

(VI-15) 吹付けコンクリート・ロックボルト による補強土工法の施工

日本鉄道建設公団 関東支社 正会員 安波 盛雄

1. はじめに

切取法面の山留めとして、従来の切梁方式に代わって、吹付けコンクリートとロックボルトにより地山を補強し法面の安定を計る工法が近年採用されてきている。

北総線Ⅱ期工事においてもA、B、2つの工区で、経済性、施工性を考慮して、このような補強土工法による山留め工事を行っており、既に工事が完了したA工区で実施した計測結果について報告する。なお、B工区は63年末より工事に着手し現在掘削施工中である。

2. 工事概要

両工区とも、関東ローム(Lm)が上位5~7mにあり、以下常総粘土(Dt)、成田砂層(Ds)と続く地盤での深さ11m、法面勾配1分の掘削である。なお、B工区ではDt層以下において、補強杭(H-150)を1.5m毎に打設し直切りとした。

補強土工法の設計法としては、種々のものが提案されているが両工区とも、吹付けコンクリートとロックボルトで補強された地山を疑似擁壁と考へて、その背面に作用する土圧に対して滑動、転倒、をチェックする方法に拠った。設計断面及び土質定数をそれぞれ図-1、2、表-1、2に示す。

施工順序は、①掘削(深さ1.5m)②一次吹付けコンクリート(厚さ5cm)③金網取付け(φ4.2-100X100)④二次吹付けコンクリート(厚さ5cm)⑤ロックボルト打設(φ25X3.0~4.5)を1サイクルとし、掘削の施工延長は②~⑤の作業が、その日のうちに終了する長さとした。

表-1 土質定数

(A工区)

	γ (t/m^3)	C (t/m^2)	ϕ (度)
Lm	1.3	3.0	10
Dt	1.3	3.0	10
Ds	1.7	1.5	35

表-2 土質定数

(B工区)

	γ (t/m^3)	C (t/m^2)	ϕ (度)
Lm	1.36	5.75	10
Dt	1.56	2.98	5
Ds	1.7	1.5	35

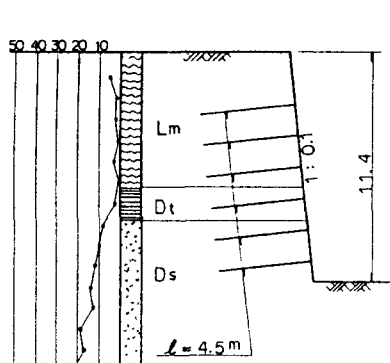


図-1 設計断面(A工区)

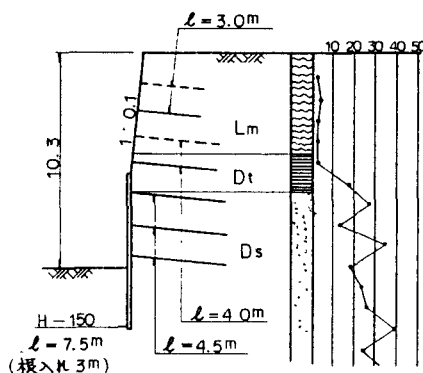


図-2 設計断面(B工区)

3. 計測結果

施工時には、法面の安定性確認のため①地表面変位(地すべり計)②地中変位(挿入式傾斜計)③内空変位④地表面沈下⑤ロックボルト軸力(軸力計、センターホール荷重計)の計測を行った。

(1) 地中変位

地中変位の計測は、掘削中は週2回、躯体施工中は週1回の頻度で行った。

図-3に作業段階毎の深度別変位状況、図-4に深度別の経時変化を示している。

粘性土層の掘削中は、2～3mm程度と変位が小さく安定していたが、砂層（均一、細粒）の掘削とともに変位が急激に増大し、床付け以後に、最終変位量の75%程度の変位が発生し、特に、床付けから均しコンクリート打設までの間の変位が大きくなっている。

また、深度別の変位を見ると、地表から床付け付近まで同様の動きを示している。

(2) 地表面変位

地すべり計による測定の結果、掘削背面8mでの変位量は、3～4mm程度と地中変位計による掘削面の変位量に比較して、かなり小さい値になっている。

地表面沈下は、レベルによる測定の結果、殆ど変化は認められなかった。

(3) ロックボルト

設計に当たって、ロックボルトの引抜き耐力を2t/mとした。

接着剤として膨張性モルタルを使用した。引抜き試験の結果、十分耐力があることが確認されたが、ローム層においては、所定の耐力が得られるまでに3日程度必要であった。

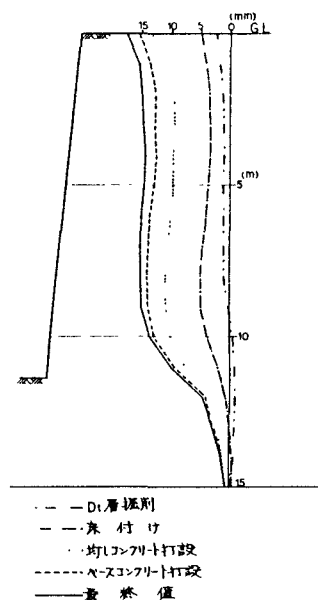


図-3 作業段階別変位

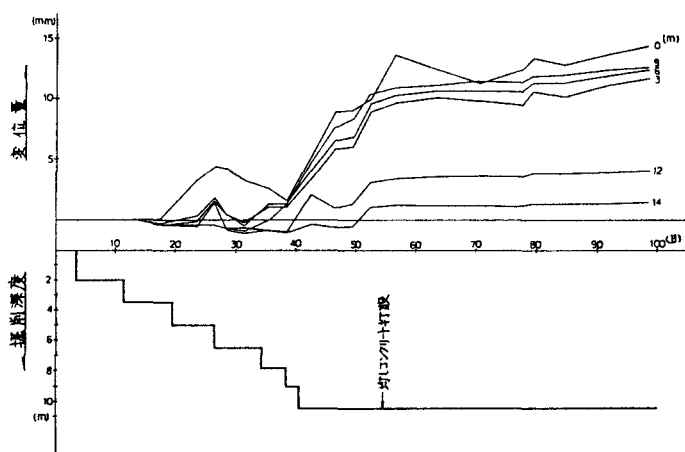


図-4 深度別変位

4. 考察

測定結果から、補強領域は疑似擁壁として一体化したことがうかがえるが、同時に成田砂層が粘着力のない自立性に乏しい地質であることを裏付けており、疑似擁壁が水平の滑り変位を起こしたものと考えられる。

施工に当たっては、掘削後の地山解放時間を極力短くすること、特に床付け後、速やかに均しコンクリートを打設することが当然のことながら大切である。

なお、B工区の設計に当たっては、A工区の施工実績から、疑似擁壁の水平滑り変位を抑え、より安全性を確保するため砂層部に補強杭を打設することとした。

B工区は、これから砂層の掘削を行うところで、今回データを報告できなかったが、十分安全に留意して施工し、別の機会に報告したいと考えている。