

D J M工法の設計法に関する考察

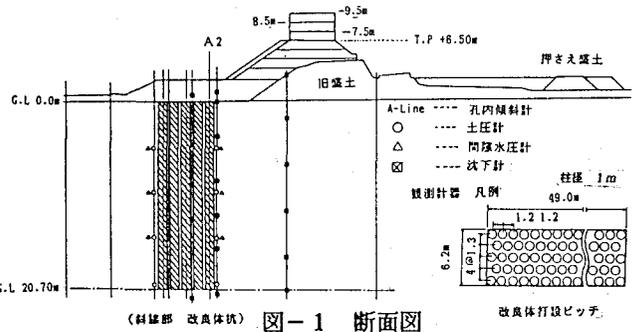
長崎大学工学部 正員 伊勢田哲也  
 長崎大学工学部 学生員 ○石賀 弘祐  
 長崎大学工学部 池田 禎二

1. はじめに、

近年、軟弱地盤対策工法の開発ぶりには目覚ましいものがある。中でも、D J M工法は最近開発された工法であり軟弱地盤の改良にあたり、深層混合処理工法として、セメント固結材を用いた粉体噴射(Dry Jet Mixing)工法である。本工法は、安定材と土とを攪伴混合することにより、地盤の強度を増加させ、盛土のすべり破壊、ならびに側方流動の防止、そして、沈下量の軽減に効果があることが確かめられている。最近では、この工法が採用される例も増加しつつあるが、設計法については、まだ、定着したものが無いのが現状であり、限界盛土高あるいは、安全率、その破壊性状など、設計に関する基本的事項は、明らかになっていない。設計法の確立までには、多くの試みが必要であるが、ここでは、載荷時の改良柱体の挙動、特に水平変位から考えて、改良柱体の設計計算を試み設計法の確立に寄与したい。

2. 恵比須地区の観測例

建設省武雄工事事務所では、同工事管内恵比須地区で図-1に示すようなD J M工法を行なって、盛土、地盤内および、改良柱体の挙動を観測している。



(斜線部 改良体状) 図-1 断面図

3. FEM解析

本研究は、D J M工法の改良区域を一体構造物と見なした既往の設計例をもとに、建設省が行なった試験をモデル化し、有限要素法により解析を行なった。

3.1 解析条件

解析にあたっては、表-1のような物性値を用い、盛土高さ 6.5m, 7.5m, 8.5m, 9.5m の場合について解析を行なった。

3.2 解析結果及び考察

改良区域の水平変位及び破壊要素を図-2, 図-3に示す。図-2は、図-1中のA2-lineにおける水平変位であり、図-2中(a)は、盛土高さ 6.5mにおける観測値、(b), (c), (d)は、それぞれ盛土高さ 6.5m, 7.5m, 8.5m におけるFEM計算による水平変位量である。また、

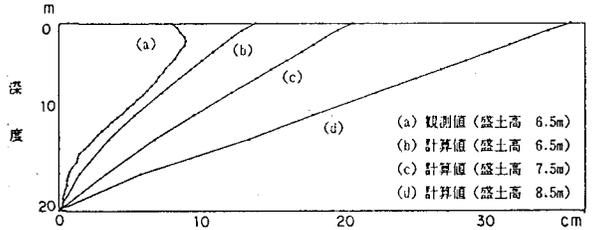


図-2 水平変位

表-1 特性値

材 質 名		粘土材料	改良区域
剛性	E (tf/m <sup>2</sup> )	1.7~6.0×10 <sup>2</sup>	2.0×10 <sup>4</sup>
ポアソン比	ν	0.45	0.35
有効単位体積重量	γ'(tf/m <sup>3</sup> )	0.31~0.48	0.42
有効粘着力	c'(tf/m <sup>2</sup> )	1.85~5.00	30.00
有効せん断抵抗	φ'(°)	0.0	0.0

図-3は、それぞれ盛土高さ6.5m, 8.5m における破壊要素群を示したもので、破線が引張破壊、実線がせん断破壊を起こした部分である。盛土高の増加と共に、盛土直下、並びにその周辺で土のローカルな破壊が進行し、改良区域(一体構造物)の側方変位が増大することを確認した。改良柱体については、せん断破壊と曲げによる引張破壊が生じるが、いずれも柱下部で生じていることがわかる。

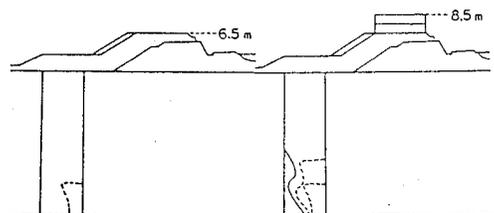


図-3 各盛土高における破壊

#### 4. 片持ばりとしての改良柱体の解析結果

ここでは、改良区域を一体構造物としてではなく、改良区域内の3本の柱に着目し、柱体を弾性支持の梁として取扱い、3列ある柱の変位を各々独立に計算した。計算には、次の手順及び仮定を用いた。

##### 4.1 手順および仮定

i) 改良柱体第1列に作用する荷重は、弾性有限厚地盤に盛土荷重が作用した場合の水平応力を算出した結果、荷重分布は図-4(d)のように直線と見なして計算を行なった。

ii) 第1列の変位は、有限長の条件となるため下記の4次常微分方程式を解き、4つの積分定数を片持ばりの境界条件より求めた。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky + (Pa + \frac{Pb - Pa}{L_0} x)$$

iii) 第1列めの変形量(y)は、 $y = p/k$  (p:荷重 k:地盤反力係数)の関係により図-5のようになるので、第2列めの荷重分布を3次元と見なして求め、その分布荷重を第2列の柱に載荷する。

iv) 以下、第3列まで変形を求める。なお、改良柱体の力学的諸数値は、表-2のとおりである。

##### 4.2 計算結果および考察

解析による改良柱体の変位およびモーメント図を、図-5(a), (b)に示す。また、実測による改良柱体の変位量は図-6に示すとうりである。

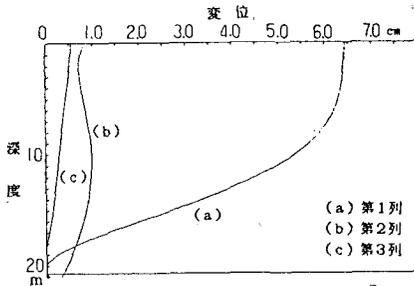


図-5 (a) 柱のたわみ (盛土高6.5m) 図-5 (b) 柱の曲げモーメント (盛土高6.5m)

観測値およびFEM計算による改良柱体の変位量と片持ばりとしての変位量を比較すると、変位量そのものの値は実測に比べ小さいものであるが、変形の形態は非常に似ている。又、曲げモーメントは、図-5(b)より、改良柱体中央部と柱下端において最大となっているため、曲げ破壊は、改良柱体中央部と柱下端に生じるものと考えられる。

また、改良柱体の剛性が強いと第1列の抵抗が第2列の変位、応力の緩和に役立っているが、剛性が弱いと役に立たない。また、地盤反力係数:kと柱のたわみ、曲げモーメント等の関係は、柱の剛性と同様なものとなるが、紙面からは省略した。

##### 5. あとがき

上記のような結果が得られたが、片持ばりとしてのDJMの変位量計算には、地盤反力係数:kや剛性:Eなどによるところが大きいので、これらの物性値の決定なども含めて今後さらに研究を進めていく必要がある。

- <参考文献> 1) H.G.Poulos, E.H.Davis ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS (102P)  
2) 六角川技術委員会資料

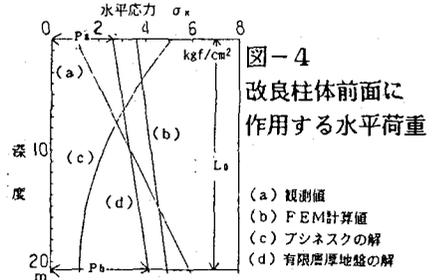


表-2 特性値

材質名	諸数値
剛性 E (tf/m <sup>2</sup> )	2.0×10 <sup>4</sup>
地盤反力係数 K (tf/m <sup>3</sup> )	2.5×10 <sup>-4</sup>
2次モーメント I (m <sup>4</sup> )	4.808×10 <sup>-2</sup>
柱の直径 D (m)	1.00

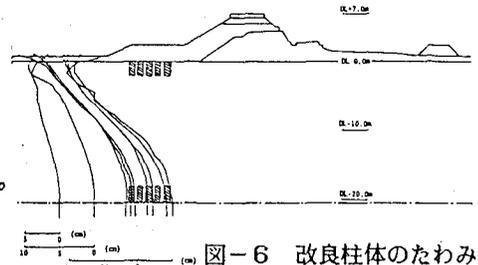
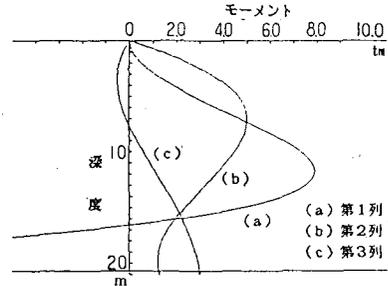


図-6 改良柱体のたわみ (観測値)