

インバート半径が路盤隆起に 与える影響に関する数値解析的検討

嶋本 敬介¹・野城 一栄²・小島 芳之³・朝倉 俊弘⁴

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: smmt@rtri.or.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: kyashiro@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: ykojima@rtri.or.jp

⁴正会員 京都大学大学院教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: asakura@kumst.kyoto-u.ac.jp

供用開始後のトンネルでは周辺地山の塑性化の進行に伴い、路盤隆起が発生し、対策工が必要になることがある。このとき、緩み範囲の把握や対策工としてのロックボルト長決定のために地中変位計測やロックボルトの軸力計測がなされることがある。トンネル掘削により発生する変位分布や応力変化については、理論、数値解析や各種計測結果から、ある程度理解が進んでいると思われるが、供用開始後の変状に対しては、地中変位分布や塑性領域、応力分布、対策工としてのロックボルトの効果等の関係は必ずしも整理されているとはいえない。そこで本研究では供用開始後のインバート部の隆起について、インバート半径に着目してそれらについて検討した。

Key Words : mountain tunnels, floor heave, invert arch radius, numerical analysis, rock bolts

1. はじめに

供用開始後のトンネルでは周辺地山の塑性化の進行に伴い、トンネル内空への押出しが発生し、対策工が必要になることがある。このとき、緩み範囲の把握や対策工としてのロックボルト長決定のために地中変位計測やロックボルトの軸力計測がなされることがある。トンネル掘削により発生する変位分布や応力変化については、理論、数値解析や各種計測結果から、ある程度理解が進んでいると思われるが、供用開始後の地圧による変状に対しては、地中変位分布や塑性領域、応力分布、対策工としてのロックボルトの効果等の関係は必ずしも整理されているとはいえない。そこで本研究では供用開始後の地圧による変状に着目してそれらについて検討する。

供用開始後の地圧によるトンネル変状としては、矢板工法では、背面空洞に起因する側壁のひび割れ、押出し、インバートがない場合における路盤隆起等の事例が多くみられる。一方で NATM により施工されたトンネルでは、トンネル背面に空洞が残りにくいこと、上半、下半

には一般的に掘削時の変位を抑える目的で吹付けコンクリート、鋼製支保工、ロックボルトといった支保がなされ、さらに覆工も打設されることから、供用開始後に上下半に変状が発生した事例は比較的少ない。一方で NATM のインバート部は矢板工法と比べて大きく構造が変わっておらず、上下半と比べて曲率半径が大きく支保がないことが一般的であるため、NATM では路盤隆起の変状事例^{例えば 1)2)}の割合が多いように思われる。よって、本研究では地圧による変状として、NATM トンネルの供用開始後の路盤隆起に着目する。

ここで、供用開始後の変状は一般的にトンネル建設時の状況が大きく影響していると考えられる。よって本研究では、トンネルの建設から供用開始後に発生する路盤隆起およびその対策工までを一貫してモデル化することにより、建設時の影響を考慮して供用開始後のトンネル変状、特に路盤隆起を評価する。トンネルの建設は NATM を想定して 3 次元掘削解析により表現する。供用開始後の変状は、トンネル周辺地山の強度低下による塑性化として表現する。

2. トンネル掘削時の検討

(1) 解析条件

解析モデル図を図-1に示す。土被りを200mとし、トンネル延長50mをモデル化して掘削解析を実施した。対称性を考慮して半断面の解析とし、上面以外をローラー支持、上面には土被りが200m相当となるように残りの175.2m分の荷重を作用させた。側圧係数は土被りが50m以上の場合は1.0程度となることが多い³⁾ため、初期応力として、全要素に側圧係数 $K=1.0$ となる応力を土被りに応じて与えている。なお、トンネル断面は新幹線トンネル複線断面を想定している。

解析ケースは表-1に示す通り、インバートの曲率半径（以下インバート半径）をパラメータとして5ケース、さらに標準的なインバート半径13.25mのケースについては、供用後の下向きロックボルトの長さをパラメータとして3ケース、合計8ケースを実施した。ただし、本章はトンネル掘削時の検討であるので、ケース3-1～ケース3-3については対象外である。それぞれのインバート半径についてトンネル完成後の断面図を図-2に示す。また、インバート曲率とインバート部掘削断面積の関係を図-3に示す。これより、インバートの曲率と掘削断面積の関係は線形的であることがわかる。

地山はMohr-Coulombの破壊規準に従う弾完全塑性体

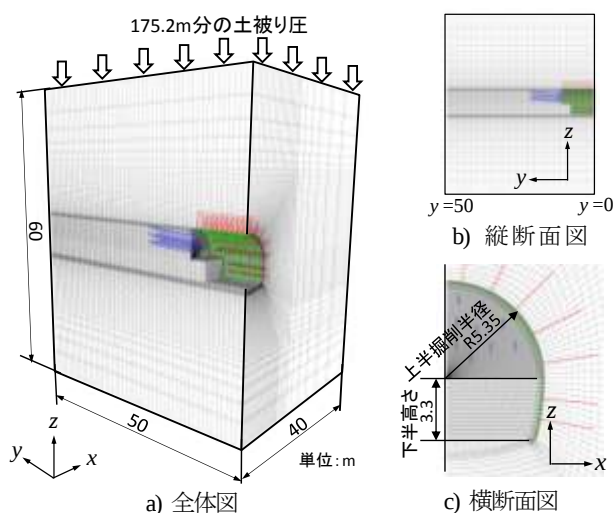


図-1 解析モデル図（ケース1）

表-1 解析ケース

解析ケース	インバートの 曲率半径(m)	供用後の下向きロック ボルトの長さ(m)
ケース 1	8	なし
ケース 2	10	
ケース 3	13.25	
ケース 3-1		3
ケース 3-2		5.5
ケース 3-3		8
ケース 4	20	なし
ケース 5	40	

としてモデル化した。物性値は、まず地山強度比 C_t （地山の軸圧縮強度を土被り圧で除して得られる値）を $C_t = 0.5$ と設定した。土被り圧は単位体積重量 γ を $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、土被り h を $h=200\text{m}$ として、それらの積 γh としている。これらの関係から地山の軸圧縮強度 f_c が決定され、その他の物性値については、アイデンら⁴⁾や蔦ら⁵⁾が整理した、軟岩における軸圧縮強度と各種の物性値の相関関係を参考にして、軟岩を想定した一般的な値として表-2のように設定した。

(2) 掘削解析

解析の流れを表-3に示す。掘削解析は、表-3に示した通り、1mずつ実施しており、それぞれの上半切羽位置で○が記載されている内容を左から右に順に解析で実施している。掘削は要素を除去することで表現し、ベンチ長は3mで実施した。

支保パターンについては、一般的なものとして表-4のように設定した。ロックボルトは全ケースにおいて、

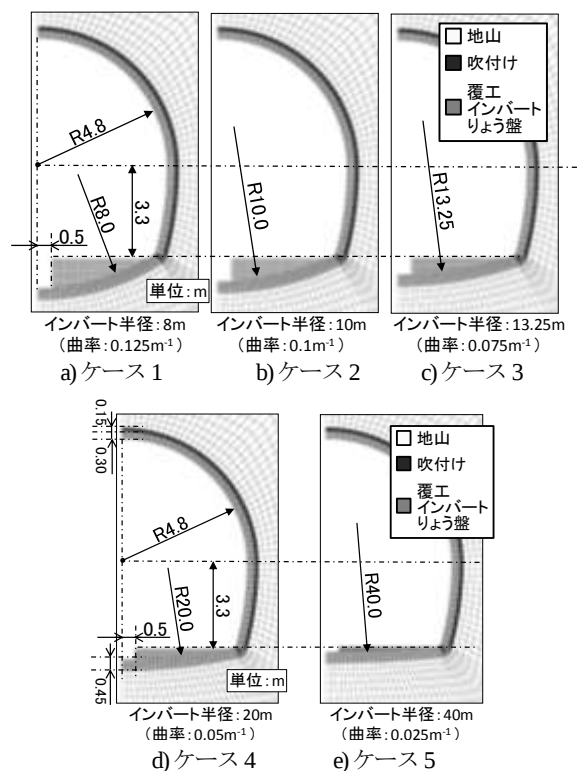


図-2 解析ケースとトンネル断面図

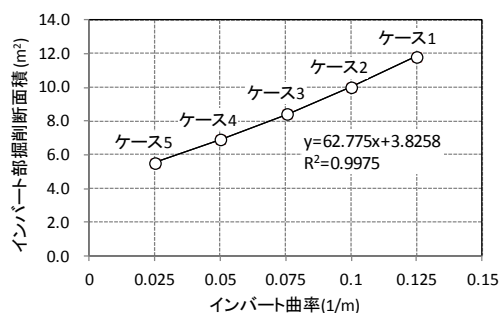


図-3 インバートの曲率と掘削断面積の関係

表-2 解析に使用した地山の物性値

物性		単位	物性値
一軸圧縮強度	f_c	MPa	2.0
単位体積重量	γ	kN/m ³	20
弾性係数	E	MPa	210
ポアソン比	ν	-	0.36
せん断強度	c	MPa	0.58
内部摩擦角	ϕ	°	30
ダイレイタンス角	ψ	°	10

表-3 ケースごとの解析の流れ

上半切羽位置 y(m)	鏡ボルト	上半掘削	上半支保工 (鋼製支保工、吹付け、RB)	下半掘削	下半支保工 (鋼製支保工、吹付け、RB)
y=0→1	○	○	○		
y=1→2		○	○		
y=2→3		○	○		
y=3→4		○	○	○	○
y=4→5		○	○	○	○
y=5→6		○	○	○	○
y=6→7		○	○	○	○
y=7→8		○	○	○	○
y=8→9		○	○	○	○
y=9→10	○	○	○	○	○
y=10→11		○	○	○	○
中 略					
y=45→46	○	○	○	○	○
y=46→47		○	○	○	○
y=47→48		○	○	○	○
y=48→49		○	○	○	○
y=49→50		○	○	○	○

*上半掘削，下半掘削（要素除去）後には収束計算を実施

上半 10 本，下半 4 本の 14 本（半断面で 7 本），長さ 3m のロックボルトを Cable 要素によりモデル化した。吹付けコンクリートについては，弾性係数 $E=4000\text{MPa}$ ，ポアソン比 $\nu=0.2$ の弾性体として，ソリッド要素でモデル化した。

表-3 に示した 50m 分の掘削および支保が全て完了した後，インバート部掘削を実施した。インバート部掘削は，実際は 10.5m 程度を 1 スパンとして実施するが本解析では簡単のため，モデル化した 50m 分を一度に実施している。その後，全ケースで図-2 に示すインバートおよび覆工の打設を実施した。

なお，12.5m の鏡ボルトをラップ長 3.5m として上半切羽に 18 本（半断面で 9 本），Cable 要素によりモデル化している。

(2) 解析結果

本章の解析結果は，先述したとおり，インバート掘削前までについて述べるため，ケース間で本質的な差がないことから，ケース 3 のみについて示す。

トンネル延長方向を y 軸として y=23m 位置（図-1 参照）のトンネル中央部（センターライン）のインバート下の地中変位，応力状態を図-4 に示す。縦軸はインバート上面からの深度としている。すなわち，図-2 の中央通路部のインバート上面からの深度ということになる。

表-4 支保構造

場所	鋼製支保工	吹付け	RB
上下半	150H	150mm	3m×14 本
インバート部	なし	なし	なし

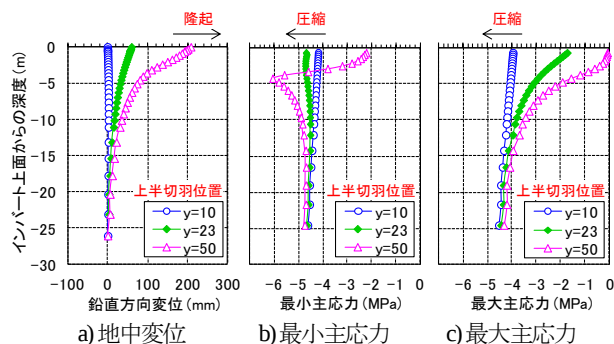


図-4 y=23m 位置路盤部の地中変位，応力状態（建設時）

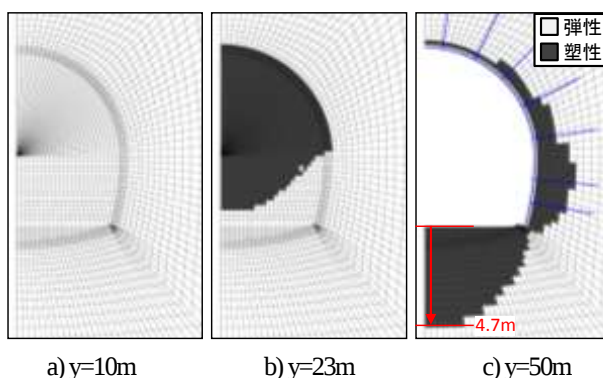


図-5 y=23m 位置における，切羽進行に伴う塑性領域の変化

なお，この段階ではインバートは未掘削であり，インバート部，中央通路部は地山要素となっているが，次章の供用後の地中変位，応力と同じ縦軸とするために，このような整理としている。地山の応力については圧縮を負として整理している。本報告では地山の応力は最小主応力，最大主応力ともに常に圧縮であるため，以降，圧縮応力が大きくなることを応力が増加する，あるいは大きくなると記載し，圧縮応力が小さくなることを応力が低下する，あるいは小さくなると記載する。

図-4 よりトンネル掘削時の路盤部の地中変位は解析結果では深度 20m 程度から発生しており，特に深度 5m 以下で大きくなっていることがわかる。最小主応力は，切羽未到達の y=10m の時点では，土被りに比例して大きくなっているが切羽が近付き y=23m となると，トンネル近傍で圧縮応力が大きくなり，切羽が通過すると，インバート上面からの深度 5m 弱の位置において応力状態が急変し，応力が小さくなっていることがわかる。最大主応力は切羽の進行にしたがって，徐々に小さくなっていることが分かる。

ここで，図-5 に上半切羽位置が y=10m，y=23m，y=50m 時点における，y=23m 位置の塑性領域図を示す。これより，圧縮応力が急変しているインバート上面からの深度 5m 弱は塑性領域と一致していることがわかる。

3. 供用中の変状に関する検討

本章では前章のモデルを引き継ぎ、トンネル供用中に発生する変状のシミュレーション解析を実施する。

(1) 解析条件

ここからの供用開始後の解析は、掘削変位が比較的十分に収束している $y=20\sim 25\text{m}$ の 5m 区間のみを取り出し解析する。具体的には、 $y=0\sim 20\text{m}$ と $y=25\sim 50\text{m}$ の要素を削除し、 $y=20\text{m}$ と $y=25\text{m}$ の面をローラー支持とし、変位はリセット、応力は保持した状態を初期条件とした。吹付けコンクリートの物性値は本章から覆工、インバートの物性値と同じに変更している。これらコンクリートに使用した物性値を表-5 に示す。Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化しているが、引張破壊についてはひび割れを表現することを目的として、引張破壊後に発生する塑性引張ひずみの増加に伴って、引張応力が指数関数で低下するモデルとしている。

数値解析で供用中の変状をモデル化する場合、荷重の与え方や荷重値の設定には困難が伴うが、本解析ではたとえば文献 6),7),8) のように地山の強度低下により変状を表現するモデルによる解析を行った。このモデルでは地山の強度を全解析領域で一様に低下させても、トンネルから離れた応力状態が安定な要素では塑性化せず、強度低下の影響が及ぶのはトンネル近傍の塑性化範囲のみに限られることから、全領域で一様に強度低下をさせる場合もある。しかし、本研究の主題は供用後の変状発生時の地中変位分布や応力状態、ロックボルト効果の把握であり、これらには地山の強度分布が大きく影響するため、トンネル近傍ほど地山の強度が小さく、遠方では強度低下が発生しないような、地圧によるトンネル変状の実際に近い強度分布となるようなモデル化とした。

具体的な地山強度の低減手法としては、里ら⁹⁾の研究を参考に破壊接近度に応じて強度低下が発生するとした。破壊接近度 R は式(1)で示される、Mohr-Coulomb の破壊規準への接近度とする。

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \quad (1)$$

スレーキングやスウェリングといった岩の劣化の性質は、強度や空隙特性に深く関わっており、膨張性粘土鉱物を多量に含む岩石であっても岩石の強度や拘束圧が十分に大きい場合には発生しないことが知られている¹⁰⁾。トンネルの掘削に伴ってトンネル周辺地山の応力状態が変化し、割れ目が発達したり間隙比が増加した場合、さらに地山が破壊した場合には、スレーキングやスウェリングの性質が発揮されやすくなると考えられる。すなわち、地山の応力状態が地山強度に対してある程度小さければスレーキングやスウェリングに伴う強度低下は発生しにくいと考えられる。以上のことから、 $R < R_{EL}$ であれば

表-5 解析入力物性値（覆工、インバート、吹付け）

項目		単位	物性値
一軸圧縮強度	f_c	MPa	21
単位体積重量	γ	kN/m ³	23.5
弾性係数	E	MPa	20000
ポアソン比	ν	-	0.2
せん断強度	c	MPa	4.9
内部摩擦角	ϕ	°	40
ダイレイタンス角	ψ	°	12
引張強度	σ_t	MPa	1.75

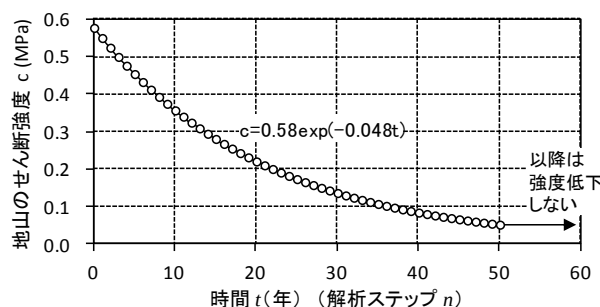


図-6 地山の強度と時間経過の関係（常に $RR=1$ の場合）

ば強度低下せず、 $R_{EL} \leq R \leq 1.0$ の時には、 R が大きいほど強度が大きく低下するモデルとした。すなわち R_{EL} は強度低下の有無に関わる破壊接近度の限界値であり、本解析では、 $R_{EL}=0.6$ と設定した。

強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じてせん断強度 c を時間 t の関数として低下させる手法とした。今回、50 ステップに分けて徐々に強度低下させるものとし、解析ステップ n として、 $n=t$ (年) とした。 $n=1\sim 50$ の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。解析ステップ n におけるある要素 m の強度低減率 $RR(n, m)$ は、式(2)のように定義した。

$$RR(n, m) = \begin{cases} \frac{R(n, m) - R_{EL}}{1.0 - R_{EL}} & (R(n, m) - R_{EL} \geq 0) \\ 0 & (R(n, m) - R_{EL} < 0) \end{cases} \quad (2)$$

ここではせん断強度 $c(n, m)$ は式(3)のように定義した。

$$\begin{aligned} c(n, m) &= c_0 \cdot \exp(-a(n, m) \cdot t) & (0 \leq t \leq 50) \\ c(n, m) &= c_0 \cdot \exp(-50 \cdot a(n, m)) & (50 \leq t) \\ a(n, m) &= a_0 \cdot RR(n, m) \end{aligned} \quad (3)$$

式(3)に示す通り、今回は $t=50$ 年で地山の強度低下が収まると仮定した。 a は実際には、スレーキング試験結果等の劣化要因を考慮しつつ、現実の変位計測結果とフィッティングすることで求めることになるが、今回は実トンネルの解析ではなく、一般的なトンネル変状発生時の定性的な変位、応力分布の把握が目的であるので、インバート半径 13.25m でインバート隆起が 50mm 程度発生するようという観点から $a=0.048$ とした。図-6 に最も強度が低下した地山要素、すなわち常に強度低減率 $RR=1$ の地山要素のせん断強度 c と時間 t の関係を示す。

(2) 解析結果

a) ケース 3 (R=13.25m) の解析結果

前述した解析条件で解析を実施し、得られた地山のせん断強度分布を図-7 に、塑性領域分布を図-8 に示す。これより、徐々に地山の強度低下が進行し、塑性領域も拡大していることがわかる。細かい点を言えば、地山の全要素が一様に強度低下するようにした場合^{例えば}は掘削の影響を受けた地山の要素だけでなく、影響を受けていない要素までも強度低下させるので、塑性領域は時間経過とともに顕著に拡大していくが、今回のモデルの場合には塑性領域の拡大は若干であることがわかる。今回のモデルの場合にも、塑性領域内の地山の強度が低下し、保持できなくなった応力が再配分され、周辺地山が負担することとなり、塑性領域が拡大していくことを予想していたが、若干はそのような現象が確認されたものの顕著ではなかった。実トンネルの塑性圧による変状がどのようなメカニズムで発生しているのかは重要な問題であり、モデル化として強度低下で良いのか、強度低下で良いとしたらどのような低下手法が適切であるのかは対策工設計の上でも重要な問題であり、今後更なる研究が必要であると考ええる。

供用中の地山の強度劣化に伴う変状について、ケース 3 の路盤部 (y=23m) の地中変位、応力分布を図-9 に示す。図-4 の掘削時の地中変位と比較すると、鉛直変位量が掘削時は最大 200mm、供用中は最大 50mm と平等な比較ではないものの、そのことを差し引いても、供用中の変状は、掘削時よりも地中変位の影響範囲が狭いことがわかる。掘削時の地中変位の影響範囲は、今回の解析では塑性領域の 3 倍程度の範囲に及んだのに対して、供用後の地中変位の発生範囲は塑性領域と一致している。

続いて、図-4 と図-9 の応力状態の変化を比較すると、掘削時よりも供用中の方が応力の変化量が小さいことがわかる。また、最大主応力は、掘削時は切羽の進行とともに低下していたのに対して、供用中ではインバートが打設されているため、時間が経過するほど、すなわち強度が低下するほど圧縮応力が大きくなっていることがわかる。この最大主応力は、インバートに作用する応力とも読み取ることができ、図-9 の最大主応力のグラフは時間が経過するほど、インバートに作用する応力は大きくなり、インバートの隆起量も大きくなるという状況を示している。

b) インバート半径の影響

図-2 に示したように、インバート半径をパラメータとして実施した解析の結果を以下に示す。

図-10 に経過時間とインバート変位量の関係を示す。インバート半径が大きいほどインバート隆起量が大きいことがわかる。

図-11 にインバート変位量とインバートに作用する応力 (インバート中央通路部直下の地山要素の最大主応力) との関係を示す。荷重-変位の関係とみると、インバー

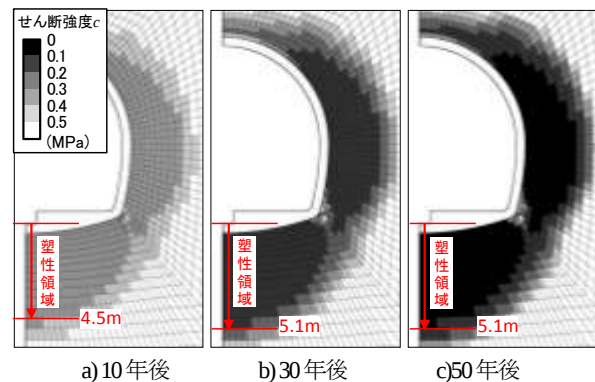


図-7 10, 30, 50年後のせん断強度分布 (ケース 3, R=13.25)

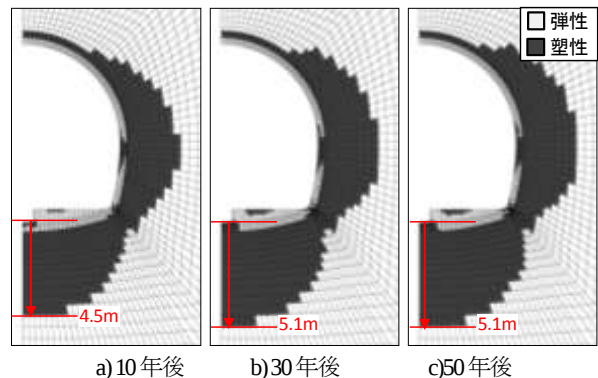


図-8 10, 30, 50年後の塑性領域分布 (ケース 3, R=13.25)

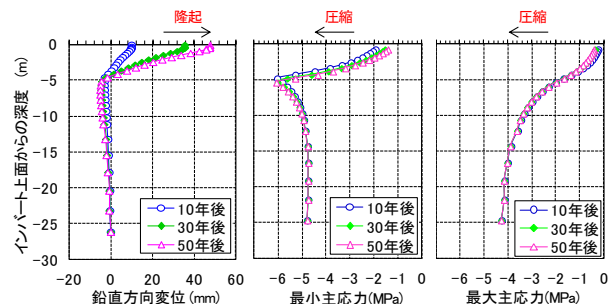


図-9 路盤部の地中変位、応力分布 (R=13.25m, 供用中)

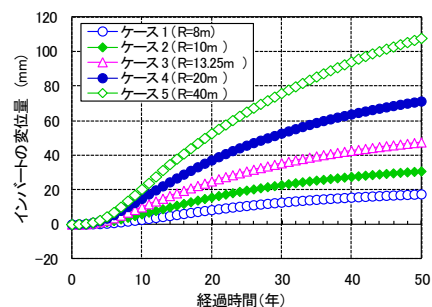


図-10 経過時間と変位量の関係

ト半径が小さい程、剛性 (荷重-変位の傾き) の大きい状態を保持できていることがわかる。

図-12 に 50 年後の時点でインバートに作用する応力とインバートの変位量の関係を示す。ケース 1~5 の他に、覆工とインバートを剛とした解析も実施し、この結果もプロットしている。これより、本解析では 0.7MPa 程度

(初期地圧 4MPa の 2 割弱に相当) の内圧をインバートに与えることができればインバートの変位を抑止できることがわかる。

図-13 に横軸をインバート半径、縦軸を費用対効果としたグラフを示す。ここで、「効果」は各ケースのインバート変位量と $R=40\text{m}$ のケースのインバート変位量との差、「費用」はインバート部掘削断面積の 2 乗と仮定した。このような条件の下では、 $R=13.25\text{m}$ のケースで最も費用対効果が大きい結果となった。

図-14 にインバート中央通路部直下の地山要素の最小主応力、最大主応力の経時変化を示す。ここで、最小主応力は水平方向応力、最大主応力は法線方向応力（インバートに作用する応力）に該当する。これより、インバート半径が大きい程、最小主応力は大きく低下し、最大主応力はあまり増加しないことがわかる。すなわち、図-15 の模式図に示す通り、インバートの剛性が小さい場合、地山の強度が低下すると、インバート下地山からインバートに荷重が作用するが、インバートが容易に隆起するため、最大主応力の増加は大きくはならず、最小主応力が大きく低下することがわかる。なお、最小主応力、ここでは水平方向応力が低下すると、その分の水平方向応力は深部の地山で負担することになる。すなわち、インバート剛性が低いほど深部地山への応力再配分により塑性領域が広がりやすいと考えられる。図-16 にインバート半径と塑性領域の関係を示す。インバート半径が小さい程インバート剛性が高いとみなせるが、形状も変わるため、インバート剛性と塑性領域の広がりには限定した関係が得られているわけではないが、インバート半径が大きいほど塑性領域が拡大しやすい傾向が見られる。

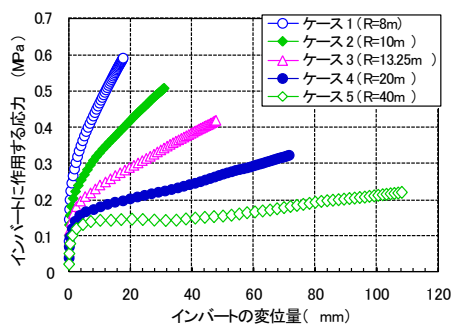


図-11 インバートに作用する応力と変位量の関係

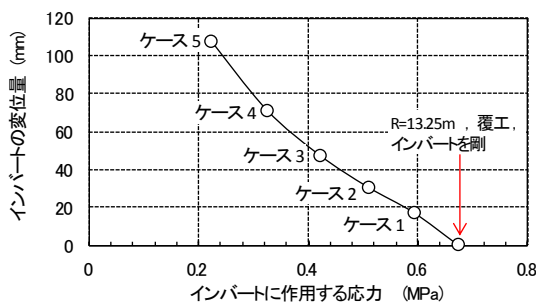


図-12 インバートに作用する応力と変位量の関係 (50年後)

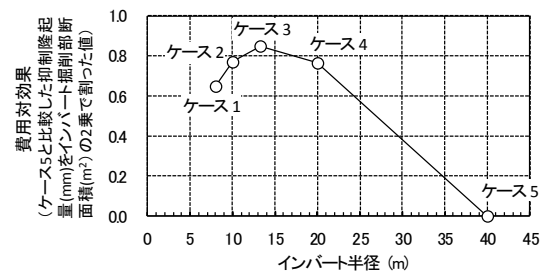


図-13 インバート半径に関する費用対効果試算の一例

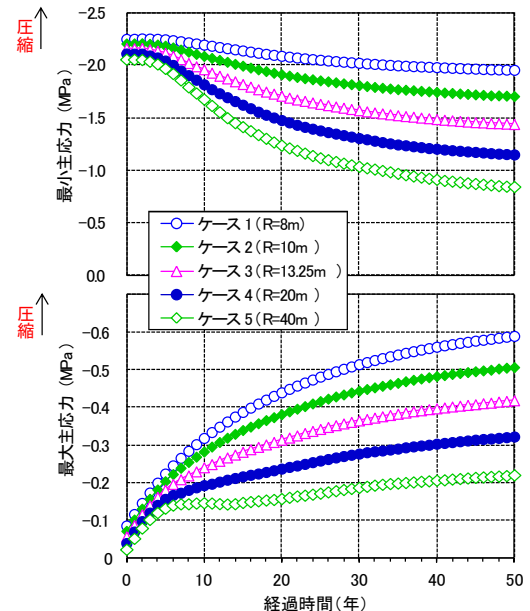


図-14 地山強度が低下する時の時間経過とインバート下の地山の応力状態の関係

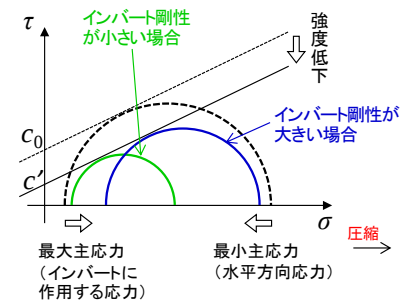


図-15 供用中の地山強度低下による路盤隆起発生時のインバート下地山の応力状態変化の模式図

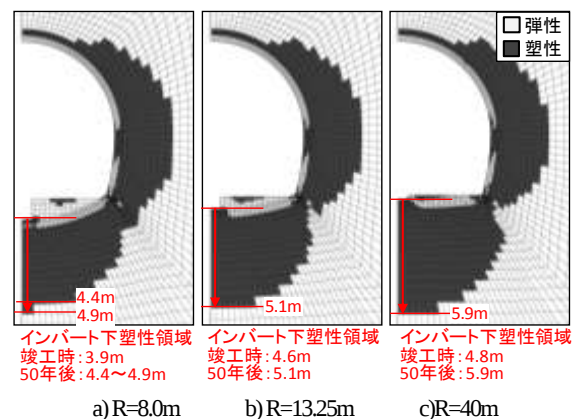


図-16 インバート半径と塑性領域の関係 (50年後)

c) ロックボルト長さの影響

ここでは、供用中の変状対策工としてのロックボルトの長さをパラメータとして実施した解析の結果を以下に示す。路盤隆起が 20mm に達した時点で下向きロックボルトによる対策工を施工するという解析を実施する。

ロックボルトのモデル化には Cable 要素¹³⁾を使用した。Cable 要素は一定以上のせん断力が作用した場合にはスライダにより、周辺要素との滑り（付着切れ）が表現されるモデルとなっている。解析に使用したロックボルトの物性値を表-6 に示す。Cable 要素の頭部とインバートの上面との間に相対変位が発生しないようにすることで、ベースプレートを表現している。なお、付着強度 c_g は地山の強度の関数として設定しているが、地山のせん断強度は解析ステップとともに低下していくことから、付着強度 c_g も解析ステップとともに低下させている。Cable 要素は本解析では 5.5m のロックボルト 1 本当たり、24 回の繰り返し構造としており、すなわち 5.5m 中に 24 個のスライダを有している。1 つ 1 つのスライダに付着強度 c_g が設定されており、付着強度を超えるせん断力が作用した場合には付着切れが発生する。それぞれの c_g は解析ステップごとに最寄りの要素のせん断強度により修正している。これにより、トンネル近傍の地山強度が低下した場合に、トンネル近傍部の Cable 要素のスライダの c_g は低下するものの、トンネルから離れた地山の新鮮部では c_g が低下せず、定着がしっかりと取れるということを表現できる。なお、2 章では説明を割愛したが、建設時の支保としての上半、下半のロックボルトについても同様のモデル化としている。

図-17 にインバート変位量と経過時間の関係を示す。

図-18 にロックボルトの軸力分布の経時変化を示す。これより、ロックボルトによりインバート隆起速度を抑制できていることがわかる。ロックボルトの長さが 5.5m でちょうど塑性領域の広さ（すなわち地中変位の発生範囲、いわゆる緩み範囲）と同程度となる。図-17 より、ロックボルトの長さが塑性領域よりも短い 3m であっても、打設当初は若干効果を発揮することがわかる。ただし、その後は効果がほとんどなくなっている。図-18 よりボルト長 3m の場合は軸力は 25 年後（打設から 5 年後）が最も大きく、その後、35 年後、45 年後と経過するに従って小さくなっていることがわかる。これは、先述したとおり、本解析において、ボルトと地山の間の付着強度の劣化を表現しているためである。ボルトが 8m ある場合には、図-17 より、長期的に隆起抑制効果が得られていることがわかる。軸力分布をみると、図-18 c) より弾性領域である 5.5m 以深で軸力の変化が大きいく、すなわち定着が取れ、大きなせん断力を得ており、先端の深度 7~8m の位置では軸力が 0 になっており、まだ余裕があることがわかる。参考までにボルト長 10m のケー

表-6 解析に使用したロックボルトの物性値

項目	単位	物性値
弾性係数	E	GPa
単位長さ当たりのせん断ばね剛性	k_g	MN/m ²
単位長さ当たりの付着強度	c_g	kN/m
摩擦角	ϕ	°
降伏応力	σ_t	MPa

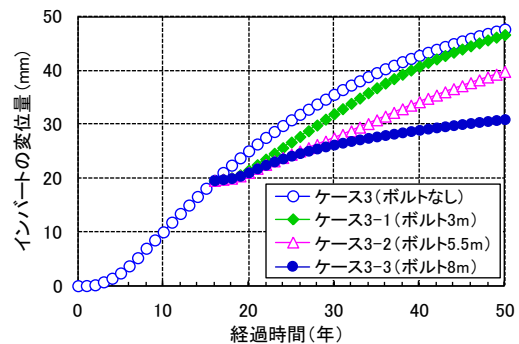


図-17 ロックボルトによるインバートの隆起抑制効果

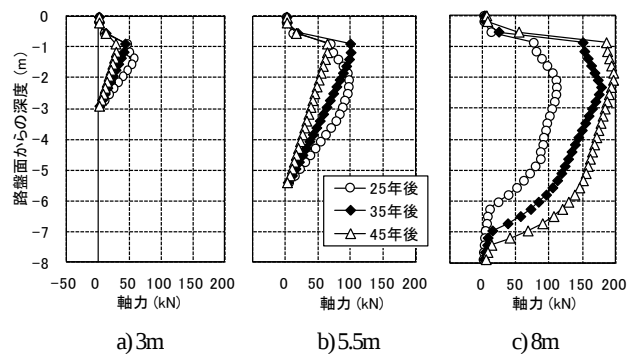


図-18 ロックボルトの軸力分布

スも実施したが、やはりボルト長 8m のケースと隆起抑制効果は同じであった。とはいえ地山の不確実性やばらつきを考慮すると、ボルト長 8m というのは十分な余裕ではないので、塑性領域の倍程度の長さ（10m 以上）のボルトを打設するというのが妥当であるとも考えられる。

なお、本解析では図-18 c) より、塑性領域よりもかなり浅い位置で軸力がピークを迎えている。ボルトの軸力のピーク位置はボルト軸方向のせん断力の向きが変化する位置と一致するため、ベースプレートがない場合には塑性領域と弾性領域の境界付近で軸力がピークを迎える。一方で今回のモデルでは、ベースプレートをモデル化しており、インバート上面とロックボルト頭部が相対変位なく隆起するため、インバート上面よりも隆起量大きい領域と小さい領域の境界で軸力がピークを迎えることとなる。ベースプレートが存在する場合には軸力分布のピーク位置がトンネル内面側に寄ることは当然で、多くの論文等でも示されているものの^{例えは 12)13)}、実務ではベースプレートの効果を見逃し、軸力のピーク位置が緩み

領域と一致するとして評価されてしまうこともあり、軸力計測結果の評価時に注意を要する。軸力分布から塑性領域を推定しようと思うと、軸力分布の傾きが変化するところ(図-18 c)では深度 5~6m より深い箇所では、定着が取れていると考えられ、弾性領域であると推定できる。ただし、現実的にはボルト長さ方向の測定間隔は例えば 1.5m 程度と大きい場合が多く、精度的にも決して十分信頼が置けない場合もあるため、この評価は難しい場合も多いと思われる。

また、図-18 を、同一地山で軸力計測用のボルトのボルト長が異なる場合について、得られる軸力分布を比較した図として見ると、ボルト長によって、得られる軸力分布は大きく異なることがわかる。すなわち、地山の緩みを把握するために軸力計測をするとき、計測用ボルトの長さが十分でない場合、地山の緩みの状況を誤解してしまうことを意味する。なお、省略するが、ボルト長が十分長い 10m のケースでは軸力分布は深度 0~8m まではボルト長 8m と全く同じ軸力分布となった。

4. 結論

NATM により施工されたトンネルの供用開始後の路盤隆起に着目し、地中変位、応力状態について建設時のものと比較した。さらに供用開始後の路盤隆起に対するロックボルトの効果についても検討した。

得られた主な知見を以下にまとめる。

- ①建設時の影響を考慮して供用中のトンネル変状を表現し、インバート半径の影響を評価することができた。
- ②建設時と供用中の地中変位を比較すると、供用中の地中変位領域は塑性領域と一致したのに対し、建設時は弾性変形を含むため、影響範囲が広い結果となった。
- ③供用開始後の路盤隆起発生時のインバート下の地山の応力状態は、インバートの剛性が大きい場合は最小主応力よりも最大主応力が変化し、インバートの剛性が小さい場合は最大主応力よりも最小主応力が変化した。
- ④供用開始後の路盤隆起対策としてのロックボルトは地

中変位発生範囲(塑性領域)よりも短くても若干の効果は見られたが効果が小さく、定着長がある程度必要であることが解析上で確認できた。

参考文献

- 1) 渡邊康夫, 藍郷一博, 鈴木尊: 供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策, トンネルと地下, Vol.38, No.9, pp.7-16, 2007.
- 2) 佐久間智, 菅原徳夫, 多田誠, 遠藤祐司: 供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する, トンネルと地下, Vol.40, no12, pp.27-37, 2009.
- 3) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, pp.311-314, 2008.
- 4) アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤 孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集, No.448/III, pp.73-82, 1992.
- 5) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿 秀和: 地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994.
- 6) 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.
- 7) 奥井雄三, 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対する一考察, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.85-92, 2010.11
- 8) 川田晶仁, 蔣宇静, 棚橋由彦: 地山強度の経時的低下を考慮した変状予測と補強工法効果の評価に関する研究, トンネル工学論文集, Vol.15, pp.31-38, 2005.
- 9) 里優, 竹田直樹, 亀村勝美: 強度の時間依存性に着目した岩盤の解析, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.817-820, 1983.
- 10) 石田良二: スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究, 早稲田大学学位論文, 1995.
- 11) ITASCA Consulting Group, Inc.: FLAC^{3D} Version 4.0 Structural Elements, 2009.
- 12) 土門剛, 今田徹, 西村和夫: ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した低強度地山トンネルの簡便モデル, 土木学会論文集, No.722, pp.149-167, 2002.
- 13) 福田毅, 熊坂博夫: トンネル掘削時のロックボルトのモデル化に関する検討, 第 67 回土木学会年次学術講演会概要集, III-168, 2012.9

(2013.9.2 受付)

NUMERICAL ANALYSIS ABOUT THE EFFECT OF INVERT ARCH RADIUS ON FLOOR HEAVE

Keisuke SHIMAMOTO, Kazuhide YASHIRO,
Yoshiyuki KOJIMA and Toshihiro ASAKURA

Some mountain tunnels in service suffer from floor heave by plastic ground pressure, and some of them require countermeasures. Then ground displacement or axial force of rock bolts are sometimes measured for figuring out loosening area or for determining the length of rock bolts. It is supposed that the displacement or stress distribution by excavation are proved by theory, numerical analysis and measurement results but plastic area, the effect of rock bolts as well as the displacement or stress distribution in the tunnels in service is yet to be revealed. In this study, they are clarified with focusing on the invert arch radius.