

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

嶋本 敬介¹・野城 一栄¹・中西 祐介¹

¹正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル

(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail:smmt@rtri.or.jp

鉄道トンネルにおいて、路盤隆起を伴う変状は列車走行の安全性に直結する問題であり、軌道変位に対して整備基準値や運転規制の基準値を設けるなど、厳しい管理が行われている。路盤隆起対策としては、活線下ではインバートの新設や改築は困難であり、ロックボルトによる対策が合理的であると考えられる。よって、ロックボルトによる路盤補強メカニズムと、その合理的な仕様について検討するため、模型実験を実施した。その結果、ロックボルトの効果はロックボルトの本数を増加するほど向上することがわかった。また、ロックボルトには、路盤下の地山のせん断破壊を防止することにより路盤隆起を抑制する効果、ロックボルトと地山との周面摩擦により路盤隆起を抑制する効果があることがわかった。

Key Words : mountain tunnel, railway tunnel, ground heaving, rock bolts, model test,

1. はじめに

急峻な山地が連続し狭隘な平地に都市が建設されている我が国では多くのトンネルが建設、供用されており、JRでは2000km以上の鉄道トンネルが現在使われている。しかしながら、社会情勢の変化に伴い建設のピークは過ぎ、いかに安全に使用し続けるかが現在の重要課題となっている。

経年に伴い変状を生じるトンネルも少なくないが、各種の変状の中で盤膨れなどの路盤隆起がある。鉄道トンネルでは、列車が高速でレール上を走行するその特性から、例えば数mmの路盤隆起であっても列車の走行安全性に大きな影響を与える恐れがある。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。このような理由から、路盤隆起は特に注意を払わなければならない変状であるといえる。このような路盤隆起であるが、特に、地山条件が良くないトンネルにおいて、路盤部が変状するという事例が多数報告されている¹⁾⁵⁾。軌道変位に関して整備上や運転規制上の基準値を設けるなどして厳しい管理が行われ、安全性は保たれているものの、路盤部の変状対策は依然として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(図-1)や改築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、施工時間が長く必要

となる。しかし、供用中の鉄道トンネルにおいて長期間の作業を実施するには、列車通行止めの手配が必要となるため、社会的影響を考えると現実的に困難であることが多く、インバート対策と比較し、短い作業時間で施行可能なロックボルトにより対策するケースが増加しつつある(図-2)。

トンネルの路盤隆起対策の研究としては、古くは鉱業関係で盛んに行われており、例えば、駒井ら⁶⁾は、模型実験と数値解析の結果から、岩盤強度とボルト打設密度の関係のノモグラムを導き出している。また近年では、

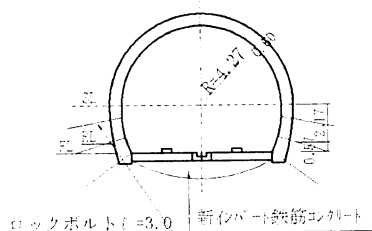


図-1 インバートによる路盤隆起対策の例¹⁾

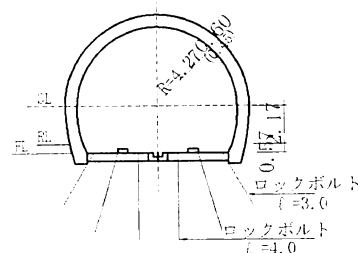


図-2 ロックボルトによる路盤隆起対策の例¹⁾

大嶋ら⁷⁾により、道路トンネルの盤ぶくれを対象として、模型実験と数値解析により、現象解明に向けて取り組まれており、盤ぶくれが発生する応力レベル等が導き出されている。

しかしながら、ロックボルトによる路盤隆起対策工は、その変状抑制効果や、効果的な配置、寸法が不明確であり、過去の同様な事例から経験的にロックボルトの仕様などが決められているのが現状である。

そこで、筆者らは、路盤部の変状対策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標として研究を実施している。本論文では、ロックボルトによる路盤補強の効果やそのメカニズムについて明らかにすることを目的として実施した模型実験の結果について報告する。

2. 山岳トンネルの路盤隆起現象

(1) 想定される路盤隆起のメカニズム

路盤隆起は水平内空の縮小などの塑性圧による変状と同時に生じているか、あるいは、塑性圧による変状が生じやすい地質で生じていることが多い。このため、一般的には塑性圧による変状の一形態と考えられる。文献⁸⁾によれば、塑性圧は、スクイージング現象とスウェリング現象に分類できるとされている。前者のスクイージング現象は、トンネル掘削に伴う応力の変化により、トンネル周辺の地山の応力が地山の強度を越えて、周囲の地山が塑性化することにより発生すると定義されている。また、後者のスウェリング現象は、地山中に存在するスメクタイト等の粘土鉱物が吸水して膨張することにより発生すると定義されている。なお、文献⁹⁾によれば、日本における膨張性トンネルと呼ばれる現象のメカニズムは、スクイージングした後スウェリングしているものと考えられ、仲野⁹⁾も指摘しているように、実際の押し出し量はスクイージングによるものが大半であると考えられるもののその区別は難しいものとされている。

さて、路盤部の固有の問題として、排水工は路盤部に設けられるため、路盤下の地山に水が集水されやすく、継続的にスウェリングが進行しやすい状況となっている。この状況で、スレーキング等により地山強度の低下が起これば、路盤隆起の発生・進展に繋がるものと考えられる。特に、供用開始の古いトンネルではインバートのないことも多く、また、インバートは一般にアーチ部に比べて、曲率が小さいことから、路盤部が卓越して変状する事例も多い。また、インバートと側壁接合部の施工時の不具合などの構造的な要因も、路盤隆起を進展させる理由となっていると考えられる²⁾。

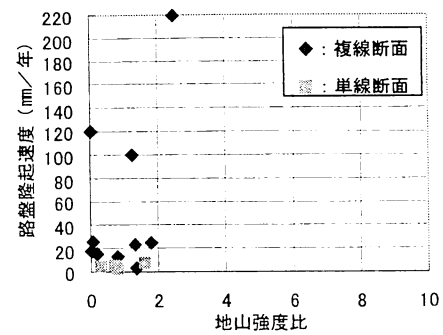


図-4 路盤隆起速度と地山強度比の関係

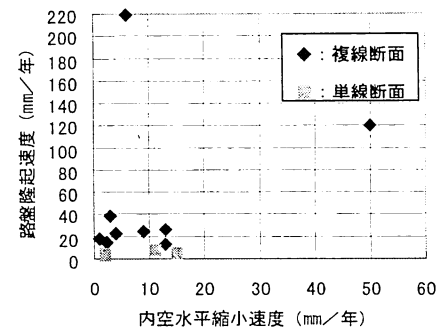


図-5 路盤隆起速度と水平内空縮小速度の関係

(2) 事例分析

路盤隆起を生じた鉄道・道路トンネルの事例について、計測データを分析した。

路盤隆起速度と地山強度比の関係を図-4に示す。なお、ここで用いた地山強度比とは、 $q_u/\gamma H$ (q_u : 地山の軸圧縮強度, γ : 地山の単位体積重量, H : トンネルの土被り) で表され、スクイージングの発生しやすさの目安として一般的に用いられる指標である。図より、路盤隆起が発生したトンネルは、地山強度比が小さい場合(2以下)が多いことがわかる。すなわち、(1)で述べたように、スクイージングが路盤隆起の原因の1つであることがこれによっても確認できる。

次に、路盤隆起速度と水平内空縮小速度の関係を図-5に示す。スクイージングでは、水平内空変位も同様に縮小するのが一般的と考えられたが、図-5によればその相関性が小さく、これらのケースは路盤下地山のスウェリングが支配的となっている可能性も考えられる。理由としては、トンネル個々の地質条件や構造条件の違いが考えられる。地質条件としては、路盤部に集まる水の多寡、構造条件としては、排水構造、トンネルの形状などである。全体的に複線トンネルにおいて路盤隆起速度が大きい傾向にある。例えば、同じ大きさで地圧がトンネルに作用したとしても、複線トンネルの方が、作用する路盤部の面積が広く、その合力や曲げモーメントの最大値が大きくなり、構造的に下部からの作用に対して耐力が小さくなるものと考えられる。

3. 実験条件および実験ケース

(1) 実験装置

実験には、載荷模型実験装置¹⁰⁾（縮尺1/50，図-6）を用いた。本装置は、土槽（600×600×300mm），反力フレーム，載荷用ジャッキ（200kN），ロードセル，載荷板，模擬地山，覆工模型などからなっており，ジャッキの片側からの載荷により模擬地山を介して覆工模型に地山の変位が伝わる構造になっている。また，模擬地山作成後は蓋を設置して，2次元ひずみ条件を仮定して実験を行ったが，トンネルの位置する部分には円形の観察窓が空いており，載荷中のトンネル内の様子が目視で観察できるようになっている。図-7に土槽とトンネル覆工模型の寸法，位置関係を示す。

実験に用いた覆工模型を図-8に，覆工模型の諸元を表-1に示す。覆工模型は巻厚70cm複線新幹線断面の1/50縮尺を想定して，巻厚14mm，内空半径96mmとしている。覆工模型はモルタル製で，圧縮強度は約26MPaである。

地山については，軟岩を想定して，ベントナイトなどを配合した低強度のモルタルを使用しており，一軸強度が約0.5MPa，変形係数が約100MPa程度である。表-2に模擬地山の諸元を示す。本材料は過去に小島ら¹¹⁾が行った研究で用いたものと同じもので，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かかわらず流動性がよく分離が起きにくい材料である。

ロックボルト模型を図-9に示す。ロックボルトの材料にはアルミニウムあるいはステンレスを用いた。ロックボルトの直径は，3mmと1mmの2種類がある。直径3mmのものにはアルミニウム棒を使用し，直径1mmのものにはステンレス棒を使用した。ここで，ロックボルトの地山との付着力を実現するため，ボルト模型の周面にエポキシ系接着剤により砂（硅砂6号）を貼り付けてある。なお，ボルトの径は，実物大に換算すると，50mmとなり，やや過大であるが，定性的な評価は可能であると考ええる。ボルトの長さは定着長で100mm（実物5m相当）とした。また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（実物2.1m相当）である。例として，ロックボルトを4本設置するケースにおけるボルト配置を図-10に示す。

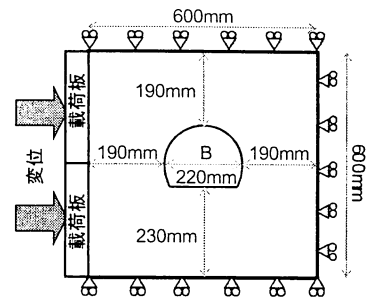


図-7 土槽と覆工模型の寸法

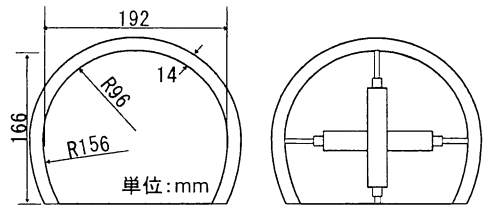


図-8 覆工模型および計測機器配置状況

表-1 覆工模型の諸元

材料	モルタル
強度	約 26MPa（28 日強度）
巻厚	14mm
奥行き	300mm
打継目	アーチ～側壁間の打継目はモデル化しない

表-2 模擬地山の諸元

名称	低強度モルタル
主要な材料	セメント，硅砂，ベントナイト
一軸圧縮強さ q_u	約 0.5MPa（7 日強度）
変形係数 E_{50}	約 100MPa（ひずみ速度 1%/min 時）
内部摩擦角 ϕ	9.5°

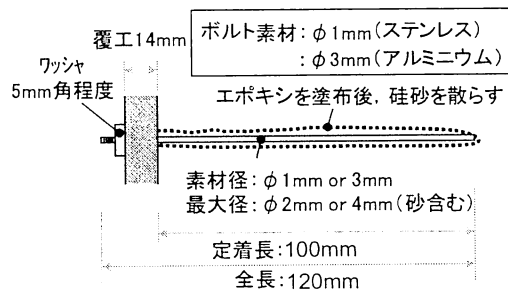


図-9 ロックボルト模型の模式図

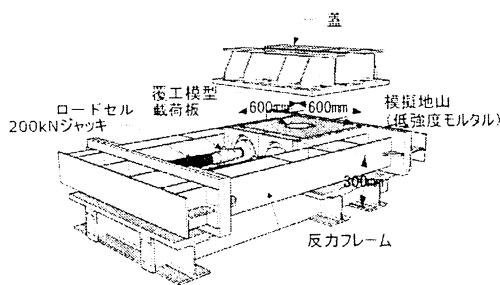


図-6 載荷模型実験装置

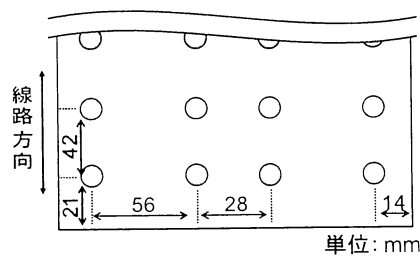


図-10 ロックボルト 4 本配置例

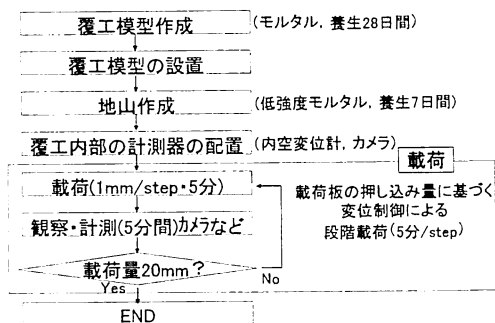


図-11 実験フロー

ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
標準 (無対策)	インバート 有り	ロックボルト 6本・太い	ロックボルト 4本・鉛直	ロックボルト 3本
ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	
ロックボルト 2本・両端	ロックボルト 2本・中央 垂直	ロックボルト 2本・中央 斜め	ロックボルト 4本・両端 垂直・中 央斜め	

図-12 実験ケース

(2) 実験方法

実験フローを図-11に示す。荷重は変位制御により実施し、トンネルに対して左側から変形を与えた。この変形により、路盤部が破壊され、路盤隆起が発生する。これは、実トンネルにおいて、水平方向応力によって、路盤部が塑性化し、スクイーミング現象によって路盤が隆起するという状況を再現している。

実験は、荷重速度0.2mm/minのもとで5分間荷重し、1mmの変形を確認後に荷重を停止し、その状態で5分間覆工内部の観察を実施する。このステップを、荷重板変位が20mmまで繰り返す。

計測に関しては、ジャッキの変位、荷重板の変位、荷重重の他、図-8に示したように、トンネル内に変位計を設置し、左右側壁、天端、路盤の変位を計測した。その他、目視により覆工のひび割れ状況を確認した。

(3) 実験ケース

実験ケースを図-12に示す。実験は無対策（ロックボルトなし、インバートなし）のケース（ケース1）を標準とし、インバートの有無に着目したケース（ケース2）、ロックボルトの太さ、本数、打設位置をパラメータとして変化したケース（ケース3～7）、ロックボルトの打設方向を変化させたケース（ケース8～9）の計9ケースを実施した。

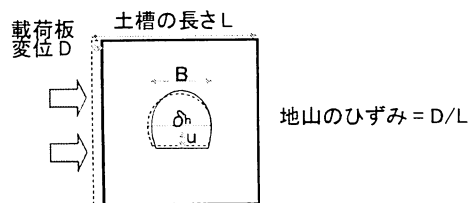


図-13 地山のひずみD/L、トンネルの水平内空縮小量 δ_h 、路盤隆起量uの定義

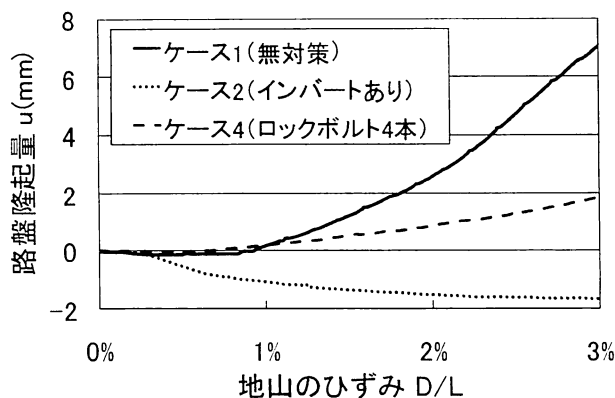


図-14 地山のひずみと路盤隆起量

4. 実験結果

実験結果については、地山のひずみD/Lと路盤隆起量u、トンネルの水平内空縮小量 δ_h を指標にして整理した。図-13にこれらの諸量の定義を示す。

(1) 路盤隆起量

図-14は、代表的なケース1（無対策）、ケース2（インバートあり）、ケース4（ロックボルト4本）を例に取りD/Lとuとの関係を示したものである。図より、ケース1において、地山のひずみ1%程度から盤ぶくれが始まり、以降、地山のひずみの増加とともに加速度的に路盤隆起が発生する事がわかる。これは、地山のひずみ1%において、路盤のせん断破壊が発生し、以降路盤部の破壊領域が拡大し、路盤隆起が増大したものと想定される。ケース2においては、地山のひずみが0.3%程度から、インバート部が下に変形した。ケース4においては、ケース1と同じく、地山のひずみ1%程度から盤ぶくれが発生しているが、ケース1と比べると、隆起量は1/3以下に抑えられていることがわかる。

図-15はD/L=3.0時に着目し、ケース1（無対策）の路盤隆起量uを1とし、その他のケースの隆起量uと比較したものである。また、代表的なケース1、4について、実験終了時の破壊状況を写真-1、2に示す。なお、ここで、ボルトの設置位置がわかるように、実験で用いたボルトと同じ形状のボルトを表面に置いてある。

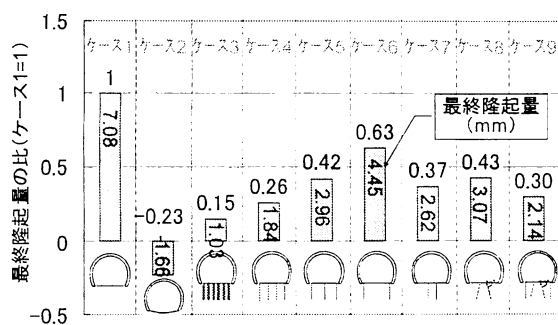


図-15 路盤隆起量の比較

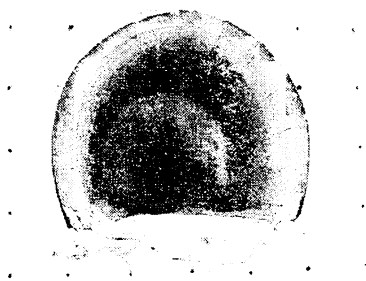


写真-1 ケース1（無対策）の破壊状況

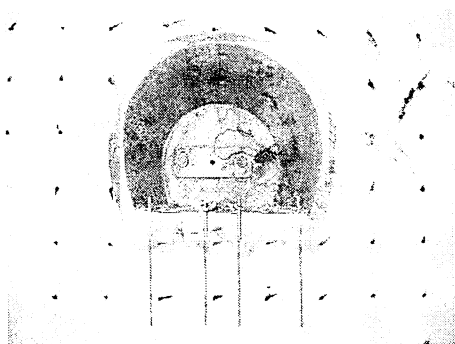


写真-2 ケース4（ロックボルト4本）の破壊状況

図-15より路盤隆起対策を概観すると、対策の程度が大きくなるにしたがい路盤隆起を抑制できることがわかる。

図によれば、最も路盤隆起抑制効果があるのはケース2（インバート）であり、路盤隆起は生じておらず、経験に基づく知見と同様の結果となった。ただし、トンネルを閉合してリング構造となったため、水平内空が縮小した分鉛直内空が拡大し、路盤部は逆に若干沈下するという結果となった。

次に、図において、ロックボルトを鉛直に施工し、ロックボルトの打設本数を変化させたケース（ケース3～6）を比較すると、ボルト本数の増加により、隆起抑制効果が向上することがわかる。

また、図において、ロックボルトの打設方向に着目したケース（ケース7⇔8、ケース4⇔9）を比較すると、鉛直から20°傾斜させて斜めに打設したケース8、9は鉛直

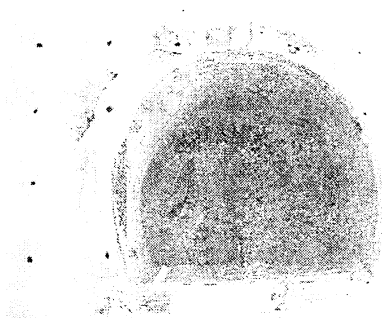


写真-3 ケース7（ロックボルト内側2本）の破壊状況

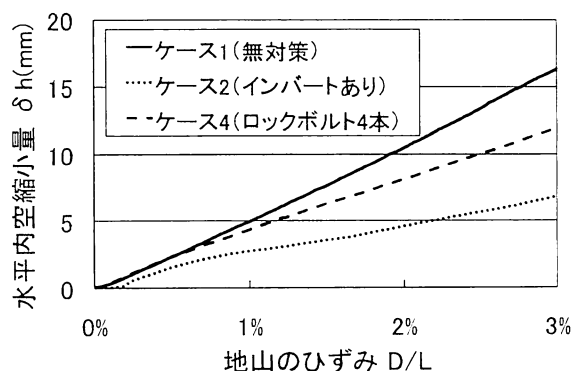


図-16 地山のひずみとトンネルの水平内空縮小量

に打設したケース7、4よりも路盤隆起が10～20%程度増加し、効果が小さくなることも確認された。

なお、ケース6（ロックボルト外側2本）に比べ、ケース7（ロックボルト内側2本）の路盤隆起量が小さくなっている。これは、実験において路盤変位量を路盤中央で計測しており、ケース7では、計測箇所近くに2本のボルトが打設されているため、ボルトの隆起抑制効果が過大に評価されたものと考えられる。ケース7では写真-3のように、両端側が隆起した凹型の隆起が確認されており、平均的な隆起量は計測値よりも大きくなっている。

(2) トンネルの水平内空縮小量

図-16は、代表的なケース1（無対策）、ケース2（インバートあり）、ケース4（ロックボルト4本）を例に取りD/Lと δ_h との関係を示したものである。

図より、ケース1とケース2を比較すると、インバートにより、水平内空縮小量は1/2程度に抑制されていることがわかる。またケース1とケース4を比較すると、地山のひずみ0.7%程度から水平内空縮小量に差が出始める。そして、その差、すなわちボルトによる水平内空縮小の抑制効果は、地山のひずみが大きくなるほど広がることがわかった。

図-14、図-16よりケース1とケース4を比較すると、ロックボルトの効果は路盤隆起、水平内空縮小ともに、弾性域ではなく、地盤の塑性化が始ってから効果が発揮されていると想定される。

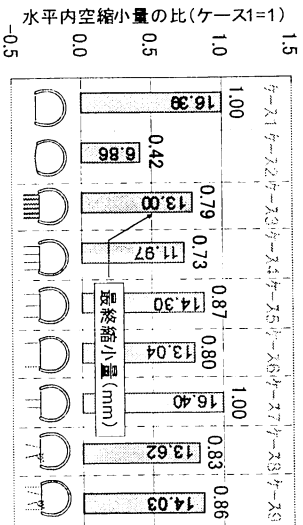


図-17 水平内空縮小量の比較

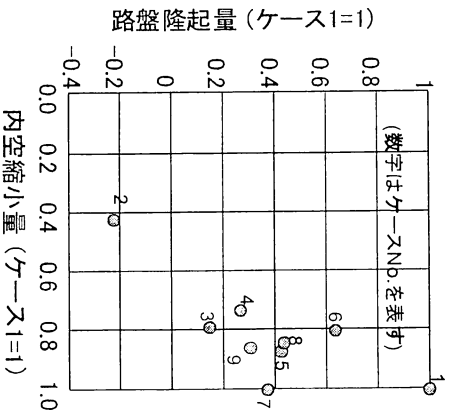


図-18 路盤隆起量と水平内空縮小量との関係

図-17はDL=3.0時に着目し、ケース1（無対策）のトンネルの水平内空縮小量を1とし、その他のケースの水平内空縮小量と比較したものである。

路盤隆起と同様、水平内空縮小量についても、ケース2（インバートあり）が最も小さくなった。ケース2は、ケース1（無対策）の場合と比較し水平内空の縮小が半分以下に抑制されており、インバートが水平内空の抑制に効果的であることがわかる。なお、路盤下へのロックボルトの施工は水平内空の抑制に対する効果は小さいものと当初予想していたが、実験結果によれば、ロックボルトを施工したケース3～9においては、ケース7（ロックボルト内側2本）を除き、少ないながらも変位の抑制効果が確認できた。

図-18に路盤隆起量と水平内空縮小量との関係を示す。なお、路盤隆起量、水平内空縮小量のそれぞれを、ケース1の時の値を1として無次元化して表示した。図より、バランキは認められるが、水平内空縮小量と路盤隆起量とは相関があることが確認できる。これより、インバートがない場合は路盤部が破壊し地山のアーチ効果が失われるのに対し、ロックボルトにより路盤部を補強すると、路盤部の塑性化が抑えられ、地山のアーチ効果が維持され、トンネルおよび周辺地山の剛性の低下が抑えられることによるものと考えられる。

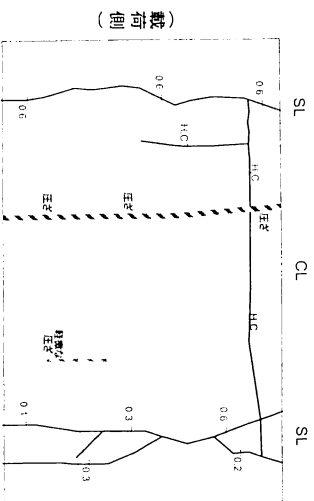


図-19 ケース4（ロックボルト4本）変状展開図

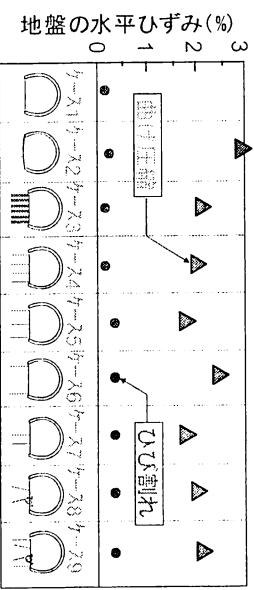


図-20 変状が発生したときのDL

(3) 覆工の変状

トンネルの維持管理においては、覆工や路盤の変位量のほか、覆工のひび割れや剥落の有無も重要な管理項目となる。例として、ケース4（ロックボルト4本）のDL=3.06時の覆工の変状展開図を図-19に示す。ケース4では、覆工内面に生じた変状は、側壁両部に引張りひび割れ、天端部に圧ざ（曲げ圧縮破壊）という分布となっている。また、ケース毎に若干の発生位置の差異はあるものの、概ねどのケースでも図-19のような分布となった。

ひび割れが発生したDL、圧ざが発生したDLをケース間で比較したものを図-20に示す。ひび割れについては、最初のひび割れの発生時のDLはケース間でほとんど差はないという結果であった。圧ざについては、インバートやロックボルトを施工した場合には、DL=2%程度で圧ざが発生した。ここで、DL=2%を実トンネルの水平内空の縮小量に換算すると200mm程度の縮小に相当し、かなり大きな変形が生じている状態である。今回の実験では背面空洞は設けなかったこともあるが、この程度の内空の縮小がない限り圧ざが生じないことを踏まえると、一般的にはかなり大きな変形が与えられない限り圧ざは発生しないと言える。とはいえ、ケース1（無対策）では実験終了時（DL=3%）でも圧ざが発生しなかったことを考慮すると、ロックボルトを施工することにより、圧ざが発生するDLは小さくなっている。路盤部で変形が抑制されたためにトンネルのアーチとしての剛性が高まり、覆工の圧縮軸力が大きくなった結果、小さな曲げ作用でも圧ざが発生した可能性がある。

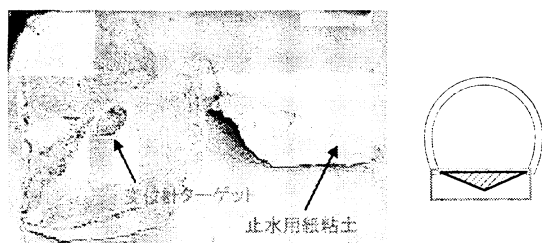


写真-4 ケース1（無対策）路盤部破壊状況

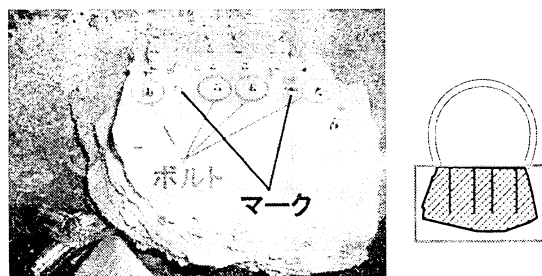


写真-5 ケース4（ロックボルト4本）路盤部破壊状況

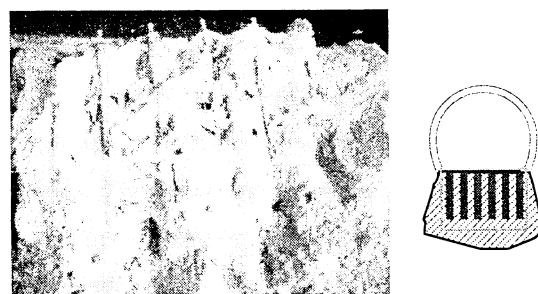


写真-6 ケース3（ロックボルト6本）の
ボルトと地山の付着状況

(4) 地山の破壊状況とロックボルトと地山との付着状況

地山については、試験終了後に実験土槽の蓋をはずし、路盤部の地山を切り出して、路盤隆起の状況や、地山の破壊状態、地山～ロックボルトの滑りの状況を観察した。

実験終了後の路盤部の地山の破壊状況を、ケース1（無対策）は写真-4に、ケース4（ロックボルト4本）は写真-5に示す。ケース1では、地山のひずみD/Lが大きくなると路盤部の地山にくさび型のせん断面が発生し、小塊が剥離した。一方、ケース4では、路盤部に明瞭なせん断破壊面生じず、実験後にボルト打設範囲が一塊として取り出すことができた。以上のことから、ロックボルトと地山間の粘着、周面摩擦による地山補強効果により、路盤隆起のきっかけとなる地山のせん断破壊を抑制できたものと考えられる。

地山～ロックボルト間の滑りについて詳細に観察すると、ケース4ではボルト頭部が若干地山側にめり込み、地山～ロックボルト間で滑りが発生していた。比較として、ロックボルトを太径にして本数を増加させて路盤の隆起に対する抵抗を大きくしたケース3（ロックボルト6本）の破壊状況を写真-6に示す。地山～ロックボルト間で滑りが生じていないことがわかる。ケース4は、ボ

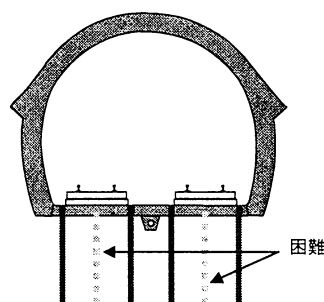


図-21 実トンネルへの応用例

ルト頭部において、若干の滑りが生じたのに対して、ケース3では地山－ボルト間の付着力により、路盤隆起を抑えていたことがわかる。このような効果により、ケース間で、破壊領域発生後の路盤隆起量、水平内空変位量に差が生じたものと考えられる。

(5) 実トンネルへの応用例

実験結果から実トンネルへの応用例を示す。なお、あくまでも模型実験の結果は定性的なものであり、さらに実際のトンネルでは地質条件やトンネル構造、ロックボルトと地山の付着など条件は様々であるため、実トンネルでの検討時には十分な検討が必要である。

今回の実験結果から、ロックボルト本数を増やすことにより路盤隆起抑制効果が向上することが確認できた。一方で実際のトンネルでは、軌道中央部へのロックボルトを施工することは、軌道スラブ板の存在などにより困難なことが一般的である（図-21）。したがって、今回の結果からは、ケース3（ロックボルト6本）よりも若干効果は小さいが、ケース1（無対策）と比較し隆起量を約1/4に抑えられるケース4（ロックボルト4本鉛直方向打設）が合理的と考えた。

ケース4におけるボルト配置は図-10に示したとおりである。この場合、ボルト1本が負担する最大面積は $1,764\text{mm}^2$ （ $42\times 42\text{mm}$ ）となる。これを実トンネル（縮尺50倍）へ置き換えると約 4m^2 となり、1本あたりが負担する面積がこの程度（ 0.25本/m^2 ）であれば、路盤隆起抑制効果があると推定される。すなわち、ロックボルトの奥行き方向の施工ピッチを鋼製支保工間隔（1～2m）と考え、路盤のトンネル周方向には2～4mピッチでの打設となる。

また、ロックボルトの長さに関しては、ロックボルト－地山間の粘着力と周面摩擦により、路盤部のせん断破壊を抑制し、路盤隆起を抑えるというメカニズムから、ボーリング調査等より推定される塑性領域よりも長い必要がある。

5. 結論

本研究により得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 路盤下へのロックボルトを打設することにより路盤隆起の抑制効果があることが確認できた。また、その効果はロックボルトの本数が増加するほど向上することがわかった。また、打設方向は、路盤の変位方向と等しい鉛直方向にすると効果が高まることがわかった。
- 2) 路盤下へのロックボルトを打設することにより、路盤隆起の抑制効果に比べて小さいものの、水平内空の縮小の抑制効果も確認できた。
- 3) インバートによる対策は、これまで一般的に述べられているように、路盤隆起に対して最も効果的な対策であることが確認できた。
- 4) 路盤下ロックボルトの路盤隆起抑止効果のメカニズムとして、ロックボルトにより路盤部を補強してせん断破壊面の発生を防止しロックボルト打設部の地山を一体的に挙動させること、ロックボルトと地山との付着力、摩擦力により路盤隆起を抑えることが推定された。

今後については、以下の取組みを実施し、合理的な設計手法を提案する予定である。

- 1) ボルトの長さ、地山の強度を変更させた実験を実施し、今回確認されたメカニズムを確認する。
- 2) スウェリング現象が卓越する場合の路盤補強工の効果について実験的に検討する。
- 3) 実験の再現解析を実施し、ボルト仕様等をパラメータとして実トンネルを想定したパラメータ解析を行い、

路盤下へのロックボルトの設計手法を提案する。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 小西康人：地すべりによる鉄道トンネルの変状と対策，基礎工，2004.
- 4) 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，第 38 巻 9 号，pp.7-16，2007.
- 5) 佐久間智，菅原徳夫，多田誠：供用トンネルで発生した変状とその対策，土木学会第 64 回年次学術講演会，CD-ROM，III-402，2009.
- 6) 駒井武，内田早月，富永敏雄：ボルト支保による盤ぶくれの抑制（第 2 報）—大型模型実験による定量的評価—，採鉱と保安，Vol.29，No.9，1983.
- 7) 大嶋健二，伊藤哲男，畔高伸一，森崎泰隆，蔣宇静：トンネルの盤膨れ現象の実験的解明，トンネル工学論文集，第 15 巻，pp.13-22，2005.
- 8) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，p.46，2003.
- 9) 仲野良紀：膨張性地山の実態，トンネルと地下，Vol.6，No.10，1975.
- 10) 野城一栄，橘直毅，小島芳之，野々村政一，朝倉俊弘：地震による変位を想定したトンネルの模型実験，トンネル工学報告集，第 17 巻，pp.195-202，2007.
- 11) 小島 芳之，吉川 和行，野城 一栄，野間 達也，朝倉 俊弘，土屋 敬：上部地盤の载荷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，III-62，2003.

MODEL TEST FOR COUNTERMEASURES AGAINST GROUND HEAVING IN MOUNTAIN TUNNELS BY ROCKBOLTS

Keisuke SHIMAMOTO, Yusuke NAKANISHI and Kazuhide YASHIRO

For railway tunnel, ground heaving is critical problem which leads directly to safety of train driving, therefore displacement of rail track is managed rigidly by criterion value of repair or driving control. Invert is a good countermeasure for ground heaving, but it needs long time of construction so it is not suitable for railway tunnel in service and rock bolts are considered as reasonable countermeasure. The model tests are carried out for studying of reasonable specification and mechanism of ground reinforcement of rock bolts. As the results, for example we have revealed that bond and friction between bolts and ground prevent the shear fracture, and curb the ground heaving.