

# 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

嶋本 敬介<sup>1</sup>・野城 一栄<sup>2</sup>・小島 芳之<sup>3</sup>・塚田 和彦<sup>4</sup>・朝倉 俊弘<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 京都大学大学院助教 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: shimamoto.keisuke.4u@kyoto-u.ac.jp

<sup>2</sup>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

<sup>3</sup>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

<sup>4</sup>京都大学大学院准教授 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)  
E-mail: tsukada@kumst.kyoto-u.ac.jp

<sup>5</sup>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

山岳トンネルにおいて、供用開始後路盤隆起が発生し、対策が必要となることがあるが、対策工の選定は経験に頼ることが多く、合理的な対策工の設計は重要な課題となっている。そこで本研究では路盤隆起のメカニズムとしてとくに路盤下地山の吸水膨張に着目し、模型実験および数値解析を実施した。その結果、実トンネルで計測される事例と同様に、時間とともに進行する路盤隆起現象を再現することができた。また、路盤隆起対策工としての下向きロックボルトは、インバートの剛性を向上させる効果を発揮していることを確認した。さらに下向きロックボルトの本数、径、長さ、プレストレスといった設計諸元が路盤隆起の抑制効果に与える影響を定量的に評価した。

*Key Words : mountain tunnel, ground heaving, rock bolts, model test, numerical analysis*

## 1. はじめに

山岳トンネルでは、供用後にトンネル覆工に作用する地圧が増加し、覆工のひびわれ、内空の縮小といった変状が発生することがある<sup>1)</sup>。上記変状の類型として路盤の隆起(盤ぶくれ)現象があり、とくに、地山条件が良くないトンネルにおいて多数報告されている<sup>たとえば2)</sup>。このような地圧による変状は、たとえば文献1)に示されているように、時間の経過とともに徐々に進行していくことが多く、何らかの対策をしない限りその進行が止まることはほとんどないということが知られている。

鉄道トンネルでは、列車が高速でレール上を走行することから、路盤隆起は列車の走行安定性に大きな影響を与える恐れがあり、また、鉄道トンネルは建築限界と覆工との離隔が小さく、許容できる路盤変位量が小さいことなどから、とくに注意を払わなければならない変状であるといえる。また、路盤隆起が発生した場合、とくにスラブ軌道のような直結軌道の場合には軌道低下工事は難しく、路盤部の隆起対策は重要な課題となっている。

トンネルの路盤隆起対策としては一般的にインバートの新設、打替えが有効とされているが、そのためには線路下の掘削が必要となり、施工時間が長くなる。しかし、供用中の鉄道トンネルにおいて長時間の作業を実施することは、社会的影響を考えると現実的に困難であることが多く、インバートによる対策と比較して短い作業時間で施工可能なロックボルトによる対策を実施するケースが多い。

ここで、路盤隆起現象に対しては、いくつかの研究<sup>たとえば7)10)</sup>により変状要因の分析、現象の解明が試みられているものの、その対策工としてのロックボルトの効果に着目して検討した事例は少ない。もちろんロックボルトに関する研究は数多く行われており<sup>たとえば11)14)</sup>、力学的な作用メカニズムの解明が試みられているものの、それらは山岳トンネル建設時のロックボルトを対象とした研究であり、路盤部への維持管理段階でのロックボルトの研究は見当たらず、その設計は過去の類似変状・対策事例を参考に経験的な手法で行われることが多いのが現状である。

そこで筆者らは、路盤部の隆起現象とその対策工としてのロックボルトに着目し、その設計法を確立することを目的として研究を実施している<sup>15,16)</sup>。本論文は、とくに地山の吸水膨張による路盤隆起現象とその対策工を対象として行った、模型実験と数値解析の結果について示す。ここで、山岳トンネルの路盤隆起現象は、一般的にインバートがある場合には発生しにくいと考えられているが、大きな地圧の作用等が原因でインバートに変状が生じ、路盤が隆起する<sup>たとえば4)</sup>こともある。よって、本論文ではインバートありのトンネルを対象とし、インバート部に大きな地圧(膨張圧)が作用した場合を想定した模型実験を実施した。そして、そのような状況におけるインバートの地圧への抵抗、インバートに打設したロックボルトの効果について検討した。さらに、模型実験および実トンネルサイズの数値解析を実施し、路盤隆起に対する対策工としての下向きロックボルトの作用メカニズム、下向きロックボルトの長さや径、プレストレスといった設計諸元が路盤隆起の抑制効果に与える影響を検討した。

## 2. 計測事例と路盤隆起現象のメカニズム

本章では、路盤隆起量の計測事例を紹介し、想定される路盤隆起のメカニズムについて説明する。

### (1) 計測事例

文献1)では、供用開始後に地圧による変状が発生し、継続して内空変位を計測した事例を集め、対策工実施前までの内空変位と経過年数の関係をまとめている。その結果を図-1に示す。図-1により、基本的には時間とともに長期にわたって線形的に内空の縮小が継続することが多いことが示されている。

同様の整理を今回、路盤隆起についても実施した。文献調査により10トンネル分の計測データを得て整理している。その結果を図-2に示す。図-2も図-1と同様に対策工が実施されるまでの計測データである。盃山トンネルのように、10日間で100mm(累計380mm)もの隆起が発生した<sup>9)</sup>というような例外はあるものの、基本的には図-2と同様、時間の経過とともに長期にわたって緩慢・線形的に隆起が継続することが多いことが分かる。また今回集めた事例では、複数年にわたって対策工がされないまま計測が継続されている事例も多いことが分かる。すなわち、隆起の進行が緩慢である場合は、緊急で対策工を実施せず、まずは調査・計測を実施し、その結果を対策工の設計に活かすことが多いものと考えられる。

### (2) 想定されるメカニズム

路盤隆起のメカニズムとして、大きく分ければスクイ

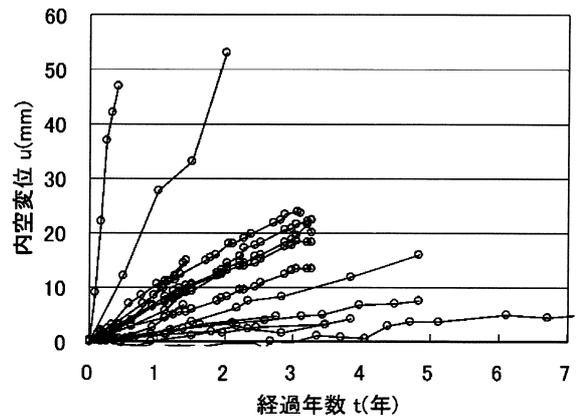


図-1 対策前の内空変位の経時変化<sup>1)</sup>

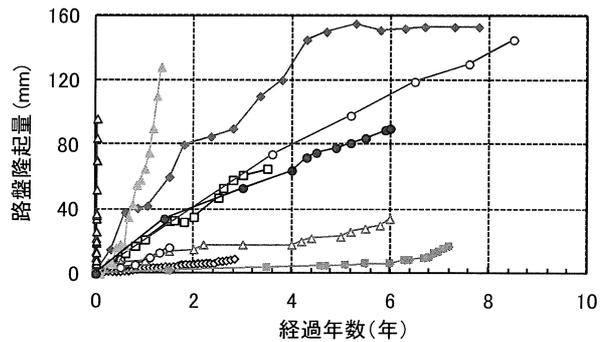


図-2 対策前の路盤隆起の経時変化

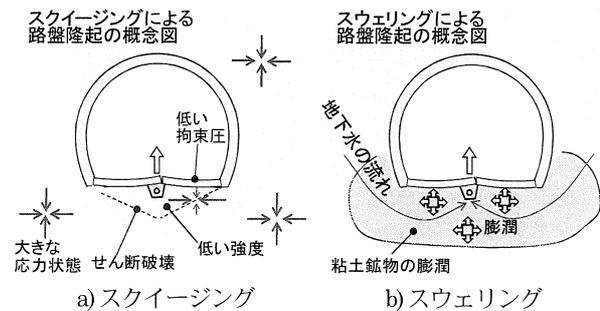


図-3 想定される路盤隆起メカニズム

ージング(塑性化に伴う押し出し)とスウェリング(吸水膨張)が考えられる。スクイージングとスウェリングの想定されるメカニズムについて、路盤隆起に限った場合における模式図を図-3に示す。

スクイージングは、地山強度比(地山の軸圧縮強度に対する土被り圧の比)が小さい場合、とくに拘束圧の小さい路盤部において水平方向応力に対して鉛直方向応力が小さくなり、路盤部において軸差応力が大きくなるため塑性化し、路盤が隆起する現象と考えられる。アイダンら<sup>17)</sup>は、スクイージング現象は、トンネル掘削に伴う二次応力が周辺岩盤の強度を超えて岩盤を破壊させ、破壊領域がトンネル壁面から地山内部へと進行し、破壊した岩盤マスがトンネル内空へ押し出す現象と定義している。

スウェリングは、排水管のある路盤部に地下水が集まり、路盤部に存在する膨張性粘土鉱物が吸水し膨張することで路盤が隆起する現象と考えられる。吸水膨張は軟岩に見られる性質で、軟岩中に含まれる膨張性粘土鉱物の吸水による底面間隔（結晶の底面同士の間隔）の拡大が主な原因である。

仲野<sup>16)</sup>はスウェリング現象に関して、単純な吸水膨張でなく、モンモリロナイト等の膨張性粘土鉱物を含む地山がせん断破壊をし、そこへ地下水が浸透し粘土鉱物が吸水膨張することで大きな地圧が発生するとしている。また、アイダンら<sup>17)</sup>によると、スウェリングによる地山の膨張は、スクイーピングによる地山の変形の中に含まれて区別できない場合がほとんどで、とくにスウェリングによる変形はスクイーピングの後、かなりの時間遅れを伴って現れるものと推察されるとしている。

しかし、以上の議論は主にトンネル建設時の急激な応力状態の変化に起因するスクイーピングと、それにより乱された粘土鉱物を含有する岩のせん断面で発生するスウェリングを対象としており、トンネル建設からしばらくたった、供用開始後の路盤隆起現象となると少し議論が異なってくる。供用開始後は、掘削に伴う応力解放の影響は小さくなりスクイーピングの要因としては、地山の強度低下が主となる。また、供用開始後は建築限界の問題もあり、トンネル建設時と比較して許容変位量が小さいため、スウェリングによる小さな変位であっても影響が大きいと考えられる。

一方、海外では供用開始後に無水石膏（Anhydrite）がスウェリングし路盤隆起が発生する事例<sup>（たとえば19)21)</sup>が多い。これらの文献によると、無水石膏のスウェリングの場合、水が路盤部に集まる関係から、水平内空の縮小はあまり発生せず、路盤隆起のみが著しく発生することが示されている。日本では、無水石膏によるスウェリングの事例は報告されていないが、粘土鉱物のスウェリングの場合にも、水平内空変位よりも路盤隆起が大きく発生する傾向があるものと予想される。

さらに、その他の路盤隆起要因としては構造上の問題も考えられる。近年ではいくつかの供用開始後の路盤隆起事例を受け、インバートの設置基準が昔と比べて厳しくなってきたものの、古いトンネルではインバートがないことも多い。インバートがない場合、あるいはあっても曲率が十分ではない場合には、アーチ部と比較して力学的に弱い路盤部で変位が発生しやすいと考えられる。また、インバートと側壁接合部の不具合や本設インバートの早期施工によって余力が不十分な状態で供用開始を迎える場合といったトンネル建設時の要因も、路盤隆起に影響を与えると考えられる。

### 3. 模型実験

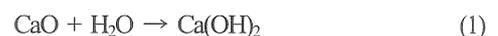
前章では、路盤隆起の計測データを整理し、路盤隆起が経過時間に対して線形的に進行する場合が多いことを示した。また、スクイーピングとスウェリングについて既往の研究での考え方を紹介し、トンネル建設時の変形はスクイーピングが支配的であると考えられるものの、供用開始後の路盤隆起の場合には吸水膨張の影響が寄与する場合も多いとの考えを示した。本章では、膨張モルタルを使用した、スウェリングを想定した模型実験について示す。

#### (1) 路盤隆起現象の再現方法

文献 22)では、スクイーピング現象とスウェリング現象は区分することが難しいとされているが、路盤隆起現象に対するロックボルトの作用メカニズムを考える場合、路盤隆起の発生メカニズムを分けて考えた方が把握しやすいと考え、本論文ではとくにスウェリング（以下、吸水膨張）に着目して模型実験、数値解析を実施していくこととする。実際の路盤隆起現象の特徴としては、以下の①、②が挙げられる。

- ①路盤下の、とくにトンネル近傍において、体積膨張を伴い上方に変位する。
- ②時間の経過とともに徐々に隆起が進行する。

模型実験によりロックボルトの効果を把握するためには地山を含めたモデル化をすることが必要となるが、模型実験において実トンネルのようにトンネル近傍のみで内空への押出しが発生するような変形を表現することは難しく、たとえば模擬地山の境界に外圧を与える方法<sup>（たとえば 12)14)</sup>では、塑性化に伴うひずみの他に、加圧に伴う一様なひずみが発生してしまい、ロックボルト模型の打設方向と加圧方向が一致する場合にはとくに、ボルトの作用に大きな影響を与えることが予想される。また、地山の塑性化による供用開始後の路盤隆起を対象とした筆者らの模型実験<sup>15)</sup>においても、図-3 a)のような応力状態を再現するために、模擬地山の側方境界に載荷した結果、インバートありの場合にはトンネルが縦長に変形し、路盤隆起現象を再現することができなかった。そこで、本論文では変位制御や荷重制御ではなく、極力実際の路盤隆起現象に近い状況を再現する模型実験を試みた。とくに今回は吸水膨張による路盤隆起に着目していることもあり、上記①②を表現するために、インバート下部に静的破砕剤を混入したモルタル（以下、膨張モルタル）を打設することとした。すなわち、経時的に膨張するモルタルにより、吸水膨張による路盤隆起を表現する。なお、静的破砕剤の膨張は式(1)のように、その成分である生石灰（CaO）が化学変化することによって体積膨張する。



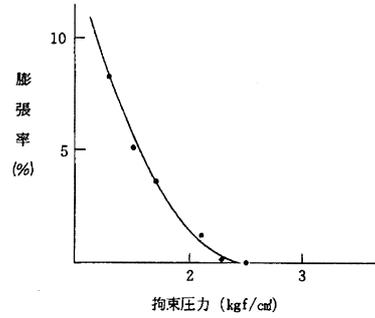
軟岩が吸水膨張する際の性質は岩の強度や空隙特性に大きく関わっており、膨張性粘土鉱物を多量に含む岩石であっても強度が十分に大きい場合には膨張現象として現れないこと、拘束圧を大きくすれば膨張は完全に抑えられることが知られている<sup>23)</sup>。吸水膨張圧の試験事例としては、古くからいくつも実施されている。例として、**図-4**に北海道の道路トンネルである黒岩トンネルのボーリングコアの吸水膨張特性を試験した結果<sup>24)</sup>を示す。なお、黒岩トンネルは、インバートのないトンネルで、年間15mmの盤ぶくれが発生したトンネルである。これより、無拘束ではコアが10%以上の膨張率を示すものの、2.5kgf/cm<sup>2</sup>(250kPa)で拘束すれば膨張を完全に抑制できていることが分かる。その他の事例としては、路盤隆起が発生した礼文華トンネルでは最大443kPaの吸水膨張圧が測定されている<sup>25)</sup>。また近年では、380mmもの路面隆起が発生した盃山トンネルの地山のコアで、変位を拘束した吸水膨張圧で最大350kPa、拘束しない場合の膨張率で16%が計測されている<sup>26)</sup>。

模型実験を実施する前に、予備的検討として、膨張モルタルの膨張圧試験、膨張量試験を実施した。膨張圧試験(膨張変位を固定してその時の膨張圧を計測する試験)は圧密リング(径60mm、高さ30mm)に膨張モルタルを打設し、圧密試験機にセットすることで実施した。膨張量試験(拘束圧を一定としてその時の膨張量を計測する試験)も同様に、圧密リング内に膨張モルタルを打設し、拘束圧(上載圧)を0kPa、200kPa、400kPaの3ケースを実施し、膨張率を計測した。膨張圧試験については、実際に路盤隆起が発生したトンネルの路盤下地山のコアの吸水膨張圧試験結果と比較している。**図-5**にその結果を併せて示す。膨張圧試験の結果から、膨張開始までの経過時間には差があるものの、膨張モルタルの膨張圧は実トンネルの地山のコアの膨張圧と近い推移を示していることが分かる。また、膨張量試験の結果、値には差があるものの、膨張モルタルも実トンネルのコアと同じく、拘束圧を高めることにより、膨張を抑えることができるという傾向を示していることが分かる。以上をもって、吸水膨張による路盤隆起を表現するのに膨張モルタルを使用することが妥当であると判断した。

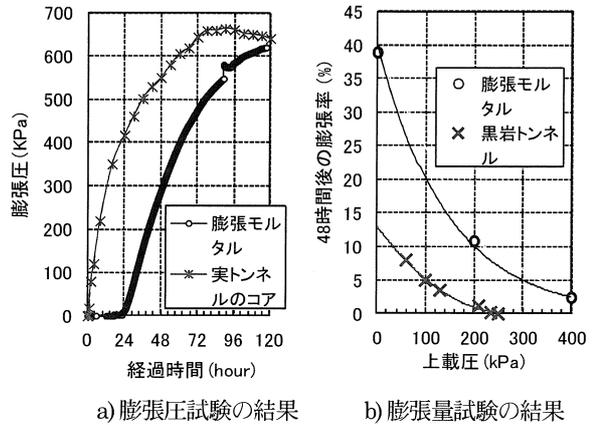
ただし、ここで紹介した吸水膨張圧試験、吸水膨張量試験は膨張モルタルの膨張特性を調べることを目的とした予備試験であり、膨張圧試験の配合は静的破碎剤(春秋用)含有率16.7%、膨張量試験については同28.6%で実施しており、条件を揃えた試験は実施できていない。

**(2) 実験条件**

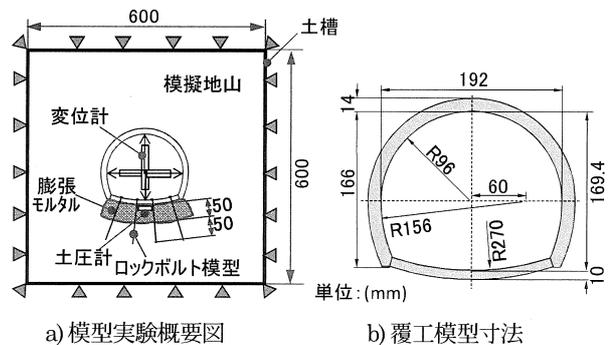
実験の概要図を**図-6**に示す。実験に使用したトンネル模型はモルタル製で、新幹線標準断面トンネルの1/50



**図-4** 黒岩トンネルの拘束圧力と膨張率の関係<sup>24)</sup>



**図-5** 膨張モルタルの膨張圧と膨張率



**図-6** 模型実験概要図

の大きさである。相似則については、重力の影響を考慮しない実験であるため、実際と模型で地山、覆工が同一の力学特性であるとする、弾性範囲内においては変位は実現象と模型実験で1:1/50、応力は1:1に対応すると考えられる<sup>27)</sup>。

覆工とインバートは別々に作製しており、その接合は、剛結にしないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との3mm程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂で充填した。ただし本実験においては実験後もインバートと側壁の接合部で破壊やずれが生じることはなく、インバートの中央部でひびわれが発生するパターンの変状を表現した実験となっている。

模擬地山は軟岩を想定して、過去に小島ら<sup>28)</sup>が行った研究で用いた配合を参考として、表-1に示す配合とし

表-1 模擬地山の配合

| 使用材料 | 材料       | 単体量 (kg/m <sup>3</sup> ) |
|------|----------|--------------------------|
| 水    |          | 650                      |
| セメント | 早強ポルトランド | 185                      |
| 細骨材  | 珪砂6号     | 650                      |
| 混和材  | ベントナイト   | 65                       |
| 混和剤  | 減水剤      | 17                       |
|      | 分離防止剤    | 0.29                     |

表-2 模擬地山の室内試験結果

| 名称                  | 試験結果  | 試験方法                    |
|---------------------|-------|-------------------------|
| 一軸圧縮強さ $q_u$ (MPa)  | 約 0.4 | 一軸圧縮試験 (ひずみ速度 1%/min 時) |
| 変形係数 $E_{30}$ (MPa) | 約 80  | 三軸圧縮試験                  |
| せん断強さ $c$ (MPa)     | 0.15  | 三軸圧縮試験                  |
| 内部摩擦角 $\phi$ (°)    | 13    |                         |

た. 室内試験によって把握した模擬地山の物性値を表-2に示す. 本材料はベントナイトと流動化材を併用することにより, 貧配合であるにも関わらず分離が起きにくく, 流動性のよい材料である. 養生期間は7日間としている. 膨張モルタルは, 表-1の低強度モルタルに静的破砕剤(冬用)を質量比で24%混合したものである. 冬用は春秋用と比べ, より低温でも膨張の性質が発揮されるように配合が調整されている.

実験は, ボルトなしとボルトありの2ケースを実施した. ボルトは, 図-7に示すとおり1断面あたり4本, トンネル軸方向に42mmピッチで打設した. なお, ボルトの配置は, レールと側壁の間, レールと中央排水管の間にそれぞれ打設することを想定している. 計測項目として, 図-7に示すように, インバートにひずみゲージ, 土圧計を取り付けている. また, トンネル模型の内空には変位計をセットし, インバート中央位置の変位を計測した.

ロックボルト模型(以下ボルト)を図-8に示す. ボルトの材料には直径1mmのステンレス棒を用いた. ここで, ボルトと地山との付着力を表現するため, ボルト模型の周囲にエポキシ系接着剤により砂(珪砂6号)をまぶしてある. なお, ボルトの径は直径1mmのステンレス棒で, 実物大に換算すると50mmとなりやや過大となっているが, ロックボルト奥行き方向の設置のピッチはいずれのケースも42mmとしており, これは実物大に換算すると2.1m相当と, ボルトの径が太い分, 一般的に施工される下向きロックボルトの施工ピッチ(1~1.5m)よりもやや広めとなっている.

実験の準備手順は以下のとおりである.

- ①図-6に示すように, 土槽(600×600×300mm)の中央に, トンネル軸方向を鉛直方向としてトンネル模型を設置する. ボルトありのケースについては予め, インバート部に穴を空け, ボルト模型をインバートの内空側か

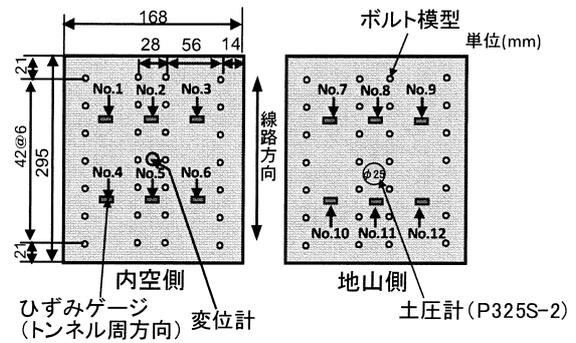


図-7 インバート平面図 (ボルトあり)



図-8 ボルト模型の概要図

ら差し込み, ボルトの表面にエポキシ樹脂を塗布した上で珪砂をまぶす.

- ②膨張モルタルを打設するスペースを確保するために, スペースとしてインバート背面に厚さ50mmの木材を取り付ける.
- ③低強度モルタル(模擬地山)をトンネル模型の周囲に打設し翌日, スペースの木材を引き抜き, インバート背面に空洞を作る.
- ④低強度モルタルの打設から7日間経過後, インバート背面の空洞部に膨張モルタルを打設し, アクリル板の蓋を被せて計測を開始する.

なお, 実験期間中, 気温および膨張材の温度を計測しており, その結果, 平均して2°C程度ボルトなしのケースの方がボルトありのケースよりも温度が高かった. 静的破砕剤は温度が高い程, 膨張速度が早いことが知られている<sup>29)</sup>. よって, 本来は恒温室で実験をすべきであるが, 今回は模型実験では定性的な現象を把握できればよいと考え, 温度変化が多少ある実験棟内で実施している.

### (3) 実験結果

実験結果は, 膨張開始からの経過時間を横軸として整理した. 以下, 着目した計測項目ごとに結果を示す.

#### a) インバートの隆起量と作用地圧

図-9にインバート中央部の隆起量, インバート背面に作用する地圧について, ボルトありとなしの違いを比較した図を示す. これより, ボルトありのケースではインバートの隆起量を約40%抑制できていることが分かる. また, ひびわれ発生時のインバートへの作用地圧は, ボルトありのケースの方が40kPa程度大きく, ボルトに

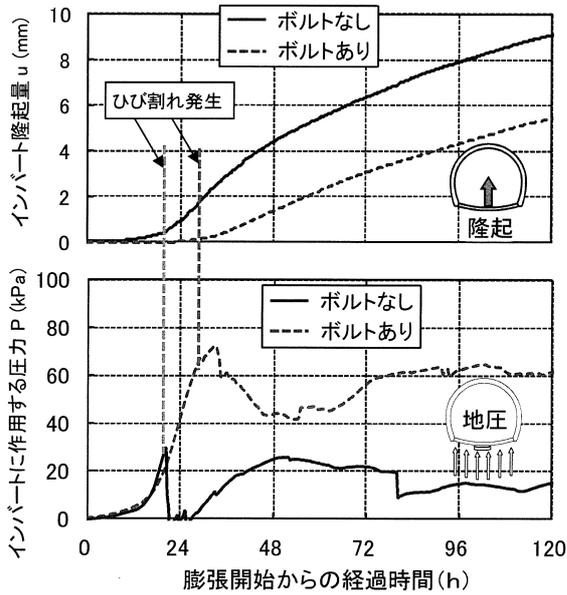


図-9 隆起量と作用地圧の経時変化

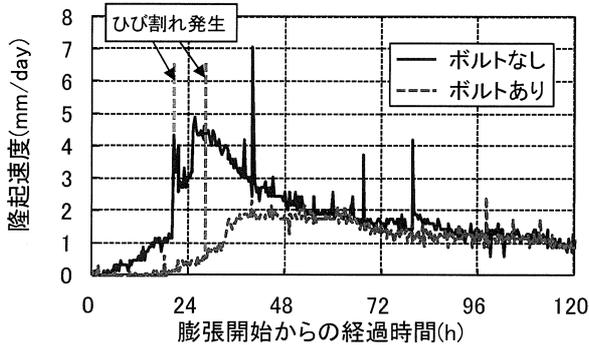


図-10 インバート隆起速度の経時変化

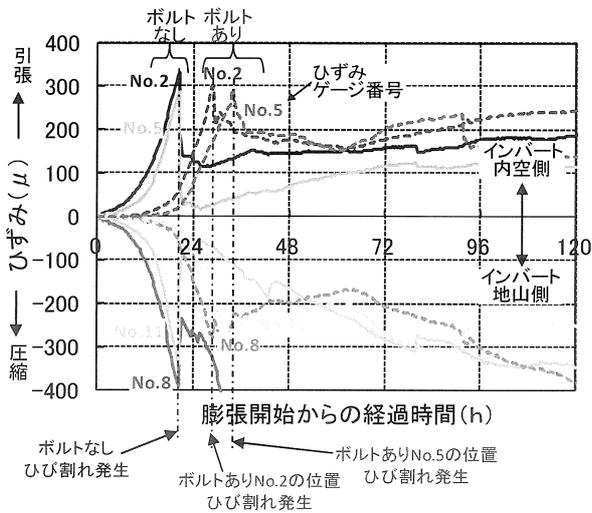
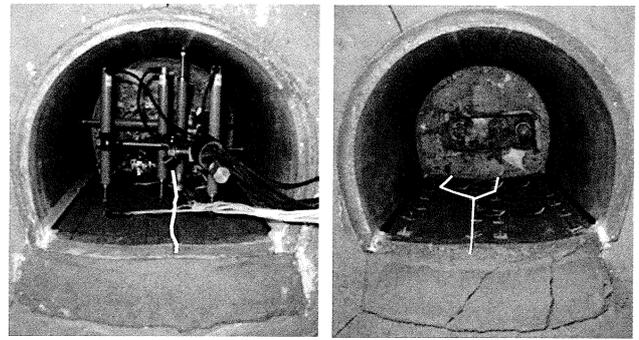
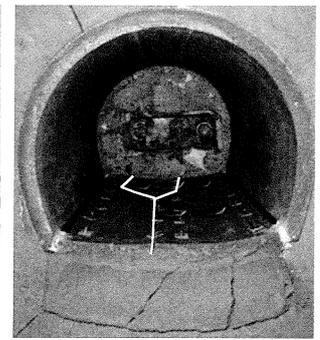


図-11 インバート中央部のひずみ

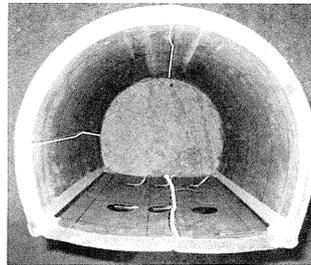
よりインバートの耐力が向上していることが分かる。さらに、ボルトなしのケースでは、ひびわれ発生直後にインバートへの作用地圧が急激に低下しているのに対して、ボルトありのケースでは、ひびわれが発生した後も地圧



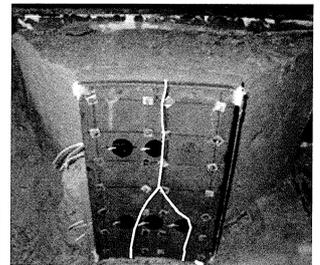
a)ボルトなし (解体前)



b)ボルトあり (解体前)



c)ボルトなし (解体後)



d)ボルトあり (解体後)

写真-1 実験終了後の覆工模型の状況 (白線はひびわれ)

が急激には低下していないことがわかる。地山特性曲線の考え方によると、地圧の低下は変位の増加を意味するので、ボルトは、インバートへの作用地圧の急激な低下を防ぐことで、急激な隆起の進行を防いでいると考えられる。

### b) インバートの隆起速度

図-10 にインバート隆起速度の経時変化を示す。ここで、隆起速度は 20 分に変位の計測データの増分を 72 倍して 1 日あたりに換算したものである。これより、ボルトなしのケースは、ボルトありのケースと比較するとひびわれ発生直後の隆起速度が大きいことが分かる。また、ボルトなしのケースでは、その後も一時的に隆起速度が急増することがあるのに対し、ボルトありのケースでは、隆起速度は滑らかに推移していることが分かる。これは、ボルトがあることでひびわれの急激な進展が防がれているためと考えられる。なお、今回の計測結果では、図-9 から分かるように、ボルトありのケースの方がボルトなしのケースよりひびわれ発生後の作用地圧が大きく、支保内圧が大きいと言えるが、図-10 に示した、膨張発生から 48 時間後（隆起量 1.2mm）以降の隆起速度を見ると、両者は同程度であった。すなわち、ボルトによる隆起速度抑制効果は隆起量 1.2mm までに発揮されており、それ以降は大きな効果は見られなかった。ただし、ボルトありの場合はボルトなしと比較して隆起速度の推移が滑らかであるという傾向は最後まで継続した。

### c) インバートのひずみ

図-11 にインバートのひずみ（トンネル周方向）の経

時変化を示す。なお、ひずみゲージの No.は図-7 のとおりである。これより、ボルトなしのケース、ありのケース共にひずみが 300 $\mu$  程度発生したときにひびわれが発生することが分かる。また、ボルトなしのケースでは No.2 と No.5 で同時にひびわれが生じ、ひずみが解放されたのに対して、ボルトありのケースでは、ひびわれ発生時期が異なっており、ひびわれが一時にはトンネル軸方向に進展しなかったことが分かる。

d) 実験終了時の覆工模型の状況

写真-1 に実験終了時(膨張開始から約 140 時間後)の覆工模型の状況を示す。これより、インバート下の膨張モルタルの体積が増加し、インバートを押し上げ、インバート中央の最も曲げモーメントが大きくなると思われる位置でひびわれが発生していることが分かる。今回の実験では図-11 に示したとおり、ひびわれは図-7 の No.2 側から発生し、No.5 側へと進展したが、d) ボルトあり(解体後)の写真をみると、インバートに入るひびわれは、インバート上部(No.2 側)ではボルト打設位置を伝って発生し、下部(No.5 側)では2手に分かれ、中央寄りと側壁寄りのボルトの間の、ボルトが打設されていない場所へと伸びていることが分かる。すなわち、ボルト打設時の孔がひびわれ発生の起点となったものの、ボルトが与える内圧により、曲げモーメントの最大位置は変化し、中央寄りと側壁寄りのボルトの間となったものと思われる。なお、ボルトありのケースについては、インバートと地山が密着しており、解体時においても分離不能であった。

4. 模型実験の数値解析

本章では、前章の模型実験の数値解析を実施し、インバートの隆起、インバートに作用する地圧の推移、ロックボルトに作用する軸力等について整理する。

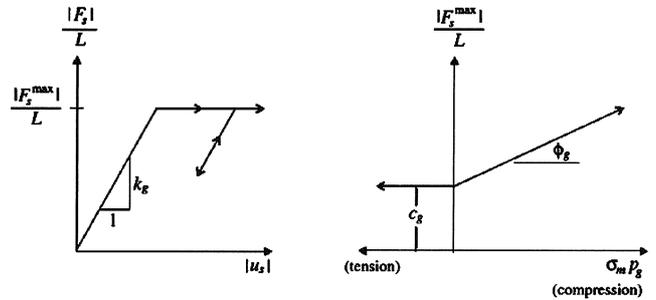
(1) 引抜試験とその数値解析

前章の模型実験の数値解析を実施するためには、ロックボルトを適切にモデル化する必要がある。本研究においてはボルトのモデル化に必要な物性値を決定するために引抜試験を実施した。引抜試験の実施方法と手順は以下のとおりである。

- ①直径 50mm×高さ 100mm のモールド缶に模型実験の模擬地山に使用したのと同じ配合の低強度モルタルを入れ、ロックボルト模型の先端から 80mm 分を低強度モルタルに入れた状態で固定し、7日間養生する。
- ②ボルトが打設された低強度モルタルの供試体をモールド缶から取り出し、ボルトが打設されている側の面(上面)の変位を固定する。

表-3 解析に使用した物性値(模擬地山, ボルト)

|      | 項目   | 解析入力値 |
|------|--|-------|
| 模擬地山 | 弾性係数 $E$ (MPa)                             | 80    |
|      | ポアソン比 $\nu$                                | 0.3   |
|      | せん断強度 $c$ (MPa)                            | 0.15  |
|      | 内部摩擦角 $\phi$ (°)                           | 13    |
| ボルト  | 弾性係数 $E$ (GPa)                             | 210   |
|      | 単位長さ当たりのせん断ばね剛性 $k_g$ (MN/m <sup>2</sup> ) | 8     |
|      | 単位長さ当たりの付着強度 $c_g$ (kNm)                   | 2.8   |
|      | ばねの摩擦角 $\phi_g$ (°)                        | 0     |



(a) 単位長さ当りに作用するせん断力  $|F_s|/L$  と相対せん断変位  $u_s$  の関係 (b) 単位長さ当りに作用するせん断力の最大値の判定

図-12 Cable要素のせん断ばねの働き<sup>29)</sup>

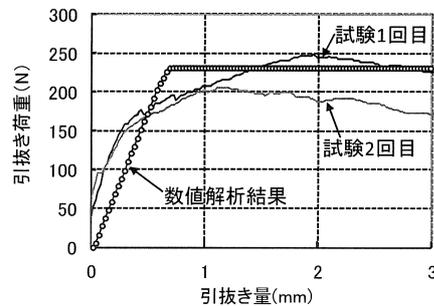


図-13 引抜試験結果とその再現解析結果

- ③上面の変位を固定した状態でボルト頭部を掴み、1mm/分の速度で引抜き、引抜き量と引抜き荷重の関係を得る。

また、引抜試験の再現解析も実施した。解析においても境界条件等、引抜試験の方法を忠実にモデル化している。解析は有限差分コード FLAC3D により行った。解析に使用した物性値を表-3 に示す。模擬地山の物性値は表-2 に示した各種試験結果から設定した。

ボルトには Cable 要素<sup>30)</sup>を使用している。Cable 要素はせん断ばねを有しており、これにより周辺要素の節点との相互作用を表現し、付着切れによる周辺要素との滑りも表現できる。Cable 要素のせん断ばねの働きを図-12 に示す。単位長さ当りに作用するせん断力  $|F_s|/L$  が Cable 要素の節点と周辺要素の節点間の相対せん断変位  $u_s$  に比例(比例定数  $k_g$ )して、作用するせん断力が大きくなり、せん断力の最大値  $|F_s^{max}|/L$  は付着強度  $c_g$ 、

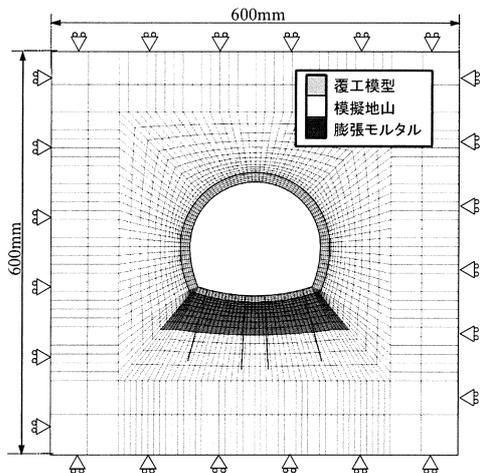


図-14 解析モデル図 (正面図)

表-4 解析入力物性値 (膨張モルタル, 覆工模型)

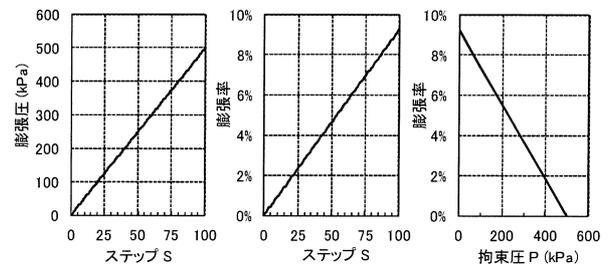
|        | 項目                           | 解析入力値                |
|--------|------------------------------|----------------------|
| 覆工模型   | 弾性係数 $E$ (MPa)               | 15,000               |
|        | ポアソン比 $\nu$                  | 0.2                  |
|        | せん断強度 $c$ (MPa)              | 4.9                  |
|        | 内部摩擦角 $\phi$ (°)             | 40                   |
|        | 引張強度 $\sigma_t$ (MPa)        | 1.75                 |
| 膨張モルタル | 弾性係数 $E$ (MPa)               | 4.0                  |
|        | ポアソン比 $\nu$                  | 0.3                  |
|        | 線膨張係数 ( $^{\circ}\text{C}$ ) | $1.0 \times 10^{-3}$ |

摩擦角  $\phi_g$ , 拘束圧  $\sigma_m$  と周長  $p_g$  によって決まるというモデルとなっている。  $c_g, k_g$  については、引抜試験結果とのフィッティングを行い設定した。  $\phi_g$  については、拘束圧が 0 である本引抜試験の結果からは求められないが、今回模擬地山として使用した低強度モルタルは内部摩擦角  $13^{\circ}$  程度と小さく、  $\phi_g$  についても大きくないものと想定される。 なお、別途、同配合の低強度モルタルに打設した他の模型ボルトについて、拘束圧を変化させた場合で引抜試験を実施しており、その結果、拘束圧依存性は見られなかったため、今回は  $\phi_g=0$  としている。 引抜き試験結果とその数値解析の結果を図-13 に示す。 数値解析により試験結果をある程度表現できていることが分かる。

なお、模型実験の数値解析を実施する時は、Cable 要素の頭部とインバートの上面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。 また、模型実験ではインバートとボルトの間は縁切り状態にあるため、数値解析においてはその範囲の  $c_g$  を 0 とした。 また、膨張モルタルは模擬地山よりも付着強度が小さく、その範囲ではボルトは十分に定着が取れないと考えられるため、今回の解析では、膨張モルタルの範囲内ではボルトの  $c_g$  を 0.14 (模擬地山範囲の  $c_g$  の 1/20) とした。

## (2) 解析条件

模型実験の数値解析は、図-14 のように、覆工模型、



a) 膨張を拘束 b) 上面の拘束なし c) 拘束圧と膨張率の関係

図-15 膨張モルタルのモデル

模擬地山、膨張モルタルをモデル化した。 解析領域は実験のおりとしたため十分に大きくはないが、本解析は掘削解析ほど影響範囲は大きくないと考えられる。 奥行き方向に関してはボルト打設ピッチである 42mm 間とし、中央の 21mm 位置にボルトを Cable 要素でモデル化した。

初期応力、重力加速度は 0 としている。 覆工模型と模擬地山の間には滑り、分離を表現できるインターフェイス要素<sup>3)</sup>をモデル化し覆工模型と模擬地山との間で引張応力が伝達しないようになっている。 模擬地山、ボルトの入力物性値は表-3 のとおりである。 覆工模型と膨張モルタルの入力物性値を表-4 に示す。 覆工模型の入力物性値は、文献 32)と同じ配合のモルタルを使用していることから、同文献を参考に設定した。 なお、覆工のひびわ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、引張強度を指数関数で低下させている。 膨張モルタルは温度上昇によって熱膨張する等方線形熱弾性体としてモデル化している。 模型実験のシミュレーションに先立ち、本解析における膨張モルタルと同じモデル、物性値を用いて、膨張圧試験、膨張量試験を表現した数値解析を実施した。 解析は、1 ステップ 0.5 $^{\circ}\text{C}$  ずつ、100 ステップ温度上昇させた。 側面、下面をローラー固定とし、上面に作用させる拘束圧をパラメータとして解析を実施している。 解析結果を図-15 に示す。 このように、膨張モルタルは上面を拘束した場合には 500kPa の膨張圧が発生するものの、上面を自由とした場合には、膨張モルタルの高さが 9%長くなるようなモデル化となっている。 これにより膨張モルタルの定性的なモデル化ができてるとみなし、図-14 の解析モデルにおいて、膨張モルタルを 1 ステップ 0.5 $^{\circ}\text{C}$  ずつ、100 ステップ温度上昇させる解析を実施した。

## (3) 解析結果

図-16 に模型実験と同じく、インバート中央位置の隆起量、インバートに作用する圧力と解析ステップとの関係を示す。 なおここで、膨張モルタルが図-15 のように時間に比例して膨張する性質のものであると仮定した場

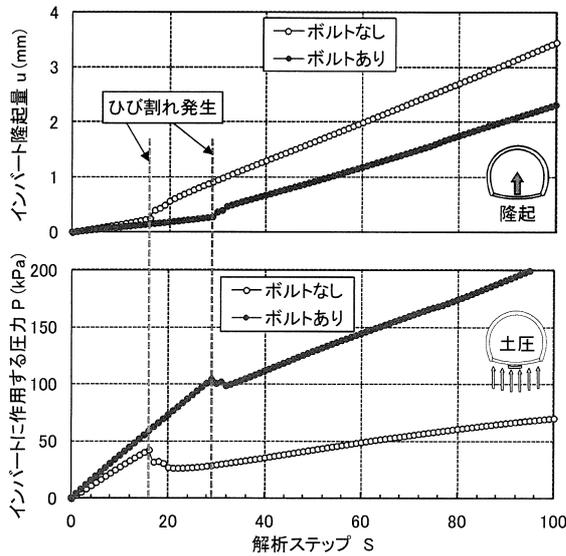


図-16 インバートの隆起量と作用地圧

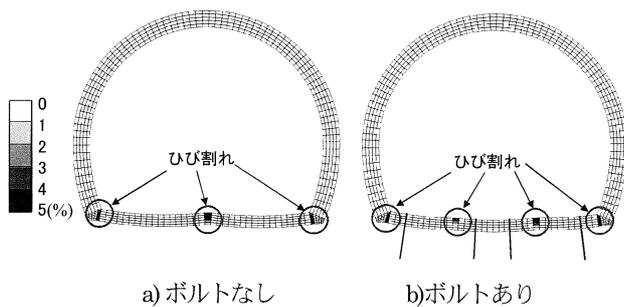


図-17 最大主ひずみコンター図 (S=100, 変形を5倍して表示)

合には、解析ステップ S は、経過時間 t に比例することとなり、横軸の解析ステップの増加を時間経過と捉えてよいこととなる。なお、インバートに作用する圧力は、インバート中央部において、インバートと模擬地山の間のインターフェイス要素に作用する法線方向応力としている。これより、ボルトがあることで、インバート隆起量が抑制され、インバートに作用する圧力は大きくなること、ひびわれ発生時に、ボルトなしでは急激に作用圧力が低下し、隆起が進行するものの、ボルトありでは、それらが滑らかに進行すること等が数値解析によっても確かめられた。ただし、数値解析の方が、ボルトありのケースのインバートに作用する圧力は大きいにも関わらず、インバート隆起量の抑制効果は模型実験よりも小さい結果となった。また、ボルトありのケースのひびわれ発生後の圧力については、模型実験では横ばいであるのに対して、数値解析では上がり続けている。

これらの原因として、模型実験において、ボルトありのケースの方がボルトなしのケースの時よりも温度が2°C程度低く、膨張圧の発現がややゆっくりであったことが一因として考えられる。また、数値解析で変位や荷重、破壊後の挙動に至るまで十分に再現するためにはより高度な構成則を使用したモデル化が必要であった可能性も考えられる。ただし、今回のモデル化でも、模型実験で

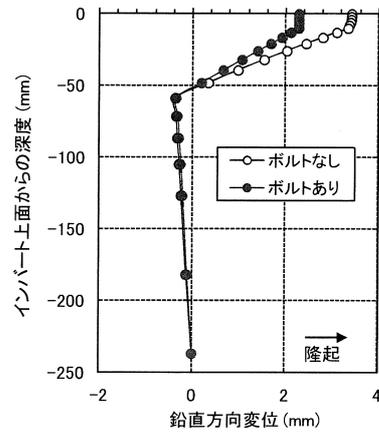


図-18 インバート下の地中変位分布

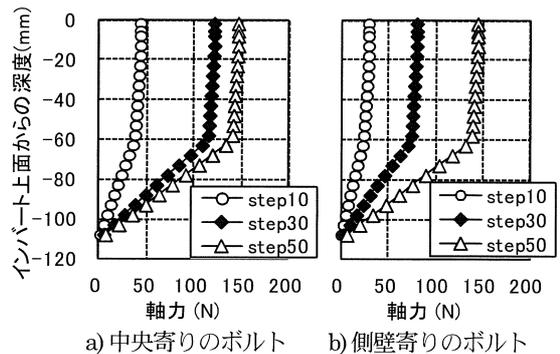


図-19 ボルトの軸力分布

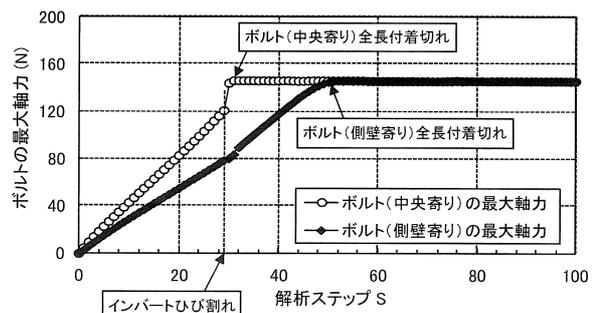


図-20 ボルトの最大軸力の推移

得られた大体の傾向は再現できており、本モデルにより、模型実験で把握し得なかったデータを整理することは意義深いと考える。

図-17 に S=100 におけるボルトなしのケース、ありのケースそれぞれの最大主ひずみコンター図を、変形量を5倍に拡大して示す。これより、ボルトなしではインバート中央で最大主ひずみ(引張ひずみ)が大きく、ひびわれが発生していることが分かる。また、ボルトありでは、ボルトが高密度に存在するインバート中央部を避けてひびわれが発生していることが分かる。模型実験においても、写真-1 に示したとおり、インバート上部ではボルト打設位置を伝ってひびわれが進展したものの、下部では、図-17 b)と同様に中央寄りと側壁寄りのボルト

の間にひびわれが発生している。なお、数値解析では側壁とインバートとの接合部にひびわれが発生しているが、模型実験においてはこれは確認されなかった。模型実験においては、剛結とならないように、ビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との 3mm 程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂で充填した構造であったが、その接合部は弱点とはならなかった。

図-18 に、縦軸をインバート上面からの深度とした地中変位分布 (S=100, インバート中央位置) の解析結果を示す。インバートの厚さが 10mm あり、インバート上面から 10~60mm の範囲が膨張モルタルの領域である。トンネル近傍で変位が発生し、深部においてはほとんど変位していないという、実際の変状トンネルの地中変位計測結果<sup>たとえ 10)</sup>でよく得られるような傾向となっている。ボルトありの方が、膨張モルタル範囲の変位が抑制されていることが分かる。

図-19 にボルトの軸力分布を示す。図-18 の地中変位分布と併せて考えると、実際に地中で隆起が発生している部分では、付着強度が低く、定着が十分取れないため軸力の変化は大きくなく、インバート上面のボルト頭部が上に引っ張られるため、模擬地山の範囲、すなわちインバート上面から 60~110mm の定着が取れる範囲で引抜き試験時のような軸力分布になっていることがわかる。

図-20 にボルトの最大軸力の推移を示す。図-20 より、中央寄りのボルトの方が軸力の増加ペースが速く、インバートのひびわれ時には中央寄りのボルトで軸力が急増していることが分かる。この軸力の急増によって、インバートの急激な隆起、インバートに作用する圧力の急激な低下を防いでいると考えられる。なお、図-20 より、中央寄りのボルトでステップ 32 から、側壁寄りのボルトでステップ 52 からボルト全長で付着切れが発生している。

### 5. 実トンネルの補強を想定した数値解析

前章では、模型実験の都合上、ボルトが打設された状態で地圧が作用してインバートが隆起する状況をモデル化して解析手法の妥当性を確認した。しかし、本研究は本来、供用開始後にインバートに変状が発生し、隆起がある速度で徐々に進行しているような状況で打設するロックボルトを対象としている。そこで本章では、実トンネルサイズで、インバートに地圧が作用し、変状が発生してからロックボルトを打設する状況をモデル化し、ボルトの本数や長さ、径といった仕様の違いがボルトの効果に与える影響について検討することとする。

表-5 実トンネルサイズの数値解析に使用したボルト物性値

|     | 項目   | 解析入力値 |
|-----|--|-------|
| ボルト | 弾性係数 $E$ (GPa)                             | 210   |
|     | 単位長さ当たりのせん断ばね剛性 $k_g$ (MN/m <sup>2</sup> ) | 5750  |
|     | 単位長さ当たりの付着強度 $c_g$ (kN/m)                  | 30.6  |
|     | ばねの摩擦角 $\phi_g$ (°)                        | 0     |

表-6 解析ケース

|        | 曲率半径(m) | ボルト本数(本) | 打設ピッチ(m) | ボルト直径(mm) | ボルト長さ(m) | プレストレス(kN) |
|--------|---------|----------|----------|-----------|----------|------------|
| ケース 1  | 135     | 0        | -        | -         | -        | -          |
| ケース 2  | 10      | 0        | -        | -         | -        | -          |
| ケース 3  | 20      | 0        | -        | -         | -        | -          |
| ケース 4  | 135     | 4        | 1.0      | 25        | 5.5      | 0          |
| ケース 5  | 10      | 4        | 1.0      | 25        | 5.5      | 0          |
| ケース 6  | 20      | 4        | 1.0      | 25        | 5.5      | 0          |
| ケース 7  | 135     | 6        | 1.0      | 25        | 5.5      | 0          |
| ケース 8  | 135     | 4        | 0.5      | 25        | 5.5      | 0          |
| ケース 9  | 135     | 4        | 1.0      | 50        | 5.5      | 0          |
| ケース 10 | 135     | 4        | 1.0      | 25        | 8        | 0          |
| ケース 11 | 135     | 4        | 1.0      | 25        | 5.5      | 50         |
| ケース 12 | 135     | 6        | 0.5      | 50        | 8        | 50         |

#### (1) 解析条件

解析モデルは新幹線トンネルの実大サイズを想定して図-14 の 50 倍の大きさのものを使用した。ただし、奥行き方向については、ボルトの奥行き方向打設間隔 1m が標準と考え、1m のモデル化としている。

解析に使用する物性値については、基本的には模型実験と同じ物性値としているが、ボルトについては引抜き試験から決定することができないため、表-5 のように設定した。ここで、 $k_g$ 、 $c_g$ については、式(2)、式(3)で算出<sup>29)</sup>した。

$$k_g = \frac{2\pi G}{10 \ln(1 + 2t/D)} \quad (2)$$

$$c_g = \pi(D + 2t)\tau_{peak} \quad (3)$$

ここで  $D$  はボルト径、 $t$  は定着材厚さであり、標準のケースで  $D=25\text{mm}$ 、 $t=20\text{mm}$  としている。 $G$  は定着材のせん断弾性係数であり、一般的な値として 8750MPa としている。 $\tau_{peak}$  は地山のせん断強度として設定している。

その他境界条件等、基本的に模型実験の数値解析と同じであるが、模型実験では 1 ステップ 0.5°C ずつ、100 ステップ温度上昇させたのに対して、本章では、より実際に問題となりやすい変位レベルに着目するために、1 ステップ 0.25°C ずつ、100 ステップ温度上昇させた。これは完全拘束の場合の膨張圧換算で 250kPa に相当する。

解析ケースを表-6 に示す。曲率半径というのはインバートの曲率半径を示す。ボルト本数は 1 断面あたりのボルト本数のことであり、4 本というのは前章と同じ配置、6 本というのは、中央寄りのボルトと側壁寄りのボルトの中間位置 (新幹線トンネルの場合、レール間の中

心位置に相当)にもボルトを打設した場合である。打設ピッチはトンネル軸方向の打設間隔であり、打設間隔0.5mのケースは、奥行き方向1mに、2断面のボルトをモデル化している。ボルト直径は式(2)、式(3)の $D$ の値であり、 $D=50\text{mm}$ とした時は、 $t$ についても2倍の40mmとしている。プレストレス50kNのケースは、まずボルトをモデル化し、インバート部および膨張域の $k_g$ を0として、定着部でのみ定着している状態で、インバートで反力を取りつつボルト頭部を50kNの荷重で引き上げ、その後ボルト頭部とインバートとの相対変位を発生させないようにすることでベースプレートをモデル化する、という手順で実際のプレストレスの導入に則した表現としている。

なお、ケース4以降は、変状が発生し、インバートの隆起が30mmに達した時点で対策工として下向きロックボルトを施工することを想定しており、ケース4, 5, 6はそれぞれケース1, 2, 3において、ケース7~12はケース1においてインバート隆起量が30mmに到達した時点で下向きロックボルトの対策をしたケースである。

(2) 解析結果

a) 曲率半径とボルトの作用について

解析結果として、まずケース1からケース6の曲率半径を変えた場合について、図-22にインバート変位量を、表-7に図-22を隆起速度や抑制された変位量の観点からまとめたグラフを示す。図-22より、ボルトなしのケース1~3については、曲率半径が小さい程、ひびわれの発生時期およびインバートの変位量が30mmに到達する時期が遅いことが分かる。表-7より、総隆起量30mm到達以降の隆起速度は、ボルトなしの場合、曲率半径が大きい程大きい、ボルトありの場合には付着切れまでの隆起速度は曲率半径によらずおおよそ一定であることが分かる。一方で付着切れ後の隆起速度はボルトなしのケースと同程度となっている。これは模型実験で得られた図-10の結果、すなわち、ある程度隆起が発生して以降のボルトあり、ボルトなしのケースの隆起速度は同程度であるという結果と対応する。このことに関する考察のため、ケース1とケース4について、横軸をインバートの変位量、縦軸をインバートに作用する圧力で整理したグラフを図-21に示す。以下、このグラフの傾きをインバートの剛性と呼ぶこととすると、ケース4は付着切れ後に傾きが小さくなっており、インバートの剛性が大きく低下していることが分かる。また、インバートの変位量50mmから70mmの間でのインバートの剛性はケース1とケース4でほとんど差がないことが分かる。すなわち、確かにボルトがあることで地山に大きな内圧を与えてはいるものの、一定の荷重増加に対する変位増分は、付着切れ後においてはボルトの有無で差がなく、

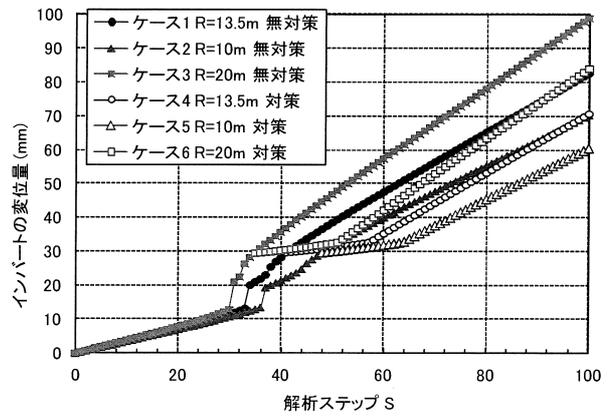


図-22 インバート変位量 (曲率半径の影響)

表-7 インバート隆起速度 (曲率半径の影響)

|                              | ケース2 | ケース1 | ケース3 | ケース5                     | ケース4                     | ケース6                     |
|------------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 曲率半径(m)                      | 10   | 13.5 | 20   | 10                       | 13.5                     | 20                       |
| 対策(ボルト)                      | なし   | なし   | なし   | あり                       | あり                       | あり                       |
| 隆起量 30mm 到達以降の隆起速度 (mm/step) | 0.78 | 0.89 | 1.05 | 付着切れ前 0.16<br>付着切れ後 0.76 | 付着切れ前 0.15<br>付着切れ後 0.88 | 付着切れ前 0.16<br>付着切れ後 1.03 |

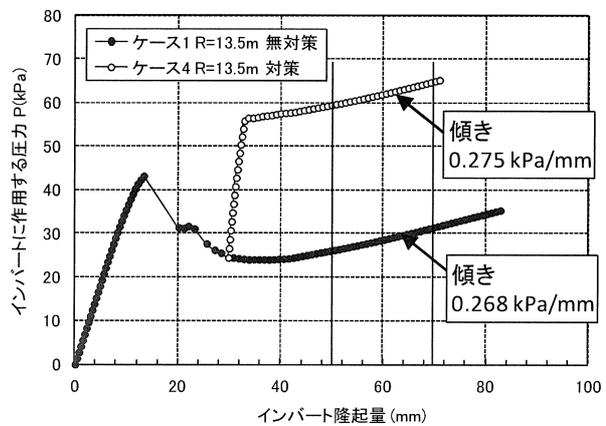


図-23 インバートの隆起量と作用する圧力の関係

これにより付着切れ後には隆起抑制効果が現れなかったと考えられる。

図-24にインバートに作用する圧力と解析ステップの関係を示す。ひびわれが発生すると圧力は低下し、ボルトを打設すると、ボルトが付着切れするまでは一定勾配で圧力が上昇していることが分かる。図-22, 図-24の結果を一覧表としてまとめたものを表-8に示す。無対策のケースのその時点での隆起速度(図-22の傾き)を $a$ 、対策ありのケースのその時点での隆起速度を $b$ としたとき、 $a/(a-b)$ を路盤隆起抑制率としている。表-8より、隆起速度抑制率という観点では、付着切れまでは曲率半径が大きい程大きいことが分かる。これは曲率半径が大きいほど、インバートの剛性は小さいので、相対的にボルトによる剛性増加の寄与度が大きくなるためであると考えられる。また、ボルト全長で付着切れとなる

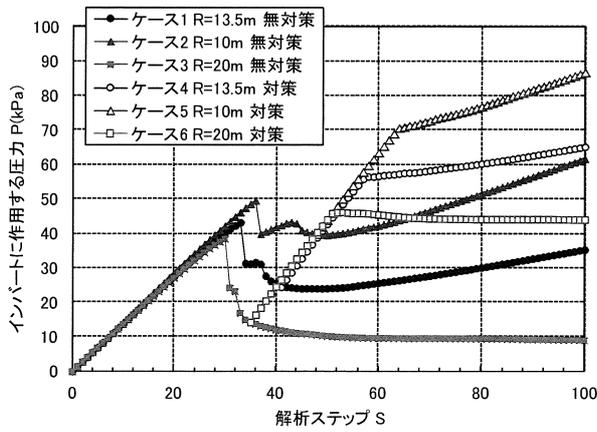


図-24 インバートに作用する圧力 (曲率半径の影響)

表-8 ボルトの効果のまとめ

|                             | ケース5  | ケース4  | ケース6  |
|-----------------------------|-------|-------|-------|
| 曲率半径(m)                     | 10    | 13.5  | 20    |
| 対策(ボルト)                     | あり    | あり    | あり    |
| ボルトによる隆起速度抑制率               | 付着切れ前 | 付着切れ前 | 付着切れ前 |
|                             | 79%   | 83%   | 85%   |
| ボルトによる隆起速度抑制率               | 付着切れ後 | 付着切れ後 | 付着切れ後 |
|                             | 3%    | 1%    | 2%    |
| ボルト全長で付着切れとなるステップ数          | 16    | 16    | 16    |
| S=100までにボルトにより抑制された総隆起量(mm) | 9.8   | 11.9  | 14.9  |
| ボルトにより増加したインバートに作用する圧力(kPa) | 31    | 31    | 31    |

ステップ数, すなわち, ボルトが効果を発揮できる期間は曲率半径によらずボルト打設後 16 ステップであった。よって, ボルトにより抑制された総隆起量は, 曲率半径が大きい程大きくなっている。ボルトにより増加したインバートに作用する圧力は曲率半径によらず約 31kPa であった。言い換えれば, たとえば曲率半径 13.5m の場合, 31kPa の内圧を与えることができるロックボルトとすれば, 16 ステップの期間, 隆起速度を 83%抑えることができるといえる。

なお, 今回の検討の横軸としている解析ステップ  $S$  は, 対策工を検討するトンネルの隆起速度の計測データがあれば,  $S$  を時間に換算できると考えている。すなわち, 曲率半径 13.5m の場合で, 対策工打設前に実トンネルで  $a$  (mm/年) (一定と仮定) という変位速度の計測データが得られた場合, 表-7 より対策工なしの変位速度は 0.89(mm/step)であるので, 解析ステップ  $S$  は, 式(4)のように時間  $t$  (年)に換算できる。

$$S = \frac{a}{0.89} t \quad (4)$$

#### b) ボルトの高仕様化の効果について

続いて, さらに隆起速度抑制率を上げたい場合, さらに長期間にわたって隆起速度抑制効果を期待したい場合を想定して, ボルトの高仕様化 (本数, 打設間隔, 径, 長さ, プレストレス) について検討する。

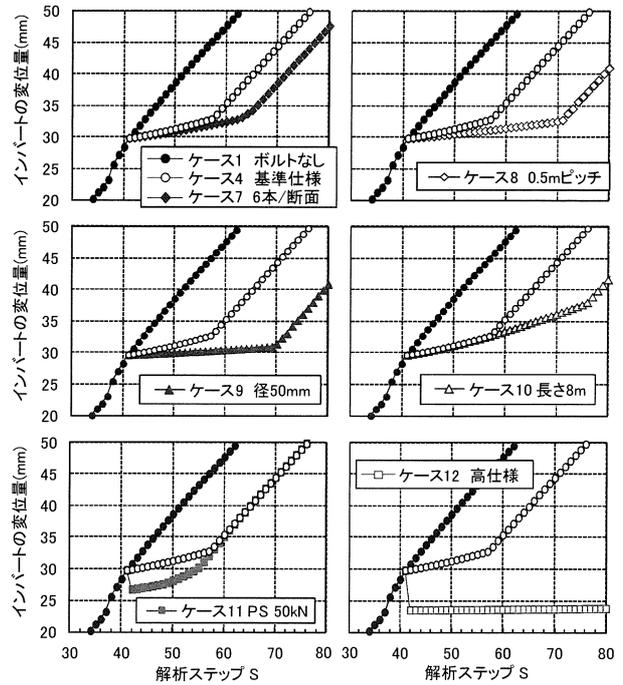


図-25 インバート変位量 (ボルト仕様の影響)

図-25 にインバートの変位量について, ケース 1, 4, およびケース 7~12 の解析結果を示す。結果は解析ステップ 30~80 の範囲のみを抜き出して示している。図-25 より, 断面当たりの本数増加, 奥行き方向の打設ピッチを短くすること, 径を太くすることで, 付着切れまでの隆起速度抑制率が大きくなるとともに, ボルトが効果を発揮できる期間も長くなっていることが分かる。また, ボルト長を長くすると, 隆起速度抑制率は大きくなりものの, 効果を発揮する期間は長くなること分かる。プレストレスを与えた場合は, 本解析では, 一時的にインバートが押し下げられるものの, その後の隆起速度はプレストレスを導入しない場合よりもむしろ大きくなっている。そして, 結果としてプレストレスを導入しない場合と同じ状態となった。一般的にロックボルトに即効性を持たせたい場合にプレストレスを導入するが, 今回のモデル化ではそのような結果にはならなかった。これは, モデル化した隆起現象が, 地山の破壊に伴う隆起ではなく地山の膨張に伴う隆起であるためと考えられる。実際にはボルトにプレストレスを導入することにより, トンネル近傍の地山に圧縮力を与え, 応力状態が安定化する等の効果により, 地圧の発生自体を抑える効果が得られることも考えられる。よって, 実際問題としてプレストレスを導入した方が対策後の隆起速度が抑制できる場合もあればそうでない場合もあり, スクイージング (地山の破壊に伴う押し出し) に対してはプレストレスの導入が有効な場合も多いと考えられる。一方で, どちらにしてもプレストレスを導入することで, 付着切れに至るまでの期間は短くなるので, 恒久対策として適用する

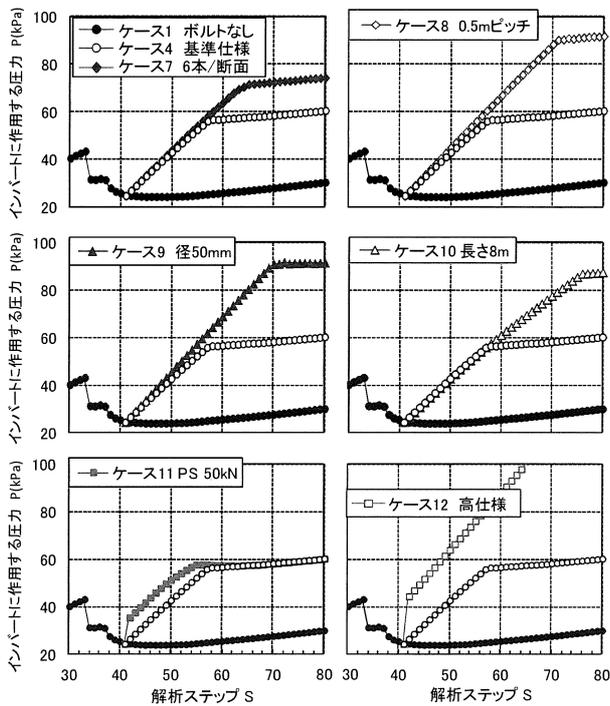


図-26 インバートに作用する圧力 (ボルト仕様の影響)

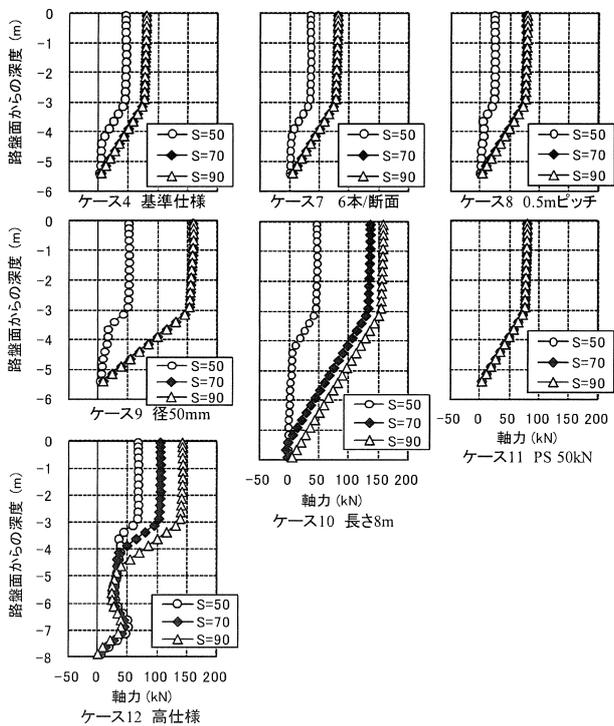


図-27 ボルトの軸力分布

場合でプレストレスを導入する場合には十分に定着が取れるように設計する必要があるといえる。なお、ケース12のように、ボルトを高仕様にした場合にはほぼ完全に隆起が抑えられ、恒久対策とみなせる結果が得られた。

図-26 にインバートに作用する圧力について示す。隆起抑制率が大きいほど、1ステップあたりの圧力増分が大きいことが分かる。

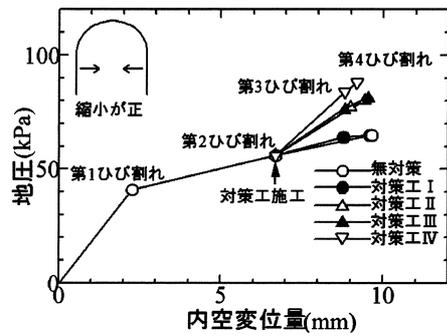


図-28 従来の対策工効果の評価図<sup>34)</sup>

図-27 に各ケースの中央寄りのボルトの軸力分布を示す。S=50の軸力分布を見ると、ケース7とケース8の軸力はケース4よりも小さく、ボルト本数を増やすことで1本当たりの軸力は小さくなっていることが分かる。ケース4, 7, 8でS=70, S=90では軸力に差がなく、ボルト全長で付着切れしている状態であることが分かる。また、ボルト径を太くする、ボルトの定着長を長くすることにより、ボルトが発揮できる軸力の最大値が大きくなっていることが分かる。なお今回、ボルトの降伏強度を一般的な値として400MPaとして計算したが、今回の解析の場合は、全ケースにおいて、ボルトの降伏よりも前に定着材と地山の間での付着切れが発生したため、ボルトは降伏しなかった。

### (3) ロックボルトの効果の評価と作用メカニズム

本章では、インバートに地圧が作用し、インバートの隆起、ひびわれが発生してから、対策工として下向きのロックボルトを打設する状況をモデル化し、インバート曲率半径、ボルトの本数や長さ、径といった仕様の違いがボルトの効果に与える影響について、数値解析により検討した。

従来は、図-28 のように対策工の効果をトンネルの耐荷力で評価することが多かったが、今回の検討では、横軸を時間経過と比例的に対応する解析ステップで評価することにより、隆起速度抑制効果というトンネル維持管理の実務で扱いやすい指標によりボルトの効果の評価できた。本章においても、模型実験と同様に横軸が時間経過とみなせることから、ひびわれ発生やロックボルトを施工したときの作用地圧や変位の変化について実務と繋げて理解しやすい結果が得られたと考える。たとえば、本解析結果から、ボルトによる対策工を実施し、隆起速度抑制効果が現れた場合でも、しばらくすると同程度の隆起速度で再変状する可能性もあることが分かり、ロックボルト施工後も変位計測を継続することが重要であることが確認された。

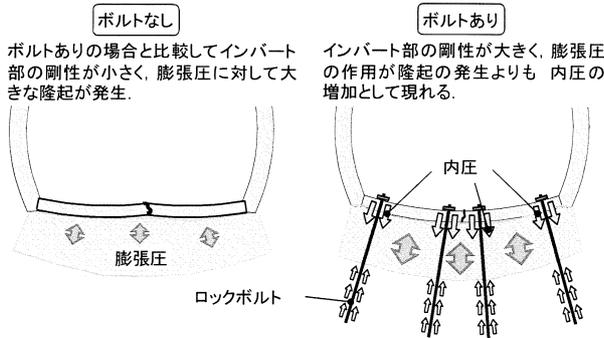


図-29 路盤隆起とロックボルトの作用のメカニズム

本検討におけるロックボルトの作用メカニズムとしては、図-29に示すように、ボルトがない場合はインバート下地山の膨張がそのまま隆起として現れるが、ボルトがある場合には、インバートの剛性が増加するため、地圧が作用しても剛性が高い分、変位として現れる量は小さくなるものと考えられる。

ロックボルトの作用メカニズムとしては、本解析では、いわゆる内圧効果<sup>33)</sup>、すなわち内圧により、トンネル周辺地山の塑性化を抑え、隆起が抑制されたわけではない。これは、プレストレスにより内圧を与えた場合にも隆起速度抑制効果は得られなかったことから分かる。今回のロックボルトの作用メカニズムとしては、内圧効果ではなく、インバートの増打ち等の直接的な補強工と同じく、インバートの剛性を向上させる効果であったと考えられる。ただし、ロックボルトはインバートの増打ちと比較すると内空をあまり阻害せず、施工性もよいものの、付着切れが発生した後は剛性向上効果はあまり得られないと考えられる。

## 6. 結論

本論文では、路盤隆起を発生した山岳トンネルについて事例を収集し、とくに吸水膨張を想定した路盤隆起を再現する模型実験を実施した。また、吸水膨張を想定した数値解析を実施し、インバートの効果や下向きロックボルトの本数、径、長さといった諸元が路盤隆起抑制効果に与える影響を検討した。本研究により得られた結論を以下にまとめる。

- ①路盤隆起の計測データを整理した結果、路盤隆起は経過時間に対して線形的に進行するケースが多いことが分かった。
- ②膨張モルタルを使用した模型実験の結果、時間とともに持続的に進行する隆起現象が表現でき、ボルトによるインバート隆起の抑制効果を把握した。
- ③膨張モルタルを使用した模型実験の結果、ボルトによる隆起速度の低減効果はある程度隆起が進行すると確

認できなくなったが、変位速度の一時的な急増を抑制する効果は最後まで継続した。

- ④模型実験の数値解析の結果、ひびわれ発生時にはボルトの軸力が急増することにより、インバートの急激な隆起、インバートに作用する地圧の急激な低下を防いでいることが分かった。
- ⑤実トンネルの補強を想定した数値解析の結果、インバートの曲率半径が大きく、インバートの剛性が小さい場合の方がボルトによる変位の抑制効果は大きいことが分かった。
- ⑥ボルトの本数増加、径の増加により、ボルト打設後の変位速度抑制率が向上し、ボルトが効果を発揮する期間も長くなることが分かった。
- ⑦ボルト長を長くすると、隆起速度抑制率は大きくなるものの、効果を発揮する期間は長くなることが分かった。
- ⑧プレストレスの導入は、地山の応力状態を安定化させ塑性化を抑制する「内圧効果」を期待する場合には有効であると予想されるが、「インバート剛性の向上効果」はプレストレスの導入により低下することが分かった。

本研究により、ロックボルトの仕様が隆起抑制効果に与える影響がある程度評価された。実務においては施工性等を考慮の上、合理的にロックボルトの仕様が決定されることが望まれる。また、施工時においては、削孔水等により地山劣化が発生することも考えられる。地山を乱さない施工法やボルトの本数や長さ、径が地山劣化に与える影響についても注意を払う必要があると考える。

**謝辞：**本研究を実施するにあたって、株式会社ジェイアール総研エンジニアリングの石田良二博士には膨張性粘土鉱物に関する性質や試験方法等についてご教示いただいた。また、模型実験の実施に当たっては株式会社テスの松本吉雄氏にご協力いただいた。ここに謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 松長剛, 野城一栄, 朝倉俊弘: 地山劣化モデルによるトンネル変状の進展予測に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.2, pp.467-479, 2009.
- 2) 原田聡: ロックボルト補強トンネルの長期計測, 鉄道土木, Vol.27, No.11, 1985.
- 3) 河野正博, 高卯和博: 供用トンネルにおける変状と対策, トンネルと地下, Vol.30, No.6, pp.15-22, 1999.
- 4) 高木敏雄: 営業線トンネルの変状と対策, トンネルと地下, Vol.28, No.11, 1997.
- 5) 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.
- 6) 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, No.12, pp.27-37, 2009.

- 7) 大嶋健二, 城間博通, 伊藤哲男, 村地栄次, 久保田龍郎: 変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.329-334, 2002.
- 8) 箱石安彦, 真下英人, 石村利明: シミュレーション解析によるトンネル変状メカニズムに関する一考察, トンネル工学研究論文・報告集, 14巻, pp.331-335, 2004.
- 9) Seki, S., Kaise, S., Morisaki, Y., Azetaka, S., Jiang, Y.: Model experiments for examining heaving phenomenon in tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 23, Issue 2, pp.128-138, 2008.
- 10) 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対する一考察, トンネル工学報告集第20巻, pp.85-92, 2010.
- 11) 山本稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文集, No.277, pp.95-104, 1978.
- 12) 土屋敬: ロックボルトのトンネル補強効果と最適設計パターンに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.436, pp.17-26, 1991.
- 13) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行: 軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果, 土木学会論文集, No.561, pp.19-31, 1997.
- 14) 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.
- 15) 嶋本敬介, 野城一栄, 中西祐介: ロックボルトによる山岳トンネル路盤隆起対策に関する模型実験, トンネル工学報告集, vol.19, pp.185-192, 2009.
- 16) 嶋本敬介, 東川正和, 野城一栄, 朝倉俊弘: 膨張材を使用した山岳トンネルのインバート部変状に関する模型実験, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.45, 2010.
- 17) アイダグン オメール, 赤木知之, 伊東孝, 川本眺万: スクイーミ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.
- 18) 仲野良紀: 膨張性地山の実態, トンネルと地下, Vol.6, No.10, 1975.
- 19) Witke, W & Witke, M.: Design, construction and supervision of tunnels in swelling rocks. Under-ground space use: Analysis of the past and Lessons for the future, Taylor & Francis Group, London, Erdem & Solak (eds): 1173-1178, 2005.
- 20) Iván Rafael Berdugo De Moya, Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, Enrique Romero Morales, Antonio Gens Solé: Tunnelling And Swelling In Triassic Sulphate-Bearing Rocks. Part I - Case studies from Baden-Württemberg. *Revista Epsilon*, No. 12, pp. 13-37. 2009.
- 21) Anagnostou, G., E. Pimentel & K. Serafeimidis: Swelling of sulphatic claystones - some fundamental questions and their practical relevance. *Geomechanics and Tunnelling*, 3, 567-573. 2010.
- 22) 土木学会: トンネルの変状メカニズム, p.46, 2003.
- 23) 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.
- 24) 鈴木哲也, 岩淵武, 林満, 森田英俊: 変質した地山中のトンネルにおける変状調査と対策, 開発土木研究所月報, No.449, 1990.
- 25) 星野寛, 小林雄一, 吉田保: 岩石の吸水膨張とその地質工学的意義, 応用地質, Vol.13, No.2, pp.16-18, 1972.
- 26) 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.
- 27) 江守一郎, DJ. シューリング: 模型実験の理論と応用, 技報堂, 1973.
- 28) 小島芳之, 吉川和行, 野城一栄, 野間達也, 朝倉俊弘, 土屋敬: 上部地盤の荷重がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験, 土木学会論文集, No.729, pp.73-86, 2003.
- 29) 原田哲夫, 副田孝一, 出光隆, 渡辺明: 静的破砕剤の膨張圧測定法と膨張圧の諸性質: 土木学会論文集 V, No.478, pp.91-100, 1993.
- 30) ITASCA Consulting Group, Inc.: FLAC<sup>3D</sup> Version 4.0 Structural Elements, 2009.
- 31) ITASCA Consulting Group, Inc.: FLAC<sup>3D</sup> Version 4.0 Theory and Background, 2009.
- 32) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集 III, No.493, pp. 79-88, 1994.
- 33) 土木学会: トンネル標準示方書 [山岳工法]・同解説, p.80, 2006.
- 34) 鉄道総合技術研究所: 変状トンネル対策工設計マニュアル, p.227, 1998.

(2012. 5. 28 受付)

## STUDY ON THE HEAVING CAUSED BY SWELLING OF ROADBED AND ITS COUNTERMEASURES IN MOUNTAIN TUNNELS

Keisuke SHIMAMOTO, Kazuhide YASHIRO, Yoshiyuki KOJIMA, Kazuhiko TSUKADA and Toshihiro ASAKURA

Some mountain tunnels suffered from ground heaving require some countermeasures in service, but these designs often depend on empirical methods. Therefore, reasonable countermeasures against heaving become a significant problem. In this study, swelling is focused on as the mechanism of ground heaving, and the model experiment and numerical analysis that express swelling are carried out. As the result, the model test can simulate the heaving phenomenon which progress as time goes on, and it is confirmed that downward rock bolts curb the heaving by the effect of stiffness improvement of tunnel structure. Additionally, the effect of downward rock bolts specifications such as the number of bolts, their diameter, length and the value of prestress are estimated quantitatively.