

## D J M工法の設計法に関する考察

長崎大学工学部 正員 伊勢田 哲也, 正員 棚橋 由彦

学生員 内田 繁治, 学生員 大串 哲也

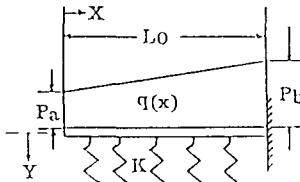
学生員 加来 敏之

## 1. まえがき

軟弱地盤処理工法で、深層混合処理工法が採用される例が全国的に広がっている。この工法の効果として沈下量の減少、せん断変形の抑制、すべり抵抗の増加といった軟弱地盤の持つ大きな欠点を、改善できるものとして大きな評価を受けている。しかし設計法として滑り抵抗の増加、沈下量の減少といったものを評価するような設計法は試みられているが、せん断変形の抑制に就いては少ない。これについて畑原らの極限解析法を用いた例やFEM解析法があるが、改良柱体と地盤土を一体とした架空の物体を考え、強度特性値や力学特性値を定めて計算したり、解析モデルを作る等多くの仮定が必要であるばかりでなく、モーメント(M)、せん断力(Q)等求めにくい。

そこで本文は、周知の地盤反力法(弾性支承上の梁の問題)として改良柱体それ自身の挙動を解き、設計法の一助にせんとするものである。

## 2. 解析法

荷重として両端の圧力強度 $P_a$ 、 $P_b$ が台形荷重の様に作用するものとする。

&lt; 基本式 &gt;

$$EI \frac{d^4 Y}{dx^4} + K D_0 Y = q(x) = \left( \frac{P_b - P_a}{L_0} \cdot x \right) D_0 \quad \cdots (1)$$

ここに、 $E$ : ヤング率,  $I$ : 断面2次モーメント,  $D_0$ : 直径  
 $K$ : 地盤反力係数,  $L_0$ : 杭長,  $q(x)$ : 荷重

(1) 式的一般解は

$$Y = \exp(\beta x) \cdot (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \exp(-\beta x) \cdot (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + \frac{D_0}{4\beta^4 EI} \left( P_a + \frac{P_b - P_a}{L_0} \cdot x \right) \quad \cdots (2)$$

ここに  $\beta = \sqrt[4]{\frac{D_0 \cdot K}{4 \cdot E \cdot I}}$ ,  $A, B, C, D$  は、積分定数

積分定数は、両端の境界条件(この場合は、4個)式を解くことで求められる。求まった積分定数を(2)式に代入すると、たわみ $Y$ が求まる。これは第1列目の柱についての問題で、第2列目以降は第1列目のたわみ $Y$ に、地盤反力係数( $K$ )を掛けたものが第2列目に作用する荷重強度として、第2列目を解く。この場合、第一列目のたわみ曲線を3次方程式に近似とし次の3次式による(1)式の $q(x)$ として次の(3)式を用いる。

$$q(x) = a x^3 + b x^2 + c x + d \quad \cdots (3)$$

第2列目の解は、

$$Y = \exp(\beta x) \cdot (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \exp(-\beta x) \cdot (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + \frac{D_0}{4\beta^4 EI} (a x^3 + b x^2 + c x + d) \quad \cdots (4)$$

これを、多層元に拡張してみた。今、 $n$ 層の地盤があり各層の $K$ 値が異なった値のものとする。例えば $n=3$ とすると、12個の積分定数が生じ12個の方程式を解くと良いわけである。 $n=10$ まで試みたが、 $n$ が5以上になると計算時間が多くなり、たわみもほとんど近似したものとなるので(図-1参照)、 $n=5$ ぐらいが実用上良いようである。

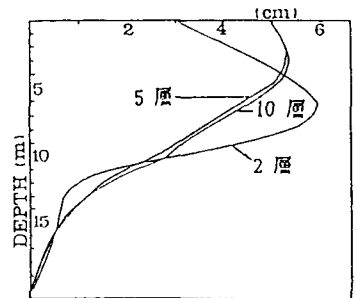


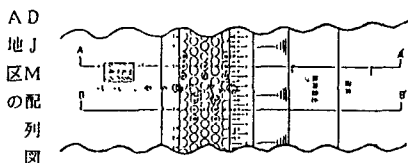
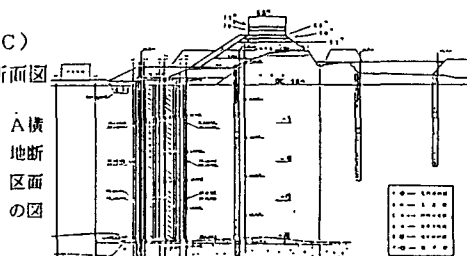
図-1 多層地盤のたわみ図

### 3. D J M施工地概要

有明恵比寿(A)地区、佐賀武雄(B)地区、糟木(C)地区について、検討してみた。右図は(A)地区の横断面図と、D J Mの配列図である。表-1 に物性値を示した。

表-1 物性値

|                                      | 恵比寿地区                | 武雄地区                 | 糟木地区                 |
|--------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| E (kg/cm <sup>2</sup> )              | 2000                 | 2000                 | 2000                 |
| I (cm <sup>4</sup> )                 | $4.98 \cdot 10^{-6}$ | $4.98 \cdot 10^{-6}$ | $4.98 \cdot 10^{-6}$ |
| L <sub>0</sub> (in)                  | 20.7                 | 17                   | 15~17                |
| D <sub>0</sub> (m)                   | 1.0                  | 1.0                  | 1.0                  |
| P <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | 0.4~1.0              | 0.56~1.06            | 0.4                  |
| P <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | 1.1~1.49             | —                    | 1.26                 |
| K値 (kg/cm <sup>2</sup> )             | 0.1~1.2              | 0.23~0.7             | 不明                   |
| 盛土高さ (m)                             | 5.5~8.8              | 2.5                  | 7.5                  |
| $\gamma$ t (t/m <sup>3</sup> )       | 2.1                  | 2.0                  | 2.1                  |



### 4. データ説明

図-2, 3はA地区における水平方向変位図である。最下端はヒンジで計算している。計算値, 1はブシネスク理論等から求めたP<sub>a</sub>とD J M柱体中央にP<sub>s</sub>と、そしてP<sub>b</sub>=0からなる三角形に似た荷重による変位で、計算値, 2はブシネスク理論のみによる変位を表す。なおP<sub>s</sub>は次式から求めた。

$$P_s = 0.8 \times \gamma t (\text{t/m}^3) \times \text{盛土高さ (m)}$$

図-4はB地区におけるK値(0.30)を、-60~+100%にした場合のY, M, Qの変化率で、図-5はA地区におけるE, I, K(0.20), L<sub>0</sub>を0~+100%にした場合のYの変化率である。

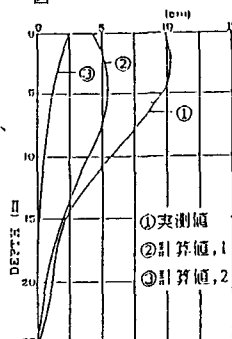


図-2 変位図  
(盛土高 6.5m)

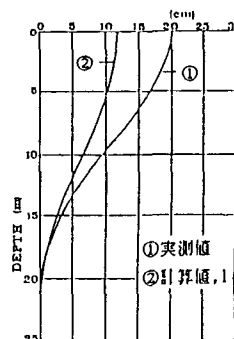


図-3 変位図  
(盛土高 8.8m)

### 5. 考察

図より、杭の直径、剛性を変えても、ほとんどYの変化は見られないが、Kの値は大きく関与していることがわかる。図-2, 3より、横荷重が大きくなるにしたがって、実測値と計算値の差が大きくなっている。弾性体として計算しているの、ずれが生じてくるのではないだろうか。

### 6. あとがき

以上の計算は、D J M改良柱体の第一列目についてのもので二列目以降は、若干その前列のものより小さくなる。いずれにしてもK値の実測、Yの観測が必要である。

#### 参考文献

1)側方変位抑制に用いた地中固結壁の挙動；畑農次人、沢田善勝、西中村和利、野間明義（土木学会論文集第. 361号Ⅲ-3, 1985年9月, 2)土質工学会；杭基礎の設計法とその解析(土と基礎. 292号, 30-5)

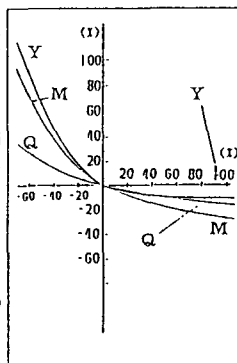


図-4 Kを変化させた  
場合のYの変化率

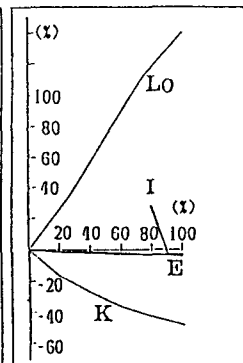


図-5 E, I, K, L<sub>0</sub>を変化させた  
場合のYの変化率