

既設トンネルの膨張性挙動に伴う変形の経時変化に関する分析

吉岡知哉・砂金伸治・石村利明

1. はじめに

道路トンネルでは、施工時には観察・計測を通じて地山等級に見合った支保工を構築し、変形が収束した後に覆工を施工している。また、供用後に定期的に点検を実施し、変状の発生の有無やその程度を管理し、必要に応じて対策を実施している。しかし、トンネル供用後に覆工コンクリートや路面にひび割れや盤ぶくれが発生している例も散見されている。これらの外力に起因すると考えられる変状は膨張性地山において見られ、時間の経過とともに進行していくものと考えられる。これまでもそのメカニズム等についても議論されているが、通常の施工段階や点検段階で得られる範囲でのデータのみから、変状の進行を詳細に議論することには限界があると考えられる。

筆者らはこれまでに矢板工法によって建設されたトンネルにおいて、変状の発生状況や地山挙動に関して計測を行ってきた。本稿では、従前より継続して得られた計測結果(7ヶ年)や岩石試験結果を基に変状の進行を分析するとともに、計測期間内における地山等からの外力を作用荷重増分として捉え、その値と地山の変形および覆工に現れる変状の関係を分析した結果について報告する。

2. 検討方法

2.1 現地計測対象トンネル

図-1に対象としたトンネルのイメージを示す。建設当時の資料によれば、対象トンネルの施工は昭和38年～42年に行われ、延長が915mと記録されている。本トンネルでは顕著な盤ぶくれの区間が3ヶ所存在し、それぞれ①～③とする。盤ぶくれ区間①と②の地質は第三紀の泥岩、区間③は凝灰質砂岩、また、覆工厚は盤ぶくれ区間①と②で60cm、区間③で40cmとの記録があった。盤ぶくれ区間①～③において遠望目視によって覆工等の状況を観察した結果、盤ぶくれだけではなく、覆

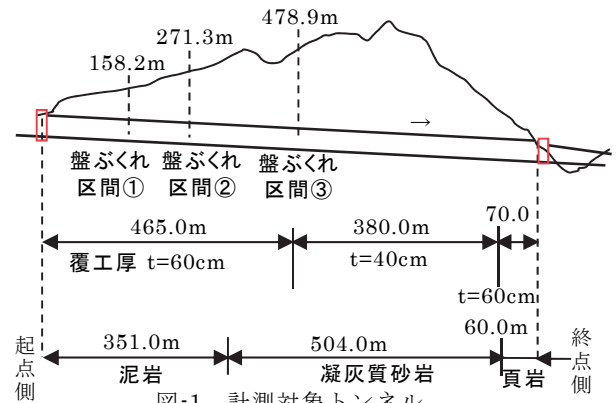


図-1 計測対象トンネル

工にひび割れや曲げによる圧縮状態の損傷が生じる「圧ざ」、せん断破壊等が多く発生し、一部には漏水がみられることも判明した。

2.2 計測データの収集・分析

図-1に示した区間①～③に対して7カ年にわたって、計測等によりデータを収集し、対象トンネルの変形の分析を行った。なお、計測等は概ね毎年10月～11月に実施している。

変状の進行状況の把握は、初年度に覆工に対して近接目視により観察を行い、打音試験および写真撮影を実施した。変状の判定は従前の道路トンネル維持管理便覧¹⁾に則った形で行い、変状展開図を作成した。そして2年目以降に、そのうちの変状の顕著な30ヶ所に着目し、進行等の情報の補完を行う観点で同様の調査を行った。初年度における30ヶ所の判定区分は、27ヶ所で3A、1ヶ所で2A、2ヶ所でAと判定された。なお、判定区分においては、3Aが対策の緊急度および変状の程度が最も大きく、Aは変状があるものの、将来的な対策を必要とするものである。

また地山特性に関する調査として、2年目の時点で区間③において、深度15mの水平方向および鉛直方向2ヶ所でφ66mmのボーリングを実施した。また採取したコアを用いて、一軸圧縮強さ、ヤング率等を把握する為の岩石試験を行った。加えて、鉛直方向のボーリング孔内に変位計を6点設置し、2年目以降の地中変位を計測した。さらに、トンネル全体の挙動を把握する目的で、区間①～③内の1断面ずつで内空変位(上半水平方向)

を計測するとともに、その区間で路面の縦断方向の変位を水準測量にて計測した。

2.3 経時的な変形に伴う覆工作用荷重

覆工に対する作用荷重として、7年間の計測等の結果から概略値を骨組構造解析により算定した。

図-2に解析モデルを示す。解析は、覆工へ直接作用する荷重を把握するため、非線形バネを用いた解析とし、実測された内空変位と合致するように鉛直荷重 P_v と水平荷重 P_h をトライアル計算により求めた。表-1に解析諸元および解析ケースを示す。荷重は等分布と仮定し、卓越した側方向からの押出しに配慮し、側圧係数に関しては、 $k=1.0$ と既往の解析結果²⁾を参考に $k=1.35$ の2ケースで解析を行った。また、当該トンネルでは、インバートが設置されていないため、解析モデル上では、インバートを反映せず解析した。

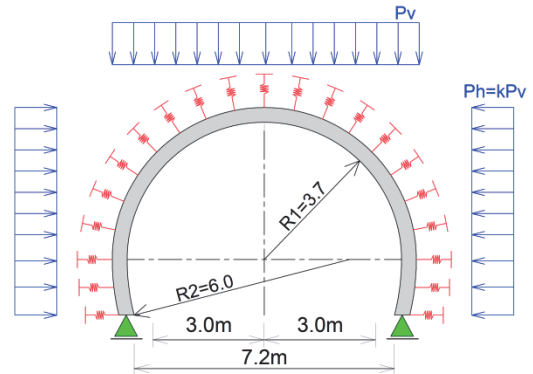


図-2 解析モデル

表-1 解析諸元

地山(破砕帯部)	
変形係数	6.0MPa
地盤反力係数	道路標準示方書 ³⁾ (下部構造編)
覆工コンクリート	
変形係数	22,000MPa
ポアソン比	0.2
厚さ	400mm~600mm
解析CASE	
CASE1:側圧係数 $k=1.0$ ($P_h=kP_v$)	脚部支持条件: 水平ローラー
CASE2:側圧係数 $k=1.35$ ($P_h=kP_v$)	脚部支持条件: 水平ローラー

3. 検討結果

3.1 変状の進行状況に関する考察

図-3に変状現象毎に区分した顕著な30ヶ所の変状に関して、初年度調査時を基準にして以後7年間の調査時において確認されたはく落数を示す。また「変状の全数」に抽出した30ヶ所の変状を変状現象毎に区分した結果を示す。これらは、調査時に確認された新規のはく落数を集計しており、調査時以前にはく落を確認した変状も、新たにはく落が確認される場合は集計している。図-4に変状現象毎に区分した顕著な30ヶ所の変状において、初年度調査を基準にして、はく落が初めて確認された経過年数を示す。

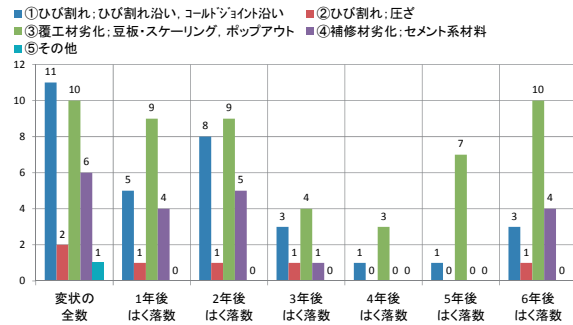


図-3 経過年のはく落の推移

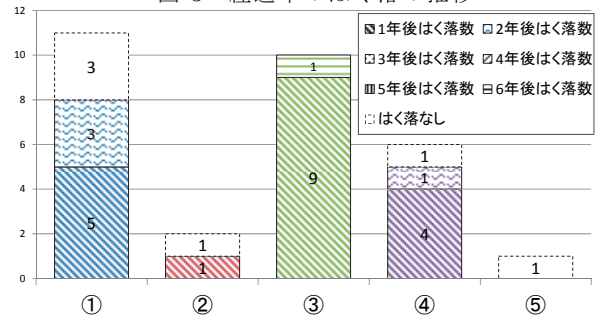


図-4 抽出した変状のはく落有無

1年後においては、初年度で3Aと評価されたうち18ヶ所、2Aと評価されたうち1ヶ所の合計19ヶ所、また2年後においては、初年度で3Aと評価されたうち新たに4ヶ所を含む合計23ヶ所の変状の一部もしくは大部分のはく落した状況が確認された。また、3~5年後はそれぞれ前年度までにはく落した箇所9ヶ所、4ヶ所、8ヶ所が継続してはく落が発生しており、6年後については、前年度までにはく落した箇所の17ヶ所に加え、新規でアーチ部の豆板に1ヶ所はく落が発生した。

豆板、スケーリング等が生じている場合の変状の内、3Aと評価された変状に関しては実際に1年程度以内にはく落が生じることが多く、またひび割れやコールドジョイント沿いに生じている変状

部分についても、2年程度以内ではく落が生じることが多かった。また、1度はく落した変状箇所においても、完全に浮き・はく離部分を除去できていない場合には、数年後に再びはく落することが分かった。このことから従前の対策区分で3Aや2Aと評価された場合の変状に対しては速やかな対応が求められると考えられる。

3.2 地山の変形メカニズムに関する考察

地山の挙動と特性の関連性を把握するために、区間③におけるボーリングによる結果と変形挙動ならびに変状現象との関連性について考察した。

図-5にボーリングおよび岩石試験結果に基づく区間③の地質構成および2～7年間に於ける地中変位計測結果を示す。ボーリング結果より、覆工コンクリートや路盤の背面では断層粘土や断層角礫が認められ、粘土鉱物としてスメクタイトや緑泥岩、雲母類が確認された。また、路盤より下方向約8m、側方向約2mは無水掘進が可能ほど岩石が粘土状を呈しており、側方向より下方向が水の存在等により緩んでいる可能性が高いことを確認した。断層粘土(深度3.8m付近)においては、浸水崩壊度試験の結果では区分D(原形をとどめない)となり、一軸圧縮強さ0.13MN/m²、変形係数6.03MN/m²で、かつスレーキング現象が顕著にみられ、液性限界110.8%、塑性指数91.7%と地下水や湧水等による影響で塑性化しやすい地山であることが確認された。また、CEC試験結果より膨張性の特徴を示しやすい交換性ナトリウムが多く含まれおり、膨張性地山の判定指標項目の殆どが基準値以上の結果となった。

鉛直方向の地中変位の計測結果より、6カ年の累積地中変位量は、断層粘土ならびに断層角礫が分布する深度2.0mで85.5mm、深度4.0mで87.5mm、深度6.0mで28.9mm、深度8.0mで42.2mmを計測しており、塊状砂質泥岩が分布する深度11.0mで0.43mmとなり、地表から断層粘土または断層角礫が位置する深度7～8m程度までの領域のほとんどで変位が発生している結果となった。このことは、地山の物性の把握と、一定期間の継続的な計測により地山内の変形が顕著である範囲が特定できる可能性を示唆している。

地中変位速度は、ボーリングを実施後(1～2年目)、深度4.0mで最大地中変位速度46.3mm/年を計測し、その後収束傾向にあったが、5年目以降に増加傾向に転じている。深度6.0mまでの浅部ではこれと同様の傾向がみられる。一方、深度6.0mよりも深部においては、2～3年目に変形は見られるものの、3年目以降は収束しており、殆ど変形がみられない。

本地山は、岩石試験結果からも地下水や湧水等による影響で塑性化しやすい地山であることが確認されており、ボーリングを行った直後に局所的に地山が乱されたり、削孔水等による影響によって、ボーリング孔周辺の地山の変形が促進された可能性がある。また、深度4.0m～6.0mの範囲で

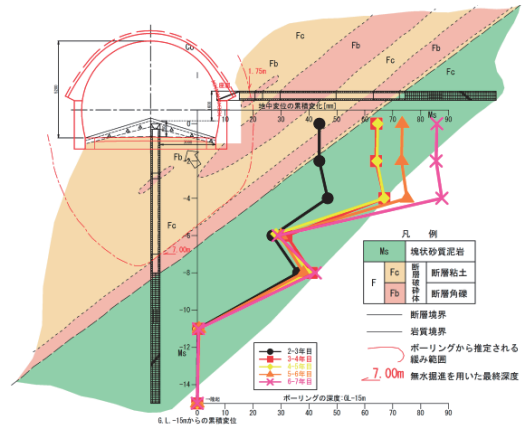


図-5 地中変位の計測結果

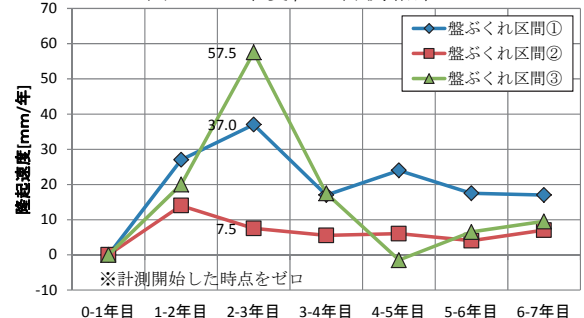


図-6 路面隆起の変位速度

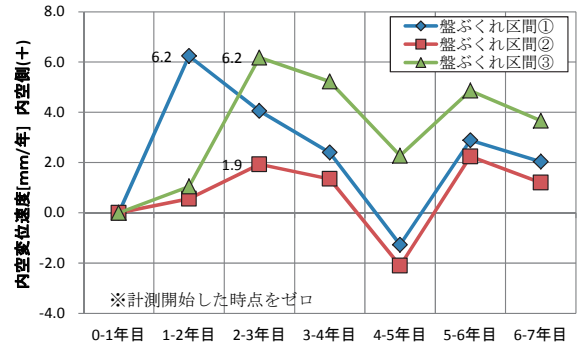


図-7 内空変位の変位速度

最大地中変位速度を計測しており、時間の経過とともに変位速度の増加が継続していることが分かる。一部の断層粘土部が継続して変形していることは、岩石試験の結果から浸水崩壊度等が関連し、地下水の影響を受けているものと推察される。

図-6に区間①～③における最大の路面高さを計測した位置での隆起速度(mm/年)を示す。7年間の累積隆起量は、区間①で全区間最大値の139.5mm、区間②で44.0mm、区間③で109.5mmを計測した。隆起速度としては、区間③の2～3年目に57.5mmの最大隆起速度を計測した。

図-7に区間①～③における最大の路面高さを示す位置の内空変位速度(mm/年)を示す。7年間の累積内空変位量は、区間①で16.2mm、区間②で5.20mm、区間③で23.40mmと断面が縮小する方向で変形した。内空変位速度は、区間③の2～3年目に6.18mm/年と最大内空変位速度を計測した。

以上より、特に区間③における実際の変形速度を比較すると、側壁の収縮より盤ぶくれの方が顕著であることが確認でき、粘土状を呈している地山の厚さに関連して変形が生じ、坑内での変状の発生に至っていると考えられる。

また、全区間における路面隆起(図-6)と内空変位(図-7)の変形速度の経時的傾向は、前述したはく落数の推移の傾向(図-3)にも近似し、外力作用に伴う変形が、はく落を促進させている可能性も高いと考えられ、今後も注視する必要がある。

3.3 長期的な変形に伴う覆工作用荷重

図-8に実測された内空変位と合致するように鉛直荷重 P_v と水平荷重 P_h を側圧係数 $k=1.0$ (Case1) と $k=1.35$ (Case2) として骨組構造解析によりトライアル計算した解析結果を示す。盤ぶくれ区間③における7カ年の累積水平荷重増分は、ケース1で 364.2kN/m^2 、ケース2で 278.3kN/m^2 となり、顕著な隆起・変位が確認された2～3年目における最大水平荷重/年は、ケース1で 99.6kN/m^2 、ケース2で 76.1kN/m^2 となった。これは土被りに換算すると $0.5D \sim 0.3D$ 相当の水平荷重が覆工に作用したこととなる。

既往文献²⁾において、盤ぶくれ現象(隆起、内空変位量)を2次元有限要素解析によって再現しており、2次元有限要素解析における最大水平変位を計測した2～3年目における周辺地山応力 ($\sigma_x=78.0\text{kN/m}^2$ 、 $\sigma_y=60.0\text{kN/m}^2$) と本解析における作用鉛直および水平荷重値は近似しているため、概ね骨組解析においても内空変位と作用荷重の関係は再現できていると考える。

これらの結果より、断層破碎相当の地山が側方ならびに下方約 10m ($1D$ 相当) に位置しており、それらの限定された領域内 ($0.3 \sim 0.5D$ 程度) における膨張性挙動に伴う地山からの押し出しによって変形や変状の発生に至っていると考える。このこ

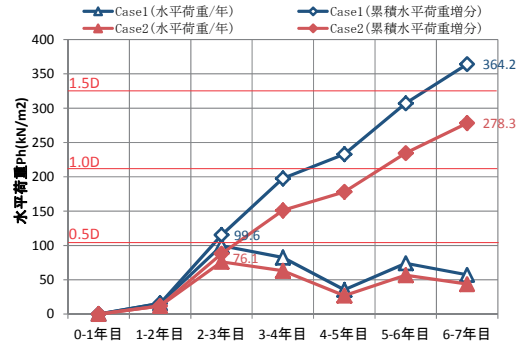


図-8 解析結果(水平荷重)

とから対策工の設計にあたっての作用外力の評価を行う場合、地質の調査結果と変形量の算定によって、その評価が可能となることが分かる。

4. おわりに

本稿では、既設トンネルにおいて、調査・計測結果と骨組構造解析をもとに、地山の変形および変状の進行性に関して考察した。その結果、①調査・計測結果と解析によりトンネルの変形は粘土状を呈している地山の厚さに関連があること、また、②外力作用を受けるトンネルにおいて、変状のはく落の進行性は、トンネル内の変形・変位との関連性が高いことなどが明らかとなった。今後は、路盤の隆起、内空変位、地中変位の計測を継続的に行うことにより、変状の発生との関連や、変位の発生深度が変化するかについての検討を進めるとともに、合理的な対策工の選定方法についても検討する予定である。

参考文献

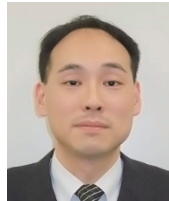
- 1) (公社)日本道路協会、道路トンネル維持管理便覧、平成5年11月
- 2) 砂金伸治、河田皓介、日下敦、淡路動太、石村利明：既設トンネルの変状の進行および対策工の効果に関する考察、第43回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、pp.304～307、2015
- 3) (公社)道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編、平成24年3月

吉岡知哉



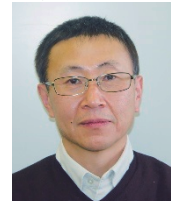
土木研究所道路技術研究グループ
プトンネルチーム 専門研究員
Tomoya YOSHIOKA

砂金伸治



土木研究所道路技術研究グループ
プトンネルチーム 上席研究員、博士(工学)
Dr.Nobuharu ISAGO

石村利明



土木研究所道路技術研究グループ
プトンネルチーム 総括主任研究員
Toshiaki ISHIMURA