

# 地震時における山岳トンネルの変形モードと作用荷重

日下 敦・河田皓介・砂金伸治

## 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。

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規模の大きな被害を受けた山岳トンネルがあった<sup>1)</sup>。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。すなわち、地山のせん断変形により覆工肩部に曲げ破壊が発生するType-I、地山の水平圧縮変形により覆工天端部に圧縮破壊が発生するType-II、地山の鉛直圧縮変形により側壁部に圧縮破壊が発生するType-IIIである。地中構造物であるトンネルでは、これまでType-Iが地震時に最も発生しやすい被害形態とされてきた一方

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難いのが現状である。

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。

## 2. 既設トンネルにおける計測

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、まず、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。

### 2.1 計測の概要

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

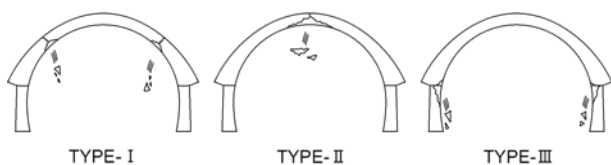


図-1 トンネルの地震被害モード

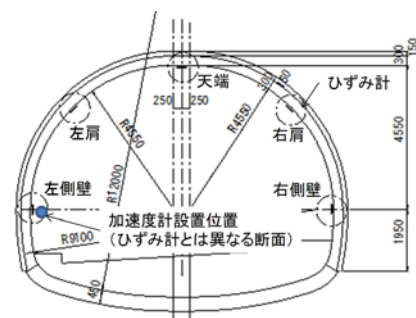


図-2 計測断面図

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<sup>1)</sup>。

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。

## 2.2 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<sup>2)</sup>。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部と比べてやや小さいものであった。

また、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 $\mu$ 程度であり、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<sup>2)</sup>。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。図-3は、最大圧縮ひずみが発生した、時刻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-4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-5のようになる。この分布形状と、図-4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変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<sup>1)</sup>等においても発生したType-IIやType-IIIと推定さ

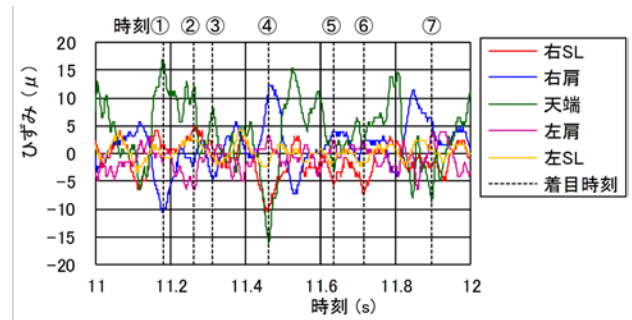


図-3 サンファントンネル覆工内面のひずみ時刻歴(11～12秒)

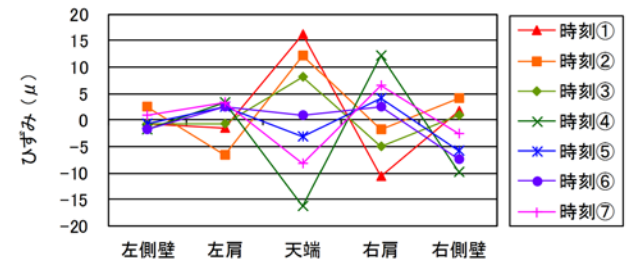


図-4 着目時刻における覆工内面のひずみ分布

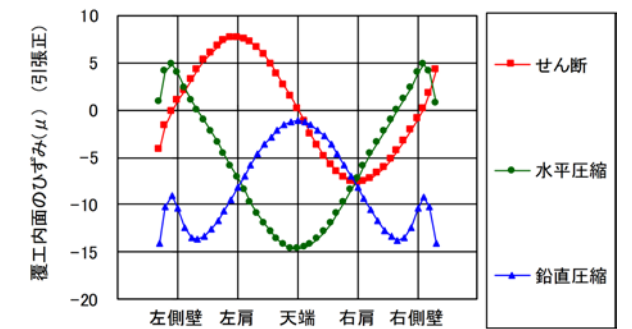


図-5 地山の変形モードに対する覆工内面の縁応力・ひずみモード

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IIIも考慮に入れる必要があることを示唆しているものと考えられる。

## 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。

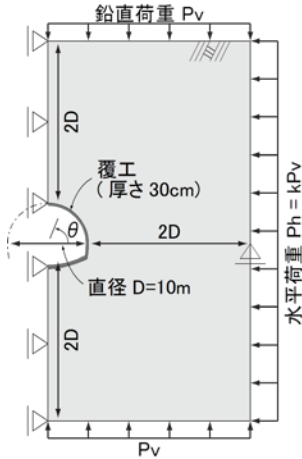


図-6 解析モデルの概要

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

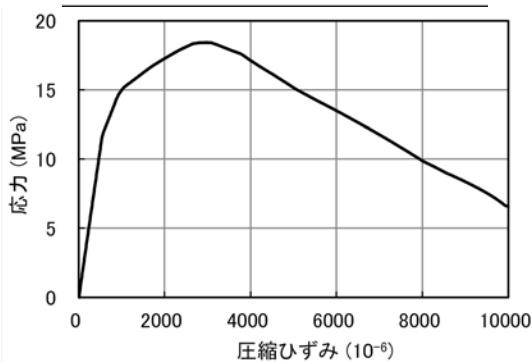


図-7 覆工材料の応力-ひずみ関係

### 3.1 数値解析の概要

図-6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とした。インバート厚さは50cmとした。

荷重は、初期応力は考慮せず、鉛直荷重 $P_v$ と水平荷重 $P_h (= kP_v)$ 、 $k$ は側圧係数)を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。

解析においては、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試験を行うと、応力-ひずみ関係は図-7のようになり、約3,000 $\mu$ 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。

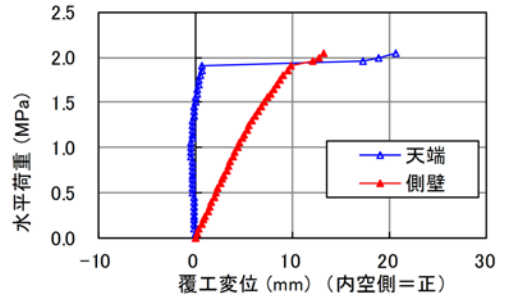


図-8 地山からの荷重と覆工変位の関係 (CII地山,  $k=2$ )

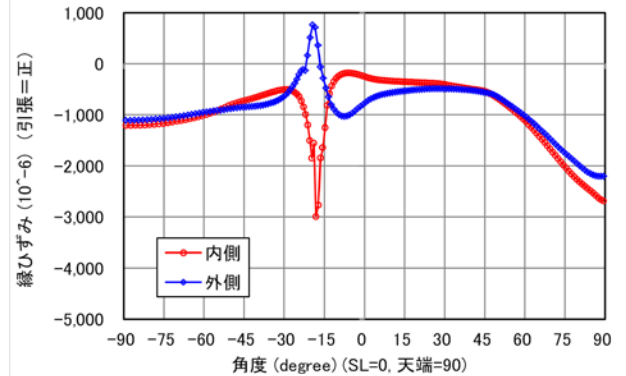


図-9 覆工破壊直前の覆工のひずみ分布 (CII地山,  $k=2$ )

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1,000MPa、150MPa、50MPaとした(表-1)。

### 3.2 覆工の破壊の一例

図-8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-9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。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。

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。

### 3.3 耐震対策検討時に考慮すべき荷重

図-10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

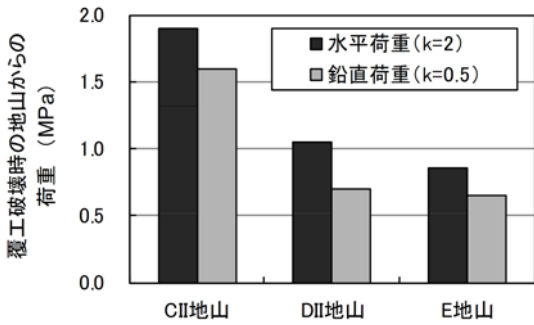


図-10 覆工破壊時の地山からの荷重

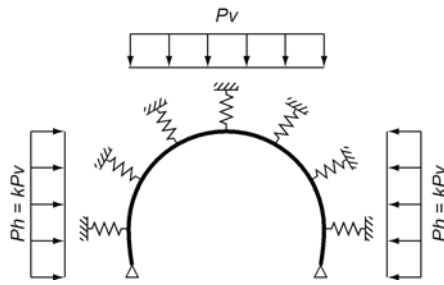


図-11 骨組構造解析のモデルの例

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の荷重でそれらの破壊が発生している。

換言すれば、Type-IIや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<sup>3</sup>、トンネル直径D=10m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。

### 3.4 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-11に示すような骨組構造解析が用いられることが多い。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<sup>3)</sup>。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-11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、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の検証等を予め行う必要があると考えられる。

## 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) 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
- 2) 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、トンネル工学報告集、第21巻、pp.147~151、2011
- 3) 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

日下 敦



国立研究開発法人土木研究所  
道路技術研究グループトンネル  
チーム 主任研究員  
Atsushi KUSAKA

河田 皓介



国立研究開発法人土木研究所  
道路技術研究グループトンネル  
チーム 専門研究員  
Kosuke KAWATA

砂金伸治



国立研究開発法人土木研究所  
道路技術研究グループトンネル  
チーム 上席研究員、博(工)  
Dr. Nobuharu ISAGO