

フジタ工業(株)技術研究所

正会員

新井昌之

同

上

正会員

酒向信一

フジタ工業(株) 仙台支店

松岡 功

## §-1. まえがき

山形県内の推進工事において、地下水の流れ(当初60ℓ/分、一定水量30ℓ/分)を伴う細砂層の崩壊があった。一般的に使用されている各種の対策工法を講じたが顕著な効果は見られず、地下水の流れを完全に止めることは出来なかった。そこでセメントを主材料とした、現位置、強制攪拌混合処理工法(セメントスラリー工法)を適用し、体積比で65%の地盤改良を行い、切羽を安定させたのでここに報告する。

## §-2. 工事概要

当工事の内容は幅員3.6mの未舗装道路(片側民家、反対側高压送電線)の下に、平均土張り4.0mの位置で内径φ1.350m、外径φ1.600mのヒューム管を延長170m程、埋設することである。土質は図-1の様であった。

## §-3. 各種対策工法の施工と結果

一般的に使用されている対策工法として下記に示す工法を施工した。

## 1. ウェルポイント工法

推進管の両側を1.0mピッチ、深さ5.5m~6.5mの配置でウェルポイントを打設し、地下水の低下を図った。その結果、透水係数( $1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ に近い)が小さく、土質が互層であったため、切羽に流入する水量は20ℓ/分にどまり、地下水位の降下はGL-3.0m程度であった。

## 2. 薬液注入工法(水ガラス系)

水ガラス系の懸濁型(LD液)と溶液型(サンソルトES-2)を60%注入率で併用した。その結果、切羽に流れる流量は減少した。また、改良後の切羽の観察では薬液は脈状に固結していた。これは上記1と同様に透水係数が小さく、土質が互層であったために均一な注入にならなかったものと思われる。

## 3. 薬液注入工法(ポリウレタン系)

水みちを止めるためにポリウレタン系親水性薬液(配合20%)を注入率60%で注入した。その結果、切羽に流入する流量は12ℓ/分に減少した。しかし、不均一な土中水に適切なゲルタイムを調整することは難しく、また透水係数が小さいので薬液は均一に浸透しにくい。改良後の切羽の観察では、薬液は塊状あるいは円柱状に固結しており完全な止水効果を得られなかった。

## §-4. セメントスラリー室内配合実験

当地盤のような土質状況では、現位置で均一に攪拌混合を行い、細砂層を固結させ、切羽を自立させるのが望ましいと考えた。地下水の流れを伴う細砂であったため、現場含水比を $w=20\% \sim 40\%$ と推定した。表-1に

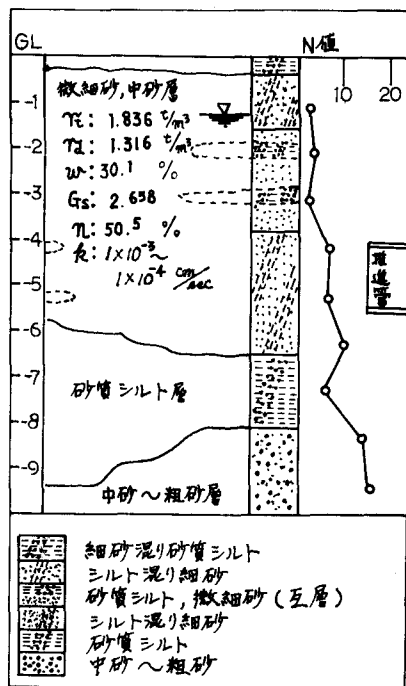


図-1 土質柱状図

示す配合で、ホバート型ミキサー（140 rpm）を使用し、攪拌混合（3分間）を行い、一軸圧縮試験を行った。養生は振刷工程から3日、21日の湿潤養生とした。改良土の強度に影響を及ぼす

表-1 配合表（改良土 $m^3$ 当り）

| 材料              | 配合 | A配合                  | B配合                  | 適用                   |
|-----------------|----|----------------------|----------------------|----------------------|
| 早強セメント          |    | 173 $\frac{kg}{m^3}$ | 130 $\frac{kg}{m^3}$ | A: 鏡部<br>B: 一般<br>使用 |
| ベントナイト          |    | 27 $\frac{kg}{m^3}$  | 20 $\frac{kg}{m^3}$  |                      |
| 混和剤             |    | 4 $\frac{kg}{m^3}$   | 3 $\frac{kg}{m^3}$   |                      |
| 水               |    | 200 $\frac{kg}{m^3}$ | 150 $\frac{kg}{m^3}$ |                      |
| セメント重量<br>乾燥土重量 |    | 13 %                 | 10 %                 |                      |

主要因は土質の粒度、含水比、粘性土にあっては粘土鉱物の化学反応が考えられるが、今回の対象土質は細砂であるため、含水比が改良土の強度に最も影響を与えると考えた。含水比と改良土の強度の関係を図-2に示した。室内強度は含水比 $w=28.6\%$ でA配合 $q_{u3}=4.7 \text{ kg/cm}^2$ 、 $q_{u21}=9.3 \text{ kg/cm}^2$ 、B配合で $q_{u3}=3.7 \text{ kg/cm}^2$ 、 $q_{u21}=8.4 \text{ kg/cm}^2$ である。

#### §-5 セナントスラリー工法の施工概要と結果

施工平面図、断面図は図-3に示した通りである。施工は強制攪拌混合処理機（ $\phi 800$ ）を使用し、推進管前面を改良幅2.4m、改良深さ4.0m（上部2.0mは空鑽り）、改良率は体積比にして約65%である。施工結果、地下水は切羽に流入しなくなり、切羽は安定した。改良効果はコアを採取し21日後の一軸圧縮強さ（ $q_{u21}$ ）を求めた。A配合平均 $q_{u21}=22.5 \text{ kg/cm}^2$ （16.0  $\text{kg/cm}^2 \sim 35.1 \text{ kg/cm}^2$ ）、B配合平均 $q_{u21}=19.1 \text{ kg/cm}^2$ （8.2  $\text{kg/cm}^2 \sim 38.5 \text{ kg/cm}^2$ ）であった。現場強度のバラツキは表-3に示した。室内強度と現場強度を比較すると、現場含水比は推定した以上に高低の幅があったと考えられる。

#### §-6 あとがき

当工法は軟弱地盤改良工法の1つとして研究開発してきた。今回のケースでは地下水の流れを止めてしまえば向隅なく自立出来る細砂層であった。しかし地下水が切羽に流入し細砂層を崩壊させた。ここで検討をしなければならぬのは、地下水を止めることであり、また地下水の流れによって崩壊する細砂層を固結させ、地下水の流れに影響されず、自立させることである。現在一般に使用されている工法を用いても、注入により止水または固結させることは無理ではないが、当地盤のような土質状況では、同等の効果を得るにはコスト面から見て有意ではなかった。当工法は多量の工砂を現位置で強制的にセナントスラリーと攪拌混合させるので、不均一な地盤であっても、地下水の流れに影響されにくい状態で細砂層を固結させ、自立させることができた。この点において当工法が他工法より優位であったと思われる。今後は各種の土の現場強度と室内強度の検討と、設計面、改良土柱の地盤評価、改良機械の能力についての検討を続けてゆかなければならないと考えている。

〈参考文献〉小泉地：セナントスラリーの軟弱地盤への適用について、第12回土壌工学研究発表会。

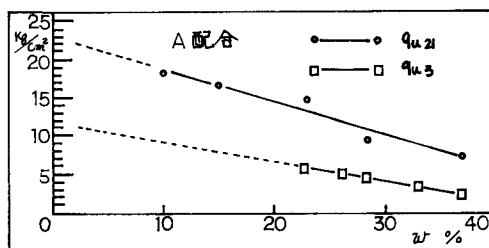


図-2 含水比と改良土の強度（ $q_u$ ）

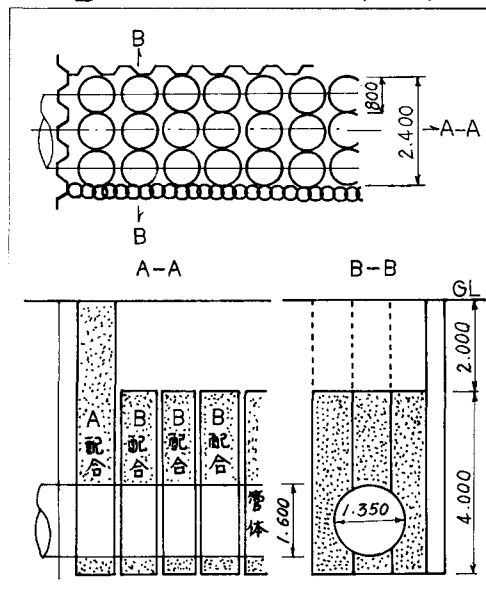


図-3 セナントスラリー工法施工断面図

表-3 現場強度（ $q_{u21}$ ）の度数表

