

戦-43 山岳トンネルの耐震対策の選定手法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 25

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）

研究担当者：角湯克典，日下敦

【要旨】

山岳トンネルは一般に地震に強い構造物とされているが、新潟県中越地震で、これまで耐震対策が不要とされてきた区間においても比較的規模の大きい覆工の崩落を伴うような被害が発生した。このような被害を最小限にするための耐震対策を合理的に実施するには、山岳トンネルの地震時における被害発生メカニズムを明らかにし、耐震対策が必要となるトンネルの条件および効果的な耐震対策とその選定手法を確立する必要がある。本稿では、地震時に想定される地山の変形モードに対して、裏込め注入工，インバートの設置，覆工増厚といった対策工の効果について、静的な二次元 FEM 解析により検討した結果を報告する。

キーワード：山岳トンネル，地震被害，数値解析，耐震対策

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、トンネル自体が既に変状を生じていた箇所、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^{例え1)}。そのような状況のなか、2004年10月の新潟県中越地震^{2),3)}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比較的規模の大きな覆工の崩落を伴うような被害を受けた山岳トンネルがあった。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。このような被害を最小限にするための耐震対策を合理的に実施するには、山岳トンネルの地震時における被害発生メカニズムを明らかにし、耐震対策が必要となるトンネルの条件および効果的な耐震対策の方法とその選定手法を確立する必要がある。

本稿では、地震時に想定される地山の変形に対して、背面空洞やインバートの有無，覆工厚といった覆工構造の違いをパラメータとした数値解析を行い、裏込め注入工，インバートの設置および覆工増厚といった対策工が地震時の覆工の挙動に及ぼす影響について検討した結果を報告する。

2. 解析の概要

2.1 対象とする変形モード

これまでの地震による覆工の被害^{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パターンに大別される⁹⁾と考えられる。すなわち、肩部に圧ざ（ここでは、曲げによる圧縮破壊の意）や曲げ引張りひび割れが発生する TYPE-I、天端部に圧壊（ここでは、全圧縮によるせん断破壊の意）や圧ざが発生する TYPE-II、側壁部、特に矢板工法で施工された側壁～アーチ部継目に圧壊や圧ざが発生する 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明らかになっていないが、TYPE-I～III は、それぞれ地山のせん断変形、水平方向の圧縮変形、鉛直方向の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¹⁰⁾。本検討では、これらの地山の変形モードを模擬した数値解析を実施した。

2.2 解析モデルの概要

解析は二次元の線形弾性 FEM とし、図-2 に示すように覆工をはり要素，地山を平面ひずみ要素でモデル

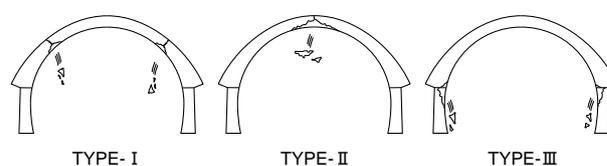


図-1 トンネルの地震被害モード

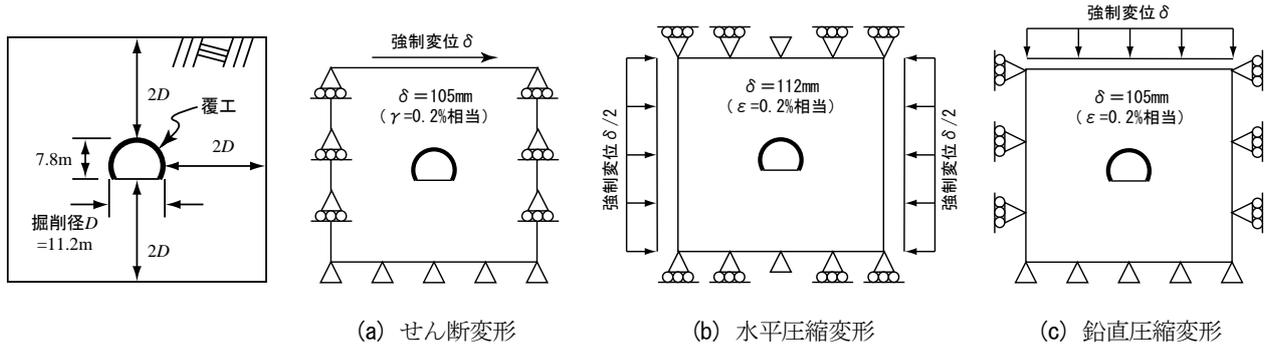


図-2 解析の概要

図-3 想定する変形モードと解析における境界条件

表-1 解析に用いた物性値

要素	地山	覆工
平面ひずみ	—	はり
弾性係数 (MPa)	150	22,000
ポアソン比	$\nu = 0.15 \sim 0.45$ (基本:0.30)	0.20

表-2 本検討で対象とした覆工構造

覆工構造 No.	概要	覆工厚 (cm)	インバート厚 (cm)	背面空洞範囲 (deg)
0	素掘り	—	—	—
1	基本ケース (30cm覆工のみ)	30	—	—
2	背面空洞有り	30	—	60-120
3	覆工厚2倍	60	—	—
1-i	インバート有り	30	50	—
2-i	背面空洞有り・インバート有り	30	50	60-120

※背面空洞は、覆工と地山の節点間における力の伝達を0とすることでモデル化

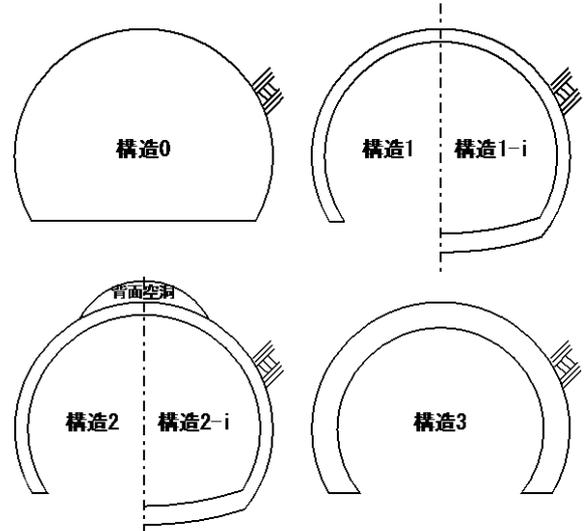


図-4 本検討で対象とした覆工構造の概念図

化した。地山の変形モードは、上述のようにせん断変形、水平圧縮変形、鉛直圧縮変形を想定し、せん断ひずみあるいは圧縮ひずみ 0.2%に相当する強制変位を与えるよう、図-3 に示す境界条件でモデル化した。物性値は表-1 に示すとおりであり、トンネルの変形モードに影響があると考えられる地山のポアソン比は、0.30 を基本として 0.15~0.45 の範囲で変動させた。ここで、地山に同量のひずみを与えた場合、地山の弾性係数が大きいほど大きな力が必要で、覆工に作用する荷重も大きくなると考えられるが、地震時における地山の弾性係数とひずみの関係が不明確であることから、ここでは地山の弾性係数は変動させないこととした。なお、本検討で採用した地山弾性係数 150 MPa は、ポアソン比 0.3、比重 2.3 の場合で弾性波速度 $V_P = 300 \text{ m/s}$ 、 $V_S = 160 \text{ m/s}$ に相当し、比較的軟質な岩に相当すると考えられる。

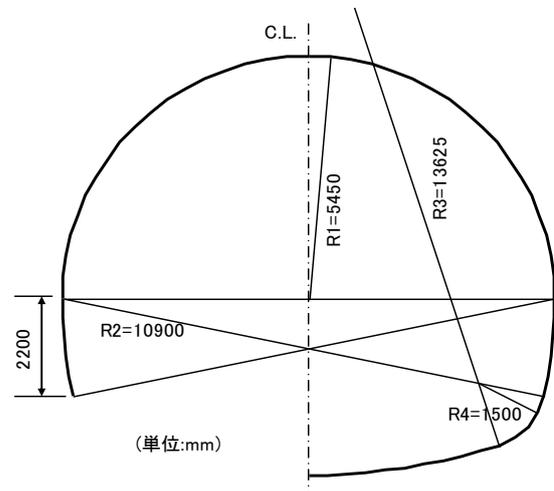


図-5 覆工 (軸線) の形状寸法

2.3 想定する覆工構造

本検討では、表-2 および図-4 に示す覆工構造で解析を行った。すなわち、30 cm 厚のアーチ部覆工のみをモデル化した基本ケースとなる「構造 1」、背面空洞を想定した「構造 2」、覆工の剛性を増加させるために覆工厚を 2 倍とした「構造 3」、構造 1 および構造 2 にイ

ンバートを設置した「構造 1-i」および「構造 2-i」である。また、覆工が無い場合のトンネルの挙動を把握するために、素掘り状態の「構造 0」についても併せて解析を行った。なお、覆工およびインバートの形状は図-5 に示すとおりである。

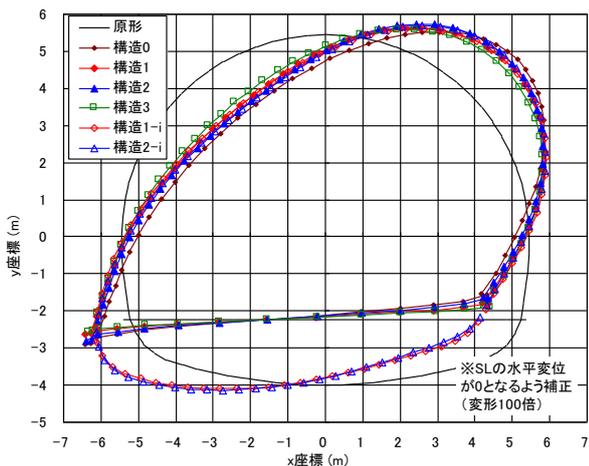


図-6 トンネルの変形モード (せん断変形, $\nu=0.30$)



図-7 覆工構造と変位量 (せん断変形, $\nu=0.30$)

3. 解析結果

3.1 地山にせん断変形を与えた場合

3.1.1 トンネルの変形モード

地山にせん断変形を与えた場合の、トンネルの変形モードの例を図-6に、変位量の比較を図-7に示す。ここに、天端沈下は天端節点の鉛直変位、内空変位は左右SLの相対水平変位、盤ぶくれはトンネル中心線上の路盤上面(インバートがある場合はインバート下端)の節点の鉛直変位、せん断変形は天端とSLの相対水平変位であり、以降の図においても同様である。これらの図から、覆工の変形はせん断が卓越し、天端沈下、内空変位および盤ぶくれはほとんど発生しないことが分かる。また、覆工の存在によりトンネルの変形は素掘りに比較して小さくなるものの、覆工構造の違いによる変形モードおよび変形量に大きな差はないことが分かる。すなわち、地山がせん断変形する場合は、インバートの設置や覆工増厚によって覆工の変形を大幅に抑制できる可能性は低いものと考えられる。また、背面空洞は、規模等にもよると考えられるが、本検討における条件下では、覆工の変形に及ぼす影響は小さいものと考えられる。なお、ここでは図示していないが、 $\nu=0.15, 0.45$ においても傾向は同様であった。

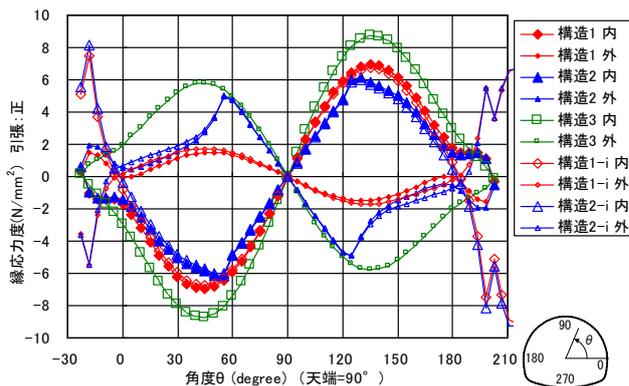


図-8 覆工の縁応力 (せん断変形, $\nu=0.30$)

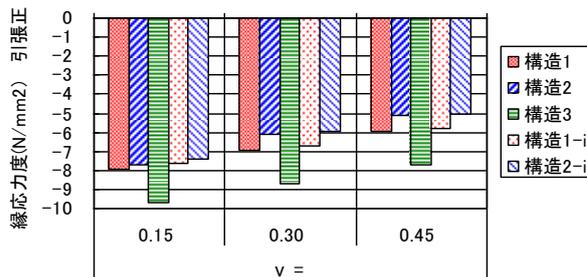


図-9 覆工肩部の圧縮応力極大値 (せん断変形)

3.1.2 覆工の応力モード

$\nu=0.30$ における覆工の縁応力(軸力および曲げモーメントによるもの。以下同様)を図-8に示す。この図から、地山にせん断変形が発生する場合は、覆工構造によらず覆工肩部に曲げ応力が集中し、TYPE-Iの被害モードになることが分かった。このような地山の変形モードが地震により左右に繰り返して発生すれば、両肩部に圧さあるいは曲げ引張ひび割れが発生するものと考えられる。

肩部の縁応力の圧縮側極大値を比較したものを図-9に示す。構造1と比較して構造2, 構造1-iと比較して構造2-iは応力が増加していないことから、背面空洞の影響はほとんど無いと考えられる。また、構造1と比較して構造1-i, 構造2と比較して構造2-iは、応力が若干低減しているものの2~4%程度であり、インバートによる肩部応力の低減はほとんど期待できなると考えられる。一方で、覆工厚を2倍にした構造3は、他よりも大きな応力が発生している。これは、構造3の変形が他と同様であることを考慮すると、覆工を60cmに増厚した程度では地山の変形を抑制できず、覆工の曲率も大幅には低減できないため、覆工厚が大きい方が応力的に不利になったものと考えられる。これらの傾向は地山ポアソン比によらず同様であった。

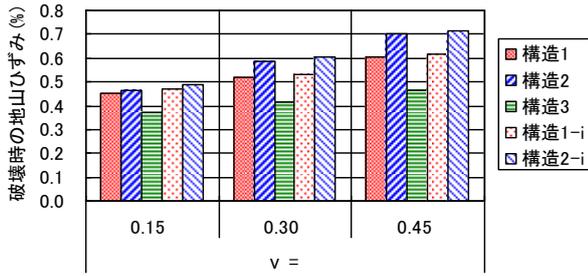


図-10 覆工破壊時の地山ひずみ (せん断変形)

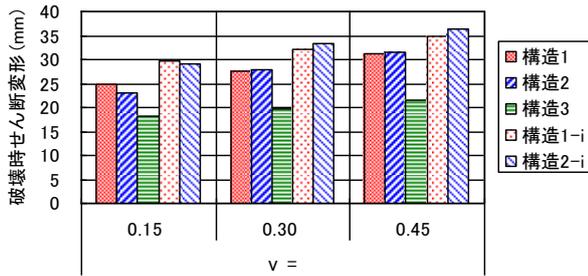


図-11 覆工破壊時の覆工変位 (せん断変形)

なお、インバートでは覆工アーチ部よりも大きな応力が発生しており、本検討で想定した地山の変形により覆工肩部に変状が出たときには、既にインバートにも変状が発生している可能性がある。しかし一般に実構造物ではインバートの変状状況を確認するには多大な労力を要し、大規模な盤ぶくれが発生するなどの変状がない限りはインバートの変状状態は確認されることが多いため、解析結果の妥当性を検証することは困難である。このことから、本稿ではインバートの応力については言及しないこととした（後述の変形モードでも同様）。

3.1.3 覆工破壊時の変位

本稿では、トンネル利用者への被害に直結すると思われる覆工内面の圧さあるいは圧壊に着目し、覆工内側の縁応力が、一般的な覆工コンクリートの圧縮基準強度である 18 N/mm^2 に達するときを、覆工の破壊と定義した。解析により算定した覆工の応力と、地山のひずみおよび覆工の変位が比例関係にあると仮定すると、覆工の縁応力が 18 N/mm^2 に達するときの地山のひずみおよび覆工の変位を、外挿あるいは内挿により算定することができる。なお、図-8 に示した応力状態からも明らかのように、圧さあるいは圧壊の発生より前に覆工には曲げ引張りひび割れ等の非線形挙動が発現し、構造系や応力モードが変化することが想定されるため、より精緻な解を得るためには非線形挙動も考慮した検討が必要となるが、ここでは簡単のため上述の

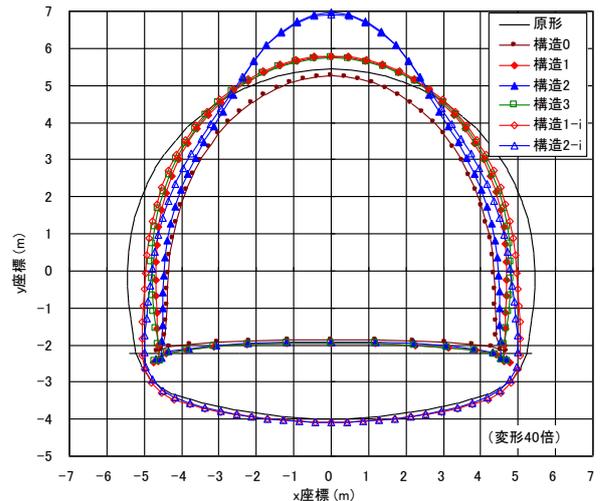


図-12 トンネルの変形モード (水平圧縮変形, $\nu=0.30$)

仮定により検討した。

このようにして算定した覆工破壊時の地山のせん断ひずみ量（解析領域上面の水平変位量を解析領域高さで除した値）および覆工のせん断変形量をそれぞれ図-10, 11 に示す。本検討で設定した地山物性値においては、覆工肩部に圧さが発生する目安は地山のせん断ひずみが概ね 0.4% で、その時の覆工のせん断変形は 20 mm 程度であることが分かる。また、インバートや背面空洞の影響はあまり無いと考えられるが、覆工増厚等により覆工剛性を増加させた場合は比較的小さな変位で破壊に至る可能性があることを示唆しているものと考えられる。

3.2 地山に水平圧縮変形を与えた場合

3.2.1 トンネルの変形モード

地山に水平圧縮変形を与えた場合の、トンネルの変形モードの例を図-12 に示す。覆工は水平方向に縮小し、天端に背面空洞が存在する構造 2 と構造 2-i は、天端の地山から反力を得ることができないため天端が大きく上方に変位していることが分かる。また、インバートを設置した構造では、内空変位が減少しているものの、構造 1 と 1-i、構造 2 と 2-i を比較すると天端付近の変形モードはほとんど変化しなかった。覆工剛性を増加させた構造 3 についても、天端付近の変形モードは構造 1 とほぼ同様であった。図には $\nu=0.3$ の例を示したが、 $\nu=0.15, 0.45$ の場合も同様であった。

変位量の比較を図-13 に示す。いずれの ν 値においても、背面空洞がある構造 2, 2-i は、天端の地山反力が確保できないため、他の構造と比べて天端が大きく上方に変位している。また、インバートを設置した構

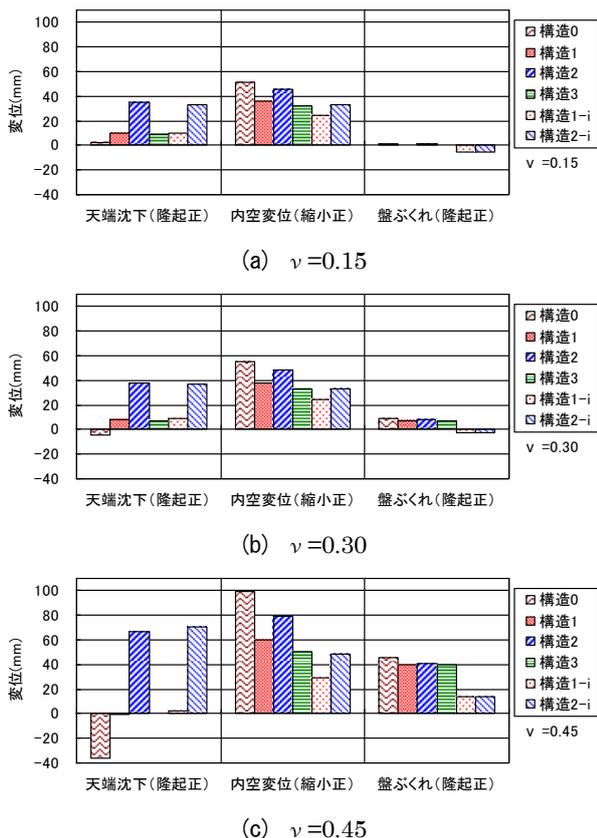


図-13 覆工構造と変位量 (水平圧縮変形)

造 1-i, 2-i においては、それぞれ構造 1, 2 と比較して内空変位が抑制されていることが分かる。さらに、ポアソン比が大きくなると、インバートが無い構造 0~3 は大きな盤ぶくれが発生しているが、インバートがある構造 1-i, 2-i では抑制されていることが分かる。

3.2.2 覆工の応力モード

$\nu=0.30$ における覆工の縁応力を図-14 に示す。いずれの構造においても、覆工内側の縁応力(圧縮側)は、天端で最大となった。構造 1, 1-i では天端が全圧縮となっているのに対し、背面空洞が存在する構造 2, 2-i では、曲げ圧縮となっていることに加え応力が大幅に増加し、さらに両肩部の覆工内側で大きな引張応力が発生している。この傾向は、 $\nu=0.15, 0.45$ でも同様であった。これらの結果から、地山に水平圧縮変形が発生すると、背面空洞がなければ天端に圧壊が生じ、背面空洞が存在すれば天端に圧ぎが発生するとともに両肩部に曲げ引張ひび割れが発生する被害モードになると考えられ、TYPE-II の被害モードに近いと考えられる。

天端縁応力の圧縮側極大値を比較したものを図-15 に示す。構造 1 と、構造 1-i および 3 を比較すると、インバートの設置や覆工増厚は天端応力の低減にはほ

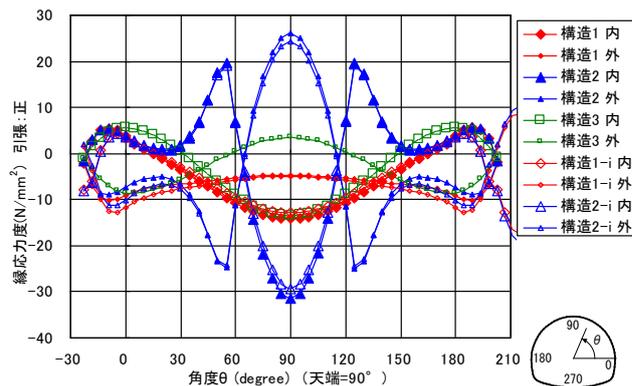


図-14 覆工の縁応力 (水平圧縮変形, $\nu=0.30$)

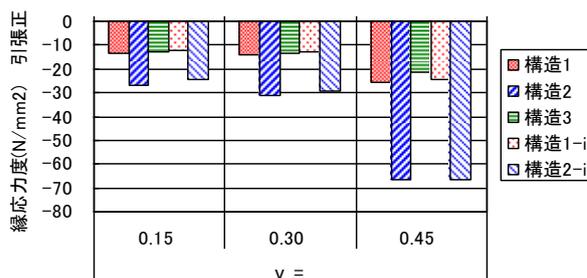


図-15 覆工天端の圧縮応力極大値 (水平圧縮変形)

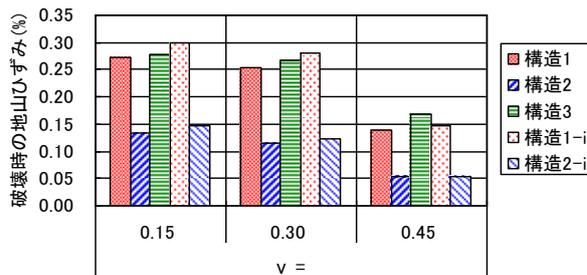


図-16 覆工破壊時の地山ひずみ (水平圧縮変形)

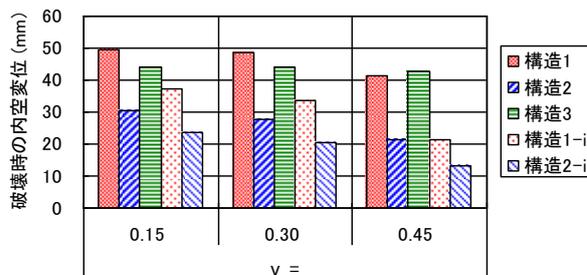


図-17 覆工破壊時の覆工変位 (水平圧縮変形)

とんど効果がないと考えられる。また、構造 2, 2-i は他と比較して応力が極端に大きく、背面空洞が覆工の応力増加の誘因となることが分かる。

3.2.3 覆工破壊時の変位

前節と同様に算定した覆工破壊時、すなわち天端に圧壊あるいは圧ぎが発生するときの地山の水平ひずみ(解析領域左右の水平変位量を解析領域幅で除した値)は、図-16 に示すように、 ν の影響を受けるものの、構造 1, 3, 1-i は ν が同じであれば同等の値を示

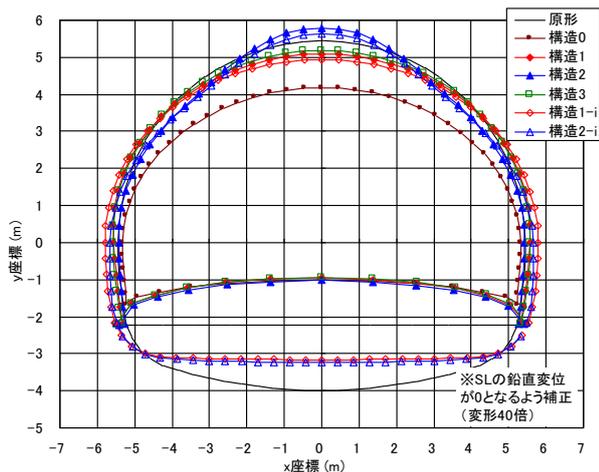
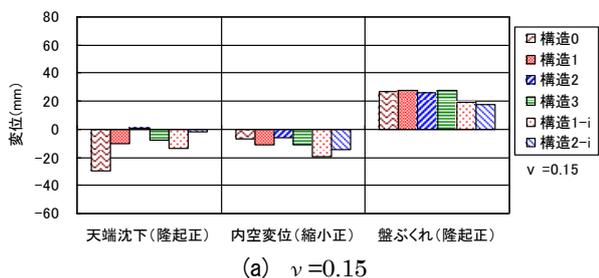
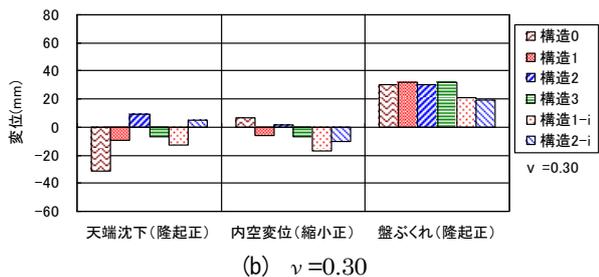


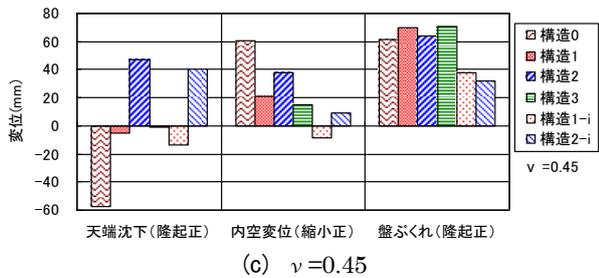
図-18 トンネルの変形モード (鉛直圧縮変形, $\nu=0.30$)



(a) $\nu=0.15$



(b) $\nu=0.30$

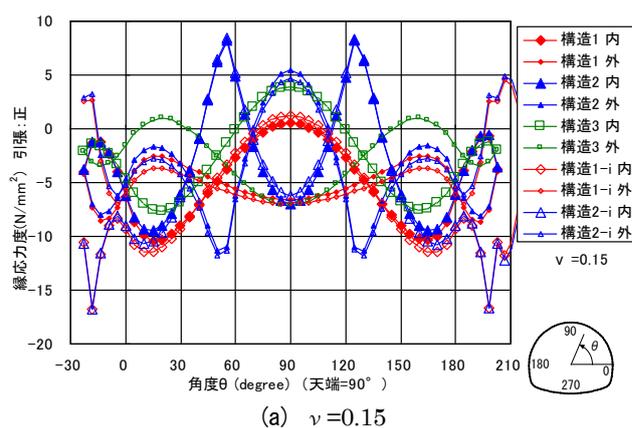


(c) $\nu=0.45$

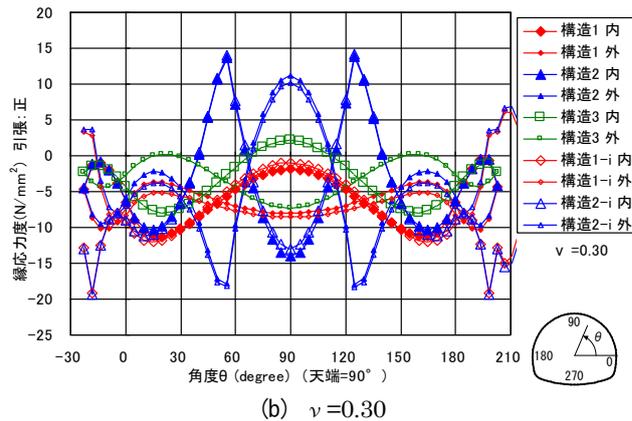
図-19 覆工構造と変位量 (鉛直圧縮変形)

しており、インバートの有無や覆工の剛性の影響は比較的小さいものと考えられる。一方、背面空洞が存在する場合は存在しない場合に比べて半分程度の地山ひずみで覆工が破壊することが分かる。

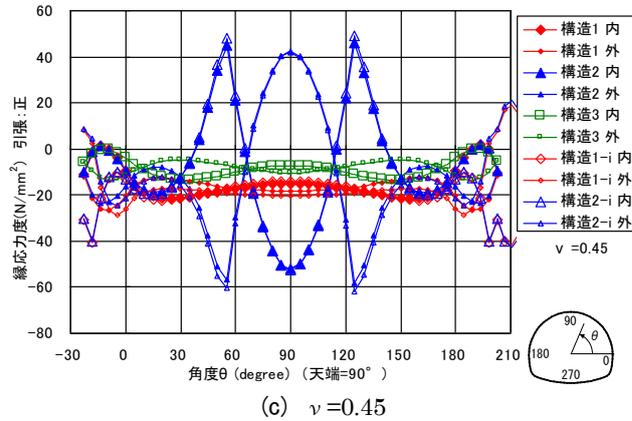
図-17 は覆工破壊時の内空変位を示したものである。構造 1 はおよそ 40~50 mm 程度の内空変位で天端に圧壊等が発生する可能性がある。また、覆工厚を 2 倍に増加させた構造 3 においては、内空変位の抑制や天端応力の低減に効果がなかったため、やはり 40~50



(a) $\nu=0.15$



(b) $\nu=0.30$



(c) $\nu=0.45$

図-20 覆工の縁応力 (鉛直圧縮変形)

mm 程度の内空変位で天端に圧壊等が発生する可能性がある。一方、背面空洞がある構造 2, 2-i は、構造 1 と比較して小さな内空変位で圧ぎ等が発生する可能性がある。なお、インバートを設置した構造 1-i, 2-i の破壊時変位が小さくなっているのは、インバートの設置により内空変位が抑制されたものの、天端付近の変形モードや応力状態にはほとんど影響がなかったためと考えられる。

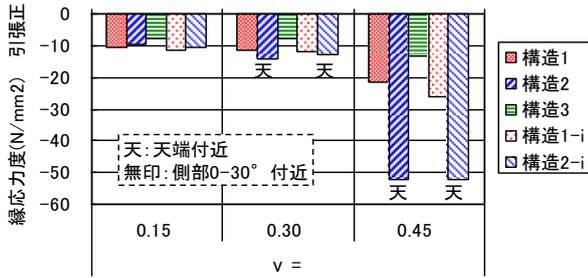


図-21 覆工の圧縮応力極大値 (鉛直圧縮変形)

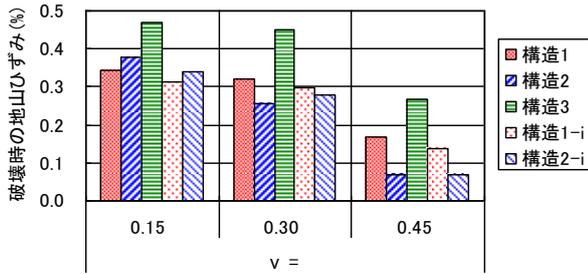


図-22 覆工破壊時の地山ひずみ (鉛直圧縮変形)

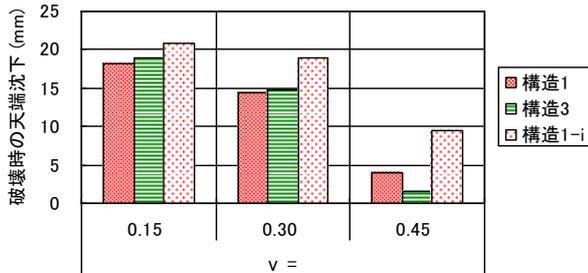


図-23 覆工破壊時の覆工変位 (鉛直圧縮変形)

3.3 地山に鉛直圧縮変形を与えた場合

3.3.1 トンネルの変形モード

地山に鉛直圧縮変形を与えた場合の、トンネルの変形モードの例を図-18 に示す。本節で示す鉛直変位量は、SL で 0 となるよう補正しているため、絶対量での議論はできないが、全体的に縦につぶれ、大きな盤ぶくれが発生していることが分かる。ただし、天端に背面空洞が存在する構造 2 と構造 2-i は、天端の地山から反力を得ることができないため、相対的に天端が大きく上方に変位するモードとなった。

変位量の比較を図-19 に示す。いずれの構造においても盤ぶくれが卓越しているが、インバートを設置した構造 1-i, 2-i では盤ぶくれを比較的抑制していることが分かる。また、内空変位に着目すると、ポアソン比が小さい場合は内空が拡大するモードとなっているが、ポアソン比が大きくなるにつれて内空が縮小するモードに転じる傾向にある。

3.3.2 覆工の応力モード

覆工の縁応力を図-20 に示す。 $\nu=0.15$ (図-20(a)) では、覆工内側の縁応力 (圧縮側) は側部で最大となっており、側部で圧壊が発生するモードとなっている。ところが、 ν が大きくなると (図-20(b), (c)), 背面空洞が存在する構造 2, 2-i では、天端の曲げ応力が大きくなり、天端で圧縮応力が最大となった。これらの結果から、覆工が鉛直方向に圧縮されると、基本的には側部で圧壊が発生し、TYPE-III に近い被害モードとなるが、背面空洞が存在する場合は、 ν の影響で側圧が比較的大きくなると、天端に圧ぎが発生するTYPE-II に近い被害モードになる傾向にあると考えられる。

覆工内側縁応力の圧縮側極大値を比較したものを図-21 に示す。 ν が小さい場合は、いずれの構造においても応力レベルに大差はないが、 ν が大きくなるにつれ、背面空洞がある構造 2, 2-i ではそれ以外の構造と比較して天端に大きな応力が発生しており、背面空洞が覆工の応力増加の誘因となることが分かる。また、覆工を増厚した構造 3 では、構造 1 と比較すると ν が大きいほど覆工応力を低減させる効果があった。 ν が大きくなると、背面空洞が無い場合は、図-20(c)に応力状態を示したように覆工には曲げと比べて軸力の比率が増加する傾向にあるが、このような応力モードの場合は覆工の増厚により応力を低減できる可能性があると考えられる。

3.3.3 覆工破壊時の変位

前節と同様に算定した覆工破壊時の地山のひずみ (解析領域上面の鉛直変位量を解析領域高さで除した値) を図-22 に示す。 ν が 0.15 程度の場合は、背面空洞やインバートの影響はあまり無く、地山の圧縮ひずみ 0.3%程度で覆工側部に圧壊あるいは圧ぎが発生する傾向にある。一方、 ν が大きくなると、背面空洞が存在する構造 2, 2-i では構造 1 と比較すると半分程度の地山ひずみで覆工が破壊する傾向にある。また、インバートの影響は比較的小さい。

図-23 は、天端が隆起した構造 2 および 2-i を除いて、覆工破壊時の天端沈下を示したものである。 ν が小さい場合は概ね 15 mm の天端沈下で覆工の破壊が発生する傾向にある。 ν が大きくなると破壊時の天端沈下が大幅に減少するが、これは軸力の割合が比較的大きくなる応力モードとなり、内空側への変位が比較的小さくなったことも一因と考えられる。

4. まとめ

本稿では、地震時に想定される地山の変形に対して、背面空洞やインバートの有無、覆工厚といった覆工構造の違いをパラメータとした簡易な静的 FEM 解析を行い、裏込め注入工、インバートの設置および覆工増厚といった対策工が地震時の覆工の挙動に及ぼす影響について検討した。その結果、限られた条件下ではあるが、得られた主な結論は以下のとおりである。

- (1) TYPE-I, II, III の地震被害モードは、地震時に地山がそれぞれせん断変形、水平圧縮変形、鉛直圧縮変形することで説明できる可能性が高い。ただし、地山に鉛直圧縮変形が発生する場合でも、地山のポアソン比が大きく、かつ背面空洞が存在する場合は、TYPE-II の被害モードとなる可能性がある。
- (2) 背面空洞が存在すると天端に大きな曲げ応力が発生し、TYPE-II の被害モードが発生する可能性が比較的高くなる。しかし、裏込め注入工により背面空洞を解消すれば、天端の応力モードが軸力卓越型に変化するとともに最大応力度も低減する可能性が高い。
- (3) インバートの設置は、盤ぶくれや内空変位が卓越する地山の変形に対して、それらの抑制効果があると考えられる。ただし、天端付近の応力低減には効果が低い場合がある。
- (4) 覆工の増厚は、覆工の応力モードが軸力卓越型の場合には覆工の応力低減に寄与する場合がある。しかし、曲げが卓越する場合は、覆工厚を 30cm から 60cm に増加させた程度では地山の変形を抑制できず、覆工の曲率も大幅には低減できないため、覆工厚が大きいほど応力的に不利になる傾向にあることが分かった。

本稿では、地震時の地山の変形モードが 3 パターンに大別されるものとして検討を行ったが、覆工に被害が発生するほどの地山の変形が地震により発生するメカニズム、特に水平圧縮変形と鉛直圧縮変形については必ずしも明らかになっていない。今後は、地山に発生し得る変形モードや変形量と発生条件等について検

討を行い、効果的で効率的な耐震対策の確立に資する検討を行いたいと考えている。

また、本稿ではインバートの応力には言及しなかったが、条件によっては覆工アーチ部より大きな応力がインバート接合部やインバート本体に発生しているケースもあった。これは地震によって覆工アーチ部に変状が発生したときには既にインバートにも変状が発生している可能性があることを示唆しており、今後検討する必要があると考えられる。

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。

RESEARCH ON SELECTION METHOD OF COUNTERMEASURES AGAINST EARTHQUAKE FOR MOUNTAIN TUNNEL

Budget : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2010-2013

Research Team : Road Technology Research
Group (Tunnel)

Authors : KADOYU Katsunori
KUSAKA Atsushi

Abstract: Mountain tunnel has been empirically supposed to be a strong structure against earthquake, rather than other structures. However, a few tunnels were damaged with collapse of lining in recent large earthquakes in Japan. In order to minimize such damages under budget constraint, the effective countermeasures and the condition where the countermeasure is required should be established. In this study, numerical analysis was carried out to clarify relationship between seismic damage type and deformation mode of the ground. Based on the results, influence of tunnel structure, which is stiffness of the lining, presence of voids behind the lining or installation of invert was examined.

Keywords: Mountain tunnel, seismic damage, numerical analysis, countermeasures against earthquake