

鹿島建設 正員 簗原 正孝
福岡大学 正員 吉田 信夫

1. まえがき

超軟弱(ヘドロ)地盤の改良工法として、セメント系安定処理剤による、表層部の土質安定処理を行う際に、改良工法の設計上の問題となるヘドロの地盤反力係数について、考察するものである。土質安定処理されたヘドロは、未処理のヘドロ上に版を構成し、安定処理層と未処理ヘドロとの二層系地盤となる。この版上に載荷試験を行ない、ヘドロの未処理地盤の地盤反力係数を次の手順で求めた。

i) 各載荷重段階での、処理層の沈下量を実測する。 ii) 表層安定処理層底面の“任意の点における持地圧が、その沈下量に比例する”というウィンクラー〔E. Winkler〕の仮定を用い、理論沈下量を計算する。

iii) i)の実測沈下量とii)の理論沈下量を照合して、未処理地盤の地盤反力係数を推定する。

すでに下関ヘドロの地盤反力係数については載荷試験と、処理層をハリとしての、解析を行なった結果、地盤反力係数 k は、 $20 \text{ } 36 \text{ } \text{m}^3$ を得ている¹⁾。

2. 試験施工

表層部の土質安定処理層は、昭和51年7月8, 9, 12日に三重県四日市霞ヶ浦埋立て地において施工した。この諸元は層厚 $H = 1.5 \text{ m}$ 、層幅 $B = 20.0 \text{ m}$ 、延長 $L = 30.0 \text{ m}$ である。処理層の変形係数 E_s は約 $100 \text{ } 13 \text{ } \text{kg/cm}^2$ である。埋立て地ヘドロの土質試験一覧表を、表-1に示す。

試験は、原位置載荷試験とブルドーザー走行試験とを行なったが、ここでは原位置載荷試験について報告する。原位置載荷試験の諸元を図-1に示し、その状況を写真-1に示す。

3. 原位置載荷試験の概要

原位置載荷試験は、図-1のように、昭和51年7月27日(0.5 t/m^2)、28日(1.0 t/m^2)、および29日(1.25 t/m^2)を $3.6 \text{ m} \times 3.6 \text{ m}$ の面積に載荷した。測線A-A、測線B-Bの各載荷重段階における実測沈下量を図-2(a)、(b)に示す。測点19, 20, 28, 29の荷重～沈下量曲線を図-3に示す。これより載荷面積周辺部の二層系地盤反力係数 k の値は約 $43 \text{ } 36 \text{ } \text{m}^3$ である。

採取深度(m)		0 ~ 1	0 ~ 1
自然含水比(%)		170.4	154.1
土粒子比重		2.61	2.62
コンシステンシー	液性限界(%)	72.0	76.5
	塑性限界(%)	38.0	36.3
	塑性指数	34.0	40.2
	流動指数	14.5	13.7
粒 度 分 布	砂 分(%)	1.4	1.5
	シルト分(%)	18.6	32.5
	粘土分(%)	38.0	15.0
	コロイド分(%)	42.0	50.0
液 性 指 数		1.31	1.34
分 類	土 質 名	F(細粒土)	F(細粒土)
	日本統一土質分類	C'H	C'H

表-1 土質試験一覧表

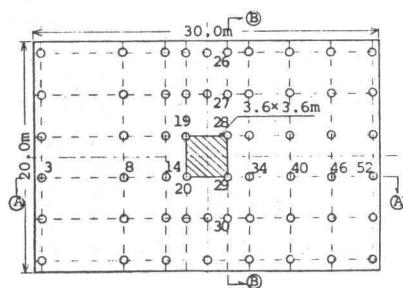


図-1 載荷、測点配置図



写真-1 原位置載荷試験

4. 解析

解析は、ヘドロ基礎上の四辺、四隅自由な版として考え、解析法として差分法を使用した。²⁾ ここで、弾性基礎上の矩形版の平衡の微分方程式は一般に、

(1)式で与えられる。

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \lambda^4 w = \frac{P_{xy}}{N} \quad (1)$$

w はたわみ〔沈下量〕、 P_{xy} は単位面積に対する荷重の大きさ、 $\lambda^4 = \frac{R}{N}$ R は地盤反力係数、 N は版の剛度すなわち、 $N = \frac{Es \cdot h^3}{12(1-\nu^2)}$ h は版厚、 ν はポアソン比、 Es は土質安定処理層の変形係数である。

(1)式の偏微分方程式を定差方程式に変え、版を格子状に分割し格子各点において、境界条件を考慮し、定差方程式を立てる。

4. 1 数値計算

載荷荷重の0.5, 1.0及び1.25 t/m²について、 $R = 2$, 3, 4, 6, 8, 及び10 g/cm³に変化させた理論沈下量を計算した。このうち近似的に整合のよい理論沈下量-地盤反力係数の例を図4

(a), (b)に示す。

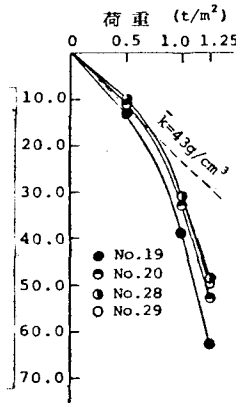


図-3 荷重～実測沈下曲線

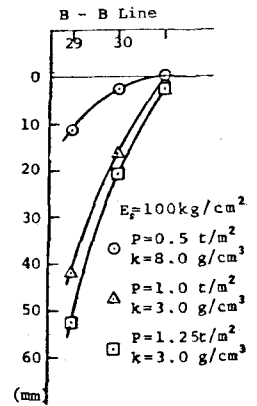
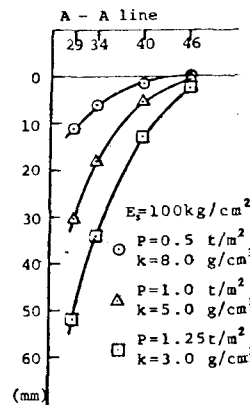


図-4 各測点の理論沈下量

4. 2 考察

図-2の実測沈下量と図-4の理論沈下量とが合致するような k を未処理地盤の地盤反力係数と推定する。この両者の沈下量の照合の際に、理論沈下量の計算条件が原位置載荷試験ですべて満たされていれば理論沈下量と実測沈下量とはどの測点においても一致するはずである。しかし図-2と図-4とを比較すれば、多少の相違が認められる。これは計算条件の簡略化、土質の不均一性などに起因すると思われる。上記の条件を比較的に満足するような k 値をA-A, B-B Lineについて推定すれば、処理層の変形係数 $Es = 100 \text{ kg/cm}^2$ に対応して、載荷荷重 $P = 0.5 \text{ t/m}^2$ で $k = 8.0 \text{ g/cm}^3$ 、 $P = 1.0 \text{ t/m}^2$ で $k = 5.0 \text{ g/cm}^3$ 、 $P = 1.25 \text{ t/m}^2$ で $k = 3.0 \text{ g/cm}^3$ となる。別報によれば下関のヘドロの地盤反力係数 $k = 20 \text{ g/cm}^3$ と報告されている。これは下関ヘドロの自然含水比は約120%で、ベーンセン断試験値 $\gamma = 5.0 \text{ g/cm}^3$ のためであろう。これに対して四日市霞ヶ浦のヘドロの自然含水比は約150%で、ベーンセン断試験値 $\gamma = 1.1 \text{ g/cm}^3$ で、これに基づいて k 値の相違を生じている。

5. まとめ

(1) 二層系地盤の地盤反力係数は $k = 43 \text{ g/cm}^3$ である。(2) 未処理層の地盤反力係数 k の値は載荷荷重の増加に伴い 8.0 g/cm^3 から 3.0 g/cm^3 に減少する。最後に解析にあたり、本学の黒木健助助教授の助言と、載荷試験に協力頂いた三重県四日市港管理組合と大平商工、Kの大島国義、大原秀昭君に謝意を表す。

〔参考文献〕 1) 吉田信夫 「超軟弱地盤(ヘドロ)の土質改良工法と載荷試験、解析」

(土と基礎), Vol. 24, No. 6, 1976

2) 栗口忠次郎 「弾性基礎上の矩形板」 山海堂, 1964