

57. 膨張性泥岩地山のトンネル掘削における施工管理方法の一例

A case study of managing tunnel excavation in swelling rock

○山本浩之, 宇津木慎司, 八島明生, 池内聡, 諏訪勝彦 (間組)

Hiroyuki Yamamoto, Shinji Utsuki, Akio Yashima, Satoshi Ikeuchi and Masahiko Suwa

1. 概要

新第三紀の泥岩地山では、トンネル掘削に伴い側壁などが押し出す現象がよく見られる。この原因として、掘削に伴い地山周辺に生じた応力が地山強度を超えて塑性化すること起因する「押し出し性地山 (squeezing ground)」と粘土鉱物を含有する地山の体積膨張などが要因となる「膨張性地山 (swelling ground)」が複合し発生しているものと考えられ、これらの総称として「膨張性地山 (swelling rock)」と言われる¹⁾。

今回国土交通省発注の能越道氷見第10トンネル(仮称)(七尾側, 延長L=1,200m)において、既存の地質調査結果より膨張性地山の可能性が高いことが指摘されており、土被りが厚い区間では地山強度比の低下などに伴い塑性地圧が作用する可能性が予測されていた。

本研究では、切羽前方を連続的に調査ボーリングし、採取コアから膨張性地山の評価を事前に行い施工管理する方法を試みたので、ここに報告するものである。

2. 地質状況および施工状況 (図-1 参照)

当該トンネルの地質は、新第三紀中新世～鮮新世音川累層姿泥岩層 (Osg) から構成され、均質な塊状泥岩であり、一軸圧縮強度で $1\sim 2 \text{ MN/m}^2$ 程度のスレーキング性を有する軟岩であった。施工当初、最大土被りが120m程度あり、地山強度比 $G_n \leq 2.0$ となることから、膨張性地山の発現が危惧されていた。

そこでトンネル全線において切羽前方より約100m間隔で水平調査ボーリングを実施し、50～100m間隔で採取したコアより膨張性地山の評価を行い、図-2に示す施工管理フローに基づきトンネル掘削した。

膨張性地山の評価方法は、採取コアから室内試験を

実施し、一軸圧縮強度など図-3に示す9項目よりレーダーチャートで判定した。なお、施工当初の管理基準値は、指針などに示されている一般的な指標値²⁾とし、その後掘削進行に伴いデータ収集し、実際の天端沈下量や内空変位量と比較することにより基準値を見直ししながら運用することとした。

3. 掘削進行に伴う判定指標の見直しと対応

(1) 判定指標の見直し

掘削進行に伴い TD.0～496m 区間は、膨張性地山の発現はなく地山は安定しているものと判断された。

そこで、これまでの収集データより各判定指標を見直しし、図-3に示す基準値の判定チャートで施工管

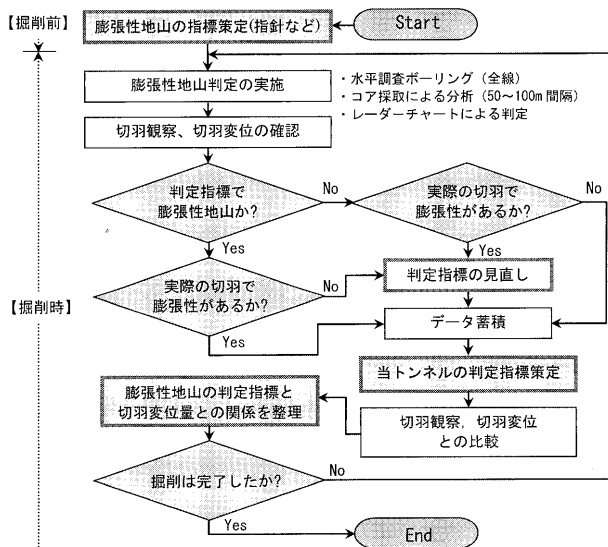


図-2 膨張性地山施工管理フロー

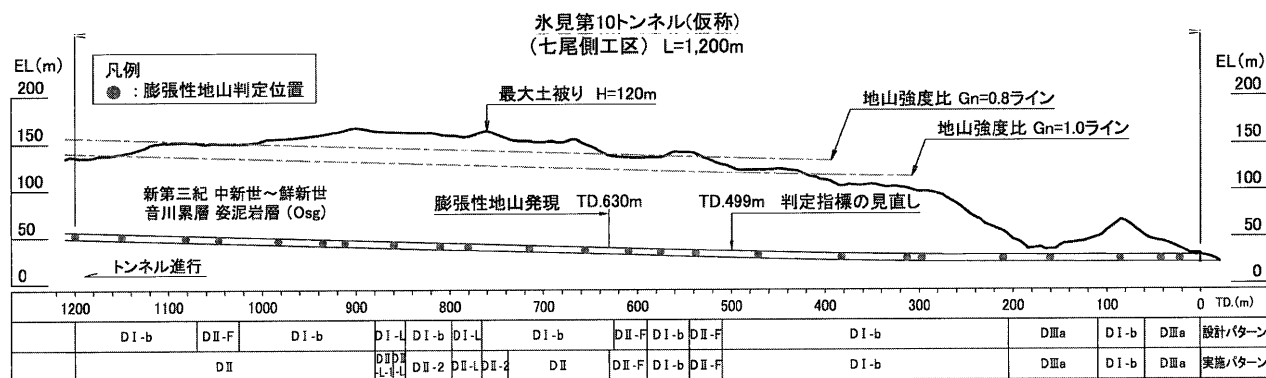


図-1 トンネル縦断面図

理することとした。特に地山強度比は、当初の基準値 ($G_n \leq 2.0$) の場合、多くの区間で膨張性地山が発現することが予測されたが、実際には天端沈下・内空変位とも 30mm 以内で収束傾向を示した。このため、実績にしたがい地山強度比の基準値を $G_n \leq 1.0$ へ修正した。

(2) 膨張性地山への対応

TD.630～731m 区間において、水平調査ボーリング結果からは $C_L \sim C_M$ 級の棒状コアが採取され、断層・破碎帯などが確認されないものの、最大天端沈下量 180mm、最大内空変位量 185mm 程度の膨張性地山の発現が確認された。当区間 (TD.655m 地点) の判定結果を図-3 に示す。この区間の特徴として、土被りが 100m を超え $G_n \leq 0.8$ を示し、天端沈下より内空変位量が大きく塑性圧の影響と推定される側圧の方が大きい傾向を示した。既往の文献³⁾でも、土被りが 100m 以上越えると膨張性地山の発現事例が示されており、判定指標において地山強度比が重要な指標となるものと想定された。そこで、今後最大土被りが $H=120m$ まで厚くなることから、図-4、5 に示す変状区間の土被りと天端沈下量および内空変位量との関係を整理し、 $G_n < 0.8 \sim 1.0$ 区間の予測変位量と変形余裕量の設定など対策方法を策定し、施工管理するものとした (図-1 にトンネル縦断面図上の $G_n=1.0, 0.8$ ラインを示す)。

4. 施工実績のまとめ

TD.760 (最大土被り) ～1,200m 区間の地山強度比と変位量との関係 (実績) を表-1、図-6 に示す。

表-1 予測値と実測値 (最大) との比較

地山強度比	予測値 (mm)	実測値 (最大) (mm)	
		天端沈下量	内空変位量 (片側)
$G_n < 0.8$	100 以上	65	105
$0.8 \leq G_n < 1.0$	30～100	25	40
$1.0 \leq G_n$	30 以下	25	70

これらの結果より、地山強度比 $G_n < 0.8$ であった TD.760～820m 区間の最大変位量は 105mm、地山強度比 $0.8 \leq G_n$ であった TD.820m 以降の最大変位量は 70mm であった。全体として地山強度比の増大とともに変位量も減少傾向を示し、概ね予測したとおりの結果が得られ迅速に対応することが可能となった。今後、このような施工管理方法が膨張性地山トンネルに対し、有効な手法の一つになるものと考えられる。

文献

- 1) 土木学会編 (1999) : 土木学会土木用語大辞典, p.122.
- 2) 土木学会トンネル工学委員会 (2006) : トンネル標準示方書 [山岳工法]・同解説, p.37.
- 3) 例えば、光木香ほか (2000) : 北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告, トンネルと地下, pp.613～621, Vol.31, No.7.

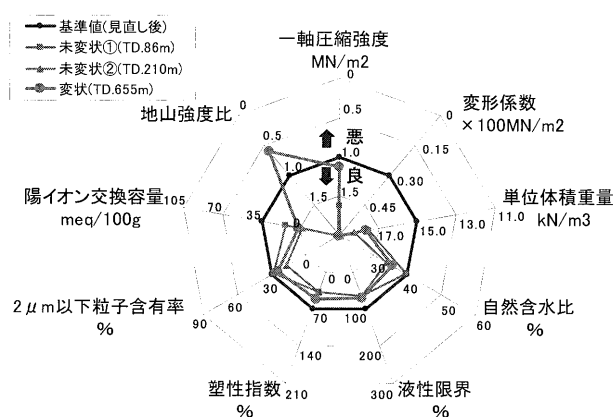


図-3 膨張性地山判定チャート (見直し後)

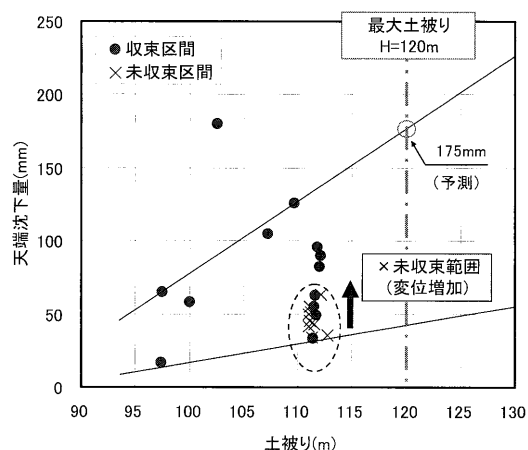


図-4 土被りと天端沈下量との関係

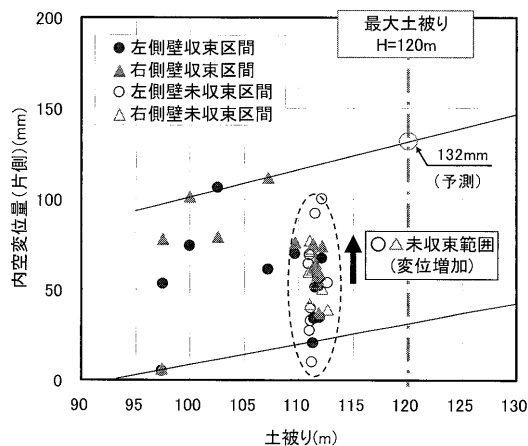


図-5 土被りと内空変位量 (片側) との関係

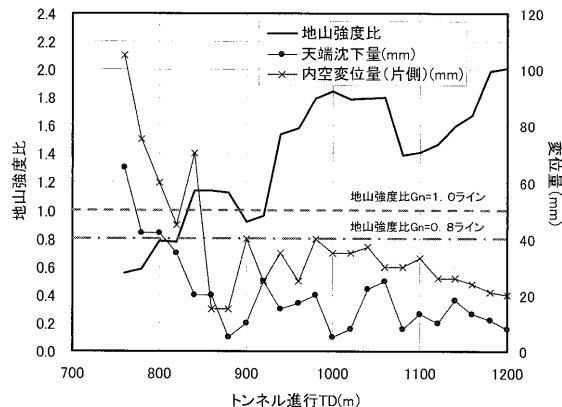


図-6 地山強度比と変位量との関係 (実績)