

強変質塑性地山におけるトンネル掘削時のインバート変状と対策

飛島建設 東日本土木支社 正会員 ○寺島 佳宏
 飛島建設 土木事業本部 正会員 熊谷 幸樹
 国土交通省 東北地方整備局 正会員 吉田 良勝

1. はじめに

塑性地山や膨張性地山では、トンネル掘削時の地山変位を抑制するため、インバート吹付けによる早期閉合や本設インバートによる速やかな閉合を実施し、周辺地山の安定を図ることが少なくない¹⁾。しかしながら、インバート吹付けや本設インバートにより閉合する場合、切羽進行に伴う応力再配分によりインバートに強度を上回る応力が発生し、ひび割れ等の変状が発生するリスクがある。本報告では、トンネル掘削時に 200mm を越える変位が発生した強変質塑性地山において、本設インバート打設による閉合を実施した区間で発生した、インバートの変状とその原因推定、および対策工の設計・施工について述べる。

2. インバート変状の発生形態と原因推定

(1) インバート変状の発生形態

東北中央自動車道大笹生トンネル工事では、土被りが 110m で、一軸圧縮強度が 1.0MPa と小さく、地山強度比 Gn も 0.56 と 2 未満の粘土化した軽石凝灰岩が中硬岩に混在する区間(以下、変状区間と記す)で、変位抑制のために打設した本設インバートに、図-1 に示すひび割れが発生した。最大ひび割れ幅は 10mm で、その延長はトンネル進行方向に 53m に及んだ。本区間では、上半・下半掘削時にロックボルトの破断や吹付けコンクリートのはく離等の変状が発生し、支保工の押出しによる縫返しを実施した(図-1 参照)。

(2) 変状の原因推定

図-1 に変状区間の SL 盤の地質平面図を、図-2 に STA.34+73 での内空変位の分布を示す。

図-1 でひび割れ発生状況と地質分布とを対比すると、ひび割れは軽石凝灰岩の性状が急激に

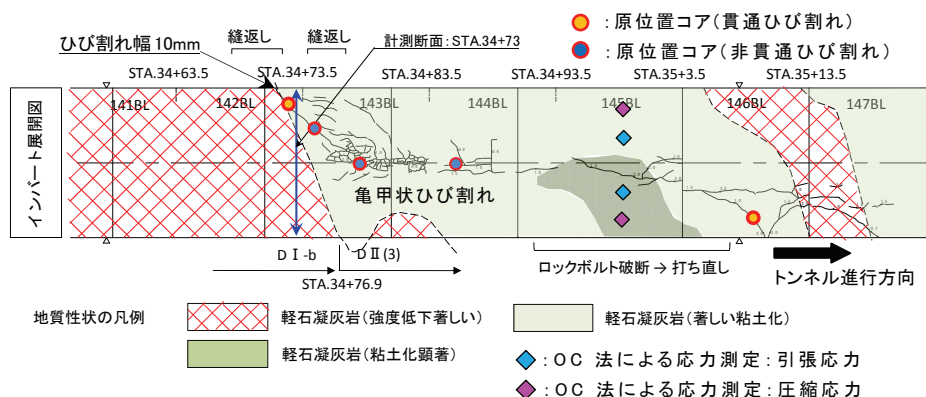


図-1 インバートのひび割れ展開図および地質平面図(SL 盤)

変化する箇所から発生しているのが分かる。また、粘土化の著しい軽石凝灰岩はトンネル進行方向に対し左後方から右前方に帯状に分布しており、ひび割れの発生分布とよく一致している。また、図-2 をみると、左側壁の地山変位が右側壁に比べて卓越しており、左側からの偏圧を右側壁で支持する変形モードになっているのが分かる。以上のことから、塑性化しやすい粘土化帯がトンネル進行方向に対し左側から斜交するように帯状に分布し、その分布に沿って塑性地圧が作用したことにより本設インバートのひび割れ変状が発生したものと推察された。

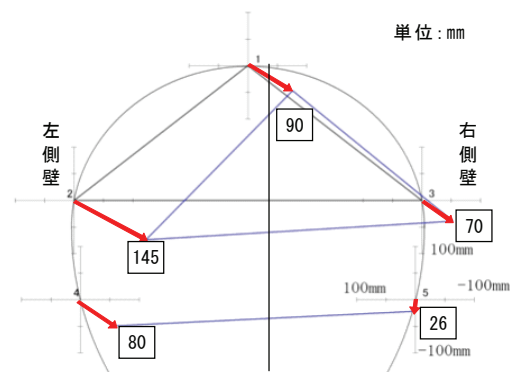


図-2 内空変位の分布
STA.34+73 断面

3. インバート補強工の選定と設計

本変状区間では、①既設インバートと一体化させた増しコンクリートの打設、②補強コンクリートの再打設、

キーワード インバート、ひび割れ、鋼繊維補強コンクリート、計測管理

連絡先 〒981-8540 宮城県仙台市青葉区柏木 1-1-53 飛島建設 東日本土木支社 TEL:022-275-9951

③インバート部の補強ロックボルト等の対策の中で、局所的な塑性地圧に対する確実な曲げ補強効果が期待できる②の対策を選定した。

補強工の設計に際しては、原位置コアによるひび割れ貫通状況の確認やオーバーコアリング(OC)法による応力測定を実施して外力を設定し(図-1 参照)、限界状態設計法によりインバート補強の設計を行った。補強工については、補強効果や施工性等の観点から検討した結果、所要の曲げ耐力を有し既設インバート取り壊し後直ちに施工できる鋼繊維補強コンクリート(設計基準強度 $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)による再打設とした。なお、鋼繊維は防錆処理された亜鉛メッキ鋼繊維を使用し、セメントは中性化抵抗性の観点から普通ポルトランドセメントを使用した。表-1 に、鋼繊維補強インバートコンクリートの配合を示す。

4. インバート補強工の施工と計測管理

既設インバートには塑性地圧による荷重が作用していることから、再打設に際しては、変状区間を6つに分割し、計測 A およびインバート応力測定による計測 B により周辺地山の安定性を確認しながら、図-3 に示す手順で1ブロック毎に取り壊しと再打設を行った。図-4 に STA.34+73 での内空変位の経時変化を、図-5 にブロック①のインバート縁応力度の経時変化をそれぞれ示す。

図-4 より、ブロック①の取り壊し時に下半水平が 13mm 収縮し、隣接のブロック⑤取り壊し時にさらに 4mm 収縮したが、その挙動は弾性的で間もなく収束した。また、図-5 より、ブロック①では、地山変位と同様にブロック⑤の再打設時に圧縮応力が急増するが、打設後 2 ヶ月後には地山側、内空側とも収束しトンネル構造は安定した。

5. おわりに

本変状区間では、施工中にインバート隅角部の損傷を目視確認し、埋戻し土撤去後に変状調査や設計を行い、計測管理を行いながら既設インバートを取り壊して鋼繊維補強コンクリートによる補強工を無事完了することができた。今回の調査方法や補強工の設計フローが今後の同種地山での施工の一助になれば幸いである。

参考文献

1) JTA 山岳工法小委員会支保ワーキング：山岳トンネルのインバート(1) - インバートに関する技術基準の変遷 - , トンネルと地下, Vol.42, No.3, pp.57-66, 2011.

表-1 鋼繊維補強インバートコンクリートの配合

コンクリートの種類	設計基準強度(N/mm ²)	スランプ(cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
鋼繊維補強コンクリート	24	8	54.5	46.6	170	312	835	1,037	3.43

*) 繊維量については、0.5vol% (40kg/m³)とした。

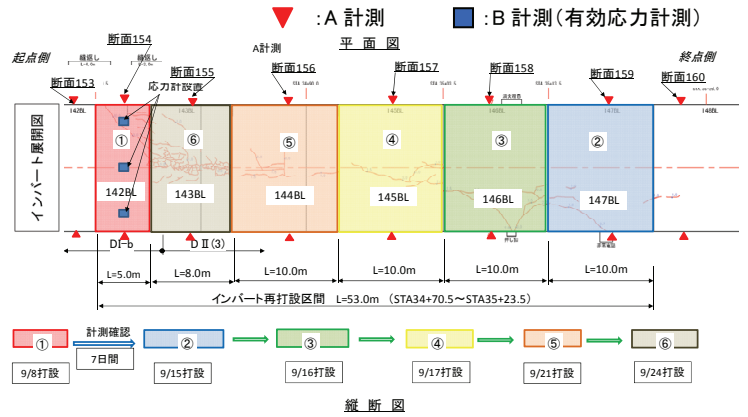


図-3 インバート再打設手順と計測断面位置

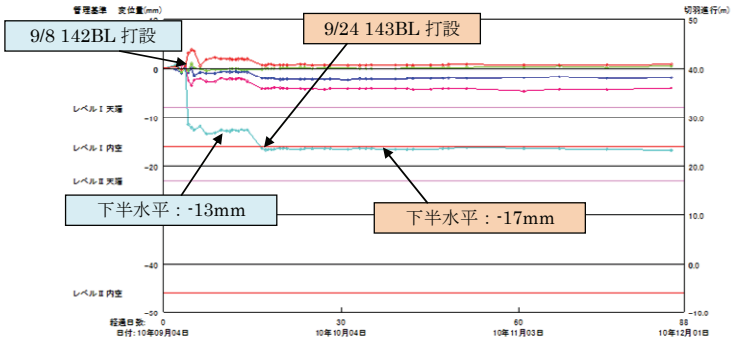


図-4 内空変位の経時変化：STA.34+73

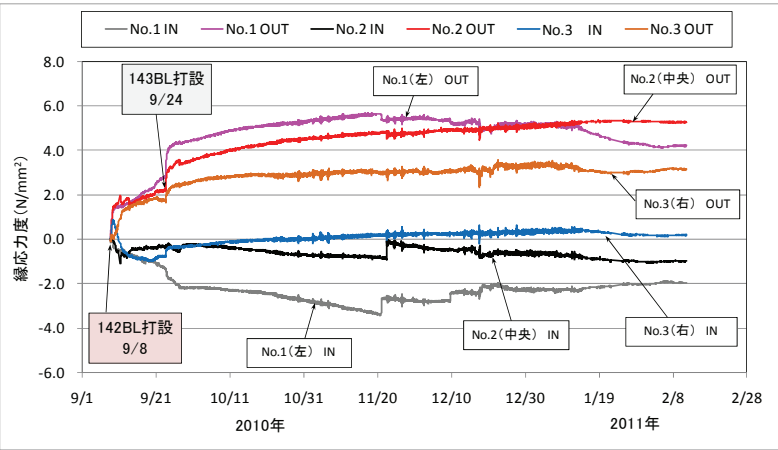


図-5 ブロック①の縁応力度の経時変化 + : 圧縮