

トンネルの盤膨れ現象の実験的解明

Model experiments of invert uplift phenomenon in tunnels

大嶋健二¹・伊藤哲男²・畔高伸一³・森崎泰隆⁴・蔣宇静⁵

Kenji Ooshima, Tetsuo Ito, Shinichi Azetaka, Yasutaka Morisaki, Yujing Jiang

¹正会員 中日本高速道路㈱ 横浜支社 富士工事事務所(〒417-0061 静岡県富士市伝法字大原170-1)

E-mail:k.oshima, aa@c-nexco.co.jp

²正会員 工博 西日本高速道路㈱ 中国支社 鳥取工事事務所(〒680-0873 鳥取県鳥取市の場3-18)

³正会員 株式会社 熊谷組 土木事業本部トンネル技術部(〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

⁴正会員 工修 株式会社 熊谷組 土木事業本部トンネル技術部(〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

⁵正会員 工博 長崎大学助教授 工学部社会開発工学科(〒852-8521 長崎市文教町1-14)

In recent years, uplift has occurred in pavement slabs of some expressway tunnels, adversely affecting road comfort and tunnel stability. When the magnitude of uplift is small, the pavement is usually repaired by overlay. In some sections where the displacement was significant, however, the tunnel invert was newly constructed. Since in the latter case the tunnel bottom is excavated, it is necessary to restrict traffic with lane closure.

The study on the establishment of the rational measures has been carried out to cope with the uplift phenomenon.

The model experiments are planned and implemented for the replication of the invert uplift phenomenon. The numerical analysis using the finite differential method (Code FLAC) is carried out for the analysis of the experiment, and the replication of invert uplift phenomenon is evaluated on the basis of results of the experiments and numerical analysis.

This paper deals with the results of the model experiments and the numerical analysis and the evaluation of the replication of invert uplift phenomenon.

Key Words : invert, uplift, deterioration, model experiment, numerical analysis(Code FLAC)

1. はじめに

近年、道路トンネルにおいては、供用後数年を経過してから、舗装版隆起等の盤膨れに伴う変状現象が発生しているケースが見られる。舗装版の隆起による変位が大きい場合には、新たにインバートを設置したり、インバート下部の地山に、杭等を打設することで対応が図られている。こうした対策は、高速道路の場合は通行止めして実施しているが、通行止めに伴い交通渋滞が発生し、社会、経済に及ぼす影響が大きい。このような背景から、盤膨れが生じた変状トンネルで、供用後に地圧対策として行うインバート設置またはインバート代替工法に関して、構造上の特徴、施工性、安全性、経済性を検討し、交通規制を最小限にすることを可能にする合理的かつ効率的な新たな補強対策工の検討が必要である。インバートに替わる対策工を検討するに当たり、盤膨れ現象の発生メカニズムを解明することが重要である。そこで、トンネルをモデル化した供試体による載荷実験を行い、盤膨れ現象の再現性について検討を行った他、盤膨れの発生メカニズムや

盤膨れが発生する土被り圧と側方圧との比についても検討を行った。

2. 盤膨れ現象の発生要因

トンネル建設後数年を経過して変状が生じるトンネルは、元来地山条件が悪く施工段階から何らかの問題点を抱えており、施工に難渋し、対策を施したり、インバートを付けることを余儀なくされている。また、供用以後、予想以上の外力の作用によって変状が生じるといった場合が多い。既往の文献¹⁾による変状原因の分類を表-1に示す。表-1では、トンネルの変状原因は外因(外力や環境等の外的要因)と内因(材料や設計、施工等に起因する構造的な要因)に大別している。

外力の発生要因としては、地山強度比が小さいこと、地すべり地形や偏圧地形であること、異常な水圧作用であることなど外的条件の変化があったことが挙げられる。こうしたトンネルの変状発生箇所は、概ねトンネル断面全体のいろいろな部位に表れる。概してその外力の作用状態は、トンネル全体がアーチあるいは側

壁部、インバートが大部分であることが多いと考えられる。

表-1 変状原因の分類¹⁾に加筆

		自然的要因	人為的要因
外因	外力	地形：偏圧、斜面割-up、地すべり 地質：塑性圧、緩み圧、地耐力不足 地下水：水圧、凍上圧 地震：地殻変動	地形：近接施工 列車・自動車振動・ 空気圧変動
	環境	経年：地山風化、中性化、材料劣化 冬の低温：凍害 塩害、有害水	煙害、火災
内因		コンクリート打設時の気温、湿度	覆工材料の不良 所定の品質が確保 されない施工 外因を考慮しない設計

本研究では、上記のような変状トンネル全体ではなく、変状の部位が、インバート部に集中しているものを対象とする。このように限定したトンネルの変状発生メカニズムは、上述の変状トンネルのものとはおのずと違ってくる。本研究で扱う盤膨れ現象は、トンネル建設後、比較的長時間経過してから生じる現象である。こうした盤膨れ現象の発生条件としては、トンネル建設時には比較的地山条件が良好であると判断されたため、覆工構造上インバートを付けない構造としたことや地山の力学特性が時間依存性を有しており、時間経過とともに地山が劣化し、地山強度が低下するものであること等が挙げられる。従って、トンネル建設時にインバートを有する構造としていれば、長時間経過しても特筆すべき変状は発生しなかった可能性が高いと推察される²⁾。

ところで、盤膨れの発生要因としては、次のことが挙げられる。

- ①地山特性（軟岩、力学特性が時間依存性、ダイヤクサンシー、スレーキング、粘土鉱物）
- ②地下水の存在
- ③車両通行等による繰り返し荷重の作用³⁾⁴⁾

3. 試験方法の検討

(1) 盤膨れ現象の再現方法

本研究では、盤膨れを発生させる要因は、既往事例から、前述の①～③の要因により、徐々にトンネル下部の地山が劣化することが原因であると推定した。地山の劣化に起因してトンネル掘削に伴いトンネル周辺地山に生じた二次応力が、地山の強度を越えた場合、地山が破壊され、破壊領域がトンネル壁面から徐々に地山内部に進行し、破壊した地山がトンネル内空へ押し出す現象がスクィーズィングである。また、地山が吸水して膨張することで、水が粘土鉱物の結晶の層間

に取り込まれて膨潤する現象がスウェリングである。

スクィーズィングやスウェリングなどにより盤膨れ現象が発生する場合、なんらかの圧力が地山内で作用すると考え、その全てを外圧として代表させるという考え方に基づいて検討を行った。その作用方法は、盤膨れの変位ベクトルの直角方向（水平方向）と盤膨れの変位ベクトルと同一方向（鉛直方向）、それに両方（水平方向と鉛直方向）の組み合わせの3種類とした。（図-1）

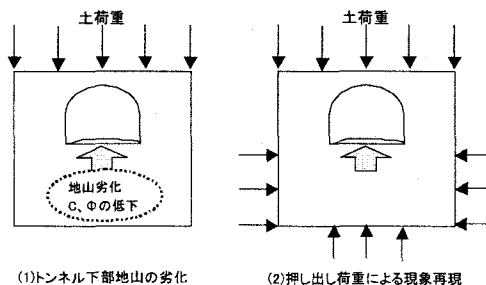


図-1 盤膨れ現象の再現方法

(2) 模型実験の検討

模型実験では、盤膨れの挙動を再現し、インバート代替工法の力学的効果を検証することを目的とした。有効な評価を行うために、類似実験^{5)~8)}を参考にして、表-2 に示す検討を行い、条件設定を行った。

表-2 模型実験に伴う検討内容

項目	検討内容または条件
実験槽の形状	地盤の挙動を測定・観察できる形状とする 660mm×660mm×660mm
模型縮尺	1:50
模擬地山材料	盤膨れが地山の劣化に起因していると想定されるので、軟岩の強度特性（ひずみ軟化特性）を持つ材料とする
実験の簡略化	地山の劣化による周辺地山からの押し出し荷重が付加され、その力を覆工で支持すると仮定
相似則	縮尺や地山・模型地山の物性値を考慮して設定

4. 実験概要

(1) 相似則

模型実験における一般的相似則を表-3、4⁹⁾示す。表中の添字mは模型、添字pは原型を示す。

表-3 模型実験における一般的相似則

長さ	:	$l_m = (1/\Lambda) l_p$
応力	:	$\sigma_m = (1/\Sigma) \sigma_p$
ひずみ	:	$\varepsilon_m = \varepsilon_p$
変位	:	$u_m = (1/\Lambda) u_p$
ヤング率	:	$E_m = (1/\Sigma) E_p$
ポアソン比	:	$\mu_m = \mu_p$
時間	:	$t_m = (1/\Lambda_t) t_p$
密度	:	$\rho_m = (1/\Lambda_\rho) \rho_p$
荷重	:	$P_m = (1/\Lambda_p) P_p$
重力加速度	:	$g_m = (1/\Lambda_g) g_p$

表-4 原型と模型の補正係数

Λ_t	時間係数
Λ_ρ	単位体積重量係数
Λ_p	荷重係数
Λ	幾何学的縮尺係数
Λ_g	重力場係数
Σ	応力係数

※実物値＝補正係数×模型値

本実験では、模型実験装置の大きさより $\Lambda=50$ であり、重力加速度は同一のため $\Lambda_g=1$ である。これらのことから相似則を表-5のように設定した。

表-5 相似則を考慮した縮尺係数

項目	実験装置の縮尺	応力	単位体積重量	内部摩擦角
原型	1	1	1	1
模型	1/50	1/60	0.78	1

(2) 模擬地山材料と覆工材料

模擬地山材料は、実際に盤膨れが生じたトンネルの物性と表-5に示した縮尺係数を満足し、試験装置への投入の間、流動性を保持し、かつフレッシュ性状を保持できることを条件に選定した。表-6に選定した材料の物性値を示す。この材料は、石膏：石灰：標準砂：水を1：3：10：3の割合で混合したものであり、材齢3日で所定の物性を有する材料である。模擬覆工材料は、塩化ビニール管を用いた。塩化ビニール管は、実物のコンクリートの弾性係数に、相似則を考慮した物性より大きい、加工がしやすく、安価であり、品質にばらつきが無いと考えられ、今回の実験では、トンネル下部地山の挙動に大きく着目していることから決

定した。図-2に二次覆工材料の形状を示す。

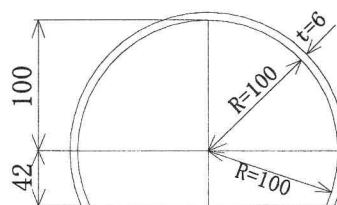


図-2 模擬覆工材料の形状

表-6 模擬地山材料の物性値

項目	盤膨れを生じた物性値	模擬地山材料の目標物性値	模擬地山材料の物性値
一軸圧縮強度(N/mm ²)	5	0.083 (5×1/60)	0.143
弾性係数(N/mm ²)	300	5 (300×1/60)	5.64
破壊ひずみ(%)	3～4	3～4	3.9
粘着力(N/mm ²)	—	—	0.046
内部摩擦角(°)	—	—	31.1

(3) 実験装置

実験装置を写真-1に示す。この装置の特徴は、上部からの荷重により土被り荷重が再現できること、トンネル下部地山の側方または下方から所定の荷重を載荷できること、トンネル断面内は空洞となっており、実験中に盤膨れの状況が観察できることなどである。また、今回の実験では、トンネルと実験装置の境界面との離隔を側方・下方とも1D（D：トンネル内径）で計画した。

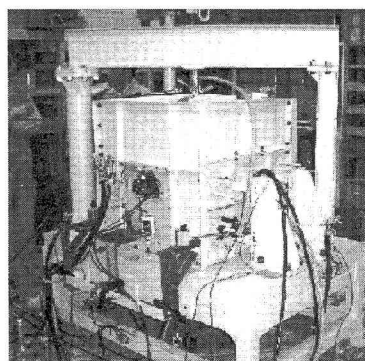


写真-1 模型実験装置

(4) 実験荷重パターン

実験の荷重パターンは表-7に示す3ケースとした。

(5) 測定項目

実験時の計測器の配置例（ケース3）を図-3に示す。上下および側方からの載荷荷重および載荷板の変位量を計測するとともに、載荷荷重の増加に伴い、トンネルの路盤変位、内空変位、覆工ひずみ、覆工土圧、地中内ひずみを測定している。これらの5項目の計測は、図-3中のハッチング部に示すように、トンネル縦断方向のセンターの位置で計測を行った。路盤変位は計3箇所、内空変位は左右のSLと天端の計3箇所、覆工ひずみは、内側と外側に左右SL付近と45°の位置および天端で計測している。地中内ひずみは鉛直方向が、図中のA～Eの計5箇所、水平方向が①～④の計4箇所計測を行った。（図-3の中で地中ひずみの計測は、凡例に示すように長方形長辺方向のひずみを測定した。）

表-7 実験載荷パターン

ケース	載荷パターン	概要図
ケース1	トンネル施工 基面より下方 の側面より載荷	
ケース2	トンネル下方 からの押し上 げ力を載荷	
ケース3	トンネル施工 基面より下方 の側面とトン ネル下方から 同時に載荷	

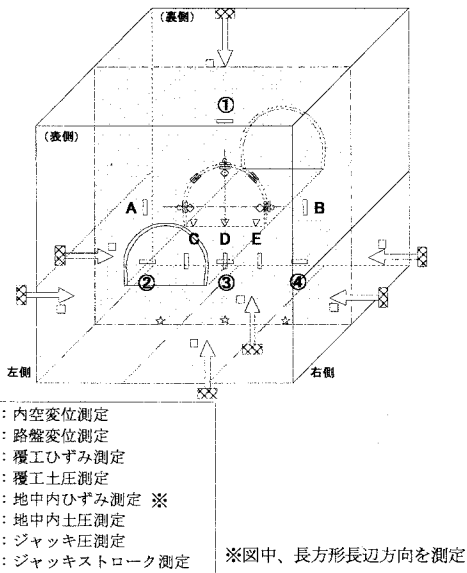


図-3 計測器配置状況

(6) 実験方法

実験のフローを図-4に示す。応力載荷は、段階的にを行い、変位等が安定した後に次の載荷ステップへ進行させて応力が十分伝達するよう配慮した。なお、応力載荷の1ステップの大きさは上部の土被り圧の載荷が1kN/ステップ（約0.0023N/mm²）、下部地山への載荷が、側方で0.5kN/ステップ（約0.003N/mm²）、下方で0.025kN/ステップ（約0.0015N/mm²）とした。各実験ともトンネル路盤が隆起し、荷重載荷が不可能になるまで載荷を行った。ここで、土被り圧（土被り高さ130m相当）は、俵坂トンネル¹⁰の盤膨れ発生箇所の中の一断面を参考に載荷圧を決定した。

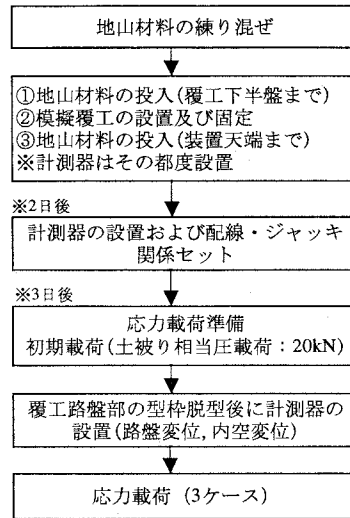


図-4 実験フロー

5. 実験結果

(1) 路盤の変位

図-5に各ケースの載荷応力～路盤変位関係を示す。

路面の形状は、ケース2の下方からの載荷の場合は、中央と左右の路面が同様に隆起しているのに対し、ケース1の場合は、中央と右側は、同様な隆起をしている。しかし、左側の隆起量は、実験中約25～65%と小さくなっている。また、ケース3については、ケース1とケース2を合わせたような挙動となっている。通常、理想的に模擬地山の状態が一樣であるとする、左側と右側の隆起量は、同じであると考えられるが、微小な状態の差によってこのような現象になっていると考えられる。これは、ケース2においても同様である。このことは、地山が一樣な場合、路盤の隆起の形状が一樣でない場合には、何らかの側方方向の力が加わっていることを表していると考えられる。

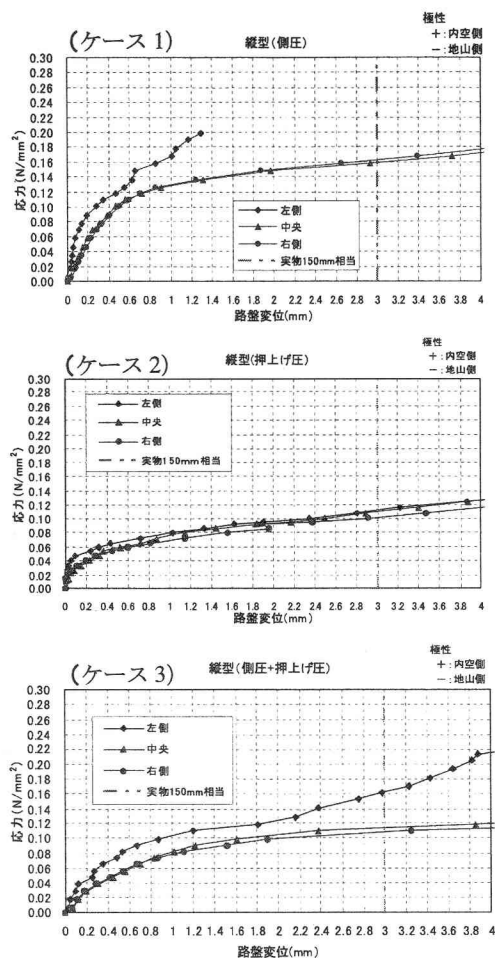


図-5 荷重応力～路盤変位関係 (ケース1～3)

荷重応力～路盤変位量の関係は、いずれのケースも、2 直線 (バイリニア) となっている。すなわち、ある応力値に達すると直線の傾きが大きく変わり、直線の勾配が小さくなる傾向がある。ケース2とケース3は応力値が 0.04N/mm^2 付近に達すると、直線の傾きが変化し、異なる挙動をしている。一方、トンネル側方より荷重したケース1の場合、前者2つのケースの結果とは異なり、変化点の応力値が 0.08N/mm^2 であり、大きな応力値で変化点に達している。

(2) 路面の変状

写真-2および写真-3に、下方からの押上げ力を荷重したケース (ケース2) の応力が荷重不可能となった場合における最終段階の路面の変状状況を示す。写真-2では、下方からの応力荷重に伴い、路面が一様に隆起している様子が分かる。また、写真-3では、トンネル横断方向に路面のひび割れが発生している。

写真-4～6 にトンネルの側方、下方両方から荷重し

たケース (ケース3) の路面の変状状況を示す。写真-4 は、中央の路面隆起量が $2.6\text{mm}(0.013)$ 、写真-5 は $6.1\text{mm}(0.031)$ 、写真-6 は $8.2\text{mm}(0.041)$ の場合である。括弧内は路面隆起量とトンネル内径(200mm)の比を示している。トンネル横断方向とトンネル根足部の縦断方向に発生したひび割れが応力の荷重とともに大きく進展している状況がわかる。写真-6のように、最終的には路面が薄くはく離した状態で破壊している。図-5のケース3において路面の隆起が左右対象となっていないのは、これははく離のような現象によるものであると考えられる。はく離した路面下の地山の形状を観察すると、路面全体の隆起の形状は、上に凸の形状となっている。これは、ケース1についても同様である。このようにはく離現象を考慮しないと考えた場合、ケース1やケース3の側方からの応力荷重を行った場合は、トンネル中央部の隆起量が左右の隆起量より大きな上に凸の形状となると想定される。一方、下方からの応力荷重であるケース2の場合、隆起の形状は中央、左右ともに同じとなる。このことは、下部地山への応力の荷重方向により、路面隆起の形状のモードに変化があることを意味していると考えられ、逆に形状の違いにより荷重の加わり方が推定できることがわかった。つまり下方からの荷重の場合は、トンネル下部地山全体が同じように盤膨れするのに対し、側方卓越の荷重の場合は、トンネル下部地山の路面のセンター部に左右からの応力が徐々に発生しそれに伴い、センター部の地山から盤膨れを発生させていると考えられる。

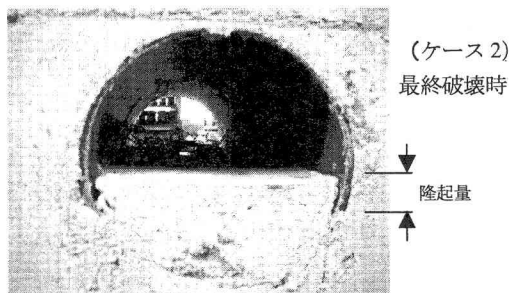


写真-2 路面の隆起状況 (隆起の形状)

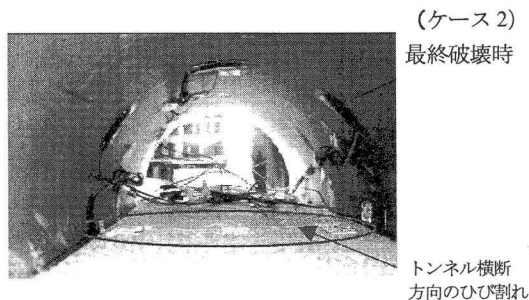
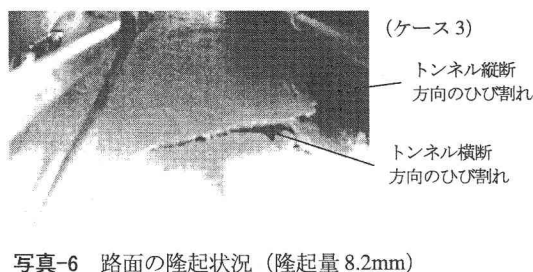
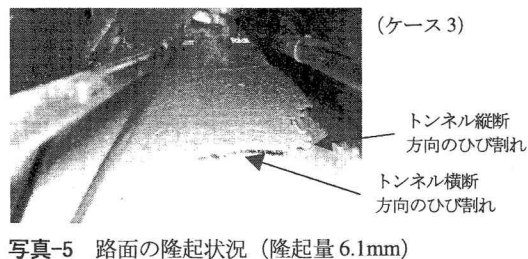
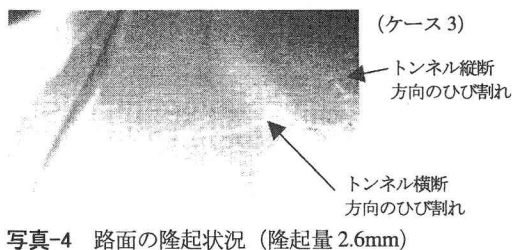


写真-3 路面の隆起状況 (路面の亀裂)



(3) トンネル下部地山のひび割れ進展状況

図-6にケース2のトンネル下部地山のひび割れ進展状況を示す。図中の細線は前段階で発生したひび割れで、太線はそれ以後に進展したひび割れを示す。図のようにトンネル根足部から路面との角度約 60° 方向にひび割れが入り、応力の载荷とともに初期ひび割れの内側、外側に重なるようにひび割れが進展していることがわかる。

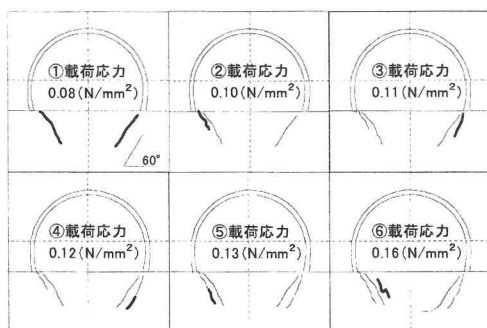


図-6 トンネル下部地山ひび割れ進展状況
(ケース 2)

図-7にケース3のトンネル下部地山のひび割れ進展状況を示す。図のようにトンネル下部地山の表面付近に水平方向に発生した微細なひび割れが応力の载荷とともに徐々に深部へ進展していき、最後にはトンネル下部地山周辺に大きな破壊ゾーンが発生していることがわかる。また、ケース1は、クラックの進展モードは、ケース3と同様であった。

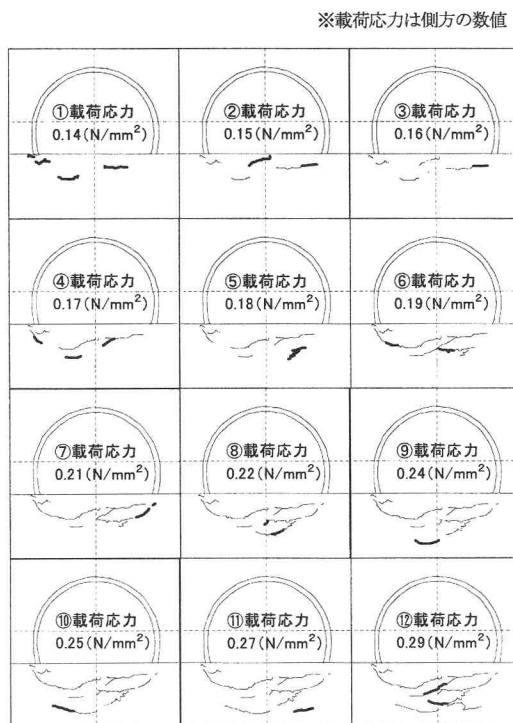


図-7 トンネル下部地山ひび割れ進展状況
(ケース 3)

(4) 地中ひずみ

図-8, 9にケース1の応力～地中ひずみの関係図を示す。図より、路盤変位と同様に、2直線（バイリニア）の傾向となっていることがわかる。ケース1の場合は水平方向の地中ひずみは $0.06 \sim 0.08 \text{ N/mm}^2$ が変化点と考えられるが、ケース3は载荷応力値 $0.04 \sim 0.08 \text{ N/mm}^2$ 付近で直線の傾きが変化し、異なる挙動を示した。（図-10参照）また、ケース2の鉛直方向の地中ひずみについては、図-11に示すように3測点とも圧縮ひずみが発生している。中央のひずみは载荷応力 0.04 N/mm^2 付近以降は、ほぼ一定となっているのに対し、左右のひずみは増加し続けている。中央のひずみは図-6のようなクラック進展に伴い、剛体的に路盤が浮き上がっているためであると考えられる。

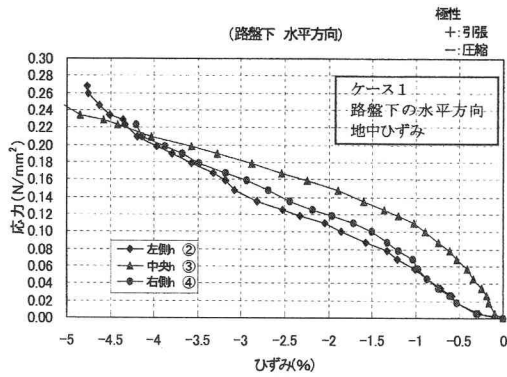


図-8 载荷応力～地中ひずみ(水平)関係

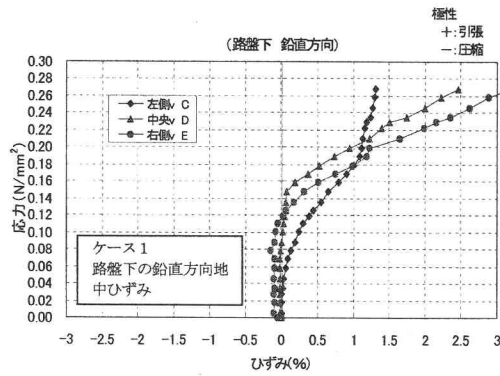


図-9 载荷応力～地中ひずみ(鉛直)関係

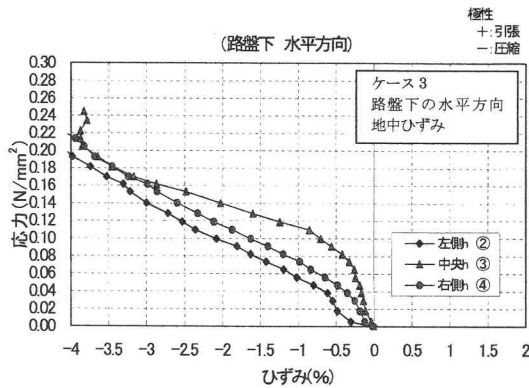


図-10 载荷応力～地中ひずみ(水平)関係

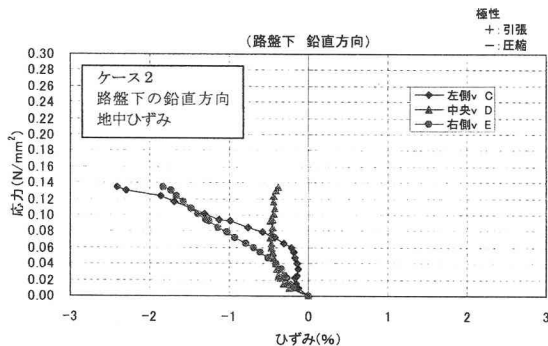


図-11 载荷応力～地中ひずみ(鉛直)関係

(5) バイリニア挙動発生メカニズム

これまでの実験結果より得られた路盤変位および地中ひずみの顕著な2直線(バイリニア)となる現象を解明するために、一軸圧縮試験の結果を見る。図-12に一軸圧縮試験結果の一例を示す。いずれの一軸圧縮試験の結果でも、通常、弾性領域として扱う領域内で2直線(バイリニア)となる直線の変化点が見られた。実験結果(路盤変位と地中ひずみ)と一軸圧縮試験の結果で、2直線(バイリニア)となる変化点の応力値を表-8に示す。表のように2直線(バイリニア)となる応力値は、一軸圧縮試験も実験における路盤変位、地中ひずみともほぼ同じ値となっていることがわかる。この現象は、荷重面での変位量でも同じ傾向が見られた。以上のことから、この材料は、一軸圧縮強度のある比率の応力値で2直線(バイリニア)の変化点が生じると考えられる。表-9に試験の各ケースの一軸圧縮強度の平均値と2直線(バイリニア)の変化点の応力値との関係を示す。この結果から、どのケースも一軸圧縮強度の約35～40%で2直線(バイリニア)の変化点が生じることがわかる。

図-8のケース1の载荷応力～地中ひずみ(鉛直)関係のように、鉛直方向ひずみの発生点は 0.05N/mm^2 付近である。水平方向荷重が作用し、トンネル空洞が存在する中で、鉛直方向ひずみは、引張りになりやすい状態であり、応力値が 0.05N/mm^2 付近から地山内には微小の引張り亀裂の発生が多くなり、その結果として材料劣化が生じ、応力値が 0.08N/mm^2 付近で2直線(バイリニア)の変化点が生じたものと推定する。この材料の2直線(バイリニア)の変化点は一軸圧縮強度の約35～40%近辺に存在することは、表-9に示した通りであるが、この応力値の近くが微小引張亀裂が多く発生する点ではないかと考えられる。

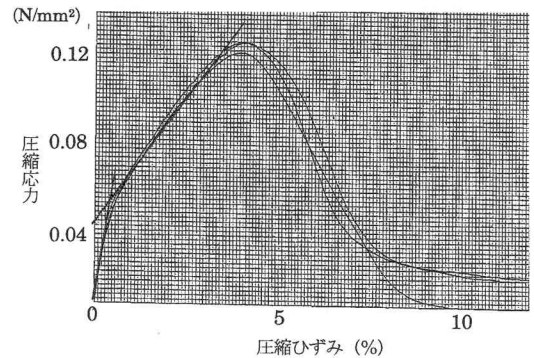


図-12 模擬地山の一軸圧縮試験の一例

表-8 実験と一軸圧縮試験結果の
2直線変化点の応力値

試験 ケース	一軸圧縮試験 変化点の 応力値(N/mm ²)	路盤変位 変化点の 応力値(N/mm ²)	地中ひずみ 変化点の 応力値(N/mm ²)
ケース1	0.05	0.08	左右0.06 中央0.08
ケース2	0.04	0.04	左右0.04 中央0.06
ケース3	0.04	0.04	左右0.04 中央0.08

表-9 一軸圧縮強度の平均値と
2直線の変化点の応力値

試験 ケース	一軸圧縮強度 の平均値① (N/mm ²)	一軸圧縮試験 変化点の 応力値② (N/mm ²)	比率 (②/①)
ケース1	0.129	0.050	0.387
ケース2	0.108	0.040	0.370
ケース3	0.116	0.040	0.343

6. 数値解析による実験の再現性評価

(1) 解析方法

模型実験をシミュレートする数値解析を行い、数値解析による模型実験の再現性について評価を行った。数値解析は、有限差分法（解析コードFLAC）を用いて行った。数値解析の中でも有限差分法（FLAC）は、大変形や流動的な挙動を示す地山の解析に適している。解析モデルと模擬地山の物性値（例）を図-13に示す。物性値は、各ケースの試験時のデータを用いた。解析は、実験の手順を再現するため上部より土被り分の荷重を載荷した後、各ケースに応じてトンネル下部地山に荷重を載荷した。模擬地山材料のモデル化は、一軸圧縮試験のひずみ軟化現象を再現するため、ピーク強度発生後に粘着力を低減させるモデルとした。その低下量は、図-12に示す模擬地山の一軸圧縮試験を再現する解析を行い、その結果を基に0.04MPaから0.01MPaに低減させることとした。また、覆工材はシェル要素でモデル化した。

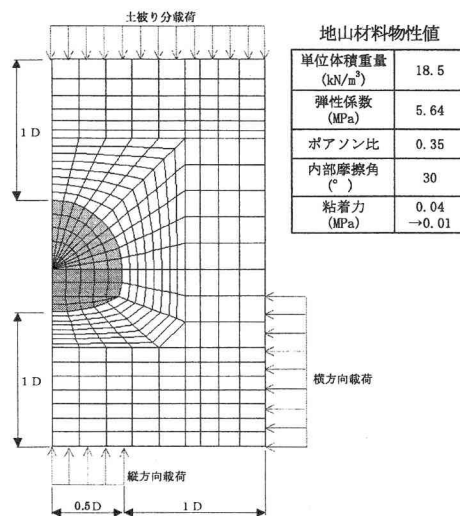


図-13 解析モデル図

(2) 解析による2直線挙動の評価

これまでに述べた実験結果における2直線（パイリニア）の挙動について評価を行うため、図-12に示した一軸圧縮試験結果における二次直線の弾性係数を応力ひずみ関係の初期の弾性係数とした数値解析を行った。解析と実験とを比較した結果を図-14に示す。図のように二次直線の勾配が非常に一致していることがわかる。

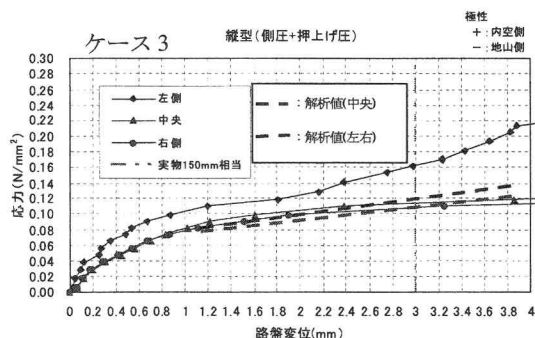


図-14 解析値と実験値の比較

(3) 地中ひずみ

本実験は、実際の盤膨れ量150mmから、模型スケールを考慮すると、目標の盤膨れ量は3mmとなる。表-10に盤膨れが3mm発生した時の、地中ひずみの実験値と解析値の比較を示す。全体的に解析結果と実験結果は良く一致していることがわかるが、特に、卓越した荷重方向のひずみ値は、非常に良く合っている。例えば、ケース1と3は水平方向、ケース2は鉛直方向のひずみ値である。これらの結果からも解析は、実験結果を良く再現していると評価できる。

表-10 解析値と実験値の比較(地中ひずみ)

試験 ケース	ひずみ の方向	解析 (中央部)	実験 (中央部)	解析 (左右)	実験 (左右)
1	水平	-1.9	-1.9	—	—
	鉛直	0.9	0.2	0.7	右0.5 左0.75
2	水平	0.4	0.25	—	—
	鉛直	-0.7	-0.5	-0.5	右-1.5 左-1.5
3	水平	-1.1	-1.2	—	—
	鉛直	0.2	0.75	0.3	右-1.0 左-0.4

7. 盤膨れ現象の評価指標の提案

本実験で得られた盤膨れ現象を、定量的に評価し、設計に適用していく方法を検討した。

各ケースで3mmに達している応力値と土被り圧（本実験では俵谷トンネルの事例¹⁰⁾を参考に130m相当分の応力とした）とその比率を表-11に示す。表よりケース1は土被り圧の3.5倍の水平方向荷重を、ケース2は土被り圧の2.4倍の鉛直方向荷重を、ケース3は鉛直方向荷重の2.6倍の水平方向荷重と土被り圧の1.3倍の鉛直方向荷重を作用させれば、目標の3mmの盤膨れ量が発生することがわかる。

しかし、表-11の値を盤膨れ現象の指標にするには過大であると考えられる。以下にその理由を述べる。前述のように実際の盤膨れ現象が発生しているトンネル下部の地山は種々の地山特性の影響を受けて、劣化した状態となっており、ダイラタンシーによる体積膨張やスレーキングによる亀裂の発達あるいは粘土鉱物の膨潤等地山劣化となる多くの要因を含んでいる。本研究では、地山の軸圧縮強度を 5N/mm^2 程度と想定したが、長時間経過してからの盤膨れ現象を考えた場合、上述のような種々の要因による地山劣化を考慮する必要がある。実験の場合は、材料が初期の状態からスタートするため、実際の状態とは異なる。したがって、盤膨れを評価する場合、上述のことを考慮し、試験の初期段階の部分を除外することが妥当であると考えられる。すなわち、2直線（バイリニア）の2つの直線の勾配をみると、最初の直線の勾配は大きく、2番目の直線の勾配は相当小さくなっている。このことは、5. 実験結果で詳述したとおり、2直線（バイリニア）の2番目の直線の領域は、引張りひずみや局部的せん断ひずみの発生により、材料が劣化した状態となっている可能性が高い。そのため、実際の現象で地山劣化が生じていることを加味すると実験における載荷荷重の内、1番目の直線部の荷重は、地山が劣化

する過程の挙動と考えられる。実際の現場における盤膨れ現象は、地山が劣化して発生すると考えられることから盤膨れ現象を評価する際には、劣化後の2番目の直線の始点からの応力差分値を指標とするのが妥当と考えられる。

路盤変位についてこの観点から再評価を行う。路盤変位の始点を2直線（バイリニア）の変化点として、3mmの盤膨れを発生させる応力値を求める。ここで、模型実験における3mmの盤膨れ量は、相似則を考慮した現場のスケールでは150mmを意味している。これまでの事例から盤膨れ量が150mm付近において対策工を施工するケースが多いことから今回の模型実験において1つの目安とすることとした。この考え方による評価方法を図-15に示す。実験結果に基づき、2直線（バイリニア）の変化点までの応力値やその時の変位量やその変位量を除外した盤膨れ量の修正目標値やその時の応力差分値を表-12に示す。表-13に修正荷重の鉛直初期応力に対する比率を示す。この結果、ケース1は土被り圧の1.7倍の水平方向荷重を、ケース2は土被り圧の1.5倍の鉛直方向荷重を、ケース3は鉛直方向荷重の1.7倍の水平方向荷重と土被り圧の0.85倍の鉛直方向荷重を作用させれば、目標の3mmの盤膨れ量が発生することとなる。この値が、盤膨れが発生する際の荷重の1つの指標となると考えられる。

表-11 盤膨れ量が目標値となる応力値と土被り圧との比率

試験 ケース	①盤膨れ量が3mm となる応力値 (N/mm^2)	②土被り圧 (N/mm^2)	比率 (①/②)
ケース1	0.16	0.046	3.5
ケース2	0.11	0.046	2.4
ケース3	0.12	0.046	2.6

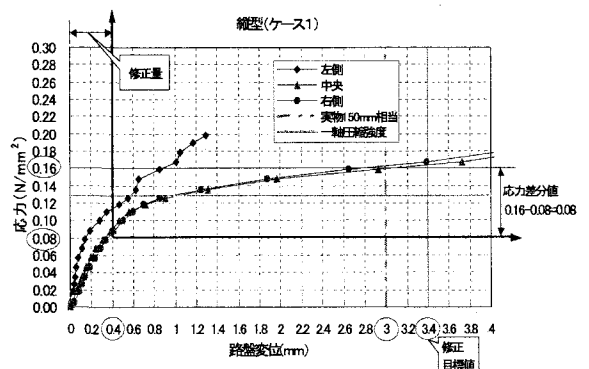


図-15 修正盤膨れ荷重の考え方

表-12 修正載荷応力の算定

試験 ケース	2直線 の変化点まで の応力値 (N/mm ²)	2直線 の変化点まで の変位量 (mm)	盤膨れ 修正値 (mm)	応力 差分値 (N/mm ²)
1	0.08	0.4	3+0.4 =3.4	0.16-0.08 =0.08
2	0.04	0.2	3+0.2 =3.2	0.11-0.04 =0.07
3	0.04	0.4	3+0.4 =3.4	0.12-0.04 =0.08

表-13 修正載荷応力の土被りとの比率

試験 ケース	①修正 載荷応力 (N/mm ²)	②土被り圧 (N/mm ²)	比率 (①/②)
1	0.08	0.046	1.7
2	0.07	0.046	1.5
3	0.08	0.046	1.7

8. まとめ

種々の要因により発生する盤膨れ現象を、水平方向荷重と鉛直方向荷重の作用という形で代表させた模型実験を実施した結果、下記のような結果が得られた。

- ①軟岩の地山特性を考慮した材料を用いた載荷実験により盤膨れ現象を再現し、数値解析により実験の信頼性を確認することができた。
- ②路盤変位の形状は、ケース1とケース3の水平方向荷重の載荷を行った場合には中央部の変位が大きい上に凸の形状となり、鉛直方向荷重のみのケース2では、路面が一様に隆起する結果となる。
- ③載荷応力～路盤変位関係は、各ケースとも2直線（バイリニア）となっており、ある応力値に達すると急激に直線の勾配が変化していく。
- ④盤膨れ現象は、地山劣化が生じている状態で発生することを加味し、実験結果の盤膨れ現象は、引張りによる亀裂やせん断による亀裂が多数発生していた後の荷重であると評価した。この考え方のもと、各載荷ケースで土被り圧の1.5～1.7倍という盤膨れ現象の指標を示した。

今後は、さらに盤膨れ現象について数値解析による評価を行い深度化を図りたいと考えている。また、補強対策工の作用効果の評価を行うために対策工をモデル化した模型実験を実施して、数値解析により評価することにより補強対策工の設計について研究を進める予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，2003.
- 2) 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，2002.
- 3) 吉中龍之進，長田昌彦，堀 渉：動的繰り返し荷重下における堆積軟岩の強度・変形特性，岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.116-120，1993.
- 4) 西好一：繰り返し荷重下における泥岩の強度－変形特性，土木学会論文集，No.352/III-3，pp.41-50，1984.
- 5) 吉川恵也，朝倉俊弘，川上義輝，馬場富雄：トンネルの耐震補強に関する研究，鉄道技術研究報告，1986.
- 6) 西村和夫，土門剛：扁平楕円無支保トンネルを有する脆性地山の破壊試験，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第5巻，pp.17-24，1995.
- 7) 田村武，林芳樹，射場茂夫，佐藤雅弘：トンネルアーチの座屈解析，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第13巻，pp.31-36，2003.
- 8) 何川，町田能章，翁漢民，関宝樹，小泉淳：3車線トンネルの支保構造と覆工に関する研究，土木学会トンネル工学研究論文・報告集，第7巻，pp.231-236，1997.
- 9) 蔣宇静：深部地下空洞の力学的安定に関する理論的および実験的研究，九州大学工学部学位論文，1993.
- 10) 下川多米男，喜多孝次，岩尾哲也：うれしの・俵坂トンネルの盤ぶくれ対策工事，ハイウェイ技術，No.9，1997.