

# 地山の強度劣化に依る路盤隆起に対する インバートの長期挙動に関する考察

中野 清人<sup>1</sup>・倉持 典幸<sup>2</sup>・宮沢 一雄<sup>3</sup>・西村 和夫<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 ネクスコ東日本エンジニアリング(株)土木事業本部 (〒116-0014 東京都荒川区東日暮里5-7-18)  
E-mail:k.nakano.sg@e-nexco.co.jp

<sup>2</sup>正会員 ネクスコ東日本エンジニアリング(株)土木事業本部 (〒116-0014 東京都荒川区東日暮里5-7-18)  
E-mail:n.kuramochi.sg@e-nexco.co.jp

<sup>3</sup>正会員 東日本高速道路(株)東北支社山形工事事務所 (〒990-2226 山形県山形市西越42-2)  
E-mail:k.miyazawa.aa@e-nexco.co.jp

<sup>4</sup>正会員 首都大学東京 都市環境科学研究科 (〒160-0004 東京都八王子市南大沢1-1)  
E-mail:knishi@tmu.ac.jp

高速道路の山岳トンネルにおいては、最近、特定更新事業の一環で、供用後に生じた盤ぶくれ変状にインバートを対策する計画が進められている。これまで対策工事は通行止めの下で行われていたが、交通への影響を少なくするため車線規制の下で実施されるようになってきた。そこで本研究は、インバートで対策した事例から、車線規制下における既設インバート損傷のケースとインバートが無いケースを比較し、トンネル挙動を評価するとともにインバート構造として考慮すべき事項について提案を行う。

**Key Words** :heaving, invert, squeezing ground, mudstone, water inflow, regulation of lane

## 1. はじめに

これまで盤ぶくれ変状やその対策工の挙動と効果に関しては、最近特に模型実験や数値解析を活用した研究<sup>1)~3)</sup>が進められ、変状を適切に再現することや各種対策工の効果とその設計の詳細について成果が導かれている。しかしながら、模型による実験や数値解析による手法を中心とした検討は多いが、現地の供用トンネルの挙動を対象としたものは少なく、変状と対策工の長期間に渡る挙動については依然として明らかになっていない。

著者ら<sup>4)~8)</sup>は、過去に盤ぶくれ対策としてインバートを

を施工した工事内容と効果について報告してきた。今回、NEXCO東日本で対策した最新の事例から、表-1に示す、高速道路で初めて車線規制下で対策した日暮山トンネル<sup>4)5)</sup>と一本松トンネル<sup>6)~8)</sup>、変状規模が過去に例を見ない程大きい盃山トンネル<sup>9)</sup>、<sup>10)</sup>の3事例を対象とした。本報告は、変状と対策の概況と対策後2~3年間の計測監視し、トンネル挙動を、車線規制による影響、既設インバート損傷とインバート無しにおける相違点を示し、インバートによる対策に関して、設計上の留意すべき事項を報告するものである。

表-1 盤膨れトンネルの変状と対策工の概要<sup>4)~13)</sup>

トンネル 道路名	日暮山トンネル(下) 上信越自動車道	一本松トンネル(下) 長野自動車道	鳥屋山トンネル 磐越自動車道	風波トンネル(下) 北陸自動車道	盃山トンネル(上) 山形自動車道	
変状状況	最大隆起	110mm程度	124mm	188mm	50mm程度	800mm以上
	内空変位	2~4mm/年	1.2mm/年	0	収束	10mm/日
	インバート有無	有	無	無	有	有
	ひび割れ	横断:4, 水平:1追越側壁	横断:3, 水平:1追越側壁	顕著なものはない	明瞭なせん断ひび割れ有	横断:複数, 水平:追越走行に複数
岩質(膨張性目安)	泥岩・凝灰岩・安山岩	凝灰角礫岩・泥岩	凝灰岩・凝灰質・砂岩・泥岩	凝灰岩	流紋岩質凝灰岩	
qu(N/mm <sup>2</sup> )	4以下	3.0	0.3	0.26	0.13	0.1
地山強度比	2以下	0.5	0.1	0.2	—	0.1
浸水崩壊度	C以下	D	C, D主体	C, D主体	—	D主体
CEC試験(meq/100g)	20以上	35	60	114~126	5.5~11.5	77
施工時規制	車線規制	車線規制	通行止	車線規制	通行止	
施工時湧水	有(30%/分)	有	有	不明	有	
対策インバート	形状R <sub>3</sub>	2×R <sub>1</sub>	2×R <sub>1</sub>	建設時と同形状	一部撤去打設, 現況形状	2×R <sub>1</sub>
	厚さ, 強度	50~88cm, 24N/mm <sup>2</sup>	69cm, 30N/mm <sup>2</sup>	45cm, 24N/mm <sup>2</sup>	補強鉄筋, 18N/mm <sup>2</sup>	30cm, 24N/mm <sup>2</sup>
	支保工	HH-154	H-150	無	無	H-200, 高強度吹付け25cm

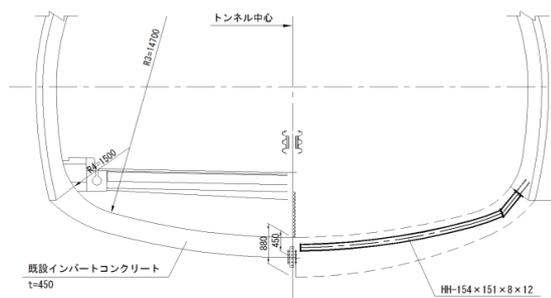


図-2 旧インバートと新設による断面閉合

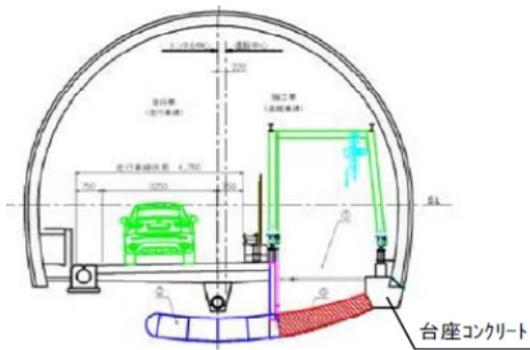


図-2 曲線函体推進工法

## 2. トンネルの概要

### (1) 変状概況

NEXCOにおいて近年対策した盤膨れトンネルの概要を表-1<sup>4)~13)</sup>に示す。日暮山トンネルは変状の前兆が無く、突然路面隆起が発生したインバート損傷の事例である。各種の調査を経て3年後に対策した。建設時には変形が止まらず問題が発生、閉合のため打設した本インバートに若材齢時に過大な応力が加わり、潜在的な弱面が内在した状態で供用が始まり、その後湧水の浸入で塑性域が広まり応力の増加に耐え切れず、インバートが損傷した。

一本松トンネルは建設時に地山状態が良くインバート不要と判断されたが、地山の吸水膨張や強度低下に伴い塑性地圧などが発生し、供用3年後に隆起が確認され、その後緩やかな隆起が継続した。

盃山トンネルは既設インバート損傷の事例であり、建設時に急激な変形を抑制するため、本インバートで断面閉合され、日暮山トンネルと同様なメカニズムで大規模に損傷したものである。

3事例に共通するのは、地質が浸水崩壊度「D」が主体の地質条件に加え、対策工事の際、変状地山には一定量の湧水が確認されている。湧水が長期間、地山に供給され続けたことで、建設時から大きく地山の強度低下が進行していたことが確認された。

### (2) 対策工の概況

日暮山トンネル<sup>4)</sup>は変状発見後、詳細調査を行って3年後に対策した。追越側から、延長約6m毎にインバートを掘削し、走行側の既設インバートを使って新設側と断面を閉合(図-1)した後、追越側を同様に施工して閉合した。6m毎に既設インバートを壊し断面閉合を繰り返して変形を抑えた。いわゆる“支保的インバート<sup>14)</sup>”という位置付けで設計した。

一本松トンネル<sup>7)</sup>は、変状の確認から20年後に対策した。既設覆工脚部支持の台座コンクリートを設け、追越側から1240mmの曲線函体推進工法を構築した後に追越側を仕上げ(図-2)てから走行側を仕上げた。

盃山トンネル<sup>9)10)</sup>は、急激な盤膨れ発生から7日後に通行止めして対策された。両側壁間に切り梁で仮受け後、インバートを壊して吹付けコンクリートと支保工によって一次インバートを閉合後、本インバートが施工された。既設インバートが損傷した事例のため、施工時の安全を確保するため、支保的なインバートとして一次的に支保工による断面閉合が行われた。

## 3. 変形挙動

変形挙動は掘削前後の挙動と施工後数年の間の対策後の挙動の二つに分けて考察する。

### (1) 掘削前後の挙動

トンネルの構造安定性を見るため、下半内空変位と覆工表面応力に着目した。覆工表面応力(以下「表面応力」という)は、覆工表面にひずみゲージを貼ってオーバーコアリング法によって現時点の表面応力の方向と大きさを測り、続いて隣接にゲージを新たに貼り付け表面応力の増分を継続的に観測し表面応力の変化を求めた。

図-3に変状が最も大きい計測断面における、掘削前後の下半内空変位と表面応力の経過を示す。

この3事例は盤膨れに加え、内空が継続的に収縮したため、覆工の内側表面に比較的大きな表面応力<sup>5)~10)</sup>が作用していることが明らかとなった。

#### a) 内空変位

3事例とも掘削によって内空変位は、下半内空変位が最も大きく、天端沈下や脚部沈下はほぼ生じず、上半内空変位は若干生じる変形モードであった。

日暮山トンネルは、対策前2~4mm/年の速度で下半内空は収縮していたが、追越側掘削で直ちに4mm程度収縮、次の走行側掘削で更に収縮最大で7mm程度となった。車線規制下での施工で応力解放は2回生じている。

一本松トンネルは、対策前で約1.2mm/年であり、台座コンで覆工を支えた後、追越側の掘削で4mm程度収縮し、

その後走行側掘削で収縮し最大11mmとなった。日暮山トンネルより大きい結果となった。

盃山トンネル<sup>9,10)</sup>は掘削前に10mm/日で収縮，掘削と一次支保工で急激に収縮，本インバート設置の10日後に収束した。下半内空変位の計測値は120 mm程度，断面形状測定では170mm程度生じる結果となった。

### b) 覆工表面応力

日暮山トンネルでは，表面応力の主方向は多少バラツキはあるものの，概ね横断方向の成分が大きい傾向であった。対策前は追越側の側壁の最大圧縮応力は対策前で約9N/mm<sup>2</sup>，掘削による応力解放で約5 N/mm<sup>2</sup>となった。他は若干変動する程度でほぼ変わらず，各測点間の応力差が小さくなった。路面の隆起が大きい追越側の側壁表面で大きい圧縮応力が作用していたが，掘削で応力が解放され，インバート再構築で側壁の偏圧が軽減されたと考えられる。

盃山トンネルでは天端の3箇所<sup>9)</sup>と側壁1箇所<sup>9)</sup>で表面主応力が計測され，その全てが横断方向で圧縮，縦断方向はほぼゼロであった。対策前は天端付近で約12.2N/mm<sup>2</sup>，両肩約8.0N/mm<sup>2</sup>と大きい圧力であったが，掘削による応力解放によって3箇所とも3N/mm<sup>2</sup>程度低下した。これは掘削で内空変位が生じ応力解放したためと考えられる。

一本松トンネルでは5箇所（後述，図-6参照）で計測され，主応力方向はバラツキはあるが，概ね横断方向であった。当初全て圧縮側4N/mm<sup>2</sup>以下の圧縮応力であったが，変状の進行とともに追越側SLと走行側60°が引張側へ増大，走行側SLは圧縮側に増大，天端（走行側75°）と追越60°位置は5N/mm<sup>2</sup>程度で，覆工表面部位での応力差が徐々に広がった。他の変状区間においても表面応力が±方向に広がる現象が見られた。掘削により内空変位は収縮するが，表面応力は上記と異なり急変することなくゆっくり圧縮側へ変化した。これはインバート掘削時に覆工脚部支持のための台座コンクリートを設けた対応の結果，応力変化を小さくできたためと考えている。

## (2) 対策後の挙動

対策後の挙動を長期的に確認するため，工事後2～3年間の計測を行った。地中変位，表面応力，およびインバートのコンクリート応力と支保工応力を図-4～6に示す。対策後の路面隆起は定期的な計測を実施し，ほぼ変化が無いことを確認している。

### a) 地中変位

日暮山トンネルの地中変位計は，路面隆起が最も大きい位置の追越側壁から水平方向に設置した。図-4のとおり，追越側は掘削後，直ぐに3mm程度内空側へ変位，対策後は収束傾向となり3年を要し約6mm程度でほぼ安定している。内空変位は3年後で約7mm程度であることから，追越側からの変位が多いことがわかる。なお，盃山

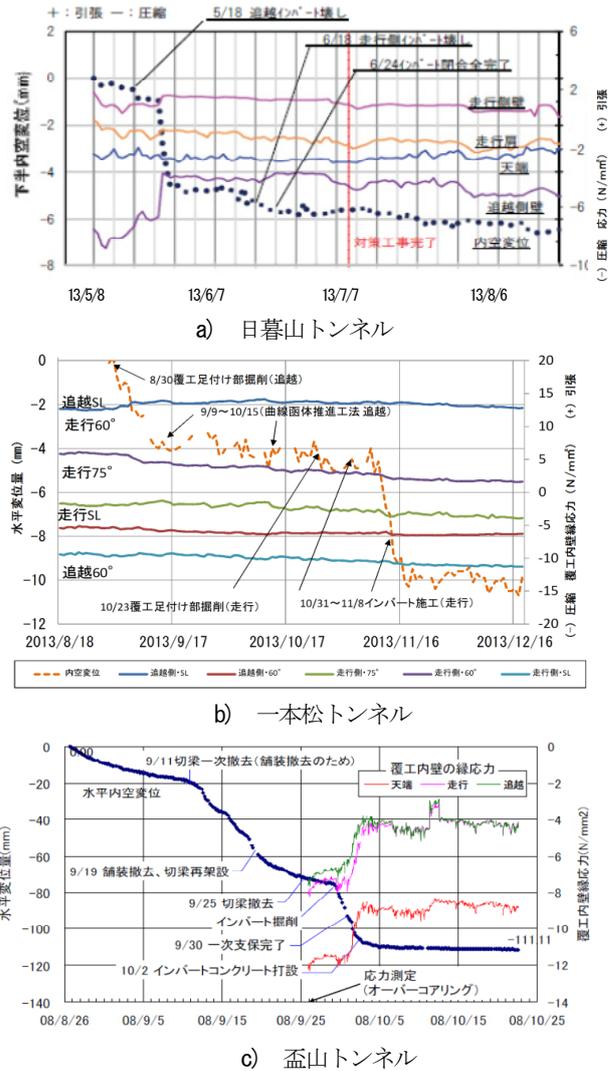


図-3 掘削前後の内空変位と覆工表面応力

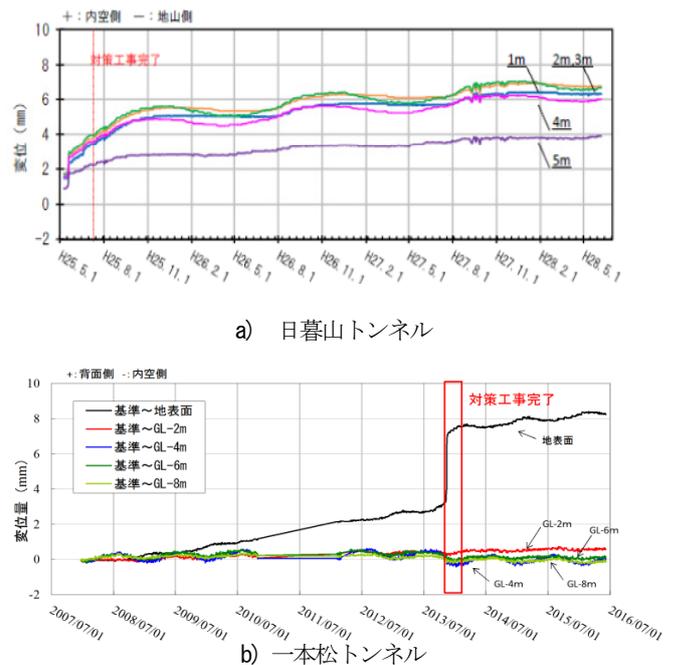


図-4 地中変位の長期変化

トンネルの地中変位は影響範囲が広く、変位量が極めて大きいためここでは比較しない。

一本松トンネルの地中変位計は、走行車線の側壁から水平方向に設置した。図のとおり施工中に4 mm程度縮小した。現在5mm程度になっているが、落ち着きつつある。これはインバートにより路面隆起は抑制できたが、走行側の地山からの側圧が覆工に対して長期に渡り作用しているためと考えられる。

### b) 覆工表面応力

表面応力は、図-5のとおり、坑内温度の影響から年間サイクルで変動する傾向がある。

日暮山トンネルは対策後、天端を除いてほぼ安定した傾向が続いている。天端は変動が少なく、徐々に圧縮応力から引張側へ移行している。盃山も同様に、対策後、ほぼ安定した傾向が続いている。

一本松トンネルは、対策直後は全て圧縮側へ増加したが、天端付近（走行75°）は2ヶ月後に引張側へ増加に転じる。天端を除いたこの現象は、インバート無い状態からのインバート閉合によってリング構造となり、軸力が導入されたためと考えられる。リング構造により内空変位がほぼ収束した状況では、左右の側壁と肩部の表面応力が圧縮側に増加しており、インバートから最も離れた天端は軸力が伝わりにくく、リング構造のバランスをとるため天端の表面応力は引張側となっていると考えられる。日暮山トンネルの天端表面応力が引張り側であることも、一本松トンネル同様の理由で引張側へ移行しているものと考えられる。

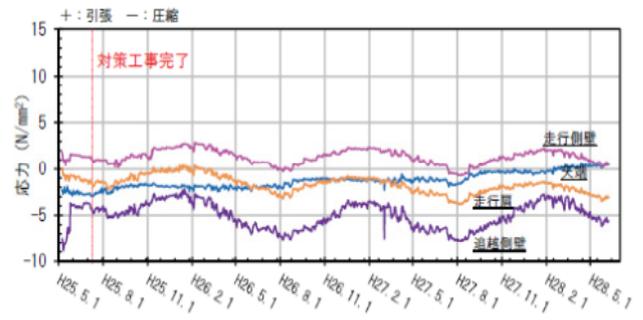
表面応力と中立軸の応力との関連性は、ひび割れの存在や覆工材料の不均一性があり評価は難しいところがある。しかし、一つの目安として変形挙動を見るうえで参考となる情報であると考えている。

### c) インバートに生じる応力

インバートのコンクリートと支保工の応力については、5箇所で地山側と内空側を計測しており、最も変位の大きい計測断面における地山側の応力を図-6に示す。また、対策後2~3年後のインバートの地山側と内空側の平均応力の分布と地質状況とを対比させてものを図-7に示す。

#### a) 日暮山トンネル

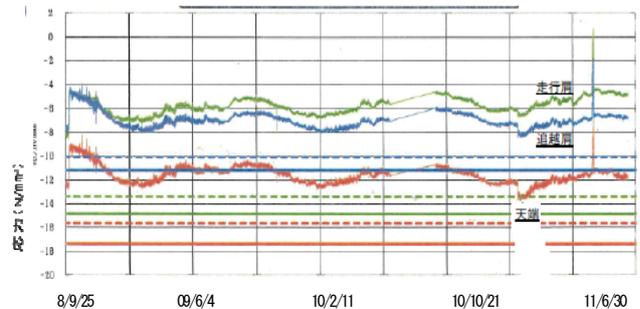
図-6を長期的に見ると、コンクリートと支保工の応力は徐々に増えるが、3年後では増加傾向が落ち着きつつある。インバートコンクリートはインバートが20cm上隆起した追越側とセンターは7~8N/mm<sup>2</sup>、走行側は1~3N/mm<sup>2</sup>であり、設計基準強度24N/mm<sup>2</sup>に比べて余裕がある。支保工の応力も耐力に対して余裕がある。コンクリートは早強セメントを使用しており強度発現が早いことから先行施工した追越側は応力が大きくなることが考えられる。



a) 日暮山トンネル



b) 一本松トンネル



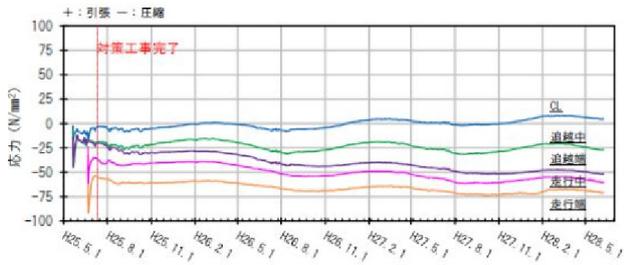
c) 盃山トンネル

図-5 覆工応力の長期的な傾向

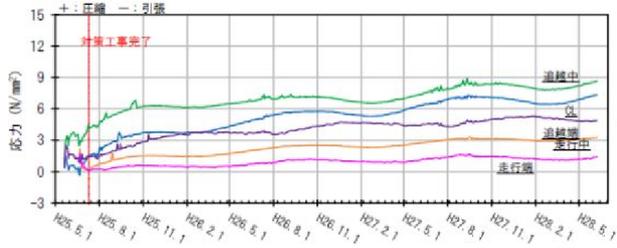
図-7の断面1は地質全面が泥岩となり、追越側で既設インバートの損傷と湧水が最も多く確認された位置である。先行側（追越）コンクリートの応力（図中、CO応力で表示）が大きく、後行側（走行）は応力が小さい。先行施工の影響と地質による差により追越の応力が明らかに大きく、偏圧が生じている。支保工については、先行のコンクリート応力が大きい状況下で後行の支保工で断面が閉じられるため、後行側が大きくなる。追越端部においては覆工の偏圧を受け軸力が大きくなったと考えられる。また、中央の負の値は断面の中で支保工（図-1）が内側寄りに設けたこととコンクリートの応力が圧縮であることから、曲げの影響と考えられる。

断面2では、偏圧は生じていないが、先行側は地質が良く、地質が悪い後行側より応力はやや大きくなり、先行施工の影響が地質による差を上廻ったと考えられる。断面3では偏圧が生じており、地質による差が大きかったと考えられる。2断面と3断面は2つの地質に接するが、強度と地質分布状況に左右されると考えることができる。

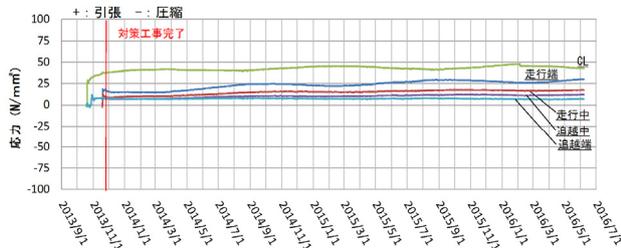
支保工の分担する軸力はコンクリートに対して1/20と



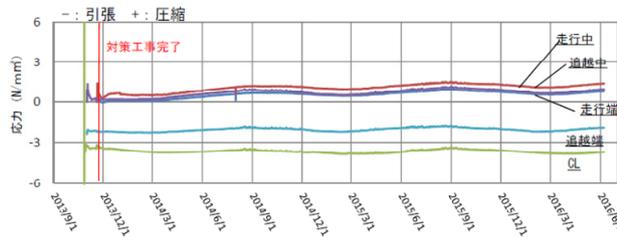
a) 日暮山トンネル インバート支保工応力



b) 日暮山トンネル インバートコンクリート応力



c) 一本松トンネル 支保工応力



d) 一本松トンネル コンクリート応力

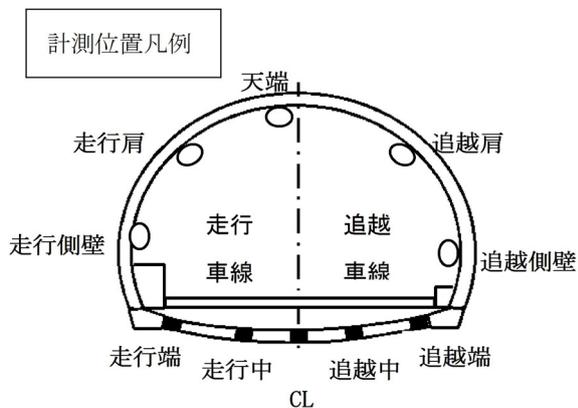
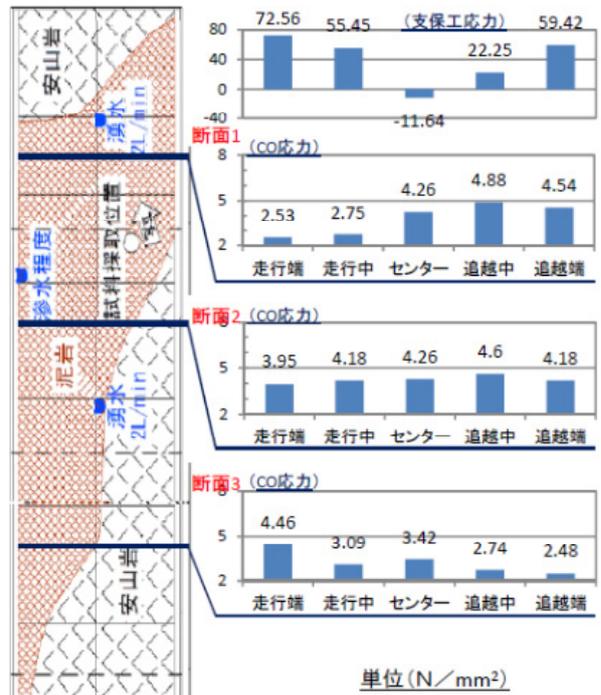
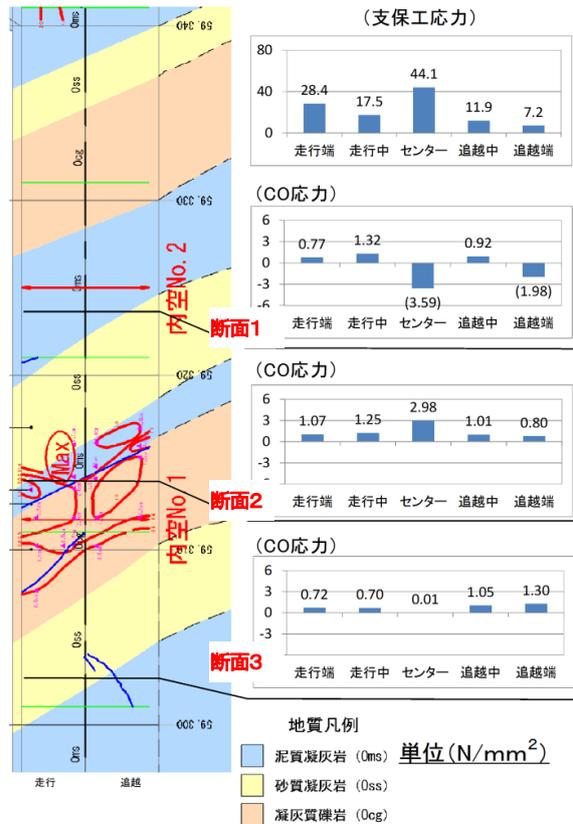


図-6 インバートのコンクリートと支保工の応力経時変化



a) 日暮山トンネル 地質とインバート応力



b) 一本松トンネル 地質とインバート応力

図-7 対策後数年後のインバート応力の分布

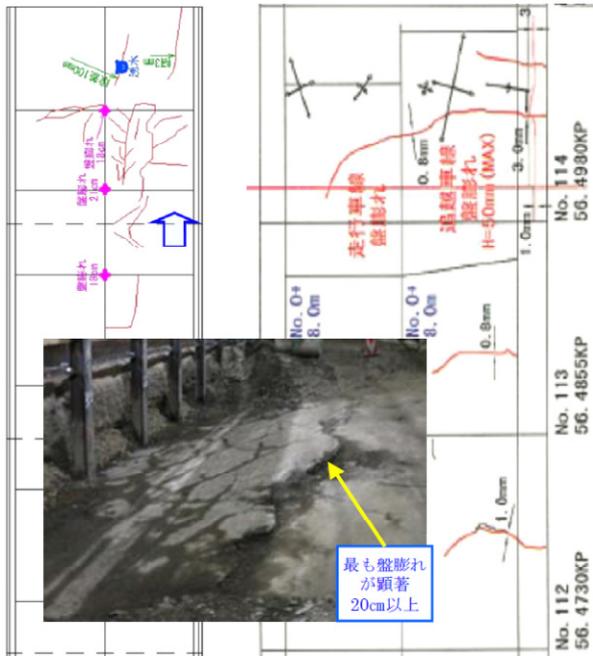


図-8 インバートと覆工の損傷状況（日暮山トンネル）

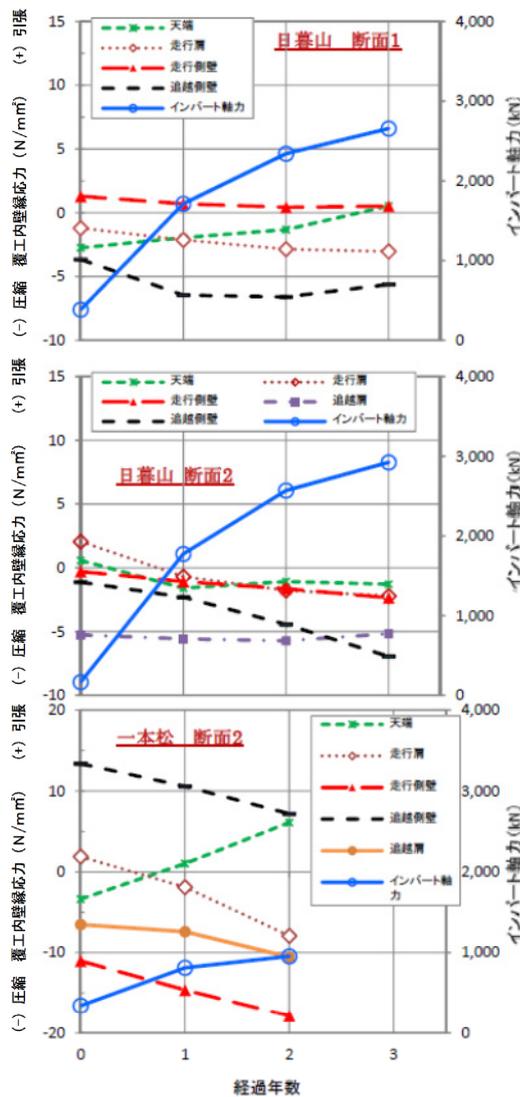


図-9 インバート軸力と覆工表面応力の推移

少ない。後行側の閉合時に温度の影響で一旦上昇した後一定の軸力を分担しており、若材齢のコンクリートへの荷重の軽減とともに、覆工の軸力をインバートへ伝達させること、および偏圧を軽減するなどの機能が計測データから伺うことができる。

#### イ) 一本松トンネル

図-6を長期的に見ると、対策後のコンクリート応力は中央の位置で最も大きく、打設後すぐに $3\text{N/mm}^2$ 程度になり、工事終了後から現在まで変わらない。追越端部で打設後 $2\text{N/mm}^2$ 程度でそれ以外は値が小さく、先行施工側の応力は大きい。支保工は、中央最大約 $44\text{N/mm}^2$ 程度と小さく、その他も小さい数値であった。

図-7に2年後のインバートのコンクリート応力とインバート下の地質状況の対比を示した。インバートコンクリートには、変状の最も大きい箇所の“センター”と“走行中”で応力が大きく生じている。断面1と断面2については、コンクリート応力は非常に小さい。いずれもコンクリートは応力が小さく、先行施工の影響は明らかではない。支保工応力においても、“走行端”から“センター”が大きくなっている。これは、盤膨れと走行側側壁が内空方向の変位傾向を示していることから、走行側に応力が大きく発生しているためと考えられる。

#### ド) 覆工のひび割れ

覆工のひび割れについては表-1に概要を示したが、路面隆起が発生した近傍の覆工には横断方向に複数のひび割れ、側壁に水平ひび割れの開口が確認された。図-8に日暮山トンネルの覆工展開図と既設インバートの展開図を示す。インバートが顕著に損傷した追越車線近くの覆工には横断方向と水平方向にひび割れが明確に存在していた。この水平ひび割れは、いずれのケースもインバートの完成により閉合している。これらのひび割れと表面応力との関係は比較的整合が取れていると報告されている<sup>8)</sup>。日暮山トンネルと盃山トンネルは対策後、表面応力は小さくなったが、一本松トンネルは対策後も表面応力が増加しており、傾向は異なる。横断方向ひび割れは、いずれも開口した状態である。

## 4. 変状メカニズムとインバートの効果

### (1) 変状のメカニズム

変状メカニズムの推定は数値解析で検討され<sup>4)8)~10)</sup>、岩石試験による変形係数や強度を用いて地中変位（内空変位）と表面応力を再現する方法で実施されている。いずれもトンネルの全周や下半以下の地盤を強度低下させた場合は、覆工表面応力が過大となる結果になった<sup>8)~10)</sup>。一方、覆工脚部下の地盤のみ強度低下させた状態が最も良く再現できている。このことから、変形形態は、アー

チ部が上方から荷重を受けるのではなく、車線下の路盤が強度低下して上方向へ隆起し、強度が低下した内空側路盤へ覆工脚部が押された状態となり、舗装板や損傷したインバートは覆工両脚の間に挟まれ水平方向に圧縮される状態に至ったと考えられる。

## (2) インバート構造と表面応力の関係

温度の影響を極力取り除くため、施工完了時、その1年後、2年後、3年後のデータを抽出し、表面応力とインバート軸力の関係を図-9に示す。

日暮山トンネルでは、対策後直ちにインバートに軸力が導入され、3年後まで増加する。表面応力はインバート軸力が増えても、天端以外はやや圧縮側に増加しながら徐々にある範囲に収まる傾向となる。インバート軸力増加の影響が覆工に少ないのは、インバート剛性が覆工に比較して極めて大きく、インバートに応力が集中していることが考えられる。軸力はバラツキはあるが3年後の平均軸力は約2 660kN、内圧に換算して0.27N/mm<sup>2</sup>と大きな数値となった。盃山トンネルの一次インバート（鋼製支保工と吹付けコンクリート）と本インバートの軸力合計は、3年後で3 000kN程度となっており、日暮山トンネルとほぼ同等な軸力となっている。

一本松トンネルでは、インバート応力は小さいが、剛な構造であるため軸力は2年後は960kN（内圧換算で0.10N/mm<sup>2</sup>）で日暮山の1/3以上となり、インバートに軸力が入り、覆工の軸力はその影響を受け圧縮側へ増加していると推測され、その結果、表面応力の変動に影響していると考えられ、安全側の挙動と考えられる。

## (3) インバートの効果

日暮山トンネルでは、既設インバートよりも耐荷性のある（支保内圧2.2倍）インバートでリング構造が構築され、周辺地盤に対して半径方向の拘束圧を与えて三軸応力状態を維持できる構造となった。更に下半の内空変位を抑える水平ばりとしての効果、そして地山の弱層をインバートが支持することで弱層に起因する変形などの影響を少なくさせるなど、幾つか効果<sup>19)</sup>が確認された。

盃山トンネルも既設インバート損傷の事例であり、破壊してから期間を置かず当初より耐荷性の高いインバート（支保内圧約4倍）に再構築したことから、軸圧縮モードとなって安定したといえる。

一本松トンネルは、インバート設置によってリング構造体となって挙動し、下方地盤に対して初めて拘束圧を作用させることになった。脚部下の地盤はこれまでの応力とは異なる形態となることから、対策後2年経過しても、変形とインバートの応力は一定値に収束するのに時間を要していると考えられる。

共通して、インバート下の地盤に拘束圧が作用し、地盤の三軸状態が確保されやすくなることで強度低下が抑

制される<sup>19)</sup>こととなり、トンネルの安定性が高くなる。トンネル構造全体の軸圧縮モードが徐々に進むため将来的に安定する方向に進行すると考えられる。

## 5. 結論

インバート対策後の長期的の計測・観測結果の分析から明らかとなったことと課題を下記に取りまとめた。

- 1) 盤ぶくれが発生し内空が継続的に縮小することにより、覆工には横断方向を主方向とする表面応力が作用し、ひび割れが横断方向に複数発生し、側壁水平方向にも発生する。
- 2) インバート対策によってトンネルと地山の変形と応力は安定方向へ向かうが、これらが収束傾向を示すには少なくとも2～3年程度の期間を要する。
- 3) インバート損傷の対策においては、安全性を確保するため、支保的インバートの役割を損なわない施工計画が必要である。
- 4) 新設インバートに生じる軸力は、インバートが損傷した場合とインバートが無い場合とでは傾向が異なり、インバート損傷では軸力の立ち上がりは早く数値が大きい。インバート無しでは軸力の立ち上がりはインバート損傷より遅く最終値は小さい。
- 5) 覆工の表面応力は、インバート損傷とインバートが無い場合とでは異なる。インバート損傷では、偏圧が集中していた表面応力は低減する。インバート無の場合では対策後の表面応力の反応が大きく、この評価については今後の課題である。
- 6) インバートに生じる応力には、地質性状の相違と車線規制による先行施工の影響によって偏圧が作用する。
- 7) 先行施工等による偏圧および長期的な耐久性を考慮してインバートの構造を決定する必要がある。鋼製支保工は、偏圧の防止、コンクリートの若材齢時の対応、および覆工軸力をインバートへ伝えるなどの効果がある。

最後に、新設するインバートの構造が覆工に比べて剛性が高くとすると、覆工への影響が大きくなるため、設計で覆工の照査を検討しておく必要がある。

**謝辞：**本検討は、変状の調査、対策工の検討と施工の現地確認およびその後の数年間の挙動評価について長期間に渡って検討を繰り返し実施した。トンネル保全検討委員会の委員の方々を初め、関係者頂いた方々のご協力により得られたものです。ここに感謝を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 松長剛, 熊坂博夫, 小島芳之, 朝倉俊弘: 地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究, 土木学会論文集, No.799/III-72, pp.75-88, 2005.9.
- 2) 野城一栄, 嶋本敬介, 小島芳之, 高橋幹夫, 松長剛, 朝倉俊弘: 地山劣化モデルによるトンネル変状の再現解析とその長期予測への適用, 土木学会論文集C, Vol.65, No.1, pp.107~119, 2009.2.
- 3) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.68(No.3), pp.65~79, 2012.11.
- 4) 下村哲雄, 秋好賢治, 天野淨行, 中野清人: 高速道路車線規制下におけるインバート再構築工法の評価, 第24回トンネル工学報告集, pp.105~112, 2014.12.
- 5) 中野清人, 倉持典幸, 安積淳一, 渡辺陽太, 西村和夫: 盤膨れ対策インバート施工後のトンネル変形挙動に関する考察～上信越自動車道 日暮山トンネル下り線～, 土木学会第71回年次学術講演会, 第III部門, pp.813~814, 2016.9.
- 6) 倉持典幸, 松田正道, 鏡浩志, 渋谷正浩, 永井宏: 長野自動車道 一本松トンネルにおける盤膨れ対策後の変位傾向についての一考察, 第51回地盤工学研究発表会, pp.213~214, 2016.9.
- 7) 鈴木雄吾, 岩永茂治: 通行止めを回避したトンネル路面隆起対策技術の適用, トンネルと地下, vol54, pp.7~18, No.7, 2014.7.
- 8) 奥井裕三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋: 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に関する一考察: 第20回トンネル工学報告集第20巻, pp.85~92, 2010.11.
- 9) 奥井裕三, 鶴原敬久, 太田裕之, 佐久間智, 中田主税: 盃山トンネルに発生した急激な路面隆起変状のメカニズムの考察, 第19回トンネル工学報告集, pp.173~180, 2009.11.
- 10) 東日本高速道路(株) 東北支社山形管理事務所, 山形自動車道(山形蔵王IC~山形北IC) 盃山トンネル変状対策工事報告書, 2009.3.
- 11) 小林弘元, 白濱龍, 畝田篤志, 柴田勝博, 永渕洋, 山本拓治: 塑性圧によるトンネルの変状と対策事例について(その1調査および設計), pp.631~632, 土木学会第64回年次学術講演会, 第III部門, 2009.9.
- 12) 小林弘元, 白濱龍, 佐藤敏亮, 山本拓治, 柴田勝博, 田中俊行: 塑性圧によるトンネルの変状と対策事例について(その2対策) pp.633~634, 土木学会第64回年次学術講演会, 第III部門, 2009.9.
- 13) 宮沢一雄, 安田賢哉, 菊池慎司, 鶴原敬久: 路面隆起が徐々に進行するトンネルの変状調査と再現解析—鳥屋山トンネル—, トンネルと地下, vol47, pp.33~43, No.3, 2016.
- 14) (公社)土木学会: トンネルライブラリー第25号 山岳トンネルのインバート—設計・施工から維持管理まで一, pp.11~13, 2013.11.14.

(2016.8.5受付)

## A STUDY OF LONG-TERM BEHAVIOR ON INVERT SETTED UP AGAINST HEAVING WITH TIME DEGRADATION OF THE ROCK MASS STRENGTH

Kiyoto NAKANO, Noriyuki KURAMOCHI, Kazuo MIYAZAWA and Kazuo NISHIMURA

Recently, project of large-scale upgrading and repairs on mountain tunnels in use is planning on expressway in Japan. So far, construction of invert have carried out under road closure. Now construction of invert carried out under lane-closure condition. This report gives information on the tunnel behavior for several years after construction under lane-closure condition, comparing tunnel without invert and tunnel of damage invert. And important design items for invert structures under lane-closure condition is proposed.