

強変質地山における施工中のインバート変状と 対策工の設計・施工

吉田 良勝¹・寺島 佳宏²・熊谷 幸樹³・兼松 亮⁴

¹国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所 (〒960-8153 福島県福島市黒岩字榎平36)

E-mail:yoshida-y82ac@thr.mlit.go.jp

²飛島建設(株) 東北支店 建設事業部 (〒981-8540 宮城県仙台市青葉区柏木1-1-53)

E-mail:yoshihiro_terashima@tobishima.co.jp

³飛島建設(株) 建設事業本部 企画統括部 トンネルG (〒213-0012 神奈川県川崎市高津区坂戸3-2-1)

E-mail:koki_kumagai@tobishima.co.jp

⁴飛島建設(株) 建設事業本部 企画統括部 設計G (同上)

E-mail:kiyoshi_kanematsu@tobishima.co.jp

塑性あるいは膨張性地山では、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仮閉合や本設インバートによる速やかな閉合を実施し、周辺地山の安定化を図ることがある。しかしながら、切羽進行に伴う応力再配分や地山性状に起因したインバート強度を上回る荷重がインバートに作用し、ひび割れ等の損傷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を超える地山変位が発生した強変質地山において、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調査とその原因推定、対策工の設計および施工管理について報告する。

Key Words : invert, deformation, crack, steel fiber reinforced concrete, field measurement

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、周辺地山の安定化を図る場合がある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や地山性状に起因したインバート強度を上回る荷重が作用し、ひび割れ等の損傷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を超える変位が発生した強変質地山において、変位抑制のために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、インバートの変状調査とその原因推定、対策工の設計および施工管理について報告する。

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に示す斜めひび割れ

や亀甲状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であった。本変状区間では、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、支保工の押込みによる縫返しを実施した(図-1参照)。なお、変状区間の本設インバートは切羽から7~30mの離れで1スパン約10mで全断面により打設した。

(2) 変状の原因推定

図-1に変状区間における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変化する箇所から発生しているのが分かる。また、より粘土化した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整合している。また、図-2をみると、左側壁の地山変位が右側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ような変形モードになっているのが分かる。以上のことから、局所的な塑性地圧を発生させる粘土化帯がトンネル進行方向に対し左側から切羽前方に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が発生したものと推察された。

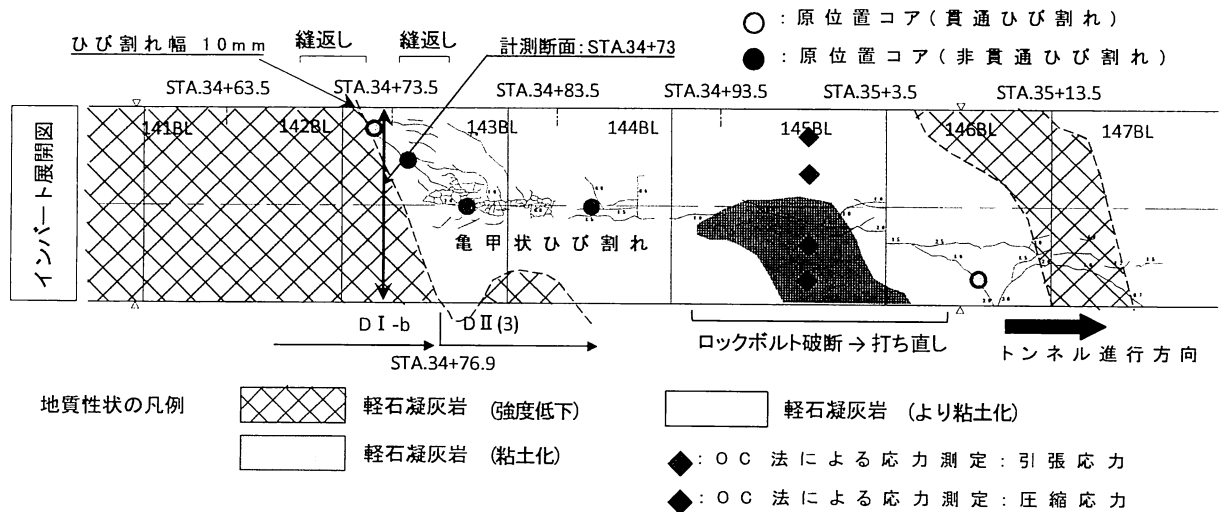


図-1 インバートのひび割れ展開図および地質平面図

3. インバート補強工の対策工の選定と設計

(1) インバート補強の調査・設計・施工のフロー

図-3に、変状したインバートの補強に際して実施した調査、設計および施工のフローを示す。まず、対象区間のインバートに対し、ひび割れ等の変状発生の原因となっている外力の分布状況と大きさを推定するため、ひび割れ箇所のコアリングとオーバーコアリング法(以下、OC法と記す)によるコンクリート表面応力の測定を行い、ひび割れ形態と応力値から、インバートに作用している外力を推定する。次に、推定した作用外力に基づき設計外力を設定し、フレーム解析によって発生断面力を算定し補強工の仕様や規模を設計する。施工時には、インバート補強開始時点から作用荷重の解放による応力再配分があるため、インバートに発生する応力を常時監視しながら補強工を行う。すなわち、インバート再打設時には、図-3に示すように弱材齢からのコンクリート応力を計測し、各材齢強度と比較してその健全性を評価する。

(2) 既設インバートの変状調査結果

既設インバートを計6箇所コアリングした結果、インバート両端部では貫通ひび割れ、それ以外の箇所では内空側のみの非貫通ひび割れであった(図-1参照)。また、OC法によるコンクリート表面応力は、トンネル断面方向でみると、両端部が圧縮応力、中央部が引張応力状態であった(図-4参照)。これらのことから、変状区間ではインバート打設後、図-4に示すように、インバート両端を支点とした塑性地圧による盤ぶくれの变形が発生し、両端部付近では曲げせん断破壊、中央付近では曲げ引張破壊によりひび割れ変状が進行したものと推定された。

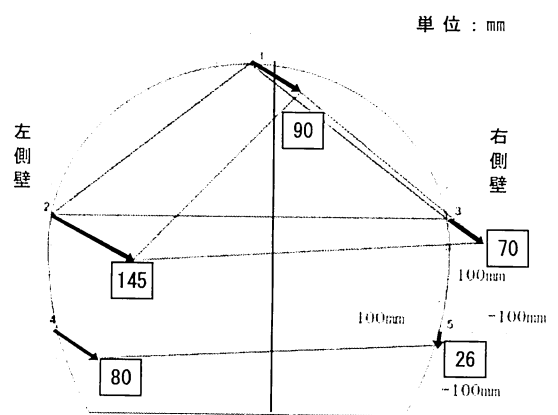


図-2 内空変位の分布(STA.34+73)

【①施工済みインバートの変状調査】

- ①-1: 切羽観察 ⇒ 地質実績図
- ①-2: 計測A ⇒ 地山変位経時変化図
- ①-3: 坑内変状観察 ⇒ 支保変状図
- ①-4: ひび割れコアリング ⇒ ひび割れ深さ
- ①-5: OC法による応力推定 ⇒ 表面の発生応力

【②インバートの補強設計】

- ②-1: 作用外力P1の推定 ⇒ 設計外力P2の設定
目安 $P2=1.5 \sim 2.0 \times P1$ (本検討では $1.5 \times P1$)
- ②-2: 限界状態設計法による断面耐力の検討 ⇒ RC構造: 強度, 補強鉄筋の設計, SFRC構造: 強度, 添加量の設計

【③インバート再打設時の施工管理】

- ③-1: 打設スパン, 順序の検討
- ③-2: 計測A ⇒ 周辺地山の安定性
- ③-3: 計測B コンクリート応力測定 ⇒ インバートコンクリートの健全性
- ③-4: コンクリートの強度管理 (弱材齢圧縮強度, 曲げ強度)

図-3 調査・設計・施工管理のフロー

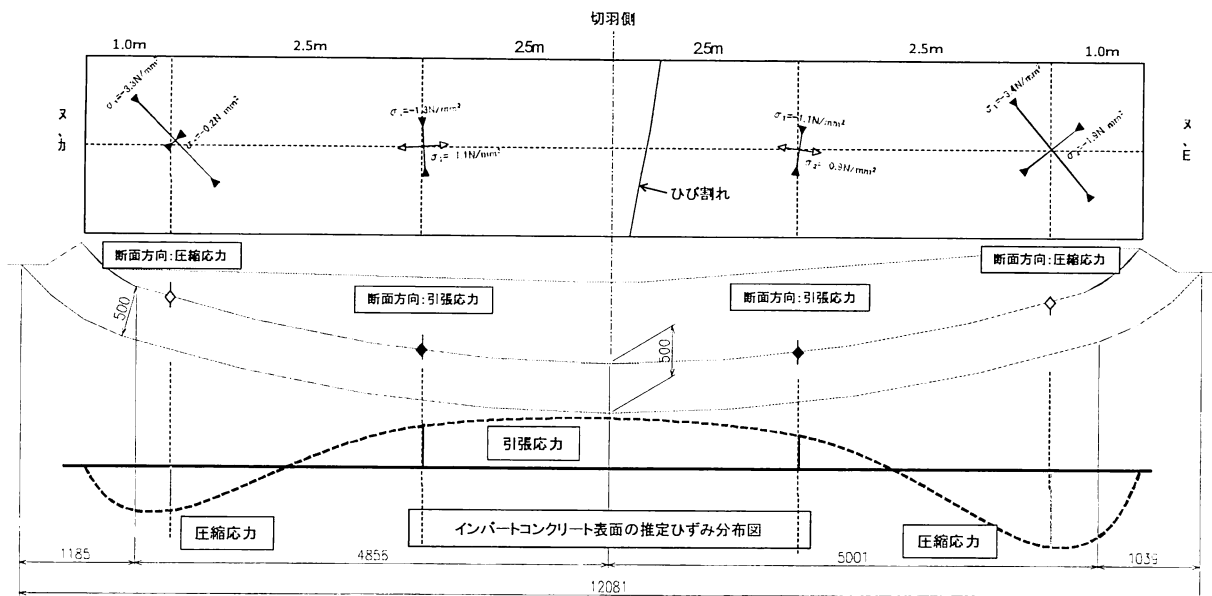


図-4 OC法によるコンクリート表面応力測定結果と発生応力推定図

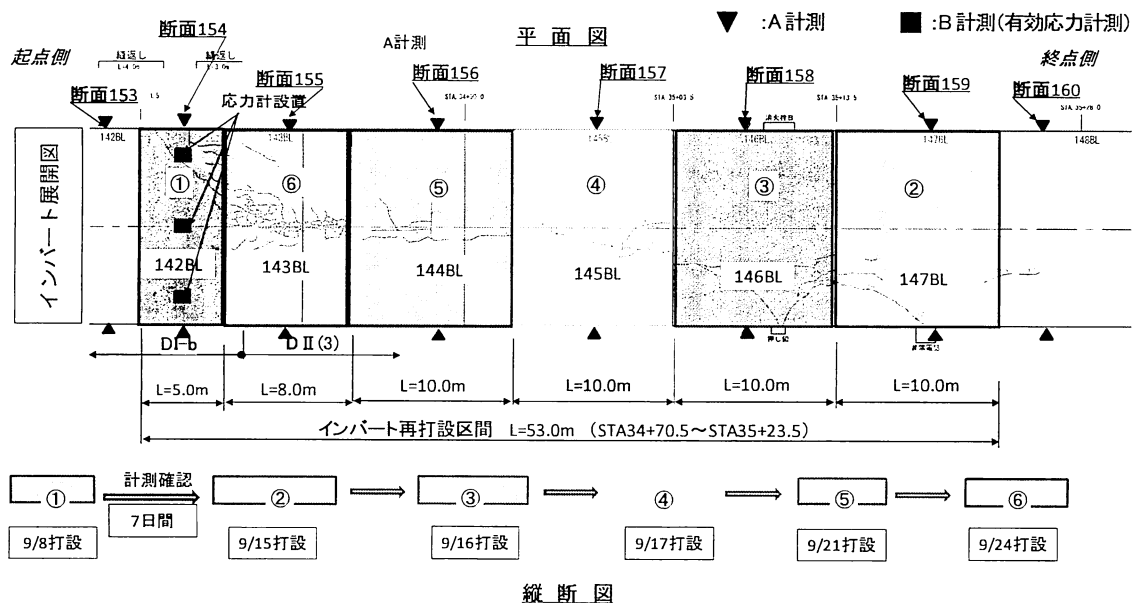


図-5 インバート再打設手順と計測断面位置

(3) インバート補強工の対策工選定と設計

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、③インバート部の補強ロックボルト等の対策の中で、インバートコンクリートの確実な曲げ補強効果が期待できる②の対策工を1次選定した。

インバート補強工の設計に際しては、断面中央部に曲げひび割れが発生する三角形分布の作用外力P1を求めた。設計外力P2は、既往のインバート補強実績を参考としてP1の1.5倍とし、限界状態設計法によりインバート補強の設計を行った。補強工の2次選定では、補強効果や施工性等の観点から、複鉄筋補強と鋼繊維補強を比較した結果、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

表-1 鋼繊維補強コンクリートの配合

コンクリートの種別	骨材の最大寸法(mm)	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	繊維F
鋼繊維補強コンクリート	20	8	54.5	46.6	170	312	835	1,037	3.43	40*

*) 繊維量については、0.5vol%(40kg/m³)とした。

表-2 計測項目と管理基準値

計測項目	期間	頻度	注意レベル		
			管理値Ⅰ 注意	管理値Ⅱ 異常	管理値Ⅲ 限界
I: インバート応力	再打設から再打設完了後3ヶ月まで	1時間間隔、自動計測	材齢1日強度の25%	材齢1日強度の50%	材齢1日強度の75%
II: 坑内変位計測	再打設前から再打設完了後3ヶ月まで	再打設中: 2回/日 打設完了2週間まで: 1回/日 完了後1ヶ月まで: 1回/2日 完了後3ヶ月まで: 1回/週	打設後1週間で収束傾向となる	打設後2週間で収束傾向となる	打設後2週間で収束傾向を示さない

1) インバート応力は線応力度に換算し、各材齢での圧縮強度及び引張強度と対比して管理する。

2) 材齢t日の圧縮強度 $f_{ct}(t)$ は、 $f_{ct}(t) = t^b / (a + t^b) \times d(28) \times f_{ck}$ より算出する。

3) 材齢t日の引張強度 $f_{tk}(t)$ は、 $f_{tk}(t) = c \times f_{ct}(t)^{0.5}$ より算出する。

4) インバート応力による計測管理のため、コンクリート圧縮強度試験を材齢1日、3日、7日、および28日で実施。

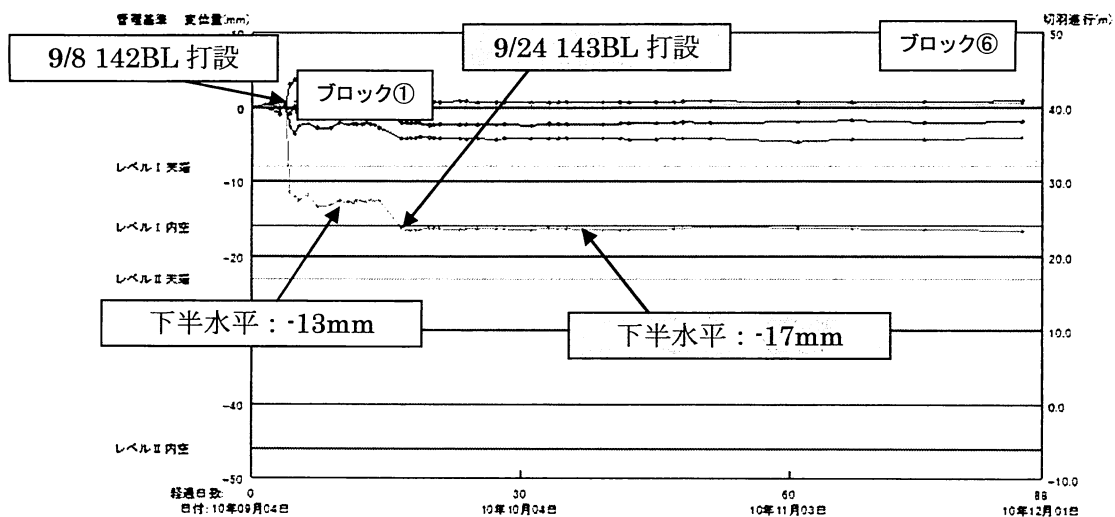


図-6 再打設後の内空変位の経時変化：STA.34+73

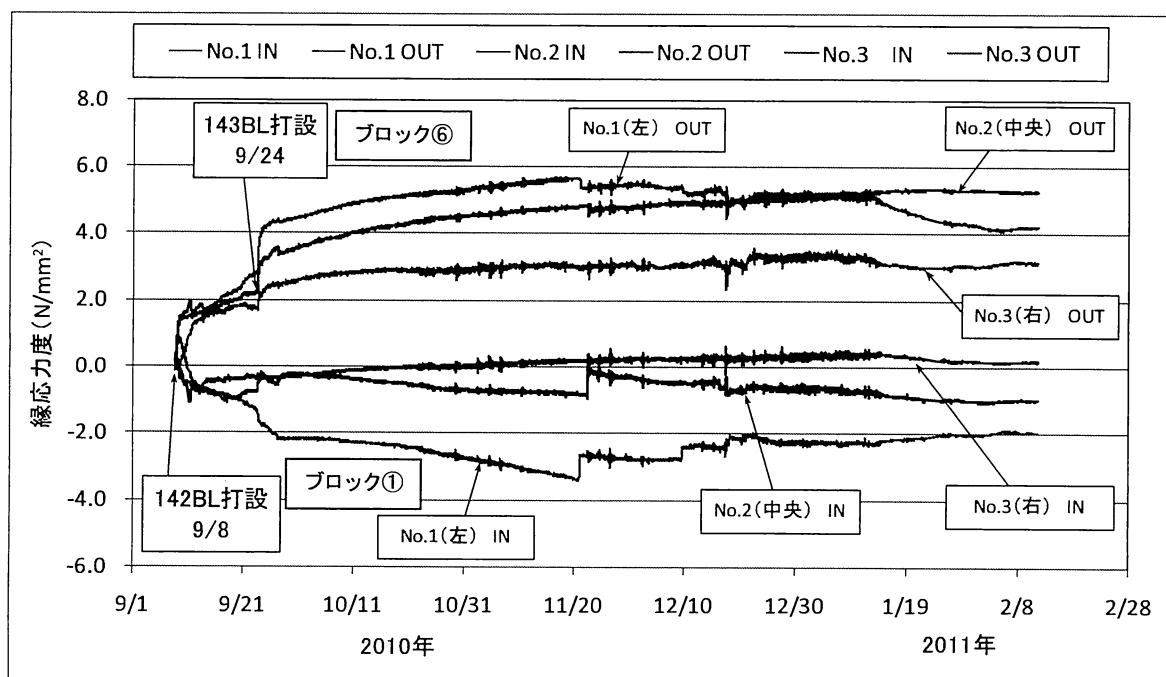


図-7 コンクリート縁応力度の経時変化：ブロック①

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

(1) 施工概要

変状した既設インバートには塑性地圧による応力が発生していることから、再打設に際しては、全長53mの変状区間を長さ5～10mのスパンで6ブロックに分割した。そして、計測Aおよびインバート応力測定による計測B

表-3 インバート応力と発生断面力

測定箇所	縁応力度 (N/mm ²)		計測値		設計値	
	上縁 (内空側)	下縁 (地山側)	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
No.1: 左	-2.0	4.3	615	150	938	129
No.2: 中央	-1.0	5.3	1,086	134	799	146
No.3: 右	0.2	3.2	1,054	96	938	129

*)縁応力度は圧縮応力を正とする。

により周辺地山の安定性を確認しながら、図-5に示すように、ブロック①から⑥の順で1ブロック毎に取り壊しと再打設を行った。

(2) 計測管理と計測結果

インバート再打設に際してはブロック①を試験施工

区間と位置付け、表-2に示す計測項目について管理基準を設定し、インバートの初期材齢からの健全性を監視した。図-6にSTA.34+73での内空変位の経時変化を、図-7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-6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⑥を取り壊し時にさらに4mm収縮するが、その挙動は弾性変形で、再打設後間もなく収束した。

また、図-7より、ブロック①では、地山変位と同様にブロック⑥の再打設時に圧縮応力が急増するが、打設後2ヶ月経過以降は地山側、内空側ともコンクリート応力は収束傾向を示し、トンネル構造体は安定した。弱材齢および材齢28日におけるコンクリート強度と計測値に基づく縁応力度を比較すると、材齢3日より各測点の内空側で管理値ⅠおよびⅡを超える引張応力が発生したが、引張強度を超える応力は発生しなかった。再打設区間を埋め戻す際の目視観察でも、インバートにはひび割れが発生していないことを確認している。

次に、表-3には、図-7に示すインバートの縁応力度からインバートに発生している軸力 N と曲げモーメント M を算定し、設計時に算定した断面力を併記して示す。同表より、再打設後に発生した曲げモーメントは左側のNo.1測点が150kN・mと最大であることから、再打設時でも切羽左側の地圧が卓越していたことが分かる。また、断面力の計測値と設定値を比較すると、計測値は設計値とオーダーではほぼ等しいことから、今回想定した設計外力はほぼ妥当であったと判断できる。

5. おわりに

変形の大きい地山では、できる限りベンチ長を短くし

て、吹付けコンクリートによる仮インバートの早期閉合や本設インバートによる速やかな閉合を行い、地山変位を抑制することが多い。しかしながら、本変状区間のように地山性状に起因して打設したインバートに想定外の偏圧や膨張圧が作用する場合には、ひび割れ等の損傷が発生するリスクを有している。

このインバートの損傷は、コンクリート打設後、早期に埋め戻されるため、インバートが露出している隅角部で損傷を発見しない限り確認することが困難である。本トンネルでは、変状区間のインバート隅角部の損傷を確認し、インバート埋戻し土を撤去、各種ひび割れ調査を実施し、調査結果に基づくインバート補強対策工の設計・施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・施工フローが今後の同種地山でのインバート変状対策の参考になれば幸いである。

今後は、地山変位を抑制するためにインバートを早期閉合する場合、地山変位や地山性状の実績から、先行してインバートを補強して施工するか否かの判断基準とその設計方法の確立が必要となろう。また、トンネル構造体の長期安定性に重要なインバートに関し、施工時だけでなく供用時においても、損傷の発生時期と位置が特定でき、埋戻し後もその健全性が長期に可視化できるモニタリング技術の開発が待たれるところである。

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(Ⅰ) - 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.
- 2) 吉田良勝，檜岡民幸，寺島佳宏，熊谷幸樹：強変質地山における支保の変状対策と覆工補強，トンネルと地下，Vol.42，No.2，pp.7-18，2011.
- 3) 寺島佳宏，熊谷幸樹，吉田良勝：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，土木学会題 66 回年次学術講演会，VI-393，pp.785-786，2011.

DEFORMATION AND REINFORCEMENT OF INVERT LINING UNDER CONSTRUCTION IN STRONGLY ALTERED GROUND

Yoshikatsu YOSHIDA, Yoshihiro TERASHIMA, Koki KUMAGAI
and Kiyoshi KANEMATSU

In soft or squeezing ground, early section closers by means of invert shotcrete and invert concrete are often carried out to restrain deformation and stabilize the ground around the tunnel. However, during the advancement operation of ground face, there is a risk of damage, such as cracking occurring in the invert due to redistribution of plastic ground pressure and intrinsic characteristics of the ground. During the excavation of Tohoku Chuo Expressway Ozaso Tunnel, deformation of ground has caused propagation of a large quantity of cracks in the invert. This paper reports on the outline of the investigation of the cracks, the major cause, and the design and construction management of the countermeasure work.