

秋田石油備蓄西基地地中式原油タンク的设计・施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF IN-GROUND OIL TANKS AT AKITA OIL STORAGE COMPANY LTD. WEST BASE

永田英敏*・植出和雄**・久野英郷***・林 博****

By Hidetoshi NAGATA, Kazuo UEDE, Hidesato KUNO and Hirokazu HAYASHI

Akita National Oil Reserve Base which has a total storage capacity of 4.5 million kilolitres is now under construction in Oga city in Akita prefecture. In this report the civil engineering works of four in-ground oil tanks which have a capacity of 305 000 kilolitres each are introduced.

The tanks are now near completion using the usual lining method with soldier pile and rock anchor retaining walls in a mudstone stratum. The excavation work, which has a diameter of 96 meters and a depth of 39 meters, is one of the largest vertical excavation works in Japan. Focuses are mainly in the introduction of the design concept, the analysis of monitoring during the excavation, and the evaluation of the design concept.

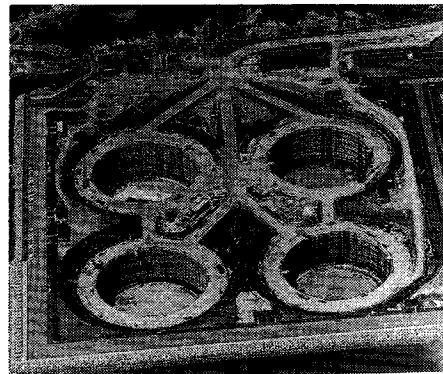
Keywords: in-ground oil tank, mudstone, excavation, observation construction, rock anchor

1. ま え が き

現在、秋田石油備蓄株式会社は、国家石油備蓄計画の一環として、秋田県男鹿市船川地区において西基地および東基地の備蓄基地を建設中である。本報告は、このうち先発工事としてはほぼ完成間近となっている西基地地中タンク工事について、主に設計技術的な立場から、その概要を取りまとめたものである。

秋田石油備蓄基地は、昭和56年度に実施されたフィージビリティ・スタディに始まり、その後の各段階の技術検討を経て、最終的には、施設配置上の制約および建設地点の地質条件などから地中タンク方式を採用し、西基地で30.5万klタンク4基、東基地で35.3万klタンク8基を建設し、払出しタンク4基(44万kl)とあわせて総貯蔵容量約450万klを備蓄する計画である。

地中タンクの施工法については、順巻き工法、逆巻き工法、ケーソン工法等を中心に比較検討した結果、親杭・



写真—1 西基地建設状況

ロックアンカー式山留めを用いた順巻き工法を採用している。

本工事は、建設地点の地質を構成する新第三紀の海成堆積岩(泥岩、頁岩等)を親杭・ロックアンカー等で支保しながら、直径約96m、深さ約39mの大規模鉛直掘削を行った後に躯体を下部より構築するものであり、その規模、難度からいってわが国でも第一級の掘削工事といえよう。特に、泥岩地山はトンネル工事等で数多く報告されているように掘削による応力解放やスレーキングにより、膨張や膨脹の発生、強度の劣化を起こしやすい

* 秋田石油備蓄(株)建設部調査役

(〒105 港区虎ノ門3-5-1)

** 日鉱エンジニアリング(株)エンジニアリング事業部技師長(同上)

*** 正会員 鹿島建設(株)土木設計本部設計長

(〒163 新宿区西新宿2-1-1)

**** 正会員 清水建設(株)土木本部設計部課長

(〒108 港区三田3-13-16)

性質のため、土砂地山や硬岩地山に比べ特殊な配慮が必要となる。

当地中タンクの基本計画段階においては、山留工およびタンク躯体を設計するうえにおいても解決しなければならない次の問題があった。

(1) 泥岩については、強度・変形特性、およびそのひずみ依存性や時間依存性といった基本物性の把握がコアサンプルを対象として解明されているものの、地山全体規模としての取扱い方が確立されていない。

(2) タンク躯体の大部分が岩盤中に構築されることから、躯体と岩盤との相互作用すなわち、岩盤部のばね定数の評価や岩圧の評価が設計上重要な項目であるが、その手法が確立されていない。

ここでは、これらの懸案事項について調査段階で得られたデータをもとに評価検討を行って、山留工および躯体の設計を実施したが、施工中の計測や確認調査で設計の妥当性を確認することができたのでその概要を報告する。

2. 工事概要

(1) 工事概要

a) 地中タンクの概要

地中式原油タンクの位置図、平面図、構造図および主要数量表を図-1~3、表-1に示す。

主要寸法は内径 $\phi=90\text{ m}$ 、液深 $h=48\text{ m}$ (容量 30.5 万 kL) と地中式タンクとしては世界最大であり、掘削土量も4基合計で約 150 万 m^3 となる。本タンクは泥岩中に設置されるため、泥岩の大規模鉛直掘削 ($\phi=96\text{ m}$ 、 $h=39\text{ m}$) を行った後、順巻き工法により躯体を構築した。また、山留めは経済性を考慮し、親杭・ロックアンカー式山留工法を採用した。

また泥岩中を浸透してくる湧水は排水碎石層 ($t=1.2\text{ m}$) に導き、各タンク4か所に設けられた集水槽から排水することで底版に水圧を作用させない構造とし、底版厚さの低減と安全性の確保を図った。

地中式原油タンクは、貯蔵油の圧力、周辺岩盤の圧力、地下水圧、地震力等種々の内圧、外圧を受け持つ鉄筋コ

ンクリート造 (側壁 $t=2.7\text{ m}$ 、底版 $t=0.5\text{ m}$) の外殻と、その内側に設置する液密を保つためのライニング鋼板から成り立つ。

タンク周辺には注水システムを設け、タンク周辺の水位を一定に保つこととし、側壁にかかる水圧を均等にして偏水圧を作用させない構造とした。

b) 地質概要

男鹿半島南岸地域の地質は、新第三紀の頁岩、泥岩、シルト岩、砂岩などから構成される厚い海成堆積岩層となっている。この堆積岩の下には火山噴出物が累積しており、さらに、この下部は先新第三紀の花崗岩質基盤岩となっている。

建設地点である船川地区の地質は新第三紀船川層 (層厚約 $600\sim 800\text{ m}$) に属し、暗灰色~黒灰色泥岩を主体として灰色~灰白色凝灰岩・凝灰質砂岩と互層をなして

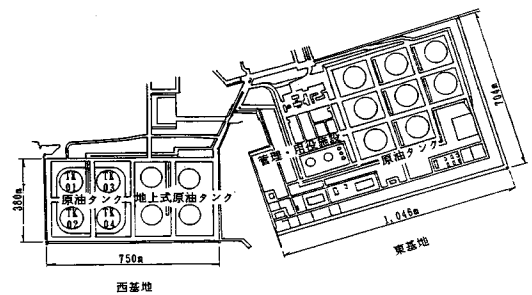


図-2 平面図

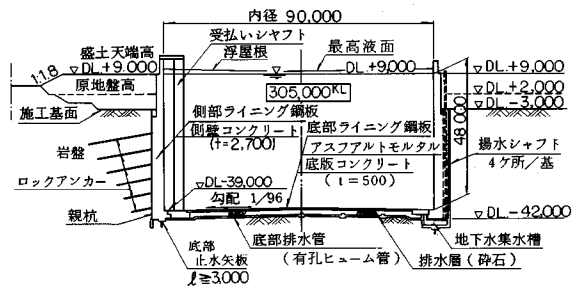


図-3 地中タンク構造図

表-1 土木工事主要数量表 (4基分)

工 事	数 量	備 考	
山留め 工事	ロックアンカー	1,795本	SEEB工法、VSL工法
	ロックボルト	7,963本	
	吹付けコンクリート	45,583 m ³	t = 80mm
躯体 工事	鉄 筋	12,292 t	SD30, SD35
	コンクリート	18,600 m ³	側壁300kg/cm ³ , 底版240kg/cm ³
	砕 石	27,330 m ³	t = 91mm
	アスファルトモルタル	24,836 m ³	
土工事	掘 削	1,482 m ³	2次掘削: 1,070 m ³
	埋戻し、盛土	750 m ³	

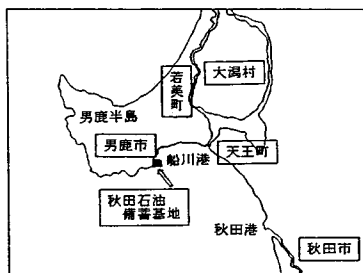


図-1 位置図

いる。走行は N 60° W ~ E-W で傾斜は 5 ~ 10° NE を示す。地質断面を図-4 に示す。

現位置試験および物理・化学試験等の室内試験を行った結果、この泥岩の特徴としては以下のとおりである。

- ① 岩盤区分 $C_L \sim C_M$
- ② $q_u = 15 \sim 40 \text{ kgf/cm}^2$
- ③ 高いスレーキング性を示す。
- ④ 吸水膨脹性を若干有するがその程度はトンネル工事などで問題となるような膨脹性泥岩に比べて小さい。

c) 工 程

工事工程を表-2 に、工事フローを図-5 に示す。昭和58年5月に工事を開始し、60年10月に掘削工事、62年9月に躯体工事、63年10月に盛土工事を完了し、現在は付帯工事を残すのみである。

地質凡例

時代	地層名	記号
第四紀	埋土	B1
	新川	
第三紀	船	M
	泥 岩	Ts
	凝灰質砂岩	A1
紀世層	泥岩・凝灰質砂岩互層	Sm

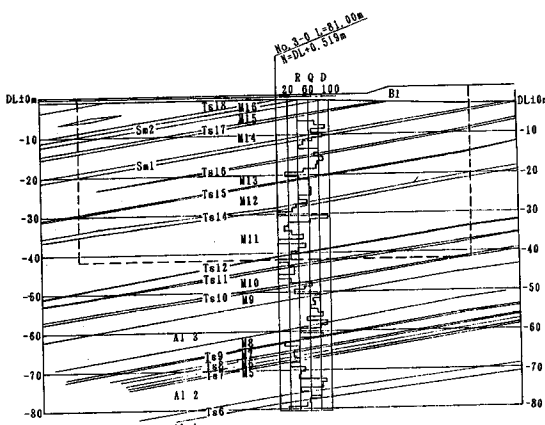


図-4 地質断面図 (N-S 断面)

表-2 土木工事工程表

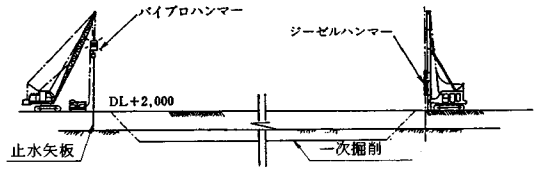
工 種	年 度						平成 1
	昭和 58	59	60	61	62	63	
止水矢板工	-						
1次掘削工	-						
埋戻し盛土工							-
親杭工	-						
2次掘削工 (ロックアンカー・吹付C)		-					
底部止水矢板工			-				
集水槽工				-			
底版・排水層工					-		
側壁工						-	

(2) 設計概要

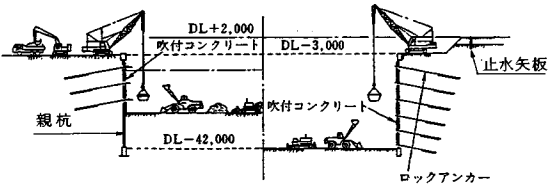
躯体の構造設計においては、岩圧、地下水圧、地震の影響、温度応力等複雑かつ多種の荷重を受けるため、本体の応力解析はもちろん、荷重の設定においてもこれら複雑な状況を忠実にモデル化したFEMによる解析を実施し、最も厳しい荷重条件の把握およびこれに耐える構造の設定を行っている。特に、岩盤の強度・変形特性はひずみ依存性および時間依存性があることから、施工状況を加味した逐次掘削解析を行い、掘削時の岩盤の自立性の確認、完成後の岩圧のチェック等を行い、設計精度の向上を図っている。

設計フローを図-6 に示す。

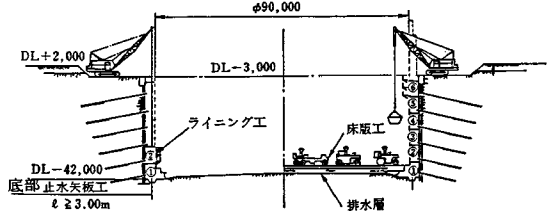
① 止水矢板工



② 掘削工



③ 側壁工 (地中部)・底版工



④ 側壁工 (地上部)・埋戻し盛土工

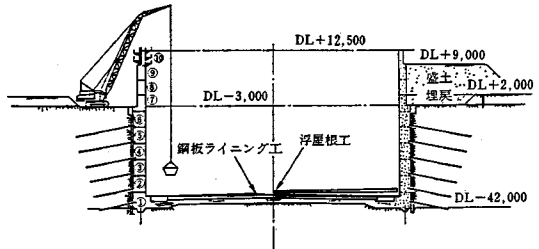
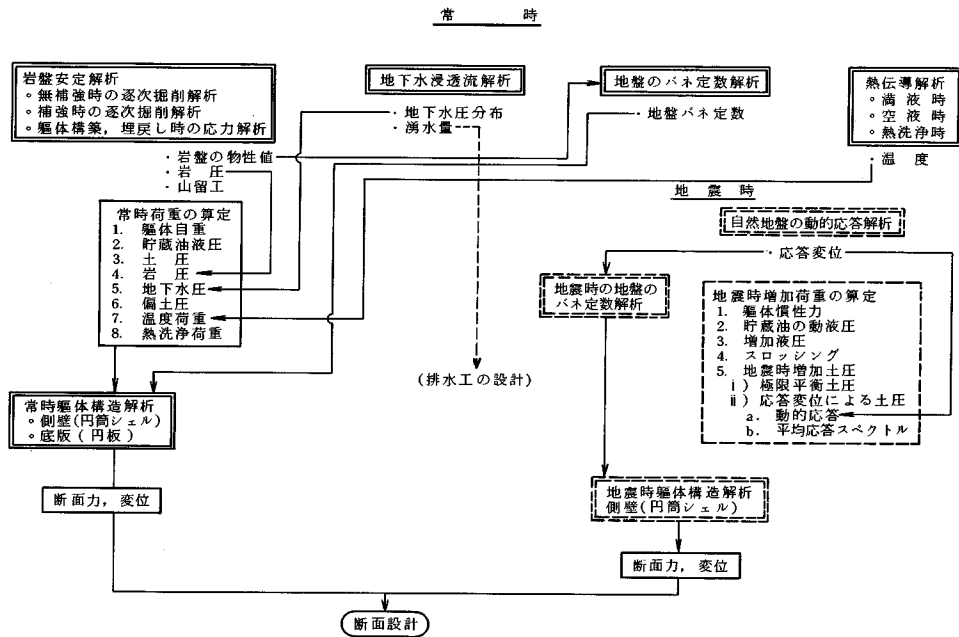


図-5 工事フロー



図—6 設計フロー図

3. 掘削工事の管理結果および設計の評価

地中タンクは、泥岩中に構築するものであり、掘削に伴う泥岩の性状変化は施工時の山留工および躯体に大きな影響を与える。このため、事前の地質調査および泥岩特有の膨張性およびスレーキング性などの調査結果に基づいて計画を行うとともに、施工時に際しては、地山の变形、ロックアンカー張力の測定を行い、さらに掘削壁面の地層観察および周辺地盤の地下水の変動を観測しながら地山の安定性、および設計の妥当性について検討を行った。

以下にその概要について述べる。

(1) 泥岩の特性

a) 設計用物性値

タンクの建設に先立って設計・施工に必要な詳細な地質の分布、岩盤状態、岩質の物理的、力学的性質を把握することを目的に地質調査を実施し、この結果をもとに表—3に示す設計用物性値を設定した。

b) 膨張特性

一般に泥岩は、掘削時の応力解放等の応力変化により吸水膨張を起こしやすいことが知られており¹⁾、長期間にわたり膨張が続くと、側壁躯体が完成した後も泥岩の膨張により岩圧が増加し、その程度によっては躯体の安全性に問題が生じる。そこで、掘削に先立ちタンク構築深度の代表的3地点の泥岩のコアサンプリングを行い、化学試験、物理試験、吸水膨張率試験および吸水膨張圧

表—3 設計用物性値

岩盤	単位体積重量	Coulombの破壊基準		Mohrの破壊基準		緩み領域の破壊基準		変形係数	ポアソン比	非線形変形特性	クリープ定数	
	γ (t/m ³)	ϕ (°)	C (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_2 (kgf/cm ²)	ϕ (°)	C' (kgf/cm ²)					E ₀
岩盤(I)	1.87	27.7	5.3	4.5	7.6	27.7	1.3	3500	0.37	E/E_0 $R + 0.18$ $0.25 \times (1-R)$	0.5	0.02
岩盤(II)	1.87	25.7	7.9	5.6	9.9	25.7	2.0	5400	0.37	"	0.5	0.02

(注) 岩盤(I), (II)の区分は図—9に示す。

試験などを実施した。

試験の結果、吸水膨張率は0.09~1.12% (平均0.62%)であり、吸水膨張圧は0.11~0.90 kgf/cm² (平均0.52 kgf/cm²)であった。吸水膨張率の値としては、通常の膨張性泥岩たとえば鍋立山トンネルの場合の膨張量(4~8%)²⁾に比較するとそれほど大きな値ではない。また、吸水膨張の時間依存特性は、双曲線法で近似した結果、60~240日程度で最終膨張量の90%を終了することが判明した。そのため、掘削終了から躯体構築までの期間(約4か月)を考えると吸水膨張圧による躯体への影響はほとんどないものと判断できた。

c) スレーキング特性

一般に、泥岩は掘削面を大気中にさらしたまま放置し乾湿を繰り返すと、表面が風化しスレーキング現象を起こす³⁾。本工事では、掘削壁面の保護のために吹付けコンクリート(t=80mm)を行うが、掘削から吹付けコ

ンクリート施工までの間に側壁背面の注水設備の設置工などにより1週間程度の放置期間がある。そこで、この間のスレーキングの性状の把握および有効な防止対策について試験を行った。

試験の結果は以下のとおりである。

① 基本性状試験

スレーキング挙動を経時的物性変化で把握するため、表—4に示す方法で試験を行った。

試験の結果を図—7に示す。掘削後の経過日数とともに風化が進行し、7日経過時で7~10cm程度の風化深度となった。また、室内風化試験を行った結果、温度が高いほど風化が進行することが判明した。

以上の試験結果および掘削面における風化状況からみて、スレーキング防止対策が必要となった。

② スレーキング抑制試験

短期的なスレーキング対策としては、簡便にかつ安価に施工できる工法として、泥岩の表面に被膜を作りスレーキングを防止する方法を採用した。そのため、3つの被膜材料の比較試験により、その効果の確認を行うこととした。各材料について、風化の程度を泥岩表面の剝離深さで表わした結果を図—8に示す。これよりいずれ

の対策工も無対策に比べて約1/15程度となっておりその有効性が確認された。

本工事においては、掘削後直ちに、地山状態に応じて上記3材料のうちから選定した材料により対策を行った結果、スレーキングを防止することができた。

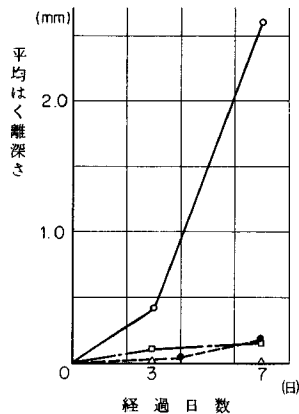
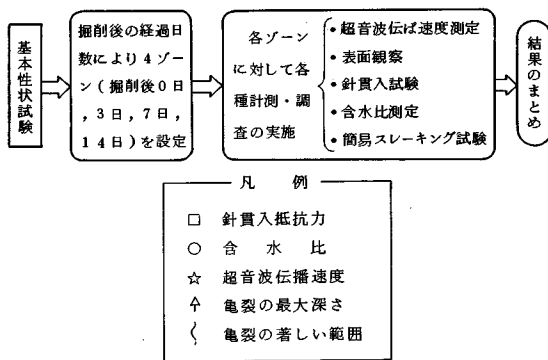
(2) 山留計画

山留計画にあたっては、設計用物性値を用いて、直線すべり計算法およびFEMによる岩盤応力解析により掘削時の検討を行った。ここにFEMによる解析結果を図—9、10に示す。図—9から、掘削時の岩盤内応力は岩盤の破壊基準に対して所要の安全率があり自立することが確認された。

しかし、図—10に示すように、掘削壁面の近傍では引張応力が発生するため泥岩の進行性破壊の防止の観点から、親杭・ロックアンカーによる補強を計画した。

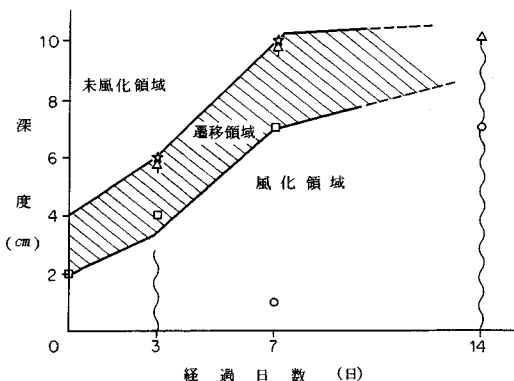
ロックアンカーの導入力は、岩盤内引張応力を岩盤の

表—4 基本性状試験方法

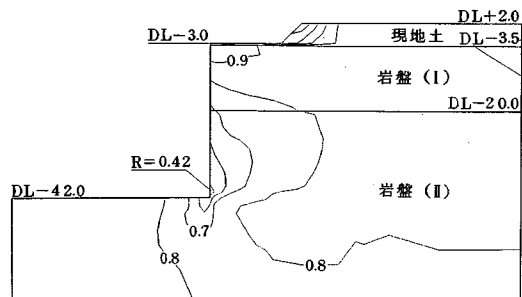


凡例
○ 無処理
□ カチオンエマルジョンセメント系パウダー
● セメントペースト
△ 高分子接着剤

図—8 スレーキング抑制試験結果



図—7 風化の進行状況⁴⁾



図—9 破壊接近度図

引張強度の1/10以下にすることとし、プレストレスの平均面分布荷重に換算して1.5~4.0 tf/m²で計画した。

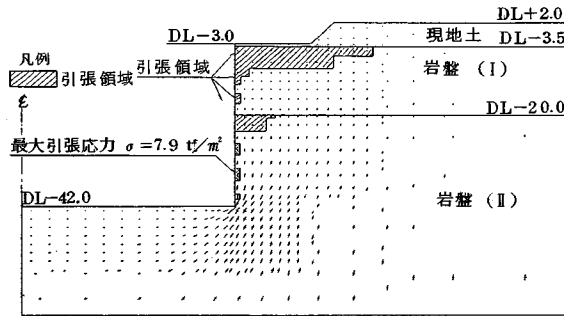


図-10 最小主応力図

なお、解析の結果から、掘削の進捗に伴う張力増加（あと荷荷重）として、初期導入力の10%を見込みロックアンカーの計画を行った。

ただし、実際は掘削の規模から考え岩盤の強度のばらつき、亀裂などの影響が予測されるため、本掘削工事においては、後述するように綿密な計測管理体制による情報化施工を行った。

(3) 計測管理

a) 管理方法

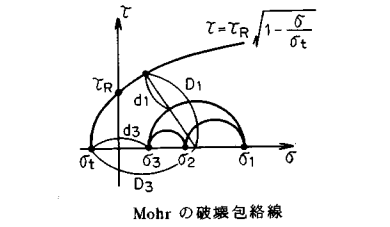
計測管理を次の方法で実施した。

① 地質観察

各掘削ステージごとに掘削壁面を観察し、地山安定上問題となるような弱層部、異常湧水箇所などの分布、規

表-5 掘削工事における計測項目一覧表

	計測項目	目的	計測機器	計測頻度	計測点
地 山 安 定 管 理 計 測	① ロックアンカー 張力測定	<ul style="list-style-type: none"> ロックアンカー部材の安全度の確認。 ロックアンカーのあと荷荷重の評価。 	ロードセル	1回/日	0°, 90°, 180°, 270° 各6段 各6段
	② 親杭の 傾斜測定	掘削壁面の変位挙動を把握し、地山の安全度を	固定式 傾斜計	傾斜測定 1回/日	0°, 90°, 180°, 270° 各5段
	③ 親杭の 変形測定	変位モードから変形特性（全体変形、局部変形、すべり位置）を把握。	管内式 傾斜計	変形測定 1回/週	0°, 90°, 180°, 270°
	④ 周辺岩盤の 変形測定	親杭の変形挙動との関連で、地山の変形挙動範囲を把握し安全度を	管内式 傾斜計	1回/週	0°, 90°, 180°, 270° 掘削面より20m離れの位置
	⑤ 岩盤の ゆるみ域測定	同上 岩盤のゆるみ領域の深さを確認し地山の安全度を	多段式 変位計	1回/日	
	⑥ リバウンド量 測定	掘削に伴う底部地盤のリバウンド量からタンク全体規模での岩盤の変形特性を把握。	ワイヤ式 変位計	掘削深度 5~6m おきに1回	
	⑦ コーピング 変位測定	掘削頭部のコーピングの変位測定を行い、親杭変形測定結果の補足資料とする。	レベル トランシット 光波測距儀	1回/月	12等分点
地 下 水 観 測	⑧ 周辺岩盤の 地下水位測定	<ul style="list-style-type: none"> 実測湧水量との関連から設計湧水量を解析する。 完成時（注水時）地下水状態の観測。 	<ul style="list-style-type: none"> 水面検出器 間隙水圧計 	<ul style="list-style-type: none"> 1回/週 1回/日 	
	⑨ 周辺岩盤の 地下水位測定	代表断面で地下水圧の分布を把握。	間隙水圧計	1回/日	
	⑩ 湧水量測定	<ul style="list-style-type: none"> 掘削中の異常湧水の確認。 設計湧水量の確定。 	積算流量計	中間掘削時 最終掘削時	各タンク毎



破壊接近度 $R = \min\left(\frac{d_1}{D_1}, \frac{d_2}{D_2}\right)$
 $R=1$: 等方応力状態 (せん断応力=0)
 $R=0$: 破壊状態
 判定基準: $R = \frac{d_i}{D_i} \geq \frac{1}{3}$ ($F_s = \frac{D_i}{D_i - d_i} \geq 1.5$)

図-11 岩盤の破壊基準と破壊接近度⁵⁾

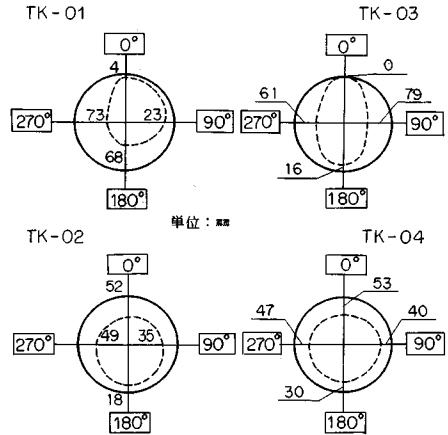
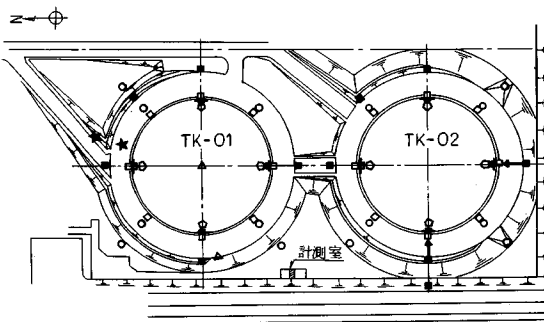


図-13 最終掘削時における掘削壁面の最大変形量



凡例

記号	測定項目	使用計器
○	地下水水位測定	間隙水圧計
★	地下水圧測定	間隙水圧計
◇	親杭傾斜測定	固定式傾斜計
□	親杭変形測定	管内式傾斜計
⊗	周辺岩盤変形測定	管内式傾斜計
⊠	ロックアンカー張力測定	荷重計
←	岩盤のゆるみ域測定	多段式変位計
△	リバウンド測定	ワイヤー式変位計

図-12 計器設置位置図 (1工区の例)

模、連続性を確認する。

② 計測

掘削に伴う地山および山留めの変形、ロックアンカー張力、周辺地盤の間隙水圧等の計測を行い、管理基準に照らして安全性の評価を行う。

③ 予測解析

掘削途上の地質観察および計測結果に基づいて最終掘削時点までの予測解析を行い、安全性を確認し必要に応じて詳細な検討を実施する。

b) 計測計画

掘削工事期間中に実施した計測項目の一覧を表-5に示す。また、各計器の配置例を図-12に示す。

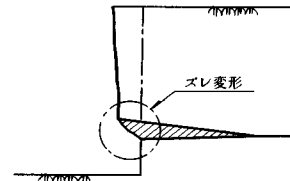


図-14 ずれ変形の形状

c) 計測管理の実績

掘削途中の地山の変形およびロックアンカー張力測定による局所的な特異性の徴候に対して、ロックアンカーの計画導入力の再配分や張力のあと荷重の一部見直しを行いながら掘削を進めたが、最終掘削時点における地山の挙動は当初予測値にほぼ近い値であった。以下に主要な計測管理の結果について述べる。

i) 掘削壁面の変形

最終掘削時における各タンクの鉛直壁面の最変形量を図-13に示す。

この変形量は次に示す4つの要因に分類できる。

- ① 応力解放による変形
- ② 泥岩の吸水膨張による変形
- ③ 掘削壁面付近の局所的な地質要因によるずれ変形^{注1)}
- ④ 地山の異方性による変形

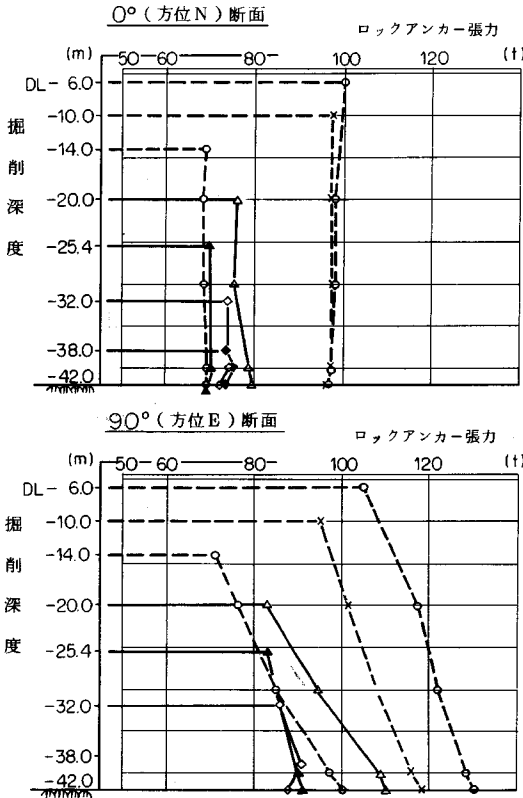
実測された変形量および変形分布と吸水膨張試験の結果より想定した吸水膨張による変形量に基づいて、上記要因別に分析した各変形量。結果を表-6に示す。

①および②の要因による変形は、当初設計に見込んでいたものであるが、実測値は設計値を下回る結果となっている。ただし③および④の要因による変形については、設計段階では定量的な把握が困難であるため、施工中の

注1) 親杭に設置した管内式傾斜計により測定された局所的な変形。

表一六 壁面の要因別変形量の比較

(単位:cm)						
	TK-01	TK-02	TK-03	TK-04	平均	備考
計測による最大変形量	7.3	5.2	7.9	5.3	6.4	A
②吸水膨張による変形量	2.0					B
③④を要因とする変形量	2.9	1.9	3.9	1.4	2.5	C
①応力解放による変形量	実測	2.4	1.3	2.0	1.9	D=A-(B+C)
	設計	2.5				



図一五 掘削の進行に伴うロックアンカー張力の変化

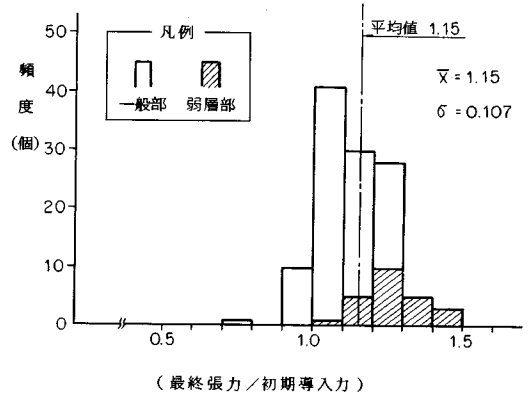
計測データ等に基づいて掘削時の安定の検討を行うほか、躯体への影響について検討を行い安全であることの確認を行った。

ii) ロックアンカー張力

掘削の進捗に伴う張力増加(あと荷荷重)は、同一タンクでも場所により異なる傾向を示した。代表的な傾向を示す2地点の測定結果を図一五に示す。

ロックアンカー張力の増加傾向を統計的に表わすと図一六に示すとおりである。

図一六より、あと荷荷重の平均値は、初期導入力の15%程度であるが、あと荷荷重が設計値を上回る箇所



図一六 初期導入力に対するロックアンカー張力の比率(最終掘削時)

は、ほとんど局所的な地質的要因によるずれ変形を生じた箇所と一致している。これらの箇所は、掘削の初期段階において、親杭および親杭から約20m離れた周辺地盤の変形測定結果から予測されたため、当初計画のあと荷荷重10%を平均で20%に引上げてアンカー計画の見直しを行った。その結果、最終掘削時点においてもアンカー張力は、管理限界値内におさめることができた。

iii) 掘削壁面の地質状況観察

掘削途中、壁面の全周の観察によりボーリング等の事前調査では得られなかった詳細な地質状況の確認ができ、計測の結果と照らすことにより現象的確な把握と予測解析が可能となり必要な山留めの処置を適切かつ迅速に行うことができた。

(4) 設計の妥当性の評価

地中タンクの大部分は、岩盤中に構築されることから、躯体の設計は岩盤条件に大きく左右される。そのため、掘削時における計測管理および試験結果に基づいて岩盤条件にかかわる設計の妥当性について総合的な検討を行った。以下主要な検討項目について述べる。

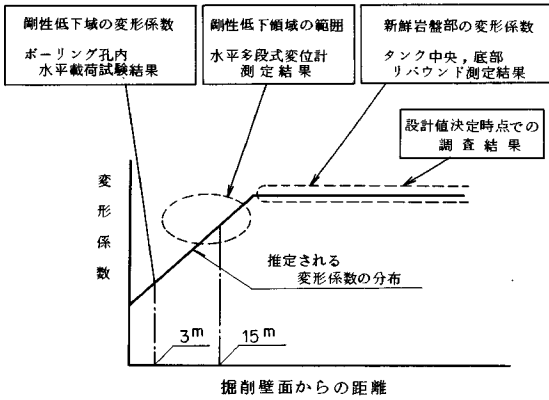
a) 地盤のばね定数の評価

岩盤中の地盤のばね定数を評価するためには、掘削壁面から奥行き方向の変形係数の分布とその値を確認する必要がある。そのため、①水平多段式変位計による掘削壁面付近のひずみ分布の測定、②新鮮岩盤部の変形特性を評価するためのタンク中央部でのリバウンド量の測定および、③掘削壁面近傍での鉛直ボーリングによる孔内水平載荷試験を実施した。

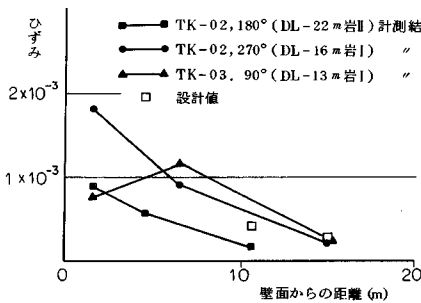
これらのデータから図一七に示す手順で掘削壁面部の岩盤の変形係数の値およびその分布を求め、これに基づいて地盤のばねの評価を行った結果を以下に述べる。

i) 水平多段式変位計の計測結果

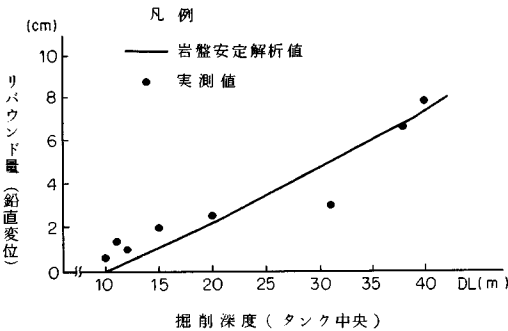
掘削途中、表一五に示す水平多段式変位計の測定によ



図一七 変形係数の分布推定に用いるデータの位置づけ



図一八 岩盤の剛性低下領域の広がり



図一九 掘削深度とリバウンド量の関係

る岩盤のひずみ分布から掘削による影響範囲を評価できる。計測の結果を図一八に示すが、これより変形係数は、10～15m程度付近で設計値とほぼ等しくなっている。

ii) リバウンド量の測定結果

タンク底部の中央部におけるリバウンド量の計測結果と設計値とを図一十九に示す。

これより、リバウンド量の実測値は設計値とほぼ合っており、タンク全体規模での岩盤部の変形係数の妥当性が確認された。

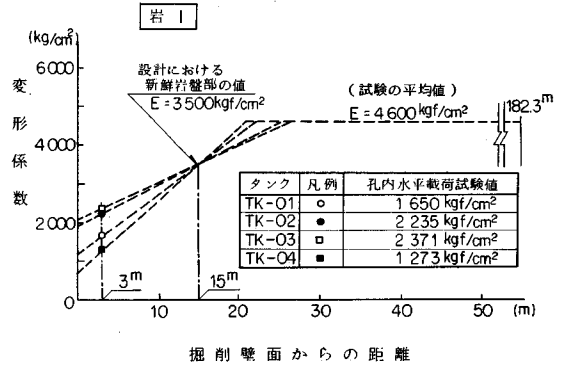
iii) 孔内水平載荷試験結果

掘削後、壁面から3mの位置で実施した孔内水平載

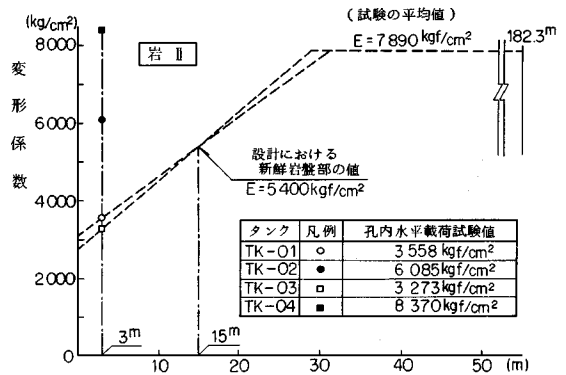
表一七 孔内水平載荷試験結果による変形係数値

(単位: kg f/cm²)

	設計値	TK-01	TK-02	TK-03	TK-04
岩 I	1,167	1,650	2,235	2,371	1,273
岩 II	1,800	3,558	6,085	3,273	8,370



掘削壁面からの距離



図一二十 変形係数の分布状況

荷試験の結果は、表一七に示すように掘削によるゆるみ領域として設定した変形係数を上回る値を示している。

iv) 変形係数の分布状況

以上の計測・試験の結果から、掘削壁面付近の変形係数の値およびその分布を、図一二十に示すように設定した。

v) 地盤のばね定数の評価

図一二十の地山の変形係数の分布から、FEM解析により、地盤のばね定数を算定すると表一八のとおりとなる。いずれのタンクについても設計値を上回っており躯体は安全であると判断できる。

b) 岩圧の妥当性

躯体構築後の盛土荷重による岩盤部の側方変形を、躯体で拘束することにより躯体に岩圧が作用する。この場合の岩圧は、主として岩盤の変形係数により左右される

表—8 計測結果から算出したばね定数

(単位：kgf/cm²)

岩区分	タンク	当初設計での バネ定数	本検討での見直し バネ定数
岩Ⅰ	01	0.55	0.60
	02		0.65
	03		0.65
	04		0.56
岩Ⅱ	01	1.20	1.49
	02		*
	03		1.47
	04		*

* ボーリング孔内水平載荷試験の結果、壁面より3m地点の変形係数の値が設計値に比べ3倍以上であり、明らかにバネ定数は設計値より大きい。

が、実測に基づく変形係数は設計値以上の値であることが判明しており、設計岩圧の評価は妥当であると判断できる。

また、泥岩の吸水膨張による影響は、前述したように岩圧として躯体に作用しないが、ちなみに、膨張圧試験で求めた膨張圧をそのまま躯体に作用するとして躯体応力解析を行っても、躯体の応力は許容応力度内であり、躯体の安全上問題ないことを確認している。

4. あとがき

今回の泥岩の大規模掘削工事においては、設計上多くの懸案事項があったが、

- ① 泥岩性状に関する事前の調査、試験の実施。

- ② 掘削時の地質観察および計測の実施。

- ③ 地質観察および計測に基づく予測解析と解析結果の工事へのフィードバックの実施。

により、安全かつ経済的に掘削工事を予定工期内で完了することができた。また、施工中の試験・計測の結果による岩盤物性の評価により設計の妥当性が確認された。これら、西基地の工事から得られた数多くのデータおよび知見は、現在工事を開始している東基地のみならず、その他多くの同種工事に反映できるものと考えている。

最後に、本工事の計画、設計、施工にあたって終始ご指導をいただいた秋田石油備蓄(株)技術審査委員会(委員長 奥村敏恵東大名誉教授)の諸先生方ならびに関係各位に対し深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会編：土木技術者のための岩盤力学，pp. 159～163.
- 2) 大塚・豊島：膨張性地山での苦闘—北越北線鍋立山トンネルの計測と施工，トンネルと地下，Vol.11，No.1，1980.1.
- 3) 土質工学会編：日本の特殊土，pp. 320～327.
- 4) 永田・山田・関屋：掘削泥岩表面部の風化現象の現場測定例，第20回土質工学研究発表会，pp. 909～910，1985.1.
- 5) 谷本・佐々木：岩盤，断層，破碎帯の各変形特性の試料の強度による表現の試みとその検討，鹿島建設技術研究所年報，Vol.22，1984.

(1988.11.18・受付)