

軟弱地盤上の防波堤の実測沈下と理論沈下の比較

株式会社エブリプラン 勝部祐治

1. はじめに

軟弱地盤上に沈床工を用いて築造された防波堤の実測沈下に対して、理論的に沈下動態を説明した事例を紹介する。

防波堤は、ケーソン2函分の施工が行われたが、沈下は予想を上回る速さで進行した。この沈下の現状に対して理論沈下計算の方法や土質の見直し等を行って沈下のメカニズムを把握した。理論沈下計算の具体的な方法として、層別圧密度法による沈下時間の照査とFEMによる即時沈下量計算を用いた。

2. 基礎地盤の土質

図-1に示すように基礎地盤の土層は6層に区分される。このうち沈下を考慮する土層は「最上部層」と「上部粘土層」である。「上部粘土層」土性は以下のとおりである。

表-1 上部粘土層の土性

物理特性			力学特性	
粒度組成	粘土 20%	シルト 62%	砂 18%	一軸圧縮強度 $q_u = 0.4 \sim 0.8 \text{ kg/cm}^2$
比重	$G_s = 2.68$			変形係数 $15.0 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$
自然含水比	50~55%			圧密降伏応力 $0.7 \sim 1.7 \text{ kg/cm}^2$ (施工前)
湿潤密度	$1.65 \sim 1.75 \text{ t/m}^3$			$1.4 \sim 3.4 \text{ kg/cm}^2$ (施工後)
間隙比	1.3~1.5			圧縮指数 $C_c = 0.5$
				圧密係数 $C_v = 2.0 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{day}$

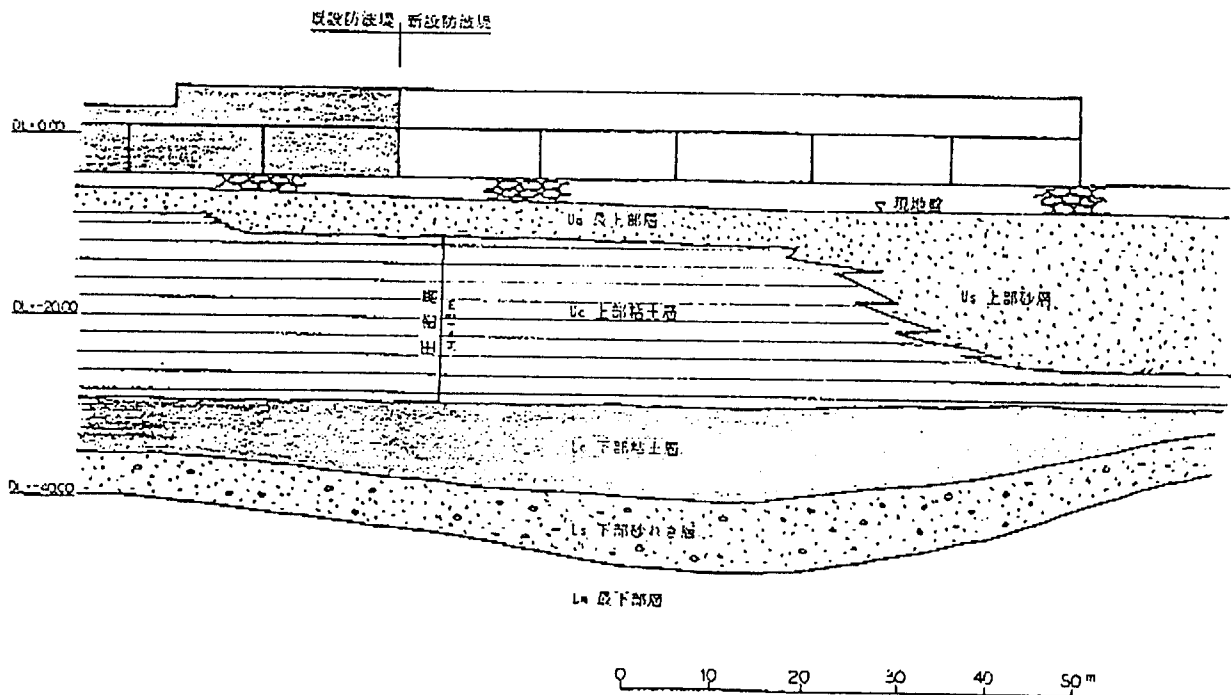


図-1 土層断面図(防波堤縦断方向)

3. 沈下解析の方法

1) 圧密沈下量の計算

圧密沈下量の計算には間隙比の変化を利用した次式を用いた。防波堤による増加応力の算定は、限定された荷重となるため平面的な矩形荷重より求めた。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

e_0 : 圧密層の初期間隙比
 e_1 : 圧密層の圧密後の間隙比 (増加応力 ΔP に対応)
 H : 圧密層の層厚
 S_c : 圧密沈下量

2) 沈下時間の計算

沈下時間の計算方法には「平均圧密度法」と「土層別圧密度法」がある。計算が簡単なことから「平均圧密度法」がよく用いられるが、圧密層の層厚が厚い場合や土層毎の圧密係数が異なる場合などは、土層の層序に対応できないため計算結果にズレが生じる。「土層別圧密度法」この欠点を補う方法であると言える。ここでは「土層別圧密度法」を用いる。

3) セン断変形量 (即時沈下) の算定

有限要素法 (FEM) による変形解析を行って評価する。

4. 実測沈下と理論沈下の比較

1) 圧密沈下量の比較

実測沈下量 (双曲線法による最終沈下量) と理論沈下量を比較すると表-2 のようになる。図-2 には理論沈下量の計算点及び平面計画を、図-3 には実測沈下量の観測点を示した。

沈下量の差の小さいのは2-1 (起点側、港外) である。2-2 の沈下量の差が大きいのは、既設防波堤の終点であり、縦断方向への沈下が生じるなど予測しがたい現象を反映しているものと考えられる。また、港内側の沈下量の差が大きいのは、沈床工の影響で港外側の沈下に引きこまれて計算値と異なる値を示すためと考えられる。

表-2 実測値と理論値の比較

	実測沈下量	理論計算値	沈下量の差
2-1 (起点側、港外)	108.6 cm	91.5	17.1
2-2 (終点側、港外)	124.7	81.2	43.5
2-3 (終点側、港内)	106.2	47.3	58.9
2-4 (起点側、港内)	94.6	54.4	40.2

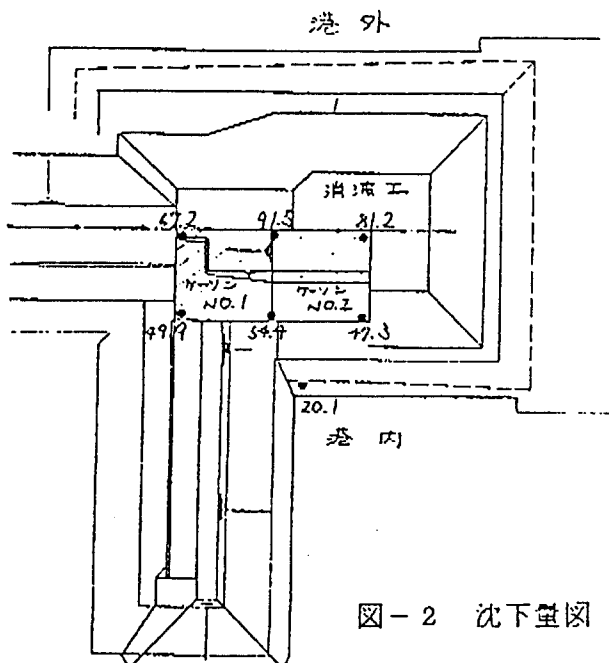


図-2 沈下量図

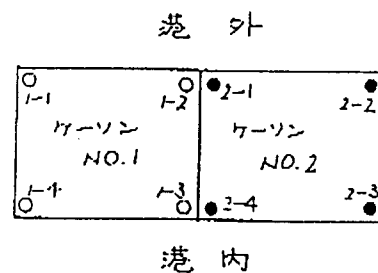


図-3 沈下観測点

2) 沈下時間の比較

- 2-1 を代表点として沈下時間に対する比較を図-4 に示した。図より以下のことが言える。
- ・ 実測沈下曲線と土層別圧密度法による理論沈下曲線の曲線形状がよく一致している。
 - ・ 平均圧密度法による沈下曲線を並記しているが、この沈下曲線はかなり遅くなっている。
 - ・ 実測沈下と理論沈下の最終沈下量の差は20cm程度となる。
 - ・ 観測における最終実測時点での圧密度は、実測92.4%、理論96.4%となり、類似した結果となる。これは土質試験から得られる圧密度(90~100%) に対応する。

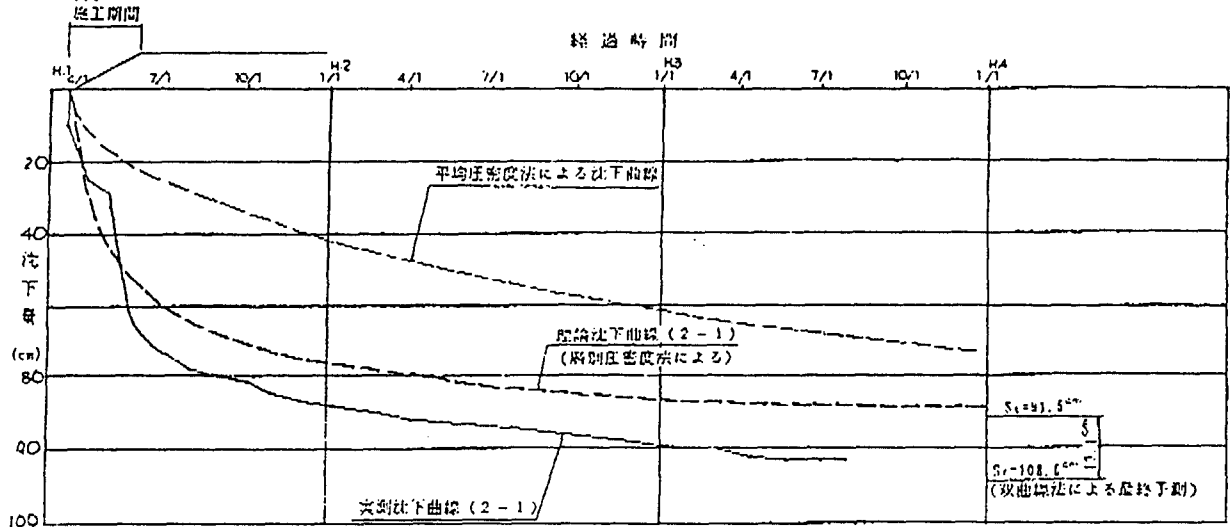


図-4 沈下量-沈下時間曲線

3) 圧密沈下に対する評価

以上の結果から圧密沈下について評価すると次のとおり。

1. 矩形荷重による沈下量算定及び層別圧密度法による沈下時間計算は、実際の沈下をよく表現しているものと評価できる。
2. 実測値と理論値の沈下量の違いは、実測沈下量にせん断変形量が加わっているためと評価する。図-4 で施工初期の沈下量が理論値よりかなり大きいことから言える。
3. 既設ケーソンの端部、港外側の観測点(2-2) が最も実測沈下量が大きく、理論沈下量との差が40cm以上ある状態となっている。これは、縦断方向のせん断変形が加わること、端部であるため液圧の影響を強く受けることなどの理由が考えられる。

4) せん断変形の検討

せん断変形による沈下を有限要素法による変形解析を行って評価すると以下のようなになる。

a. 横断方向の変形

地盤及び防波堤の物性値を図-5 のように設定した。図-5 の条件により解析した結果を変形図で示すと図-6 のようになり、防波堤天端の沈下量は $S = 23.58\text{cm}$ となった。

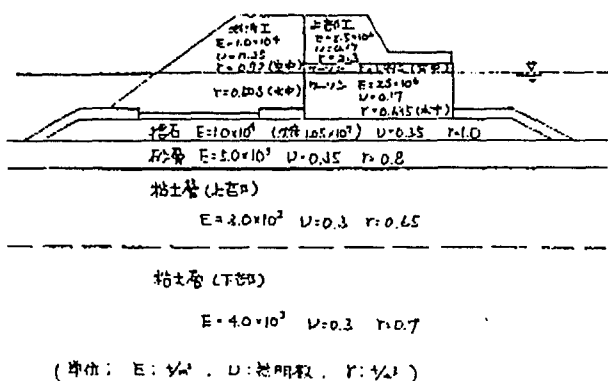


図-5 地盤及び防波堤の物性値

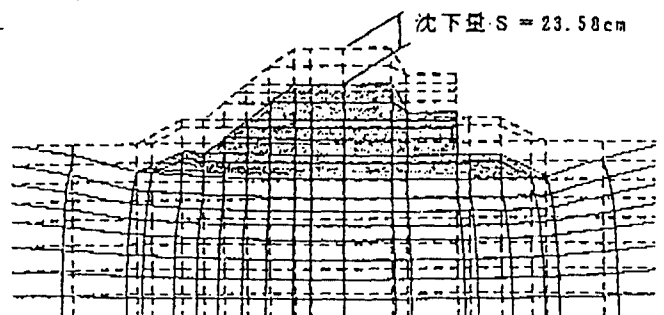


図-6 変形図(横断方向)

b. 縦断方向の変形

横断方向の変形は、奥行き方向の変形を考慮しない計算となっている。実測沈下の値が最も大きくなる防波堤の先端部は、防波堤中央部と異なり縦断方向に変形が解放されていることから縦断方向の変形の影響を強く受けていると思われる。また、1 函目のケーソンによる増加応力の影響を防波堤の先端部では受けにくいと考えられる。従って縦断方向については施工工程を考慮して検討する。

地盤及び防波堤の物性値は横断方向のものと同じとして解析した。解析結果から変形図を示すと図-7 のようになる。変形は防波堤終点に向かって大きくなる傾向を示し、防波堤の先端部の変形量は $S = 25.0\text{cm}$ となる。

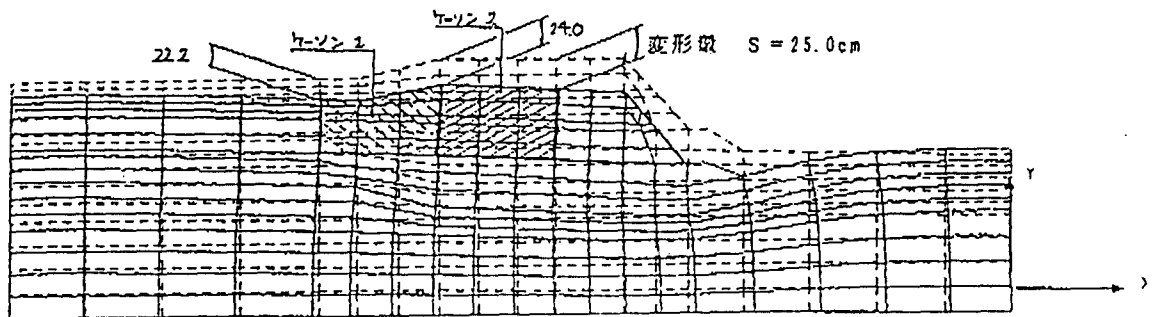


図-7 変形図（縦断方向）

5) 実測沈下と理論沈下の比較

2-1と2-2の観測点について、これまでの検討結果から実測値と理論値を比較すると表-3 のようになる。表-3 から、実測沈下と理論沈下は10cm以内の差となり、実測沈下の説明ができたと思われる。なお、表-3 の縦断方向のせん断変形量を計算値の1/2 としたのは、縦断方向の変形は横断方向の変形を含めた値となる可能性が高いためである。

表-3 実測値と理論値の比較

	2-1	2-2	備 考
実測沈下量	108.6cm	124.7cm	双曲線法による最終予測値
理論沈下量	115.1	117.3	圧密沈下量+せん断変形量
圧密沈下量	91.5	81.2	
せん断変形量	23.6	23.6	横断方向のせん断変形量
せん断変形量	—	12.5	縦断方向のせん断変形量の1/2

5. おわりに

実測沈下は軟弱地盤に荷重を加えた場合の現場実験値と評価されるものであり、不均一な地盤条件や荷重条件に対してその実際の沈下を示す重要なデータである。今回用いたデータは、当初設計での沈下形態の予測と大きく異なるものであったため、理論計算を実測値に適合するためにはどのようにシミュレートすればよいかをテーマに検討した。その結果、層別圧密度法とFEMを用いることである程度実際に近い理論計算ができたものとする。

検討対象とした防波堤は、残り5函のケーソン設置が行われる予定である。施工後の沈下を今回行った予測方法を用いることで、より精度のよい予測値が得られるものと思われる。

参考文献：「道路土工－軟弱地盤対策工指針」日本道路協会