

凝灰岩部におけるインバート盤ぶくれ対策の計画と実施

Planning and Constructing Measures for Invert Buckling under Tuff Ground

坂口 秀一* 岡井 崇彦*
 Shuichi Sakaguchi Takahiko Okai
 藤井 哲** 楠瀬 龍太郎**
 Satoshi Fujii Ryutarou Kusunose

要 約

国道 289 号 9 号トンネルの凝灰岩部では、掘削時に地山からの強い押出しにより最大 100mm の変位が発生した。特にインバート部の盤ぶくれが大きく、路盤にも縦断方向に亀裂が確認された。掘削管理フローでは、「インバート吹付け+インバートストラット」で対処することとしていたが、作用荷重を推定して検討した結果、本設インバートを構築する必要があると判断された。インバートの施工時には B 計測項目を盛り込み、施工後の計測管理によりその挙動を監視した。計測値からは、変位・応力の微増傾向が継続し収束していないことが確認された。そこで、再度、盤ぶくれに対する検討を行いインバートの補強対策を実施した。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要・地質概要
- § 3. 掘削管理フローの設定
- § 4. 本設インバートの検討
- § 5. 追加対策工の検討
- § 6. おわりに

§ 1. はじめに

289 号 9 号トンネル工事は、国道 289 号の新潟県と福島県の県境に位置する延長 3173m の道路トンネルを築造するものである。日本有数の豪雪地帯であることから、年間の施工期間は約 6 ヶ月間に限定されている。

平成 15 年 12 月時点で、坑口から 633m まで掘削が完了していた。このうち 580m 以奥の区間において、地山からの強い押出しにより内空変位が約 100mm に達したこと、路盤中央の縦断方向に亀裂が確認されたこと等から、越冬期間中の応急対策工として SL 高さまで掘削ズリによる埋戻しを行った。平成 16 年 5 月の工事再開時に測定をしたところ、内空変位・天端沈下は 10mm 程度の微増であったが、埋戻し天端高さは 50~80mm 上昇する盤ぶくれが確認された。

* 土木設計部設計課

** 関東（支）八十里（出）

本報告では、変状区間に対する掘削管理フローの設定および平成 16 年 12 月の越冬までに実施した盤ぶくれ対策工の検討について述べるものである。

§ 2. 工事概要・地質概要

2-1 工事概要

工 事 名：289 号 9 号トンネル工事
 発 注 者：国土交通省北陸地方整備局
 工 事 場 所：新潟県南蒲原郡下田村
 施 工 者：西松・熊谷特定建設工事共同企業体
 掘削断面積：64.5~84.7m²

2-2 地質概要

(1) 当初設計における地質概要

9 号トンネルの地質は、新第三紀中新世の津川層を主体とし、津川層に貫入した安山岩と流紋岩および守門火山噴出物が分布している。津川層は、下位の流紋岩質凝灰岩と上位の軽石質凝灰岩に区分でき、また、軽石質凝灰岩には細粒凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩が挟在する。図-1 に地質縦断図を示す。

(2) 前方探査による成果

事前調査では、弾性波探査および比抵抗映像調査のみが実施されていた。この結果では、トンネル通過部に不規則な分布をする熱水変質部（脆弱層）の存在が、複数の区間で推定されている。施工時の安全性、経済性を確

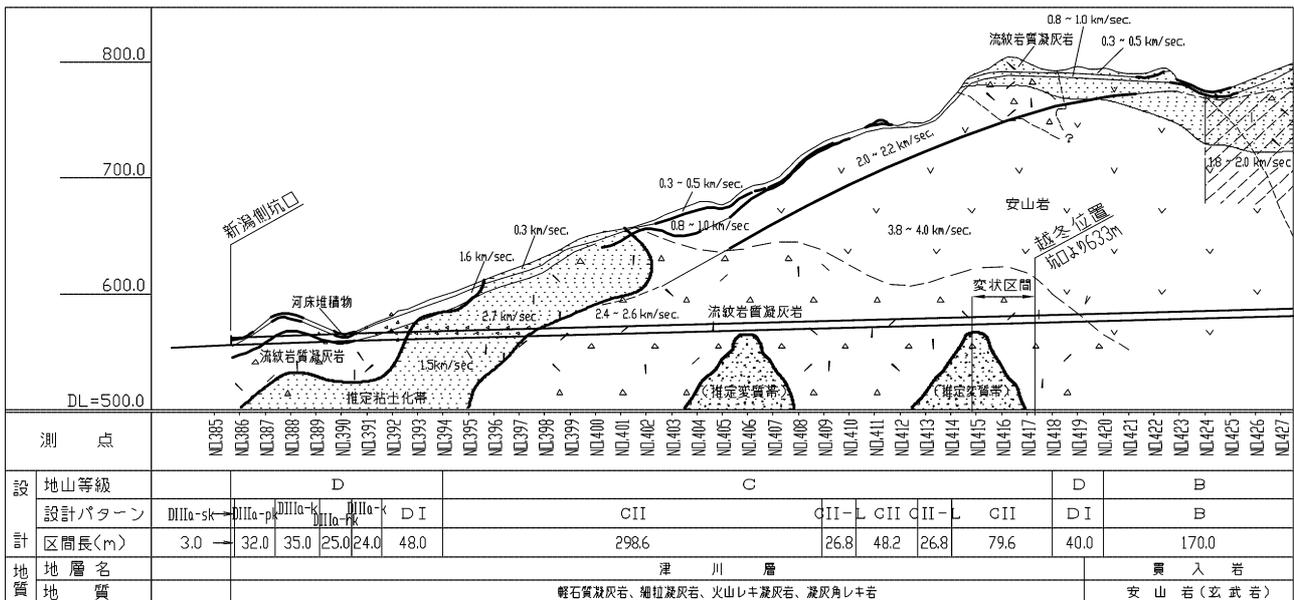


図-1 地質縦断面図

保するためには、掘削時に脆弱層の出現位置を迅速かつ正確に把握する必要がある。そこで、油圧式削岩機による前方探査 (DRISS) を導入した。

① 穿孔エネルギーと地山区分の関係

DRISS 導入初期段階で、探査で得られる穿孔エネルギーと地山区分 (探査孔周辺の切羽評価点) の関係について検討を行った。その結果、若干のばらつきはあるが、図-2 に示すような正の相関が得られた。これより、熱水変質を強く受けた脆弱層に相当する穿孔エネルギーの範囲を 80J/cm³ 周辺もしくはそれ以下とした。

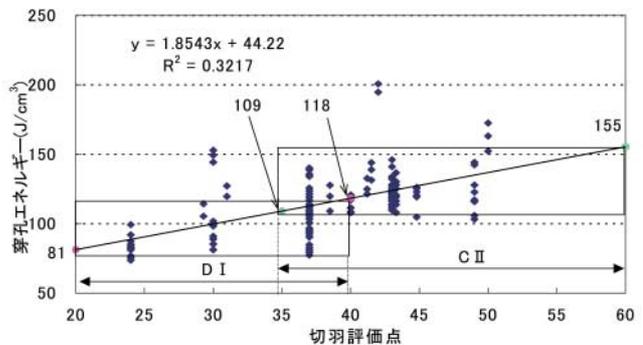


図-2 穿孔エネルギーと切羽評価点の関係

② DRISS 探査結果

DRISS 探査結果を図-3 に示す。探査結果および掘削によって確認された探査孔周りの地山性状を比較した結果、坑口から 440m 以降の安山岩の出現状況や、590~620m 区間の熱水変質層の出現は、穿孔エネルギーの変化で精度良く把握することができた。しかし、実施工では当該部に CII パターンを適用し、結果として地山の押出しを抑えることができなかった。CII パターンを適用した理由としては、既探査区間において 80 J/cm³ 付近を示す熱水変質層が出現した箇所でも CII パターンを適用したが、大きな変位が発生しなかったことが挙げられる。

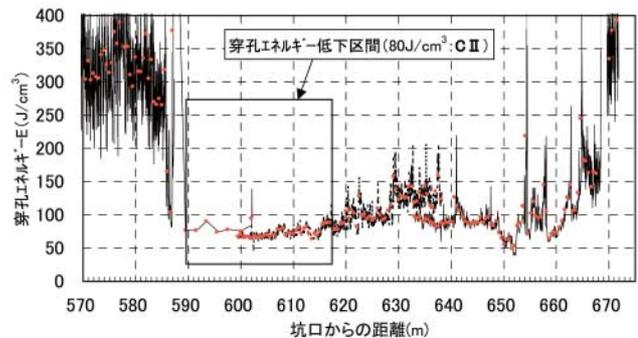


図-3 DRISS 探査結果

§ 3. 掘削管理フローの設定

DRISS 探査結果より、越冬切羽前方にも脆弱部が約 30m 分布することが推定されたため、平成 16 年 4 月からの工事再開に備えて、越冬前までに取得した変位データの整理を行い、掘削管理基準を設定した。管理基準の設定においては、越冬後の変位を最大内空変位 106mm 以下に抑えることを目標にした。図-4 に内空変位経時変化図を、図-5 に対策工実施フロー図を示す。

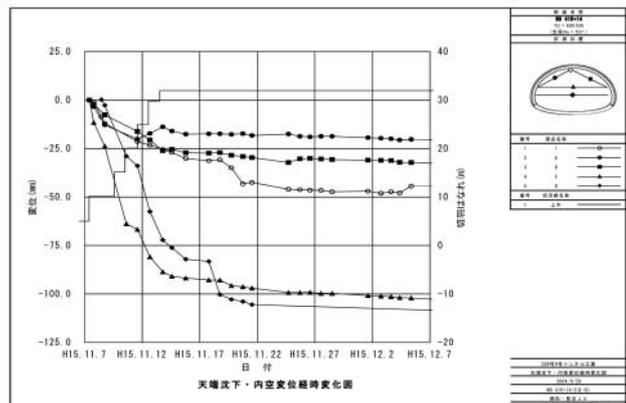


図-4 内空変位経時変化図 (601m 断面)

§ 4. 本設インバートの検討

4-1 変位状況

平成 16 年 5 月の工事再開時に測定を行ったところ、内空変位・天端沈下の増分は微小（最大 13mm）であったが、埋戻しズリの天端高さが 50~80mm 程度上昇している盤ぶくれ現象が確認された。

4-2 対策工の検証

図-5 より、底盤部の盤ぶくれに対しては「インバート吹付け (100mm) + インバートストラット (H-125)」を実施することになるため、妥当性の検証を行った。ここで、下方からの作用荷重の推定が難しいため、少なくとも埋戻しズリ重量相当 (40.0kN/m²) が作用しているものと考えた。

ストラット両端が支保工に支持された単純梁として断面力を算出し発生応力度を求めたところ、許容値を大きく越えることが判明した。よって、「インバート吹付け + インバートストラット」では、作用荷重が負担できないと判断し、対策工の見直しが必要となった。

4-3 本設インバートの検討

対策工の見直しでは、本設インバート (t=450mm, 無筋構造) を打設し、路盤まで埋戻す構造を考えた。折れ線近似モデルによる骨組解析により断面力算定および応力度照査を行った結果、発生応力度はインバート全ての箇所において許容値を満足することが確認できた。

ただし、検討で考慮した埋戻しズリ相当の荷重は仮定であることから、補足的に下向きロックボルトを打設して少しでも盤ぶくれに抵抗できる構造とした。また、B 計測 (ロックボルト軸力測定, 地中変位測定, コンクリート応力測定, 坑口より 607m 地点に設置) を行って、挙動を把握することとした。図-6 に本設インバートの形状および計測配置を示す。

§ 5. 追加対策工の検討

5-1 B 計測結果

平成 16 年 6 月初旬より、本設インバートの計測を開始した。内空変位に変化はなかったが、地中変位、ロックボルト軸力およびコンクリート応力は測定開始直後から値が増加し、平成 16 年 10 月時点においても微増傾向が継続している状況であった。このまま監視継続も考えられたが、インバート中央部の圧縮応力度が設計基準強度の 1/2 程度に達したこと、平成 17 年度の施工工程を鑑みた場合に覆工コンクリート打設が当該部まで到達するため変位を収束させる必要があったこと等から、平成 16 年 12 月の越冬開始までに追加対策工を行うこととした。平成 16 年 9 月末時点の計測結果を以下に示す。

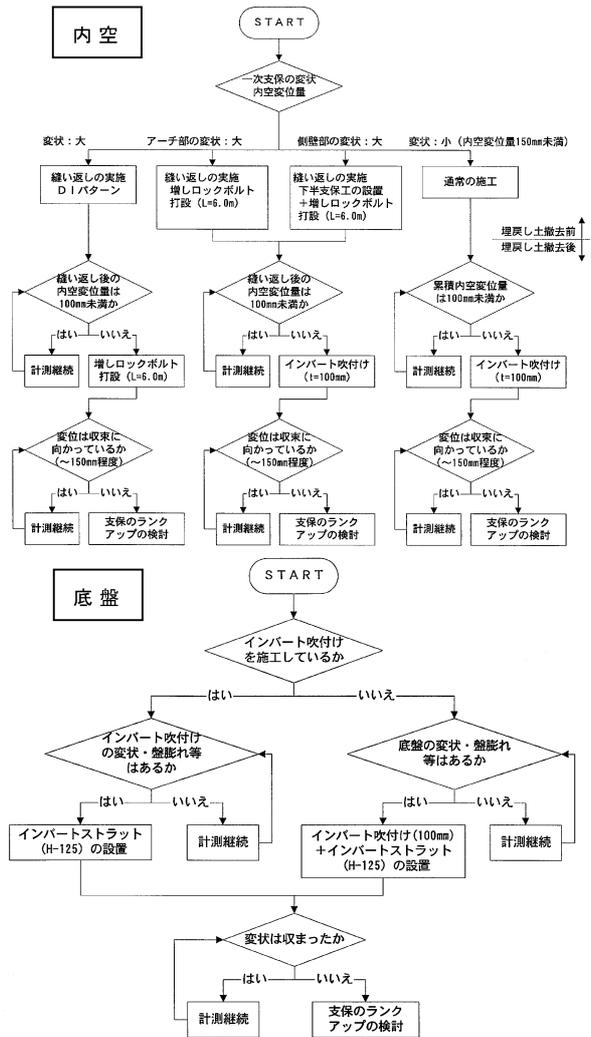


図-5 対策工実施フロー図

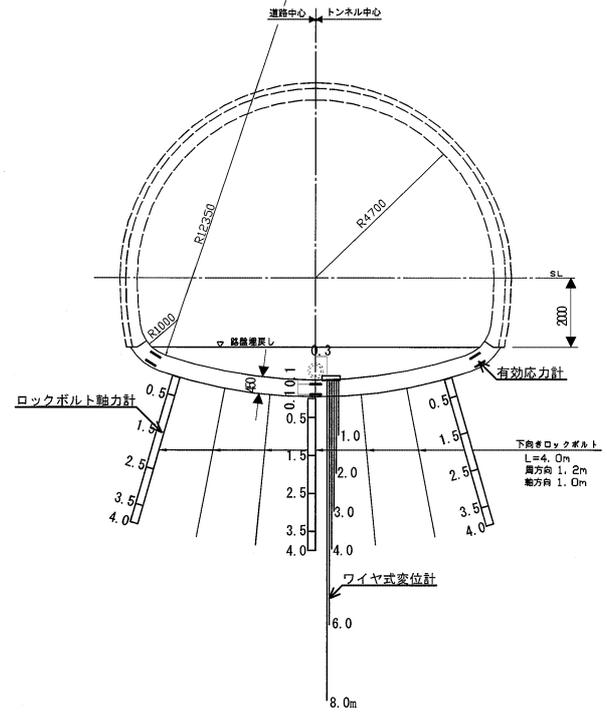


図-6 本設インバートの計測配置

(1) 内空変位

内空変位経時変化を図-7に示す。平成16年6月初旬に本設インバートの施工を行った際に増加しているが、以降は一定値で推移している。

(2) 地中変位

地中変位経時変化を図-8に示す。深度6m（最奥部）を固定点としたときの各測点との相対変位を表したものであり、深度4mまでは11~15mm増加している。また、7月中旬以降は各ラインが平行に推移しており、深度4mから6mの間で全体を内空側に押し上げるような挙動であると推定できる。

(3) ロックボルト軸力

ロックボルト軸力経時変化を図-9に示す。当初引張域で推移していた深度3.5mの値も、9月以降は圧縮が作用していることから、ボルト先端は不動域に定着していないことが推定できる。

(4) コンクリート応力

コンクリート応力経時変化を図-10に示す。中央部はインバート上面が引張、両端部は下面が引張となるようなモードである。中央部下面の圧縮応力度は増加しており9.6N/mm²に達している。これは、無筋コンクリートの許容応力度(=4.5N/mm²)の2倍以上である。また、上面の引張応力度は計測開始から1週間程度で引張強度(=1.75N/mm²)近くまで達し、その後は横這いで推移している。よって、中央部付近上面にはクラック等の変状が発生しインバートが有効に機能していない可能性が高いものと推察される。

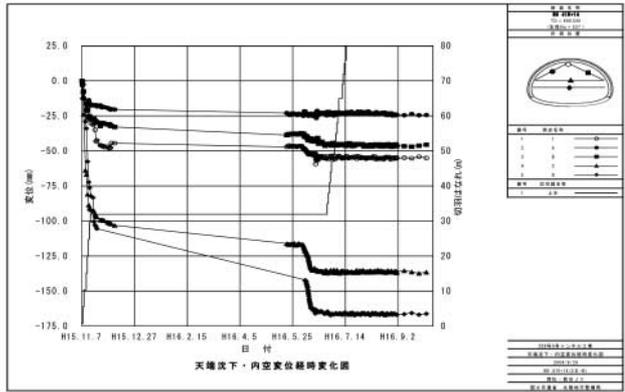


図-7 内空変位経時変化図 (601m 断面)

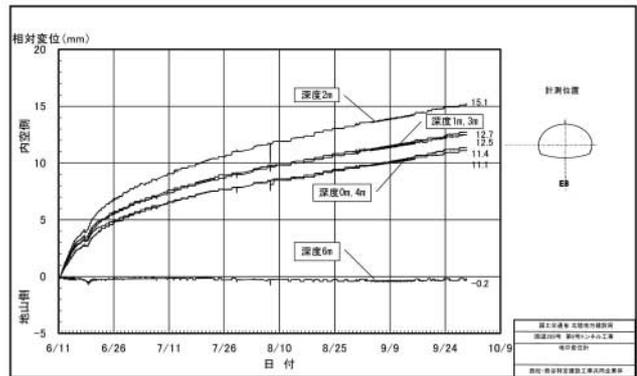


図-8 地中変位経時変化図

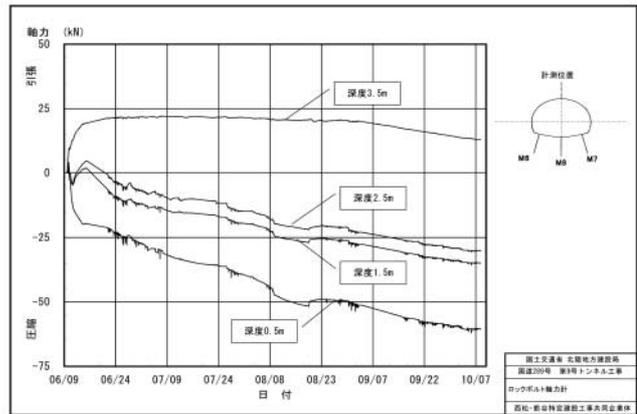


図-9 ロックボルト軸力経時変化図 (M8)

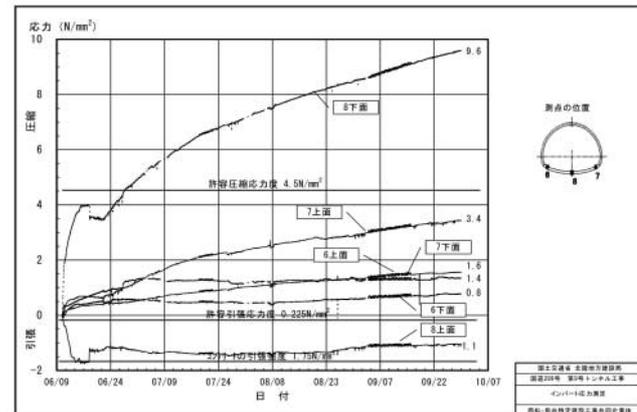


図-10 コンクリート応力経時変化図

5-2 作用荷重の推定

(1) 検討手順

コンクリート応力測定結果より、インバートの作用荷重を推定した。検討手順を以下に示す。

- ① 機能していると考えられる両端部の測定値より軸力を算出する。
- ② ①で求めた軸力が発生する荷重を骨組解析により逆算する。このとき、インバートに発生している曲げモーメントのモード（端部は外側引張）が再現できることも確認する。

(2) 軸力の算出

両端部の測定値を用いてインバートに発生している軸力を算出した。測定値されたコンクリート応力を表-1に示す。

表-1 コンクリート応力測定値

測定点	応力度 (N/mm ²)	
	σ_{in} (上面)	σ_{out} (下面)
No.6	1.55	0.77
No.7	3.42	1.35

※ + : 圧縮, - : 引張

表-1の応力を発生させる断面力は、図-11に示す模式図を用いて下式により求めることができる。表-2に断面力算定結果を示す。

$$N = \sigma_c \cdot A \quad (1)$$

$$M = (\sigma_{\max} - \sigma_c) \cdot Z \quad (2)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{\text{in}} + \sigma_{\text{out}}}{2} \quad (3)$$

ここに、A：インバートの断面積（ $=4.5 \times 10^5 \text{mm}^2/\text{m}$ ）
 Z：インバートの断面係数（ $=3.38 \times 10^7 \text{mm}^3/\text{m}$ ）
 σ_{\max} ：計測された最大圧縮応力度（ N/mm^2 ）

表-2 測定値から算出される断面力

測定点	軸力 (kN/m)	曲げモーメント (kN・m/m)
No.6	522	13.2
No.7	1073	34.8

表-2より、安全側に最大値を採用し、インバートに発生している軸力は $N=1000\text{kN}/\text{m}$ とした。

(3) 作用荷重の逆算

インバートに $N=1000\text{kN}/\text{m}$ の軸力を発生させる荷重を、骨組解析により逆算した。荷重強度および載荷位置を任意に変化させて表-2に近似する状態を追求した結果、インバート中央から3.5m（全体で7m）の範囲に $p=110\text{kN}/\text{m}^2$ の荷重が作用したときに、軸力および曲げモーメントが計測値と一致する結果を得た。図-12に荷重図および断面力図を、表-3に計測値と逆算結果の比較を示す。

表-3 断面力の逆算結果と計算値との比較

断面力			
計測値		逆算結果	
M (kN・m/m)	N (kN/m)	M (kN・m/m)	N (kN/m)
13.2~34.8	522~1073	28.7~40.3	1047~1051

5-3 増しコンクリートの検討

(1) 追加対策工の選定

追加対策工の選定に際しては、既設インバートを現状のまま残して、これに手を加えることによって作用荷重に抵抗できる構造を考えることとした。「増しコンクリート案」、「繊維補強シート案」、「ロックボルト補強案」、「グラウンドアンカー案」、「インバート再構築案」の5案について比較した結果、工期面（工費面も含めて）で最も有利である「増しコンクリート案」を採用した。

(2) 将来作用荷重の推定

① コンクリート応力の予測

増しコンクリート構築に際して、推定荷重（ $p=110\text{kN}/\text{m}^2$ ）を用いて仕様を決定すると、日々応力が増加しており危険側の設計になる恐れがある。そこで、コンクリー

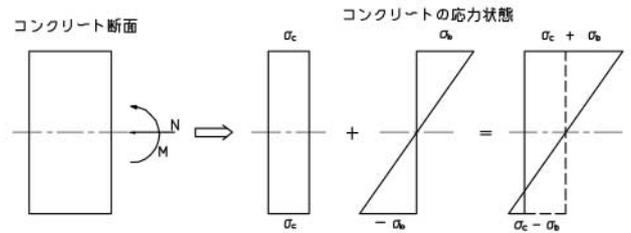


図-11 曲げと軸力を受けるときの応力状態

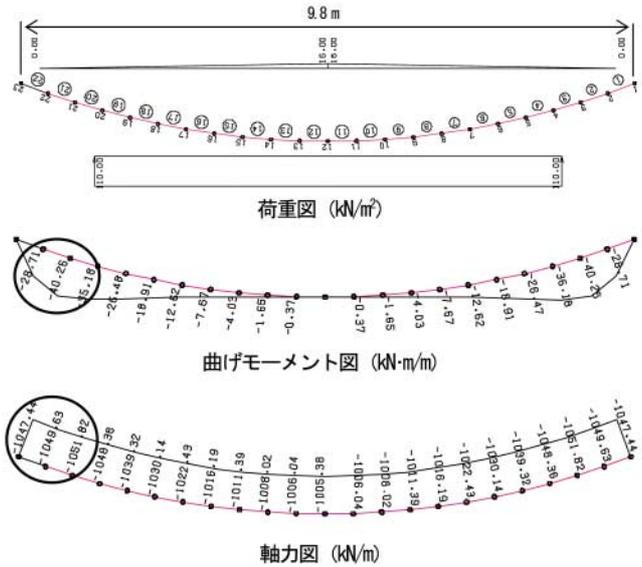


図-12 作用荷重逆算結果

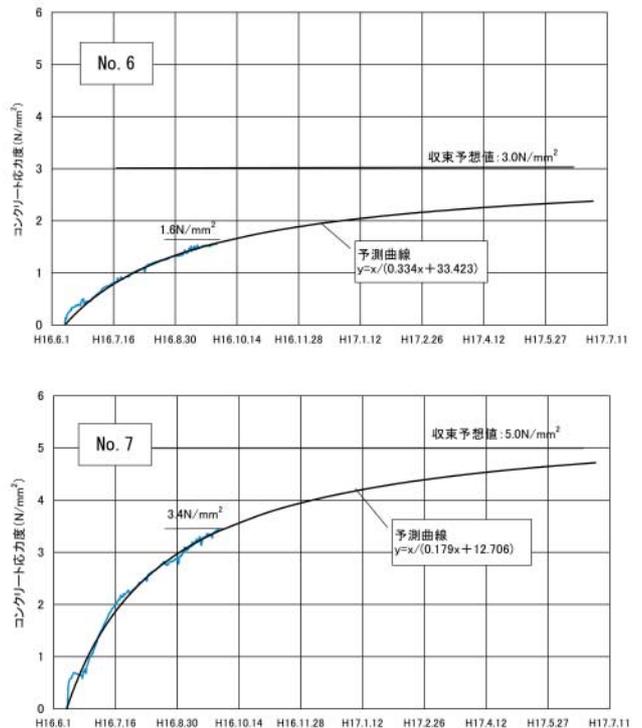


図-13 コンクリート応力の将来予測

ト応力の計測値より双曲線法を用いて将来予測を行った。最終予測値に対する90%値を将来作用荷重の検討

に適用した。最終予測結果を図-13および表-4に示す。

表-4 最終コンクリート応力値の予測

測定点	応力度 (N/mm ²)		
	現状値	最終予測値	設計採用値
No.6	1.6	3.0	2.7
No.7	3.4	5.0	4.5

② 軸力の算出

表-4の応力を発生させる軸力を式(1)および(3)により算出した。ここで、下面の応力値は予測時の値がそのまま推移するものとした。表-5に軸力算定結果を示す。

表-5 将来のインバート軸力算定結果

測定点	軸力 (kN/m)
No.6	788
No.7	1328

表-5より、将来的にはインバートの軸力がN'=1300kN/mまで増加するものと推察された。

③ 作用荷重の算出

軸力の増加分を作用荷重の増分と捉えて、下式により将来作用荷重を算出する。

$$p' = \frac{N'}{N} \cdot p \tag{4}$$

ここに、p：検討時作用荷重 (=110kN/m²)

N：測定値から求めた軸力 (=1000kN/m)

N'：将来予測から求めた軸力 (=1300kN/m)

算定の結果、増しコンクリート仕様の検討荷重はp'=150kN/m²に設定した。

(3) 増しコンクリートの仕様

増しコンクリートは、既設インバート上に中央排水工(h=800mm)の天端高さまで構築する形状とした。骨組解析の結果、無筋構造とした場合には引張応力度が許容値を越えるため、上端に補強鉄筋(D13@250mm格子配置、かぶり100mm)を配置する構造とした。さらに、既設インバートと一体化を図るために、差し筋(D25, L=500mm)を行うこととした。図-14に増しコンクリート構造図を示す。

5-4 計測経過

増しコンクリートは、平成16年11月に施工を行った。既往のB計測に加えて、増しコンクリート中央部の応力測定を追加してデータを採取し、平成17年度春からの施工に備えることとした。平成16年12月時点のコンクリート応力経時変化を図-15に示す。増しコンクリート施工後は、各測点ともに横這いで推移している。

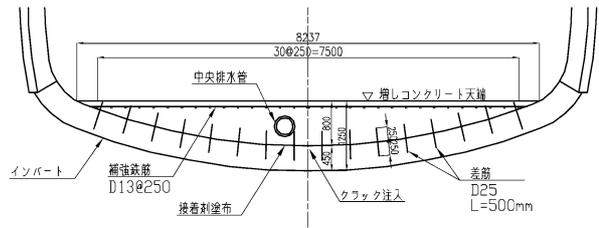
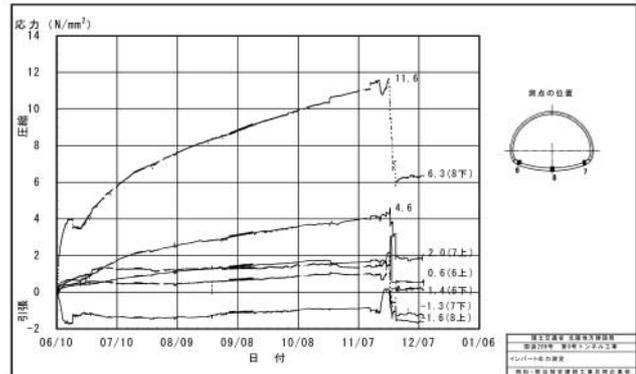
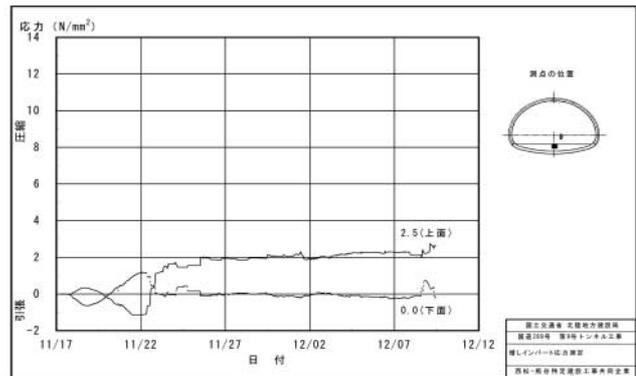


図-14 増しコンクリート構造図



既存応力測定結果



増しコンクリート応力測定結果

図-15 コンクリート応力経時変化図 (H16.12時点)

§ 6. おわりに

今回発生したインバート部の変状は、約2年間にわたり継続しているものである。年間の半分は越冬のために監視できないという悪条件はあるものの、計測結果を反映しながら、当初設計で考慮されていた構造体を採用して安定を図っている状況である。平成17年春以降の挙動については別の機会に報告したいと考えている。本報文が、同様な事象の参考になれば幸いである。

最後に、対策工の採用にあたりご指導・ご尽力を頂いた長岡技術科学大学 杉本光隆教授、国土交通省長岡国道事務所の方々をはじめ、関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 日本道路協会, 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説, 2003.11.
- 2) 土木学会, コンクリート標準示方書 (構造性能照査編), 2002.4.