊時点における躯体断面剛性(等価剛性)
残存率コンター図

壊に至るまで漸増させる。破壊の判定は、耐力力が低下する場合あるいは躯体の引張主ひずみがタンク内に設置されるメンブレンの許容値を超える場合のいずれかとした。

次に、RC 非線形解析において躯体の1部が破壊した時点の断面剛性を解析モデルの断面剛性として割付けた等価線形解析を行い、限界状態設計法(終局限界状態)を用いてレベル2地震時における側壁・底版の断面照査を行った。解析コードにはABAQUSを用いた。解析モデルは躯体全てをシェル要素でモデル化している。

b) 検討結果および考察

RC 非線形解析の結果、破壊は隅角部で発生するのではなく、側壁下部～中間部の90°～130°方向において面内せん断破壊に至ることが確認された。破壊に至った要素の面内せん断力と強制変位の関係を図-30に示す。また、破壊時点の断面剛性のうち面内せん断剛性および面外せん断剛性残存率を図-31に示す。

この検討結果から、従来の線形解析のみを適用していた設計と比較して側壁下部のスターラップ量を約20%低減することができた。また、レベル2地震時における側壁・底版剛結構造地下タンクの破壊モードは

隅角部付近における面外せん断破壊ではなく面内せん断破壊であることが解析的に確認された。また、破壊時の強制変位は設計値の18倍であり、本地下タンクの高い靱性が推察された。将来における性能照査型設計⁹⁾の本格的な導入へ向けて、RC 非線形解析を適用した設計手法の有用性を認識するとともに、今回得られた知見を基に設計の合理化をさらに図っていくことが今後の課題である。

(4) 自己充てんコンクリートの適用

a) 自己充てんコンクリート採用の経緯

本地下タンクの側壁は、厚さ2.8m、高さ53mであり、側壁下部には円周方向、鉛直方向にプレストレスが導入される構造となっている。側壁下部の鉄筋には、太径鉄筋(D51)が使用されている。主筋は、内外側とも2段に配筋され、さらに、底版と側壁の結合部付近のハンチには、斜め補強筋が配筋されている。このため、鉄筋の重ね継手部では、78mmの空きしか確保できず、また、剛結部にはシース管や定着金具等が埋設物されており鋼材量は約400 kg/m³となる。

このように、底版と側壁が剛結構造となることで、側壁第1～3ロットのコンクリート打設は、鋼材量が

表-10 コンクリートの要求品質

項 目	単 位	規格値	備 考
設計基準強度	N/mm ²	60.0	強度保証材齢 91 日
配合強度	N/mm ²	68.3	変動係数：7.0% 割増し係数：1.138
スランブフロー	cm	65±5	現着試験時の規格値
漏斗流下時間	秒	(9~15)	環境温度によって変動 するため参考値とする
空気量	%	4±1	高強度および耐凍結融 解抵抗性から定めた
U型充てん高さ	cm	30.0	障害 R 1
性状保持時間	分	90	製造から打込み完了ま での時間から定めた

表-11 使用材料

種 別	使用材料	
セメント	低熱ポルトランド	密度 3.24g/m ³
	セメント	比表面積 3230cm ² /g
混和材	石灰石微粉末	密度 2.70g/m ³ 比表面積 7280cm ² /g
混和剤	高性能 A E 減水剤	カルボキシル基含有ポリマー系
細骨材	山砂(君津産)	表乾密度 2.60 g/m ³
		吸水率 1.32%,粗粒率 2.60
粗骨材	碎石(鳥形山産他)	表乾密度 2.70 g/m ³
		吸水率 0.632%

表-12 コンクリートの配合

F'ck(91) (N/mm ²)	W/C (%)	s / a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
			水	セメント	混和材 (石粉)	細骨材	粗骨材	高性能 A E 減水剤
60	38.0	52.4	160	421	108	858	810	8.99

多く、かつ狭隘部での作業となるため、十分な締固め作業ができないと判断した。そこで、締固め作業を必要としない自己充てん性を有する高流動コンクリートを採用した。表-10 にコンクリートの要求品質を示す。スランブフロー、漏斗流下時間、U 型充てん高さについては、高流動コンクリート施工指針¹⁰⁾に記載されている自己充てん性のランク 1 の目標値を基に定めた。設計基準強度は側壁厚さを低減し、コスト削減を図るために高強度コンクリートを採用している。また、空気量についてはコンクリートの耐凍結融解抵抗性より定めた。

b) 自己充てんコンクリート¹¹⁾

剛結部に用いたコンクリートの材料および配合を表-11 および表-12 に示す。側壁には、最大 0.6 N/mm² もの高水圧が作用するため、緻密で高強度なコンクリートが求められた。そこで、セメントには、水和熱の抑制と長期強度発現性の高い低熱ポルトランドセメントを採用した。また、フレッシュコンクリートの材料分離抵抗性を高めるために石灰石微粉末を混入して粉体量を増加させるとともに、自己充てん性を高めるため、粗骨材量を低減した。

自己充てんコンクリートは締固めを行わないため、硬化後の躯体コンクリートの品質は、打設される時のコンクリートの品質に委ねられる。本来、コンクリートの品質管理試験は規模や重要度に応じた頻度の抜き取り検査を行っている。この場合、所定頻度の試験と試験の中間のコンクリートは、無試験で受取られるため

規格外のコンクリートが打設される可能性もある。そこで、所要の品質を満たさないものは打設直前に全て除外される必要があるため、打設するコンクリートの全量検査装置について検討した。

c) 全量検査装置の改良

現状の全量検査装置¹²⁾は、間隙通過性を判定し得るものとされているが、本工事においては、部材断面が大きく打設量も多いことから、間隙通過性に加えて流動性も重要な要求性能の一つであった。今回、土木学会 高流動コンクリート施工指針で記載されているプロトタイプを基に、間隙通過性の評価に加え、スランブフローの大きさに応じて流動性の判定がより厳密化できるような検査装置の改良を試みた。全量検査装置として、プロトタイプ、改造タイプを含めた以下の 3 種類の装置を用いて打設実験を行った。

- ① プロトタイプ
- ② 装置内水平距離延長タイプ
- ③ 障壁設置タイプ

装置内水平距離延長タイプは、装置内でコンクリートの水平流動距離を長くして、スランブフローの大小での滞留時間の変化を顕著化させようとしたものである。障壁設置タイプは、ミキサー車から投入された時のコンクリートの動的な勢いを障壁で一旦止めることにより、スランブフローが小さいものは、この位置で閉塞させることを意図したものである。表-13 に打設実験結果を示す。プロトタイプと水平距離延長タイプは、スランブフローの小さな場合も、コンクリートを

表-13 全量検査装置打設実験結果

全量検査装置の種類	各目標スランブフローにおける全量検査装置通過時間			備考
	60cm 程度	55cm 程度	45cm 程度	
プロタイプ	2分33秒	—	2分38秒	4.8m ³ /1車
水平距離延長タイプ	3分34秒	—	3分12秒	4.8m ³ /1車
障壁設置タイプ	2分40秒	2分14秒	閉塞	2.3m ³ /1車

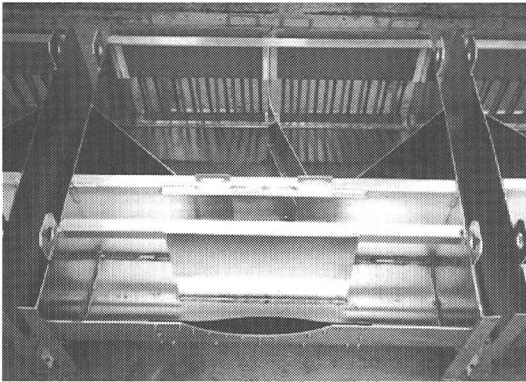


写真-5 隔壁を設置した全量検査装置

投入した動的な勢いで全て装置を通過する結果となった。障壁を設置したタイプでは、スランブフローが45 cm 程度のものは障壁間でコンクリートが閉塞し、スランブフローが極めて小さい規格外のコンクリートを除外することができた。また、スランブフローが規格下限値に近い55 cm 程度のコンクリートも全量通過したが、装置内での流動状況は規格値内のものと優位な差が認められなかった。このため、本全量検査装置で、間隙通過性の判定とスランブフローの極端に低いコンクリートを除外できると判断し、この検査装置を実施工で適用することにした。品質管理は全量検査装置での検査に加えて、空気量の測定とスランブフローの抜取検査を併用して行った。なお、実施工に適用した全量検査装置は、障壁を設置したタイプにコンクリートの流出方向に仕切り板を設置したものとし、コンクリートが装置内で一定量充満された状態になるようにした。写真-5 に使用した全量検査装置を示す。

d) 全量検査装置を用いた側壁コンクリート打設

側壁第1ロットのコンクリートの打設は、タンク周囲に配置した8台のポンプ車で1,815 m³を約10時間かけて行った。各ポンプ車に全量検査装置を設置するとともに、ミキサー車からのコンクリートはこの全量検査装置に荷卸された。全量検査装置を通過し合格したコンクリートはポンプ車から圧送され、コンクリート配管中に設置されたシャッターバルブの開閉により

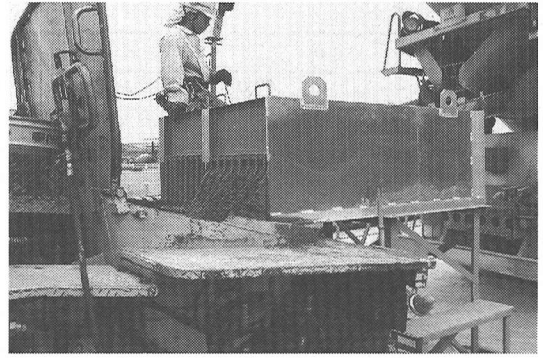


写真-6 全量検査装置の受入れ状況

側壁内へ打設された。全量検査装置の受入れ状況を写真-6 に示す。

コンクリートの品質、すなわち全量検査装置内での流動状況は、各検査装置に設置されたビデオカメラにより集中管理室で一括管理した。集中管理室では、全てのコンクリートについてモニター画面で比較するとともに、フレッシュ性状の変化を即座に判断することができた。また、必要に応じて、コンクリート製造プラントにフレッシュ性状の改善を指示することができ、良質なコンクリートを連続して打設することができた。

7. 最新の地下タンク建設技術

—LNG 地下式貯槽設計指針の改訂

現行のLNG 地下式貯槽指針は、昭和54年3月の発行からすでに約20年も経過している。また、電気事業法「発電用火力設備に関する技術基準の解釈」およびガス事業法「ガス工作物技術基準の解釈例」に引用されており、今後一層その重要性が増すものと考えられる。このため、日本ガス協会では、最新技術の反映、内容の更新・合理化を目的としたLNG 地下式貯槽指針の改訂作業を実施している。

指針改訂の基本的な考え方は次のとおりである。まず現行指針同様、改訂後の指針についてもガス事業法および電気事業法に引用されることが予定されているため、両法に対して整合が図れるような規定方法とすることである。第2は、政府の中央防災会議の防災基本計画（平成7年7月）における高レベル地震動に対応した耐震設計を規定することである。さらに、第3としては、土木・建築の分野で採用されてきている性能照査型設計の考え方を導入するとともに、「誰もが分かりやすく、使いやすいマニュアル」を目指し、具体的な規定を記述することである。そして、第4として、本論文で述べてきたような鉄筋コンクリート製ド

ーム屋根、自己充てんコンクリート等最新技術の取り込み、引用規格類の見直しおよび単位の SI 化等、最新の内容に変更することである。

8. 今後の地下タンク建設技術の開発

日本独自の 1 万 k ℓ LNG 地下タンクが開発されて以来僅か 30 年足らずの間に、20 万 k ℓ もの大容量地下タンクが建設されるようになった。これを可能にしたのは袖ヶ浦基地で開発された深さ 100 m の大深度地中連続壁工法の実現によることは言うまでもない。この技術は大規模立坑、橋梁基礎、地下変電所の山留め壁など大規模土木構造物の構築技術として使われるまでに発展している。

また、鉄筋コンクリート製屋根を利用した完全埋設式地下タンクは、横浜市という人口稠密地帯に立地された LNG 受入基地—東京ガス扇島基地—の実現に大きく寄与している。さらに、大容量プレストレストコンクリート等最新の土木技術を取り入れて開発した側壁・底版剛結構造は、経済性、運転・維持管理面でより優れた地下タンクの構造形式として普及されていくものと確信している。

今後は、剛結構造のように経済的かつ高品質な地下タンクに関する技術開発が進められていくと考えられるが、昨今のようにガス事業の規制緩和に伴いエネルギー間競争がさらに熾烈化する時代においては、更なる建設コストの削減および大幅な工程短縮を図るための技術開発にも積極的に取り組む必要がある。

設計面においては、性能照査型設計を積極的に取り入れ、鉄筋コンクリート躯体の合理的な設計を図る必要がある。特にレベル 2 地震対応の耐震設計において、鉄筋コンクリートの材料的・幾何学的非線形性を考慮した解析を行うことにより、鉄筋量、コンクリート量の低減を図ることが十分に期待できる。また、SD 390 クラス以上の高強度鉄筋を採用し、鉄筋量の低減を図ることも検討する必要がある。

構築技術としては、仮設物でありながら地下タンクの建設費に占める割合の大きい山留め止水壁として利用されている地中連続壁の合理化があげられる。高強度コンクリートの適用による地中連続壁厚さの低減、また、地中連続壁にかわる安価な止水膜とニューマチックケーソン工法との組み合わせによる地下タンク構築等が考えられる。ニューマチックケーソン工法は掘削方法の効率化、自動化等解決しなければならない課題も多いが、連続地中壁の構築が不要である魅力的な地下タンク建設技術であると思う。

さらに、スライディング型枠による側壁構築方法、

仮設ヤードで組み立てた鋼製または鉄筋コンクリート製屋根の側壁頂部へ一括搭載による屋根構築方法等、新たな構築技術を確立し、大幅な建設費の削減と工程短縮を図ることも必要である。

9. おわりに

LNG というクリーンなエネルギーは、地球規模の環境問題がクローズアップされる中、今後ますます需要が増加すると考えられる。LNG 地下タンクに関する建設技術の発展は目覚ましいものがあり、大容量化、鉄筋コンクリート製屋根、側壁・底版剛結構造等、その技術はかなり高いレベルまでに達していると思われる。この間、われわれ LNG 地下タンクの開発と建設に携わってきた技術者はその時点の技術に留まることなく常に新しい気持ちで技術開発に挑戦し、より高度な領域に足を踏み入れてきた。今後も現状に満足することなく新たな地下タンクの開発および建設に取り組んで行きたいと思う。

謝辞：埋設式地下タンクまたは側壁・底版剛結構造地下タンクの開発についてご指導を賜った高知工科大学 岡村学長、大内先生およびに東京大学 前川教授に深く感謝の意を表す次第である。また、これら地下タンクの建設に様々な形でご協力いただいた関係各位に謝意を表すものである。

参考文献

- 1) 後藤貞雄：大容量 LNG 地下式貯槽の建設技術に関する研究、東京工業大学博士論文、1997。
- 2) ACI 344: Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures, ACI Journal, 1970.9 (Reaffirmed 1981)。
- 3) 後藤貞雄、中野正文、中澤亨、黒田正信：世界初の埋設式 LNG 地下タンクの開発と建設、コンクリート工学, Vol. 35, No. 2, 1997. 2。
- 4) 半谷裕彦、高山誠、真下和彦：IASS 鉄筋コンクリートシェルの座屈指針(案)、カラム, 101, pp. 75-81, 1986. 7。
- 5) 中野正文：東京ガス扇島地下タンク工事におけるコンクリート施工、基礎工, Vol. 26, No. 10, 1998。
- 6) 中野正文、瀬戸重喜、社本義明：埋設式 LNG タンクにおける鉄筋コンクリート製ドーム屋根の施工、土木施工, Vol. 39, No. 11, 1998。
- 7) 岡村甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則、技報堂出版, 1991。
- 8) IRAWAN P., 前川宏一：PATH-DEPENDENT NON-LINEAR ANALYSIS OF RC SHELLS SUBJECTED TO COMBINED IN-PLANE MEMBRANE AND OUT-OF-PLANE FLEXURAL ACTIONS, 土木学会コンクリートライブラリー No. 30, 1997。

- 9) 土木学会：コンクリートライブラリー 98「LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針」, 1999.12.
- 10) 土木学会：コンクリートライブラリー 93「高流動コンクリート施工指針」, 1998.7.
- 11) 岡村甫編：自己充てん性ハイパフォーマンスコンクリート「P 171～173」社会システム研究所.
- 12) 大内雅博, 小澤一雄, 岡村甫：打設現場における自己充てんコンクリートの受入れ検査用全量試験の開発コンクリート技術シリーズ 19, 自己充てんコンクリートセミナー論文報告集, pp. 89～94, 土木学会, 1997 年 5 月.

(2001.3.23 受付)