

1. まえがき

野岩線は、国鉄会津線会津産ノ原～東武鬼怒川線新藤原間の約3ノkmの地方幹線であり、着工率が約80%の工事線である。完成の晩には、運営とオ3セフターが行う線である。全長のうち約ノkmがトンネルであり、今回は、坑口部約ス0mが崖錐で覆われているオ1高瀬山 T 全長ノkmを NATM で施工し、無事貫通を見込、工事概要を、崖錐部にしば、て報告する。

2. 崖錐部の設計・施工について

崖錐部は花崗岩が風化し堆積したもので、角ばった岩が不規則に堆積しその間隙に、砂、粗粒土、あるいは細粒土が狭く詰った状態である。

（表-1）。又坑口部の崖錐自然斜面勾配は、3.5～々々となり急峻であった。

崖錐部の施工上の問題点として①切り取り法面の安定；②全面接着型ロックボルトの施工と引き抜き耐力に疑問；③掘削中および次吹付終了までの切羽斜面およびトンネルアーチ部の崩落；などであった。

同一地質条件のもとに、上記問題点に付き予備試験を行い、①について、高さ6m、巾3m、勾配を70°～85°で切り取りした後、4H後の観察の結果、85°では法面に比較的大きな崩壊がみられ、70°では、崩壊は見られなかったが、わずかな衝撃で部分的に崩壊した。②について、(1)穿孔は、クロスビットにスパイラルロッドの組合せで、穿孔時約ノ50～ス50%程度の水送りをすると施工性もよく孔差れが少なかった。

(2)SNボルトは、孔壁の保持が不可能なため、モルタルが完全に充填できず、全面接着型ボルトとして効果が期待できなかった。(3)自穿孔ボルトと打込み型ボルトである、ラム・インジェクションボルトとも施工可能であったが経済面の上から、ラム・インジェクションボルトを使用することとした。

③について、崩落防止に、注入併用の先受けパイプを計画した。(1)注入剤はモルタルとウレタン系とで比較し、効果に差異がなため経済的にモルタルとした。(2)注入孔は、パイプ先端から1m範囲に径12mmの孔を5cmピッチに4条配置とした。(3)注入圧は、1～3%程度の低圧で時間をかけ圧入するのがよくW/Cは々々%程度が良好であった。

各試験および有限要素法による弾塑性解析の結果から、坑口部およびトンネル崖錐部の施工を（図-3）、（図-4）のように計画した。

坑口部の施工は、坑口上部の斜面のとりを考慮し、1回の切り取り高を1～2mとし（図-5）のように5段階に分け、入カ掘削後金網（々々×100×100）を張り、吹付後ロックボルトの打設というサイクルで施工し、無事切り下った。

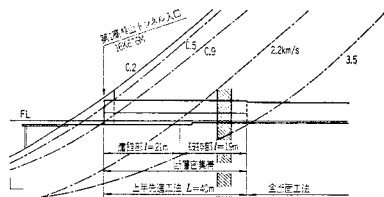
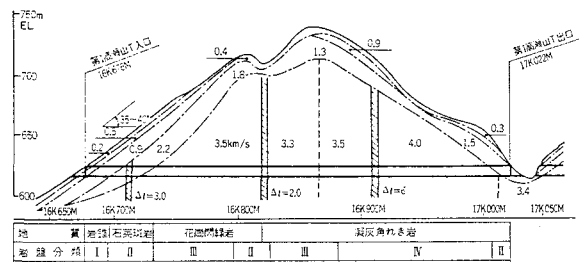


図-2 坑口部付近地質縦断面図

表-1 崖錐部物性値

試料名	上部崖錐	下部崖錐
れき分 (2,000μ以上)(%)	65.0	92.4
砂分 (74~2,000μ)(%)	15.5	4.9
シルト分 (5~74μ)(%)	9.7	0.6
粘土分 (5μ以下)(%)	9.8	2.1
最大粒径 (mm)	20.0	20.0
土の含水率 (%)	2.59	2.62
土の液性限界 (%)	39.8	17.5
土の塑性指数 (%)	2.0	2.38
土の単位体積重量 (g/cm³)	2.0	2.38
試験条件	UU	UU
粘着力 C (kg/cm²)	0.33	0.05
剪断抵抗角 φ (°)	20	40
変形係数 E (kg/cm²)	弾性係数 800~850	弾性係数 150~65
ポアソン比 ν	0.3~0.5	

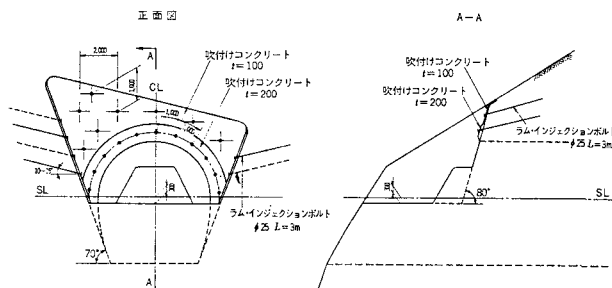


図-3 坑口部計画図

トンネル崖部は、上半先進工法を採用し、掘削はピック掘りとした。上半部は特に、リングカットとし、出来るだけ地山をゆるめなよう施工した。(図-6)

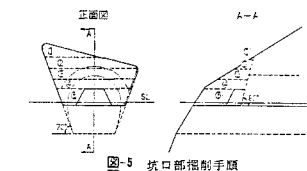


図-5 坑口部掘削手順

材 質	パイプ径	長さ	備 考
一般構造用炭素鋼鋼管	$\phi=42.7$ $t=3.2$	$l=2,000$	注入孔 $\phi=12\text{mm}$ 5cmピッチ

先受けパイプモルタル配合

セメント C (kg)	砂 (kg)	水 (kg)	急結剤 (kg)	遅延剤 (kg)
810	810	405	Cの5% 405	Cの0.5% 405

吹付けコンクリートの配合

セメント C (kg)	最大骨材寸法 D_{max} (mm)	砂骨材 (kg)	砕骨材 (kg)	砕骨材率 (%)	急結剤 (kg)	W/C
350	15	1,198	639	65	CX4% 14	50

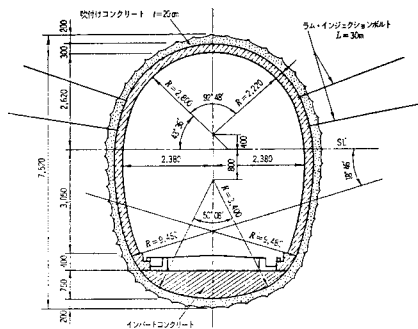
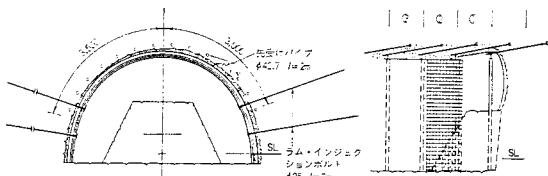


図-4 崖部標準断面図

アンカー形式	ボルトの種類	ボルトの強度	備考
全面接着形 (急結モルタル)	ラムインジェクションアンカー ボルト $\phi=25$ ラム $\phi=42$ 長さ $l=3,000$	降伏強度 $F_y=55\text{kg/mm}^2$ 破断強度 $F_u=65\text{kg/mm}^2$ 伸び 20%	注入 ホース $\phi=12$

ラム・インジェクションボルト仕様



1. 1部の掘削
2. 1部の2次吹付け
3. 支保工の組み立て
4. 断面の掘削
5. グラブチャンキング
6. 1部の2次吹付け
7. 2部の掘削
8. 2部の3次吹付け

3. 計測について

トンネル掘進に伴う地山の挙動観察のため、坑口から10m付近に地上部から、エクステンソメーターを設置した結果(図-7)、切羽がトンネルの径分(25.7m)の地山で一度1.3%程隆起するように測定された。さらに

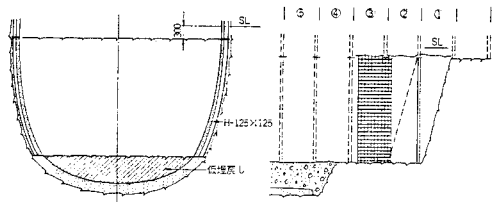


図-7 施工順序図

1. 1部の掘削
2. 1部の2次吹付け
3. 支保工の組み立て
4. 断面の掘削
5. グラブチャンキング
6. 1部の2次吹付け
7. 2部の掘削
8. 2部の3次吹付け
9. 3部の掘削
10. 3部の2次吹付け
11. 3, 4部の掘削

$D=1/2$ と接近した時点で急激に変位し始め、 D 分通過するまでに約1.3%の変位を示した。下半の通過時には何も変位が生じず、上半部での施工内容が反映したものと考えている。内空変位については、(図-8)のように、水平測線(N0-3)が下半通過時に約4%変位したにとどまった。

4. まとめ

崖部を上記内容により、何ら支保なく施工出来た事は、NATM本来の備力を十分に發揮した事だと思われる。参考に、堅岩部は全断面で掘削し、一時支保を吹付コンクリート($t=10^{\circ}$)のみとして施工した。現在、覆エコンクリート($t=25^{\circ}$)の打設終了後、数ヶ月経って、覆エコンクリートにヘアフラックが生じており、今後、同様な地質のトンネルで、フラック防止の良策を検討することを課題と考えている。

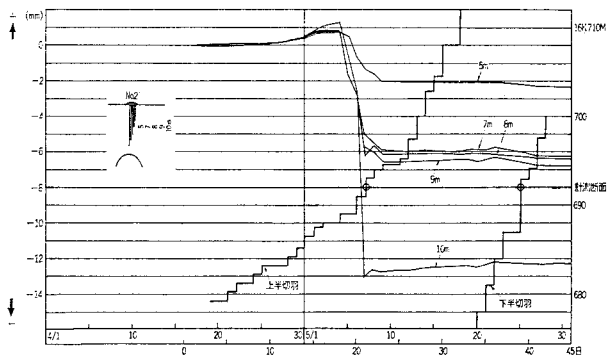


図-8 地中変位

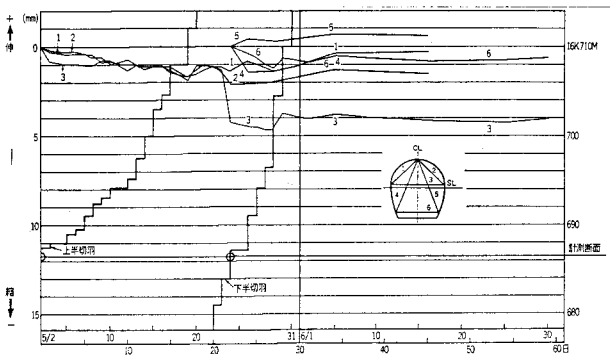


図-9 内空変位(崖部)