種々の材料からなる山岳トンネル覆工の変形破壊挙動に関する研究

野城 一栄¹・平田 亮²・岡野 法之³・小島 芳之⁴

¹正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル研究室 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: yashiro.kazuhide.40@rtri.or.jp

²正会員 元 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル研究室 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: hirata@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 トンネル研究室 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: okano.noriyuki.41@rtri.or.jp

⁴フェロー会員 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: kojima.yoshiyuki.11@rtri.or.jp

筆者らは、山岳トンネル覆工の限界状態に着目し、種々の材料からなる山岳トンネルの覆工の模型実験や数値解析を行った。無筋コンクリート覆工は、比較的大きな変位まで荷重の低下がなく、アーチ構造の優位性が確認されたが、最大荷重が発生するよりも前の段階で覆工内側に圧縮が生じた。れんが覆工は、無筋コンクリート覆工と比べて剛性や耐荷性能が小さく、変形が大きくなると層間ひび割れが発生することがわかった。短繊維補強コンクリート覆工は、剛性や耐荷性能は無筋コンクリート覆工とほぼ同じであるが、圧縮を生じた箇所の剥落抵抗性に優れていることがわかった。RC覆工は、剛性や耐荷性能は無筋コンクリート覆工に比べて大きくなり、鉄筋が降伏した後も荷重を保持できるが、その一方で、せん断破壊のモードとなりうるということがわかった。

Key Words : mountain tunnel, lining, model test, numerical analysis, deformation, failure

1. はじめに

山岳トンネルは、地質などの条件によっては地圧の作用や地震による影響を受けることがある。これまでの研究^(例えば 1)~4)により山岳トンネルの覆工は大きな変形に耐えられることが知られている。一方で、実務においてはアーチ構造を有する山岳トンネルの特性がまだ十分に考慮できておらず、例えば、設計の実務においては引張りひび割れの発生や鉄筋降伏の発生等を指標として、維持管理の実務においてはひび割れ幅や内空変位速度等を代替的な指標として⁵⁾、安全性が評価されているのが実情である。

上記の問題は山岳トンネル覆工の限界状態が明確に定義されていないことにも起因すると考えられる。ここで、限界状態の定義が困難である理由として、山岳トンネルは地山に囲まれたアーチ構造物であり、軸力と曲げが変形に応じてそれぞれ増加するため、変形破壊挙動が複雑であること、山岳トンネル覆工に用いられる材料が、れんが、コンクリートブロック、無筋コンクリート、鉄筋

コンクリート等多岐にわたること、覆工の仕上がりが施工に依存しがちであり巻厚不足や背面空洞等も多くのトンネルで存在していること等が考えられる。

このような背景を踏まえ、筆者らは、山岳トンネル覆工の限界状態を明らかにし、安全性の評価の一助とすることを目的として、種々の材料からなる山岳トンネルの覆工について、変形破壊挙動に着目して 1/5 スケール模型実験や数値解析を行った。

2. 変形破壊挙動や耐荷性能に関する研究事例

実際のトンネルの覆工に近い材料を用い、かつ実際のトンネルに近い形状・寸法の模型を用いて山岳トンネル覆工の変形破壊挙動や耐荷性能を調べた研究としては文献 2)~4) が挙げられる。

今田²⁾は覆工が有する耐荷性能を明らかにするため、実物の縮尺 1/2 の模型実験装置(図-1)を用いて覆工の載荷実験を行っている。実験は、(a)無筋コンクリート

図-1 模型実験装置 ²⁾を一部修正

図-2 覆工の荷重実験における覆工の種類 ²⁾を一部修正

覆工, (b) 鋼アーチ支保工を有する覆工, (c) 2重巻覆工, (d) ブロック状覆工 (9 ピース分割), (e) RC (単鉄筋) 覆工, (f) 天端巻厚不足有 (図-2) を設定して計 24 ケースの荷重実験を行っている. ここで, 荷重条件は, 18 本のジャッキ全てを用い覆工に一樣な荷重を作用させる一樣荷重と, 覆工の左半分のみに一樣な荷重を作用させる矩形偏荷重の 2 パターンとしている. 実験結果によると, 一樣荷重, 矩形偏荷重のいずれも圧縮によるせん断によって破壊している. このうち覆工の材料に関しては, 矩形偏荷重条件下では, RC とすることによりひび割れの発生が抑制されるとともに構造が変化して耐荷性能が増加すること, ブロック覆工とすることにより無秩序なひび割れの発生が防止され, 耐荷性能が増加することが述べられている.

岡野ら³⁾はれんが積み覆工の破壊メカニズムの解明や耐力評価法の確立を目的として, 実物の縮尺1/2のアーチ供試体 (図-3) を用いて模型実験やその数値解析を実施している. 実験は, 無筋コンクリート覆工とれんが積み覆工について, 軸力と曲げモーメントが作用する断面力の発生形態を想定して2点荷重によりアーチ供試体の荷重試験を行っている. この結果, いずれも軸力によるせん断破壊形態となったが, れんが積み覆工は, 層間ひび割れが発生すること (図-4), 無筋コンクリート覆工

図-3 実験の概要 ³⁾より作成

図-4 ひび割れ進展状況 ³⁾に加筆

図-5 荷重～変位 (天端沈下量) 関係 ³⁾を一部修正

よりも耐荷性能が小さくなること (図-5) 等が明らかになった. また, 数値解析ではフレームモデルによる解析手法を提案している.

真下ら⁴⁾はトンネル覆工の破壊メカニズムや, 鋼繊維補強コンクリート, RC (単鉄筋) 等がトンネル覆工の耐荷性能に及ぼす効果の解明を目的として, 実大規模の模型実験装置 (図-6) を用いて覆工の荷重試験を行っている. 実験は, 図-7 に示すように, 軸力と曲げが作用する荷重形式 A, 曲げが卓越して作用する荷重形式 B, 軸力が卓越して作用する荷重形式 C の 3 種類の荷重形式で実施している. 荷重形式 A の場合は曲げ圧縮による破壊, 荷重形式 B の場合は曲げによる破壊, 荷重形式 C の場合は軸力 (せん断破壊) による破壊が生じた. 文献 4) によれば, 鋼繊維補強コンクリート覆工, RC (単鉄筋) 覆工は, 耐荷性能を向上させる効果はこのうち荷重形式 B (曲げ卓越) に見られている. また, 荷重形式 A (軸力と曲げ) において鋼繊維の剥落防止効果が確認でき, 無筋コンクリート覆工の場合は曲げ圧縮破壊部で剥離が生じたのに対し, 鋼繊維補強コンクリート覆工では

図-6 模型実験装置 4)を一部修正

図-7 荷重～変位（天端沈下量）関係 4)

ひび割れが分散し剥離が生じず剥落を防止する効果が確認されている。

このように、これまでの研究により、アーチ構造を有する山岳トンネルの覆工について、断面力の発生形態（軸力卓越か、曲げ卓越か、あるいは両方バランスしているか）の違いにより、破壊形態も変わること、すなわち、軸力卓越であればせん断破壊が、曲げ卓越であれば曲げ破壊が、両方バランスするような断面力の発生形態であれば曲げ圧縮破壊による圧縮が発生することがわかってきた。また、覆工の材料については、RC（単鉄筋）、鋼繊維補強コンクリートであれば、曲げ卓越となるときに補強効果が確認されること、れんが積み覆工は層間ひび割れが生じ得ること、鋼繊維補強コンクリートには、圧縮時に剥離抑制効果が見られることなどが明らかになってきた。

一方で、山岳トンネルの覆工の材料として一般に用いられている、複鉄筋RC覆工、非鋼繊維による補強コンクリートを用いた覆工についてはトンネルを模擬した模型実験による検討は実施されておらず、詳細な数値解析手法によりこれらの実験を再現した研究も未実施であり、山岳トンネル覆工の限界状態の検討にはまだ十分でない点もあるものと考えられる。

このような状況に鑑み、本研究は、模型実験により、アーチ構造を有する山岳トンネル覆工の変形破壊挙動や

(a) 外観

(b) 寸法

図-8 覆工模型実験装置 6)

表-1 覆工模型実験装置の諸元

構成部材	項目	諸元
載荷用油圧ジャッキ	最大載荷重	500kN
	最大載荷圧	5.6MPa
	ストローク	250mm
反力用油圧シリンダ	寸法	内径φ125mm
	ストローク	200mm
皿ばね	寸法	外径φ200mm/内径φ102mm 厚さ12mm
	ばね係数	3,000kN/m
	地盤反力係数	16MN/m ³ （洪積層相当）

限界状態を明らかにし、また、数値解析によるシミュレーション解析を通じ山岳トンネル覆工の限界状態を定量的に明らかにして、山岳トンネル覆工の安全性の評価の一助とすることを最終的な目的とし、無筋コンクリート、れんが、短繊維補強コンクリート、RC等様々な材料を用いた覆工について統一的な検討を行った。

3. 模型実験

まず、模型実験を行い、山岳トンネル覆工の変形破壊挙動や限界状態を明らかにした。

(1) 模型実験装置

実験では大型トンネル覆工模型実験装置⁶⁾（図-8）を

表-2 実験ケースと呼称

No	呼称	基本材料	仕様
1	無筋	コンクリート	無筋
2	れんが	れんが	れんが2層文献 ⁷⁾
3	PPF	コンクリート	ポリプロピレン繊維 0.05vol%補強 (左) ポリプロピレン繊維 0.1vol%補強 (右)
4	SF	コンクリート	鋼繊維 0.5vol%
5	RC	モルタル	鉄筋補強

図-9 トンネル覆工模型の寸法

用いた。実験装置の縮尺は実物（新幹線複線標準断面）の 1/5 相当である。実験装置は、載荷用油圧ジャッキ、反力用油圧シリンダ、反力フレーム等で構成され、覆工模型の周囲に皿ばねが配置されており、覆工と地盤との相互作用を模擬することができる。覆工模型実験装置の諸元を表-1 に示す。本実験装置は、縮尺を 1/5 とすることにより実験装置を比較的規模の小さいものに抑えて実験の負担を減らしつつ、材料については実際のトンネルで使われているものと同じものが使えるようにし、実物に近い変状が模型に生じるように工夫がしてある。なお、本研究では、軟岩地山相当の地盤ばねを模擬した皿ばねを用いた。模型実験においては、与える荷重が同じ場合、皿ばねを硬くして地盤反力係数を大きくすると、変形は小さく、軸力は大きく、曲げモーメントは小さく、地盤ばね反力は大きくなる。実際のトンネルでも同様の傾向となると考えられるが、実際のトンネルは地山の固さが多様であり、上記傾向を考慮して実際のトンネルでの挙動を推測することが必要となる。

(2) 実験ケース

実験ケースは、覆工の材料を変化させて表-2 に示す 5 ケースとした。模型の寸法を図-9 に示す。巻厚は矢板工法による新幹線トンネル（巻厚 70cm）を想定して 150mm を標準とし、奥行きは 300mm とした。

ケース 2 は文献⁷⁾で実施されたれんが覆工の実験である。れんがについては、明治年間に建設されたトンネルに用いられているれんがに近い物性を有する市販のオーストラリアれんがを用い、幅 70mm×高さ 50mm×長さ 195mm、およびその半割（長辺を長さ 95mm に切断したもの）を用い、図-10 に示すように奥行き方向に千鳥組とし、モルタルによる目地（厚さ 10mm）を用いて半径方向に 2 層積層することにより作成した。

図-10 れんがの組積図（ケース 2）

図-11 配筋図（ケース 5）

ケース 3, 4 は短繊維補強コンクリートに着目したものである。ケース 3 はポリプロピレン短繊維（PPF）とし、RC 構造物のかぶりコンクリートの剥落防止目的で用いられている仕様⁸⁾に準拠して PPF をコンクリートに混合し、山岳トンネルの覆工に用いた時に剥落防止効果を有するかどうかに着目した。なお、実際に鉄道トンネル覆工で採用された事例⁹⁾もある。ここでケース 3 では PPF は混入量が少なく耐荷性能に与える影響はほとんどないと考えられたため、繊維混入量による剥離抑制効果の差に着目し、供試体の左右で繊維の混入率を変えて実施した。ケース 4 は鋼繊維（SF）を用い、曲げじん性の向上効果が期待できる混入率 0.5Vol%として、繊維の種類や混入量の影響について比較した。

ケース 5 は RC 覆工を模擬したものである。ただし、コンクリートは複鉄筋とスターラップを配筋したアーチ状の型枠に密実に打設する事が困難であったため、今回はモルタルを使用した。ここで、矢板工法時代のトンネルにおいては覆工を RC 構造とする際の設計基準が定められていなかったことから、実際に供用されている鉄道トンネルにおける配筋例（D22@150mm 程度）を参考に複鉄筋として図-11 の様に配筋した。せん断補強筋については、RC 構造物の基準¹⁰⁾を参考に丸鋼であることを

表-3 材料の諸元

項目	強度・仕様
コンクリート	粗骨材寸法: 20mm 強度: 24N/mm ² (28 日強度)
モルタル	1:5 モルタル 強度: 22N/mm ² (28 日強度)
れんが	オーストラリアれんが 目地: 1:3 モルタル
鋼繊維	鋼繊維 (φ0.7mm×43mm) 混入率: 0.5vol%
ポリプロピレン繊維	ポリプロピレン繊維 (φ64.8μm×12mm) 混入率: 0.05vol%および0.1vol%
鉄筋	複鉄筋 鉄筋種: SD345 主筋: D6@27.2mm (鉄筋比 1.55%) スターラップ: φ3×5本@60mm (鉄筋比 0.22%)

表-4 コンクリート・モルタルの配合

材料	セメント kg/m ³	細骨材 kg/m ³	粗骨材 kg/m ³	水 kg/m ³	混和剤 kg/m ³	設計強度 N/mm ²
コンクリート	288	961	867	170	2.88	21
モルタル	303	1609	—	240	1.51	18

考慮して鉄筋比 0.22% として配筋した。材料の諸元を表-3、表-4 に示す。

材料については、模型縮尺 1/5 に合わせて、材料（骨材、繊維、れんが等）も実物の 1/5 とするのが相似率の観点からは適切と考えられる。しかし、今回は、繊維（SF、PPF）、れんがについては、1/5 縮尺で作成することが不可能であり、実物を使用した。粗骨材については、繊維、れんがのような制約はないため、寸法 4~5mm 程度としたマイクロコンクリートとすればよいことになるが、マイクロコンクリートを用いると、ひずみ~応力の軟化傾向や、繊維とのインターアクションが実際と異なる可能性が生じる。また、鉄筋コンクリートの場合には、応力~ひずみ関係が非線形であり、模型材料の応力を原型と相似にすることが困難であるため、模型は原型と同一材料を用いて応力の相似率を 1 とすることが最も賢明との研究成果もある¹⁾。以上を考慮に入れ、本研究では材料の相似率を合わせることは重視しなかった。

図-12 に実験の流れを示す。実験は、天端部の載荷用油圧ジャッキを鉛直下向きに変位制御により 50mm まで（ただし、ケース 2 は 40mm まで）載荷することにより行った。ここで、覆工模型周囲の反力用油圧シリンダは全てトンネル覆工模型に接触させ、背面空洞のない健全な状態を想定して載荷を行った。

図-13 に計測項目を示す。載荷中は、載荷荷重、載荷点変位、覆工内面の法線方向変位（9 箇所）を計測した。また、ケース 5（RC）においては、上記法線方向変位計測を行った角度において、鉄筋のひずみを計測した。

図-12 実験の流れ

図-13 計測項目

(3) 実験結果

実験結果の再現性については、無筋については、文献 6)、文献 12)の実験と、今回のケース 1 を比較することにより再現性を確認することができる。同じ条件であれば、荷重~変位曲線は、再現性を有している。ただし、変状（ひび割れ、圧ざ）発生位置については初期状態の小さな差が大きな影響を及ぼし、実験毎に変化した。無筋以外の材料については実験ケース数が少なく、再現性は十分に確認できていない。この点には留意する必要がある。

a) 破壊形態

図-14 に載荷板変位 δ が 5, 10, 20, 40mm 時における各ケースのひび割れ進展状況を示す。

破壊形態は大きく分けて 3 種類に分類でき、曲げ引張ひび割れがいくつか発生した後、ケース 1（無筋）、ケース 3（PPF）、ケース 4（SF）では曲げ圧縮破壊（圧ざ）、ケース 2（れんが）では層間ひび割れ、ケース 5（RC）では斜めひび割れが発生した。ケース 1, 3, 4 の破壊形態は、文献 4) に示された、破壊形態 A に近いものとなっており、本実験は、曲げと軸力が両方バランスするような断面力の発生形態となっていると考えられる。

コンクリートを用いたケース 1（無筋）、ケース 3（PPF）、ケース 4（SF）においては、まず $\delta=2\text{mm}$ 程度で曲げ引張ひび割れが天端内側と左右肩部外側に発生して 3 ヒンジアーチ状態となった後、 $\delta=20\text{mm}$ 前後で左右肩部内側で圧ざが発生する破壊形態となった。繊維の有

図-14 ひび割れ進展状況

無や種類の違いに着目すると、ひび割れ進展状況は同様であったが、 $\delta=50\text{mm}$ 時における圧ざ発生箇所破壊状況 (図-15) を比較すると、ケース 1 (無筋) では掌大の塊状の剥落が発生したのに対し、ケース 3 (PPF)、ケース 4 (SF) では最大でも粗骨材 (20mm 程度) の剥落で収まった。繊維量や種類による大きな差はなく、PPF 0.05Vol% と少量の繊維混入量とした場合にも剥落防止効果が得られた。これは、閉合するようなひび割れが入った場合でも、モルタル分を介して繊維がコンクリート小片の落下を抑制したことによると考えられる。

ケース 2 (れんが) では、同様に $\delta=2\text{mm}$ 程度で曲げ引張ひび割れが天端内側と左右肩部外側に発生して 3 ヒンジアーチ状態となった後、 $\delta=20\text{mm}$ 程度で天端においてれんが 1 層目と 2 層目の間の目地に層間ひび割れが発生する破壊形態となった。载荷が進んでも肩部内側の圧ざは発生せず、その代わりに $\delta=32\text{mm}$ 程度から天端部の層間ひび割れが急に拡大して肩部両側に広がった (図-15)。この層間ひび割れは文献 3) でも確認されたものである。ケース 1 (無筋)、ケース 2 (れんが) により材料の違いに着目すると、どちらも 3 ヒンジアーチ状態

となったが、ケース 2 は目地を有することで覆工全体が均一な構造となっていないことから、変形に伴うれんが 1 層目と 2 層目の曲率の差によって、層間目地部にせん断力が作用して目地切れが発生したものと考えられる。

ケース 5 (RC) では、 $\delta=3\text{mm}$ 程度で、天端部内側に複数の引張ひび割れ、斜めひび割れが発生した。その後、アーチ肩部からスプリングラインにかけての外側に引張ひび割れが複数発生し、斜めひび割れは幅が徐々に広がった。 $\delta=25\text{mm}$ 程度より、斜めひび割れは急激に幅が広がった。しかし、天端内側、アーチ肩部からスプリングラインにかけての外側の引張ひび割れはほとんど発達せず、せん断ひび割れの様相を呈した (図-15)。ケース 1 (無筋) と比較して天端部や肩部に発生する曲げ引張ひび割れの幅や長さは小さくなり、肩部内側の圧ざも発生しなかった。これは、主鉄筋を配置したことで、曲げに対する抵抗力が向上したことによるものと考えられる。曲げが補強された結果覆工に導入される軸力が大きくなり、結果的に、軸力で破壊するモードとなったと考えられる。

図-15 破壊状況

b) 荷重～変位曲線

図-16に各ケースの荷重 P と載荷板変位 δ の関係（以下、荷重～変位曲線）を示す。

主たる材料にコンクリートを用いたケース1（無筋）、3（PPF）、4（SF）では、 $\delta=2\text{mm}$ 程度で引張ひび割れが発生して3ヒンジアーチ状態となった際に荷重が一旦低下した。繊維による違いについては、繊維の種類や混入量による差はあまり見られないが、ケース4（SF）は、3ヒンジアーチとなった以降の荷重の低下がケース1、3よりも小さく、 $\delta=20\text{mm}$ 以下の荷重はケース1、3より大きい。これは繊維材料、繊維量、繊維の幾何学的形状、繊維の長さの違いが寄与し、総合的に、曲げひび割れ発

図-16 荷重～変位曲線

図-17 トンネルの変形 ($\delta=10\text{mm}$ 時)

生後の曲げ剛性の低下が抑えられたためと考えられる。ただしある程度変形が進んだ $\delta=20\text{mm}$ 程度以降は荷重はほぼ同じになった。なお、天端において圧ざが発生したのを境にトンネルとしての剛性が若干低下している。

ケース2（れんが）は他のケースと比較して荷重が小さくなった。これは、目地による多数の不連続面を有することや、れんが単体での弾性係数がコンクリートと比較して小さいことから、トンネル全体としての剛性が小さくなったためと考えられる。

ケース5（RC）はトンネルとしての剛性、最大荷重は最も大きくなっている。ケース1、3、4で見られた $\delta=2\text{mm}$ 付近での引張ひび割れの発生によるそれ以降の剛性の大きな低下は見られず、 $\delta=3\text{mm}$ 付近、 $\delta=14\text{mm}$ 付近で剛性が低下し、 $\delta=22\text{mm}$ 付近で荷重がピークとなり、 $\delta=27\text{mm}$ 付近より急激に荷重が低下した。ここで、ケース5では、脚部に作用する荷重が増加したため、供試体のストッパーが破壊され、 $\delta=20\text{mm}$ に至るまでに脚部が左右それぞれ 10mm 程度外側に移動した。なお、 $\delta=20\text{mm}$ 以降は移動は見られなかった。

図-17にケース1、2、5について、 $\delta=10\text{mm}$ 時の変形の状況を示す。なお、ケース3、4については、ケース1と概ね同様の分布となったため記載を省略した。図より、全体的に、載荷点直下はトンネルの内空側に変位し、一方で、左右肩部はばね側に変位していることがわかる。

図-18 ひずみの計測方法

図-19 ひずみの計測結果 (ケース 1 の例)

ここで、変位が+となっている範囲ではばねが作用し、覆工に反力が与えられることとなる。左右肩部のばね側への変位の大きさはケース 1 (無筋) > ケース 2 (れんが) > ケース 5 (RC) の順となっている。ここで、図-16 より、 $\delta=10\text{mm}$ 時は、載荷重がケース 5 (RC) > ケース 1 (無筋) > ケース 2 (れんが) となっている。

これらより、トンネルの変形状は以下の様に考察できる。ケース 1 (無筋) は、3 ヒンジアーチとなっており、ヒンジ部での曲げ剛性が大きく低下したが、肩部がちょうどこのヒンジ部にあたるため、肩部でのばね側への変位が最も大きくなったものと考えられる。ケース 2 (れんが) は、ケース 1 (無筋) 同様、3 ヒンジアーチとなったものの、無筋と異なりもともと目地を有する構造で曲げ剛性が始めから小さいこともあり、ヒンジになる事による曲げ剛性の低下は相対的に小さい。一方で、曲げ剛性が小さく載荷変位を載荷箇所周囲だけで吸収してしまっている。以上のことから、肩部はちょうどヒンジ部にあたってはいるものの肩部でのばね側への変位は無筋より小さくなったものと考えられる。ケース 5 (RC) は、ばねからの反力が小さい割には載荷重が大きく、補強鉄筋により曲げ剛性が向上したためと考えられる。

c) 圧ざ箇所のコンクリートひずみ

4.にて後述するが、本研究では、覆工の材料に対し、圧縮側にも軟化特性を考慮して数値解析を行い、発生するひずみにて圧ざの発生を判定する手法^{12), 13)}を用いることにしている。この手法では、無筋コンクリートに対し、

図-20 鉄筋のひずみ分布 (ケース 5: RC)

図-21 変位～鉄筋ひずみ関係 (ケース 5: RC)

相当塑性ひずみ $10,000\mu$ をもって圧ざの判定をしている。本実験ではこの値の妥当性を評価するため、ケース 1 (無筋) において、図-18 に示すような方法で、アーチ肩部の引張りひび割れ発生箇所の圧縮 (内面) 側に変位計 (測点間隔 120mm 程度) を取り付け、その変化により、ひずみの直接的な計測を行った。

計測結果の例を図-19 に示す。併せて、図中に圧ざ現象が生じたタイミングを示す。図-19 から、圧ざ箇所では、平均ひずみで $10,000\mu$ 程度のひずみが発生していることが確認された。

d) 鉄筋のひずみ

ケース 5 (RC) について、図-20 に $\delta=5\text{mm}$, 10mm , 15mm 時における主鉄筋のひずみ分布を、図-21 に変位～鉄筋ひずみ関係を示す。図-20 より天端、両肩部で鉄

図-22 耐荷性能および変形性能

筋のひずみが大きい傾向であり、図-21より、 $\delta=3\text{mm}$ で位置A(天端内側鉄筋)に引張降伏が、 $\delta=8\text{mm}$ で位置B(天端外側鉄筋)に圧縮降伏が、 $\delta=12\text{mm}$ で位置D(肩部外側鉄筋)に引張降伏が、 $\delta=22\text{mm}$ で位置C(肩部内側鉄筋)に圧縮降伏が発生した。図-16によると $\delta=3\text{mm}$, 14mm 付近でトンネルの構造物としての剛性の低下が起きているが、 $\delta=3\text{mm}$ は位置A(天端内側鉄筋)の降伏に、 $\delta=14\text{mm}$ は位置D(肩部外側鉄筋)の降伏に起因したものと考えられる。さらに、 $\delta=22\text{mm}$ で荷重の増加が止まっているが、これは位置C(肩部内側鉄筋)の降伏により3ヒンジアーチとなったことに起因したものと考えられる。

(4) 耐荷性能および変形性能

ここでは、各ケースについて耐荷性能と変形性能について整理する。

図-22に各ケースの最大荷重 P_{max} (耐荷性能)と破壊時の載荷板変位 δ_d (変形性能)をまとめる。ここで、ケース1, 3, 4は、図-16でみられるように、 $\delta=40\text{mm}$ (実物200mm相当)という実際の変状ではほとんど生じない大きな変形を与えても荷重の低下には至らず、構造的な破壊を定義することができなかった。よって、安全性の観点から、覆工内面に圧ぎによる剥離(粗骨材サイズを超えるもの)が発生した時点を持って破壊相当と定義した。ケース2(れんが)は層間にひび割れが発生した時点をもって破壊相当と定義した。ケース5(RC)は、せん断ひび割れが生じて荷重が急激に低下した時点を持って破壊と定義した。

図-22より以下のことがわかる。すなわち、ケース2(れんが)は、ケース1(無筋)と比較して P_{max} が小さく耐荷性能は劣るが、 δ_d が大きく変形性能は優れている。ケース3(PPF)、ケース4(SF)は、 P_{max} (耐荷性能)はケース1(無筋)と同程度であり、さらに、図-15に示したように大きな剥落が生じないことから、変形性能も優れていると判断される。ケース5(RC)は、 P_{max} が大きく耐荷性能は高いが、今回の実験の範囲においては、せん断破壊に伴う荷重の低下が比較的早い段階で発生し

たことにより、ケース1(無筋)と δ_d は変わらなかった。また、脚部の移動がもし生じなかった場合は、 δ_d はさらに小さくなる可能性がある。以上から、RCとしたとしても変形性能が大きく改善されたとはいえなかった。これは今回の実験は一枚の載荷板のみで天端部を下方に載荷するせん断が厳しい条件の実験であり、押し抜きせん断に近い破壊モードとなったことによるものもあるが、これまで示してきたようにアーチ状の構造物である山岳トンネルの覆工においては、無筋構造でもある程度の引張りひび割れは生じて問題とはならないため、RC構造とすることによるじん性の向上効果が顕在化しなかったことによる面もあると考えられる。

4. 覆工の材料に関する要素実験

5.にて後述するが、本研究では、材料の圧縮破壊後の軟化特性を考慮し、圧ぎを表現できる数値解析^{12), 13)}にて模型実験のシミュレーション解析を行うことにしている。通常のFEM解析では圧縮強度到達後のコンクリートの応力を期待せず圧縮強度到達をもって解析を終了することが多いが、実際はコンクリートの応力～変位関係の例(図-23)にあるように、圧縮強度到達後も耐荷性能がただちに0になるわけではなく、圧縮強度到達後の軟化挙動も表現して解析を行うことにより、より現実に即した数値解析や、圧ぎ現象の数値的表現が可能となると考えられるためである。

そこで、3.の模型実験で用いた材料について、変位制御による一軸載荷試験を実施し、圧縮強度到達後の材料特性を把握することにした。

(1) 実験ケース、実験方法

3.の模型実験の基本材料である、コンクリート、れんが、鋼繊維補強コンクリート(SF)、モルタルについて、一軸試験を行った。

コンクリート、SF、モルタルについては、1/5縮尺覆工供試体と同じバッチから $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ の供試体を作成した。また、れんがについては、れんがの長軸方向にボーリングマシンでコアングして $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ の供試体を作成した。

一軸試験は変位制御(最大荷重到達後はひずみ速度0.1mm/%)により行い、図-24に示すように土木学会規準JSCE-G 551-2013¹⁵⁾に基づき、破壊部のひずみを精密に測定した。

(2) 実験結果

図-25に実験結果を示す。なお、実験結果は、それぞれ一軸強度を1として正規化した。図より、圧縮強度到

図-23 コンクリートの応力～ひずみ曲線の例¹⁴⁾

図-24 ひずみの測定方法¹⁵⁾

達後、軟化挙動を示すが、それぞれ軟化挙動は異なり、例えば、コンクリートの場合で $10,000\mu$ 時に強度の 20% 程度、SF の場合で $10,000\mu$ 時に強度の 40% 程度が残存していることがわかる。軟化挙動の定式化は種々のものがあるが、今回は指数関数により定式化するものとし、図-25 に併せて示すように、圧縮強度を σ'_c 、軟化開始時のひずみを ε'_s 、圧縮軟化係数を β として、指数関数

$$\sigma = \sigma'_c \times \exp(-\beta \times \varepsilon'_p - \varepsilon'_s) \quad (1)$$

により軟化挙動をモデル化した。

図中にあわせて示すが、コンクリート、れんが、モルタルの場合は $\beta=260$ とし、軟化開始時の相当塑性ひずみを $2,500\mu$ と仮定すると、 $10,000\mu$ 時の応力が実験と式(1)で同程度となる。SF の場合は軟化の傾きが小さいため、 $\beta=130$ 程度とすると同程度となった。 β 値の設定方法は、今後十分に吟味する必要があるが、本研究においては、ひとまず要素実験と同様の軟化挙動を示すとして、上記の値を使用することにした。

5. 模型実験シミュレーション解析

ここでは、圧縮強度到達後の挙動をモデル化することのできる解析手法^{12), 13)}を用い、3. で示した模型実験のシミュレーション数値解析を行って、解析による評価を行った。

(a) コンクリート

(b) れんが

(c) SF

(d) モルタル

図-25 一軸圧縮試験結果

(1) 解析の概要

アーチ構造を有するトンネル覆工の限界状態を精緻に表現するためには引張強度到達後や圧縮強度到達後の挙動をモデル化することのできる解析手法が必要となる。

ここでは、材料のひび割れの発生(引張破壊)による軟化挙動、圧縮の発生(圧縮破壊)による軟化挙動を考慮することのできる材料の構成則を組み込んだ非線形 FEM モデル^{12), 13)}を用いた。以下にモデルの概要について示す。

引張破壊(引張りひび割れ)については、最大主応力が引張強度を超える箇所では主応力の直角方向にひび割れが

図-26 引張軟化特性

図-27 圧縮軟化特性

図-28 解析モデル

発生するものとし、引張破壊後の材料は、図-26 に示すように、ひび割れ発生時の応力を σ_{cr} 、ひび割れ発生時のひずみを ε_{cr} 、引張軟化係数を α として、指数関数により軟化するものとしてモデル化した。

通常の FEM 解析では圧縮破壊後の覆工材料の強度は期待しないものとして圧縮破壊をもって解析を終了することも多いが、実際は 4. で前記したように圧縮破壊後も相応の強度を有していることから、本研究では圧縮破壊後のひずみ軟化特性も考慮することとした。すなわち、図-27 に示すように、圧縮破壊後の材料について、圧縮強度を σ'_{cr} 、軟化開始時のひずみを ε'_s 、圧縮軟化係数を β

表-5 解析入力値

	入力値	備考
コンクリート	圧縮強度 σ'_{cr}	23.2 MPa 実測値 (4.参照)
	引張強度 σ_{cr}	1.9 MPa 文献 17) $0.23 \times \sigma'_{cr}{}^{2/3}$ にて換算
	弾性係数 E_c	1.6×10^4 MPa 文献 12)
	ポアソン比	0.2 文献 18)
	軟化係数 α	200 文献 12), 13)
れんが	軟化係数 β	(無筋) 260 実測値 (4.参照) (SF) 130
	圧縮強度 σ'_{cr}	23.8 MPa 実測値 (4.参照)
	引張強度* σ_{cr}	1.1 MPa 文献 16)
	弾性係数* E_c	1.0×10^3 MPa 文献 16)
	ポアソン比	0.11 文献 16)
目地	軟化係数 α	200 コンクリートを準用
	軟化係数 β	260 実測値 (4.参照)
	圧縮強度 σ'_{cr}	7.9 MPa 文献 16)
	引張強度 σ_{cr}	0.3 MPa 文献 16)
	弾性係数 E_c	7.8×10^3 MPa 文献 16)
モルタル	ポアソン比	0.17 文献 16)
	軟化係数 α	200 コンクリートを準用
	軟化係数 β	260 モルタルを準用
	圧縮強度 σ'_{cr}	21.6 MPa 実測値 (4.参照)
	引張強度 σ_{cr}	1.8 MPa 文献 17) $0.23 \times \sigma'_{cr}{}^{2/3}$ にて換算
鉄筋	弾性係数 E_c	1.6×10^4 MPa コンクリートを準用
	ポアソン比	0.2 コンクリートを準用
	軟化係数 α	200 コンクリートを準用
	軟化係数 β	260 実測値 (4.参照)
	弾性係数 E_c	200 GPa 文献 19)
鉄筋	降伏強度	345 MPa SD345
	シリンダ+皿ばねの合成ばね係数 K	1.5 MN/m 文献 12)

* 周方向の目地との合成として評価

として、指数関数により軟化するものとしてモデル化した。

(2) 解析条件

図-28 に解析モデルを示す。覆工本体は 2 次元平面要素でモデル化している。また、対称性を考慮し、解析に要する時間の節約のため 1/2 モデルにより解析を行った。

れんが積み覆工においては、目地はその厚さがれんがに比べて小さい一方で剛性はれんがよりも大きいこと、また、半径方向の目地はモデル化しなくとも解析結果にあまり影響を及ぼさないという研究成果¹⁶⁾から、周方向の目地のみをモデル化した。

また、RC 覆工においては、鉄筋は、コンクリートと節点を共有するはり要素として単純にモデル化した。コンクリート～鉄筋間にばね等を設け、コンクリート～鉄筋間の滑りをモデル化することも考えられるが、今回行った模型実験において、コンクリート～鉄筋間の滑り挙動の有無を確認することができなかったため、解析上で

図-29 設定した圧縮軟化特性 (コンクリートの例)

表-6 解析ケース

実験	呼称
ケース 1	無筋
ケース 2	れんが
ケース 4	SF
ケース 5	RC

そのような精緻なモデル化までは行なわなかった。

解析の入力値を表-5 に示す。コンクリート、れんが、モルタルの圧縮強度 σ_c および軟化係数 β には 4. で示した実測値を用いた。文献に一般的な値や換算式が記載されているものはそれを用いたが、一部の不明な数値については、他の物性値を参考にして仮定することにし、表中にその旨記載した。

図-29 に設定した圧縮軟化特性を示す。横軸は相当塑性ひずみ (式(2)) で設定している。

$$\varepsilon_{eq} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_3^p - \varepsilon_1^p)^2} \quad (2)$$

($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: 最大, 中間, 最小主ひずみ, p: 塑性成分, 伸び正)

解析ケースは、表-2 で示した模型実験のうち、表-6 に示す 4 ケースについて設定した。なお、ケース 5 において载荷中に脚部が 10mm 外側に移動した挙動も解析上表現した。

(3) 解析結果

a) 変状の進展

解析は変位 $\delta=40\text{mm}$ に到達する (ケース 2) か、解析が不安定になり終了する (ケース 1, 4, 5) まで実施した。図-30 に各ケースについて変位 $\delta=10, 20\text{mm}$ 時と解析終了時のひずみの分布を示す。ここで、ひずみについては von Mises (VM) 相当ひずみ (式(3)) を表示している。

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \}} \quad (3)$$

($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: 最大, 中間, 最小主ひずみ, 伸び正)

この VM ひずみは式(2)で示した相当塑性ひずみと値の大小が対応するため、VM ひずみが急増することは相当塑性ひずみが急増することを意味している。なお、式

図-30 ひずみの分布

(3)は絶対値であるため、引張により生じたひずみ、圧縮により生じたひずみの両方が白色で表示されている。天端部については覆工内側で引張、外側で圧縮となっている。肩部については反対に内側で圧縮、外側で引張となっている。

図中に引張ひび割れを○印、斜めひび割れを△印、圧縮を×印で記載した。ここで、ひび割れは引張強度に到達することをもって、圧縮は相当塑性ひずみが $10,000\mu$ に到達することをもって判定した。なお、塑性ひずみの

限界値 $10,000\mu$ については、図-25 で示したように、材料にもよるが強度の 20~40% 程度の残留応力が残るひずみレベルの際に図-19 に示したような圧ざと判定される現象が観察されたことから、圧ざ判定指標として採用した。値の妥当性については実験等により今後も引き続き検証していく必要がある。

概観すると、ケース 1, 2, 4 は、実験と同様、 $\delta=10\text{mm}$ までは、天端、肩部にひび割れが入った 3 ヒンジアーチ型の破壊形態となっている。すなわち、载荷に伴い、天端内側、肩部外側が引張強度を超過して塑性化し、ひずみの大きい領域（ひび割れ）が生じている。しかし、 $\delta=10\text{mm}$ を過ぎると、ケース毎に変形破壊挙動が変化している。

ケース 1（無筋）では、 $\delta=10\text{mm}$ 以降は天端内側と肩部外側においてひずみが大きくなっていく。すなわち、最初にひび割れが発生した箇所にひずみが集中している。また、変位 δ が大きくなると引張破壊を起こした領域が深く（＝ひび割れが深く）なっていくことも確認できる。 $\delta=10\text{mm}$ で天端外側で、 $\delta=27\text{mm}$ で肩部内側で大きなひずみの箇所（×印）がみられる。これは圧縮破壊後の軟化が進み局所的に大きなひずみが発生したためであり、実験における圧ざに相当する現象を解析的に表現できているものと考えられる。

ケース 2（れんが）では、肩部内側の圧ざは見られないうが $\delta=40\text{mm}$ でれんがの層間に破壊が見られた。

ケース 4（SF）は、全体的な挙動はケース 1（無筋）と同様であった。ただし、圧ざ箇所のひずみの進展はケース 1 よりも緩やかであった。これについては b) で後述する。

ケース 5（RC）は、 $\delta=10\text{mm}$ では天端内側のひび割れが見られたが、ケース 1（無筋）とは異なり、肩部外側の引張ひび割れは見られなかった。これは、鉄筋が引張力や圧縮力を受け持つことによると考えられる。しかし $\delta=20\text{mm}$ で肩部外側にひび割れが見られた。 $\delta=30\text{mm}$ で肩部内側に圧ざが見られたが、これは実験と異なる結果となった。図-35 で後述するが、解析では $\delta=23\text{mm}$ で肩部内側鉄筋が降伏している。肩部が外側、内側とも降伏したため、肩部内側で圧ざが生じたものと考えられる。その他、 $\delta=10\text{mm}$ の時点で天端から斜め下方に伸びる斜めひび割れ（△印）が確認でき、载荷に伴いこれらが進展していく。これらは実験と同様の結果となっている。

b) 圧ざ箇所のコンクリートひずみ

ケース 1（無筋）、ケース 4（SF）について、肩部内側の要素の塑性ひずみの分布を図-31 に示す。塑性ひずみはどちらのケースとも $\delta=24\text{mm}$ から動きが見られ、 $\delta=26\text{mm}$ でははっきりとした増加が見られる。その後、ケース 1（無筋）では $\delta=27.1\text{mm}$ ($\delta+1.1\text{mm}$) で $10,000\mu$ を超過したが、ケース 4 では $\delta=30\text{mm}$ ($\delta+4.0\text{mm}$) まで変

(a) ケース 1（無筋）

(b) ケース 4（SF）

図-31 内面側の塑性ひずみ

位が進んだのちに $10,000\mu$ を超過した。これは、表-4 で設定したひずみ軟化のしやすさ（ β 値）の違いによるもので、鋼繊維を混入することにより、曲げ圧縮破壊を起こした場合でも、無筋に比べて圧ざ、剥落に至るまでの変形量に余裕があることを示している。

c) 荷重～変位曲線

図-32 に荷重～変位曲線を示す。なお、材料に非線形性を考慮しているためひび割れや鉄筋降伏などが発生した都度剛性が低下している。

ケース 1（無筋）の解析結果では、 $\delta=2\text{mm}$ で引張破壊（ひび割れ）が生じ、引張破壊による軟化を考慮しているので、これ以降剛性も低下している。また、 $\delta=9\text{mm}$ で天端外側に、 $\delta=27\text{mm}$ で肩部内側に圧ざが発生し、解析が不安定となり終了した。ここで、引張破壊時の軟化を表現する α 値については本研究では深く追求することとはせず、既往の研究¹³⁾を参考に設定し、ケース 1（無筋）とケース 4（SF）で同じ値を用いた。 $\delta=2\sim 10\text{mm}$ 程度での実験～解析間の差は、無筋のケースで特に大きいことから、無筋のケースでは実際より α 値を大きく設定している可能性が考えられる。

ケース 2（れんが）の解析結果では、ケース 1 のような载荷初期の剛性の変化はみられず、実験と同様の挙動である。ただし、実験において $\delta=32\text{mm}$ 以降に見られた荷重の低下は、解析では表現できなかった。

図-32 荷重～変位曲線

ケース 4 (SF) の解析結果では、ケース 1 (無筋) と同様の荷重～変位曲線が見られているが、肩部内側に圧力が発生する変位は $\delta=30\text{mm}$ であり、ケース 1 よりも若干大きい。なお、図-16 で見られた実験の傾向とは異なり、解析では SF は無筋よりも大きな δ で肩部圧力が生じている。ここで、実験上の圧力は目視（ひび割れ先端部の進展方向）および打音（音の変化）により判定した。観察者の判断に基づく経験的な部分があり、ばらつきは大きい点がある。また、微妙な初期の形状誤差、また、荷重板と覆工とのあたり具合によりひび割れの発生位置が敏感に変わる。圧力は、さらにひび割れの進展方向によっても左右されるという特性を持っている。以上の原因もあり、解析と実験との間に差異が生じたものと考えられる。

ケース 5 (RC) の解析結果では、 $\delta=3\text{mm}$ で天端内側の鉄筋が降伏、 $\delta=12\text{mm}$ で肩部外側の鉄筋が降伏して剛性の低下が生じている。その後、 $\delta=23\text{mm}$ で肩部内側の鉄筋が降伏し、しばらく荷重が増加した後、 $\delta=30\text{mm}$ 程度で解析が不安定となり終了した。実験において $\delta=22\text{mm}$ 以降に見られた荷重の低下は、解析では表現できなかった。

図-33 変形状況、荷重重、天端断面力 ($\delta=10\text{mm}$)

d) 変形と断面力

図-33 に $\delta=10\text{mm}$ 時に着目し、トンネルの変形（覆工内面の変位）を実験と解析で比較した結果を示す。ここで、ケース 2（れんが）では、大きな変形（曲げ）が生じる範囲が荷重位置（天端）周辺に限られていることがわかる。

図-33 では、解析について、天端部の断面力を要素の発生応力より換算して併せて示した。ケース 2（れんが）は天端部の曲げモーメントが他のケースと比べて小さく、逆にケース 5（RC）は大きい。この差は材料の曲げ剛性の差によるものと考えられ、ケース 2（れんが）の天端部の変形範囲が狭い理由と考えられる。

e) 鉄筋ひずみ

図-34 にケース 5（RC）について、鉄筋ひずみの分布を実験と解析について比較した結果を示す。天端および肩部 45° の位置で大きなひずみが出ており、荷重が進むと、天端内側→天端外側→肩部外側→肩部内側の順で鉄筋が降伏した。

図-35 に、ケース 5（RC）について天端および肩部 45° の位置における実験と解析の鉄筋ひずみを直接比較した結果を示す。なお、解析は、ひずみが極大となる要素（ 45° 位置よりやや下に位置する）の値について、比較している。塑性化した箇所のひずみに着目すると、解析においては、塑性化した後は急激に鉄筋のひずみ値が増加したのに対し、実験では塑性化後もこのような急増は見られず、実験と解析とで乖離が見られる。解析では鉄筋はバイリニアで非線形をモデル化しており、ひずみ硬化の領域をモデル化していないことが両者の差異の一つの原因となったと考えられる。

図-34 鉄筋ひずみの比較 (ケース5)

図-35 鉄筋ひずみの比較 (ケース5)

(4) 解析の課題

実験結果の解析による再現に関しては、各ケースとも、実験結果を解析によりある程度までは正しく表現できたと考えられるが、いくつかの課題が残った。例えば、前記したように、解析は途中で終了したり、変位が進み荷重が低下することまでは表現できなかったりした。ここで、解析が終了する直前のデータを見ると、コンクリートの圧縮軟化箇所でひずみが急増していたり、RCのケースでは、天端および肩部で、引張鉄筋と圧縮鉄筋のいずれもが降伏強度に達してひずみが急増するなどしていた。すなわち、部材の一つの断面において非線形性が強くなり、解析が不安定になったことにより解析が終了し

たものと考えられる。

トンネルは、地山に囲まれたアーチ形状であるため、かなりの大変形まで変形に耐えられる。このため、耐荷性能、変形性能を議論する場合、複数の断面での非線形化まで表現できることが理想である。実験では、かなりの大変形を与えた上で、複数の断面での非線形化まで表現でき、耐荷性能、変形性能を表現できているものと考えられる。一方、解析では、部材の複数の断面での不安定化を表現できるまでには至っておらず、実験のような大変形領域までは表現できていないといえる。この点で、解析は、実際のトンネルが有する耐荷性能、変形性能を全て表現できているわけではないと考えられる。実務では、解析による検討を行うことが必要となるが、部材の複数の断面での不安定化が表現できる解析手法の検討が今後の課題である。

6. 材料による破壊挙動と耐荷性能の違いの考察

本章では、これまで示した模型実験、数値解析の結果を要約するとともに、山岳トンネルの覆工として適用されたことを想定して、変形性能、耐荷性能の違いの影響を評価することにする。なお、実際の山岳トンネルは、地山条件が多様であるほか、断面形状や構造が多岐にわたり、また、巻厚不足や背面空洞等の欠陥も多くのトンネルで存在している。以下の傾向は、トンネルが下記の条件にある場合の傾向として、結果を解釈する必要がある。

- ・ばね設定は、土砂地山ないし強度の小さな軟岩を想定しており、覆工は、曲げと軸力が両方バランスするような断面力の発生形態にある。
- ・覆工には、背面空洞や巻厚不足等の欠陥がない。

a) 無筋コンクリート覆工

変形に伴いひび割れが発生し構造的な剛性が低下したが、比較的大きな変位まで荷重の低下がなく、アーチ構造の優位性が改めて確認された。ただし、最大荷重が発生するよりも前の段階で覆工内側に圧が生じた。

山岳トンネルの覆工としては、一般的な地山（荷重の作用を想定する必要がなく、多少の余力を備えておけばよい条件下）であれば、適度な耐荷性能、変形性能を有する無筋コンクリートが適切と考えられる。ただし、変形に伴い圧が生じるので、ひび割れがあり、変形しているトンネルでは、定期的な監視・計測を行い、変形量に応じて圧（剥落）が生じないように剥落対策等を行う必要がある。

b) れんが覆工

コンクリート覆工と比較して剛性や耐荷性能が小さく、変形が大きくなると、層間ひび割れが生じることがわか

った。曲げ剛性が小さいことに起因して、載荷箇所周囲の狭い範囲で変形が生じた。

山岳トンネルの覆工としては、多ヒンジ構造であるため、曲げ剛性が無筋に比べて小さく、耐荷性能が小さく、変形しやすい。また、積層構造であるため、変形しているトンネルでは層間での分離にも留意する必要がある。

c) 短繊維補強コンクリート覆工

一般的に用いられるような繊維、混入率においては、剛性や耐荷性能は無筋コンクリート覆工とほぼ同じであることがわかった。ただし、鋼繊維のケースは、無筋コンクリートと比べて、3 ヒンジアーチとなった際も変形が小さいときは荷重の低下が小さくなった。また、曲げ圧縮破壊により圧ぎを生じたとしても、覆工片が剥離しにくい、あるいは、剥離したとしても粗骨材程度で収まることがわかった。また、この効果は、繊維混入率をかなり小さくしても見られた。

山岳トンネルの覆工としては、大変形時の耐荷性能は無筋と変わらないが、剥落防止の効果があり、変形性能が高いことから、地質不良箇所等で地震等により将来的に変形が生じる懸念のある箇所で、剥落対策として用いることが考えられる。また、変位が小さいときに限るが、繊維の種類や混入率によっては、曲げ引張作用時のひび割れの開口や変形の抑制に効果を発揮できる可能性がある。

d) RC 覆工

鉄筋の効果により、剛性や耐荷性能は無筋に比べて大きく改善されることがわかった。また、アーチ効果により、鉄筋が降伏した後も荷重が増加することが確認された。一方で、曲げ補強により曲げ耐力が大きくなった結果、せん断破壊のモードとなりうることがわかった。

山岳トンネルの覆工としては、剛性、耐荷性能が最も高く、坑口部や小土被り部など荷重が想定でき耐荷性能が求められる際に優位性がある。ただし、併せて、せん断補強も十分検討が必要である。

7. まとめ

筆者らは、山岳トンネル覆工の限界状態を明らかにし、安全性の評価の一助とすることを目的として、種々の材料からなる山岳トンネルの覆工について、変形破壊挙動に着目して 1/5 スケール模型実験や数値解析を行った。また、山岳トンネルの覆工として適用されたことを想定して、変形性能、耐荷性能の違いの影響を評価した。以下に得られた結論を示す。

1) 無筋コンクリート覆工は、変形に伴いひび割れが発生し構造的な剛性が低下したが、比較的大きな変位まで荷重の低下はなかった。最大荷重が発生するよりも前

の段階で覆工内側に圧ぎが生じた。山岳トンネルの覆工としてみた場合、適度な耐荷性能・変形性能を有しているが、変形時の剥落の可能性に留意が必要である。

2) れんが覆工は、無筋コンクリート覆工と比べて剛性や耐荷性能が小さく、変形が大きくなると層間ひび割れが発生した。山岳トンネルの覆工としてみた場合、耐荷性能がコンクリートより小さく、変形しやすい。また、積層構造であるため、変形しているトンネルでは層間での分離に留意が必要である。

3) 短繊維補強コンクリート覆工は、剛性や最大荷重は無筋コンクリート覆工とほぼ同じであった。また、圧ぎが生じた箇所で剥落は生じなかった。山岳トンネルの覆工としてみた場合、剥落防止の効果があり、変形性能が高いことから、将来的に変形が生じる懸念のある箇所で、剥落対策として用いることが考えられる。また、変位が小さいときは、曲げ引張作用時のひび割れの開口や変形の抑制に効果を発揮できる可能性がある。

4) RC 覆工は、剛性や耐荷性能は無筋に比べて大きくなった。また、鉄筋が降伏した後も荷重を保持できた。一方で、曲げ補強により、せん断破壊のモードとなった。山岳トンネルの覆工としてみた場合、剛性、耐荷性能が最も高く、坑口部や小土被り部など荷重が想定でき耐荷性能が求められる際に優位性がある。ただし、せん断補強には十分な留意が必要である。

本研究により、山岳トンネルの限界状態や耐荷性能、変形性能が明らかになったが、まだ限られた条件下での検討の結果である。実際の山岳トンネルは、地質や構造の条件が様々であるほか、断面形状や構造が多岐にわたり、また、巻厚不足や背面空洞等の欠陥も多くのトンネルで存在している。条件によっては上記考察が適用できない場合もあり得ることには留意が必要である。今後、様々な条件下での覆工の変形破壊挙動についても検討することが必要と考えられる。数値解析についても、部材の複数の断面での不安定化が表現できる解析手法の検討が今後の課題である。以上の検討と平行して、本研究で用いた解析手法を、変形を受ける条件下の実トンネルの検討にも応用していきたいと考えている。

謝辞：本研究の遂行にあたって実験を担当して頂いた（株）ジェイアール総研エンジニアリング 川上義輝氏に深甚なる謝意を示すものである。

参考文献

- 1) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.79-88, 1994.
- 2) 今田徹: コンクリート覆工の強度, トンネルと地下, Vol.8, No.9, pp.7-16, 1977.
- 3) 岡野法之, 仲山貴司, 津野究, 小島芳之, 西藤潤,

- 朝倉俊弘：れんが積み覆工トンネルの耐力評価に関する研究，土木学会論文集 F1（トンネル工学），Vol.49, No.1, pp.29-38, 2013.
- 4) 真下英人，日下敦，砂金伸治，木谷努，海瀬忍：トンネル覆工の破壊メカニズムと補強材の効果に関する実験的研究，土木学会論文集 F, Vol.64, No.3, pp.311-326, 2008.
 - 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）トンネル，付属資料-13, 2007.
 - 6) 岡野法之，小島芳之，植村義幸：大型覆工模型実験によるトンネル覆工の変形特性の再現，第 12 回岩の力学国内シンポジウム講演概要集，pp.909-914, 2008.
 - 7) 岡野法之，植村義幸，小島芳之，西藤潤，朝倉俊弘：山岳トンネル覆工の内面補強に関する実験的研究，トンネル工学論文集，Vol.19, pp.69-76, 2009.
 - 8) 東日本旅客鉄道（株）：土木工事標準仕様書平成 25 年改訂版，日本鉄道施設協会，2013.
 - 9) 中島純也，鈴木浩司，水野弘二，岩本義隆：小土かぶり区間で家屋に近接した鉄道単線トンネルの施工，トンネルと地下，Vol.43, No.12, pp.913-921, 2012.
 - 10) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），pp.220-222, 丸善，2004.
 - 11) 倉本洋，宮内靖昌，南宏一：委員会報告 コンクリート構造物の構造実験評価に関する研究委員会活動，コンクリート工学年次論文集，Vol.26, No.1, pp.47-54, 2004.
 - 12) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集 C, Vol.65, No.4, pp.1024-1037, 2009.
 - 13) 新井泰，有賀貴志，平野勝識，渡辺忠朋：鉄筋腐食と断面欠損による RC はりの曲げ挙動に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, No.3, pp.169-174, 2007.
 - 14) 藤原忠司，長谷川寿夫，宮川豊章，河合徹：コンクリートのはなし I, p.120, 技報堂出版，1993.
 - 15) 土木学会：コンクリート標準示方書 基準編（土木学会基準および関連基準），p.346, 2013.
 - 16) 岡野法之：ブロック積み覆工トンネルの耐力評価法および対策工設計法に関する研究，京都大学学位論文，2011.
 - 17) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，p.35, 2012.
 - 18) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，p.39, 2012.
 - 19) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，p.47, 2012.

(2015. 3. 24 受付)

STUDY ON DEFORMATION AND FAILURE BEHAVIOR OF MOUNTAIN TUNNEL LININGS WHICH CONSIST OF VARIOUS MATERIALS

Kazuhide YASHIRO, Ryo HIRATA, Noriyuki OKANO and Yoshiyuki KOJIMA

Authors performed model tests and numerical analyses to clarify a limit state of mountain tunnel linings which consist of various materials focused on deformation and failure behavior. It was found that plain concrete lining does not show decreasing of load until it receives large deformation, whereas cracks occur and structural stiffness decreases, and it was found that plain concrete lining has good deformability. It was found that brick lining has smaller structural stiffness and bearing capacity than those of plain concrete lining, and cracks occur between the two beds of bricks after it receives large deformation. It was found that structural stiffness and bearing capacity of short-fiber-reinforced concrete lining are almost same as those of plain concrete lining; however the short-fiber-reinforced concrete lining has good unspalling ability at the part where compressive bending failure occurs. It was found that structural stiffness and bearing capacity of reinforced concrete lining are larger than those of plain concrete lining, and reinforced concrete lining are able to support load after yielding of its rebar, on the other hand, it was also found that shear failure becomes easy to occur by improving ending capacity.