

# 軟弱地盤における地中内鋼矢板の変形解析

## THE ANALYSIS OF UNDERGROUND STEEL SHEET-PILE DEFORMATION BY SOFT GROUND

鶴田 則夫<sup>1</sup>・林 克恭<sup>2</sup>・奥野 正洋<sup>2</sup>

Norio TURUTA, Katuyasu HAYASI and Masahiro OKUNO

<sup>1</sup>正会員 北海道 土木部 網走土木現業所 (〒099-0421 北海道紋別郡遠軽町福路1)

<sup>2</sup>正会員 株式会社アルファ水工コンサルタンツ 技術部 (〒063-0829 札幌市西区発寒9-14-516-336)

In Toppusi-Wakasato fishery port lying at Lake Saroma in Hokkaido, the fishery infrastructures have been often built on a soft ground. This situation induced a severe problem of deforming in quay structure including steel sheet-pile. The present study allowed to fully understand the cause of deformation. For this investigation, we created an analysis model based on Finite Element Method (FEM) in the purpose to examine the effects of soft clay consolidation and lateral flow on steel sheet-pile deformation.

**Key Words :** Deformation of steel sheet-pile, consolidation of soft clay, lateral flow, analysis model, FEM

### 1. はじめに

我が国の港湾や漁港の岸壁および護岸施設等において鋼矢板を用いた構造形式が適用される場合が多く、特に軟弱地盤においては経済性の面からその有効性が高い。しかし、軟弱地盤において生じる圧密沈下および側方流動によって鋼矢板が変形を生じる場合がある。また、土中の応力状態とそれに伴う鋼矢板の経年変化を定量的に予測する手法が未だ確立されていないのが現状である。

本検討では、FEMプログラムを用いた解析例を示した上でその結果を実際の測定結果とともに考察し、鋼矢板構造の変形メカニズムを解析した。

なお、検討対象とした施設は、図-1に示す北海道のサロマ湖内に位置する富富士(若里)漁港の-2.5m物揚場で、平成元年に普通矢板式構造で建設されたが、建設直後から圧密沈下および側方流動の影響と考えられる鋼矢板の変形が生じている。

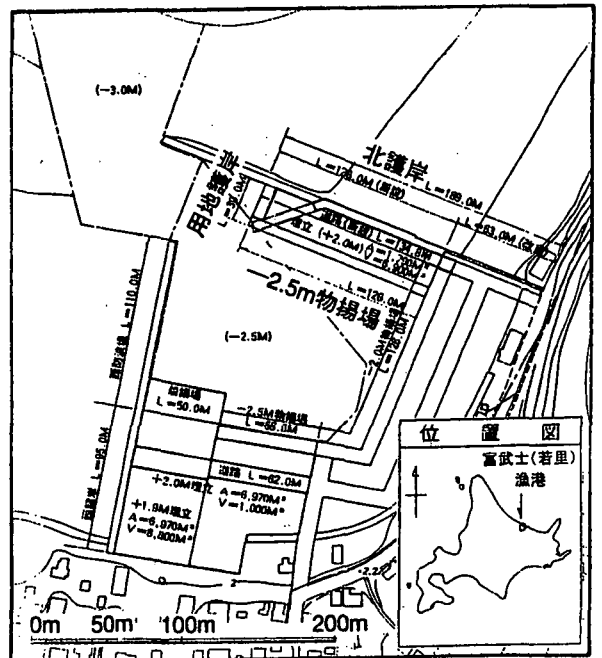


図-1 検討対象施設位置図

### 2. 調査地点の概要

#### (1) 地質概要

当漁港-2.5m物揚場の建設にあたり昭和63年にボーリング調査が行われている(図-2参照)。その調査結果によると調査地点(Br No.1)の地盤は、砂質シルト(Ac1)およびシルト質粘土あるいは砂質シルト(Ac2)の粘性土層から成る沖積層、

礫質土層(Dg)およびシルト状の粘性土層(Dc2)から成る洪積層により構成されている。特にAc1およびAc2層は高含水比で低強度の粘性土層として標高約-2.8~-15.6mの間に厚い層となって分布しており、これらの土層における側方流動や圧密沈下などの現象により施設の盛土の沈下や矢板の変形が生じたものと考えられる。

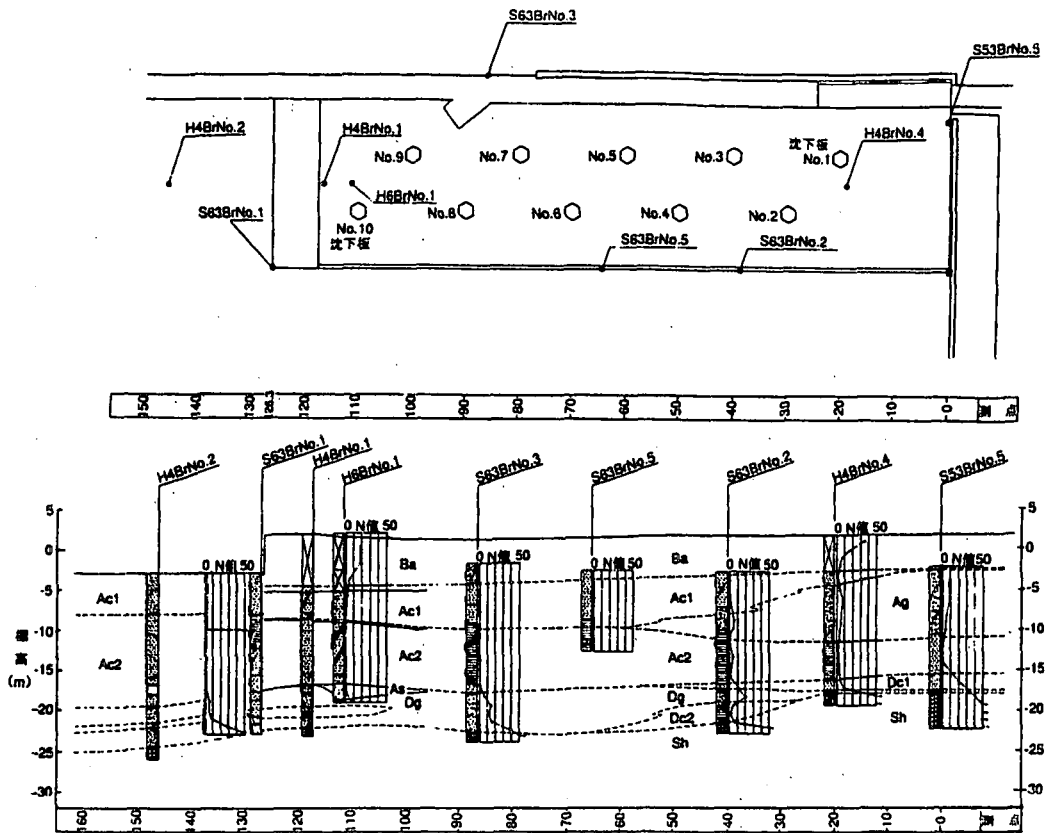


図-2 ボーリング位置図および土質想定断面図

(2) -2.5m物揚場の変形の経過

a) 用地の沈下

-2.5m 物揚場の基本構造を図-3 に示す。当調査地点に平成元年3月11日～平成2年7月5日に設置された沈下板による観測結果によると、図-2 に示される沈下板 No.10 にて実測沈下量 59.2cm (470日後) が計測されている。その後の沈下状況については、沈下板が破損状態に至り観測されていない。

なお、平成4年に行われたボーリング調査と施設建設当初の地盤構成を比較すると、軟弱粘性土層が約1.0m～1.5mもの大きな沈下を生じていることが明らかである。

測定結果を図-4 に示す。鋼矢板頭部について SP.126地点付近にて海側へ10cm、SP.110地点付近にて陸側へ13cmの変位量が生じており、平成8年10月の時点では、SP.100地点付近にて陸側へ39.5cmの頭部変位量が確認されている。

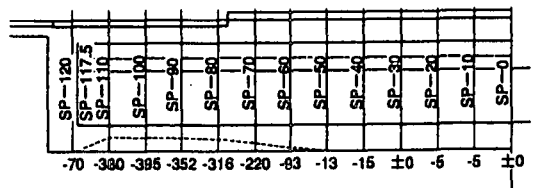


図-4 -2.5m物揚場上部工の水平変位 (平成8年10月測定)

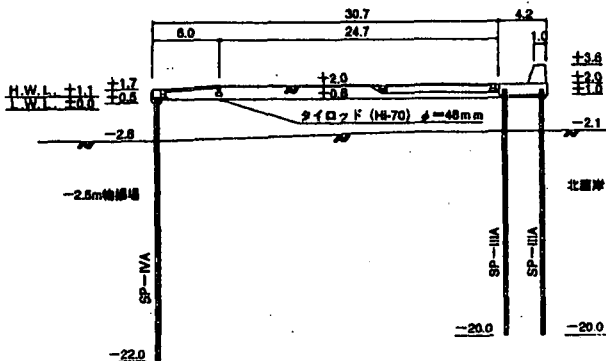


図-3 -2.5m物揚場の基本構造

b) 鋼矢板の変位

平成元年10月2日～平成2年4月17日に行われた

3. 鋼矢板の地中内変位の測定結果<sup>1)</sup>

前述のとおり-2.5m物揚場における矢板の変形が継続的に生じている。このため、施設の安全性の確認および対策工法の検討を行うにあたり、平成9年にキャリパー検層を用いて地中内を含めた鋼矢板変位量の測定が行われている。

平成9年5月～6月に行われたキャリパー検層を用いた鋼矢板変位量の測定結果によると、頭部にて陸側に40cm、地中内の最大値として標高-7.8m付近にて海側に50cmの変位量がそれぞれ測定

されており、相対的には 90 cm の水平変位量が生じていたことになる。

また、当測定によって得られた鋼矢板の地中内変位から推定される曲げ応力は、深度 8m で  $\sigma_M = 1,254,400$  (kN/m<sup>2</sup>)、深度 17m で  $\sigma_M = 833,000$  (kN/m<sup>2</sup>) に達しており、鋼矢板の引張り強度 490,000 (kN/m<sup>2</sup>) を大きく超える推定結果となっている。

#### 4. 解析手法の概要とパラメータの設定

##### (1) 解析手法の概要

本研究では、有限要素法プログラム (以下 FEM プログラム) を用いて、地盤および鋼矢板の各材料に力学モデルを適用し、圧密過程における鋼矢板および地盤の経時的な変形解析を行った。

地盤については圧密特性に着目し大きく分けて非圧密層および圧密層に分類し、各々に対して力学モデルを適用した。

盛土材料や下層の砂礫に相当する非圧密層については、これらが塑性変形を生じにくい比較的良質な材料として見込めることと、モデルをより簡便なものとする上で「線形弾性体」を力学モデルとした。

粘性土およびシルト層に相当する圧密層については、「弾・粘塑性体」(関口・太田モデル)<sup>2)</sup>を力学モデルとして適用した。このモデルは粘性土の圧密やせん断の現象に対する再現性が高く、かつ二次圧密やクリープといった時間効果を再現できるモデルとしてこれまで広く活用されている。

鋼矢板については、「線形はり」として変形量および発生応力についての解析を行った。

##### (2) 各地質モデルに対する解析パラメータの設定

###### a) 「線形弾性体」の解析パラメータ設定

「線形弾性体」を力学モデルとする非圧密層には、ヤング率  $E$  およびポアソン比  $\nu$  を解析パラメータとして与える。 $E$  は標準貫入試験で得られる  $N$  値から次に示す提案式 (1) により与えた。

$$E = (60N + 100) \times 9.8 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (1)$$

$\nu$  は地盤を対象とした場合、式 (2)

$$\nu = Ko / (1 + Ko) \quad (2)$$

で与えられるが、砂質土の標準的な値として  $\nu = 0.333$  ( $Ko = 0.5$ ) とした。

###### b) 「弾・粘塑性体」の解析パラメータ設定

「弾・粘塑性体」を適用する圧密層については、ポアソン比  $\nu$ 、限界状態での応力比  $M$ 、初期間隙比  $e_0$ 、初期応力比  $\eta_0$ 、圧縮指数  $\lambda$ 、膨張指数  $\kappa$ 、二次圧縮指数  $\alpha$ 、初期粘塑性ひずみ速度  $V_0$ 、圧密係数  $C_v$  の 9 つの解析パラメータを与える。

$\nu$  は Jaky の経験式から得られる  $Ko$  から値を与えた。なお、当地質調査において三軸圧縮試験が行われていないため塑性指数  $PI$  により以下に示す関

係式より  $\phi'$  を算定し、Jaky 式への代入により  $Ko$  を得た。

$$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI \quad (3)$$

式 (3) は、アメリカ海軍および Ladd らによる不攪乱正規圧密粘土の三軸圧縮試験による  $\phi'$  と塑性指数の関係式である。

$M$  はポアソン比と同様、塑性指数から得られる  $\phi'$  により以下の式で与えた。

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad (4)$$

$\lambda$  は標準圧密試験にて得られる圧縮指数  $C_c$  を  $\ln 10$  で除した値とする。 $\kappa$  については、圧密試験にて荷重除荷時の歪みのリバウンド量が測定されていないため、以下の式により簡略的に設定した。

$$\lambda = C_c / \ln 10 \quad (5)$$

$$\kappa = \lambda / 5 \sim 20 \quad (6)$$

式 (6) は、文献<sup>3)</sup>によるものである。

$e_0$  は、式 (7) により求める。

$$e_0 = G_s \cdot W / 100 \quad (7)$$

ここに、 $G_s$  は土粒子の比重、 $W$  は含水比 (%) を示す。

$\eta_0$  は、式 (8) により求める。

$$\eta_0 = (1 - K_0) / (1 + 2 K_0) \quad (8)$$

$\alpha$  は、当地質調査にて長期圧密試験が行われていないことから、式 (9) に示す Mesri による式により求めた。

$$C_\alpha = 0.01 \cdot W_n / 100 \quad (9)$$

$$\alpha = C_\alpha / \ln 10 \quad (10)$$

ここに、 $W_n$  は初期含水比 (%) を示す。

$V_0$  は式 (10) により求める。

$$V_0 = \alpha / t \text{ (/day)} \quad (11)$$

ここに、 $t$  は地層の堆積年代を示す。しかし、正確な数値の設定が困難なため一般に解析値として用いられる値  $V_0 = 10^{-5} \sim 10^{-8}$  (/day) より  $V_0 = 10^{-5}$  を採用した。

$C_v$  ( $m/day$ ) は標準圧密試験における圧密降伏応力載荷時以降で得られる数値の平均値を一定値として与えた。

#### 5. 入力断面のモデル化

現地では、SP. 100 から SP. 110 の地点における鋼矢板の頭部変位が著しい。このため、上述の測点と最も距離が近い昭和 63 年度の No. 1 号孔を用いて解析パラメータの決定を行った (図-5、6 および表-1 参照)。

#### 6. - 2. 5 m 物揚場の変形解析

鋼矢板およびその背後地盤の変形に着目して解析

結果を述べる。

1	盛土 (Ba1)	$\gamma = 17.64\text{kN/m}^3$	$N = 11$	+2.0
2	盛土 (Ba2)	$\gamma' = 9.80\text{kN/m}^3$	$N = 11$	R.W.L. +0.9
3	砂質シルト (Ac1)	$\gamma' = 4.90\text{kN/m}^3$ $C = 9.80\text{kN/m}^3$		-2.8
4	シルト質粘土 (Ac2)	$\gamma' = 5.39\text{kN/m}^3$ $C = 19.60\text{kN/m}^3$		-8.1
5	砂質シルト (Ac2)	$\gamma' = 7.84\text{kN/m}^3$ $C = 17.64\text{kN/m}^3$		-15.6
6	砂礫 (Dg)	$\gamma' = 9.80\text{kN/m}^3$ $N = 4.5$		-17.7
7	シルト (Dc2)	$\gamma' = 5.88\text{kN/m}^3$ $C = 35.28\text{kN/m}^3$		-20.7
8	砂礫 (Dg)	$\gamma' = 9.80\text{kN/m}^3$ $N = 18.5$		-21.7

図-5 地質モデル図

(1) 鋼矢板の変形解析結果

解析モデルの残留変形図を図-7に、実測および解析の結果から得られる鋼矢板の水平変位分布図を図-8に示す。出力時間 3285 日時点 (平成 9 年時点相当) の結果を見ると、鋼矢板の頭部にて陸側へ 21cm, 地中内の標高-7.0m 点にて海側へ 62cm (最大値) の変位量が得られた。相対変位量が 83cm であり、実測値による相対変位量とほぼ同等の値を示している。しかし、実測値よりも相対的に海側へ約 20cm ずれた形の結果となった。この理由として、実際にはタイロッドの張力により、鋼矢板の陸側への傾倒が解析結果よりも大きく生じていることが考

えられる。

また、解析から得られる鋼矢板の最大発生曲げモーメントから最大曲げ応力度を算出した結果 941,192 (kN/m<sup>2</sup>) となった。この値は、鋼矢板の引張り強度 490,000 (kN/m<sup>2</sup>) を超える値であり、実際には塑性変形域または破壊域に達している可能性がある。

なお、実測値では、標高およそ-16m 以下において殆ど海側への変位が見られない。しかし、解析においては、-15.6m~-17.7m の Ac2 層を圧密する粘性土層で大きな変位が生じる結果となっている。これは、1 孔分のボーリング結果をもとに、各標高に対し均一なパラメータ設定を行ったため、実際の土層における不均一性等によりこの深度において、本来の土質定数に対し過小な材質評価となった可能性がある。

(2) 地中内鋼矢板の変形をもたらす要因

鋼矢板の地中内で最も大きな水平変位を生じる深度において、鋼矢板の水平変位、鋼矢板の発生曲げモーメントおよび鋼矢板に加わる水平応力、背後土層の鉛直方向の変位、間隙水圧について各々の経時変化を対比した (図-9~13 参照)。この結果、圧密度が約 50% 程度の時点で、鋼矢板の水平変位および発生曲げモーメントが収束に近い値に達していることがわかる。これは、実際の鋼矢板の変形状況として、間隙水圧が大きい圧密過程の初期段階にて、地中内鋼矢板の変形および発生曲げ応力が収束値に達するに相当する土中の水平方向力および側方流動が生じていることを示すと考えられる。

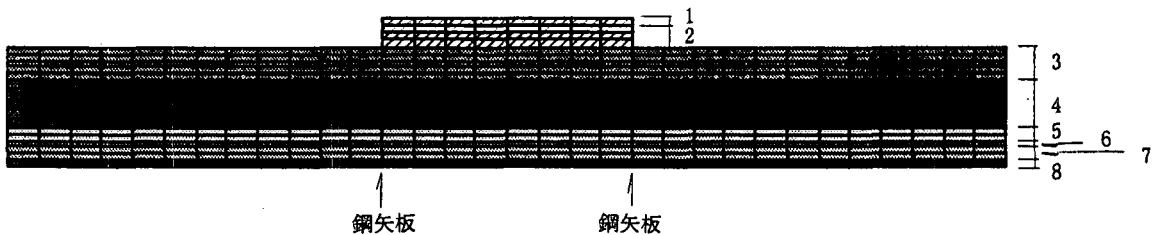


図-6 解析モデル図

表-1 解析パラメーター一覧

番号	記号	力学モデル	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	M	$\lambda$	$\kappa$	$e_0$	$\eta_0$	$\alpha$	$V_0$ (1/day)	$C_v$ (m/day)
1	Ba1	線形弾性体	7448	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Ba2	線形弾性体	7448	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-
3	Ac1	弾・粘塑性体	-	0.37	0.967	0.426	0.043	2.455	0.194	0.004	0.00001	1.339E-02
4	Ac2	弾・粘塑性体	-	0.35	1.070	0.373	0.037	1.955	0.214	0.003	0.00001	6.312E-03
5	Ac2	弾・粘塑性体	-	0.32	1.300	0.130	0.013	0.951	0.273	0.002	0.00001	1.495E-02
6	Dg	線形弾性体	3626	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-
7	Dc2	弾・粘塑性体	-	0.32	1.300	0.130	0.013	0.951	0.273	0.002	0.00001	1.495E-02
8	Dg	線形弾性体	11858	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-

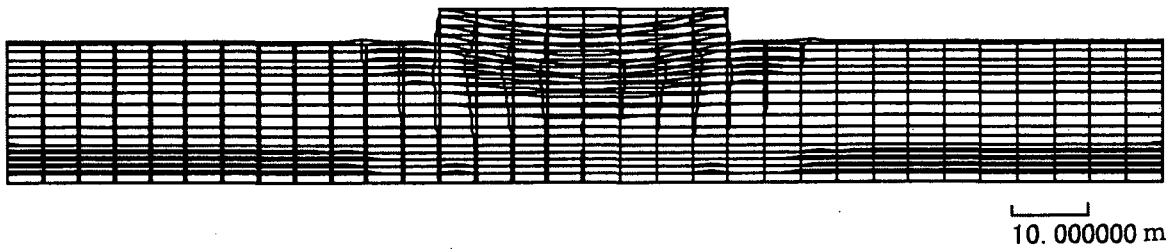


図-7 残留変形図 (出力時間3285日時点)

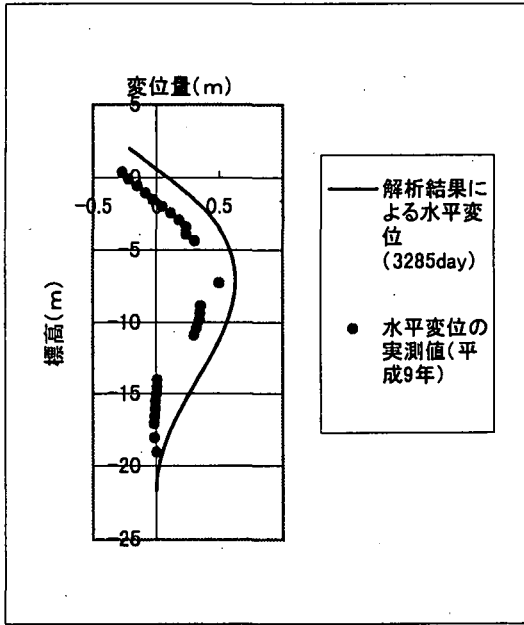


図-8 鋼矢板の水平変位分布

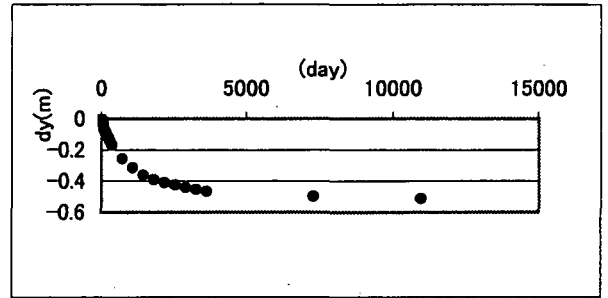


図-11 鋼矢板背後土層における鉛直方向変位経時変化

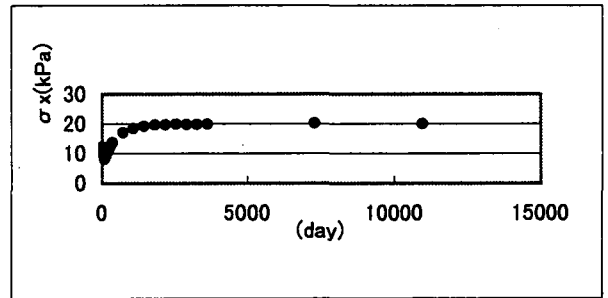


図-12 鋼矢板背後土層における水平方向応力経時変化

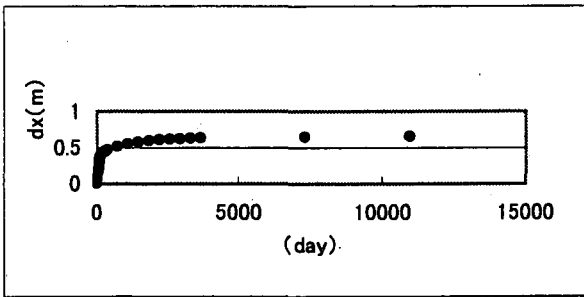


図-9 鋼矢板の最大水平変位発生点における水平変位経時変化

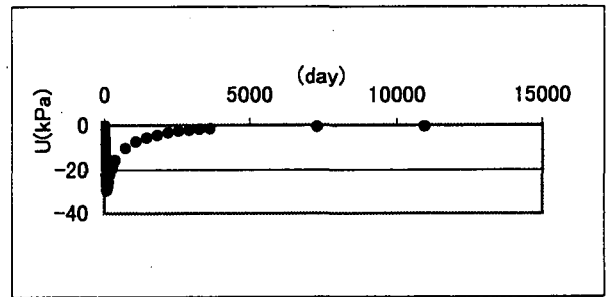


図-13 鋼矢板背後土層における間隙水圧経時変化

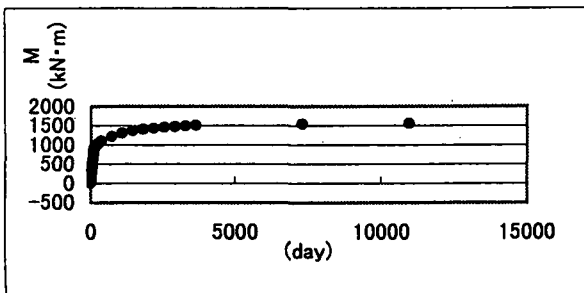


図-10 鋼矢板の最大水平変位発生点における発生曲げモーメント経時変化

## 7. 結論

本検討における主要な結論を以下に述べる。

- ① 富富士(若里)漁港の-2.5m物揚場における鋼矢板の変形および土中の応力状態を解析した。
- ② 鋼矢板の変形量の実測値と解析結果において、ほぼ同様の変形量の算出結果が得られた。
- ③ 鋼矢板の変形メカニズムとして、間隙水圧が

大きい圧密過程の初期段階にて、地中内鋼矢板の変形および発生曲げ応力が収束値に達するに相当する土中の水平方向力および側方流動が生じていることが考えられる。

- ④ FEM プログラムの利用により、解析結果から地中の応力状態や間隙水圧の経年的な変化を捉えることが可能であり、地中内矢板の変形予測等を行なうことが可能と考えられる。

#### 参考文献

- 1) 鶴田則夫, 関谷堅二, 林克恭: キャリパー検層を応用した地中内鋼矢板の直接変位測定法について, 海洋開発論文集, VOL. 14, pp83-88, 1998
- 2) 小林正樹: 有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, 第 23 巻 第 1 号, 1984. 3
- 3) 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質工学会

(1999. 4. 19 受付)