

トンネル変状の予測解析の精度向上に向けた 地山-覆工間の垂直接触剛性の定量化の検討

新井 智之¹・村山 秀幸²・才ノ木 敦士³・児玉 淳一⁴・岡崎 健治⁵

¹正会員 株式会社フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

E-mail: tomoyuki.arai@fujita.co.jp

²正会員 株式会社フジタ 技術センター 土木研究部 (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

E-mail: murayama@fujita.co.jp

³熊本大学 国際先端科学技術研究機構 (〒860-8555 熊本県熊本市中央区黒髪 2 丁目 39-1)

E-mail: atsushi_sainoki@kumamoto-u.ac.jp

⁴北海道大学 工学部 (〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

E-mail: kodama@eng.hokudai.ac.jp

⁵正会員 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

E-mail: k-oka@ceri.go.jp

山岳トンネルにおいて長期変状の予測解析の精度向上が本研究の目的である。近年、供用開始後に大きな変状が発生する山岳トンネルの報告が国内でも増えつつある。こうした変状は覆工でまず顕在化する。覆工に発生する応力や変位を数値解析で正確に予測するには、地山から覆工へどのように力が伝達するかを定義する垂直剛性を定量化することは不可欠である。そこで、本研究では有限差分法を用いて地山と覆工の模型載荷実験の再現解析を行い、両者間の垂直剛性が覆工の応力や変位に与える影響を確認した。完全弾塑性解析では垂直剛性が 1GPa/m 未満では載荷実験よりも解析で得られる水平変位の方が小さく、垂直剛性を大きくすると実験結果に近づいていく。垂直剛性を 1GPa/m 付近にした時に最も実験の覆工模型の水平変位、鉛直変位を再現できた。

Key Words: numerical analysis, FLAC3D, lining, time-dependent deformation, normal contact stiffness

1. はじめに

山岳トンネルの覆工コンクリートは掘削後トンネルの変形が収束した後に設置され、基本的には外力がかからないものとして設計される^①。しかし、地山の劣化等により供用開始後にトンネルが変状する場合、トンネル覆工に外力が作用して、ひび割れ発生や、側壁の押出し、盤ぶくれ等が発現し、はじめて変状の発生が顕在化する。

こうした、トンネルの時間依存性の変状現象は、近年国内でも報告が増えつつある。伊東らの報告^②では施工後顕在化するまでの時間に幅があり、施工直後に発生することもあれば、施工後 20 年以上経過してから発生する事例も挙げられている。また、地山の地質は安山岩や凝灰角礫岩といった火山岩類の地山で発生することが多いと報告している。

著者らはこれまで、時間依存性の変状現象を実際に変状が発生し、路線の切り替えを行った北海道の併設する

新旧 2 つの道路トンネルを利用した数値解析的^③、岩盤工学的、地球物理学的^④、地質学的^⑤ケーススタディーを行ってきた。その一つの目標として、数値解析的に変状を予測する手法の開発が挙げられる。本研究では変状予測の数値解析の精度向上のために、地山と覆工間の力の伝達を力学バネでモデル化し、力学バネの垂直剛性を定量化する試みについて述べる。

研究対象の旧トンネルは矢板工法で施工されており、吹き付けコンクリートは使用していない。覆工と地山の間には実際には矢板や、支保工などで構成され、裏込め材などが入っているが^⑥、単純化のために覆工と地山の 2 つの関係性に着目した。

山岳トンネルの覆工の設計においては、はりーバネモデルによる骨組み構造解析が一般的に用いられている^⑦。解析では地盤反力係数として、地山と覆工の間の垂直剛性を使用しているが、垂直剛性の計算には地山の変形係数とトンネルの大きさ、覆工の変位量だけがパラメータ

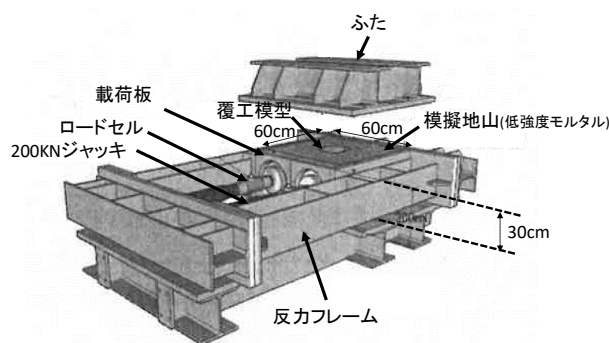


図-1 載荷実験装置の概要
(野城ら⁷⁾を加筆修正)

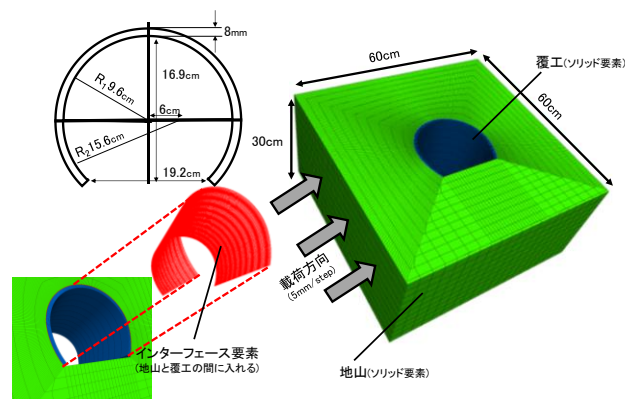


図-2 再現解析モデル概要

となっている。しかしながら、実際には地山表面の粗度や地山の不均質性、地山中の亀裂の卓越方向、地山の応力状態など様々な要因によって影響を受ける。こうした垂直剛性の定量化については今までさほど、議論されていなかったと考えられる。そこで、本研究では、均質な地山を想定した覆工模型実験を対象に、再現解析を実施し、地山と覆工間の垂直剛性の定量化を試みた。

2. 模型載荷実験の再現解析

再現解析に用いた実験は、野城ら⁷⁾で実施された模擬地山と覆工の載荷実験である。載荷実験は地震時を想定した覆工の変形の測定やひび割れ発生箇所の観察等を目的としている。前述の通り、本研究は地震時の覆工の挙動を対象としていない。しかし、模擬地山とトンネル覆工模型を作成して載荷を実施しており、地山と覆工間の力学的関係を推定するために適切な実験であると考えて、再現解析の対象とした。

(1) 実験概要

載荷実験は縦横 60cm、深さ 30cm の土層内に低強度モルタルで作成した模擬地山と厚さ 8cm のモルタル製の覆工模型を入れて、実際のトンネルを横向きに寝かした形に配置した(図-1)。この土層を覆工の真横から、毎分 0.2mm で載荷し、変位が 20mm (地山の水平ひずみ 3.3%) になるまで載荷を続けている。この時、スプリングライン(S.L.)位置と、天端中央、床中央の部分に変位計を設置し、模擬地山の変位に応じたトンネル覆工の変位(内空側への変位が正)を測定している。また、元の長さに対する変位量の割合を変形率として計算しており、S.L.位置で水平変形率、天端と床位置で鉛直変形率としている。なお、論文中では 4 ケースの条件で実験を行っているが、このうち、インバートのないケースの再現を目指した。

(2) 解析概要

解析は ITASCA 社製 FLAC3D 5.01 を使用した。このソフトは 3 次元有限差分法の解析ソフトであり、大変形問題の扱いや独自の構成則の取り込みに長けている。このため、大きな内空変位を伴う変状トンネルに関する解析や不良地山の対策工法に関する研究に適している⁹⁾¹⁰⁾。地山と覆工はどちらもソリッド要素で作成した(図-2)。覆工コンクリートは 2 次元では軸力だけでなく、曲げを考慮できるビーム要素が用いられることが多いが、3 次元での解析を念頭に置いていたため、ソリッド要素を用いた。また、3 次元解析ではシェル要素を用いることもあるが、弾性条件のみでしか用いることができないため、覆工に亀裂が入る場合がある変状においては不適當であると考えた。今回は解析時間の関係から覆工は弾性解析のみ実施し、地山については弾性解析と、完全弾塑性条件(モール・クーロン則)による弾塑性解析の 2 ケースを主に行った。

また、地山と覆工間の垂直剛性を検討するために、地山と覆工の間にインターフェース要素を挿入した。この構造要素の力学的挙動はせん断バネ、および垂直バネによって定義され、ジョイント要素¹¹⁾と同様に不連続面のモデル化等に適している。また、ジョイント要素は 2 つの要素の節点同士をバネやスライダーでつなぐものであるのに対し、インターフェース要素はゾーンの接点ともう一方のゾーンの一部領域をつなぎ、変形に追従して接触する領域が変化する。そのため、大変形の解析に適した要素といえる。インターフェース要素を挿入しない場合と、インターフェース要素の垂直剛性を変化させて条件を変えたケースで検証した。

覆工のメッシュ分割は著者らの報告¹²⁾から周方向に 1°、1 分割以上に細かくすれば解析精度が収束することがわかったので、1°、1 分割とし、地山は覆工の分割数に合わせて分割した。境界条件は載荷する側面以外は面に対して鉛直な方向のみ拘束した。

載荷は模擬地山の覆工に対して左側の側壁を変位制御

表-1 入力物性値一覧(弾性条件)

	ヤング率	ポアソン比	密度 (kg/m ³)
地山	100 MPa	0.25	2000
覆工	22 GPa	0.25	2300

表-2 入力物性値一覧(弾塑性条件)

	粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (°)	ダイラタンシー角 (°)	引張強度 (kPa)
地山	0.241	9.5	0	50

で載荷した。実験では前記の条件で載荷していたが、解析時間等も考慮して、載荷速度を変えると変位量にどの程度差が出るのか検証した。同じモデルで 1mm/step, 2.5mm/step, 5mm/step で変位させた場合の 5mm 変位した時の覆工の水平変位で比べたところ、最大で 0.45%の差しか見られなかったため、5mm/step で 20 ミリまで載荷することとした。なお、5mm/step 以上の変位速度に設定すると、地山をモデル化したソリッド要素に対して、1 ステップあたりに与えている変位量が、ソリッド要素をメッシュ分割したゾーンの最も短い辺の長さを超えてしまい、解析の計算に不具合が生じて、正しい結果が出ないと考えてそれ以上には設定しなかった。

使用した物性値について表-1、表-2 にまとめた。覆工の圧縮強度とヤング率は実験値を採用し、密度は一般値を使用した。また、地山の物性値に関しても一軸圧縮強度、ヤング率、内部摩擦角については実験の緒元を参照し、引張強度については圧縮強度の 10 分の 1 とした。また、ダイラタンシー角は 0° とした。ダイラタンシー角は覆工の水平変位には影響がないが、トンネル路盤部はインバートがなくそのまま地山が露出しているため、鉛直変位には大きく影響を与える。野城らの論文には模擬地山について「内部摩擦角 ϕ は 10° 以下で粘性土に近い特性を持っている」と記載があることから、ダイラタンシー角も十分に小さいと予想でき、ここでは 0° とした。その他の値は一般値を使用した。

3. 解析結果

(1) 弾性解析

弾性解析の結果を図-3 に示す。地山のひずみの増加に伴うトンネル覆工の水平変形率は、野城らの実験でもほぼ線形的に変化しており、弾性解析でも近い値が再現されている。また、インターフェース要素の有無や垂直剛性 (k_n) の大きさによってほとんど値は変化せず、ど

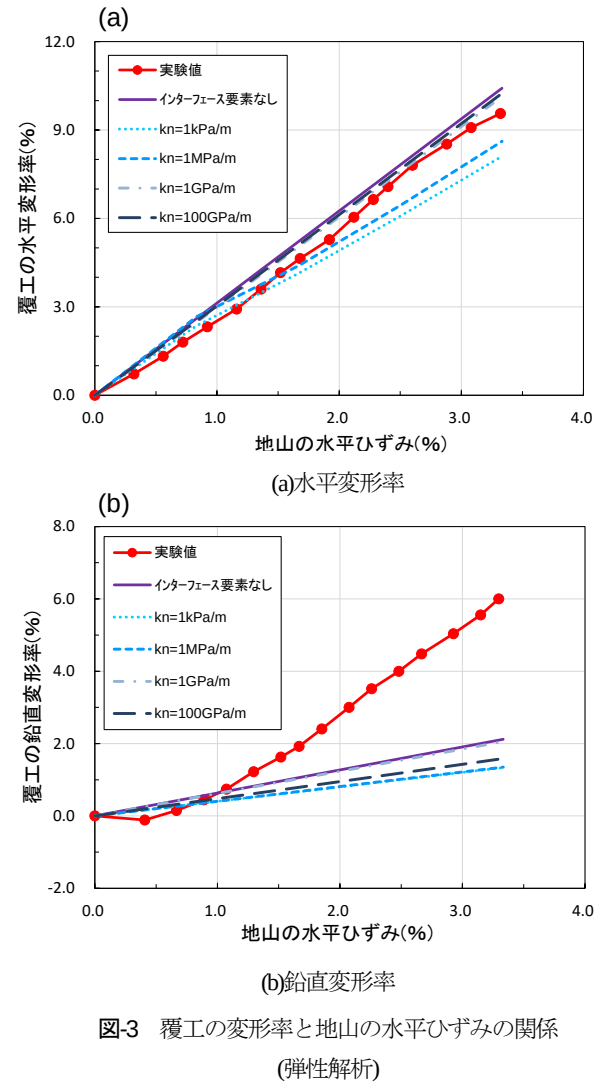
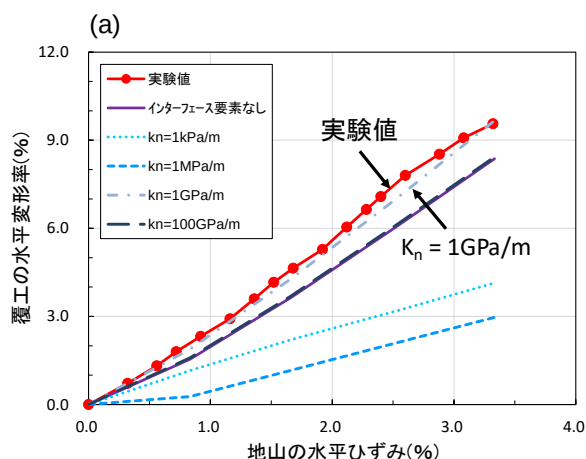


図-3 覆工の変形率と地山の水平ひずみの関係
(弾性解析)

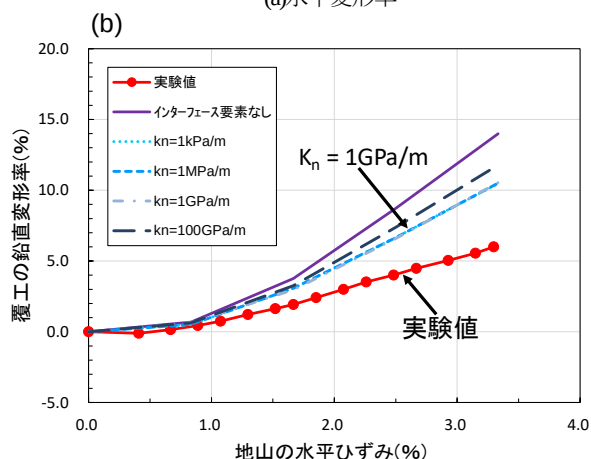
の値を用いても比較的实验結果を再現できている。一方で、トンネルの鉛直変形については、野城らの実験では水平ひずみが 0.5%程度までは鉛直変形率が一旦低下し、その後、急激に増大しており、線形的に変化する弾性解析ではインターフェース要素の有無や垂直剛性の大きさにかかわらず全く再現できなかった。

(2) 弾塑性解析

地山を弾塑性条件にした場合の結果を図-4 に示す。トンネル覆工の水平変形率は、インターフェースの有無や剛性の大きさによって違いがなかった弾性解析の結果に対して、弾塑性解析では明瞭な違いがみられた。インターフェースの垂直剛性 (k_n) が小さい場合は、覆工まで荷重が伝わらず、実験結果よりも小さな変形しか発生しなかった。垂直剛性の値を大きくしていくと、だんだんと水平変形率も増加していき、垂直剛性 (k_n) を 1GPa/m にした時が最も実験結果に近くなった。垂直剛性をそれ以上大きくすると、やや水平変形率が低下し、インターフェース要素を挿入しなかった場合の値に近づ



(a)水平変形率



(b)鉛直変形率

図-4 覆工の変形率と地山の水平ひずみの関係
(弾塑性解析)

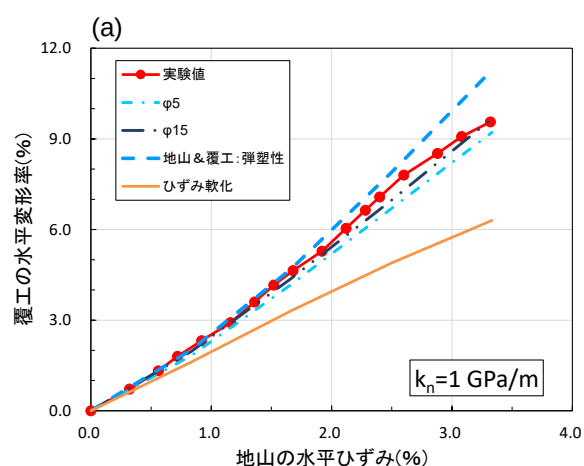
く。

一方で、鉛直変形率については、どの結果も実験値よりは大きい値となった。垂直剛性 (k_n) が 1GPa/m 以下の場合が比較的实验値と近く、それ以上大きくすると、鉛直変形率が増加する。インターフェース要素を入らなかった時の鉛直変形率が最も大きな値となった。

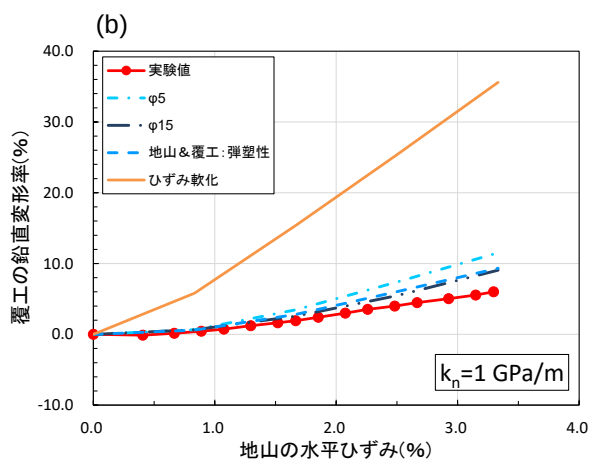
(3) 内部摩擦角・構成則の影響

模擬地山の内部摩擦角の影響を調べるために 5° と 15° にして粘着力も修正して解析を実施した。また、野城らで実施した低強度モルタルの一軸試験結果で最も顕著にひずみ軟化の傾向を示した実験結果の物性値を用いて、構成則をモール・クーロンからひずみ軟化に変更した解析も行った。これらの解析は、弾塑性解析において最も実験値に近かったインターフェース要素の垂直剛性 1GPa/m にして実施した。

解析結果を図-5 に示す。内部摩擦角を変更したケースでは覆工の水平変形率、鉛直変形率共にほとんど変更



(a)水平変形率



(b)鉛直変形率

図-5 覆工の変形率と地山の水平ひずみの関係
(内部摩擦角・構成則の違いによる比較)

しなかった場合と同じ値となった。ひずみ軟化を考慮した場合は、覆工の水平変形率は実験値に対して極端に小さな値となり、鉛直変形率は逆に極端に大きな値となり、いずれも実験結果を再現することはできなかった。よって、もとの実験においても模擬地山はほとんど完全弾塑性に近い挙動であったと考えられる。

(4) 覆工周辺の応力状態

地山を弾塑性条件にした時、解析終了時の覆工にかかる応力を調べた。覆工の外周中央部において、10 度ピッチで最大圧縮応力を取得し、天端からの角度に応じてどう変化するかを図-6 にまとめた。

インターフェース要素の垂直剛性 (k_n) が 1MPa/m 以下の時、応力は 1~10MPa 程度の低い値を示し、それよりも大きな垂直剛性 (k_n) にした時や、インターフェース要素を入らなかった場合は天端付近で約 80~100MPa の最も大きな応力が発生していた。インターフェース要素の垂直剛性 (k_n) が 1GPa/m で最大値を示した。また、ど

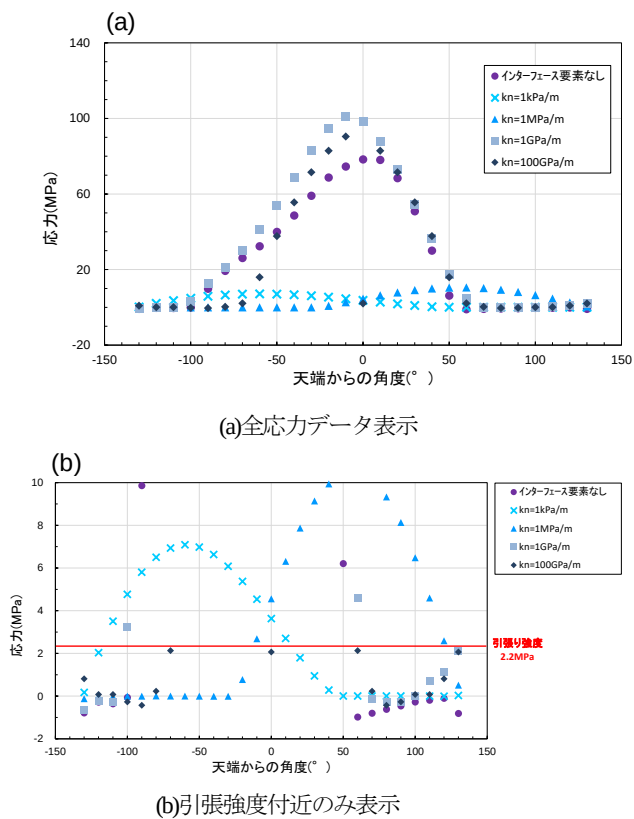


図-6 覆工外側の応力(弾塑性解析：引張正)

の解析ケースにおいても引張強度を上回る応力が発生していた。加えて、インターフェース要素を挟んで逆側の最も覆工側の地山のゾーンにかかっている応力は覆工にかかっている応力と同一の値であることが確認できた。

同様に、前節で検討した内部摩擦角や構成則を変更したケースでも覆工にかかる応力状態を調べた(図-7)。内部摩擦角を変更したケースでは、変更しなかったケースとほぼ同じ応力値を示し、天端付近で最大となり、90～110MPaの圧縮応力が発生していた。構成則をひずみ軟化に変更したケースでは、ピーク位置が天端付近から10～20°程度の位置にずれており、最大値も50MPaと低くなっていた。最後に、地山だけでなく覆工も完全弾塑性(モール・クーロン則)に変更した解析を実施し、応力状態を調べたところ、±70～80°付近で最大2MPa程度の圧縮応力が発生していた。また、解析終了時に覆工に発生した破壊状況は、全体で引張破壊が発生しており、天端から荷重した右側にかけて覆工内側でせん断破壊が発生していた。一方で、野城らの実験では天端内面側のみで圧ぎが発生している。この差は構成則を完全弾塑性条件としているため、亀裂が発生した箇所の引張応力が低下せず破壊が全体に進行したためだと考えられる。なお、このケースの覆工の弾塑性パラメーター

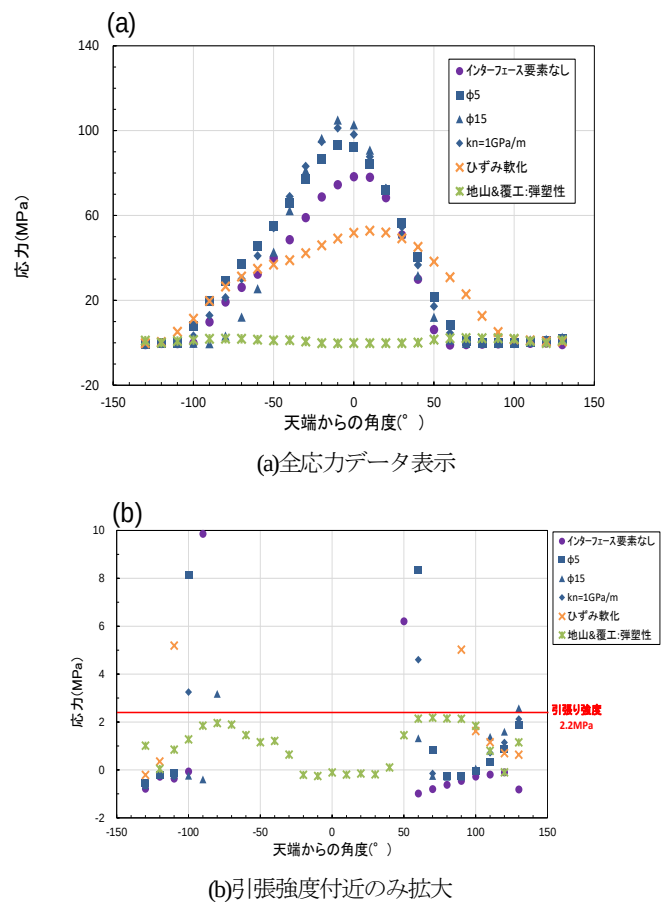


図-7 覆工外側の応力

(内部摩擦角・構成則の違いによる比較：引張正)

は著者らの報告¹²⁾を参照した。粘着力は7MPa、内部摩擦角は25°、ダイラタンシー角は8°とした。

4. まとめ

模擬地山と覆工を用いたモデルの載荷実験の再現解析により、地山ー覆工間の垂直剛性の推定を行った。

その結果、まず、覆工と地山の間の垂直剛性の大きさによって覆工に伝わる応力は大きく異なり、発生する変位も違ってくることが明らかになった。よって数値解析で地山が変状した際に、覆工の変位を推定するには垂直剛性の値を決定することが重要となる。また、地山は完全弾塑性に近い状態であり、完全弾塑性解析を実施したところ、垂直剛性を1GPa/mにしたケースが最も実験の変位を再現できることが明らかになった。

しかし、多くの課題も残っている。野城らの実験では覆工モデルを作成した後に低強度モルタルを打設して模擬地山を作成しており、実際に掘削した地山よりも覆工との密着性が高く、また掘削面に凹凸がないなど、実際のトンネル表面の形状とは大きく異なる可能性が高い。そ

のため、今回最も実験を良く再現できた垂直剛性の1GPa/mを予測解析のパラメーターとして採用するには疑問が残る。よって、今後は引張破壊によって作成した亀裂を有する供試体を用いて圧縮実験を行い、地山と覆工間の剛性を測定して、今回の解析の妥当性を確認していきたい。

参考文献

- 1) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書 [共通編]・同解説/[山岳工法編], pp.103-110, 2016.
- 2) 伊東佳彦, 倉橋稔幸, 岡崎健治, 井上豊基, 大日向明彦：時間遅れを伴うトンネル変状の評価法に関する研究, 平成 23 年度土木研究所重点研究報告書, 46, pp.1-7, 2011.
- 3) Arima, H. Sainoki, A. Fukuda, D. Kodama, J. Fujii, Y. Murayama, H. Niwa, H. and Okazaki, K.: 3D numerical analysis of time-dependent behavior of a tunnel constructed with conventional support system, *YSRM 2017 & NDRMGE 2017*, pp 250-253, 2017.
- 4) 岡崎健治, 伊東佳彦, 丹羽廣海, 村山秀幸, 笹谷輝勝, 大日向昭彦, 倉橋稔幸：供用トンネルにおける時間依存性を有する変状と診断技術の研究, 応用地質, pp.308-315, 2016.
- 5) 山崎秀策, 岡崎健治, 倉橋稔幸, 伊東佳彦：先進ボーリングコアを利用した山岳トンネルの時間遅れ変状の要因解析：北海道の後期中新世火山岩類を例として, H27 年度応用地質学会研究発表会講演論文集, pp.213-214, 2015.
- 6) 独立行政法人 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.438-41, 2008.
- 7) 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, vol.17, pp.195-202, 2007.
- 8) 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, 2013.
- 9) 横田泰宏, 李済宇, 伊達健介, 山本拓治：切羽補強工法によるトンネル周辺地山への先行変位抑制効果に関する解析的検討, 土木学会第 63 回年次講演会, 3-340, 2008.
- 10) 吉岡尚也, 木梨秀雄, 道廣一利, 谷本親伯：鏡止めボルトによるトンネル切羽面の補強効果, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.389-394, 1999.
- 11) R・E グッドマン(赤井浩一, 川本朧万, 大西有三共訳)：不連続性岩盤の地質工学, pp.250-284, 森北出版, 1978.
- 12) 新井智之, 村山秀幸, オノ木敦士, 児玉淳一：大型載荷試験の再現解析による覆工コンクリートのモデル化手法の検討, 土木学会 第 73 回年次講演会講演概要集, III-572, pp.1143-1144, 2018.

(2019. 8. 9 受付)

QUANTIFICATION OF THE NORMAL CONTACT STIFFNESS BETWEEN TUNNEL LINING AND THE SURROUNDING ROCK MASS FOR THE ACCURATE PREDICTION OF TIME-DEPENDENT TUNNEL DIFORMATION

Tomoyuki ARAI, Hideyuki MURAYAMA, Junichi KODAMA, Atsushi SAINOKI, and Kenji OKAZAKI

The final goal of this paper is to improve the accuracy of predicting time-dependent tunnel deformation of the surrounding rock mass. Nowadays, the severe deformation of road tunnels is often reported in service. Such deformation becomes visible on tunnel lining; hence, the numerical simulation of its mechanical behaviour and failure is crucial. To achieve this, we need to determine the normal stiffness between tunnel lining and the surrounding rock mass. However, it has been never seriously investigated in the previously-performed numerical simulations. In this study, a previously-conducted physical test was reproduced with elasto-plastic analysis. The analysis was performed while changing the normal stiffness of interface elements representing the boundary. The analysis result indicated that when the normal stiffness is less than 1MPa/m, horizontal and vertical displacements considerably differ from the experimental result. It has been demonstrated that when the normal stiffness is around 1 GP/m, the analysis result is in agreement with the experiment result.