

(68) 吹付けコンクリート及びロックボルト工法による大規模円筒掘削の計測結果に関する一考察

東京ガス(株) 正会員 小松原 徹
東京ガス(株) 正会員 青木 浩之
清水建設(株) 正会員 ○西川 洋二
清水建設(株) 正会員 田中 佳利

The Study on The Observed Results during The Large-scale Cylindrical Excavation with Shotcrete and Rockbolts

Toru KOMATSUBARA Tokyo Gas Co., Ltd.
Hiroyuki AOKI Tokyo Gas Co., Ltd.
Yoji NISHIKAWA Simizu Corporation
Yoshitoshi TANAKA Simizu Corporation

Abstract

The excavation work for the LNG in-ground tank, which is now under construction at Negishi Terminal of Tokyo Gas Co., was carried out by securing the stability of mudstone with shotcrete and rock bolts.

This report presents designing and execution of the excavation work, measurement results during excavation and simulation results based on the measurement results.

1 はじめに

東京ガス(株)根岸工場では、現在容量85,000klのLNG地下式貯槽を建設中である。通常、地下タンクの山留工法は、貯槽規模、地盤条件、施工環境などに応じて経済性、工期などを考慮して決められており、一般的には地中連続壁が採用される場合が多い。しかしながら、本貯槽建設地点は、比較的良質な泥岩層が浅い範囲に分布していたため、本貯槽ではこの泥岩層の自立性に着目した山留構造を採用し、平成3年6月に約7ヶ月の掘削期間を経て床付けが完了した。

本報告は、この泥岩層の山留構造に関する設計・施工並びに施工時の計測結果及びその結果に基づくシミュレーション解析結果について紹介するものである。

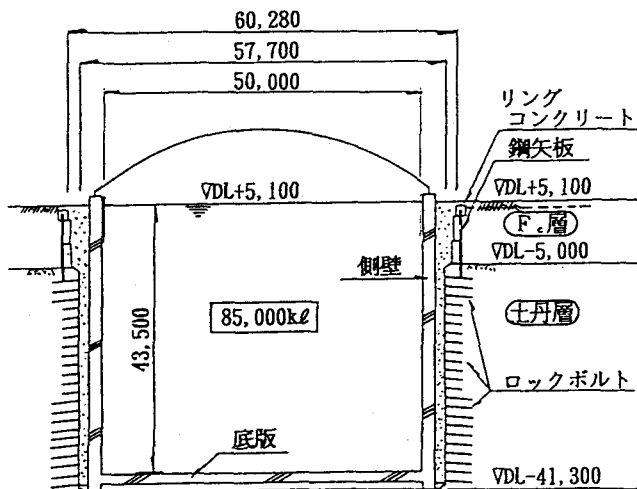


図-1 貯槽概要

2 工事概要

本貯槽の構造を図-1に示す。本貯槽は、内径50m、液深43.5mの円筒形RC構造であり、当該地盤を円筒状に掘削（内径58m、掘削深さ46m）した後躯体を構築する開削順巻工法で現在施工中である。一方、貯槽建設地点の地盤は、N値1～2程度の沖積シルト層が約10m堆積した下位に、通称“土丹”と呼ばれている第四紀更新世の泥岩層がほとんど不陸なく分布している。またこの土丹層を対象としたサンプリング調査によると、部分的に細砂、浮石などが混入するもののクラック、節理などがほとんど存在しない比較的均質な地盤であることが明らかになっていた。

そこで、本貯槽では、軟弱層部に鋼矢板及びリングコンクリートによる山留壁を構築した後、土丹層部は土丹層の自立性を活かした『吹付けコンクリート及びロックボルト』による地山保護工を行いながら掘削した。軟弱層部は鋼矢板打設後、掘削、リングコンクリート打設を3ロットに分けて行い約10mの山留壁を構築した。また、土丹層部は全高36.3mを24ロットに分けて直切掘削した。

3 地山保護工の設計

地山保護工の設計では、掘削段階を考慮した非線形岩盤応力解析（全応力解析）及び直線すべり法による地山安定計算を実施し、掘削時の地山安定性を検討した。

(1) 解析モデル及び解析定数

解析モデル及び解析定数を図-2及び表-1示す。

解析モデルは側方境界77.5m、下方境界160mの軸対称モデルとした。また、ロックボルトによる補強効果を考慮するために、軸剛性を有する棒要素としてロックボルトをモデル化した。一方、地山の力学モデルは、掘削に伴う地山物性値の変化を考慮するために電力中央研究所林・日比野¹⁾によって提案された非線形モデルを採用した。このモデルは、図-3に示すように応力円の破壊包絡線への接近度を表す無次元パラメータ（破壊接近度 R' ）によって、地山の非線形特性を表現するモデルである。これらの解析定数は隣接タンク建設時のコア試料による三軸圧縮試験（CD試験）及び原位置試験（ロックボルト引抜試験など）の結果より設定した。また、地山安定条件は下記の3つの判定によった。

① 地山の応力状態が破壊包絡線に接近する度合いにより判定する。

破壊に対する安全率： $F_s \geq 1.5$ and $R' \geq 1/3$

② 地山の引張応力に対して判定する。

引張応力 $\sigma_3 \leq \sigma_t = 1.2 \text{ kgf/cm}^2$ （土丹の引張強度）

③ ロックボルトの軸力に対して判定する。

ロックボルト軸力 $P \leq P_y = 18.3 \text{ t/本}$ （降伏耐力）

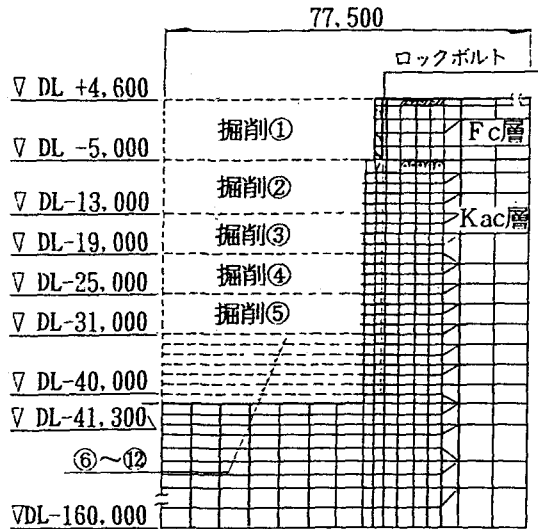


図-2 解析モデル

表-1 解析定数

	$\gamma (\text{tf/m}^3)$	強度定数	変形係数 (kgf/cm^2)	ν
Fc	1.55	$C = 2 \text{ tf/m}^2$ $\phi = 0^\circ$	25	0.4
Kac	1.90	$\tau_R = 45 \text{ tf/m}^2$ $\sigma_t = 23 \text{ tf/m}^2$	3,800 ～ 8,500	0.3

$$R' = d/D \Leftrightarrow F_s = D/(D-d) \\ (\tau/\tau_R)^* = 1 - \sigma/\sigma_t$$

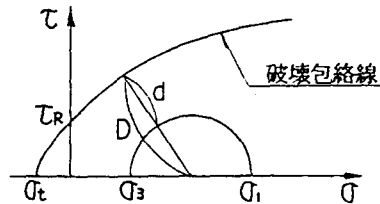


図-3 土丹の力学モデル

(2) 解析結果

ロックボルトを考慮しない無支保解析では、最終床付け面より上方8mの範囲で前記の地山安定条件を満足しない結果となった。そこで、地山安定条件を満足するロックボルトの配置パターンを種々検討し、最終的に図-4に示すロックボルト仕様で所定の安定条件を満足することが明らかになった。図-5に最終掘削段階における無支保解析及び有支保解析(ロックボルトを考慮した解析)の安全率分布を示す。

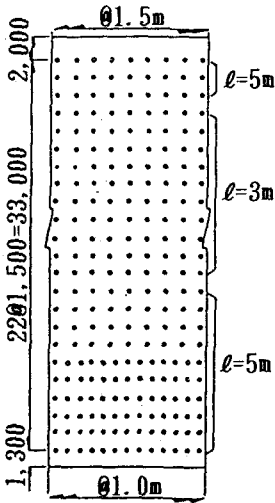


図-4 ロックボルト仕様

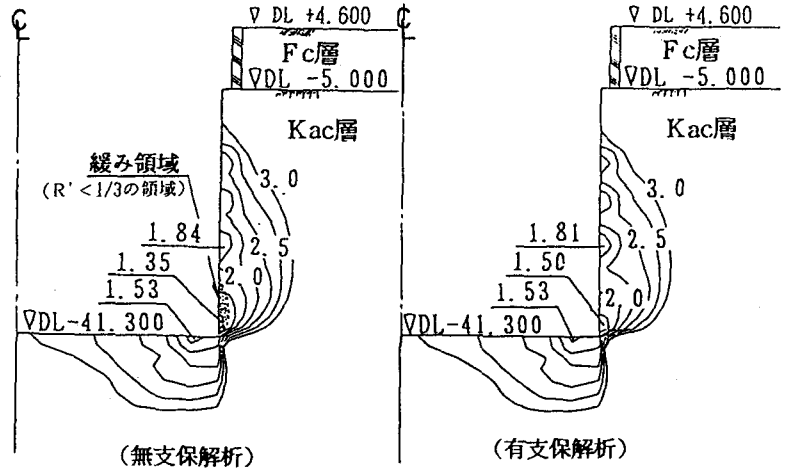


図-5 局所安全率 (F_s) の分布

また、本貯槽では、岩盤応力解析による地山全体の安定性評価と合わせて、以下に示す3ヶ所の滑り安定計算を行って最終的なロックボルト仕様を設定した。

①の鋼矢板根入れ部の安定計算は、軟弱層掘削時に鋼矢板前面土丹が受けている受働抵抗が土丹掘削に伴い低減するために行うものであり、地盤反力と上載荷重に対してロックボルト及び仮想滑り面のせん断抵抗力を考慮した。

②の肌落ち防止用安定計算は、直切り面の局所的な肌落ちとして、内在する亀裂に沿った表層剥離を仮定してクサビ状の剥離面を想定した。

③の直切り面の全体安定計算は、直切り面に強度の低下した緩み領域が存在した場合の全体的な安定について検討した。

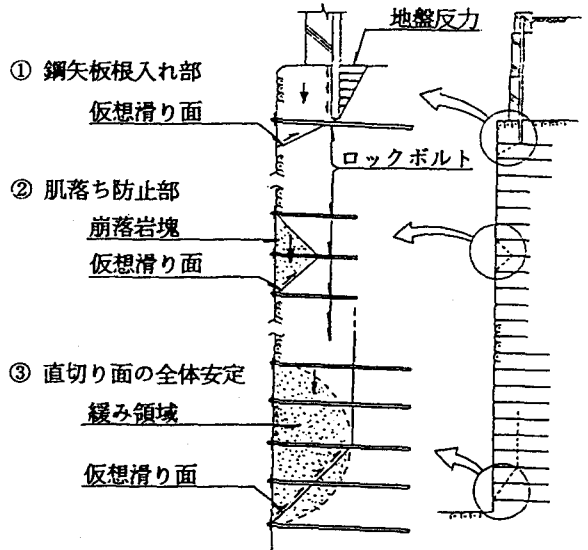


図-6 滑り安定計算

4 施工時計測

(1) 計測計画及び計測管理方法

本工事で実施した施工時の計測項目及び計測頻度を表-2に示す。このうち、地山変位の計測は可動式傾斜計によって行い、全長55mを6方向、全長75mを2方向の合計8方向で実施した。またロックボルトの軸力計測は、3方向×6段の計測配置とした。

これらの計測値に対する計測管理フローを図-7に示す。
本工事では、各計測項目の管理基準値として以下の2種類の管理値を設定した。

- ① 掘削許容値： 地山安定のための限界値であり、計測値がこの値を越えた場合は、掘削を中止して緊急に対策を協議する。
- ② 処置限界値： 最終掘削までの各掘削段階での安全性を考慮して設定する限界値であり、計測値がこの値を越えた場合は以降の掘削段階で掘削許容値を越える可能性があるため対応を検討する。

このうち、地山変位については、実測値が設計予測値(解析値)と異なる挙動を呈したときに、実測結果をフィードバックさせたシミュレーション解析を実施し、そのつど地山の安定性を確認しながら掘削を進める方法を採用した。

(2) 計測結果

図-8に最終床付け時における地山変位の実測値(全周平均)及び解析値を示す。これより、解析による地山変位は床付け地盤面で8mm程度内側に生じ、さらに床付け上方10mの範囲で大きくはらみ出す下膨れの変形モードを示しているのに対して、実測値は床付け面ではほとんど変位が生じず、床付け面より上方に向けて変位が順次増加する上膨れの変形モードを示す結果となった。また、変位量についても実測値は解析値の半分程度であり、両者は大きく異なる傾向を示した。図-9は、実測値及び解析値を深度方向10m間の相対変位に換算して、各掘削レベルごとにプロットしたものである。これより、(10~20)m間及び(20~30)m間の相対変位は、ピーク値を示す掘削レベルまで実測値と解析値が比較的良く一致しているが、それ以降の掘削の進行に伴い両者の傾向が大きく異なる結果となった。これに対して、(30~40)m間の相対変位はピーク値が生じる以前

のDL-30m付近から両者に差が生じる傾向を示した。

また、ロックボルトの軸力については、図-6に示す滑り安定計算において、地盤反力の影響を受ける鋼矢板根入れ部直下で8~9t(解析では15t)程度の軸力が発生したが、2段目以降については最大でも2t程度であり解析値の(7~18t)よりもかなり小さめであった。

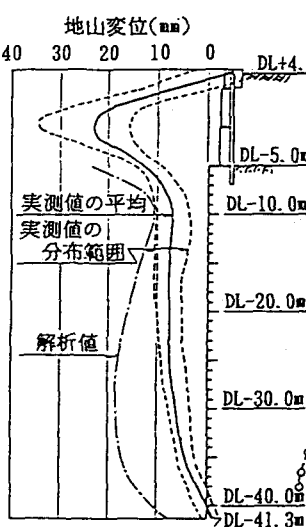


図-8 地山変位

表-2 計測項目と計測頻度	
計 測 項 目	計 測 頻 度
リングコンクリートの鉄筋応力度	1回/日(自動計測)
地山変位	2回/週
山留壁頂部のオーバル変位	2回/週
ロックボルト軸力	1回/日(自動計測)

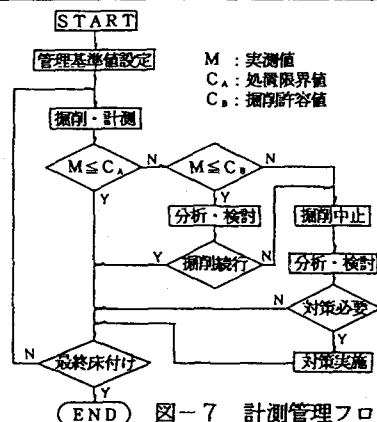


図-7 計測管理フロー

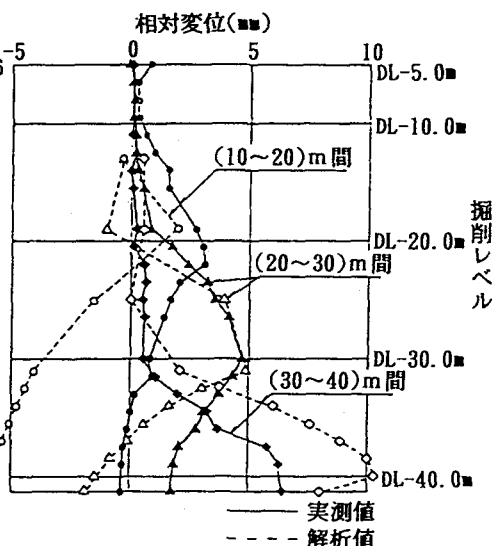


図-9 地山の相対変位と掘削レベル

一方、地山変位は最終床付け完了以降僅かながら増加するもののほぼ一定値を示しており、クリープ変形的な挙動は生じていない。また、ロックボルトの軸力についてもその発生時期はロックボルト打設直後であり、掘削の進行に伴って増加する傾向はほとんど生じていない。

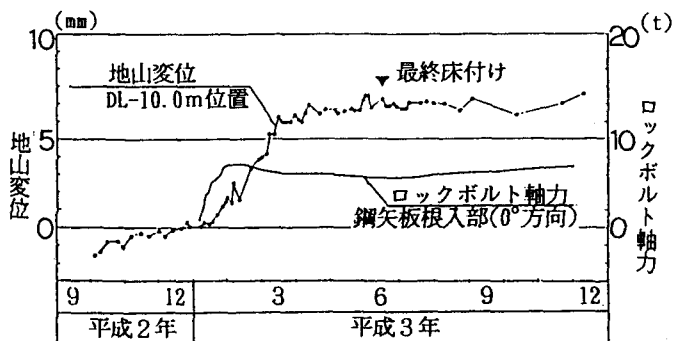


図-10 地山変位とロックボルト軸力の経時変化

表-3 室内及び原位置試験結果 (kgf/cm²)

レベル	変形係数 $E_{5.0}$
a. DL-12m	3,750
b. DL-35m	5,690
c. DL-56m	9,580
d. DL-58m	9,760
e. DL-55m	10,820
f. DL-57m	12,340
g. DL-56m	7,570

a, b: 一軸圧縮試験結果、
c~: 孔内水平載荷試験結果 (除荷時)

5 シミュレーション解析

図-8に示すように実測された地山変位がモード、変位量とも解析値と異なる挙動を呈したため、地山変位に着目したシミュレーション解析を実施し、設計に用いた解析定数の見直しを行った。パラメータは土丹の変形係数 E と地山の初期側圧係数 K_0 である。

変形係数については、本貯槽掘削時に深度別に2ヶ所でサンプリングした室内試験結果及び隣接地区で実施した孔内水平載荷試験の結果 (表-3) より推定した。また、初期側圧係数については、実測変位量と一致するように合わせ込みを行った。この結果、変形係数については、深部では孔内水平載荷試験時の除荷時の変形係数にほぼ近く、固結度が低い浅部ではその半分程度、また初期側圧係数については、浅部で $K_0=1.0$ 、深部では $K_0=0.75$ 程度とした場合に実測値とほぼ一致することが明らかになった。図-11にシミュレーション解析と実測値の変位について示す。

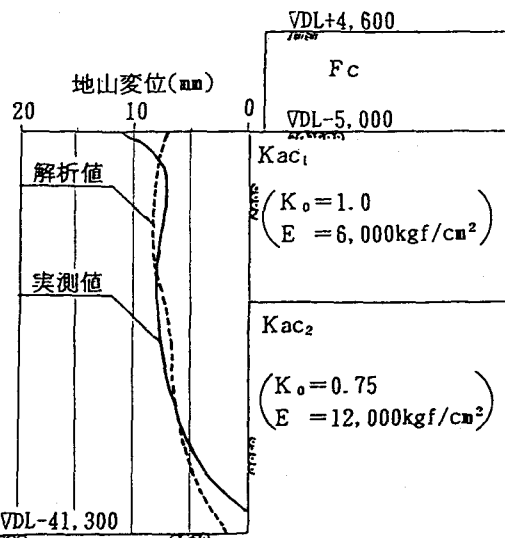


図-11 シミュレーション解析結果

6 あとがき

本報告では、吹付けコンクリート及びロックボルトによる地山保護工の設計・施工及び計測結果について紹介した。さらに、掘削途中段階で行った室内試験結果及び原位置試験結果より、地山物性値の見直しを行って地山の実測変位をシミュレートさせた。しかしながら、今回の検討だけでは一般性を以て実情に即した地山物性値を定量的に推定するまでには至っておらず、今後さらに詳細な検討が必要と思われる。

(参考文献)

- *1 林正夫、日比野敏：地下の開削にともなう周辺地盤の緩みの進展に関する解析、電力中央研究所技研報告 No. 67095, 1968