

# 堆積軟岩地域の大規模円形山留め壁挙動に関する考察

高木健次<sup>1</sup>・前田勉<sup>1</sup>・宮永誠<sup>2</sup>・西琢郎<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 東邦ガス(株) 知多緑浜工場建設部 (〒478-0000 愛知県知多市緑浜町1番地)

<sup>2</sup>正会員 清水建設(株) 土木本部設計第二部 (〒105-8007 東京都港区芝浦1丁目2-3)

<sup>3</sup>正会員 理博 清水建設(株) 和泉研究室 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町2-2-2)

愛知県知多市緑浜町に、容量20万KLと世界最大級のLNG地下タンクの建設を進めている。建設地点は第三紀堆積軟岩(常滑層群)地盤の埋立て地であり、円形山留めである高強度地中連続壁を構築後、内部を掘削し、LNG地下タンク本体を建設するものである。内部掘削工事の進行に伴い、円形山留めに北東-南西方向に押された形のオーバル変形が観測された。同様の現象は、隣接地点の円形山留め掘削時にも観測されている<sup>1)</sup>。当該地区地盤の特徴であると考えられるこの現象に対し地質学的検討を加えた結果、地殻応力に由来する初期地圧の異方向性が原因と考えられた。今後の山留め設計・工事へ反映させるため、偏圧の作用方向推定手段の提案等、今まで明らかになったことに考察を加えまとめた。

**Key Words :** *in-ground LNG tank, Tokoname-Group, excavation, diaphragm-wall, anisotropic ground stress*

## 1. はじめに

今後増大するガス需要とその安定供給のため、東邦ガスは現在、愛知県知多市緑浜町に、21世紀における主力工場として「知多緑浜工場」の建設を進めている(図-1)。そのうち主要設備であるLNG地下タンクの1号基として、1996年9月、No.1 LNG地下タンクの建設に着手した。

本タンクは、貯蔵容量20万KLと世界最大級であり、掘削深度50m、掘削土量25万m<sup>3</sup>の大規模掘削を伴うことから、円形山留めとして、内径80m、厚さ1.4m、深さ100mの高強度地中連続壁(コンクリートの設計基準強度:  $f'_{ck} = 51\text{N/mm}^2$ )を採用している。

一般に円形山留めは、等圧に対してはリング効果により耐力的に優れているものの、偏圧に対しては鉄筋等の補強が必要となる。今回、掘削深度25mを越えた頃から円形山留めに北東-南西方向に押された形のオーバル変形が発生し始め、掘削終了時には短辺方向と長辺方向で最大22mmの変形量の差が観測された。この変形量は、設計時に考慮していた偏土圧による変形量とほぼ同程度であった。また、本タンクの北東約900mに隣接する知多エル・エヌ・ジーT207 LNG地下タンク(以降、知多LNGと称す)の建設工事においても、円形山留め掘削時に同様のオーバル変形が観測されたとの報告がある<sup>1)</sup>ことから、この現象は当



図-1 建設位置

該地区地盤の特徴であると考えられる。

本論文は、オーバル変形の原因であると考えられる偏圧の大きさや作用方向を確定し、今後の山留め設計をより合理的なものとするため、山留め計測結果の逆解析、偏圧の発生原因・発生方向に対する地質学的考察を行ったものである。また、900m程度しか離れていない知多LNG建設地点の常滑シルト層との間に地盤特性(強度、変形係数)について有意な差が見られたことを報告すると共に、この原因についても地質学的考察を加えた。

表-1 土木工事主要数量一覧表

	タンク本体		
	地中連続壁	底板	側壁
掘削土量	35,300 m <sup>3</sup>	248,800 m <sup>3</sup>	
	合計; 284,100 m <sup>3</sup>		
コンクリート	35,300 m <sup>3</sup>	42,200 m <sup>3</sup>	33,200 m <sup>3</sup>
	合計; 110,700 m <sup>3</sup>		
鉄筋	2,300 t	7,600 t	5,100 t
	合計; 15,000 t		

表-2 知多半島における層序および地質学的イベント

地質年代		地層名および地質学的イベント	
新 生 代	第四紀	更新世 0.01 百万年	未固結層 沖積層 段丘堆積物 海溝 (海成粘土・砂礫の互層形成) 傾斜変動 (断層地塊運動, 半田向斜 など南北方向の褶曲・撓曲の形成)
	新 鮮 世	5.1	軟岩 常滑層群 東海湖の形成 (湖成層の堆積)
	中 新 世		軟岩 知多変動 (東西方向に伸びる曲陸 運動)
	古 新 世	24	硬岩 大規模な海溝 (海成層の堆積)
	漸 新 世	38	
	始 新 世	55	
	晩 新 世	55	
	中 生 代		基盤岩類

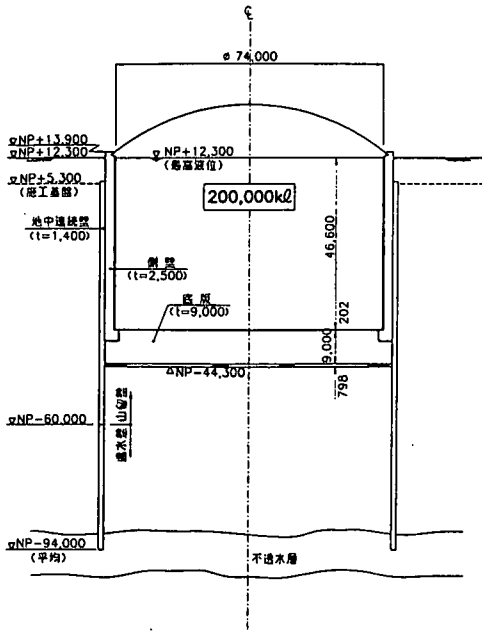


図-2 No. 1 LNG地下タンク構造図  
 [ NPIは名古屋港基準面で、東京湾  
 中等潮位より1.4119m低い。 ]

## 2. LNG地下タンク概要

No. 1 LNG地下タンク (以下、No. 1タンクと称す) は、内径74m、液深46.6m、容量20万KLであり、厚さ1.4m (コンクリートの設計基準強度:  $f'_{ck}=51\text{N/mm}^2$ ) の高強度地中連続壁を山留めとして、底板は厚さ9.0mの円形スラブ、側壁は厚さ2.5mの円筒シェル構造である (図-2)。

タンク工事は1996年9月~2001年1月まで53ヶ月の工期であり、LNG第一船受入を2001年6月に予定している。土木工事主要数量を表-1に示す。

## 3. 地質概要

### (1) 地形・地質概要<sup>2)</sup>

No. 1タンクが立置する知多半島北部を形成する地層は、丘陵地に分布し主に固結したシルト・砂岩からなる常滑層群と、丘陵及び段丘面上に分布する砂礫層・泥層 (段丘堆積物)、海岸平野に分布する砂礫ないし海成粘土 (沖積層) から成る。特にNo. 1タンクが立置する海岸埋立地では、埋立地盤下の沖積層は比較的薄く、その下に常滑層群が厚く分布している。

常滑層群は、今から約650万年~300万年前の中新生末期から鮮新世後期に堆積したものと考えられており (表-2)、垂炭、腐植物、火山灰等を随所に挟在している。

### (2) 地質構造の特色

伊勢湾を取り巻く知多半島、濃尾平野、伊勢平野地域には、断層や褶曲が存在し、複雑な地質構造が形成されている。また、地殻運動の活動性も比較的活動な地域として知られている。

この地域において年代的に最も新しい地質構造は、今から50万年前に始まった狼投変動と呼ばれる断層地塊運動により特徴づけられ (表-2)、断層で囲まれた地塊がそれぞれに傾動することにより、上昇・下降域が形成されている。

近年の活断層調査<sup>3)</sup>により、従来知られていなかった断層も新たに発見され、この地域はより複雑な地質構造である可能性が高いと考えられている。

## 4. 常滑層群の地盤調査

### (1) 地盤調査概要

設計に当たって実施した主な地盤調査項目及び調査位置を表-3、図-3に示す。ボーリングは、中央部1本、連壁外側の同心円上に8本の合計9本である。

表-3 主な地盤調査項目

地盤調査項目	実施数量
①ボーリング (9本)	・φ116 オールコア 延べ540m ・φ66 標準貫入試験 延べ590m
②標準貫入試験	520回
③孔内水平載荷試験	40回
④現場透水試験	41回
⑤PS検層	91点
⑥室内土質試験	
【物理試験】	
・土粒子密度, 含水比, 粒度分布, 液性・塑性限界, 湿潤密度	
・火山灰分析	
【力学試験】	
・一軸圧縮, 三軸圧縮, 繰返し三軸, 室内透水, 圧密	

(2) 地盤調査結果

地盤調査で得られた主な土質定数について、隣接地点の知多LNGのデータと比較して以下に述べる。

a) 地層構成

常滑層群は固結シルトと砂層（一部固結）が互層状に堆積しており、随所に亜炭（木片）、腐植物、火山灰等を挟んでいる。

No.1タンク建設地点のNP-77m付近の火山灰層と知多LNG建設地点のNP-53m付近の火山灰層が、ともに岡田火山灰層であることが火山灰分析（重鉱物組成、火山ガラスの形態・屈折率測定）で明らかになったことから、約900m離れた両地点間の火山灰層の平均傾斜は、約1.5°であることが確認できた。

この結果をもとに両地点の地層を対比したものを、図-4に示す。

b) 主な土質定数の比較

固結シルト層の湿潤密度、一軸圧縮強度、及び変形係数について、両者のデータを比較する。

①湿潤密度  $\rho_t$  (表-4)

変動係数（不偏分散の平方根 $\sqrt{V}$ を平均値 $\bar{X}$ で除したものは3~4%程度と小さく、両者に差は見られない。平均値は、No.1タンク1.94t/m<sup>3</sup>、知多LNG1.93t/m<sup>3</sup>であり、5%の有意水準で平均値に差があるとは言えない。

②一軸圧縮強度  $q_u$

No.1タンク、知多LNGとも固結シルトの一軸圧縮強度に深度依存性は見られない（図-5）ことから、固結シルト層全データについて整理し、表-5に示す。また、そのヒストグラムを図-6に示す。

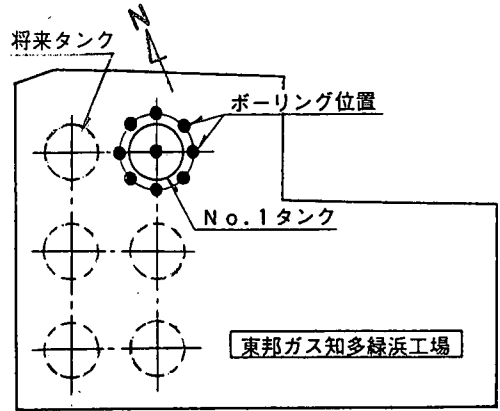


図-3 地盤調査位置図

表-4 湿潤密度の比較

(単位: t/m<sup>3</sup>)

	データ数 n	平均値 $\bar{X}$	不偏分散の平方根 $\sqrt{V}$	変動係数 (%)
No.1タンク	54	1.94	0.062	3.2
知多LNG	166	1.93	0.075	3.9

変動係数は、No.1タンクで51%、知多LNGで35%と両者ともバラツキが大きいものの、ほぼ正規分布を示していることがわかる。前者の平均値は後者の4割程度であり、5%の有意水準で両者の平均値には差があると言える。

③変形係数  $E_{50}$  (表-6)

固結シルト層全データについて整理したものを表-6に示す。表-6に示す変形係数 $E_{50}$ は、No.1タンク、知多LNGとも、一軸圧縮試験から得られた変形係数と孔内水平載荷試験から得られた変形係数を整理したものである。

変動係数は、No.1タンク、知多LNGとも48%であり、両者ともバラツキが大きい。前者の平均値は後者の3割程度であり、5%の有意水準で両者の平均値には差があると言える。

以上述べたように、No.1タンクと、隣接する知多LNGとは直線距離で900m程度しか離れていないにもかかわらず、固結シルトの一軸圧縮強度や変形係数に有意な差が現れている。掘削時の掘削し易さや、押土・仮置き時の掘削した固結シルトの細片化状況等の目視観察結果でもNo.1タンクの方が「もろく、弱い」状態であった。

この原因については、“8. 地盤強度に関する考察”にて詳述する。

【凡例】 Tm; 固結シルト  
 Ts; 砂層 (一部固結)  
 Tf; 砂泥互層

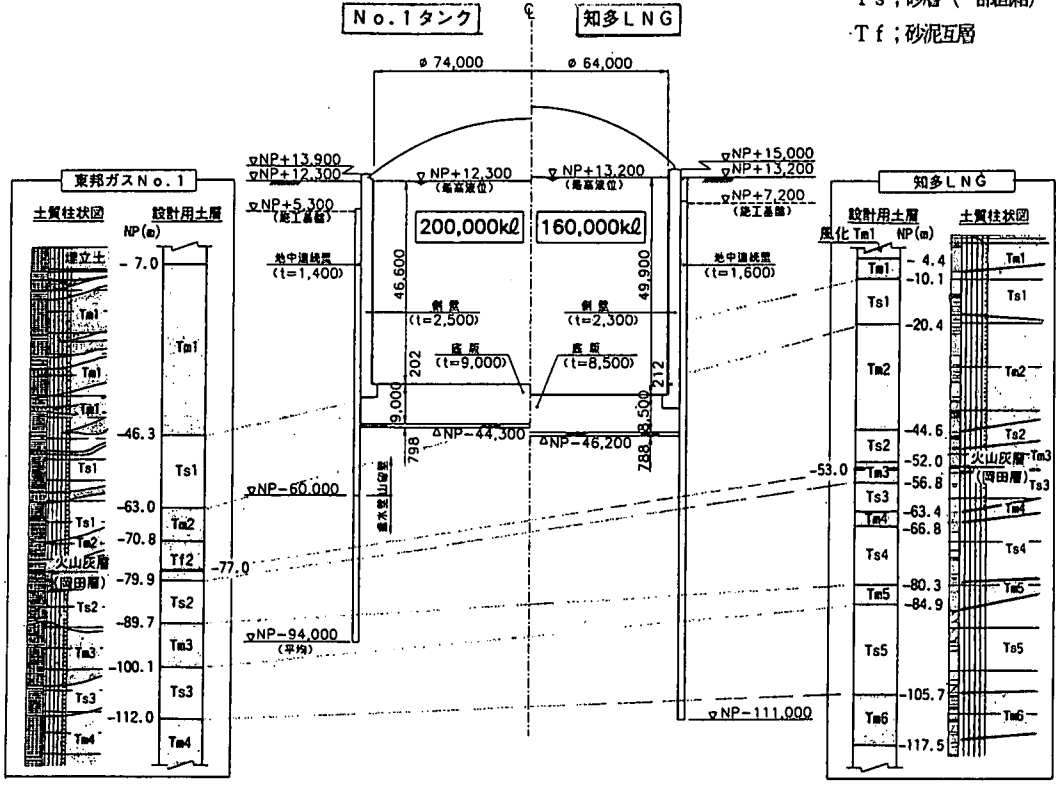


図-4 常滑層群中に隣接する2地点間での地層構成

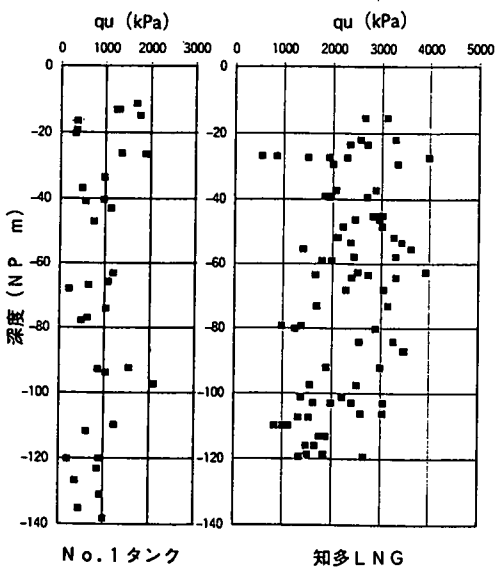


図-5 一軸圧縮強度～深度の関係

表-5 一軸圧縮強度の比較

(単位: kPa)

	データ数 n	平均値 $\bar{X}$	不偏分散の平方根 $\sqrt{V}$	変動係数 (%)
No. 1タンク	36	933	480	51
知多 LNG	82	2296	798	35

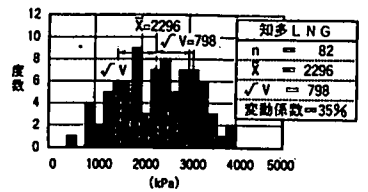
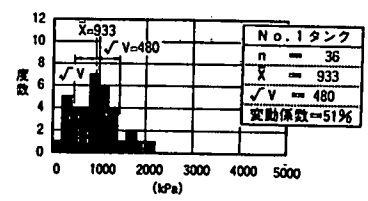


図-6 一軸圧縮強度のヒストグラム

表-6 変形係数の比較

(単位:MPa)

	データ数 n	平均値 $\bar{X}$	不偏分散の平方根 $\sqrt{V}$	変動係数 (%)
No.1タンク	61	108	52	48
知多LNG	85	402	193	48

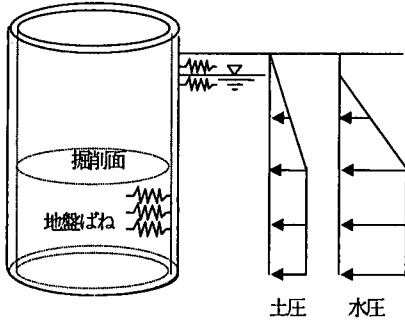


図-7 解析モデルの概念図

### 5. 山留め設計の概要

山留めの設計は、連壁をシェルとし、連壁の掘削側及び背面側への変形に対する周辺地盤による拘束をばねとしてモデル化したFEM解析により行った。

図-7に解析モデルの概念図を示す。

#### (1) 荷重条件

以下に示す7種類の荷重を考慮した。

- ①連壁の自重
- ②土 圧；土圧係数 $K_0=0.5$ とした静止土圧を考慮。
- ③偏土圧；周辺地盤の不均一性（地層の不陸・傾斜、密度のバラツキ等）は無視できる程度であるが、過去の設計例と隣接地知多LNGの計測結果等を参考に、土圧の2割を偏土圧として考慮。
- ④水 圧
- ⑤上載荷重；重機等、施工時の上載荷重として20kPaの等分布荷重を考慮。
- ⑥温度荷重；内部掘削により連壁面が露出するため、連壁の内外面温度差を考慮。
- ⑦地震時荷重；連壁の地震時慣性力および地震時土圧（静的、動的）を考慮。

#### (2) 周辺地盤のばね条件

連壁の変形状態に応じて地盤ばねを考慮する。すなわち、連壁が外側に変位する部分には連壁外側に、内側に変位する部分には連壁内側に（掘削レベル以深のみ）、地盤ばねを分布させる。

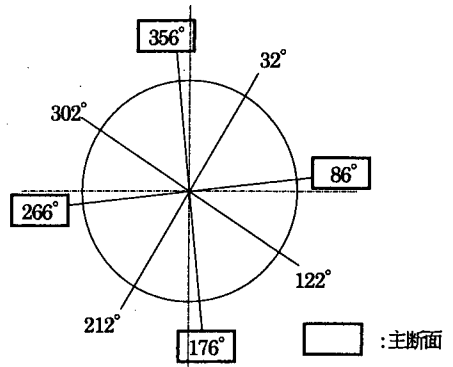


図-8 山留め管理用計器配置方向

表-7 山留め管理用計器数量表

#### ①主断面

種類		86°	176°	266°	356°	計
鉄筋計	円周	14	14	14	14	56
	鉛直	10	2	2	2	16
コンクリート有効応力計		4	—	—	—	4
可動式傾斜計 *1		1	1	1	1	4
間隙水圧計		1	—	2	—	3
熱電対		17	—	—	—	17

\*1 下端レベルNP-92m

#### ②サブ断面

種類		32°	122°	212°	302°	計
鉄筋計	円周	4	4	4	4	16
	可動式傾斜計 *2	1	1	1	1	4

\*2 下端レベルNP-62m

#### (3) 連壁の剛性

- ・  $E=33 \text{ kN/mm}^2$  (NP-60m以浅； $f_{ck}=51 \text{ N/mm}^2$ )
- $=28 \text{ kN/mm}^2$  (NP-60m以深； $f_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$ )
- ・ I；全断面有効

### 6. 山留め計測

#### (1) 山留め計測計画

山留めとしての連壁の安全性を監視、確認しながら内部掘削を進めるため、図-8および表-7に示す計器を配置した。主断面を4方向、サブ断面を4方向とし、主断面の内1方向に計器を重点的に配置することとした。また、可動式傾斜計による変位計測については、内部掘削直前の連壁天端座標（8方向可動式傾斜計位置）を初期値（不動点）に設定し、その後の変形は、光波距離計で計測して天端変形量による補正を行った。

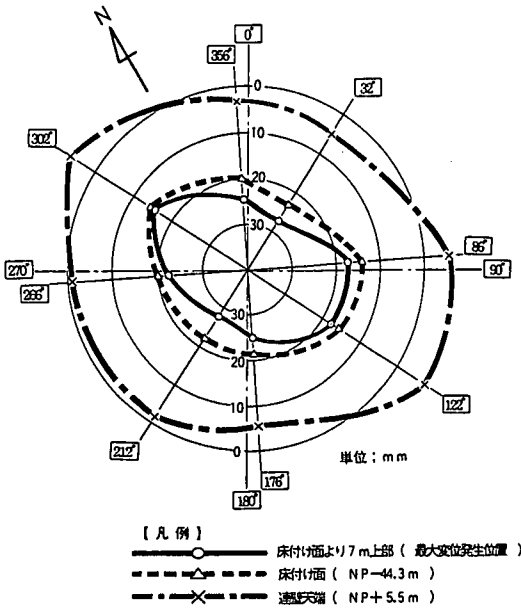


図-9 連壁の半径方向変位計測結果 (最終掘削時)

### (2) 連壁の挙動計測結果

荷重の偏載を極力避けるため、重機の配置、掘削土の仮置き場所・高さ、および掘削方法等に対して十分検討した施工法を採用しており、25m程度まで掘削した円形山留めの連壁は、全周ほぼ同様な変形状態であった。ところが、掘削深度 25m を越えた頃から連壁に北東-南西方向に押された形のオーバル変形が発生し始め、最終掘削時 (掘削深度 50m) には短辺方向と長辺方向で最大 22mm の変形量の差が観測された (図-9)。

この原因については 7 章にて詳述する。

### (3) 計算値との比較

連壁の半径方向変位計測結果について計算値と比較する。

#### a) 解析条件

##### ① 掘削レベル

- ・ 床付け直前 (NP-38.0m)
- ・ 床付け時 (最終掘削時; NP-44.3m)

##### ② 荷重条件

- ・ 土圧; 静止土圧 (土圧係数  $K_0 = 0.4 \sim 0.6$ )
- ・ 水圧; 静水圧
- ・ 偏圧; 土圧の 2 割の偏土圧
- ・ 自重; 連壁コンクリート重量

##### ③ 地盤条件

- ・ 地盤ばね; 連壁外側, 連壁内側 (掘削面以深)。

表-6 に示す変形係数の平均値  $\bar{E}$  を 0.5~2 倍した値を用いて、「道路橋示方書 IV 下部構造編」に基づき下式により設定した。なお、 $\alpha$  は一軸圧縮試験、孔内水平

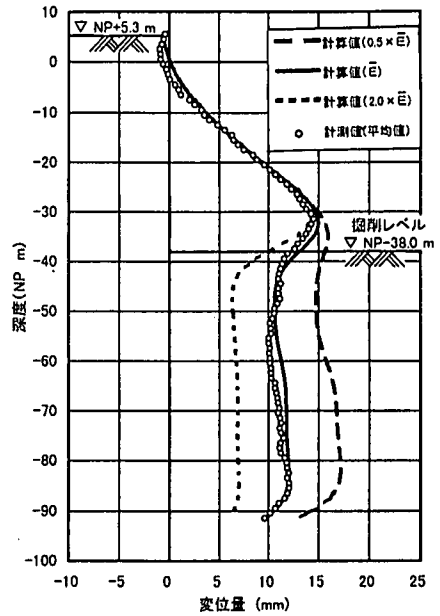


図-10 連壁半径方向変位の比較 (床付け直前, ステップ 1)

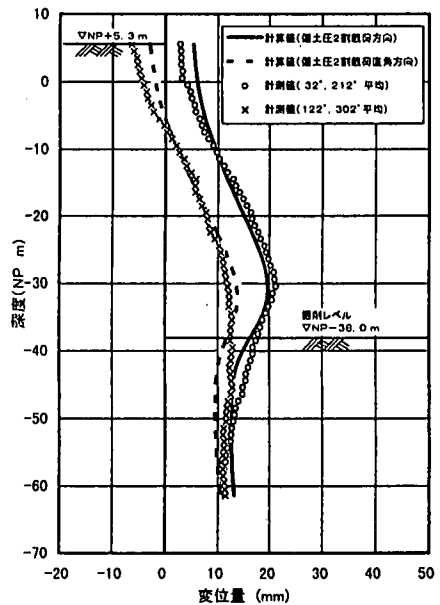


図-11 連壁半径方向変位の比較 (床付け直前, ステップ 2)

載荷試験から得られた変形係数を基本に用いていることから、ここでは  $\alpha$  を 4 とした。

$$K_H = \frac{1}{30} \alpha E_{50} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4}$$

#### b) 解析結果と計測値との比較

解析は、ステップ 1 で等圧荷重としての土圧と地盤ばね数値の値を、ステップ 2 で偏圧荷重の大きさを、逆解析によ

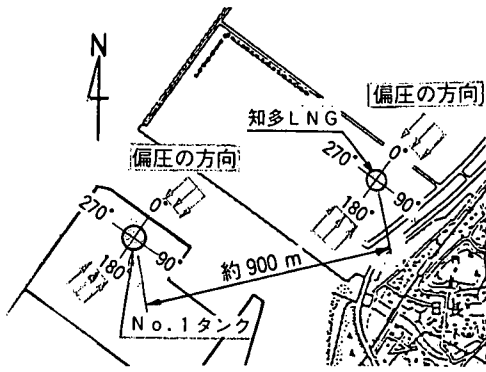


図-12 偏圧の方向

り求める方法で行った。

①床付け直前(掘削レベルNP-38.0m)の比較

等圧荷重として土圧(土圧係数 $K_0=0.5$ )および水圧を考慮し、地盤の変形係数を $0.5 \times \bar{E}$ ,  $\bar{E}$ ,  $2 \times \bar{E}$ と3ケース考えた場合の連壁半径方向変位の計算値と、計測値(全周平均化したもの)を比較して図-10に示す。これより、

- ・土圧係数として $K_0=0.5$
- ・地盤の変形係数として表-6に示す試験結果の平均値を用いた場合に、連壁半径方向変位の計測値(平均値)をほぼ再現できることが明らかとなった(ステップ1)。これは、地盤の変形係数の空間的なバラツキは連壁の剛性が大きいため無視され、平均値を用いて設計しても良いことを示しているものと考えられる。

さらに荷重として土圧の2割偏載を考慮した場合の計算値と計測値を比較して図-11に示す。計測値は、オーバル変形量が最も大きい $32^\circ$ ,  $212^\circ$ 方向の平均値と、その直角方向で変形量が最小になる $122^\circ$ ,  $302^\circ$ 方向の平均値をプロットし、偏土圧2割載荷方向( $32^\circ$ ,  $212^\circ$ )及び偏土圧2割載荷直角方向の計算値と比較した。これより偏圧の大きさは、図-7に示したモデルにおける土圧の2割程度であるとの結果が得られた(ステップ2)。

②床付け時(掘削レベルNP-44.3m)の比較

床付け時についても①と同様、土圧係数 $K_0=0.5$ 、地盤の変形係数を試験結果の平均値、偏圧荷重を土圧の2割、とした解析を行い、計測値をほぼ再現できた。

7. 偏土圧に関する考察

土圧の2割偏載を考慮した解析により、連壁のオーバル変形をほぼ再現できることを前章で述べた。同様の現象は、隣接地である知多LNGの円形山留め掘削時にも見られ、逆解析の結果、偏土圧の大きさは土圧の2割程度であったと報告<sup>1)</sup>されている。なお偏圧の方向は、両地点とも、ほぼ北東から南西方向であった(図-12)。

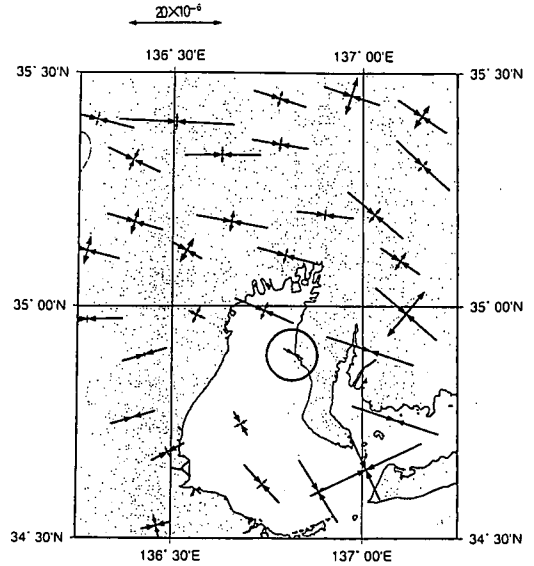


図-13 伊勢湾周辺の地殻水平歪み<sup>5)</sup>

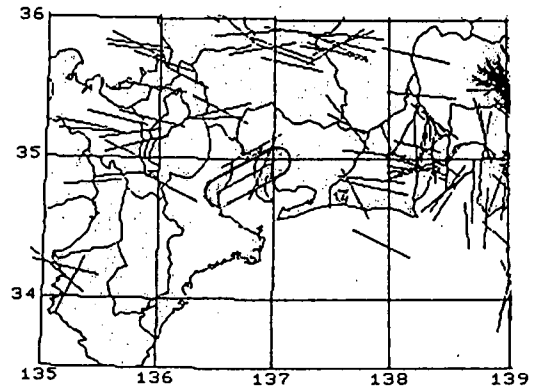


図-14 1961年~1985年での深さ30km以浅の地震による伊勢湾周辺の地殻圧縮心力軸分布(望月英志・中村雅基氏による図<sup>6)</sup>に加筆、修正)

この現象は当該地区常滑層群の特徴であると考えられることから、以降、偏土圧の発生原因について考察を加える。

(1) 偏土圧の原因

一般に偏土圧を発生させる自然要因には、地滑り地や急傾斜地などにおける地形要因を除くと、

- ・地盤変形特性の異方性
- ・地殻応力による初期地圧の異方性

の2点があげられる。

このうち変形特性の異方性については、隣接地の知多LNGにおいて、原位置での砂層に対するせん断波速度測定、ブロックサンプリングされた固結シルトに対する一軸圧縮試験とを地層の走向方向と傾斜方向について行った結果、常滑層群(固結シルト、砂層)には、水平面内での強度、

変形係数の異方性は見られなかったことが報告<sup>4)</sup>されている。

従って、現時点で推定される原因としては、地殻応力による初期地圧の異方性が最も有力であると考えられる。

### (2) 伊勢湾周辺地域の地殻応力

広域の地殻応力は、日本列島下に沈み込む海洋プレートの運動によってもたらされる。

過去100年(1883~1994年)における測地測量結果から得られた伊勢湾近辺の地殻水平歪みの方向<sup>5)</sup>は、ほぼ東西方向の圧縮が卓越し、知多半島西岸では東南東-西北西の圧縮を示す(図-13)。また過去24年間(1961~1985年)における浅所地震の発震機構から求めた伊勢湾近辺の地殻最大圧縮応力の方向<sup>6)</sup>も、ほぼ東西方向の圧縮が卓越し、知多半島西岸では東北東-西南西の圧縮を示す(図-14)。この差は、測地測量結果が三角点に囲まれた領域の平均的な歪みを表しているのに対し、地震発震機構から求めた地殻応力の圧縮方向は震源位置における局所的な歪みを表していることによるためと考えられる。

また、現在の地殻応力状態を直接表すものではないが、No.1タンク周辺における常滑層群中に発達する小断層の変位から推定される地殻応力場は、少なくとも更新世中期(50万年前)以降において、北東-南西方向に最大圧縮応力軸をもつものとされている<sup>7)</sup>。

### (3) 地殻応力方向と偏圧方向との関係

偏圧の方向は、No.1タンク、知多LNGとも北東-南西方向の圧縮となっており、測地測量から推定される地殻水平歪みの方向(図-13)とは約70°ずれているものの、地震発震機構や小断層から推定される地殻応力の圧縮方向(図-14)とはほぼ合っている。

これより、地震発震機構や小断層から推定される地殻応力の圧縮方向は、今後の偏圧方向推定手段の1つとして有用であると考えられる。

ただし、地殻応力の作用方向は、断層等の不連続面の影響を受けると言われている<sup>8)</sup>。設計に当たって断層等が近辺に存在する場合は、本例に示す大規模掘削等、建設地点付近の施工実績を調査し、偏圧の方向を確認するのが妥当であると考えられる。

## 8. 地盤強度に関する考察

“4. 常滑層群の地盤調査”で述べた通り、No.1タンク建設地と、隣接する知多LNG建設地とは直線距離で900m程度しか離れておらず、かつ両地点の固結シルトの強度には深度依存性及び層による差異がないにもかかわらず、それぞれの固結シルトの一軸圧縮強度や変形係数に有意な

差が現れている。

一般に、地盤強度バラツキの原因としては、

- I. 試験方法に依存するもの
  - II. 岩石自体の強度の不均質性に依存するもの
- の2種がある。

Iに関しては、以下のことから、両地点とも概ね妥当な試験結果が得られているものと考えられる。

- ・6章で述べた通り、No.1タンクでは、地盤の変形係数として試験結果の平均値を用いた場合の計算値が、連壁の半径方向の計測値をほぼ再現している。また、後日実施したNo.1タンク西側の120m離れた位置での地盤調査の結果、固結シルト( $T_{m1}$ :NP-6.5m-NP-49.8m)の変形係数は平均で119MPaであり、No.1タンクの平均値108MPa(表-6)とはほぼ同じであった。
- ・知多LNGでは、内部掘削中に固結シルトのブロックサンプリングを行い、それを用いた三軸圧縮試験を行ったとの報告がある<sup>4)</sup>。それによれば、固結シルト( $T_{m2}$ )の変形係数は拘束圧依存性があり、拘束の無い状態での変形係数を580MPaとして定式化している。表-6に示す変形係数の平均値は402MPa(上記の値の7割程度)であり、両者に大きな差はない。また、三軸圧縮試験で得られた変形係数を用いて、山留めの変形状態をほぼ再現できた事も報告されている<sup>1)</sup>。

従って、常滑地盤における強度(あるいは変形係数)のバラツキは、試験結果自体の誤差よりも、岩石自体が持つ強度の不均質性に依存する可能性が高い。そこで、以降、IIの岩石自体の強度不均質性をもたらす要因について考察する。

### (1) 岩石自体の強度不均質性をもたらす要因

岩石の強度は一般に、

- 1) 岩石構成物質の強度
- 2) 構成物質の固結度
- 3) 風化度
- 4) 亀裂等の不連続面発達度

によって決まる。1)、2)は岩石が生成される段階において決定される初生的要因であり、3)、4)は岩石生成後の環境によって決定される後生的要因である。

このうち1)については、No.1タンク及び知多LNGどちらにおいても近接する常滑層群の固結シルトを対象としているため、有為な差は無いと考えられる。従って、両者における強度の差は、初生的要因としての固結度、及び後生的要因としての風化度、不連続面発達度の違いによって表されている可能性があるため、これらの要因について検討する。



### a) 初生的要因 (固結度の差)

常滑層群のような堆積岩における岩石構成物質の固結度は、圧密続成過程 (圧密脱水及びセメンテーション) における、

- ①埋没深度による上載荷重の差
- ②脱水過程の差
- ③有機物起源のガス含有量の差
- ④造構心力による地盤内応力の差

等によって影響されると考えられる。

①に関しては、No. 1タンクと、隣接する知多LNG間の常滑層群の傾斜は $1.5^\circ$ 程度とほぼ水平であり、地層の埋没深度が両者の間で極端に異なっているとは考えにくい (図-4)。

②に関しては、常滑層群がシルトと砂の互層であることから、砂層を挟むシルトと均質なシルトでは脱水過程に差が生じることが想定される。しかし、堆積年代が650~300万年前であることを考えれば、堆積時の上載荷重による圧密脱水過程はほぼ終了しており、固結度に影響が及ぶとは考えにくい。

③に関しては、常滑層群には有機質シルトや亜炭層が挟在していることから、続成作用により有機物から放出されたメタン等の天然ガスをトラップする部分があれば、その場所ではセメンテーションが遅れることが考えられる。

④に関しては、常滑層群は堆積後、半田向斜 (表-2) に代表される褶曲作用を受けているが、波長数百m程度<sup>7)</sup>の緩やかなものであり、褶曲作用に由来する地盤内応力状態の差が固結度の差として現れるとは考えにくい。

### b) 後生的要因 (風化度・亀裂発達度の差)

・風化度について

No. 1タンクや隣接地の知多LNG建設地における常滑層群は、現在は海面下に存在しているが、今から約2万年前の最終氷河期には海水準が現在より100m程度低下しており、当該地盤も陸化して風化の影響を被ったと考えられる。しかし、ボーリング結果<sup>1)</sup>から見た風化層の厚さは5m程度と薄く、また地盤の風化深度は、一般的には地形上の大きな相違 (例えば尾根とか谷) がなければさほど変化することは無いので、風化による強度低下が大きく、かつ両者の間で著しく異なるとは考えにくい。

・亀裂発達度について

知多半島地域は、断層や褶曲等、複雑な地質構造が形成されており、隣接地の知多LNGにおいて常滑層群掘削時に、小規模な亀裂面が観察されたとの報告がある<sup>1)</sup>。従って、常滑層群の同一層においても微細な亀裂の発達度が異なり、結果として強度の相違として現れている可能性が考えられる。

### (2) 地盤強度に差が生じた原因のまとめ

No. 1タンク建設地と知多LNG建設地における強度 (あるいは変形係数) の差は、初成的要因としての固結度の差 (有機物起源のガス含有量の差)、後生的要因としての亀裂発達度の違い、による可能性が高いと推察することができた。

以上述べた原因により、常滑シルト層は、近接地点であっても強度、変形係数が変化している可能性があるため、地盤調査に当たっては、調査位置の選定に十分注意する必要があると考えられる。

## 9. まとめ

掘削土量25万 $m^3$ の大規模掘削に伴う円形山留めの計測結果、地盤調査結果、および地質学的考察等から、常滑層の地盤特性に次のような知見が得られた。

- ①No. 1タンクの山留め掘削時に円形山留めにオーバル変形が観測された。同様の現象は隣接地である知多LNGの山留め掘削時にも観測されたとの報告があり、地殻応力に由来する初期地圧の異質性が原因であると考えられた。
- ②両地点とも、偏圧の大きさは土圧の2割程度、作用方向は北東-南西方向であった。
- ③偏圧の作用方向は、地震発震機構や小断層から推定される地殻応力の圧縮方向とほぼ合っており、今後の偏圧方向推定手段の1つとして有用であると考えられる。ただし、地殻応力の作用方向は、断層等の不連続面の影響を受ける可能性があると言われていることから、設計に当たって断層等が近辺に存在する場合は、本例に示す大規模掘削等、建設地点付近の施工実績を調査し、偏圧の方向を確認するのが妥当であると考えられる。
- ④常滑シルト層の強度・変形係数はバラツキが大きいものの、深さ120m程度までは深度依存性は見られなかった。ただし、900m程度しか離れていない2地点間に強度等の有意な差が見られ、この原因として、ガスのトラップに伴う固結度の差、亀裂発達度の差、が可能性として挙げられた。
- ⑤堆積軟岩である常滑シルト層は、近接地点であっても強度・変形係数が変化している可能性があるため、地盤調査に当たっては、調査位置の選定に十分注意する必要がある。また、常滑シルト層の強度・変形係数はバラツキが大きいものの、本事例の円形山留めのような大規模構造物においては、平均値を用いて設計しても良いと考えられる。

## 10. おわりに

コンクリート製円形山留めは、等圧に対しては耐力的に優れているものの、偏圧に対しては鉄筋等で補強する必要があり、偏圧の方向が確認できればより合理的な設計が行える。初期地圧を計測する手段として孔内水平載荷試験等があるが、その精度は今回観測された程度の偏圧を測定できるものとはなっていない。

偏圧方向を任意の地点で特定するのは難しく、今回このような大規模掘削を行い、そのデータをもとに初めて偏圧方向推定手段の1つを提案した。今後のデータの蓄積を望むものである。

東邦ガスとしては、今後建設を予定しているNo.2タンクでの計測結果を踏まえて、No.3タンク以降の設計に反映させていきたいと考えている。

謝辞：今回の論文作成に当たり、計画、調査、試験、結果分析において終始ご指導頂いた名古屋大学松尾稔教授、浅岡顕教授、(財)エンジニアリング振興協会星野一男博士、貴重なデータを提供して頂いた知多エル・エヌ・ジー(株)、並びに清水・大林共同企業体の関係各位に対し感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 水野直也, 仲村治朗, 斎藤一郎, 高野忠: 堆積軟岩の大規模掘削工事における地盤の変形特性と連壁に作用する側圧, 土木学会論文集, No.595/VI-39, pp.1-15, 1998.
- 2) 日本の地質編集委員会編: 日本の地質5「中部地方Ⅱ」, pp.310, 共立出版, 1993.
- 3) 愛知県活断層調査委員会・愛知県消防防災対策室: 加木屋断層に関する調査について, 科学技術庁(編)平成7年度・平成8年度地震調査研究交付金成果報告会予稿集, pp.63-67, 1997.
- 4) 水野直也, 仲村治朗, 渡辺浩平, 斎藤一郎, 西尾伸也: 新第三紀常滑層地盤の変形特性: 土木学会論文集, No.603/Ⅲ-44, pp.179-190, 1998.
- 5) 国土地理院: 中部・近畿地方の地殻歪, 国土地理院Webサイト.
- 6) 望月英志, 中村雅基: 中部日本の発震機構(1961-1985), 地震学会講演予稿集, No.1, 1988.
- 7) 吉田史郎, 尾崎正紀: 半田地域の地質, 5万分の1地質図幅, pp.98, 地質調査所, 1986.
- 8) Mandel, G.: Mechanics of Tectonic Faulting - Model and Basic Concepts-, pp.81, 1988, ELSEVIER.

(1998.12.3 受付)

## A STUDY ON THE BEHAVIOR OF LARGE-SCALE CYLINDRICAL DIAPHRAGM-WALL IN SEDIMENTARY SOFT ROCK AREA

Kenji TAKAGI, Tutomu MAEDA, Makoto MIYANAGA  
and Takuro NISHI

One of the world largest in-ground LNG tanks with the capacity of 200,000 KL is being constructed in Midorihama-cho, Chita City, Aichi Prefecture. The construction site is a reclaimed area underlain by the sedimentary soft rocks (Tokoname Group) of the Tertiary age. With the progress of the soil excavation inside the diaphragm-wall, an oval deformation with NE-SW compression was observed in the diaphragm-wall. From the geological study, it is concluded that the deformation was induced by the anisotropy of the intrinsic regional stress field. To reflect on the design and construction of diaphragm-walls hereafter, the new findings, such as the method to estimate the direction of an eccentric soil pressure, are described in this paper.