盤膨れに着目した山岳トンネルの長期挙動解析

中岡　健一[1]・畑　浩二[2]・木梨　秀雄[3]

[1]正会員　株式会社大林組　技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸四丁目640）
E-mail:nakaoka.kenichi@obayashi.co.jp

[2]正会員　株式会社大林組　技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸四丁目640）
E-mail:hata.koji.ro@obayashi.co.jp

[3]正会員　株式会社大林組　生産技術本部トンネル技術部（〒108-8502 東京都港区港南2-15-2）
E-mail:kinashi.hideo@obayashi.co.jp

完成後数年から十数年経過した山岳トンネルに盤ぶくれが発生し，供用中において対策がなされた報告がしばしば見られる．トンネル掘削時に将来の盤ぶくれを見越して対策出来れば，ライフサイクルコストの削減につながり，交通への影響も回避できる．本研究では，膨張性地山の評価を行うために開発した岩盤のクリープを評価する数値モデルにより，実測された盤ぶくれ現象をシミュレートした．解析は掘削，吹付け，覆工構築の施工を考慮して連続的に行い，完成後においても長期間継続した．解析の結果，完成からある時期までは底盤の変位速度は遅く，その後，急激に変位速度が増加するといった，対象とした盤ぶくれ特有の現象を再現できた．また，下半を掘削してからインバートを構築するまでの閉合時間が，将来の急激な盤ぶくれ出現までの時間に大きく影響することが結果として得られた．

Key Words : *numerical model, creep, strain-softening, tunnel floor heave*

1.　はじめに

近年，供用中のトンネルに盤ぶくれが発生し，対策が必要となるケースがしばしば報告されている[1,2,3]．供用中の対策は交通への影響が問題となることから，盤ぶくれを評価するための研究がなされている．トンネルの盤ぶくれは竣工後，数年以上かけて発現する[1,2,4]ことから，切羽の進行などの外力の変化にはよらず，時間に依存した現象であると言える．現在研究されている主な方法は，地山の強度定数を時間とともに低下させるもので，スレーキングなどによる地山の劣化を模擬している[5]．地山の劣化はトンネル周辺の方が遠方よりも早く進むと考えられることから，各要素の劣化の度合いを，破壊包絡線と応力円の接近度に基づいて評価する方法も提案されている[1]．これらの方法では，劣化そのものの進行速度，または，掘削からの経過時間と非線形解析のステップ数との関係を他の方法によって設定する必要がある．

一方，岩石にはクリープと称する時間依存挙動が存在する．それは，応力一定の条件下における現象であり，載荷直後はひずみ速度が速く，それが徐々に遅くなる一次クリープ，その後，長い時間ひずみ速度が低い状態が続く二次クリープ，最後に，ひずみ速度が加速し，破壊にいたる三次クリープに分類されている．トンネル掘削中，地山にクリープが生じれば，内空変位は時間とともに大きくなると推定される．そこで，筆者らは膨張性地山に見られる継続的な変位はクリープが要因となっていると考え，クリープを評価するための数値モデル[6]を開発している．この数値モデルは一次～三次クリープを連続的に評価するもので，それによって結果的に，一定ひずみ速度の条件下におけるひずみ軟化現象が再現される．

ここでは，膨張性地山を評価するために開発された数値モデルを，実測されたトンネルの盤ぶくれに適用する．以下，数値モデルの概要と，盤ぶくれを対象とした数値解析結果について述べる．

2.　解析モデルの概要

(1)　パラメータsについて

解析に用いる数値モデルの詳細と考え方については既

に報告している[6]ため，ここでは概要を述べる．本数値モデルは，クリープの進行を無次元のスカラ量で表すことができるものとし，その値をsとおいた．そして，sは式(1)に則った速度で増加するものとした．

$$\dot{s}=\frac{1}{f(p)\cdot g(s)} \tag{1}$$

ここで，$f(p)$は応力pに，$g(s)$はsそのものに依存して変化する値である．pは応力の第二不変量J_2を用いて$p=\sqrt{2J_2}$とし，$f(p)$と$g(s)$は式(2)と式(3)のようにおいた．式(3)はsを横軸とした正規分布を表している．

$$f(p)=\alpha_2\exp\{q(c+\sigma_n\tan\phi-p)\} \tag{2}$$

$$g(s)=\frac{\alpha_1}{b_n\sqrt{2\pi}}\exp\left\{-\left(\frac{s-a_v}{\sqrt{2}b_n}\right)^2\right\} \tag{3}$$

ただし，σ_nは静水圧であり，α_1とα_2，q，a_v，b_nは時間依存性に関する未知のパラメータで，a_vとb_nはそれぞれ平均と分散に対応する．また，cとϕはそれぞれ強度に関するパラメータである．式(2)と式(3)の係数をそれぞれ1とした式(4)と式(5)を式(1)に代入すればパラメータがαに集約され，式(6)が得られる．

$$F(p)=\exp\{q(c+\sigma_n\tan\phi-p)\} \tag{4}$$

$$G(s)=\exp\left\{-\left(\frac{s-a_v}{\sqrt{2}b_n}\right)^2\right\} \tag{5}$$

$$\dot{s}=\frac{\alpha}{F(p)\cdot G(s)} \tag{6}$$

クリープ試験を対象とすれば，応力pとσ_nは既知で一定であるため，q，c，ϕ，a_v，b_n，αが与えられれば，式(1)はsについて逐次増分計算ができる．得られたsの計算結果の一例として$\log t-\log\dot{s}$関係を図-1に示す．図より，$\dot{s}$は一次～三次クリープのひずみ速度の変化に近似していることが分かる．

(2) sに基づいたpの計算

ここでは図-2に示すような，ばね力をせん断応力pとし，ダッシュポットの変位をsとしたリラクゼーションモデルを仮定し，有限差分法に組み込む．各解析ステップは，以下の二つの計算過程からなる．

まず，前ステップの不釣り合い力や荷重増分によって計算されたせん断応力の変化分$\mathrm{d}p$をばね力に加える．これは図-2のモデル両端に変位を加えることに相当する．次にモデル両端を固定し，各解析ステップの時間$\mathrm{d}t$とpから式(6)を用い，ダッシュポットの変位$\mathrm{d}s$を計算する．ダッシュポットに変位が生じるとばねが伸び，pが小さくなってリラクゼーションが生じる．$\mathrm{d}s$とせん断応力pは式(7)で表されるものとした．ここで，kは図-2のばね値に対応したパラメータである．

$$\mathrm{d}p=\frac{kp^2\mathrm{d}s}{\sigma_n} \tag{7}$$

(3) 各応力成分の計算

リラクゼーションを評価するステップにおいて求められた$\mathrm{d}p$から，各応力成分の変化$\mathrm{d}\sigma_{ij}$を得るために，粘性ひずみを塑性ひずみと見なし，Drucker-Pragerの降伏曲面を塑性ポテンシャルとした弾塑性構成則を適用した．これによって粘性ひずみによるダイレタンシー角ψを考慮することが出来る．リラクゼーションを計算する時間ステップ内部では，応力は変化するものの，全体のひずみは変化しないため，粘性ひずみと弾性ひずみの和は$\mathrm{d}\varepsilon_{ij}^{v}+\mathrm{d}\varepsilon_{ij}^{e}=0$である．この条件に加え，$p=\sqrt{2J_2}$の変化量が前ステップから与えられること，粘性ひずみの塑性ポテンシャルへの垂直性，そして，フックの法則である$\mathrm{d}\varepsilon_{ij}^{e}$と$\mathrm{d}\sigma_{ij}$の関係を表す式を連立させることにより，$\mathrm{d}\varepsilon_{ij}^{e}$について解くことができ，$\mathrm{d}\sigma_{ij}$が求められる．

3. 盤ぶくれ解析の条件

(1) 盤ぶくれの概要[4]

図-3，および，図-4に再現解析の対象とした鉄道トンネルのインバート部の支保工(設計)と盤ぶくれ対策，底盤変位について示す．盤ぶくれが発生した地点のインバートの設計吹付厚さは25 cm，巻厚は30 cmであり，土被りは約200 mである．図-4について，変位量右の2002年4月までの勾配を測ると約1 mm/年であり，2003年10月頃，すなわち，竣工から8年後頃から変位速度が増大していることが特徴的で，約1 mm/月となっている．2005年4月以降，変位速度が小さくなっているのは，図-3

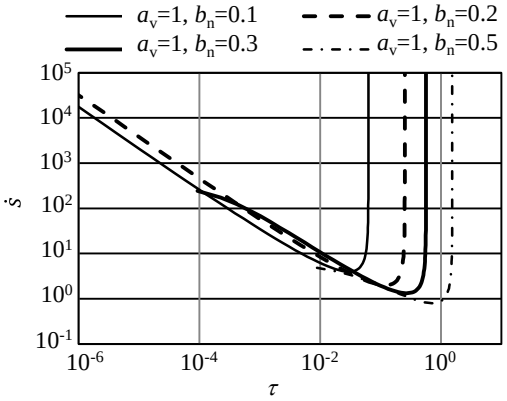


図-1 $\dot{s}$の計算結果

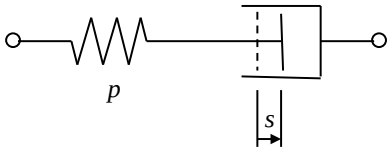


図-2 リラクゼーションモデル

に示した下向きロックボルトがこの時点で施されたためである．

(2) 岩盤の物性

表-1に岩盤の物性を示す．岩盤のヤング率はC_M級の中間値[7]とした．ポアソン比と単位体積重量は軟岩・中硬岩IIIN相当[8]とした．地山のcについては，所定の支保工により掘削が可能で，かつ，完成後に変状が生じるような値の前後を網羅的に設定し，それぞれの値について解析を行った．表の ( ) の値は，三軸圧縮試験を想定した場合の，Mohr-Coulombの破壊規準における内部摩擦角に換算した値である．時間パラメータα，q，a_v，b_nは実績値[6]を用い，kは実績値[6] 0.006を丸めた．

図-5に載荷速度を0.1 %/minとした定ひずみ速度載荷試験の解析例を示す．図において，高いピークを持つ曲線は拘束圧を0.6 MPaとした三軸圧縮試験で，その他は一軸圧縮試験である．c = 0.82 MPaであれば，地山強度比は0.52，c = 0.9 MPaであれば，0.55となる．

図-6に，**図-5**の三軸圧縮試験による強度の80 %と90 %の荷重によるクリープ試験の解析例を示す．以前の研究[6]とほぼ同じ時間パラメータを用いているため，結果もその結果に近い傾向となっている．一次~二次クリープの両対数グラフ上の直線に近い部分の勾配は，砂岩や凝灰岩の試験結果[9,10]から-0.9前後であることが読みとれる．図にはその勾配を持つ直線も併せて示した．載荷からの経過時間が短い間は解析結果による勾配の方が大きく，100 min以上経てば文献の値よりも小さくっている．

(3) コンクリートの物性

コンクリートは式(8)で表されるDrucker-Pragerの降伏条件を用いた弾塑性材料とし，破壊すれば急激に強度が低下するひずみ軟化モデルを適用した．

$$f(p)=-\alpha_c+\sqrt{J_2}+\kappa_c \qquad (8)$$

ここで，α_cとκ_cは強度定数である．**表-2**に支保工の仕様，**表-3**にコンクリートの物性を示す．表の ( ) の値は

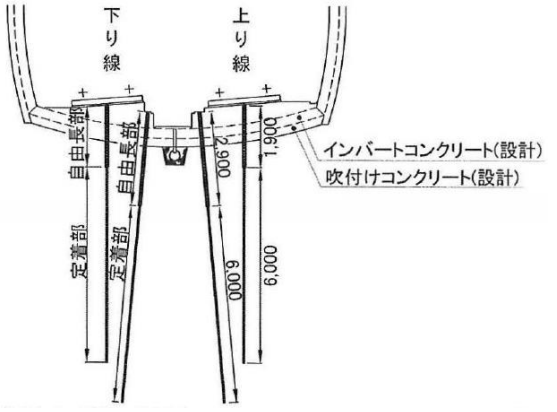


図-3 インバート部の支保工と対策

Mohr-Coulombの破壊規準における内部摩擦角への換算値である．ここで，アーチ吹付けコンクリートには，断面積を考慮した鋼製支保工のヤング率と強度を付加しており，鋼製支保工は，要素としてはモデル化しない．

吹付けコンクリートには硬化に伴ってヤング率が時間とともに高くなることを考慮した．**表-3**に示した吹付け

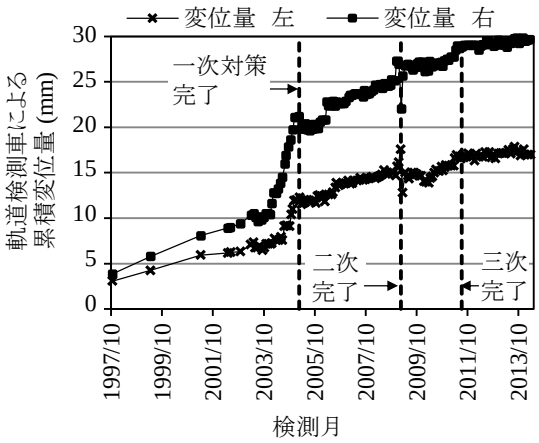


図-4 底盤変位 (文献掲載図[4]を読みとって再プロット)

表-1 解析用岩盤物性

ヤング率 MPa	ポアソン比	単位体積重量 kN/m³	式(6)のα /min	式(7)のk	式(4)のq /MPa
1000[7]	0.3[8]	21[8]	0.001	0.01	21
a_v 平均	b_n 分散	式(4)のϕ °	残留内部摩擦角 °	残留粘着力	ダイレタンシー角ψ °
300	40	17 (20.5)	14.5 (17.5)	0	0.1 (14)

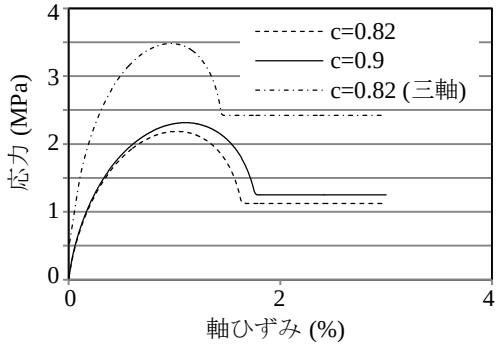


図-5 定ひずみ速度載荷試験の解析例 (載荷速度: 0.1 %/min)

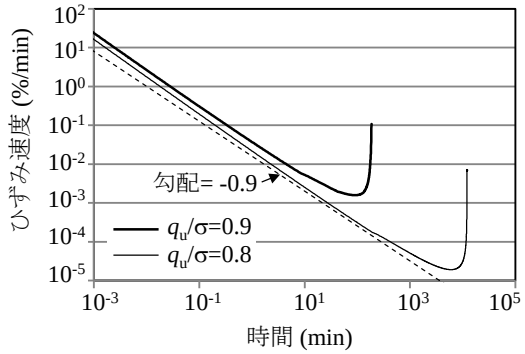


図-6 クリープ試験の解析例 (c=0.82 MPa，拘束圧: 0.6 MPa)

コンクリートのヤング率は上限値を表している．吹付けコンクリートの材齢とヤング率の関係については式(9)が示されており[11]，本研究においても，ヤング率が上限値に達するまではこの関係式を用いる．アーチ部にはこのヤング率に鋼製支保工のヤング率を考慮する．

$$E=4837.9\ln(t)+2518.8 \tag{9}$$

ここで，tは材齢(hr)，Eはヤング率(MPa)である．**図-7**に式(9)による材令とヤング率の関係を示す．コンクリートの強度定数は材令によらず一定とする．

(4) 初期応力条件と掘削解放率

ここで仮定した初期応力条件と吹付け時の掘削解放率を**表-4**に示す．初期応力は当方圧とし，岩盤には重量を考慮する．従って，初期応力は深度に比例する．

(5) 解析ステップ

施工過程を**図-8**に示す様に想定し，それに則った逐次ステップ解析を行う．**図-9**に各段階の掘削形状を示す．解析ステップは**図-9** (1)~(3) に示した通りの16ステップからなる．

(6) 解析モデル

図-10に解析モデルを示す．モデル側方の領域は4.26 D，モデル高さは96.15 mで上方の領域は5.21 D，下方の領域は3.03 Dとした．解析コードは三次元モデルを対象としているため，奥行1 mで1層のソリッドとし，全ての

表-2 支保工と覆工の仕様

	インバート	アーチ
吹付け厚	25	20
覆工厚	30	30
鋼製支保工	なし	H150

表-3 コンクリートの物性

	E MPa	ν	α_c	κ_c MPa	q_u MPa
アーチ吹付け以外	25000	0.2	0.2 (26°)	7	18.5
アーチ吹付け	29200	0.2	0.15 (20°)	11	25.6

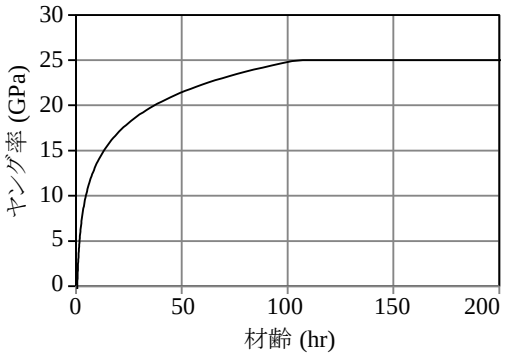


図-7 解析に用いる吹付けコンクリート材齢とヤング率の関係

表-4 初期応力条件および掘削解放率

側圧係数	土被り	吹付け時の掘削解放率
1	200 m	0.5

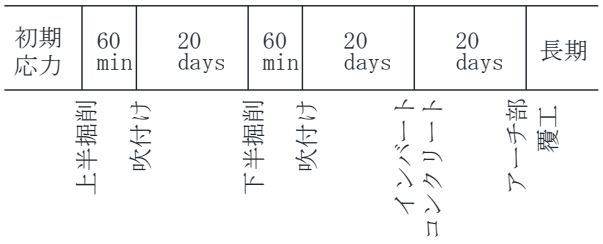
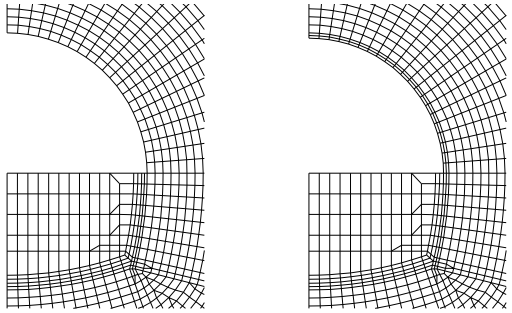
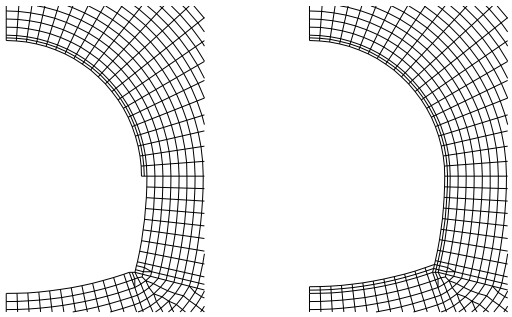


図-8 想定した施工ステップ



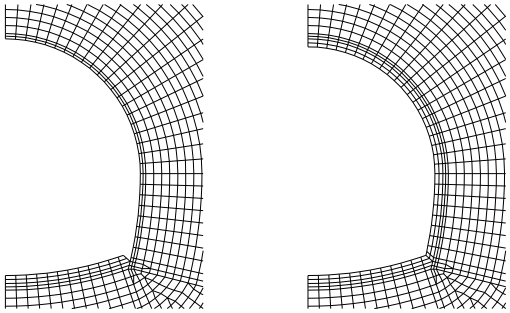
(1. 初期応力解析)
2. 上半掘削 (上半壁面固定)
3. 上半内空を作用 (0%解放)
4. 解放率50%まで除荷
5. 60分時間進行
6. 吹付発生、内空荷重 → 0
7. 20日間進行

図-9 解析ステップ (1)



8. 下半掘削 (下半壁面固定)
9. 下半内空を作用 (0%解放)
10. 解放率50%まで除荷
11. 60分時間進行
12. 吹付発生、内空荷重 → 0
13. 20日間進行

図-9 解析ステップ (2)



14. インバート発生 → 20日間進行
15. 覆工発生
16. 長時間進行

図-9 解析ステップ (3)

節点のトンネル軸方向の変位を拘束して平面ひずみ状態となるようにする．吹付けコンクリートと覆工コンクリートもソリッド要素とした．境界条件は，左辺の水平方向を固定し，上下方向は自由，上辺，下辺，右辺を上下，左右方向に固定した．岩盤に静水圧分布した初期応力を入力をするとともに，岩盤の重量を作用させることによって，不釣り合い力とそれによる変位が十分収束するまで，初期応力解析を行った．

4. 解析結果

図-11に，4ケースの*c*についての短期的な底盤の変位量を示す．トンネルが完成する時期は図中③の0.164年(約60日) である．時間0の上半掘削時と，下半掘削時において，ステップ状に弾性変位が発生し，そのあとクリープによって徐々に増加している．0.08年前後で変位の勾配が高まっているのは，後述するように (**図-13**)，この時点でインバート吹付けコンクリートの端部 (側壁との接点) にて破壊が発生したためである．*c*が大きいほど，完成時の変位量が小さくなっていることが分かる．

図-12 に，底盤の変位とともに，天端沈下量と側壁の水平変位を示す．*c* は 2 ケースとし，側壁の着目点は最もトンネル幅が大きくなる点とした．天端沈下量の大部分は上半掘削時に発生し，下半掘削時，および，その後はほとんど変化していない．一方，側壁の水平変位は，底盤変位の勾配が変化する時点で，底盤変位と同じように勾配が変化している．この時点においてインバート吹付けコンクリートの端部が降伏し，その領域の強度が低下して圧縮されることにより，側壁の水平変位が増大したと考える．また，底盤の変位は，インバート吹付けに降伏が発生する以前から既に，着目点の中で最大となっている．**表-3** に示すように，アーチ部吹付けコンクリートと，下半，および，インバート吹付けコンクリートとのヤング率に大きな違いがないことから，底盤の変位が大きいのは，アーチ部に比べて，インバート部の掘削半径が大きいためと考える．

図-13 に，前述した**図-11** において，変位の勾配が大きくなる時点のインバート吹付けコンクリートの降伏要素とインバート周辺の主応力を示す．ここで，*c* = 0.872 MPa とした．上段の t = 0.0791 yr の結果と t = 0.0822 yr の結果のインバート吹付けの主応力を比べると，端部が降伏することにより，軸力が低下していることが分かる．

図-14 に，さまざまな岩盤の *c* についての，覆工完成時における底盤変位の解析結果を示す．*c* が大きいほど，完成時の底盤変位は小さくなっている．岩盤を弾性体とすれば，底盤変位は 3.4 cm であり，*c* を十分大きくすれば，この値に漸近するものと考える．

図-15 に 4 ケースの *c* について行った解析による，底盤変位の経時変化を示す．ここで，変位は，覆工構築完了 (完成) 時からの増分とした．*c* = 0.91 MPa 以外のケー

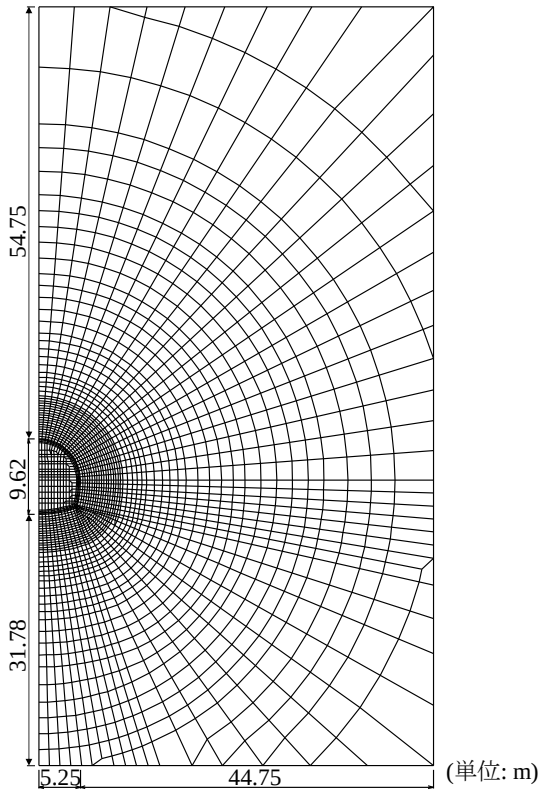


図-10 解析モデル

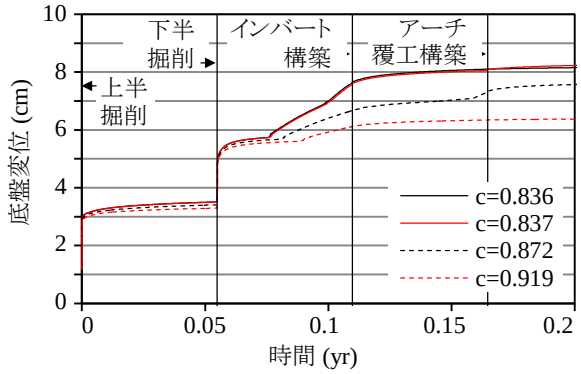


図-11 短期的な底盤の変位量

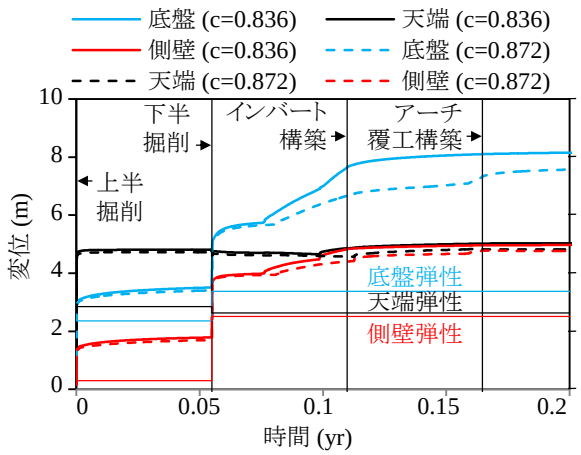


図-12 短期的な各着目点の変位量

スでは，評価時間内において変位が急激に増加する時点があり，計測された特徴的な挙動を表すことができている．計測値は，急激な変位が発生した時点で下向きロックボルトが施されたためにその後の変位が抑制されている．解析上における急激な変位の増加は，インバートコンクリートの端部の破壊により，軸力が低下した時点において生じている．以後，この時間を破壊時間と呼ぶ．破壊時間はcのわずかな違いによって大きく変化し，cに対して敏感である．今回の解析では，c = 0.817 MPaとした結果が，計測値と最もよく一致したものの，後述するように破壊時間は，インバート吹付けからインバートコンクリートを設置するまでの時間に対しても敏感に変化するため，この値が岩盤のcを表しているとは限らない．ここで，c = 0.799 MPa，および，0.91 MPaにおける地山強度比は，0.51と0.59である．

図-16に，底盤変位に加えて，天端沈下量と側壁変位も示す．底盤が破壊しても，天端には急激な変化は見られず，c = 0.799 MPaのケースでは底盤が破壊した時点から，c = 0.86 MPaのケースでは底盤の破壊から約4年経過後から，緩やかな勾配で沈下が進んでいる．これは，インバートコンクリートが破壊することによって側壁下端の支持力が失われ，脚部沈下を起こしたためと考える．側壁変位は，底盤破壊時において，急激に増加している．これは，インバートコンクリートの破壊によって軸力が失われ，それによってインバート端部から側壁に作用する水平方向の反力も失われるためである．

図-17に変位速度の経時変化を示す．**図-6**と同じように，文献[9,10]による勾配(-0.9)を合わせて示した．**図-6**に比べると直線的でやや勾配が大きい．ただし，破壊に近づけば勾配が小さくなり，10～14 yr (破壊時間は14.8 yr)の平均的な勾配は-0.88で，-0.9よりも緩勾配となった．

図-18に岩盤のcと破壊時間の関係を示す．全体的に見れば，下に凸の放物線状で，cが大きくなれば，破壊時間が長くなる傾向の曲線となっているものの，c = 0.8 ~0.84 MPaにおいて破壊時間が支配的な関係よりも遅くなっている．ここで，解析は50 yrを上限として行った．

図-19に，インバートコンクリート端部における要素の最大主応力の短期的な経時変化を示す．ここで用いている有限差分法は，10個の四面体要素を組み合わせて1つの六面体要素を構成しており，プロットした応力はそれらの四面体要素の応力を平均したものである．構成す

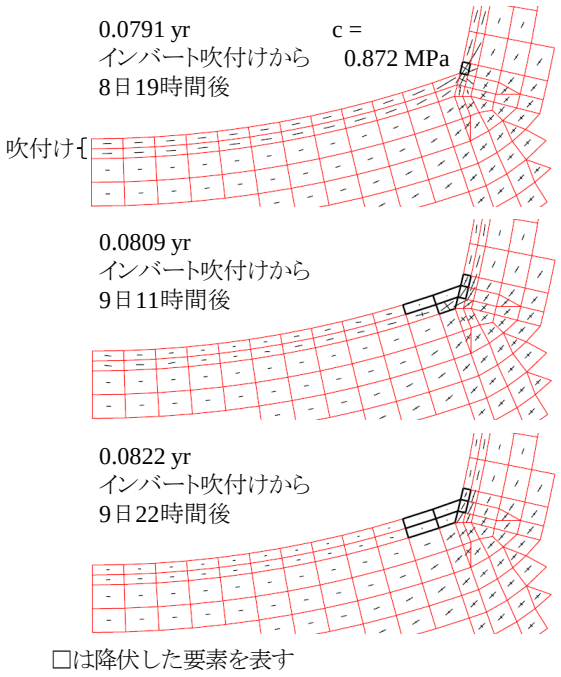


図-13　インバート吹付の降伏要素と周辺部の主応力

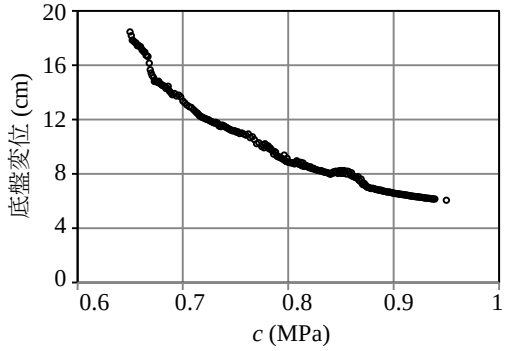


図-14　岩盤の c と覆工完成時における底盤変位の関係

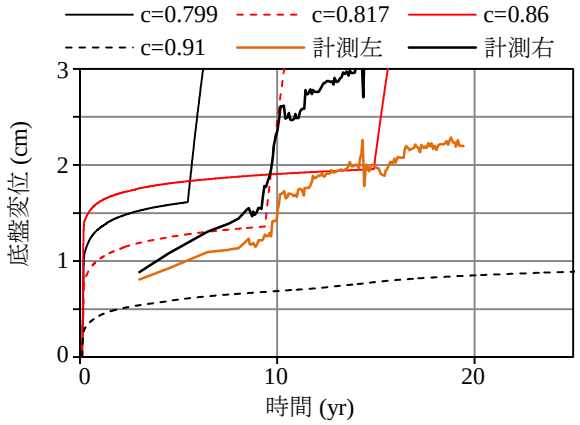


図-15　長期的な底盤変位の経時変化

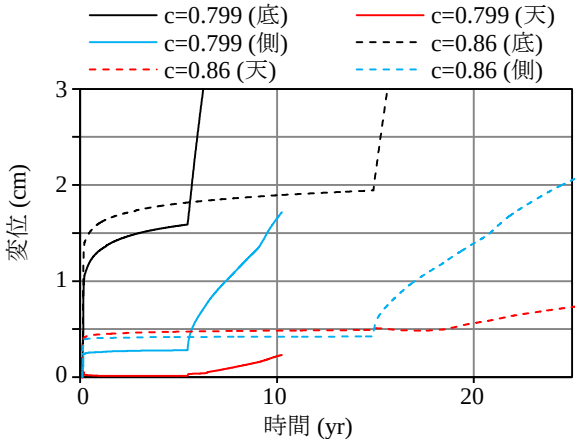


図-16　長期的な各着目点の変位の経時変化

る四面体の一つが破壊して応力が低下すると，残りの9つの四面体は応力が分担されることによって連鎖的に破壊される傾向があるため，設定した強度よりもやや小さい応力で破壊するものと考えている．c = 0.836 MPaの黒色線と0.872 MPa の赤色の実線とを比べると，約0.15 yr (55 日) までは地山のcが大きい赤色線の方が黒色線よりも，わずかではあるものの高い応力となっている．そのあと，赤色線の方が黒色線を越え，10 MPa程度で破壊して応力が低下している．この時点で1 MPa近い引張応力が最小主応力として生じているため，コンクリートの一軸強度 (18.5 MPa) よりも小さな応力で破壊している．この応力が後荷を表すものと考え，地山から受ける後荷を比較するために，インバートコンクリートと覆工の強度を十分大きくした (弾性体とした) 結果を破線で示した．c = 0.836 MPaの弾性体とした結果は黒色実線と重なっている．赤色波線と黒色線と比べると，地山強度が高くなることによって後荷が大きくなっていることが分かる．これは，地山のcが高くなれば，周辺地山のリラクゼーションの進行が遅くなり，後荷の発生源となるインバートコンクリート設置時における周辺地山の応力が高くなるためと考える．ここで用いた材料モデルは，最終的には必ずクリープが進んで残留強度に至るため，覆工設置時の地山応力が高いほど，時間が経てば覆工に作用する荷重が大きくなる．以上のことが，cが高くなっても破壊時間が短くなるケースがあることの理由と考える．その反面，cが高ければ岩盤のリラクゼーションの進行を遅らせるため，破壊時間を遅らせる原因にもなる．このように，cに対して破壊時間が一定の関係を持たないために，破壊時間に単調増加の傾向が得られないものと考える．

図-20にインバートコンクリート端部における要素の最大主応力の長期的な経時変化を示す．ここでは，破線と実線で2か所の要素についてプロットした．図中の要素①に関する赤色 (c=0.872 MPa) 破線に着目すると，時間とともに応力が大きくなり，約14 MPaとなった約5 yrにおいて破壊し，応力が低下している．赤色実線の要素②は前述 (**図-19**) のように，完成時にはすでに破壊して残留強度となっているため，要素①に応力が集中し，黒色 (c=0.836 MPa) 破線の応力よりも高くなったと考える．また，要素②は，要素①が健全な間は要素①によって拘束され，当方圧に近い状態で応力が高まっている．5年後，要素①が破壊することにより，拘束力が失われ，応力が低下している．黒色実線と黒色破線に着目すると，前述 (**図-19**) のように，要素①と要素②とも，完成時にはまだ破壊しておらず，高い応力状態を維持して支保機能を発現している．水色 (c=0.919 MPa) は岩盤の強度が高いため，支保工に作用する荷重の増加が遅く，破壊時間も遅くなっている．

図-21に，c を破壊時間が急変する境界の値としたケースの覆工設置直前の破壊要素を示す．**図-18**に示した破壊時間は，c = 0.836 MPa，および，0.837 MPaに対してそれぞれ27.2 yr，11.6 yrと，cのわずかな違いで急変してい

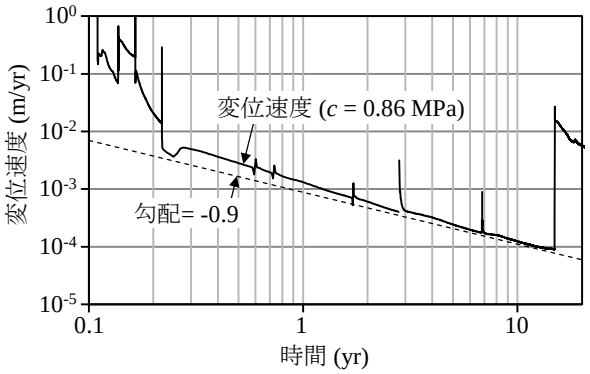


図-17　変位速度の経時変化

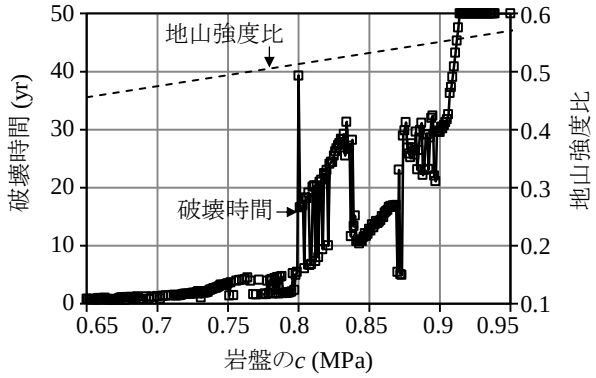


図-18　岩盤の c と破壊時間の関係

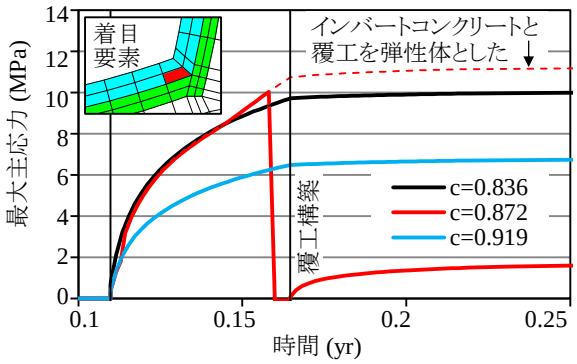


図-19　覆工コンクリートの最大主応力 (短期)

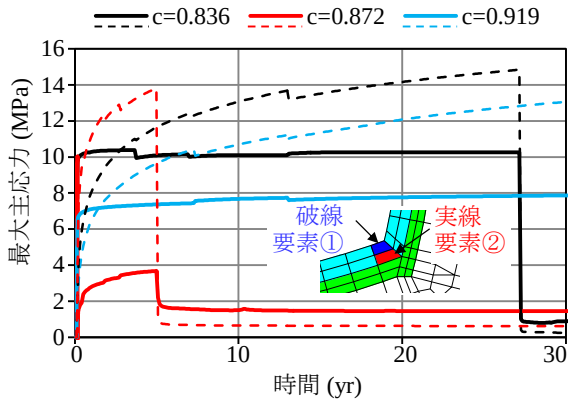


図-20　覆工コンクリートの最大主応力 (長期)

る．破壊時間の遅いc = 0.836 MPaのケースでは，インバートコンクリート端部に破壊が生じておらず，破壊時間が短い0.837 MPaであれば端部の一部が破壊している．図に示すように，覆工が設置される前のインバート端部は切欠いた形状となっているものの，この直後に覆工が設置されることによって端部の切欠き部が充填され，安定化し，長期的に地圧を支える．**図-18**において，比較的破壊時間が長いc = 0.83 ~ 0.84の範囲とその他の範囲との違いは，インバートコンクリート端部の破壊の有無によるものと判断している．0.837 MPaのケースのインバートコンクリートの破壊は，覆工設置の15 hr以内 (結果の出力間隔，解析ステップ数は1000) と直前で，それまではc = 0.836 MPaの結果とはほとんど差が見られない．このようにわずかな差が，破壊時間を大きく変化させる．

図-22にインバート吹付け完了からインバートコンクリートを施すまでの時間と，破壊時間の関係を示す．インバートコンクリート設置時における底盤変位も併せて示した．インバートコンクリートの設置時期を，インバート吹付け完了時から26日後よりも遅らせるか，8日後よりも早くすることにより，破壊時間が50 yr以上と長くなった．インバート吹付け後，直ちにインバートコンクリートを設置すると，トンネル完成時において，吹付けを破壊領域が貫通しないため，その後，高い支保性能を発揮すると考える．一方，インバートコンクリートの設置時期を遅らせると，既に後荷の発生源となる地山の応力が低下しているため，インバートコンクリートの応力の増加は小さくなり，破壊時間が長くなったものと考える．この場合，早期設置のケースに比べて地山の円周方向応力の高い領域が，底盤から少し離れることにより，トンネルが安定化していると考える．

図-23に設置時期を8日後，および，10日後としたケースの覆工構築直前の破壊要素と主応力の分布を示す．図から，設置時期を8日後としたケースでは，覆工が施される時点では破壊領域が吹付けを貫通しておらず，インバートコンクリートには破壊要素が見られない．吹付けに強度が残っているため，インバートコンクリートの応力が設置時期を10日後にしたケースよりも低減されたものと考える．この後，インバートコンクリートの全断面と吹付け一部が支保工としての性能を発揮する．一方，設置時期を10日後としたケースでは，覆工が設置されるよりも前にインバート吹付けに貫通した破壊が発生し，インバートコンクリートの一部に破壊が生じている．解析上は以上のことが，設置時期を早めると，破壊時間が長くなる理由と考えられる．

図-24に，最大せん断ひずみの分布を示す．**図-24** (a) から，ここで用いた地山物性では，覆工構築時には既に，底盤端部から斜め方向にせん断ひずみの大きな領域が伸びていることが分かる．アーチ部においては大きなせん断ひずみは発生していない．**図-24** (b) と(c) から，1年 ~ 14年後までは大きな変化は見られない．この間は，破壊領域がインバートコンクリートを貫通しておらず，まだ健全な部分が地山からの荷重を支えている．**図-24** (d) は，破壊領域がインバートコンクリートを貫通してから3年後であり，底盤部のせん断ひずみが急激に大きくなっている．この時点でのアーチ付近の最大せん断ひずみの分布は，**図-24** (a) に示した覆工構築時とほぼ同じであった．

図-25にトンネル完成時から17年後における底盤周辺の変形図を示す．覆工端部が破壊されることにより，インバートコンクリートと吹付は側壁から分離され，全体的に，上方へ移動している．側壁は，インバートコンクリートから受けていた内空側への変位を抑制する反力や，沈下を抑制する支持力を失い，内空変位と沈下が生じている．コンクリートは塑性ひずみが生じても体積は変化しないため (ψ = 0)，圧縮されて押し出されるようなひずみが生じている．

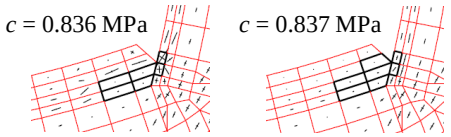


図-21　覆工設置直前の破壊要素

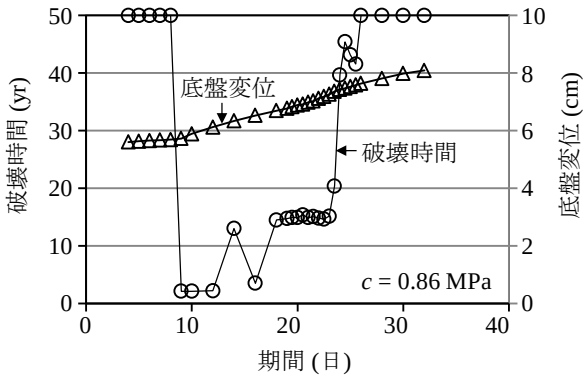


図-22　インバート構築までの期間と破壊時間の関係

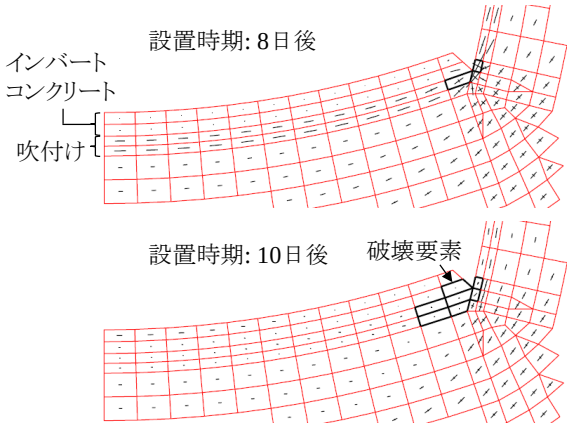


図-23　覆工構築時の破壊要素と主応力

5. まとめ

今回，クリープモデルを用いて施工段階を考慮した掘削解析を行った．その結果，対象としたトンネルに見られたような，完成から長時間経過後に盤ぶくれが急増する現象を再現できた．また解析上，その特徴的な挙動は，以下の様な仕組みで発生することが分かった．

- 先ず，インバート吹付けとインバートコンクリートを設置した後から覆工設置までの間に，地山にせん断帯が，底盤端部の角部から斜めに伸長し，これらのコンクリート端部に破壊が生じる．
- その後，覆工が設置されてインバートコンクリートが安定化され，底盤の変位速度は収束傾向となる．最後に，破壊領域がインバートコンクリートを貫通することにより，底盤からの地圧を支えられなくなり，盤ぶくれが生じる．

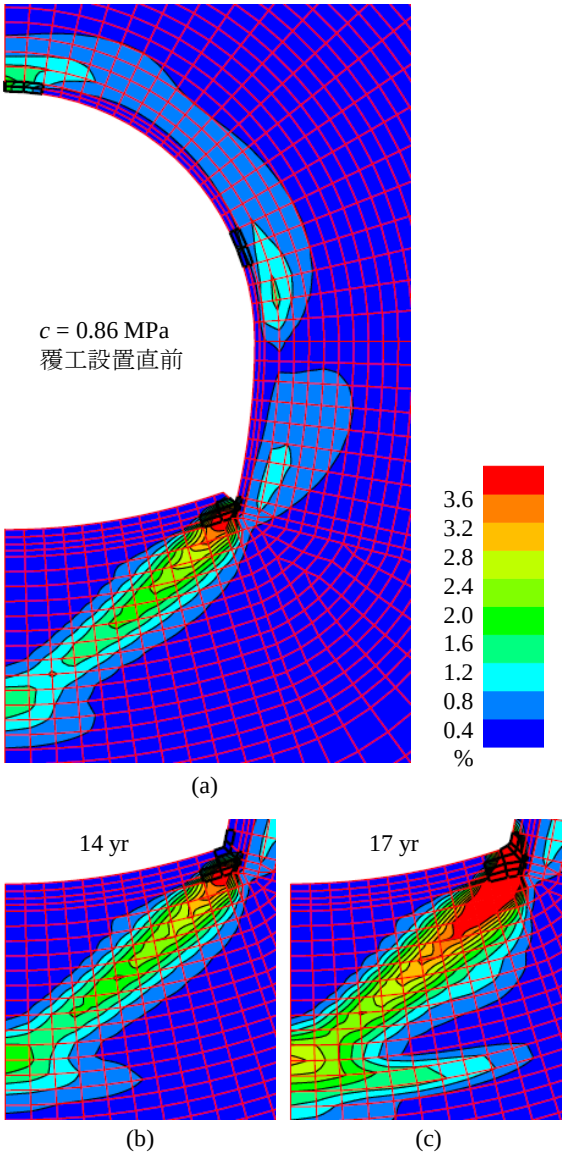


図-24　最大せん断ひずみの分布

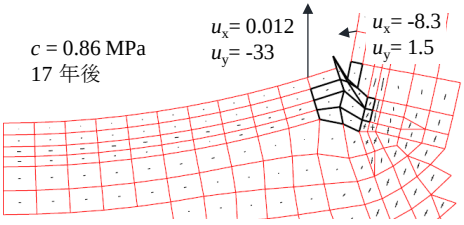


図-25　覆工設置時点からの底盤周辺の変形 (mm)

また，破壊時間は，トンネル完成時においてインバートコンクリート端部の特定部位が破壊しているか否か，あるいは，インバートコンクリートの設置時期，そして，岩盤のcによって大きく変化し，cとは単調増加といった単純な関係を持っていないことが分かった．そのためこの方法によって破壊時間を正確に予測することは困難であると判断できる．しかしながら，以下の様な条件とすれば破壊時間を長くする，即ち，トンネルの安定性が向上することが分かった．

- インバート吹付けコンクリートの端部の破壊が進む前，例えば本解析では吹付け後8 日以内に，インバートコンクリートを設置する．
- インバートを設置するまでの時間を，例えば本解析では26日以上と長くし，将来，後荷の発生源ととなる地山応力を低減させておく．

例えば本解析ではcが1 MPa以上であれば破壊時間は十分長くなり (950年以上)，cが0.8 MPa以下であれば破壊時間が10年以下となり，予測が困難な範囲は広くはない．そのため，支保パターンに応じた十分な岩盤の強度を示すことなどにより，本解析は将来の盤ぶくれに対する設計に適用できる可能性があると考えた．

参考文献

1) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，塚田和彦，朝倉俊弘: 建設時の影響を考慮した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 (トンネル工学)，Vol. 69，No. 2，pp. 105 - 120，2013.
2) 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計測および解析による変状メカニズムの考察，トンネル工学報告集，第 19 巻，pp. 173-180，2009.
3) 小林寛明，井浦智実，上野光，渡辺和之，嶋本敬介，伊藤直樹: 山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1 (トンネル工学)，vol. 71，No3 (特集号)，I_80 - I_93，2015.
4) 久保原猛，若林秀明，鈴木延彰，齋藤貴: 供用中のトンネルで未収束の路盤隆起に挑む，トンネルと地下，第 45 巻 9 号，pp.45-53，2014.
5) 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.
6) 中岡健一，畑浩二，蒋宇静: 岩石のクリープとひずみ軟化を評価する数値モデルの提案，土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol. 70, No.3 (特集号), pp. I_43 - I_56, 2014.
7) 吉中龍之進，櫻井春輔，菊地宏吉: 岩盤分類とその適用，p.51，1995.
8) 土木学会: 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務 (山岳工法編)・同解説，p.153，2006.
9) 高倉望，中間茂雄，大久保誠介: 体積軟岩を対象とした低応力レベルにおけるクリープ解析，土木学会第58回年次講演会，CS7-057，2003.
10) 羽柴公博，松井裕哉，佐藤稔紀，瀬野康弘: 岩石のクリープ挙動に及ぼす応力履歴の影響，第 35 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.313-318，2006.
11) 熊谷幸樹，松尾勝弥，平間昭信，川北眞嗣，佐野信夫：NATM における高強度吹付けコンクリートの適用とその支保工化について，トンネル工学研究論文・報告集第 8 巻，報告(17)，pp.181-186，1998.

(2016. 8. 5 受付)

LONG – TERM ANALYSIS OF TUNNEL FLOOR HEAVING

Kenichi NAKAOKA，Koji HATA and Hideo KINASHI

Recently, we can see some example of floor heaving of mountain tunnel in service. Often it was required the countermeasure to continue to use the tunnel. If it is possible to estimate the tunnel heaving during construction, we can design the countermeasure, and it will avoid future traffic hazard. So we carried out the numerical analysis of the tunnel floor heaving using the creep model to confirm the applicability of the numerical model. The step of the tunnel construction such as excavation, construction of shotcrete, lining, were taken into account in the analysis. The analysis was able to simulate the trend of floor displacement obtained by the measurement. The trend of floor displacement was that the heaving rate in the next several years will increase rapidly.It was found that the time to placing of invert concrete from bench excavation influences the time that rapid heaving occurs.