

ゆるい砂地盤における LNG タンク基礎の設計と施工

—インドネシア—

DESIGN AND CONSTRUCTION OF LNG TANK FOUNDATION ON LOOSE SAND

—INDONESIA—

し 清 み 水 て 昭 お 男* た 高 の 野 よ 洋 い 一**

1. 概 要

本報告は、インドネシアの国営石油会社プルタミナ (PERTAMINA) によるアルン (Arun) LNG プロジェクトにおける LNG タンクの基礎に関するものである。

アルン LNG プロジェクトは、スマトラ (Sumatra) 島の北部アルン地区 (図-1) に年間生産量 150 万 t の液化装置 3 基と、12 万 7 千 Kl の LNG タンク 4 基及び、その付属施設の建設工事である。工事は昭和50年1月より始まり、昭和53年9月19日にスハルト大統領臨席のもとに完工式が行われ日本向けの積出しが開始された。

当地域は海岸に面した砂質地盤であるが、表層にシルト質粘土と砂質シルトが堆積しておりかなり軟弱であったので、タンク基礎部を地下水位以下約 4 m まで浚渫船により掘削除去し、その後、砂を吹き上げ基礎地盤の造成を行ったものである。この埋め立てた砂の締固めにはパイプフロート工法を採用した。以下この砂地盤の締固めとタンクの水張り試験時の沈下について記述するものである。

2. 土質概要

タンク建設予定地は海岸線に面した低地であり、No. 1, No. 2 タンクは旧日本軍の飛行場があった高い部分にかか

る (図-2)。

土質調査は、ボーリングを行い、砂質土については N 値の測定及び粒度分布を調査し、粘性土については不かく乱試料を採取し圧密試験を行った。ボーリングはタンク 1 基当たりセンター 1 本とシェル部 4 本の計 5 本を行った。

ボーリング調査結果から土層を推定すると、図-3 のように高い部分は、表層に有機物混じりシルト質細砂 (茶褐色) が 2 ~ 3 m 堆積している。この土は乾燥状態 (最適含水比付近) での締固め特性は良いが、含水比が高くなると軟泥化するという性質を有している。

低い部分は以前養魚池のあったところで、表層部は粘土、シルト分が多く軟弱であり満潮時には冠水する。

中層部は細~中砂ないしはシルト混じり細砂で中程度の締まり具合である。この下はかなり N 値の高い粘土質シルトがあり部分的にコーラルをはさんでいる。さらにその下部層は非常に硬い固結した砂 (サンドストーンと称している) の基盤層が分布発達している。

表層部の軟弱粘性土は浚渫船により海側より掘削して取り除き、その後、砂を吹き上げて基礎地盤の造成を行った (図-3 参照)。

3. LNG タンクの基礎構造

LNG タンクの基礎構造は図-4, 5 に示すように地上式の直接基礎であり、凍上防止のためにボトムヒーターを設置している。また、タンクの内圧による揚圧力でシェル



図-1 位置図

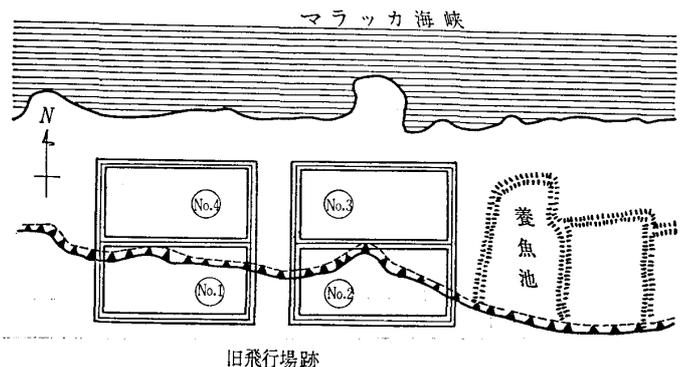


図-2 LNG タンク配置図

*(株)熊谷組 土木設計部 部長

**(株)熊谷組 土木設計部

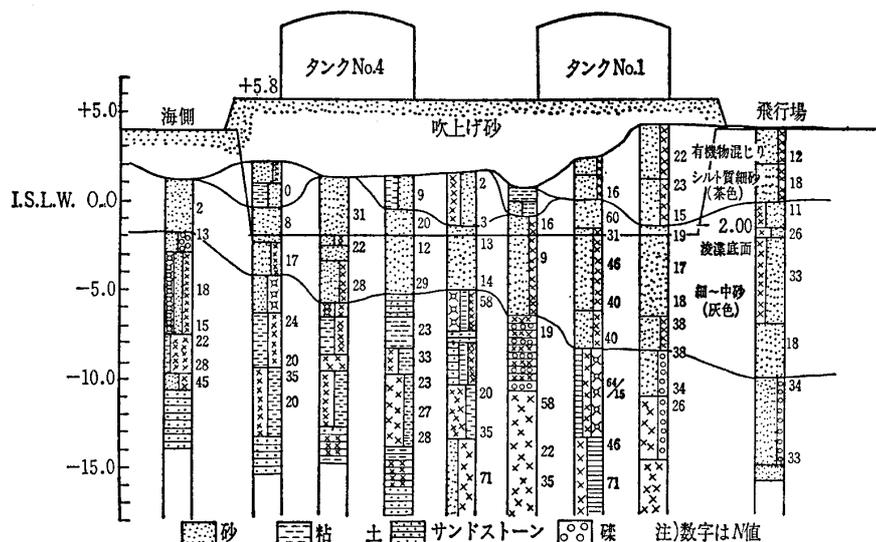


図-3 土層断面図

が浮上するのを防止するために、かなり大きな断面のリングコンクリートを設けている。タンク基礎部の地盤高さは周辺の地盤よりさらに2m高く埋立てを行い地下水位より+4mとした。これはリングコンクリートの施工をドライワークとするためと、リングコンクリートに浮力が働かないようにしてタンクの揚圧力に対して100%アンカーとして作用させるためである。またリングコンクリートの断面は最小限とし経済断面とした。

4. 地震時における埋立て砂の液状化の問題

当区域は、東インド及びビルマより大小スンダ列島に沿って走っている地震帯の一部にかかり(図-6)、統計的にプラントの耐用年数50年の間に最大加速度0.15gの地震が予想されるために、埋め立てた砂の地震時における液状化が問題となる。

図-7は埋立て砂のN値と、地震時における液状化の可能性の範囲を示したものであり、この時の最大地表面加速度は $a_{max}=0.15g$ で地下水位は $GL-3.0m$ である。これより埋立て砂のN値の分布は $GL-4.0m$ から $-9.0m$ の範囲において液状化しやすいか、もしくは土質と地震動の大きさによっては液状化するという範囲に入っている。地下水位より上は吹上げ時の水締め効果によりかなりN値が高く良く締まった状態である。この砂の粒度分布は図-8に示すように、港湾構造物設計規準²⁾によると「特に流動化の可能性あり」の範囲に入っている。またシード(Seed)らの提案した簡便法により、埋立て砂の液状化を起こすせん断応力 τ_{in} と地震時における平均せん断応力 τ_{av} とを比較すると図-9のようになり、 $GL-5.0\sim 8.0m$ の間で液状化する可能性があるものと推定される。

以上検討結果より埋立て砂の地下水位以下の部分において液状化の可能性があり防止対策が必要であることが判明した。

5. 液状化に対する対策

液状化の防止対策として

- (1) 締固めによる相対密度の増大
- (2) 地下水位の低下
- (3) 液状化しにくい粒径の土に置換

以上3方法が考えられる。(3)につい

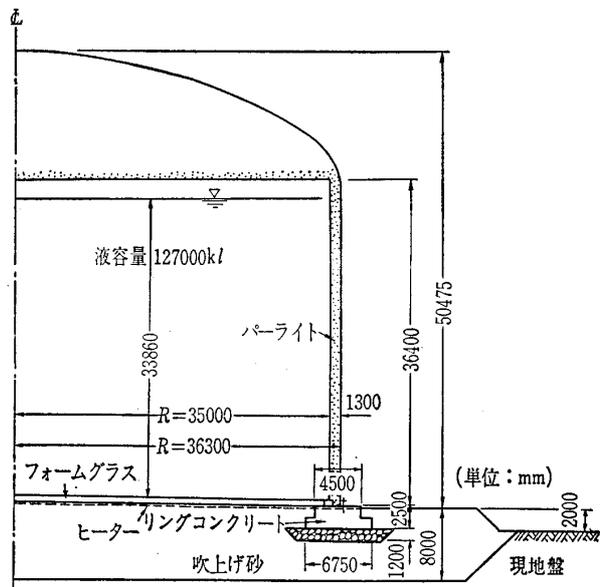


図-4 LNGタンク断面

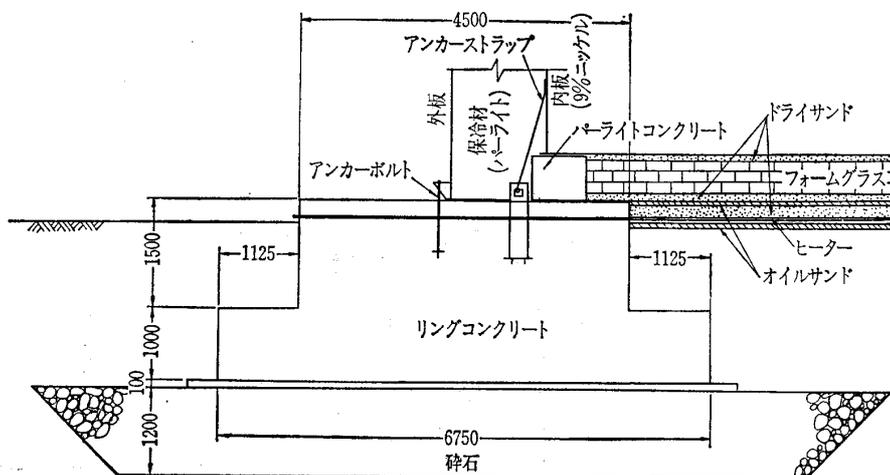


図-5 リングコンクリート部詳細

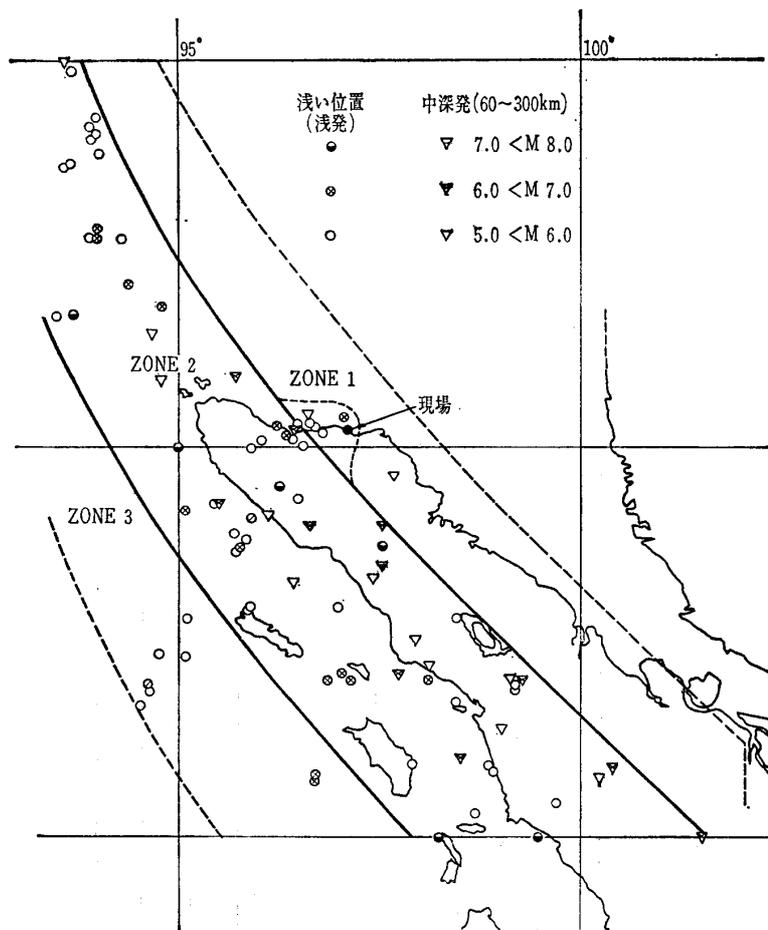


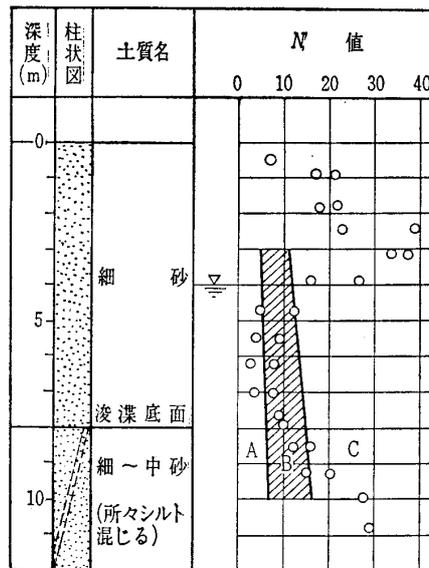
図-6 北スマトラにおける地震帯及び震央位置

はて当地域に適当な材料が大量にないこと及び費用の面より採用できない。(2)はすでに基礎地盤を2m周囲より高くしており相対的に地下水位は下がっているの、液状化に対しては条件はよくなっている。しかし他の設備との関係であまり高くすることはできない。このことから(1)の締固めにより相対密度の増大をはかる方法が妥当と思われ、この締固め工法としてパイプフロート工法を採用した。

締固めの目標値としては、設計最大地表面加速度 $a_{max} = 0.15g$ 、想定マグニチュード $M=7.5$ としてシードラの簡便法により相対密度、最大地表面加速度及び深度の関係を求めると図-10のようになり、この図より液状化に対する安全率を1.5として、最大地表面加速度で0.225gのところを見ると相対密度で55~70%まで締め固める必要がある。この必要相対密度をN値に換算³⁾すると図-11のようになり、これを締固め後の目標N値とした。

6. 改良効果

図-12に示すように改良後の地下水位以下のN値はかなり上昇しているが、改良底面付近においてはばらつきが大きく改良効果も低い。この理由としては改良底部付近はち



A: 液状化し易い B: 土質と地震動の大きさによる C: 液状化しにくい

図-7 埋立て層のN値 (タンク No.1)

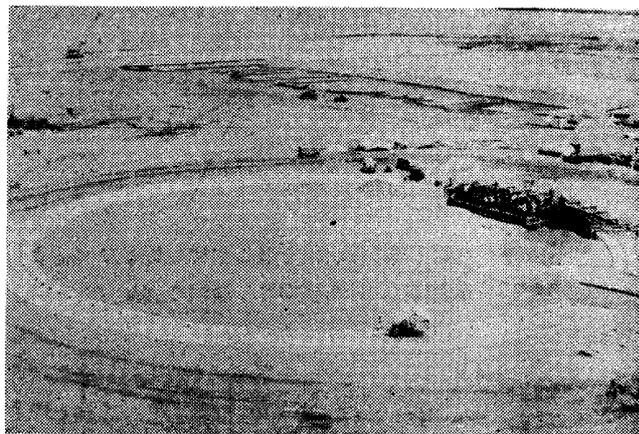


写真-1 リングコンクリート全景 (タンク No. 1) 右上は No. 3 タンク部の吹上げ中

ようど浚渫底面に当たり細粒分が多かったことが原因ではないかと思われる。又、浚渫底面より下の現地盤においてN値の低いところがあるが、ここの粒度を調べたところシルト分以下の粒子の含有量が20~30%もあった。表-1はダッチコーンテストにより各深さのコーン指数 q_c を改良前後において測定してその平均値とばらつきを求めたものである⁴⁾。この表において各深さにおける平均値に対する最大のばらつきの比は改良前においては59~383%と差が大きく、改良後には41~78%と小さくなっている。又、深さ方向の全平均値も157%が改良後には60%と小さくなっており、これより地盤が均一化されていることが判明した。

7. 水張りテストによる沈下

当初水張りの速度を1日50cmずつとして、5.5m、

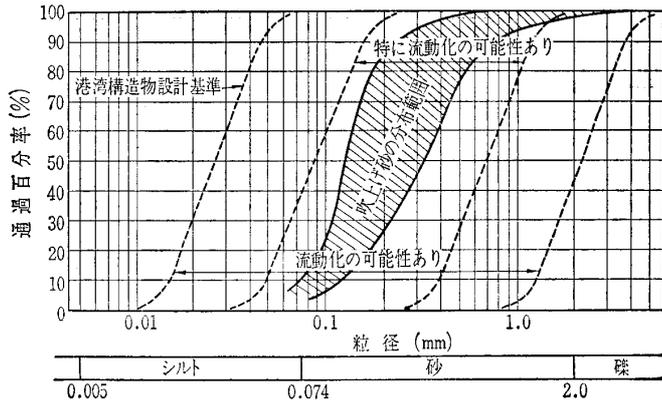


図-8 吹上げ砂の粒度分布

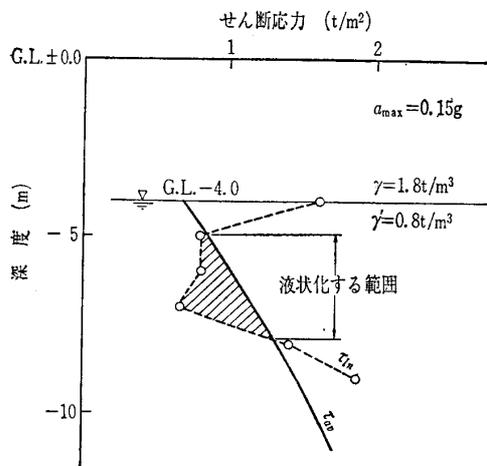


図-9 埋立て層の液化化を起こすせん断応力 τ_{in} と地震時における平均せん断応力 τ_{av}

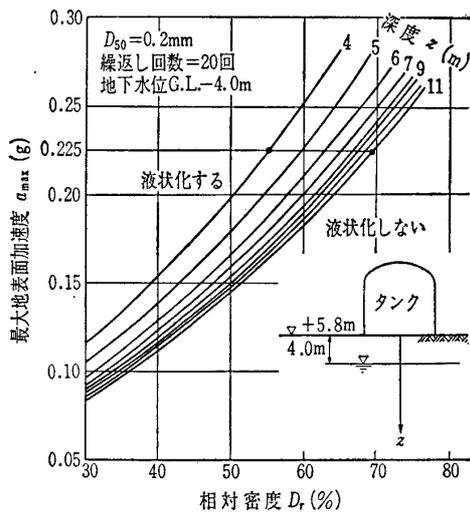


図-10 相対密度と最大地表面加速度及び深度の関係

10.5m, 15.5m, 20.7mの4ステップで行い、各ステップごとに1週間の放置期間を設ける予定であったが、水の供給(淡水)が間に合わず工期が遅れたので、後半は1日1mずつ水位を上げた。この水張りレートを変えたためかどうかは不明であるが、水位が10.5mを越したところから沈

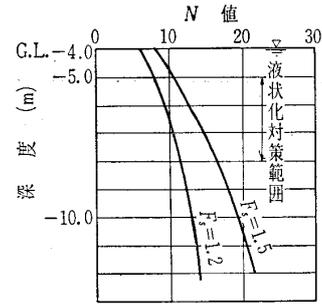


図-11 液化化に対する安全率が1.2及び1.5の場合の必要N値

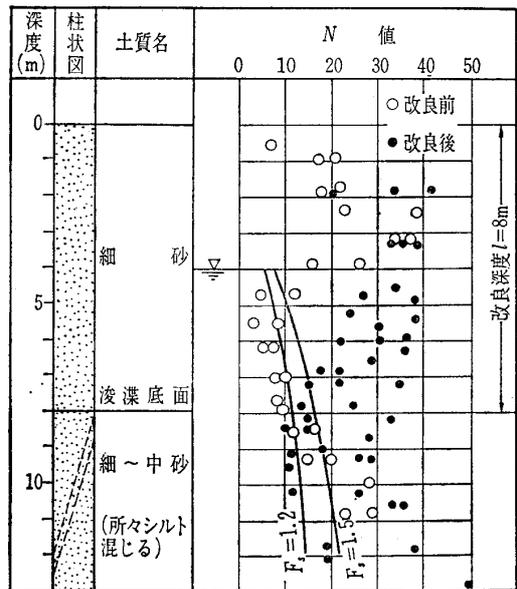


図-12 改良前後のN値(タンク No.1)

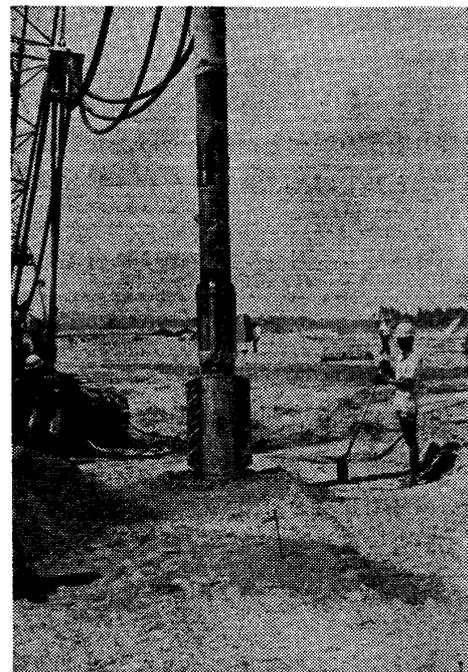


写真-2 パイプフロート工法のパイプフロット (英国セメンテーション社所有)

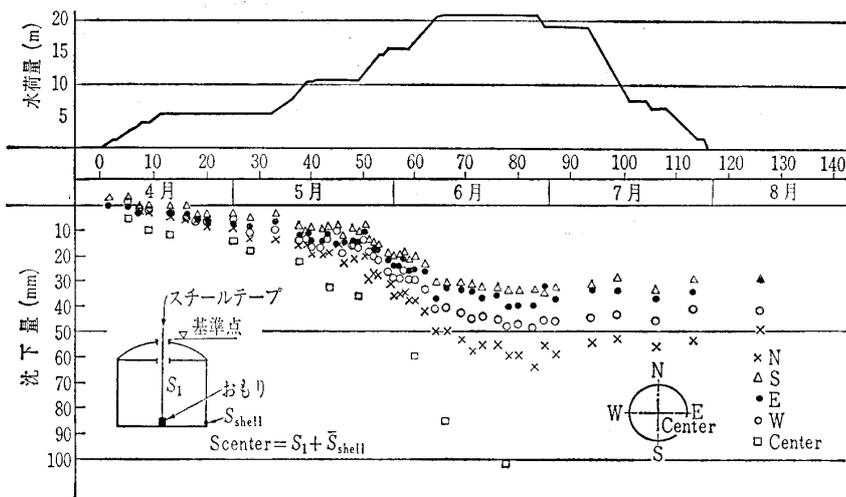


図-13 沈下曲線 (タンク No.1)

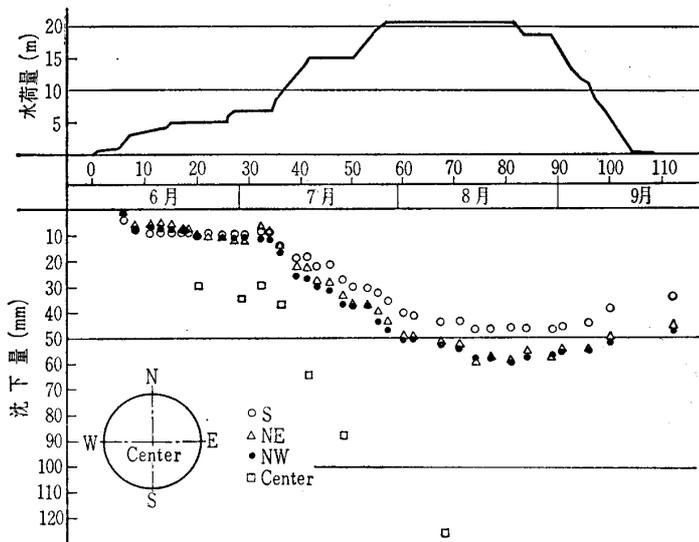


図-14 沈下曲線 (タンク No.2)

表-1 各深さのコーン指数 q_c の平均値とそのばらつき

q_{co}, q_{cmax} : 施工前後の平均値
 Δq_{cmax} : 平均値からの q_c 値の最大のばらつき

深さ (m)	施 工 前			施 工 後		
	q_{co} (kg/cm ²)	Δq_{cmax} (kg/cm ²)	$\Delta q_{cmax} / q_{co}$ (%)	q_{cmin} (kg/cm ²)	Δq_{cmax} (kg/cm ²)	$\Delta q_{cmax} / q_{cmin}$ (%)
1.0	57	45	79	102	52	51
2.0	78	95	122	113	58	51
3.0	87	75	86	118	48	41
4.0	74	44	59	98	61	62
5.0	29	22	76	96	66	69
6.0	12	46	383	78	53	68
7.0	11	32	291	55	43	78
平均値	(50)		(157)	(94)		(60)

下がやや大きくなった (図-13)。No. 2 タンクにおいては最初から1日1mの割合で水張りをを行う計画をしたが、7mまではやはり水の供給の問題で遅れ、7m以後は予定どおり水張りをを行うことができた。この場合 No. 1 と同様に水位が9~10m 付近より沈下量が増加している (図-14)。この時タンク周囲の地盤の挙動を木杭を設置して同時に観測しているが、何ら問題はなかった。なお、センターの沈下量の測定は、タンクの高さが約50mと非常に高いため、タンク頂上にあるマンホールの天端を基準点にとり、これより錘りをつけたスチールテープを垂らし沈下量を測定し、この値にシェル部の沈下量の平均値を足したものをセンターの沈下量とした。測定は同一時刻

に行い、温度による誤差をなるべく少なくするようにした。

表-2 に沈下量の実測値と計算値の比較を示した。この表において計算値はブスマンドビア (Buisman-De Beer) の方法⁵⁾ によった。また、計算値は上層の砂層のみの沈下量であり、下層のN値の高いシルト層の沈下は見込んでいない。なお、実測値は地表面における全沈下量であるので、このことを考慮するとブスマンドビアによる沈下量の計算値は実際より大きめに出る傾向にあった。

図-15, 16は沈下断面図であるが、水張り荷重による沈下の影響はタンク外板より21mぐらいまで出ている。これは、サンドストーンと称する非常に固い固結砂層までの深さ約20mとほぼ一致している。

タンク No.2 において水張り前後に底板の高さを測り沈下量を測定した (図-17)。これによるとタンクセンターとシェルとの中間における沈下量はセンターの沈下量とほぼ同程度であった。

図-18, 19は水張り時の最大沈下時におけるシェル部の不同沈下量を示したものであるが、全体的に海側に傾斜しており、傾きは No. 1, No. 2 タンクでそれぞれ 4.13×

表-2 沈下の実測値と計算値の比較

		①実 測 値	②計 算 値	①÷②×100 (%)
タ	N	6.4 cm	5.7 cm	112.3
ン	E	4.0	5.5	72.7
ク	S	3.4	3.9	87.2
No.	W	4.9	4.1	119.5
1	センター	10.2	8.6	118.6
タ	NE	5.9	7.8	75.6
ン	S	4.6	4.8	95.8
ク	NW	6.0	10.1	59.4
No.	センター	12.7	12.8	99.2
2				

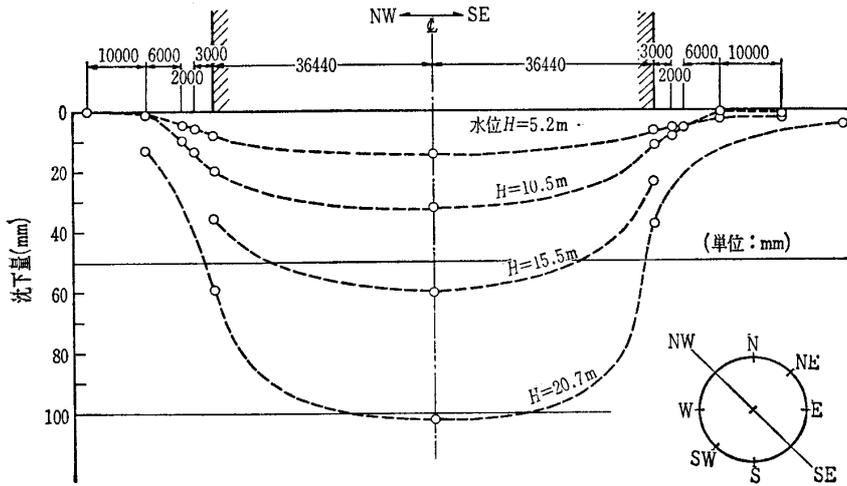


図-15 沈下断面図 (タンク No. 1)

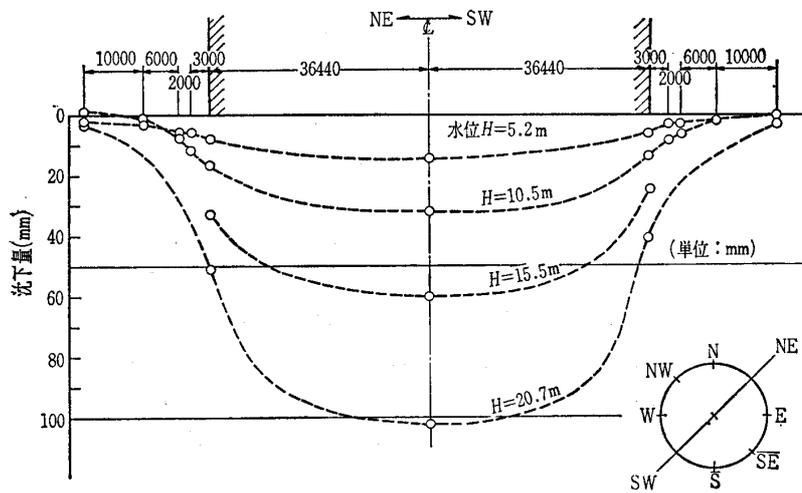


図-16 沈下断面図 (タンク No. 1)

10^{-4} と 1.93×10^{-4} であり、となり合わせの測点での最大傾斜はそれぞれ 4.56×10^{-4} と 2.81×10^{-4} であり当初想定値より低かった。水張り期間中リングコンクリートの表面をチェックしたが、沈下量が少ないため何ら問題はなかった。

8. あとがき

以上の報告は、LNG タンク基礎4基分のうちタンクが完成し、水張り試験のデータのある2基分について述べたものである。プロジェクト全体のエンジニアリングは米国のベクテル社が行っており、LNG タンクの基礎については日本のタンクメーカーであるトーヨーカネツ(株)のもとで設計及び施工管理を行ったものである。なお、ボーリング資料及び土質試験データはベクテル社が行ったものを参考にした。

参考文献

1) Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971): Simplified Procedure for Evaluating Soil liquefaction Potential, Jour.

of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249~1273.
 2) 港湾構造物設計規準：日本港湾協会, 1971年4月
 3) Gibbs, H.J., and Holz, W.G.: Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test, Proc., 4th ICSM, Vol. 1, pp. 35~39, 1957.
 4) 渡辺隆：パイプフロレーション工法に関する研究, 鹿島建設技術研究所出版部, 1962年
 5) De Beer, E.: Settlement Records of Bridges Founded on sand, Proc. II Ind ICSM, 1948, Vol. II, the Netherlands, pp. 111.

(原稿受理, 1978.10.16)

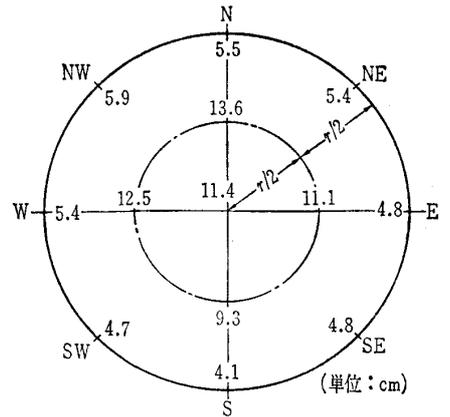


図-17 タンク底板の沈下量 (タンク No. 2)

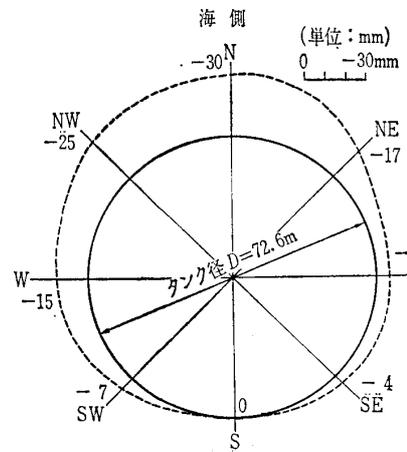


図-18 シェル部不同沈下量 (タンク No. 1)

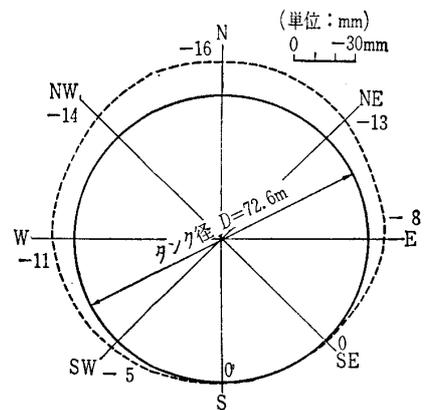


図-19 シェル部不同沈下量 (タンク No. 2)