

軟岩の大規模山留め工事における計測管理手法の適用

A LARGE-SCALE VERTICAL EXCAVATION WORK USING THE OBSERVATIONAL CONSTRUCTION METHOD IN SOFT ROCK MASS

永田英敏*・林 博一**・井上啓明***・高野 忠****

By Hidetoshi NAGATA, Hirokazu HAYASHI, Hiroaki INOUE and Tadashi TAKANO

In recent years, a number of in-ground storage tanks have been constructed because they have some advantages from viewpoints of safety, landscape and effective utilization of land space. However, the construction of in-ground tanks involves usually very deep excavation works, for which some high-level techniques are required.

Among many LNG, LPG and oil in-ground storage tanks, an example of the large-scale excavation work in soft rock mass is introduced in this paper. In this work the ground behavior to the final depth of excavation has been estimated by using a simulation method on the basis of the measured data. This observational construction method has realized the highly accurate estimation of the ground behavior during the whole excavation work.

Keywords: large-scale excavation, soft rock, observational construction, simulation

1. はじめに

近年、地表への液の流出がなく耐震上も有利で安全性が高い、地上設備が少ないので周辺環境の保全が図れる、土地の有効利用が可能で経済性が高い、などの優れた特徴を有する地下空間を利用したエネルギー備蓄が積極的に推進されている。土砂地盤においては多くのLNG(液化天然ガス)地下式貯槽、LPG(液化石油ガス)地下式貯槽が造られすでに供用されている¹⁾。このような地下構造物は大深度となるため、建設にあたって特に留意すべき点は、地盤に応じた適切な山留めの選定と地下水処理である²⁾。計画段階で、詳細な地盤調査に基づき、安全かつ経済性の高い山留め工法と地下水処理工法を選定し、工法に応じた計測管理計画を立案すると同時に工事にあたっては、計測管理に基づく安全性の確認が不可欠である。

この場合、土砂地盤では施工事例も多く、現状では計測結果から最終掘削時点までの挙動を実測値と予測値の

誤差を最小とする最適化手法などにより予測することはある程度可能となっている³⁾。

一方、軟岩地帯におけるこのような大規模掘削の場合、地盤が土砂地盤に比較して亀裂等の影響で局所的な不均一性を有する場合が多くさらに、吸水膨張、スレーキング等の軟岩特有の性質をもっているため、特別の配慮が必要となる⁴⁾。

本文では、新第三紀海成堆積軟岩における大規模掘削工事に計測管理手法を適用し、軟岩地盤でのその有用性を確認した事例について報告する。

本文で対象とする工事は秋田県男鹿市で建設された秋田石油備蓄基地西基地地中式原油タンク4基(TK-01~04)のうち東側に配置されるTK-03, 04タンク2基の掘削工事である。なお、西基地地中式原油タンクの設計・施工の全般に関してはすでに報告されている⁵⁾。ここでは山留め工事の計測管理に焦点を当て報告する。

地中タンクは容量が30.5万kl/基であり、掘削規模は直径約96m、深さ約39mとなり大規模な鉛直掘削工事である。山留めは、親杭・ロックアンカー式を採用している。掘削初期の地盤挙動に関し、部分的に大きな変形が認められたためこの計測結果に基づき山留めの安全性を確認するため、地盤の定数をパラメーターとしてシミュレーション解析を行い、地盤挙動を再現できる地盤

* 秋田石油備蓄(株)建設部建設課長
(〒105 港区虎ノ門3-5-1)

** 正会員 工修 清水建設(株)土木本部設計部副部長
(〒108 港区三田3-13-16)

*** 清水建設(株)土木本部設計部課長(同上)

**** 正会員 清水建設(株)土木本部設計部主任(同上)

のモデルを設定した。この地盤モデルをもとに最終掘削時点までの予測解析を行い、アンカー計画の一部見直しを行った。以後の掘削においては、この予測値に基づき山留めの管理を実施した結果、予測値と実測値は最終掘削時点まで比較的良く一致しており、シミュレーションで定めた地盤モデルにより地盤の実挙動を適切に予測することができた。

2. 山留め工事概要

(1) 地中式原油タンクの概要⁵⁾

地中式原油タンクの構造図を図-1に示す。

主要寸法は内径 $\phi=90$ m、液深 $h=48$ m (容量 30.5 万 k ℓ) であり地中式タンクとしては世界最大である。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 ($\phi=96$ m, $h=39$ 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め工法を採用している。

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 $t=2.7$ m、底板 $t=0.5$ 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。

(2) 地質概要⁵⁾

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 600~800 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-2に示す。

現位置試験および物理・化学試験等の室内試験の結果、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 $q_u=15 \sim 40$ kgf/cm² (1.5~3.9 MPa)
- ③ スレーキング性を示し掘削後 7 日経過時で 7~10

cm 程度の風化深度である。

- ④ 吸水膨張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張性泥岩に比べて小さい。

(3) 山留め概要⁵⁾

山留め計画にあたっては、直線すべり計算法および FEM による掘削段階を考慮した非線形粘弾塑性岩盤応力解析により掘削時の検討が行われた。この結果より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地山は安定 (自立) であることが確認されている。

しかし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がなされている。

また、スレーキングに対しては、掘削直後に泥岩表面にセメントペーストによる吹付け被膜を作り、さらに、

地質凡例

時代	地層名	記号
第四紀	沖積世	埋土 B1
新第三紀	船川層	泥岩 M
	新川層	凝灰質砂岩 Ts
	新川層	泥岩・凝灰質砂岩互層 A1
	新川層	泥質砂岩 Sm

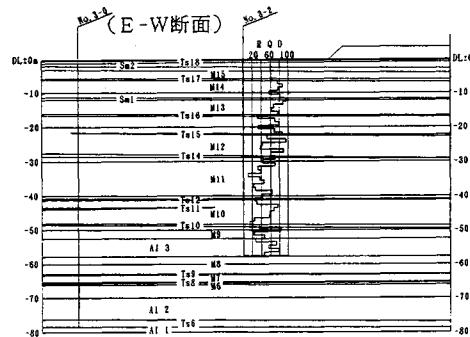
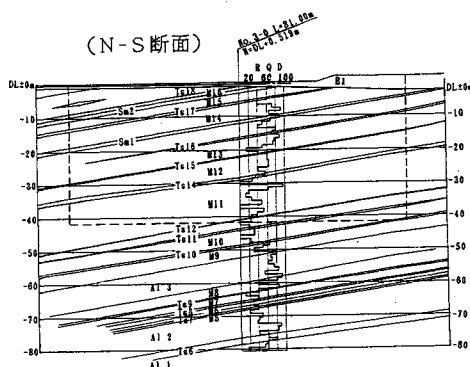
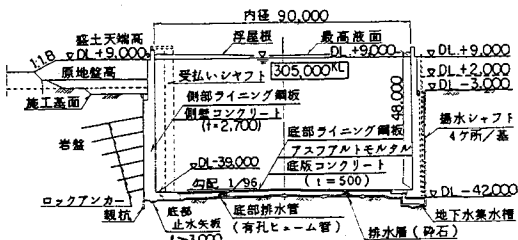


図-1 地中タンク構造図

図-2 地質断面図



吹付けコンクリートで表面を保護することで防止しており、山留めに対する影響はない。

ロックアンカーの導入力は、岩盤内引張応力を岩盤の引張強度の1/10以下となるように、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 (15~39 kPa)となっている。

岩盤応力解析および吸水膨張率試験の結果から掘削終了時点の壁面変形量は、

- ① 応力解放による変形量として2.5 cm.
- ② 吸水膨張による変形量として2.0 cm.

の合わせて4.5 cm程度と設計段階では予想された⁵⁾。

なお、解析の結果から、掘削の進捗に伴うロックアンカー張力増加(あと荷荷重)として、初期導入力の10%が見込まれている。

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、綿密な計測管理体制による情報化施工を行った。本文では一例として、TK-03地中タンク掘削工事において実施した計測管理について述べる。

3. 計測管理

(1) 計測管理の方法

a) 管理フロー 計測管理は地質観察、計測、予測解析に基づき山留めの安全性の確認を行うものである。そのフローを図-3に示す。管理基準としては、許容値と管理値の2段階の基準値を設定している。

許容値とは、部材の強度等から決まる値であり、これを越える場合は緊急に対応策を講ずべき性質のものであり、一方管理値とは、最終掘削時に許容値を越えないように各掘削段階に対して予測解析等により定められた値であり、これを越えると予測される場合には対応策を検

討しようとするものである。

b) 計測項目 計測項目は主として地山安定管理計測と地下水観測の2つに大別される。表-1に地山安定管理の管理項目、計測項目、管理基準値を示す。

(2) 計測システム

図-4に計測管理用計器の配置および計測システムを示す。計器の大部分は、現場内に設置された計測管理室にあるマイクロコンピュータに接続されており、所定の時間ごとに自動計測が行われるとともに、計測データの変換、保存、図表化も自動化されている。さらに、測定時間以外にも随時計測や保存データ等の処理が行えるようにシステム化されている。

4. 地盤変形のシミュレーション

(1) TK-03掘削時の地盤変形

地盤の変形は、

- 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
- ④ 地山の異方性による変形

に分類されると考えられる⁵⁾。このうち①、②については地盤を均質と考え設計段階で考慮しており、①、②を加えた値で評価した場合、実測値は設計値を下回る結果となっている⁵⁾。③、④については設計段階では定量的把握が困難なため、施工中の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、安全性の確認を行った⁵⁾。ここでは上記①~④の地盤の変形のうち、③を対象にTK-03において実施した計測管理の事例について報告する。

TK-03において、DL-13.2 m (DL-3 mの作業床より10.2 m) までの掘削により、図-5に示す地盤変形が発生した。図-5で注目すべき点は、地盤の不連続

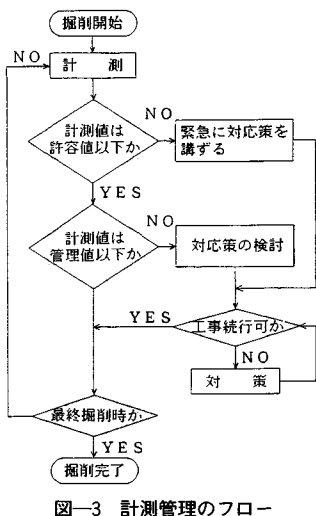


図-3 計測管理のフロー

表-1 地山安定用計測管理(当初)

管理項目	計測項目	目的	計測機器	管理基準値	
				管理値	許容値
応力度	①親杭の応力度	・親杭の健全度の確認。	ひずみ計	部材の許容応力度08割 0.8σ _{sa} =1,680kgf/cm ²	部材の許容応力度 σ _{sa} =2,100kgf/cm ²
変形	②親杭の変形測定	・変形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。	固定式傾斜計	解析結果	---
張力	③ロックアンカー張力測定	・ロックアンカー部材の安全性の確認。 ・ロックアンカーのあと荷荷重の評価。	ロードセル	解析結果 (但しアンカー頭部と定着部の相対変位より設定)	7/8-部材の許容引張力 min(0.6Pu, 0.75Py) Pu: 引張強度 Py: 降伏強度
変形	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確認。	可動式傾斜計	解析結果	---
山留めの安全性を総合的に判断する参考データとする	⑤岩盤のゆるみ領域測定	・同上 ・岩盤のゆるみ領域の深さを確認し地山の安全度を確認。	岩盤変位計	---	---
	⑥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	---	---

面におけるずれた変形を生じている点である。このため発生した親杭変形は、当初設計に基づき設定した管理値より大きく、図-3に示す計測管理のフローに従い地盤のシミュレーション解析に基づき山留め安全性の検討を実施した。

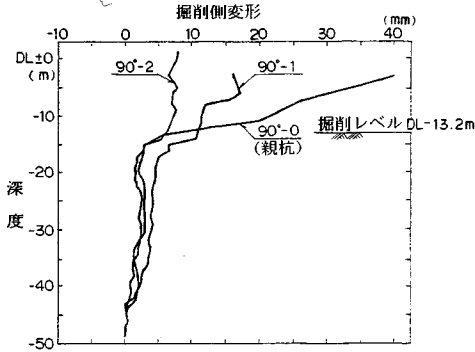


図-5 DL-13.2m 掘削時の変形

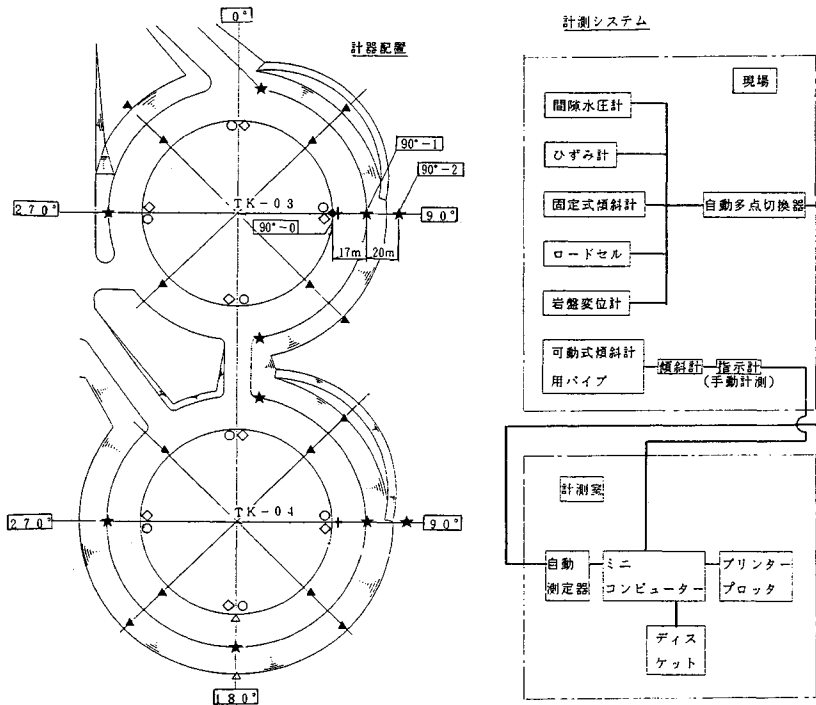
(2) 山留め安全性の検討

a) 検討方針 まず現状における地盤変形を再現し得る地盤モデルを求め、そのモデルを用いて最終掘削時点までの予測解析を行い、山留めの安全性の検討を行った。検討の方針は以下に記すとおりである。

① 地盤モデルは変形の大きい90°方向をモデル化する。したがって地質断面はE-W (90°~270°) 方向となり、地層はほぼ水平となる。

② 解析は軸対称FEMによる弾性解析とし、シミュレーションは地盤の変形係数、ずれ変形部のせん断剛性、水平方向の初期地圧等について地盤変形に大きく寄与する定数は何かを知るために予備検討(感度解析)を実施し、その結果選定したパラメーターを変化させて最適値を求める手法とする。

③ ずれ変形を生ずる位置は実測で生じているレベルだけでなく、既往の土質調査資料より今後予想される部分も考慮する。



使用計器一覧

計器名	記号	TK-03				TK-04				備考
		0°	90°	180°	270°	0°	90°	180°	270°	
ひずみ計(親杭)	○	7	13	7	7	7	13	7	7	
固定式傾斜計(親杭)	+	-	34	-	-	-	31	-	-	
ロードセル	◇	6	6	6	6	5	5	5	5	
可動式傾斜計パイプ	★	1	2	1	1	1	2	1	1	
岩盤変位計	◆	-	5	-	-	-	-	-	-	
間隙水圧計	▲	7 (44° 134° 224° 314°) 7 (44° 134° 224° 314°)								地下水位観測孔内
間隙水圧計	△	5 (180°)								地盤内

図-4 計測計器・計測システム

④ モデル化にあたって山留め部材は地盤変形に与える影響が小さいので無視する。

b) 地盤変形のシミュレーション 予備検討(感度解析)の結果、地盤変形に大きく寄与するずれ面のせん断剛性と水平方向の初期地圧をパラメーターとして選定しシミュレーションを実施した。

① 一般部の地盤物性値

表一2に設計用物性値を示す⁵⁾。シミュレーション解析は弾性解析とするので、解析に用いる変形係数はクリープ等の影響を考慮した換算値とする。掘削のスピードは平均12cm/日程度と遅く地盤変形はクリープ終了時とした方が妥当と考えられるので表一2に示す設計用変形係数の値の2/3を見掛けの変形係数とした。

② ずれ変形

ずれ変形を生ずる位置は、図一5の変形計測結果に認められるDL-7m, -14mの2か所と、No.3-2ボーリング(図一2)においてRQDが小さい部分・凝灰質砂岩の下部で今後発生する可能性が高いと考えた。この位置として、DL-17m, -20m, -30m, -35m, -39m, -49mの6か所を想定した。岩盤内のずれ面はジョイント要素により、図一6に示すようにモデル化する。ここで k_s は σ_z に比例し、次式で与えられるものとした⁶⁾。

$$k_s = \alpha(-\sigma_z), \alpha: \text{パラメーター}$$

③ 岩盤の初期応力 σ_{h0}

軟岩の初期地圧については不明な点が多いといわれている⁷⁾。本解析においても予備計算の結果、自重除去による掘削解放力のみでは説明困難な変形を生じているた

め、浅い部分の硬岩における測定事例を参考にして⁸⁾、水平方向に大きな初期地圧を仮定した。岩盤の水平方向初期応力 σ_{h0} は自重により生ずる応力 σ_{h1} にさらに水平方向の応力 σ_{h2} をパラメーターとして一律に加えることとした。

④ シミュレーションの結果

図一7に解析メッシュを示す。

各パラメーターの最適値は以下のとおりであった。

$$k_s = -25 \sigma_z \text{ (tf/m/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{h2} = -25 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

地盤変形のシミュレーション結果を図一8に示す。親杭の天端付近で親杭の剛性による影響のため実測値の方が大きい、他は良く一致している。

c) 最終掘削時までの予測計算 シミュレーション解析で求められた地盤モデルを用いて床付け(DL-42.0m)までの予測計算を行った。図一9に親杭の最大変形の予測計算結果を示す。図一9に示す変形は地盤の変形を親杭の剛性を考慮し補正してある。

予測計算の結果を要約すると以下のとおりである。

① 岩盤内応力は、最終掘削時においても岩盤の破壊基準に対して所要の安全率($F_s \geq 1.5$)を有しており、地盤は安定している。

② ただし、親杭の変形は最大80mmが予測される。

(3) 対策・対応

以上の検討結果に基づき、以下の対策・対応を実施した。

① 親杭および地盤の変形が設計の想定より大きい部分があると予測される。この部分では設計で想定したアンカー張力に対するあと荷荷重10%を約20%に引き上げる必要があると判断され、アンカー仕様の一部見直しを実施した⁵⁾。

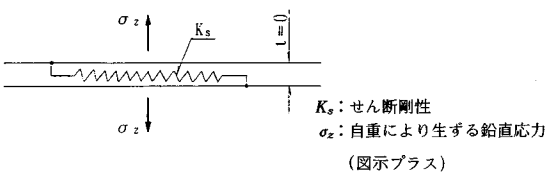
表一2 設計用物性値

単位体積重量 γ (tf/m ³)	Coulombの破壊基準		Mohrの破壊基準		親み領域の破壊基準		変形係数		ポアソン比	非線形変形特性	クリープ定数	
	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	σ_1 (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	σ_1' (kg/cm ²)	C' (kg/cm ²)	E_s	ν_s	E/E_0		α (1/day)	
岩盤(I)	1.87	27.7	5.3	4.5	7.6	27.7	1.3	3500	0.37	$E/E_0 = 0.75$ $R = 0.18$ $\nu = 0.25$ $\times (1-R)$	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

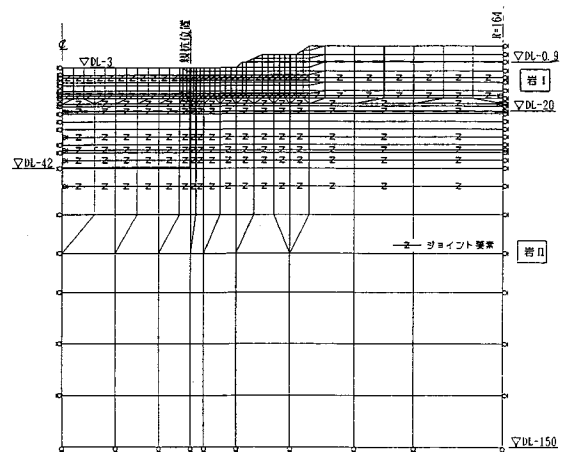
注1) 変形係数は孔内水平載荷試験の荷重-変位の繰返し曲線の包括線から求めた値である。

2) 岩盤(I), (II)の区分は図一7に示す。

3) 見掛けの変形係数: $E = E_0 \times \frac{1}{1+\alpha} = \frac{2}{3} E_0$



図一6 ずれ面のモデル化



図一7 解析メッシュ

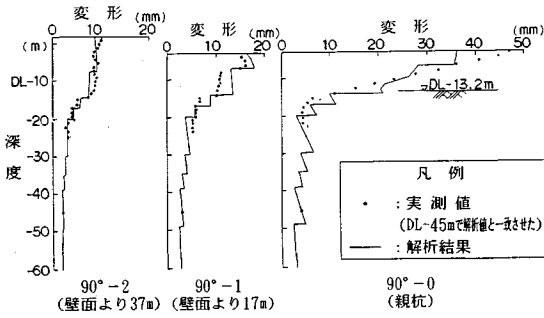


図-8 地盤変形のシミュレーション結果

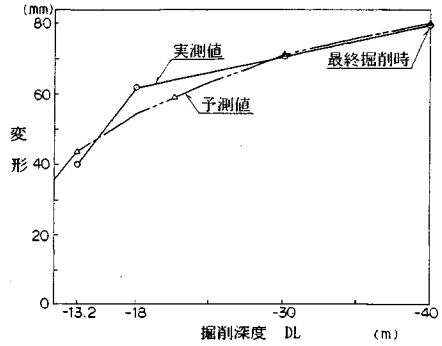


図-10 親杭位置変形

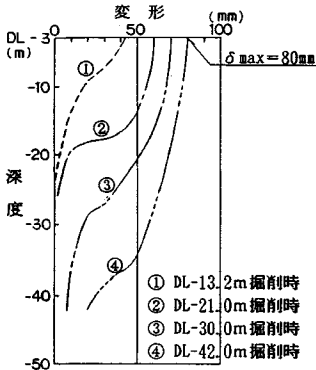


図-9 親杭における予測変形

② 予測計算に基づき、ロックアンカー張力、親杭変形、周辺地盤の変形に関する管理値の再設定を実施した。

5. 計測管理の結果

(1) 実測値と予測値の対比

図-10に掘削深度に対する親杭変形を示す。親杭変形は、ほぼ予測値どおりであった。実測の変形は掘削途中の値については掘削がその深度に達したときの値であり、最終掘削時の値は掘削終了後10日の値である。クリープは掘削の進行と同時に進むと考えられ掘削完了後における変形の増分は80日間で4mm程度であった。

図-11に最終掘削時の地盤内変形を示す。地盤内変形の最大値は実測値と予測値はほぼ等しいが、深さ方向の分布形状は異なる。この原因とし、シミュレーションではずれ面の位置を8か所としているのに対し、実測で明瞭に認められるのは、DL-7m、-14m、-17m、-40mの4か所であり、予測値の方が中間部のずれ変形を過大評価しているためと考えられる。しかし発生した位置は、いずれも予測した位置に含まれていた。

図-12に岩盤内水平相対変形を示す。岩盤内水平相対変形は、ほぼ予測値に等しい。岩盤内水平相対変形は、一般部の岩の物性値に支配されており、シミュレーションでは一般部の岩に対して設計時の物性値と等価な値を

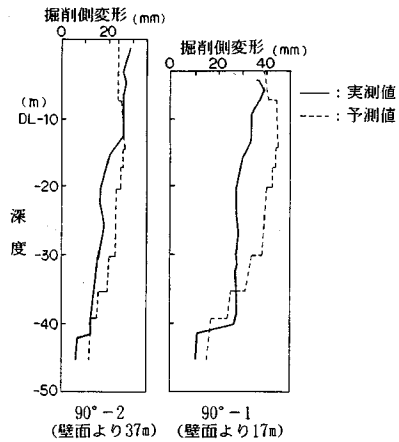


図-11 地盤内変形（最終掘削時）

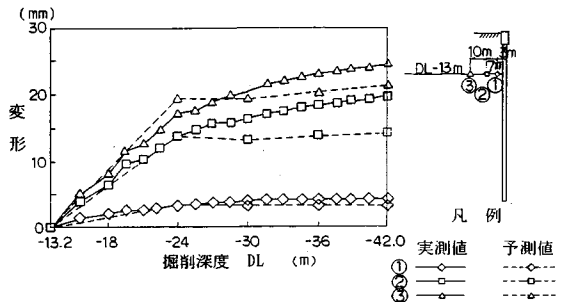


図-12 岩盤内水平相対変形

用いていることから、この結果は一般部の岩に対する設計時の物性値は妥当であったことを表わしているともいえる。

以上、変形に関しては解析と実測が比較的良く合っている。このことから変形は掘削解放力で説明でき、異常な力は作用していないことが確認された。

図-13に掘削深度に対するロックアンカー張力の変化の一例を示す。この図からも実測値の傾向は予測値とほぼ等しく、あと荷荷重を約20%に引き上げたことは

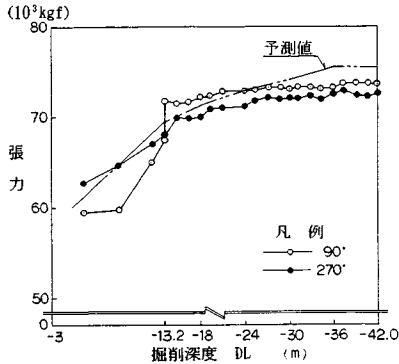


図-13 ロックアンカー張力(補強部, DL-5.0 m)

妥当であると考えられる。

(2) まとめ

DL-13.2 m 掘削時における地盤変形のシミュレーション結果を用い、最終掘削時点までの予測計算を行った。このとき設計段階では定量的把握が困難である地盤のずれの挙動を考慮に入れた解析を行った。モデル化にあたっては仮定を設け弾性問題として扱ったが、予測値は全体的に高い精度をもっていたといえる。このように、軟岩の大規模掘削においても安全かつ経済的な山留め工事を実施するには、今回報告した手法はきわめて有効であり、また、実用的であるといえる。

なお、掘削終了後さらに詳細な地盤挙動解析を実施した⁹⁾。この解析の特徴は、

① ずれ面の物性を母岩のスラリー試料の一面せん断試験より求めた。

② ずれ面は弾塑性として扱った。

などであり、より高い精度で掘削時の地盤変形を再現できた。今後はこれらの方法を踏まえた予測手法の計測管理への適用が期待される。

6. あとがき

本掘削工事では、以上に述べたような密度の高い計測管理体制を採用し、その結果から次ステップの予測と必要な対策を検討し、工事にフィードバックさせることに

よって、安全かつ経済的に最終掘削までたどりつくことができた。新第三紀の堆積軟岩での大規模な鉛直開削工事という、他の工事に比較して配慮すべき点が多かったにもかかわらず、高度な情報化施工によってずれ変形のような掘削してみても初めて判明するような事象についても、計測管理手法によりその安全性について判断することができたことは、今後のこのような工事に対して大いに参考になるものと思われる。

最後に、解析およびデータの整理は清水建設(株)土木本部 児嶋秀樹氏が担当した。関係各位に対し深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 電力土木技術協会編：電力施設地下構造物の設計と施工，p. 559, 1986.
- 2) 後藤・井畔・久保田：大深度連続地中壁を用いた大型LNG地下式貯槽，土木学会誌，Vol. 64, pp. 10～16, 1979. 8.
- 3) 井畔・中澤・林・池上：最適化手法(山登り法)を用いた3因子実験プログラム，土木学会第9回電算機利用に関するシンポジウム，pp. 89～92, 1984. 10.
- 4) 土木学会：軟岩—調査・設計・施工の基本と事例一，pp. 1～2, 1984.
- 5) 永田・植出・久野・林：秋田石油備蓄西基地地中式原油タンクの設計・施工，土木学会論文集，No. 403, pp. 229～238, 1989. 3.
- 6) 土木学会：軟岩—調査・設計・施工の基本と事例一，pp. 237～239, 1984.
- 7) 土木学会：軟岩—調査・設計・施工の基本と事例一，p. 219, 1984.
- 8) フック・ブラウン(小野寺・吉中・斉藤・北川訳)：岩盤地下空洞の設計と施工，土木工学社，p. 72, 1985.
- 9) Denda, A., Hayashi, H. and Kawasaki, H.: Large Scale Vertical Excavation Works in Neogene Sedimentary Soft Rock Mass, Recent Advances in Soft Rock Research, Report of ISSMFE Technical Committee on Soft Rocks and Indurated Soils and Proceedings of Discussion Session No. 5 XIII ISSMFE, pp. 45～56, 1989.

(1989. 11. 10・受付)