

地震による地山の変形を想定した山岳トンネル覆工の耐荷力評価に関する数値解析的考察

日下 敦¹・河田 皓介²・砂金 伸治³・真下 英人⁴

¹正会員 土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
E-mail: kusaka@pwri.go.jp

²正会員 土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
E-mail: kawata55@pwri.go.jp

³正会員 土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
E-mail: n-isago@pwri.go.jp

⁴正会員 国土技術政策総合研究所 道路構造物研究部 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)
E-mail: mashimo-h92ta@nilim.go.jp

本研究では、地震時の山岳トンネルの被害として、覆工構造全体の耐荷力になんらかの影響を及ぼすと考えられる天端部や側壁部の覆工の圧縮破壊に着目し、このような被害を再現する数値解析手法について検討を行うとともに、これらの破壊が発生する場合の外力を静的荷重に換算した場合の荷重の大きさについて検討を行った。その結果、本研究で用いた解析モデルを用いることで、天端部や側壁部の覆工の圧縮破壊が概ね再現できる可能性があること、覆工天端部や側壁部に圧縮破壊が発生した場合は、静的荷重に換算すると3D (トンネル直径 $D = 10$ mと仮定) 程度以上の土被りに相当する荷重が作用した可能性があること等が分かった。

Key Words : rock tunnel, numerical analysis, strain-softening material, seismic damage

1. はじめに

主として岩盤に掘削される山岳トンネルにおいては、過去の地震ではトンネル構造に大きな損傷を受けるのは非常に限定的な条件であり、一般に地震に強い構造物とされてきた。他方、断層・破砕帯等の極端に地山の悪い箇所や不安定な斜面内、トンネル自体に既に変状が発生していた箇所、坑口部等では比較的地震被害を受けやすいことが知られているものの、その被害発生メカニズムについては不明確な部分が多く、坑口部等において経験的に覆工の補強等の対策を行っているのが現状である¹⁾。そのような中、2004年の新潟県中越地震では、数は限られるものの、これまで耐震対策が必要とされてこなかった箇所においても、覆工の崩落をとまなうような比較的大規模の大きな被害を受けた山岳トンネルがあった^{2,3)}。これは、地震の大きさ、地山条件、トンネルの構造等によっては、山岳トンネルも地震による被害を受ける可能性があることを示唆している。

本研究では、地震時の山岳トンネルの被害として、覆

工構造全体の耐荷力になんらかの影響を及ぼすと考えられる天端部や側壁部の覆工の圧縮破壊に着目し、このような被害を再現する解析手法について検討を行うとともに、これらの破壊が発生する場合の外力を静的荷重に換算した場合の荷重の大きさについて検討を行った。

2. 解析の概要

(1) 対象とする地震被害モード

これまでの地震による山岳トンネルの被害²⁻⁸⁾は、地質の急変部にトンネルが位置するなどの特殊な条件を除けば、大まかに図-1の3種類に大別されることが考えられる。すなわち、肩部に曲げ圧縮破壊や曲げ引張りびわれ

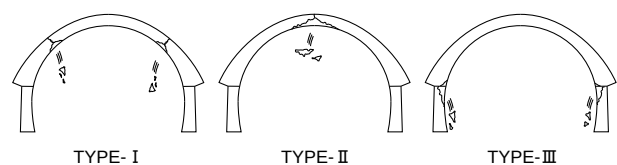


図-1 トンネルの地震被害モード

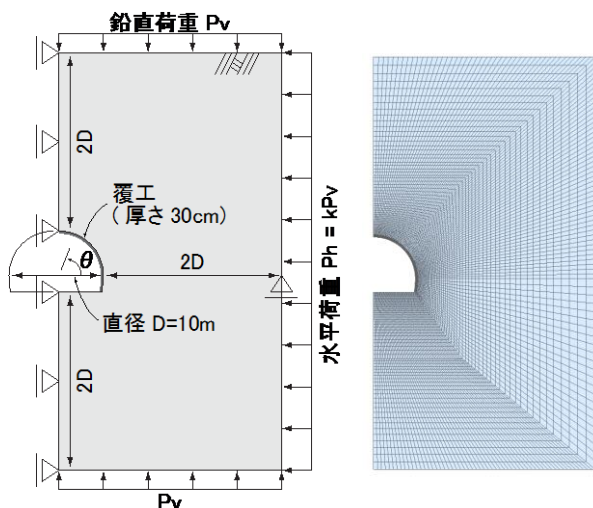


図-2 解析モデルの概要

図-3 メッシュ概要

表-1 解析で用いた弾性係数

対象	ヤング係数 (MPa)	ポアソン比
CII地山	1,000	0.30
DII地山	150	0.35
E地山	50	0.40
覆工	22,000	0.20

が発生する TYPE-I, 天端部に圧縮破壊が発生する TYPE-II, 側壁部に圧縮破壊が発生する TYPE-III である。これらの被害が発生するメカニズムは必ずしも解明されていないが, TYPE-I~III の被害は, それぞれ地山のせん断変形, 水平圧縮変形, 鉛直圧縮変形により再現できる可能性があることが指摘されている^{9~11)}。

本研究では, 覆工構造全体の耐荷力に少なからず影響を及ぼすと考えられる天端部や側壁部の覆工の圧縮破壊に着目し, TYPE-II および TYPE-III を対象に, 検討を行った。

(2) 解析モデル

解析は, 非線形解析における解の収束において比較적으로有利な有限差分法によるものとし, 本研究では FLAC3D を使用した。

図-2 は, 解析モデルの概要を示したものである。トンネルの直径 (覆工の外径) D は 10 m とし, 上半は半径 $R=5$ m の単心円, 下半半径は $2R$ とした。覆工の厚さは 30cm とした。本研究では, インバートを設置しない場合と設置する場合について検討を行い, 設置する場合においては, インバートの半径は $2R$, 厚さは 50 cm とした。なお, インバートを有する場合も, すりつけ部は設けていない。

解析領域は, トンネル上部, 下部, 側部も $2D$ とした。

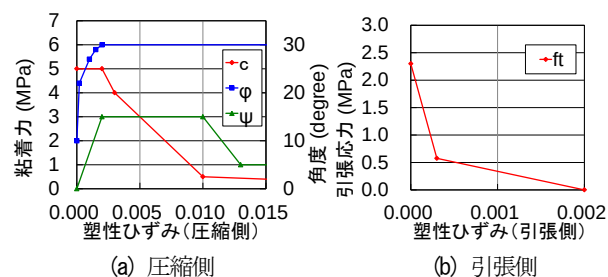


図-4 解析で用いた覆工材料のひずみ軟化/硬化特性

また, 対称性を考慮して半断面モデルとした。奥行き方向の変位は拘束し, 平面ひずみ状態とした。

荷重は, 鉛直荷重 P_v と水平荷重 P_h として解析領域端部に作用させた。側圧係数 k は, 地山の水平圧縮変形が卓越する場合として $k=2$, 鉛直圧縮変形が卓越する場合として $k=0.5$ の 2 通りとした。

メッシュは図-3 に示すとおりとした。全ての要素はソリッド要素とした。覆工およびインバートにおけるメッシュサイズは 5 cm 程度を基本とし, 厚さ方向は 6 分割, 周方向は 1° ピッチの分割とした。奥行き方向は 1 要素とした。

表-1 は, 地山および覆工の弾性係数を示したものである。地山は弾性体と仮定し, 比較的良好な地山として CII, 軟質な地山として DII, さらに軟質な地山として E の 3 種類を設定し, それぞれヤング係数 1,000 MPa, 150 MPa, 50 MPa とした。覆工は, ひずみ軟化を考慮できる非線形モデルを適用した。弾性係数については, 一軸圧縮強度 18 MPa のプレーンコンクリートに相当するものを適用した。非線形パラメータについては後述する。

(3) 覆工材料の非線形パラメータ

覆工材料は, Mohr-Coulomb の破壊規準にしたがうものとし, 破壊後はひずみ軟化/硬化モデルを適用した。

粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ , ダイレーション角 ψ については, 図-4(a) に示すとおり, 塑性圧縮ひずみの関数と仮定した。この特性のひずみ硬化/軟化特性の決定にあたっては, 文献¹²⁾による以下のような考え方を念頭に置いた。コンクリートが圧縮によるせん断破壊を生じる際, まず微細なひびわれが生じ, その後ひびわれが進展する。この過程において, セメント結合が徐々に失われるので, c も徐々に消失する。それに伴って, もともとセメントで固化されていたコンクリートは次第に粒状に似た性質を持つようになるので, ϕ は増加する。同時に体積膨張を示すので ψ を持つようになるが, 破壊が進むと体積膨張はほとんど生じなくなる。これらの値を直接的に算定するのは困難であるが, コンクリートに対しては概ね c は一軸圧縮強度の 0.3 倍, ϕ は $30\sim35^\circ$, ψ は $0\sim20^\circ$ 程度であることが示唆されている。

引張強度 f_t については、コンクリート標準示方書の引張軟化曲線を参考に、図-4(b)に示すように塑性引張ひずみの関数と仮定した。

このような考え方に基づいた非線形パラメータを用いることで、一軸圧縮状態におけるプレーンコンクリートの耐荷力およびポストピーク強度において、要素実験レベルの再現が可能であること¹³⁾や、軸力と曲げモーメントが作用するトンネル覆工の耐荷力に関して、実大規模の載荷実験の再現が可能であること¹⁴⁾、地山の水平圧縮変形が卓越する荷重状態を模擬した 1/20 スケールの模型実験における覆工天端の圧縮破壊等の再現が可能であること¹⁵⁾が示されている。

図-5 は、上述の材料特性を適用し、メッシュサイズ 5 cm のソリッド要素を用いて一軸圧縮試験を行った場合の、応力-ひずみ関係を示したものである。約 $3,000\mu$ のひずみにおいて、最大応力 18 MPa に達し、その後はひずみ軟化特性を示すことが分かる。

3. 解析結果

(1) 水平荷重が卓越する場合

図-6 は、 $k = 2$ の場合の、地山に作用する水平荷重 P_h と覆工の変位の関係を示したものである。変位については、天端は $\theta = 90^\circ$ の、側壁は $\theta = 0^\circ$ のの覆工内面の節点における変位を示しており、いずれも内空側への変位を正としている。

CII 地山においては、載荷初期段階においては天端の変位はほぼ 0 であるが、インバート無しの場合は荷重 1.7 MPa、インバート有りの場合は荷重 1.9 MPa を超えたところで天端に大きな変位が発生するとともに、側壁の変位も増加している。この変位の急変が発生する直前における、覆工表面における周方向のひずみ分布を示したものが図-7(a)である。いずれも天端付近において $3,000\mu$ に近い圧縮ひずみが発生している。この次の解析ステップにおいては、天端の圧縮ひずみが急激に増大しており、変位の急変は天端の圧縮破壊により生じたことが分かる。また、図-8(a)は解析上の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布を示したものであり、顕著な破壊は天端周辺で発生していることが分かる。

DII 地山においては、変位の傾向(図-6(b))はほぼ同様で、荷重 1 MPa 付近で変位の急変が発生している。このときの覆工のひずみ分布(図-7(b))を見ると、インバート無しの場合は側壁部 ($\theta = 0^\circ$ 付近) の覆工内側に引張破壊が、インバート有りの場合はそれに加えて接続部 ($\theta = -18^\circ$) 付近で $3,000\mu$ を超える圧縮ひずみが発生しているものの、天端部において $3,000\mu$ に近い圧縮ひずみが発生している。この次の解析ステップにおいては、CII 地山と同様に、天端の圧縮ひずみが急激に増

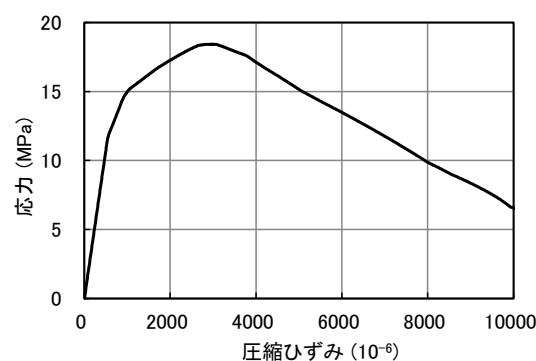


図-5 覆工材料の応力-ひずみ関係

大しており、変位の急変は天端の圧縮破壊により生じたことが分かる。解析上の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布(図-8(b))においても、破壊は主として天端周辺で発生していることが分かる。なお、インバートとの接続部付近でも大きなせん断ひずみが発生しているが、これは解析においてすりつけ部を設けなかったことによる影響も含まれると考えられるため、本研究においては言及しないこととする。

E 地山においても、変位の傾向(図-6(c))はほぼ同様で、荷重 0.8 MPa 付近で変位の急変が発生している。このときの覆工のひずみ分布(図-7(c))は、DII 地山の場合と同様に、インバート無しの場合は側壁部の覆工内側に引張破壊が、インバート有りの場合はそれに加えて接続部付近で $3,000\mu$ を超える圧縮ひずみが発生しているものの、天端部において $3,000\mu$ 程度の圧縮ひずみが発生している。この次の解析ステップにおいては、CII 地山と同様に、天端の圧縮ひずみが急激に増大しており、変位の急変は天端の圧縮破壊により生じたことが分かる。解析上の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布(図-8(c))においても、破壊は主として天端周辺で発生していることが分かる。なお、インバート有りの場合は、荷重 0.7 MPa 付近で側壁部の覆工外側で $3,000\mu$ を超える圧縮ひずみが発生するとともに、覆工の変位の増大が見られたが、天端部の圧縮破壊にともなう変位の急変と比較すると軽微なものであった。

以上の結果から、本研究で用いた解析モデルにより、水平荷重が卓越する場合の天端部の圧縮破壊が概ね再現できる可能性があることが分かる。なお、線形弾性モデルを用いた同様の解析においては、覆工とインバートの接続部に過度に応力が集中する場合や、側壁部に引張強度を超える引張応力が発生する場合がありますが、必ずしも天端部の圧縮破壊が再現できたと結論づけにくい場合もあるが、本研究で提示した非線形材料を用いた数値解析を行うことにより、このような現象を取り扱うことが比較的容易になると言える。

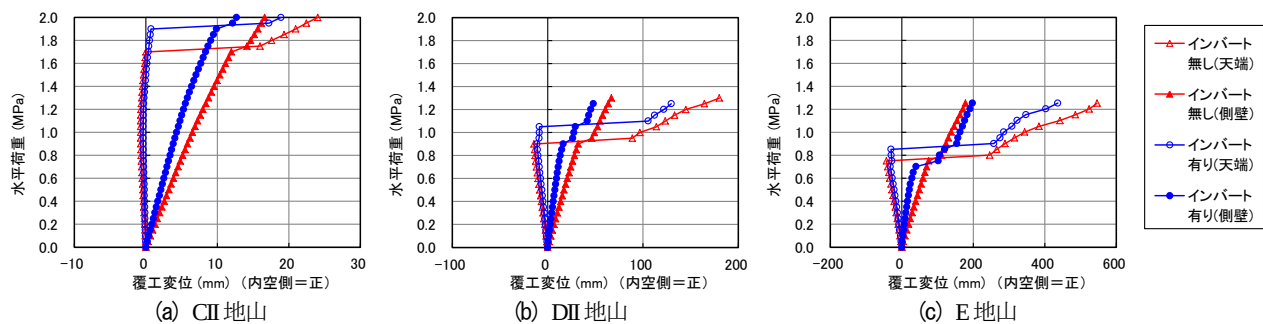


図-6 覆工材料の応力-ひずみ関係 ($k=2$ の場合)

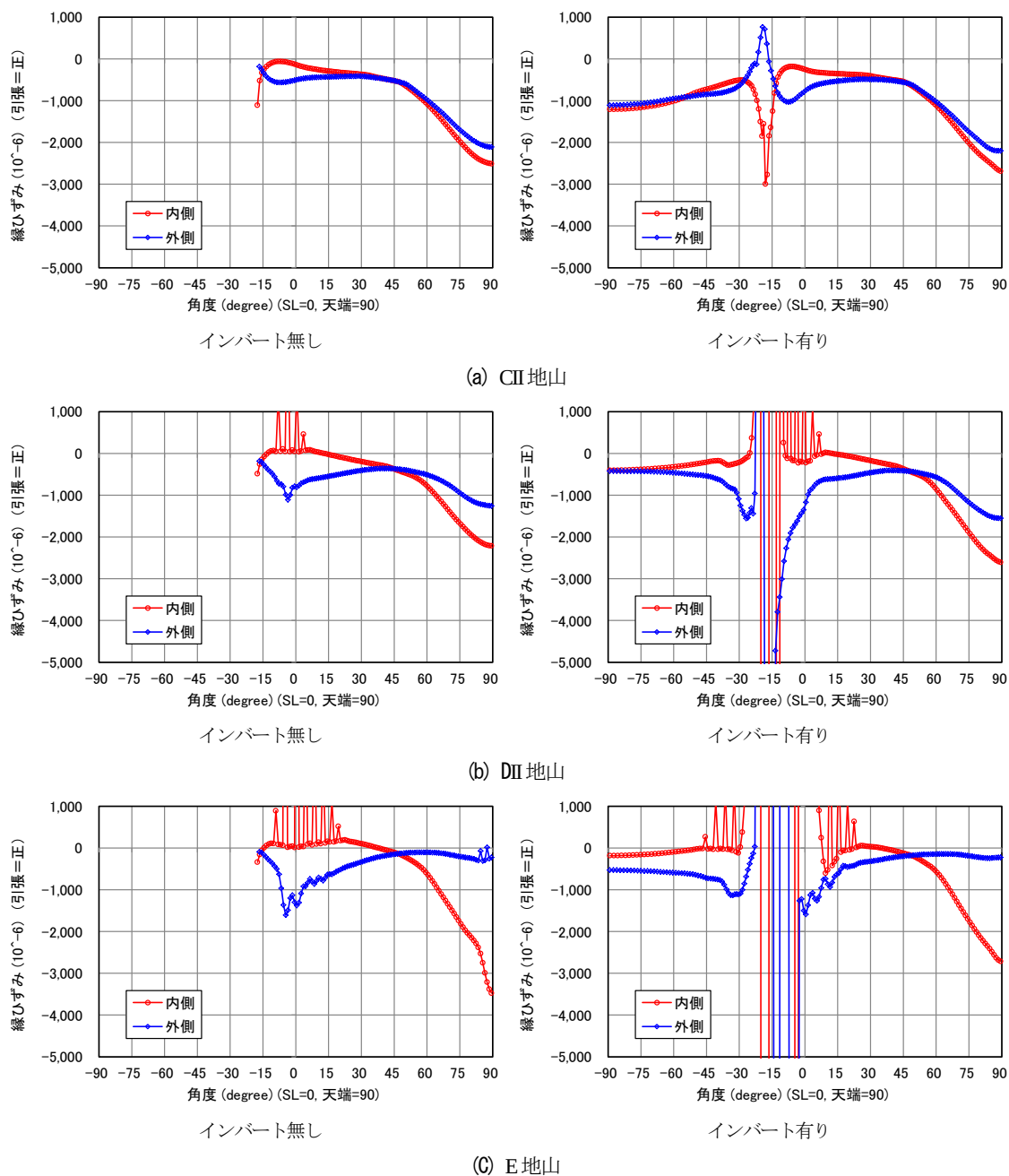


図-7 覆工破壊時の覆工の縁ひずみ ($k=2$ の場合)

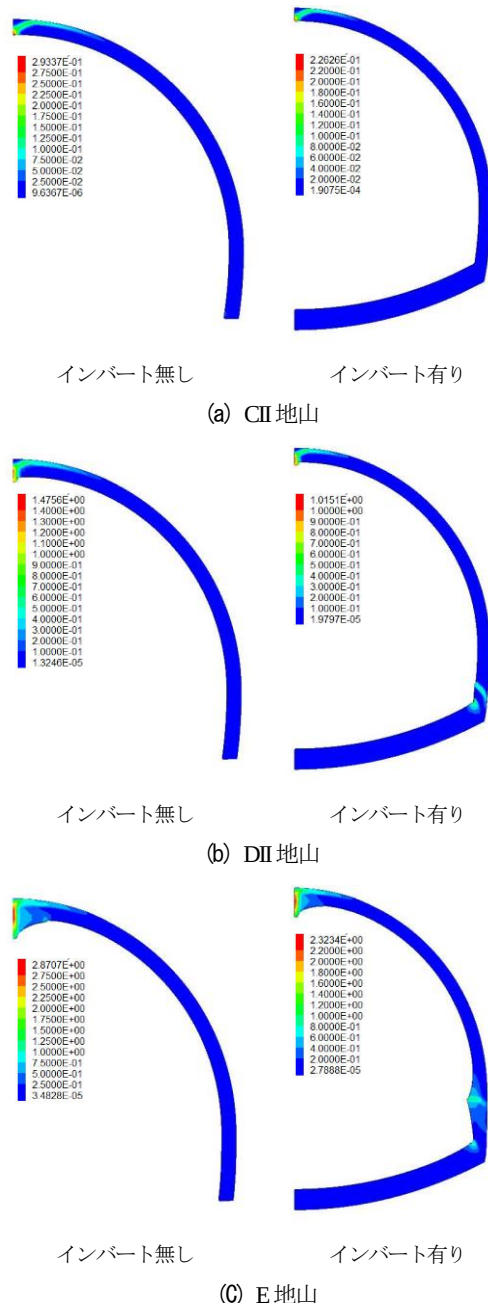


図-8 解析の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布 (k=2 の場合)

(2) 鉛直荷重が卓越する場合

図-9 は、 $k=0.5$ の場合の、地山に作用する鉛直荷重 P_v と覆工の変位の関係を示したものである。CII 地山においては、載荷初期段階においては側壁の変位はほぼ 0 であるが、荷重 1.6~1.9 MPa 付近で側壁の変位モードが地山側から内空側に変化するするとともに、天端の変位も増加している (図-9(a))。この変位の急変が発生する直前における、覆工表面における周方向のひずみ分布を示したものが図-10(a) である。いずれも側壁付近において $3,000 \mu$ に近い圧縮ひずみが発生している。この次の解析ステップにおいては、側壁の圧縮ひずみが急激に増

大しており、変位の急変は側壁の圧縮破壊により生じたことが分かる。また、図-11(a) は解析上の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布を示したものであり、顕著な破壊は側壁から脚部にかけて発生していることが分かる。

DII 地山においては、インバートが無い場合は荷重 1 MPa 付近で、インバートがある場合は荷重 0.7 MPa 付近で変位の急変が発生している (図-9(b))。このときの覆工のひずみ分布 (図-10(b)) を見ると、側壁部から脚部にかけて $3,000 \mu$ を超える圧縮ひずみが発生している。この次の解析ステップにおいては、CII 地山と同様に、側壁部の圧縮ひずみが急激に増大しており、変位の急変は側壁部の圧縮破壊により生じたことが分かる。解析上の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布 (図-11(b)) においても、破壊は主として側壁部から脚部周辺で発生していることが分かる。

E 地山においても、変位の傾向 (図-9(c)) はほぼ同様で、荷重 0.7~0.9 MPa 付近で変位の急変が発生している。このときの覆工のひずみ分布 (図-10(c)) は、側壁部から脚部において $2,000 \mu$ 程度かそれ以上の圧縮ひずみが発生している。この次の解析ステップにおいては、DII 地山と同様に、側壁部の圧縮ひずみが急激に増大しており、変位の急変は側壁部の圧縮破壊により生じたことが分かる。解析上の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布 (図-11(c)) においても、破壊は主として側壁部周辺で発生していることが分かる。なお、E 地山においては、側壁部の圧縮破壊が生じる前に、天端部内側に引張破壊が発生しているが、天端部外側は圧縮状態であり、軽微な引張ひびわれに相当するものであると考えられる。

以上の結果から、本研究で用いた解析モデルにより、鉛直荷重が卓越する場合の側壁部の圧縮破壊も概ね再現できる可能性があることが分かる。なお、線形弾性モデルを用いた解析との差異は前項と同様であり、本研究で提示した非線形材料を用いた数値解析を行うことにより、上述のような側壁部の圧縮破壊現象を取り扱うことが比較的容易になると言える。

(3) 覆工破壊時の作用荷重

図-12 は、上述した覆工の破壊時の荷重、すなわち天端部に圧縮破壊が発生するときの水平荷重あるいは側壁部に圧縮破壊が発生するときの鉛直荷重を示したものである。

水平荷重が卓越する場合は、インバート有りの場合は、インバート無しの場合と比較して、覆工破壊時の荷重が 1 割程度増加している。ただし、覆工とインバートの接続部の破壊に着目すると、この値は若干小さいものとなる。一方、鉛直荷重が卓越する場合は、インバート有り

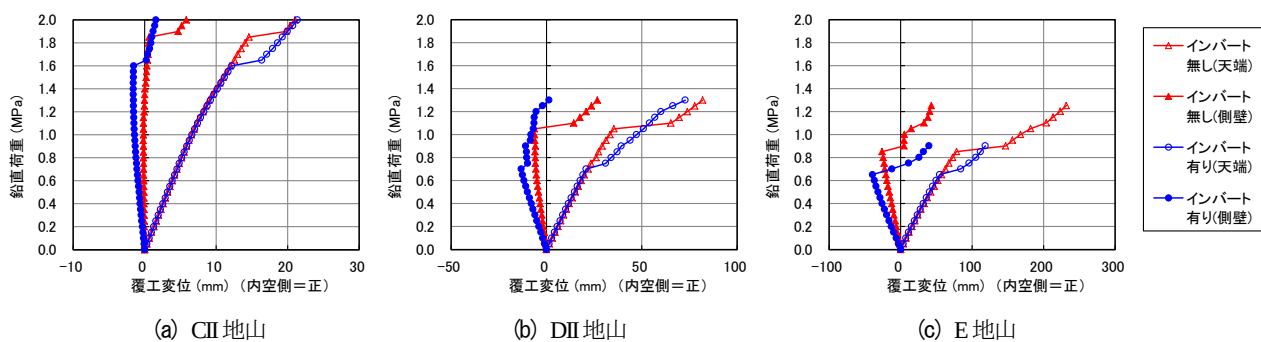


図-9 覆工材料の応力-ひずみ関係 ($k=0.5$ の場合)

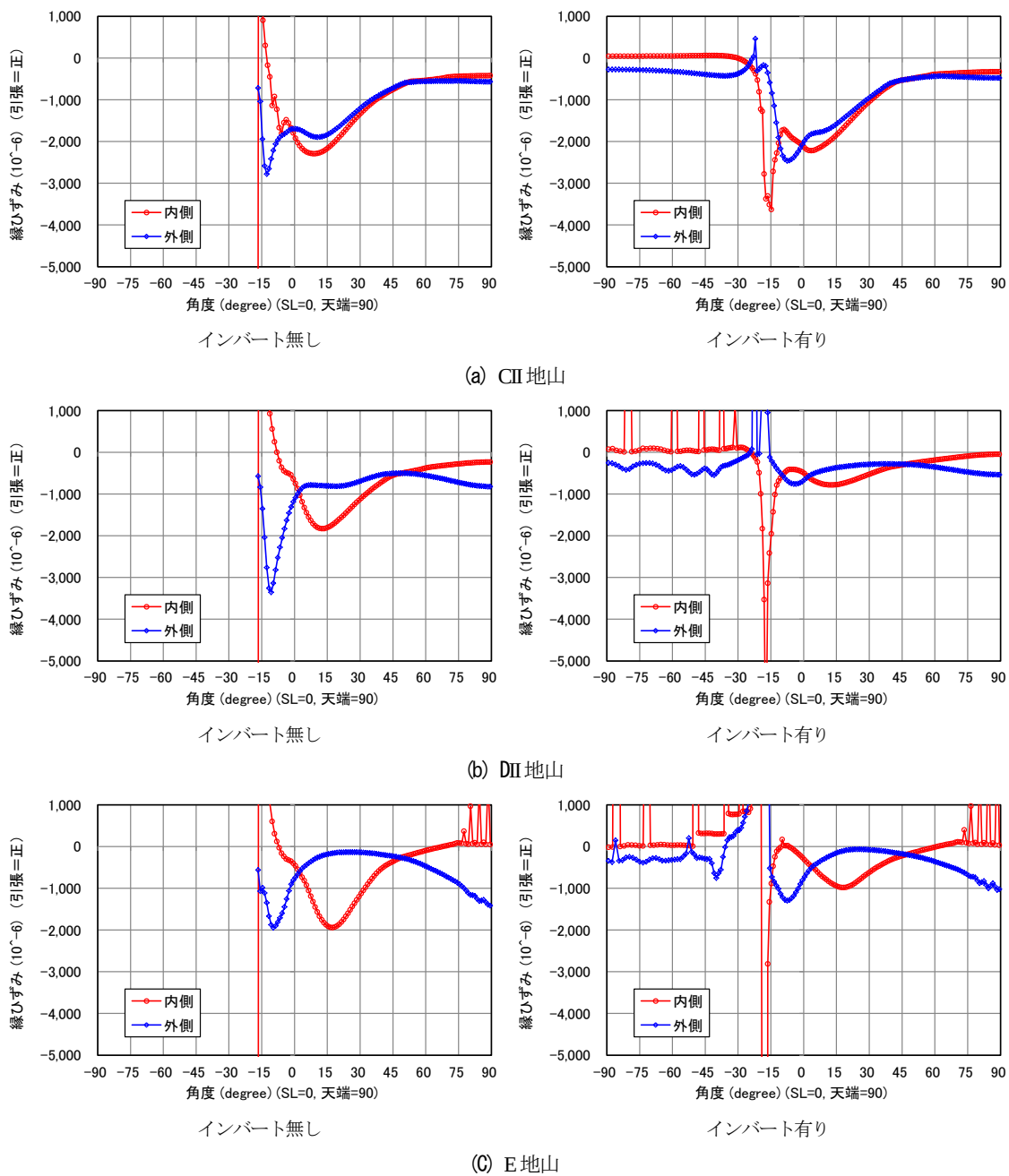
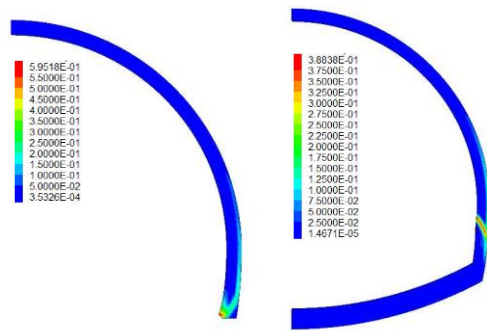
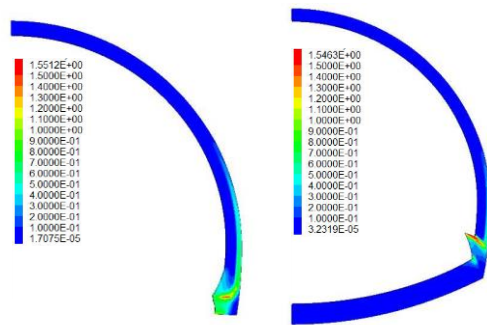


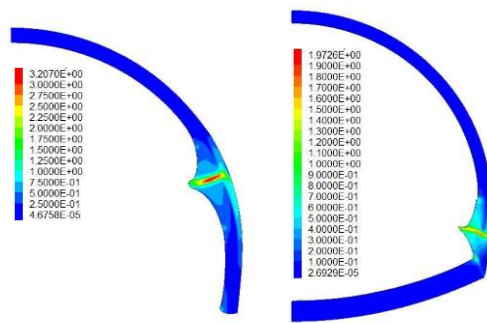
図-10 覆工破壊時の覆工の縁ひずみ ($k=0.5$ の場合)



インバート無し インバート有り
(a) CII 地山



インバート無し インバート有り
(b) DII 地山

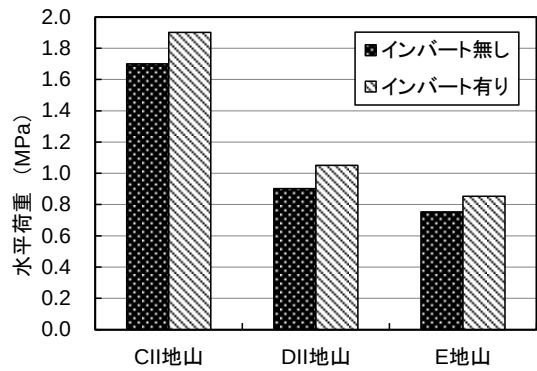


インバート無し インバート有り
(c) E 地山

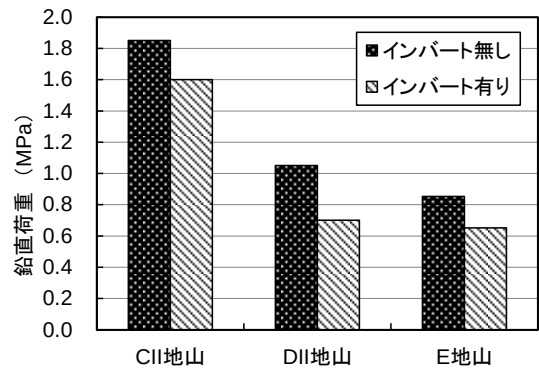
図-11 解析の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布. ($k=0.5$ の場合)

の場合の方が覆工破壊時の荷重は小さくなっている。これらのケースにおいては、覆工とインバートの接続部に近い部分にも破壊が発生していることから、接続部の構造の影響を受けていることも考えられるため、構造耐力として評価するにはさらなる検討が必要であると考えられる。

いずれの荷重モードにおいても、CII 地山においては比較的大きな荷重まで天端部や側壁部の圧縮破壊は発生していないが、DII 地山や E 地山においては、約 0.7~1 MPa の荷重でそれらの破壊が発生している。換言すれば、覆工の天端部や側壁部において圧縮破壊が発生した



(a) 水平荷重が卓越する場合 ($k=2$)



(b) 鉛直荷重が卓越する場合 ($k=0.5$)

図-12 覆工破壊時の地山の荷重

場合は、0.7MPa 相当以上の荷重、すなわち地山の単位体積重量 23 kN/m^3 、トンネル直径 $D=10 \text{ m}$ とした場合に、3D 程度以上の土被りに相当する荷重が作用したものと想定されることとなる。

なお、これらの荷重を、覆工の設計で一般的に用いられる骨組構造解析において覆工に作用する鉛直荷重や水平荷重として適用する場合は、円形トンネルで線形の地盤ばねを用いた弾性解析においては、地盤反力ばね値を適切に設定することにより、骨組構造解析においても同等の変位量や断面力が得られることが既往の研究により明らかになっている¹⁰⁾。ただし非線形性を考慮する場合や真円形でないトンネルに適用する場合は、同等の結果が得られるか等の検討を踏まえる必要があると考えられる。

4. まとめ

地震時の山岳トンネルの被害として、覆工構造全体の耐力に少なからず影響を及ぼすと考えられる天端部や側壁部の覆工の圧縮破壊に着目し、このような被害を再現する解析手法について検討を行うとともに、これらの破壊が発生する場合の外力を静的荷重に換算した場合の荷重の大きさについて検討を行った。

- 1) 本研究で用いた解析モデルを用いることで、天端部や側壁部の覆工の圧縮破壊が概ね再現できる可能性がある。
- 2) 覆工天端部や側壁部に圧縮破壊が発生した場合は、静的荷重に換算すると3D（トンネル直径 $D=10\text{ m}$ と仮定）程度以上の土被りに相当する荷重が作用した可能性がある。

ただし、上述の結論は、限られた地山条件、覆工構造、荷重条件等によって得られたものであるため、一般論として言及するためにはさらなる検討が必要である。また、実際に地震による被害を受けたトンネルにおいては、地震発生前から覆工に外力が作用していたと考えられるものもあるため、本研究で想定した荷重が地震のみにより発生するものではない可能性があることに留意する必要がある。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、丸善、2003年。
- 2) 真下英人：新潟県中越地震における道路トンネルの被害、トンネルと地下、第36巻、第11号、pp.55-63、2005。
- 3) 清水満、齋藤貴、鈴木尊、朝倉俊弘：新潟県中越地震による鉄道トンネル被害調査結果、トンネルと地下、第38巻、第4号、pp.49-57、2007。
- 4) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災事例調査、鉄道技術研究所報告、No.1123、pp.1-43、1979。
- 5) 小野田耕治、楠山豊治、吉川恵也：伊豆大島近海地震による被害(1) 鉄道トンネルの例、トンネルと地下、第9巻、第6号、pp.7-12、1978。
- 6) 今田徹、川島一彦：第7編道路トンネルおよび道路橋の被害 土木研究所報告(1978年伊豆大島近海地震災害調査報告)、pp.106-119、1982。
- 7) 国田雅人、竹俣隆一、役田徹：能登半島沖地震による被災トンネルを復旧 大谷狼煙飯田線木の浦トンネル、トンネルと地下、第24巻、第11号、pp.7-13、1993。
- 8) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神淡路大震災調査報告 土木構造物の被害、1998。
- 9) 日下敦、真下英人、水川雅之、森本智：地震による山岳トンネルの被害発生メカニズムに関する基礎的研究、トンネル工学報告集、No.18、pp.15-21、2008。
- 10) 朝倉俊弘、志波由紀夫、松岡茂、大矢敏雄、野城一栄：山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム、土木学会論文集、No.659/III-52、pp.27-38、2000。
- 11) 日下敦、真下英人、砂金伸治：山岳トンネルにおける覆工構造と地震時挙動の関係に関する一考察、トンネル工学報告集、No.20、pp.1-8、2010。
- 12) Vermeer, P. A., R. de Borst: Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock, *Heron*, Vol.29, No.3, pp.3-64, 1984。
- 13) 日下敦、砂金伸治、真下英人：内巻き補強された覆工の全体耐力に関する要素実験の再現解析、土木学会第68回年次学術講演会、III-250、pp.499-500、2013。
- 14) 日下敦、砂金伸治、河田浩介、真下英人：軸力と曲げモーメントが作用するトンネル覆工の耐荷力に関する数値解析的検討、土木学会第69回年次学術講演会、III-220、pp.439-440、2014。
- 15) Kusaka, A., Kawata, K., Isago, N., Mashimo, H.: Static Loading Tests and Numerical Analysis of the Effects of Risk Mitigation Measures for Rock Tunnels against Earthquakes, *8th Asian Rock Mechanics Symposium*, 2014. (in press)
- 16) 真下英人、左近嘉正、石村利明、岡田範彦：良質地盤におけるセグメント設計に用いる地盤反力係数に関する一考察、トンネル工学報告集、No.16、pp.295-302、2006。

(2014.9.15受付)

A NUMERICAL MODELING STUDY ON EVALUATION OF ROCK TUNNEL LINING DURING EARTHQUAKE

Atsushi KUSAKA, Kosuke KAWATA, Nobuharu ISAGO, and Hideto MASHIMO

A few rock tunnels suffered severe damages such as collapse of lining, which are caused by compression failure of lining concrete around crown or sidewall. In this study, a numerical model is proposed to simulate such damages using strain-softening/-hardening materials, and the loading magnitude during earthquake which causes the damages is evaluated. The major conclusions of this study include: the proposed numerical model shows good agreement to simulate the damages, and the earth pressure of 700 kPa is necessary to cause the damages.