

膨張性地山における先進ボーリング調査結果を用いたトンネル施工

ハザマ 土木事業本部技術設計部 正員○山本 浩之 正員 宇津木慎司
 ハザマ 九州支店竹原トンネル(作) 正員 倉富日出雄 正員 多宝 徹
 国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所 内田 智視

1. 概要

熱水変質等の影響により膨張性が懸念される地質条件下におけるトンネル施工においては、対象となる区間に対して剛性の高い支保工の採用や変形余裕量を考慮する等の対策がとられる。これらの対策を実施する区間の想定については、通常事前調査に基づいて行われるが、主な事前調査は地表面からの調査が主体でありトンネル基面での情報が少ないことから、想定された区間と実際の膨張性区間が大きく異なる場合が多い。

一般国道 442 号竹原トンネル新設工事は、総延長 L=1,422m のうち大分側坑口より L=768m を施工する道路トンネル工事である。当トンネルの地質の特徴として、熱水変質した安山岩が出現することが予測されており、付近の既設トンネルなどの事例等からも膨張性地山の出現が想定されていた。また、事前調査結果から変質安山岩中に計 6 ヶ所の断層の存在が確認されており、こうした地点におけるトンネル掘削時の安定性の問題や突発湧水の発生等が指摘されていた。しかし、これらの膨張性や突発湧水の想定区間は、地表踏査、地表面からの電気探査結果および数本の調査ボーリングに基づいたものであり、実際の掘削において出現位置が大きく異なる可能性がある。さらには地表面からの弾性波探査の制限があり実施できなかったことから、本工事を安全かつ効率的に進める上では、このような地点のより正確な把握が必要とされていた。

本報告では、以上のような背景を受けて当トンネルの安全施工を実現するために、連続的に実施する先進ボーリングの施工フローを策定し、状況に応じて X 線回折等岩石試験を実施し膨張性の判定等を行うことで最適な支保パターン選定を行った事例について、施工実績と合わせて紹介する。

2. 地質概要

当トンネルの地質は、第三紀中新世鯛生層安山岩類を主体に構成されていた。この安山岩類は、全般に強い熱水変質を受けプロピライト化しており、支保パターンについては、変質程度より「変質作用が強いほど母岩が劣化し、粘土化する」という観点から、ボーリングコア観察により、「弱変質」、「中変質」、「強変質」の 3 段階に分類し、FEM 解析等の結果と合わせ総合的に設計されていた。変質区分と支

表-2.1 変質区分と支保パターンとの関係

変質区分	支保パターン					
	区分	鋼製支保工	ロックボルト	インパート	変形余裕量	補助工法等
弱変質 (GH 級)	C I	---	3.0m	---	---	---
	C II	H-125	3.0m	---	---	---
中変質 (CM~CL 級)	D I	H-125	4.0m	有	---	---
強変質 (CL~D 級)	D II	H-150	4.0m	有	10cm	ウイングリブ
強変質 +断層	D II s-wf	H-200	6.0m	有	10cm	ウイングリブ 注入式フォア ボーリング

保パターンとの関係を表-2.1 に示す。また、既存の膨張性の指標¹⁾を参考とした各変質区分の物性値が、ボーリングコアによる岩石試験により事前に定量的に整理されており、これらの結果を膨張性の予測に反映させることとした。当トンネルにおける膨張性の指標を表-2.2 に示す。

3. 先進ボーリングを用いた施工フローの策定

膨張性地山および突発湧水の事前予測方法として、図-3.1 の施工フローを策定し施工することとした。具体的には、調査による工程への影響を最小限にするため、週末に 1~3 週間分 (L=30~80m) のノンコアボーリングを実施した。そこで削孔速度、スライムの色・性状、湧水状況等より概略の地質状況を把握し、地山不良と判断された場合等には、想定箇所より数 m 程度手前までトンネル掘削後、再度オールコアボーリングを実施し、地山不良部の位置・性状、さらに表-2.2 に示すような各種岩石試験による膨張性の有無を確認することとした。

キーワード：トンネル、膨張性地山、先進ボーリング、岩石試験

連絡先：〒107-8658 東京都港区北青山 2-5-8 TEL03-3405-4052, FAX03-3405-1854

表-2.2 岩石試験による膨張性の指標（竹原Tの場合）

項目	弱変質	中変質	強変質	膨張性限界値 ¹⁾
RQD (平均値)	71.3	40.7	15.2	—
比抵抗値 (Ωm)	40 以上	20~40	20 以下	—
自然含水比 (%)	0.4~4.6(2.8)	0.4~4.6(2.8)	0.4~4.6(2.8)	>20%
吸水率 (%)	0.4~4.9(3.1)	3.2~7.4(5.3)	12.3~28.4(19.8)	—
有効間隙率 (%)	1.2~13.8(7.3)	7.9~16.7(12.3)	24.8~43.4(34.2)	—
単位体積重量 (kN/m ³)	23.8~26.9	21.7~25.6	19.0~24.0	<2.05 kgf/cm ³
超音波速度・VP (km/s)	3.6~6.0	1.4~3.7	1.1~3.8	—
地山弾性波速度 (km/s)	3.7~4.0	1.7~2.3	1.4~1.7	—
変形係数 (kN/m ²)	4,584×10 ³	1,218~1,693×10 ³	39,690~253,600	<800 kN/m ²
一軸圧縮強度 (N/mm ²)	6.5~202	5.0~44.7	0.2~18.9	<4 N/mm ²
準岩盤強度 (N/mm ²)	7.0~113.0	3.4~44.7	0.5~18.9	—
C E C (meq/100g)	6.1~18.4(11.0)	17.2~26.6(21.9)	20.1~82.3(51.6)	>35 meq/100g
スカルト含有率 (%)	5.0~12.0(8.8)	7.0~16.0(11.5)	15.0~78.0(43.1)	—
膨張率 (%)	—	—	—	>20%
浸水崩壊度	—	—	—	D
地山強度比	—	—	—	<2 D

() : 平均値

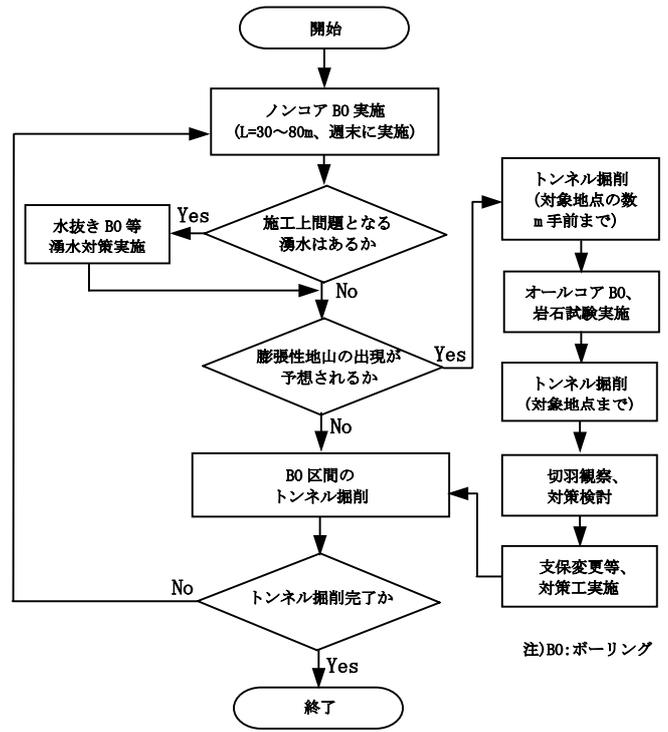


図-3.1 施工フロー図

注) B0: ボーリング

4. 施工実績について

図-4.1 に TD73.5~102.5m 区間の施工実績の一例を示す. この区間については, 当初比較的良好な岩盤が想定され, C II パターンで設計されていた. しかしノンコアボーリング (2 本) の結果より, 左側壁側で TD. 81.5m 付近より削孔水が白色化(中変質)し, さらに TD. 92.5m 付近から削孔速度が速くなり, 軟質化(強変質)しているものと予測された. なお, 削孔速度が必ずしも地山の硬軟に対応していないのは切羽全体の不均一性によるものと考えられる. また右側壁側でも同様の傾向が見られたことから, コアボーリングを TD. 78m 付近の切羽左側壁側で, さらに TD. 88m 付近より切羽右側壁側で実施した. その結果, 破碎帯を伴う強変質部が図-4.1 の平面図で示すように切羽に向かって左から右の走向で少なくとも 20m 以上の区間で分布すること, 各種岩石試験結果よりこの区間は膨張性の可能性が高いことが確認された.

以上の結果より, 適切な位置で C II パターンから D II ~D II s-wf パターンへ変更することにより, 変状に対して内空断面を侵すことなく, 安全に強変質区間を通過することができた.

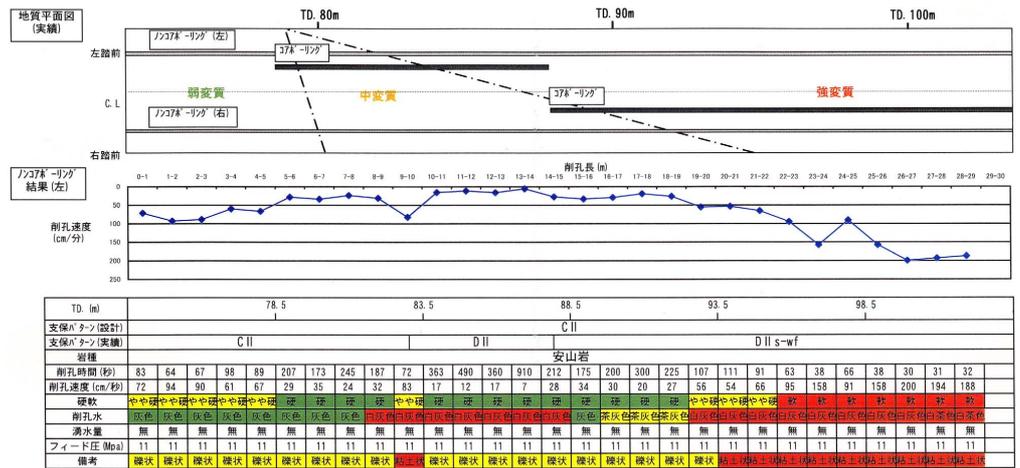


図-4.1 TD. 73.5~102.5m 区間における施工実績

本トンネルでは, 平成 16 年 3 月現在, 約 200m 区間の掘削が完了している. 現時点で, 上記施工フローに基づき事前に前方の地質状況の予測を行いながら慎重に施工を進め, 工事は順調に進捗している.

また, 既施工区間における内空の最大変位量は下半掘削した段階で最大 50~60mm であるが, 現在のところ内空断面は確保されており, 適切な支保が選定できているものと考えられる. 今後, さらにデータを蓄積・整理することにより, より最適な支保設計による安全かつ経済的な施工を実施していく所存である.

参考文献 1) 土木学会編: 軟岩—調査・設計・施工の基本と事例—, p. 162, 1984. 12