

山岳トンネルにおける地震時の変形モードと作用荷重に関する一考察

日下 敦^{1*}・河田 皓介²・砂金 伸治¹

¹国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²株式会社オリエンタルコンサルタンツ 関西支店国土技術部（〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-18）

（元 国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ）

*E-mail: kusaka@pwri.go.jp

主として岩盤に建設される山岳トンネルは、特殊な条件下を除き、一般に地震に強い構造物とされてきた。しかしながら近年の地震において一般部でも覆工の崩落を伴うような被害を受けた山岳トンネルが存在し、合理的な耐震対策工の確立が課題となっている。本稿では、実際の山岳トンネルにおいて動的計測により得られた結果をもとにした、地震時の山岳トンネルの変形モードに関する考察や、過去の地震において発生した山岳トンネルの被害形態をもとに、トンネル構造に作用する荷重の大きさやその算定の考え方について検討した結果について述べる。

Key Words : mountain tunnel, seismic behavior, on-site measurement, numerical analysis

1. はじめに

山岳トンネルは、地震により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。一方、断層・破碎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⁾。

そのような状況の中、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、覆工の崩落をともなうような比較的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おり、合理的な耐震対

策を確立することが求められるようになった。

これまでの地震による山岳トンネルの被害²⁾⁸⁾⁹⁾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種類に大別されると考えられる⁹⁾。すなわち、覆工肩部に曲げ破壊が発生するType-I、覆工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⁾。地中構造物であるトンネルでは、これまで、地震時には地山にせん断変形が生じるのが最も基本的なモードであり、それにとまってType-Iの被害形態が最も発生しやすいとされてきた一方で、Type-IIやType-IIIのような被害形態を呈する事例も散見されている。しかし、地震時のトンネルの挙動を実際に計測した事例は稀であり、地震時の変形モードや作用荷重等、基本的な事象も十分には解明されたとは言いがたいのが現状である。

本稿では、地震時の山岳トンネルの変形モードについて、実際の山岳トンネルにおいて動的計測により得られた結果や、Type-IIやType-IIIの被害形態に対する対策を検討する上で考慮すべき荷重の大きさを数値解析により検討した結果について、概説する。

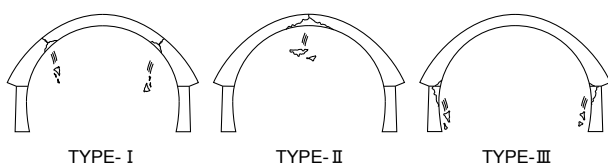


図-1 トンネルの地震被害モード⁹⁾

2. 既設トンネルにおける動的計測

(1) 計測の概要

山岳トンネルは他の構造物と比べて地震による被害事例が少ないことから、実構造物における地震時の計測事例が比較的少なく、大きな地震動がトンネルに作用した場合の動的挙動はほとんど明らかになっていない。そこで、既設の実トンネルに動的計測機器を設置し、地震時の挙動を計測した。

計測機器を設置したトンネルは、宮城県石巻市に位置する、NATMにより建設された延長 689m の 2 車線道路トンネルで、1996 年に竣工した。周辺地山の地質は、砂岩および頁岩が主体で、明瞭な断層・破碎帯等の不良地山区間は記録されていない。また、計測機器設置前の目視点検では覆工に目立った変状は確認されていない。

本研究においては、坑口から約 100m、土かぶり約 40m の、いわゆる一般部において、図-2 に示すように、天端・両肩部・両側壁部の計 5 点において覆工表面のひずみを、側壁部において 3 成分の加速度を計測した¹²⁾。

計測した振動は、2011年4月7日23時32分ごろ宮城県沖で発生したマグニチュード7.1の地震によるものである。計測を行ったトンネルは、この地震の震央から西北西約 60km に位置しており、近隣の宮城県栗原市、仙台市宮城野区で震度6強、石巻市でも震度6弱を観測するなど、トンネル周辺でも非常に強い揺れを観測した。

(2) 計測結果

この地震によって石巻市内の K-net 観測点 (MYG010) で観測された地表面の最大加速度は 300gal 程度であった。一方、本研究によりトンネル内で計測された最大加速度は 200gal 程度であった¹²⁾。K-net 観測点とトンネルは約 8km 離れており、地盤条件も異なるため、単純な比較はできないが、トンネル内での加速度は地表面と比べてやや小さいものであった。

図-3 は、計測した覆工のひずみの時刻歴波形を示したものである。比較的大きなひずみが発生した箇所は天端と右肩であったが、いずれの箇所においても、発生したひずみは圧縮側、引張側ともに高々 20 μ 程度であり、

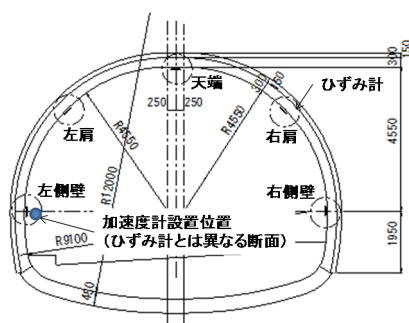


図-2 計測断面図

一般的な覆工コンクリートの弾性挙動範囲内と言える小さな値であった。実際に、地震後に行ったトンネル目視点検では、監査歩廊に非常に軽微な浮き上がり等は見られたものの、覆工には目立った変状が確認されていない。ただし、部位によっては 5 μ 程度の残留ひずみが生じており、地震動が繰り返し作用した場合の影響は今後検討する必要があるものと思われる。

図-4 は、最大圧縮ひずみが発生した時刻 11~12 秒付近のひずみの時刻歴を示したものである。この時刻の範囲で圧縮ひずみが極大となった着目時刻(1)~(7)におけるひずみの分布を示すと図-5 のようになった。簡易な弾性解析により、地山にせん断、水平圧縮、鉛直圧縮の変形が生じた場合の覆工表面のひずみを計算すると図-6 のようになる。この分布形状と、図-5 のひずみモードを比較すると、完全に一致するものではないが、地山がせん断変形した Type-I というよりは、むしろ水平圧縮変形あるいは鉛直圧縮変形した場合の、Type-II あるいは Type-III のモードに近いと思われる。

これらの計測結果は、従来最も基本的な地震時の地山の变形モードと考えられている地山のせん断変形だけでは説明しがたい挙動が観測されたことを示している。すなわち、新潟県中越地震²⁾等においても発生した Type-II

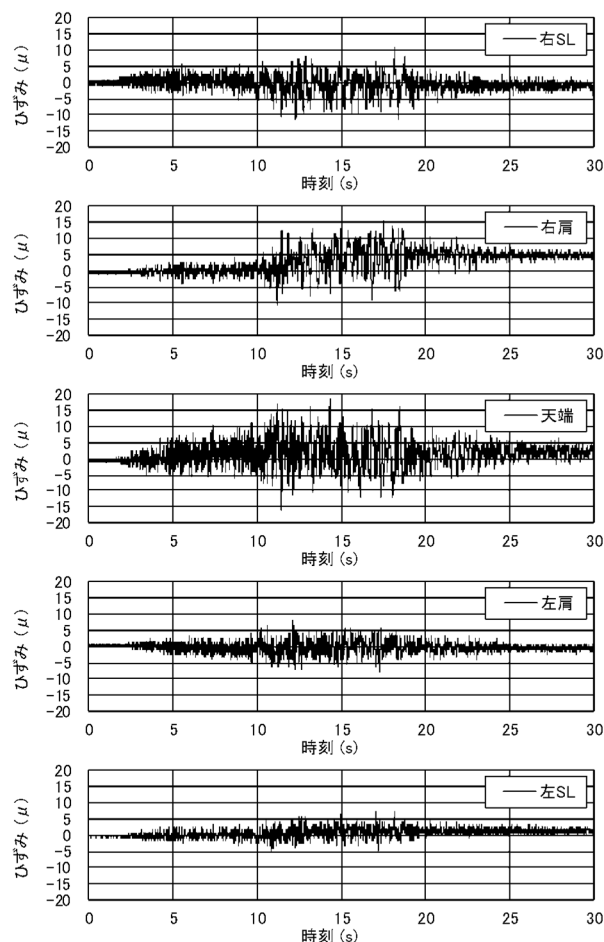


図-3 計測した覆工内面のひずみの時刻歴

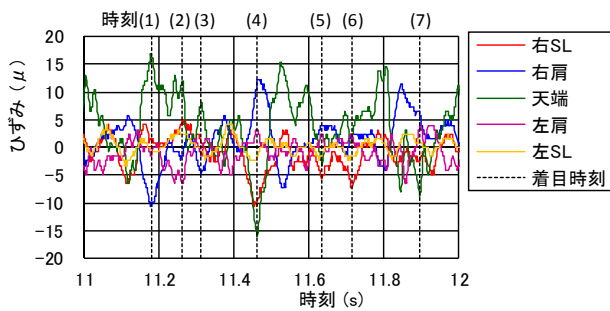


図-4 覆工内面のひずみ時刻歴 (11～12秒拡大)

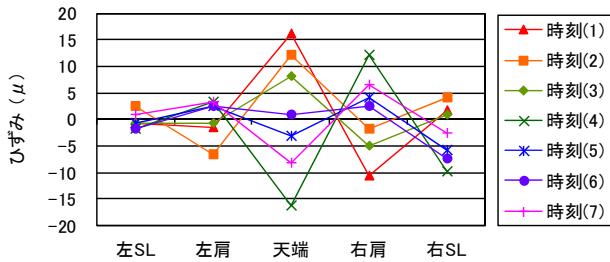


図-5 着目時刻における覆工内面のひずみ分布

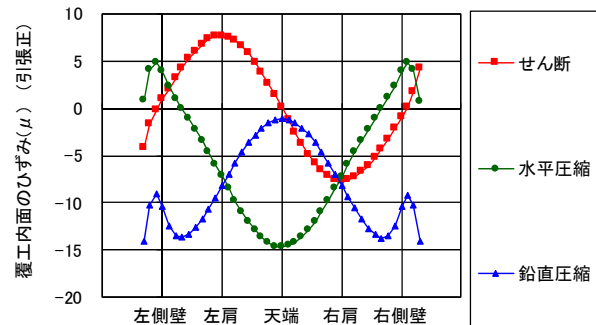


図-6 地山の変形モードに対する覆工内面の縁応力・ひずみモード

や Type-III と推定される被害をもたらした変形モードが地震により発生し得ることが、計測結果からも裏付けられたものと考えられる。今後、山岳トンネルの地震対策を考える上では、せん断変形以外の地山の変形モード、すなわち Type-II および Type-III も考慮に入れる必要があることを示唆している。

3. 覆工破壊時の作用荷重

上述したように、山岳トンネルの耐震対策を検討する上で、Type-IIやType-IIIの被害モードを考慮することが必要であると考えられる。そこで、このような被害形態を模擬できる数値解析モデルを用いて、山岳トンネルにType-IIやIIIのような被害が生じる場合に想定される作用荷重の大きさについて検討を行った。

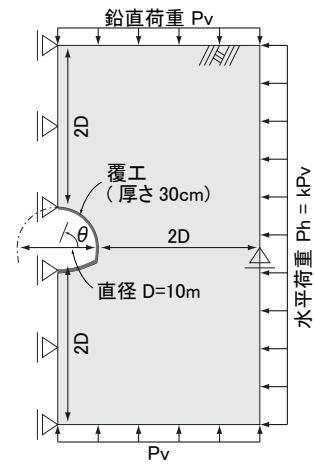


図-7 解析モデルの概要

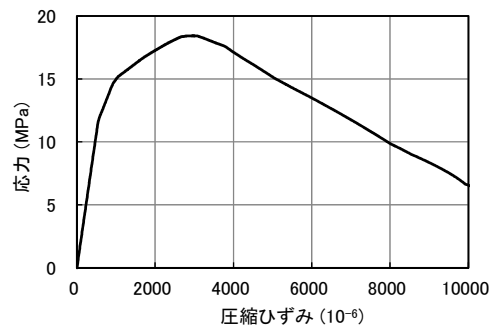


図-8 覆工材料の応力-ひずみ関係

表-1 解析で用いた物性値

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

(1) 数値解析の概要

図-7 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 10m とし、覆工の厚さは 30cm と仮定した。インバート厚さは 50cm とした。

荷重は、鉛直荷重 P_v と水平荷重 $P_h (= kP_v, k$ は側圧係数) として地山周辺に徐々に作用させた。水平荷重が卓越する場合として $k=2$ 、鉛直荷重が卓越する場合として $k=0.5$ の 2 種類の荷重を仮定した。なお、覆工の初期応力や自重による地山の初期地圧は簡便のためゼロと仮定した。

解析¹³⁾においては、覆工コンクリートのひずみ軟化特性を考慮した材料モデルを用いた。本研究で用いた材料モデルを用いて、数値解析上で一軸圧縮応力場の載荷試験を行うと、応力-ひずみ関係は図-8 のようになり、約 3,000 μ のひずみにおいて、最大応力 18MPa に達し、その後はひずみ軟化特性を示す。このような材料モデルを用いることで、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¹⁴⁾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、実大規模の载荷実験の再現が可能であること¹⁵⁾、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¹⁶⁾が示されている。

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を 1,000MPa、150MPa、50MPa とした (表-1)。

(2) 覆工の破壊の一例

図-9 に、CII 地山において水平荷重が卓越する場合 ($k=2$) の、水平荷重と覆工の変位の関係を示す。荷重 1.9MPa 付近で天端と側壁に大きな変位が発生していることが分かる。図-10 は、この変位の急変が発生する直

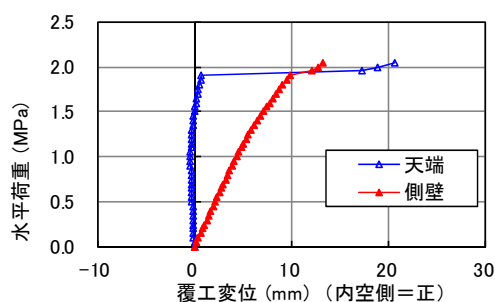


図-9 地山からの荷重と覆工変位の関係 (CII地山, $k=2$)

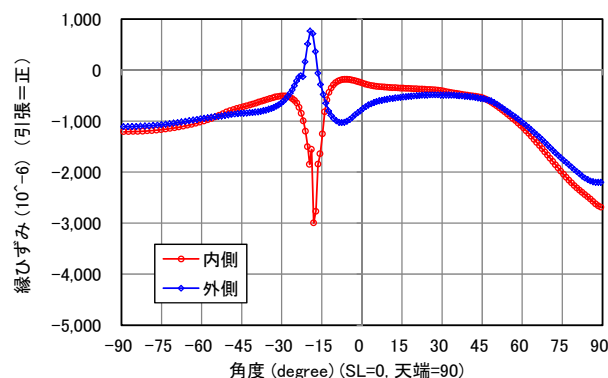


図-10 覆工破壊直前の覆工のひずみ分布 (CII地山, $k=2$)

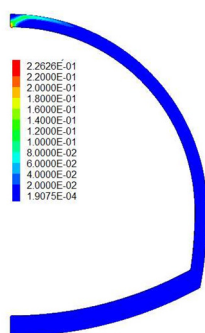


図-11 解析の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布 (CII 地山, $k=2$)

前の解析ステップにおける覆工のひずみ分布を示したものである。この時点で覆工天端部 ($\theta=90^\circ$ 付近) において $2,500\mu$ を超える圧縮ひずみが発生しており、次のステップにおいては天端部の圧縮ひずみが急激に増大するとともに、変位も急増した。加えて、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) を見ても、天端付近の破壊が卓越していることが分かる。これらのことから、荷重 1.9MPa 付近において、覆工天端部に圧縮破壊が発生することで変位が急激に増大したことが分かる。

同様に、鉛直荷重が卓越する場合 ($k=0.5$) の、CII 地山における鉛直荷重と覆工の変位の関係を図-12 に示す。荷重 1.6MPa 付近で天端と側壁に大きな変位が発生していることが分かる。図-13 は、この変位の急変が発生する直前の解析ステップにおける覆工のひずみ分布を示したものである。この時点で覆工側壁部 ($\theta=0^\circ$ 付近) において $2,500\mu$ を超える圧縮ひずみが発生しており、次

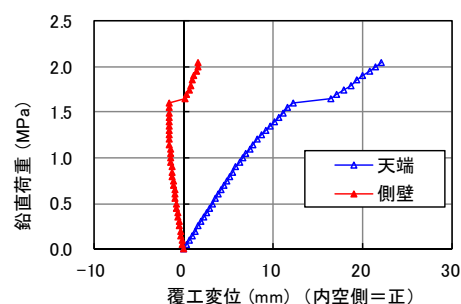


図-12 地山からの荷重と覆工変位の関係 (CII地山, $k=0.5$)

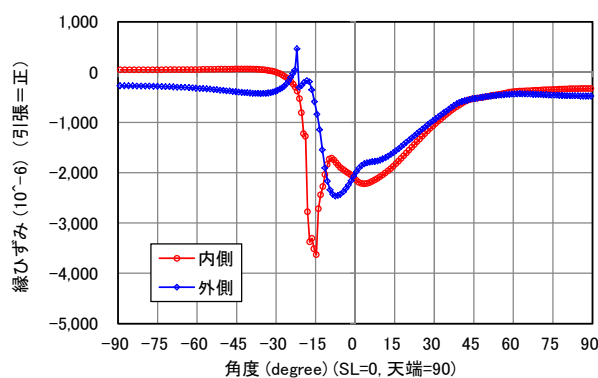


図-13 覆工破壊直前の覆工のひずみ分布 (CII地山, $k=0.5$)

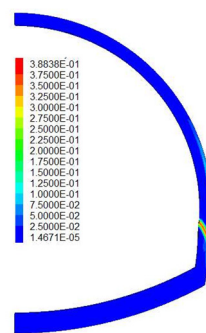


図-14 解析の最終ステップにおける覆工の最大せん断ひずみ分布 (CII 地山, $k=0.5$)

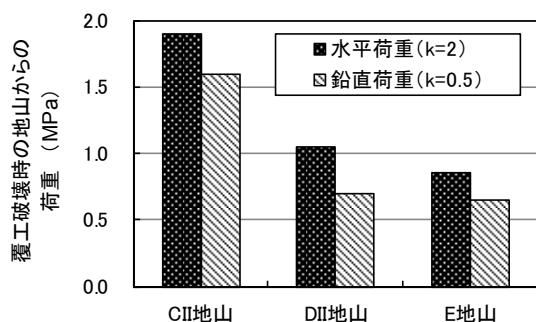


図-15 覆工破壊時の地山からの荷重

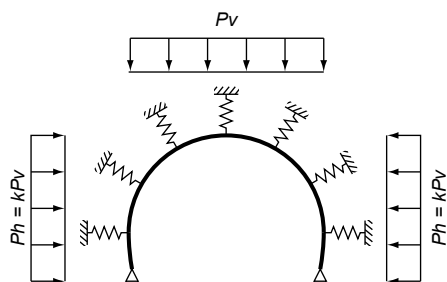


図-16 骨組構造解析のモデルの例

のステップにおいては天端部の圧縮ひずみが急激に増大するとともに、変位も急増した。加えて、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-14）を見ても、側壁付近の破壊が卓越していることが分かる。これらのことから、荷重 1.6MPa 付近において、覆工側壁部に圧縮破壊が発生することで変位が急激に増大したことが分かる。

本研究では、このような現象を覆工の破壊とし、その時の水平荷重または鉛直荷重を、覆工破壊時の地山からの荷重と呼ぶこととする。

(3) 耐震対策検討時に考慮すべき荷重

図-15 は、覆工破壊時の地山からの荷重を、水平荷重が卓越する場合 ($k=2$) および鉛直荷重が卓越する場合 ($k=0.5$) について示したものである。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 0.7~1MPa の荷重でこれらの破壊が発生している。

換言すれば、Type-II や Type-III のように、覆工の天端部や側壁部において圧縮破壊が発生した場合は、0.7MPa 相当の荷重、すなわち地山の単位体積重量 23kN/m^3 、トンネル直径 $D = 10\text{m}$ とした場合に、3D 程度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。

(4) 骨組構造解析における荷重としての評価

一般に、覆工の設計においては、地山を地盤反力ばね、覆工をはり要素でモデル化した、図-16 に示すような骨組構造解析が用いられる場合が多い。前節までに述べた

地山からの荷重を、このような骨組構造解析において覆工に作用させ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⁷⁾。すなわち、Type-II や Type-III のような地震被害に対する耐震対策を、図-16 に示すような骨組構造解析を利用して検討する場合は、作用荷重として、3D 程度、あるいは地山条件等によってはそれ以上の土被りに相当する荷重を考慮する必要がある可能性がある。

なお、上記の評価は線形弾性モデルによる骨組み構造解析を行う場合の荷重の評価方法について述べたものであり、地盤や覆工の非線形性を考慮する場合や、真円形でないトンネルにおいて詳細な検討を行う場合は、同等の結果が得られるかの検証等を予め行う必要があると考えられ、今後の課題と言える。

4. おわりに

本稿では、山岳トンネルの耐震対策を検討する上で、地山のせん断変形のみならず水平圧縮変形や鉛直圧縮変形を考慮する必要があることや、覆工に作用する可能性のある荷重を土被り厚に換算して検討した結果について述べた。どのような地山条件において上述のような検討が必要になるのかは明確になっておらず、今後の研究課題として残されているが、山岳トンネルの耐震対策を検討する上で一助となれば幸いである。

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, 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 日下敦, 砂金伸治, 真下英人, 角湯克典：山岳トンネルの地震時挙動に関する計測, トンネル工学研究報告集, Vol.21, pp.147-151, 2011.
- 13) 日下敦, 河田皓介, 砂金伸治, 真下英人：地震による地山の变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, トンネル工学研究報告集, Vol.24, I-14, pp.1-8, 2014.
- 14) 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.
- 15) 日下敦, 砂金伸治, 河田皓介, 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.
- 16) 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.
- 17) 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, Vol.16, pp.295~302, 2006.

DEFORMATION MODE AND LOADING MAGNITUDE OF MOUNTAIN TUNNEL DURING EARTHQUAKE

Atsushi KUSAKA, Kosuke KAWATA and Nobuharu ISAGO

Huge earthquakes can pose serious risks even for rock tunnels, as evidenced by large earthquakes in the past. However, even basic mechanical behavior including deformation mode and loading magnitude of rock tunnels during earthquake are not fully understood. This study examines the seismic behavior of an actual mountain tunnel in rock mass through a dynamic measurement during a large earthquake. Loading magnitude during huge earthquake is also examined through a static numerical analysis simulating actual seismic damage of rock tunnel.