

雲仙普賢岳起源の完新世扇状堆積地山における トンネル掘削

福田 秀樹¹・上野 博務²

¹株式会社フジタ 九州支店土木工事部 (〒812-8568福岡市博多区下川端町1-1)
E-mail:hfukuda@fujita.co.jp

²株式会社フジタ 建設本部土木エンジニアリングセンタートンネルシールド部
(〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2)
E-mail:hueno@fujita.co.jp

本報は、長崎自動車道諫早ICから南島原市に至る「島原道路」(延長約50km)の一区画工事である眉山トンネルの施工概要を記述したものである。内容は、主に未固結地山を掘削対象としたトンネル掘削において施行中に発生した問題点とその対応などに焦点を当てたものであり、①現地試験による注入材の選定方法の選択、②掘削時に発生した剥落の原因とその対策、③終点側の低土被り掘削時における早期閉合による安定化対策、について示す。

Key Words : loose sediment times, grouting material, immediate ring closure

1. はじめに

「島原道路」は長崎県諫早市の長崎自動車道諫早ICから諫早市郊外を通過し、雲仙市愛野町、島原市を経て、南島原市に至る全長約50kmの地域高規格道路であり、島原市中心部の渋滞緩和、島原半島地域の円滑な交通の確保や地域振興の支援、および災害など緊急時の代替道路としての機能を有する道路である。島原道路のうち「島原中央道路」(全長約4.5km)は、平成24年度の暫定供用を目指し、国土交通省雲仙復興事務所が平成13年4月より鋭意事業を進めている。

当道路は、日本で最初の国立公園である「雲仙・天草国立公園」内を通過することとなっているため一部区間をトンネルとして計画しており、工事にあたっては「日本の名水百選」にも選ばれ、島原市民にとってかけがえない島原の湧水への配慮も必要とされた。そのため、平成11年度より水文調査を実施するなど、環境や水文、防災上の問題などさまざまな検討を行ったうえで、平成21年度に工事に着手することとなった。本報はこの眉山トンネル(仮称)の施工事例を通して、未固結地山での環境に配慮したトンネル施工について報告する。

2. 工事概要

眉山トンネルは、現在建設中である島原中央道路のほぼ中央に位置する全長約905mのトンネルで、内空断面積約65m²、高さ約7.5m、幅約12mである。支保パターンは、DⅢaとDⅠパターンの組み合わせであり、掘削工法は上半先進ベンチカット工法、掘削方式としては機械掘削(ツインヘッダー)となる。図-1にトンネルの周辺環境を示す。

3. 地形・地質概要および地下水について

当トンネルが計画されている区域は更新世後期の扇状地堆積物を基盤とし、上部に完新世の扇状地堆積物が覆っている状況であり、約4000年前の噴火活動により生成されたとされ、約210年前には「島原大変肥後迷惑」と呼ばれる大崩壊を引き起こした眉山(標高約800m)の火山活動により噴出した礫や砂などの扇状地堆積物と岩屑なだれにより発生した堆積物で形成されている。これらの地質は未固結もしくは半固結状態が不均質に分布しており、透水係数が非常に高いことが特徴である。図-2に地質縦断図を示す。

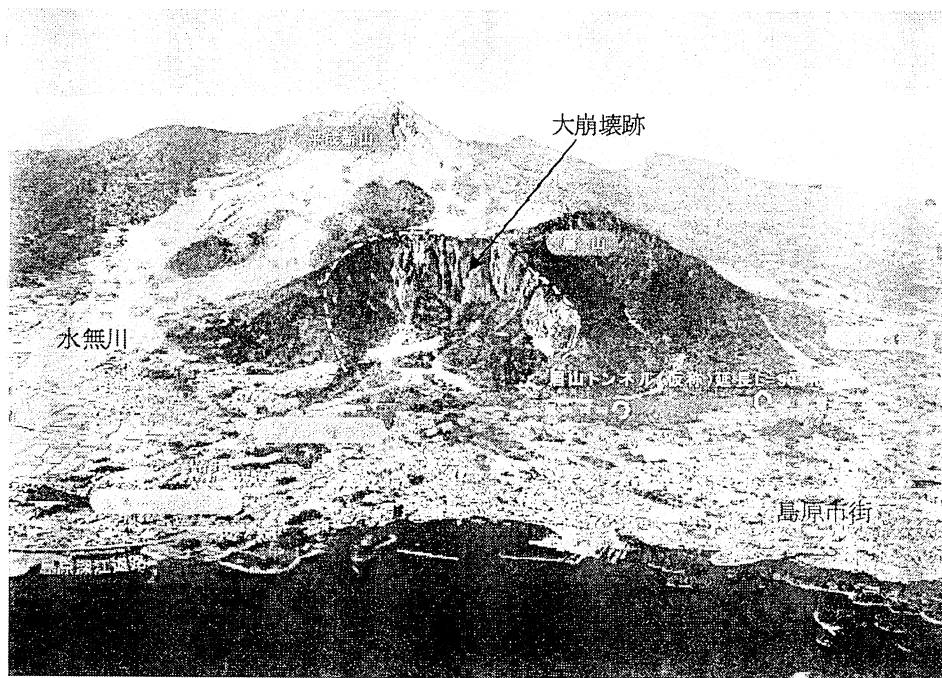


図-1 眉山トンネルの周辺環境

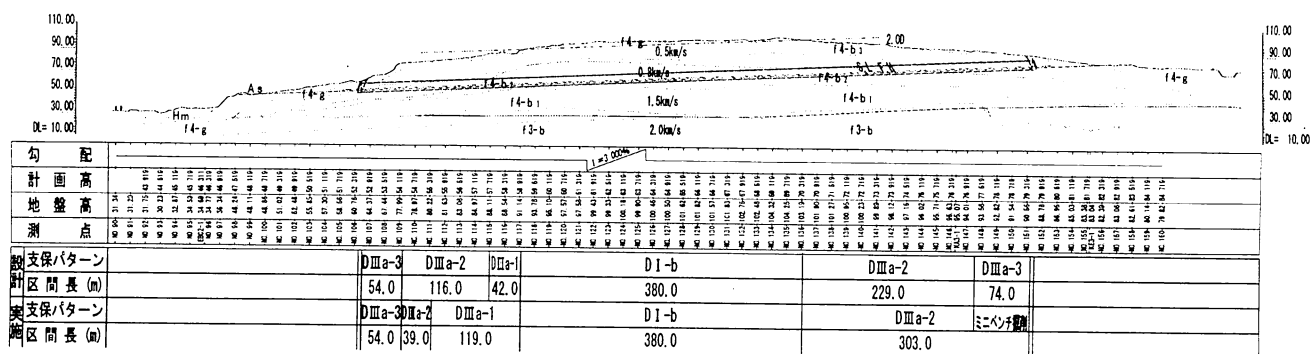


図-2 地質縦断面図

地下水について島原市によると、島原市内に約60箇所の湧水箇所が点在しており、その湧出量は22万トン/日と言われ、湧水が島原市の観光資源の1つであるとともに、島原市民にとってかけがえのない生活用水であることから、島原中央道路建設にあたっては、地下水への特段の配慮が必要とされた。これまでの地下水調査（ボーリング調査など）により、地下水はトンネル計画位置より約25～40mほど下に位置していることが分かっており、掘削時に地下水の湧出はないとされたが、施工時には有害な成分が地下水に流出しないことが求められた。

4. トンネル掘削補助工法

眉山トンネルが計画されている地質は、地質概要でも記載しているとおり、未固結で礫や土砂が不均質に分布している。これより掘削時の地山と支保の安定のため、各種補助工法を採用した。補助工法は、天端補強対策と

て長尺先受け工がトンネル全線で計画されている。切羽面への補強対策として長尺鏡補強工、脚部沈下対策としてレグパイルが坑口付近で計画されている。図-3に坑口部支保パターン図を示す。

5. 注入材の選定

本トンネルでは工事着手にあたり、工事を適切かつ円滑にすすめることを目的に学識経験者から構成される「眉山トンネル工事施工監理委員会」を設置した。この委員会において、トンネル全線で計画された長尺先受け工の注入材について、トンネル計画地山での有効性や地下水水質への影響がなく、もともと地山に適した注入材の選定を行うため、掘削予定地山において試験施工を実施した。試験方法のフローを図-4に示す。

注入材の選定にあたっては、セメント系注入材を中心に5種類を選定した。掘削開始前の地山坑口部に長尺パ

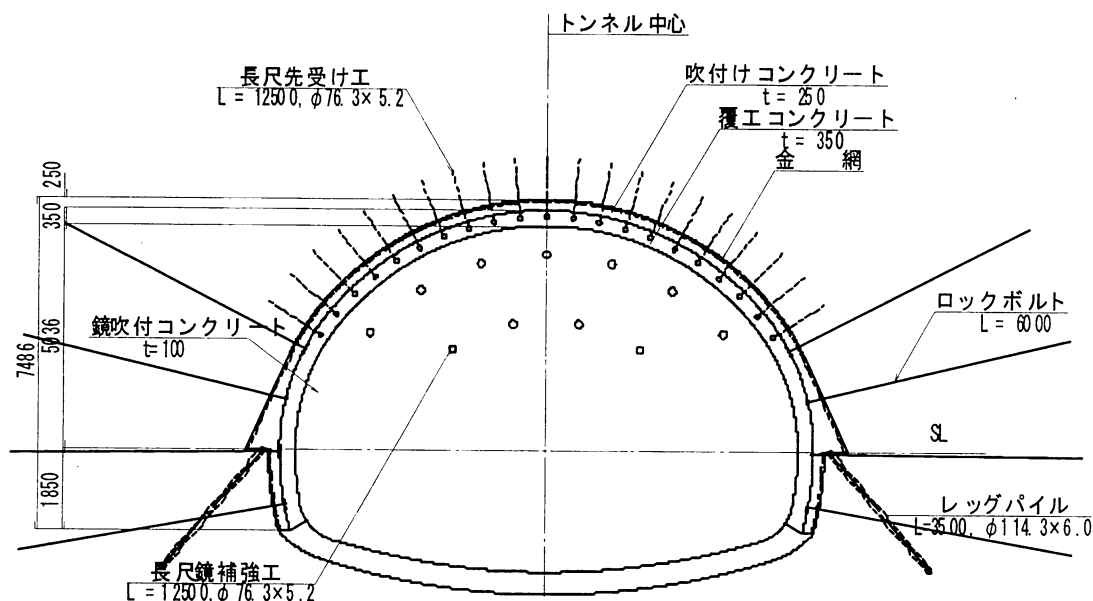


図-3 坑口部支保パターン図 (DIIIa-3)

イプ (φ 76.3mm, L=9.5m) を打ち込み、注入材を圧入した。硬化した改良体を掘り出し、フェノールフタレイン溶液に反応した範囲を目標となる外径 (φ 45cm) を有することを確認した。また目視による確認や改良体周辺にも溶液を散布して、注入材の逸走や拡散がないことを確認し、改良体の PH 試験など地下水への影響を検証するための試験を実施した。結果を表-1 に示す。すべての材料において逸走や拡散などは見られなかったが、材料 B と C 以外は目標とする改良体の形成が確認できなかった。その結果を「眉山トンネル工事施工監理委員会」にはかり、試験結果と実際に形成された改良体の状況を検証したうえで、注入材料として材料 C を選定した。

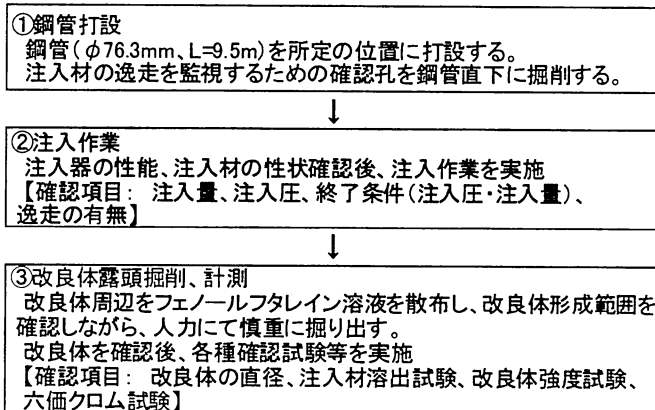


図-4 試験施工実施フロー

表-1 注入試験施工結果

	特殊モルタル	特殊水ガラス系懸濁型		セメント系急硬混和材	
	材料A I80 (当初設計)	材料B ジェルフォー	材料C シリカセフ	材料D デンカ ES	材料E デンカ (水中不分散性混和材)
ゲルタイム	約 120 分 (20℃)	約 80 秒	90 ± 20 秒 (20℃)	1 ~ 10 分 (調整可)	1 ~ 10 分 (調整可)
経済性	◎	○	○	○	○
注入量 (ℓ)	70.0 (設定量: 354ℓ)	344.0 (設定量: 354ℓ)	533.0 (設定量: 354ℓ)	533.0 (設定量: 354ℓ)	289.0 (設定量: 354ℓ)
注入圧力 (kgf)	2.0-27.0	1.5-26.5	0.5-1.0	0.2-5.0	2.0-2.0
終了条件	圧力上昇	圧力上昇	1.5倍	1.5倍	
逸走	逸走なし	逸走なし	逸走なし	逸走なし	逸走なし
改良状況 (目標改良径 φ 450)	一部鋼管上方に脈状に注入されているが、範囲は狭く、限定的である。鋼管下方においてもフェノールフタレイン溶液反応は見られるものの改良効果は見られない。	改良径は30~45cm程度、最大65cmと概ね目標の改良体が形成されているが部分的に目標を下回る。	30~50cm程度の礫を取り込み改良径50~60cm程度の改良体が形成されている。圧力上昇が見られないため、設定注入量の1.5倍まで注入したが、設定注入量程度で所定の改良体形成が可能と考えられる。	注入圧力上昇が見られないため、設定注入量の1.5倍まで注入したが、20~30cm程度の改良体しか形成されていない。固結度も低く、改良効果は小さい。	これまで注入材として実績がなく、地下水への配慮から今回試験的に実施。ポンプの圧送性が懸念されたが、所定の注入作業を完了。改良径20~25cmが形成された。
判定	形成困難 ×	形成確認も部分的に サイズ不足 ○	形成確認 ◎	形成確認もサイズ不足 △	形成確認するも サイズ不足 △
材料の溶出	溶出なし	溶出なし	溶出なし	溶出なし	溶出なし
六価クロム	不検出	不検出	不検出	不検出	不検出

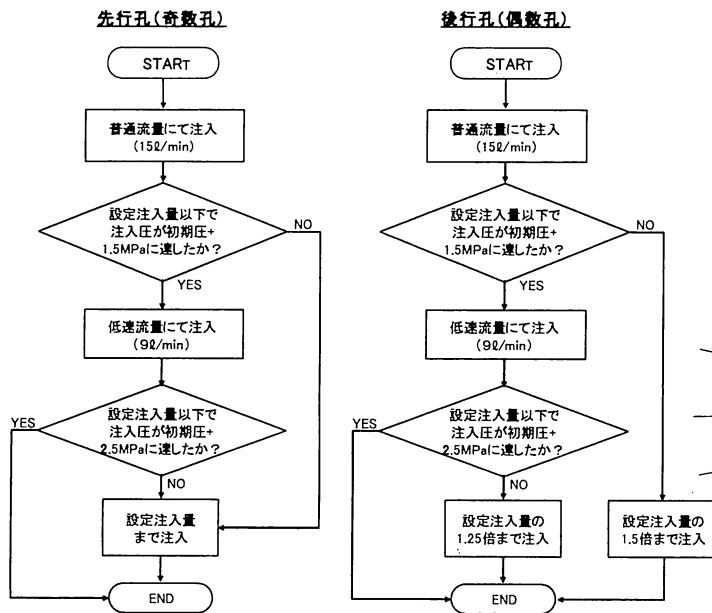


図-5 注入管理フロー

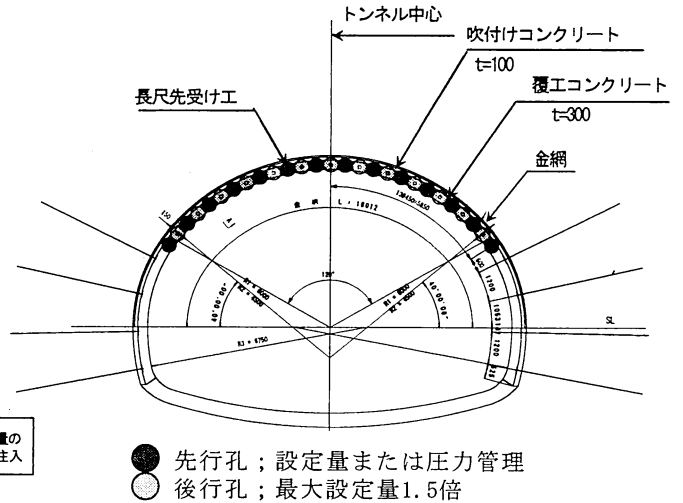


図-6 長尺先受け工施工手順



写真-1 切羽剥落状況

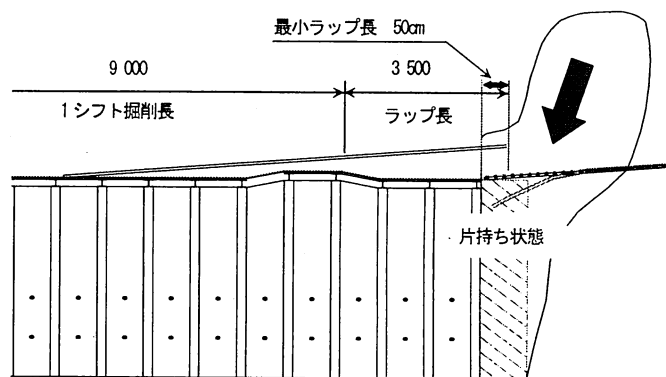


図-7 剥落状況模式図

6. 長尺先受け工の注入管理

補助工法のうち長尺先受け工については、注入材がロッドの周囲に均等に拡散し、改良体を形成するとともに、形成された改良体が相互に結合していることが重要である。そのため注入量や注入圧の適切な管理が重要である。そこで、設定注入量を466ℓ/本(L=12.5m)で設定するとともに、後行孔において注入圧が初期圧+2.5MPaに達したとき、もしくは設定注入量の1.5倍に達したときで注入作業を終了することとし、特に後行孔の施工に重点をおいた管理手法とした。図-5に注入作業のフロー図を、図-6に長尺先受け工作業手順を示す。

7. 掘削時の剥落について

(1) 剥落発生の状況

掘削開始後、土被りが薄い坑口部周辺で懸念された変位の増大も見られず、切羽の状況も比較的安定しており、作業も順調に推移した。

しかし、掘削延長125m (No.112+15) の長尺先受け工施工を境に、掘削が進行するにつれ急激に地山の状況が悪化、掘削延長144m (No.113+14) 付近で天端付近が高さ約5m、幅3m、奥行き約2.5mにわたって剥落し、坑内に約40m³の土砂が流入した。写真-1に剥落発生状況を、図-7に剥落の模式図を示す。

剥落直後の対策として、剥落がこれ以上進行しないように1次の応急処置として剥落箇所内部に吹付けコンクリートを施工し、内部にエアミルクを充填後、「眉山トンネル施工監理委員会」において対応策を検討した。

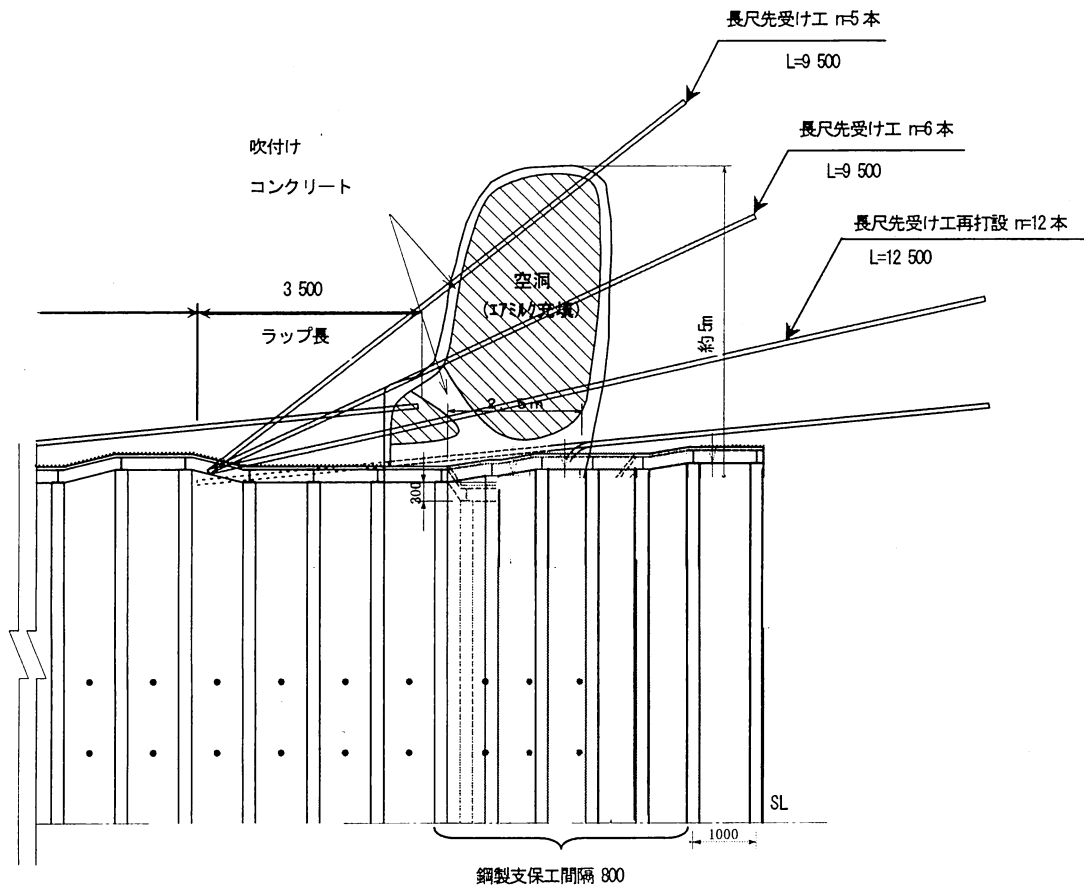


図-8 剥落箇所の復旧対策

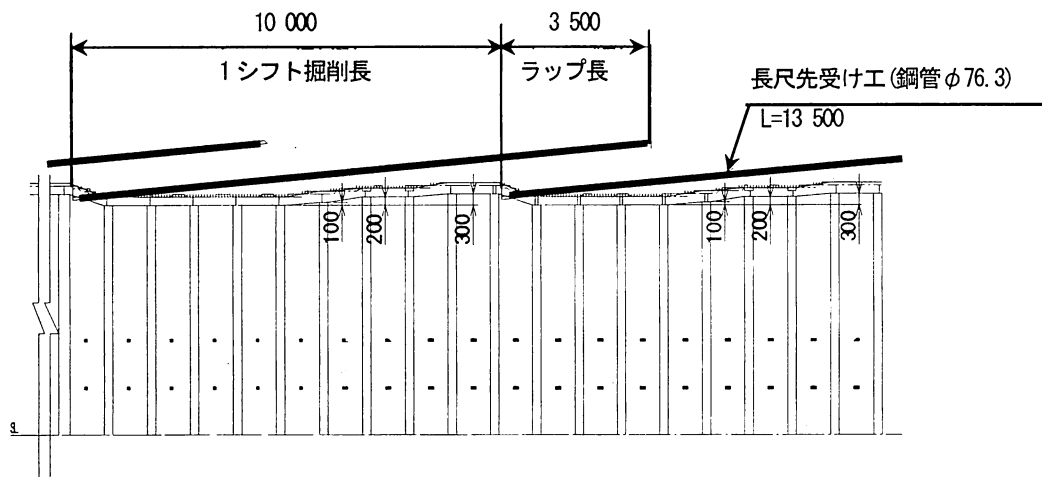


図-9 長尺先受け工改善案

(2) 剥落箇所の復旧対策

剥落箇所の復旧対策を図-8に示す。ロックボルトと長尺鋼管にて充填塊の縫いつけを行い、同時に剥落箇所前方の地盤改良を行った。また、剥落により既施工の長尺先受け工が機能なくなっていることから、長尺先受け工の再施工と切羽面の自立性を高めるための長尺鏡補強工を実施した。その後、エアミルク充填塊を傷めないよう縮小断面で慎重に剥落直下を掘削し、ロックボルトにて追加補強を行って標準断面への切り上げを行った。剥落直下の鋼製支保工は、FEM解析の結果80cmピッチとした。

(3) 剥落後の長尺先受け工の検討

剥落の発生原因として天端部に巨礫が存在していた可能性があり、この巨礫が長尺先受け工のラップ長約50cmと一番短くなっていた区間に集中載荷したためと考えられる。またこれに加え、注入圧が上がりにくかったことから局所的に緩い地質状況が存在し、改良体の形成が部分的に不十分となったことが考えられる。これらが複合的に重なった事案であると推察された。

ラップ長が短くなることへの対応は図-9に示すとおり、断面拡幅部を延長し長尺先受け工の撤去部分をなくした。また長尺先受け工の長さを12.5mから13.5mに変

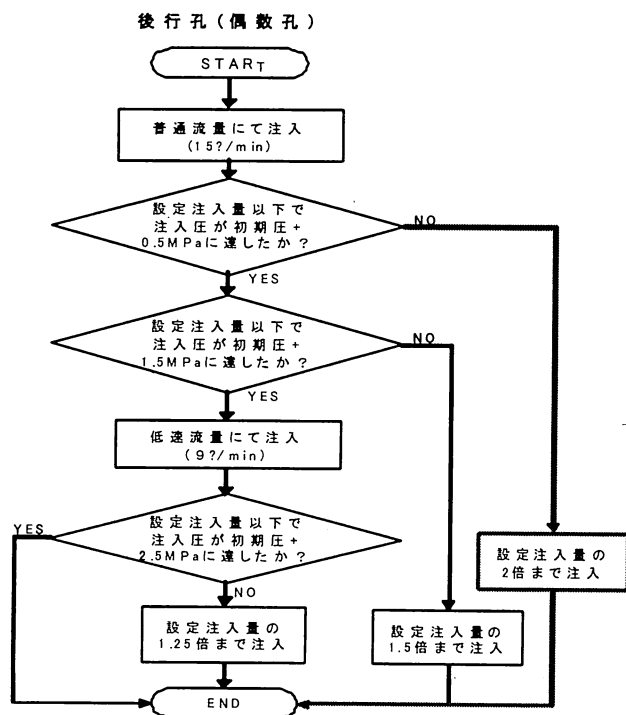


図-10 注入管理の改善

更した。これによりラップ長を確保しつつ、片持ち状態の改善を図ることとした。

また注入管理の対応について、当初の注入材の注入管理フローは先行孔（奇数孔）においては設定注入量で打ち止めし、後行孔（偶数孔）においては設定注入量の1.5倍で打ち止めすることとしていた。

検討の結果、図-10 に示すように後行孔において、最大で設定注入量の2倍で打ち止めとした。

8. 終点側坑口部の坑内変位対策

(1) 終点側坑口部までの掘削状況

上述した長尺先受け工改善後は、坑内変位も安定し、順調に作業の進捗を図ることができ、当初計画どおり、土被りが2D以上となるNo.117+2において支保パターンをDⅠ-bに変更した。

その後、沈下量が増加傾向に転じたため、支保パターンの変更について検討した。その結果、施工監理委員会での了承を受けNo.136+9.0において低土被り対応となるDⅢa-Ⅰに変更することとし、今後の切羽の自立状況に応じて鏡ボルトとレッグパイルを補助工法として採用するDⅢa-2に変更することとした。

しかし、終点側坑口に近づいたNo.139+19 付近より、再び地山の状況が悪くなり、図-11 に示す改善後の注入管理手法においても先行孔の圧力が上昇しない状態となった。このため、対応について検討を実施し、後行孔に

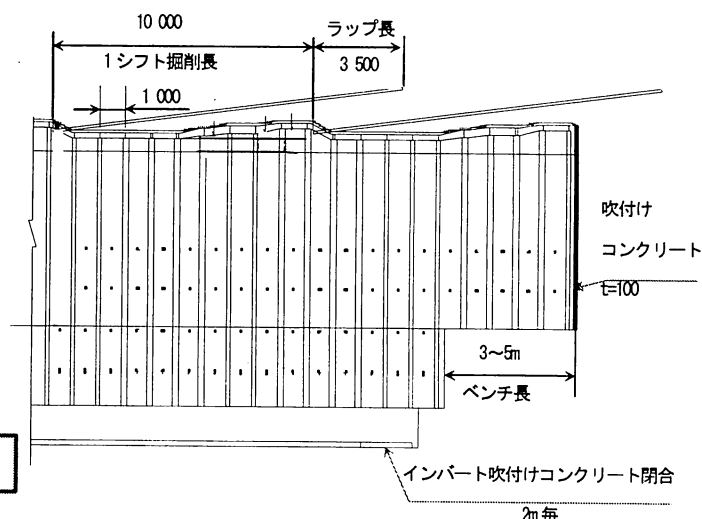


図-11 マイクロベンチ掘削施工

において、所定の圧力（初期圧+0.5MPa）に達するまで注入作業を実施し、注入量に上限を設けないこととした。この結果、最大で設定注入量の7倍の注入を行う箇所も出現したが、剥落等の異常を発生することにはなかった。

(2) 坑口部施工方法の検討

終点側74m区間については、脚部の沈下量が卓越することが考えられ、対策を講じる必要があると判断し、DⅢa-2 への変更（鏡ボルトの追加）、及び両脚部のウイングリブおよびレッグパイルの追加について、施工監理委員会において検討した。

鏡ボルトの追加については、切羽が比較的安定傾向にあることや、これまでの施工結果で起点側では当初計画より鏡ボルト施工区間を短縮した実績より、切羽の安定には長尺先受け工が効果的であると判断した。また脚部の沈下対策について、ベンチ長を3~5mとするマイクロベンチ掘削の施工により早期にインバート閉合し、変位を抑制する方法を採用した。それでも変位が大きいようであれば、ウイングリブやレッグパイルの併用を検討することとした。図-11にマイクロベンチ掘削施工図を示す。

(3) 変更後の施工結果

マイクロベンチ施工は、その効果を検証するため、施工前と施工後における沈下測定及び支保工の応力測定を行った。図-12~15 にマイクロベンチ掘削変更前後の計測結果を示す。沈下測定は、マイクロベンチ掘削変更前後の最終沈下量は39mmから18mmとなり、20mm程度の沈下抑制効果が確認された。鋼製支保工の軸力では、マイクロベンチ掘削変更前は、上半、下半、インバートの

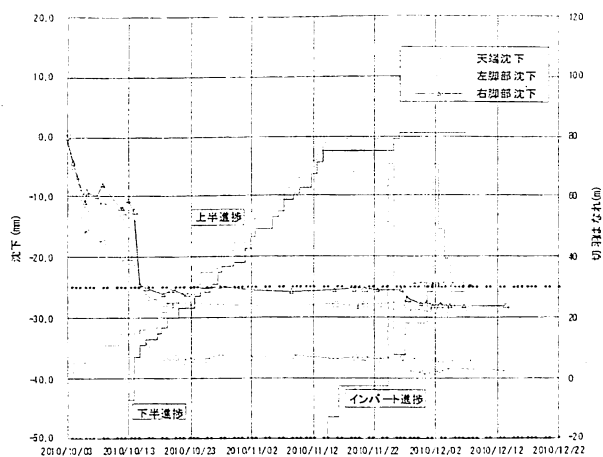


図-12 沈下測定経時変化

No. 147+04 (マイクロベンチ掘削変更前)

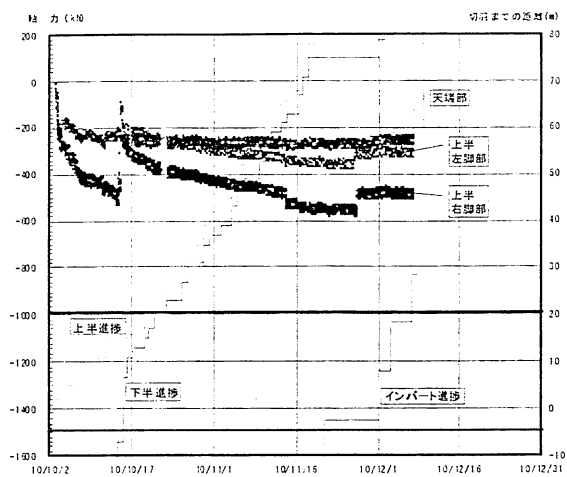


図-13 支保工軸力経時変化

No. 147+04 (マイクロベンチ掘削変更前)

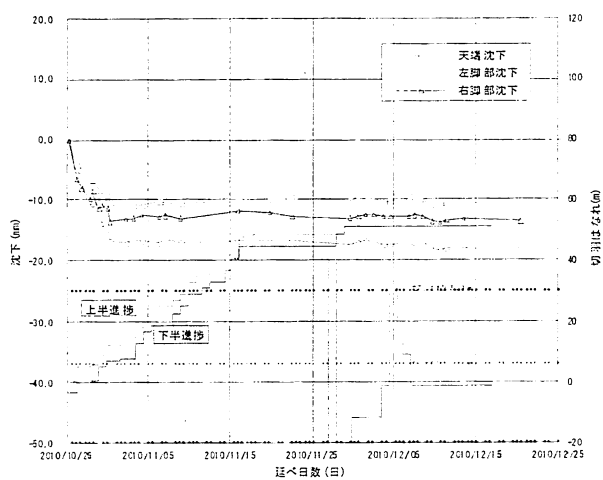


図-14 沈下測定経時変化

No. 148+14 (マイクロベンチ掘削変更後)

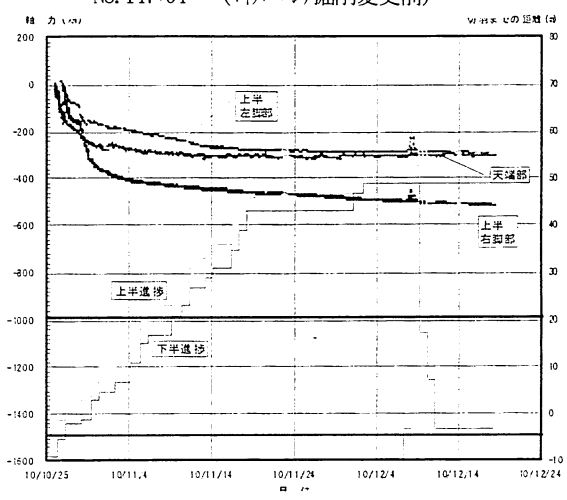


図-15 支保工軸力経時変化

No. 148+14 (マイクロベンチ掘削変更後)

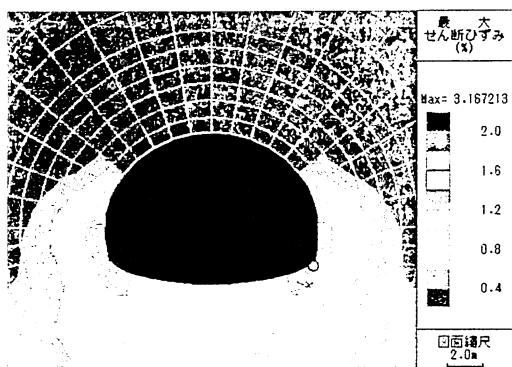


図-16 解析結果 (せん断ひずみ分布図)

No. 147+04 (マイクロベンチ掘削変更前)

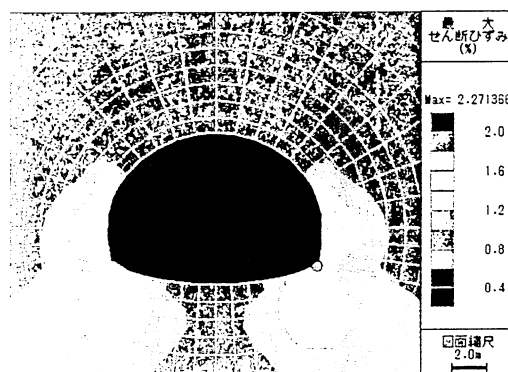


図-17 解析結果 (せん断ひずみ分布図)

No. 148+14 (マイクロベンチ掘削変更後)

各施工段階で応力解放による応力の変動が見られるが(図-13)、マイクロベンチ掘削変更後は、応力の変動が無く早期に収束傾向に向かっていることがわかる(図-15)。吹付けコンクリート応力測定結果も同様の傾向を示しており、最終応力は変更前後で同程度であった。マイクロベンチ掘削採用により支保工に掛かる応力に影響を与えるものではないことが判った。

図-16, 17 に、坑内変位結果を基に逆解析により地山の弾性係数を同定し(ISNA=DBAP/FEMを使用)、これより順解析による弾性解析(同プログラムを使用)を行った結果による両者の差異を示す。マイクロベンチ掘削による早期閉合によりトンネル周辺地山の発生ひずみが抑制されており、トンネルの安定性が向上したと見ることができる。

9. おわりに

今回は、火山地帯の未固結地山でのNATM施工実績、および補助工法の採用、地山状況の変化に応じた管理、環境に配慮した施工について述べた。本報をまとめると以下となる。

① 注入材の決定

5種類の注入材を試験した結果、懸濁型無機系注入材の使用により、30～50cm程度の礫を取り込み改良径50～60cm程度の改良体が形成されたため、実施工に供用した。

② 長尺先受け工の変更

地山の剥落を生じたため、長尺先受け工を無拡幅型から拡幅型へ変更したことにより、先受けの重複する部分を両方とも地山に挿入し支保工にも荷重を分担させたこと、さらに注入量の管理も見直した結果、これ以降の地山の剥落は見られなかった。

③ 出口側坑口部における早期閉合

出口側坑口の低土被り部については、地山の状況を勘案し、鏡ボルトやフットパイルを使用することなく早期閉合による地山の安定化を目指した施工を実施した結果、変位・荷重とも上半先進と比較してトンネルの安定性が向上した結果となった。

TUNNEL EXCAVATION UNDER THE ALLUVIAL FAN IN HOLOCENE SEDIMENT FROM FUGENDAKE'S LAVA

Hideki FUKUDA and Hiromu UENO

This paper described the construction summary of the Mayuyama tunnel which was excavated under the alluvial fan in Holocene sediment origin of Fugendake's lava.

Especially in this paper, three challenges and solutions are reported as below;(1) the choice of grouting material;(2) the failure of the crown;(3) elevation of stability adopting immediate ring closure at the portal.