

ひび割れと圧縮破壊を考慮した無筋コンクリート 覆工の解析手法に関する基礎的研究

Basic Study on Analysis Model of Plain Concrete of Mountain Tunnel Lining
Considering Cracks and Compressive Failure

野城一栄¹・新井泰¹・岡野法之¹・嶋本敬介¹・仲山貴司²

Kazuhide Yashiro, Yasushi Arai, Noriyuki Okano,
Keisuke Shimamoto and Takashi Nakayama

¹正会員 (財) 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 : kyashiro@rtri.or.jp

²正会員 東日本旅客鉄道 (株) 東京工事事務所 工事管理室 (〒151-8512 渋谷区代々木2-2-6)

(元 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部)

The performance design methods is tend to be introduced to more and more engineering works structures recently, and examination is started to introduce those methods to plain concrete of mountain tunnel lining. From such a background, the authors proposed an analytical technique of concrete that can consider cracks and compressive failures of concrete, as a analysis model of the response of the tunnel lining under displacements and loads. The authors studied applicability of this model to design of tunnel lining, and found that cracks and compressive failures of plain concrete can be expressed by this model in good accuracy.

Key Words : mountain tunnel, lining, numerical analysis, crack, compressive failure

1. はじめに

山岳トンネルの覆工は、都市部や、小土被り部（坑門・坑口部等）等の一部の例外を除き、力学的機能は付加されないいわゆる「化粧巻き」とされ、荷重を設定した設計計算は通常は行われないのが現状である¹⁾。この理由としては、第一に、山岳トンネルの覆工に多く用いられる無筋コンクリートは鉄筋コンクリートと比べて耐荷性能が小さいことが挙げられるが、付帯的な理由として、無筋コンクリートの限界状態の設定が難しいこと、設計の実務で使用可能な無筋コンクリートの解析手法や性能照査法が整備されていないことも挙げられる。

一方で、山岳トンネルは地中のアーチ構造物であるため、ひび割れが生じたとしても曲げモーメントの再配分が行われ、直ちに安全上の問題が生じる訳ではないことは過去の研究²⁾からも明らかであり、たとえ補強鉄筋を有さないとしても実際はある程度の構造耐力を有すものと考えられる。さらに、昨今

の各種コンクリート構造物の設計法の性能照査型への移行の流れを受け、山岳トンネルの覆工についても性能照査型設計法の導入に向けての検討も始まっている³⁾。その他、最近の山岳トンネルの覆工の地震による被害⁴⁾の事例にあるように、山岳トンネルの覆工においても、条件によっては地震による被害を受ける場合があり、耐震性能（変形性能）を事前に把握しておくことが至急の課題となっている。

このような背景から、筆者らは、山岳トンネルの無筋コンクリート覆工への性能照査型設計法の適用を視野に入れ、設計法の確立に関する基礎的な研究を行っている。無筋コンクリート覆工への性能照査型設計法の導入に向けての課題は多岐にわたるが、筆者らは、その研究の一部として、まず、無筋コンクリート覆工が荷重あるいは変位を受けて変形するときの応答（応力、ひずみ）の算出法の研究を行っている。

本論文では、ひび割れと圧縮破壊を考慮した無筋コンクリートの解析手法の概要と、この解析手法

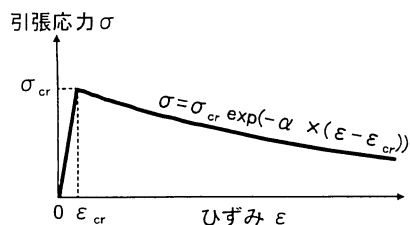


図-1 引張軟化特性

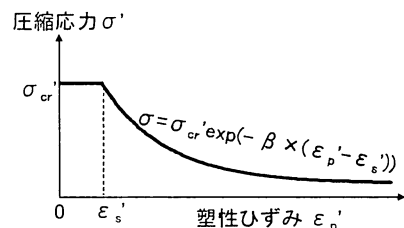


図-2 圧縮軟化特性

による無筋コンクリート覆工の模型実験のシミュレーション解析の結果について示すことにする。

2. 解析手法の概要

1. で述べたように、山岳トンネル覆工の無筋コンクリートにおいては引張ひび割れはその発生が直ちに構造上の問題に直結するわけではない。また、文献⁹⁾等にも示されているように、コンクリートは圧縮強度に達したとしても直ちに応力が0になるわけではなく、一定の耐力は残存すると考えられる。以上のことから、トンネルの構造安定性における極限状態は、覆工コンクリートに引張強度や圧縮強度に到達した箇所が生じる段階以降に発生するものと考えられ、解析においても、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。

トンネル覆工の無筋コンクリートのひび割れの再現を試みた解析としては、松岡ら^{7,8)}による研究例などがあるが、本研究では、トンネル覆工からの剥落と密接な関係にある曲げ圧縮破壊（圧ざ）に着目してこれを表現することができる解析手法の提案を目指すこととし、筆者らが今まで研究を行ってきた、ひび割れの発生（引張破壊）による軟化挙動、圧ざの発生（圧縮破壊）による軟化挙動を考慮することのできるコンクリートの構成則を組み込んだ非線形 FEM モデル⁹⁾を用いることとした。以下にモデルの概要について示す。

(1) 引張破壊のモデル化

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

び割れが発生するものとし、ひび割れでは応力の伝達が行われないものとした。また、载荷により主応力が発生する方向が回転すれば、ひび割れの方法も回転するものとした。また、引張破壊後のコンクリートは、図-1 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。ここで、 α については一般的に用いられる値として $\alpha=200$ を用いた⁹⁾。

(2) 圧縮破壊のモデル化

通常の FEM 解析では圧縮破壊後のコンクリート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が多いが、実際は文献⁹⁾に示すように圧縮破壊後も相応の強度を有していることから、本解析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。ここで、文献⁹⁾のような Drucker の仮定に合致しない軟化特性に応力空間での構成則を適用することは難しいため、本解析ではひずみ空間での構成則を採用することとし、圧縮破壊後のコンクリートは、図-2 に示すように、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 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。ここで、 β については文献⁹⁾で示された軟化式と同程度の軟化を示すように $\beta=260$ を用いた。また、軟化開始時の塑性ひずみ ε_s' には $2,500\mu$ を用いた。

以上示した解析モデルは RC 構造物に対する適用性は確認されている⁹⁾が、山岳トンネル覆工の無筋コンクリートに対する適用性は確認されていない。よって、以下、過去に行った 1/5 スケール模型覆工の载荷実験のシミュレーション解析を行うことにより、本手法の適用性の確認を行うこととした。

3. 解析対象とした実験

(1) 実験装置の概要

ここでは解析の対象とした模型実験¹⁰⁾の概要について示すことにする。実験に用いた試験装置（大型トンネル覆工模型実験装置）を図-3 に示す。実験装置は、反力フレーム、载荷用油圧ジャッキ（1本）、反力用油圧シリンダ（8本）からなっている。また、反力用油圧シリンダ～覆工模型間には、トンネル周囲の地盤の地盤ばねを模擬した皿ばねが設置されている。本実験装置は、新幹線標準断面の覆工の 1/5 スケールの縮尺模型の载荷が可能である。表-1 に実験装置の諸元を示す。なお、トンネル覆工模型の脚部

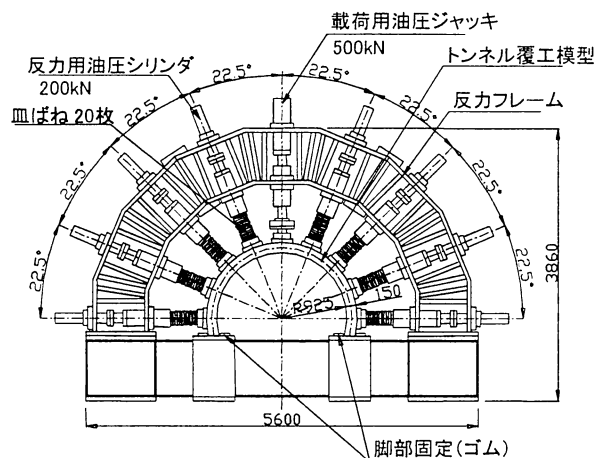


図-3 大型トンネル覆工模型実験装置

は、反力台より鉛直下方の変位を拘束し、また、硬質ゴム支承により水平方向の変位を、左右両方向について拘束した。

(2) 実験の概要

実験に用いた供試体は新幹線標準断面の 1/5 スケールの模型で、在来工法のトンネルを想定し、巻厚 150mm の無筋コンクリート製となっている。表-2 に供試体の諸元を、図-4 に実験に使用した供試体の寸法を示す。覆工模型は打設後気中にて養生し、打設後 28 日経過後に実験を実施した。

実験においては、まず、ジャッキや反力用ばねの遊びをなくす目的で、载荷用油圧ジャッキ、反力用油圧シリンダの両方を用いて一様にジャッキ、シリンダ 1 本あたり 9kN（载荷板の载荷圧 0.1MPa）の初期荷重を与えて覆工を安定させた。その後、天端部に設置した载荷用油圧ジャッキにより覆工に鉛直下方に強制変位を与えることにより载荷を実施した。载荷方式は変位制御（平均载荷速度 0.1mm/min）とし、天端沈下量で変位 $\delta=40\text{mm}$ （トンネルの変形率 3.2%相当）まで载荷した。

(3) 実験結果の概要

天端を鉛直下方に载荷するため、ひび割れ、圧ざ等の変状は、曲げが大きくなる天端、アーチ両肩部を中心として発生する。図-5 に変状の進展を示すが、変状は、「①天端内側引張りひび割れ」⇒「②③アーチ両肩外側引張りひび割れ」⇒「④⑤アーチ両肩外側引張りひび割れ」⇒「⑥天端外側圧ざ」⇒「⑦アーチ右肩内側圧ざ」の順で発生し、その後、さらに 2 箇所ではひび割れが発生した後、「⑩⑪アーチ両肩部内側圧ざ」が発生した。

図-6 に実験の結果得られた荷重～変位関係を示す。変位 $\delta=1.2\sim1.6\text{mm}$ 程度で引張りひび割れ（①②③）

表-1 実験装置の諸元

载荷用油圧ジャッキ	設置箇所・本数	天端, 1 本
	最大载荷圧	500kN
	ストローク	250mm
反力用油圧シリンダ	設置箇所・本数	天端以外, 8 本
	ストローク	200mm
皿ばね	ばね定数	3, 000kN/m
载荷板の寸法		0.3×0.3m

表-2 供試体の諸元

材質	コンクリート（無筋）
強度	18.7MPa（28 日強度）
巻厚	150mm
奥行き	300mm
粗骨材の最大寸法	20mm

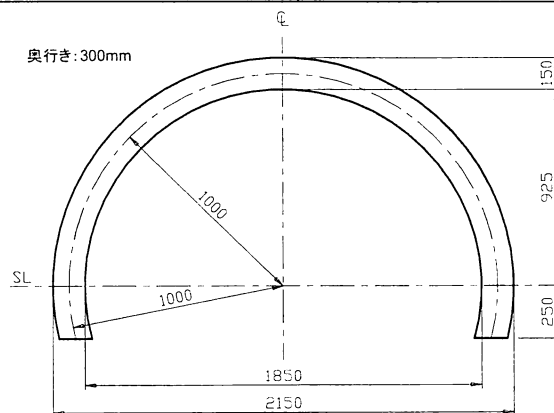
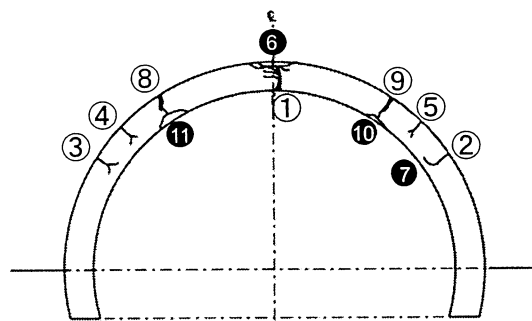


図-4 供試体の寸法



①～⑪：ひび割れの発生順
（白抜き数字 ⑥は圧ざを示す）

図-5 変状の進展

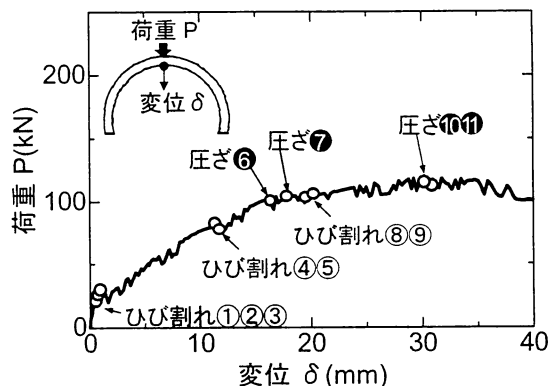


図-6 荷重～変位関係

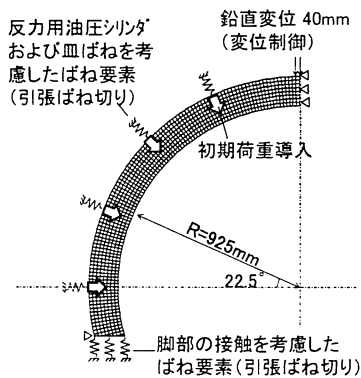


図-7 解析モデル

表-3 解析条件

	入力値	備考
単位体積重量 γ_t	23.5 kN/m ³	
圧縮強度 f'_c	1.87×10^4 kPa	実測値
引張強度 f_t	1.60×10^3 kPa	$0.23 \times f'_c{}^{2/3}$
弾性係数 E_c	1.55×10^7 kPa	実測値
引張弾性係数 E_t	1.60×10^7 kPa	$0.85 \times f'_c / 0.001$
シリンダ+皿ばねの合成ばね係数 K	1,500 kN/m	パラメータとして同定

表-4 解析ケース

	引張破壊の考慮	圧縮破壊の考慮
ケース1	引張破壊後応力一定	圧縮破壊後応力一定
ケース2	引張破壊後軟化	圧縮破壊後応力一定
ケース3	引張破壊後軟化	圧縮破壊後軟化

が入り剛性が低下するが、荷重は増加し続ける。変位 $\delta=16\text{mm}$ 程度で最初の圧ざ(⑥)が発生し、剛性がさらに低下する。その後、いくつかのひび割れの発生を経て、変位 $\delta=30\text{mm}$ 程度(トンネルの変形率に換算して2.4%程度)で圧ざ(⑩⑪)が発生した時に最大荷重となった。

4. シミュレーション解析の解析条件

次に、2. で示した解析手法により、3. で示した模型実験のシミュレーション解析を行った。

(1) 解析モデル

解析は簡単のため、2次元平面ひずみ状態を仮定した半割モデルにより行った。図-7に解析モデルを示す。覆工本体は2次元平面ひずみ要素でモデル化している。その他、反力用油圧シリンダおよび皿ばねをモデル化したばね要素、脚部の反力台との接触を考慮したばね要素を取り付け、天端部を実験と同様に鉛直下方に変位 $\delta=40\text{mm}$ まで変位制御にて載荷した。

(2) 解析条件

解析の入力値を表-3に示す。覆工コンクリートの圧縮強度 f'_c 、弾性係数 E_c については一軸試験の結果に基づく実測値を用いた。引張時の各種入力値については文献¹¹⁾に基づき決定した。

覆工周囲の反力ばねについては、まずは皿ばねのばね値 ($K=3,000\text{kN/m}$) を単純に与えて試算を行ったが、発生荷重が実験値よりも数十パーセント大きくなった。この理由としては、以下のことが考えられる。すなわち、実際の実験においては、反力用油圧シリンダについては予備荷重載荷後に弁を閉じて本載荷を行っているが、この際、シリンダについても反力を受けて若干変形していることが考えられる¹²⁾。すなわち、実際のばね値は皿ばねのばね値よりも小さいことが考えられる。反力用油圧シリンダのばね値も考慮した合成ばね値については、正確な値が不明であったため、本解析では同定解析を行い実験と解析とで荷重が良く合った $K=1,500\text{kN/m}$ を合成ばね値として用いて解析を行った。

(3) 解析ケース

解析ケースはコンクリートの引張破壊、圧縮破壊後の軟化考慮の有無の影響を把握するため、引張破壊および圧縮破壊後の軟化のモデル化の有無により表-4に示す3ケースを設定した。

5. シミュレーション解析の結果

(1) 変形

図-8にケース1を例に取り、変位 $\delta=40\text{mm}$ 時のトンネルの変形の状況を示す。ここで、ケース2, 3についても変形パターンはケース1と同様である。天端から鉛直下方に載荷するため、天端は沈下、アーチ肩〜SL付近にかけては外側に膨らむように変形する。なお、載荷を行うと脚部については曲げモーメントにより回転し、覆工外面の1点以外は上方に変位して反力台と離れ、結果的に覆工外面の1点をピン支持にして解析したのと同じ状態となった。この現象については実験でも同様の現象が確認されている。

(2) 荷重～変位関係

図-9に荷重～変位関係を示す。なお、ケース3については変位 $\delta=26\text{mm}$ 程度で不安定になり、解析を途中で終了した。変位の進展は(3)で後述するが、覆工に非線形性を考慮しているためいずれのケースも

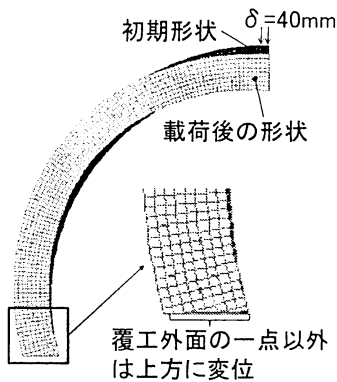


図-8 変形の状況 (ケース 1, $\delta=40\text{mm}$ 時)

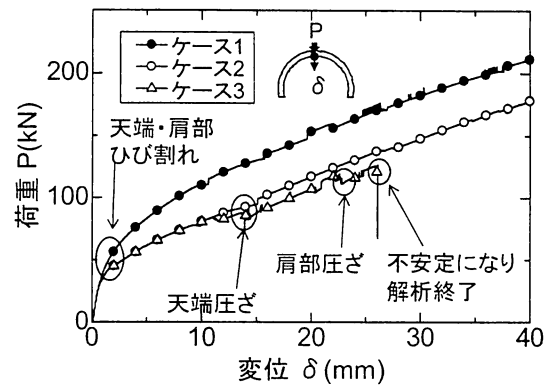
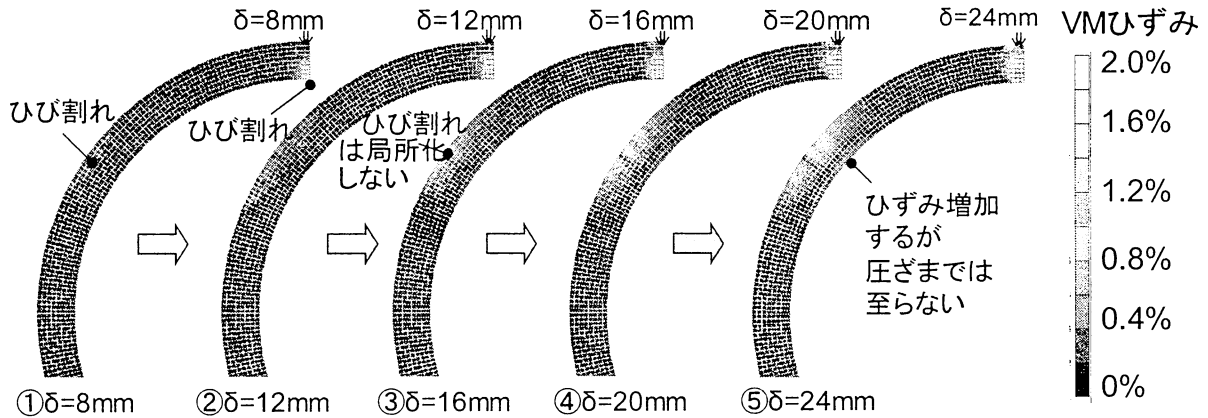
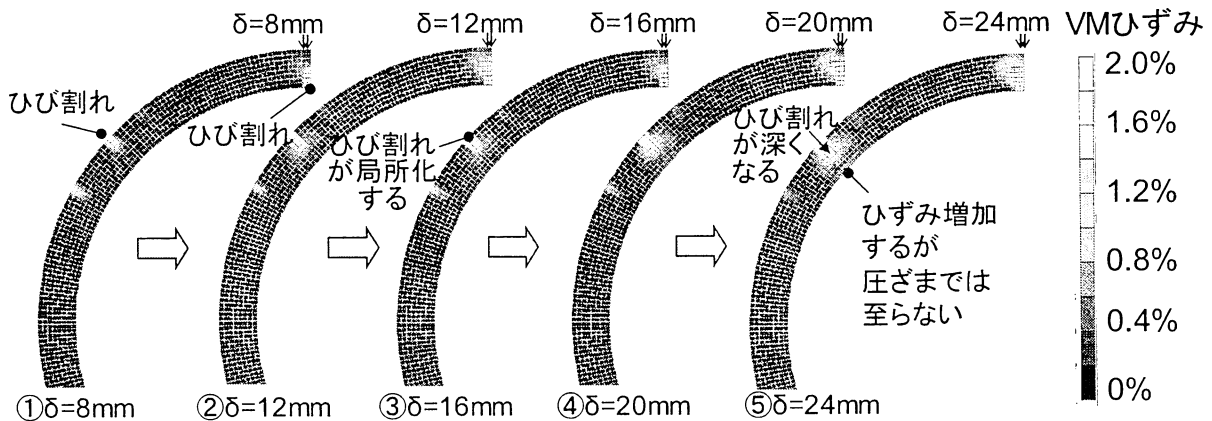


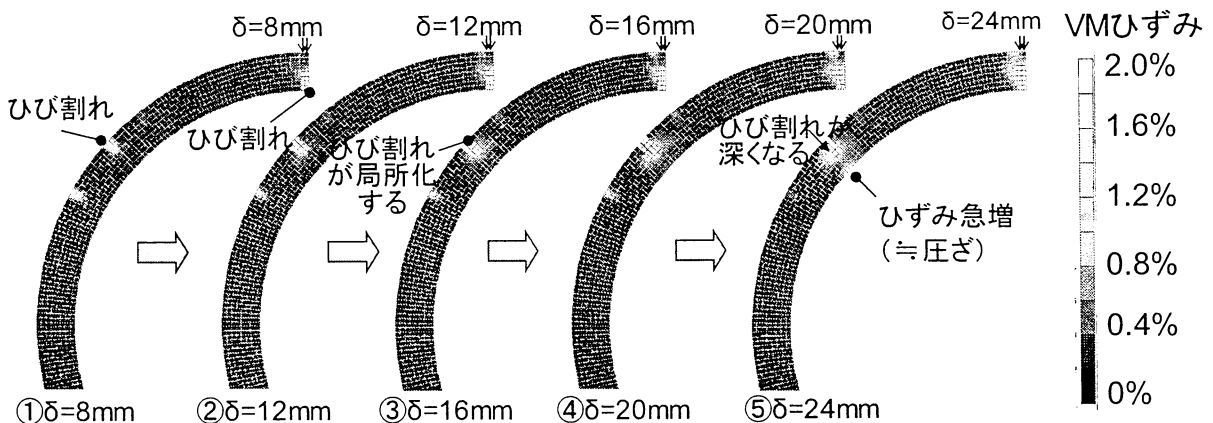
図-9 荷重～変位関係



(a) ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3

図-10 ひずみの分布の変化

ひび割れなどの変状の発生により剛性が低下している。まず、いずれのケースも変位 $\delta=1.5\text{mm}$ 程度でひび割れが発生し、剛性が低下する。ここで、引張破壊（ひび割れ発生）後の軟化を考慮したケース 2、3 ではケース 1 よりも引張破壊後の剛性の低下が大きい。ケース 2、3 については $\delta=14\text{mm}$ 程度で圧縮強度に到達して圧ぎが発生するが、ひび割れの場合と同様に、圧縮強度到達後の軟化を考慮したケース 3 では圧縮強度到達後に剛性の低下が確認できる。

(3) ひずみの分布

図-10 に各ケースについて、変位 $\delta=8,12,16,20,24\text{mm}$ 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(1))で表示している。

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

a) ケース 1

荷荷に伴い、アーチ肩部外側、天端内側が引張強度を超過して塑性化し、ひずみの大きい領域（引張ひび割れ）が生じる。変位 δ が大きくなるにともない、アーチ肩部外側と天端内側においてひずみが大きくなっていく。ただし、ケース 1 においては、引張破壊後の軟化を考慮していないため、引張ひび割れは局所化せず、荷荷が進むと特にアーチ肩部でひずみが大きい領域が拡大していく。また、ひび割れにて引張応力を負担するため、圧ぎは生じない。

b) ケース 2

ケース 1 と同様、引張ひび割れが発生する場所はアーチ肩部外側と天端内側であるが、引張破壊後の軟化を考慮しているため、最初に引張ひび割れが発生した箇所ではその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す領域が深く（＝ひび割れが深く）なっていくことも確認できる。これは図-5 でも示した無筋コンクリートのひび割れ発生形態と類似したものである。ただし、ケース 2 についても、圧縮強度到達後の軟化を考慮しないため、圧縮縁でのひずみの急増（圧ぎ）は見られない。

c) ケース 3

図-10 からわかるように変位 $\delta=14\text{mm}$ 程度まではケース 2 とケース 3 では荷重に差がない。このため、ケース 2 とケース 3 とで差が確認できるのは④ $\delta=20\text{mm}$ 程度からである。ケース 3 においては、特

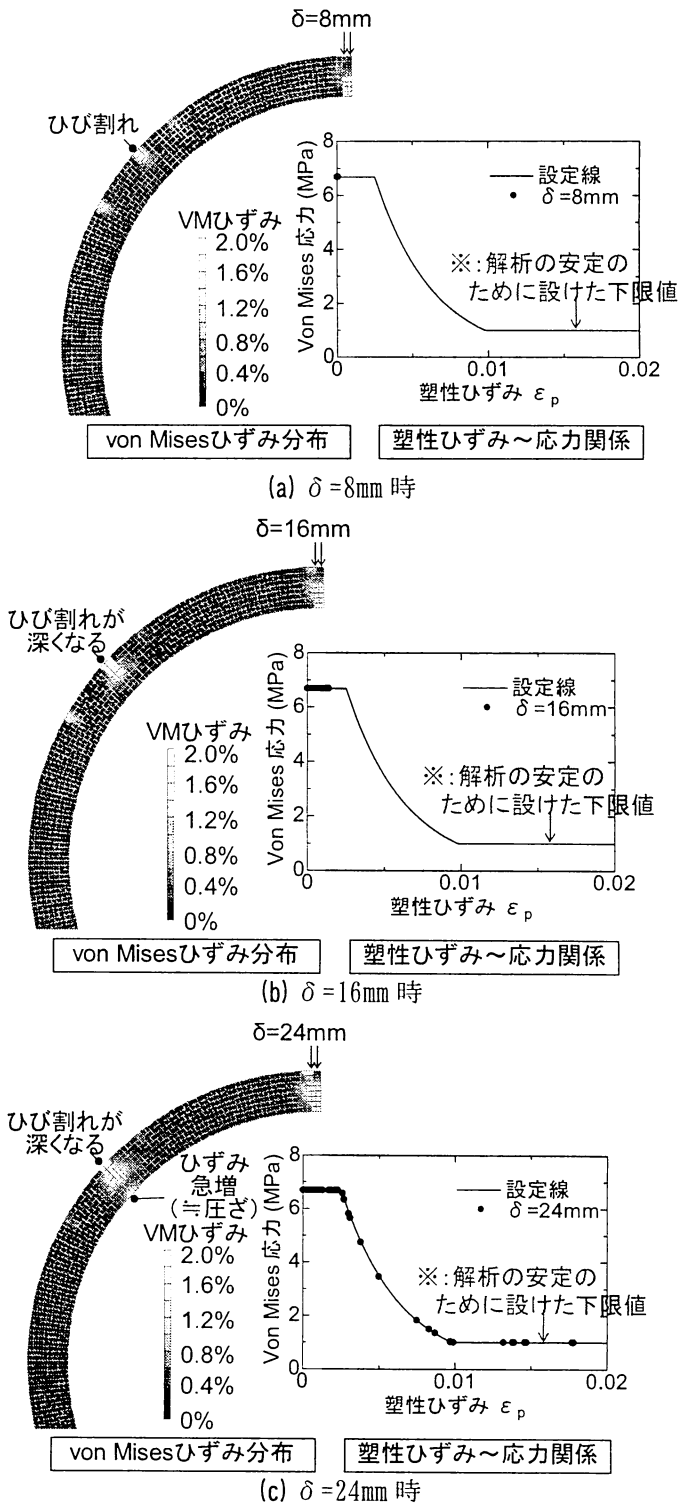


図-11 覆工内面側の要素のひずみの推移（ケース 3）

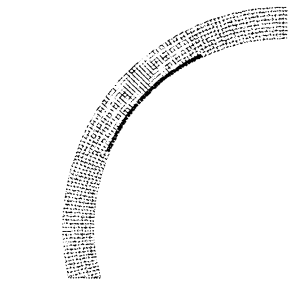


図-12 ひずみ～応力抽出要素

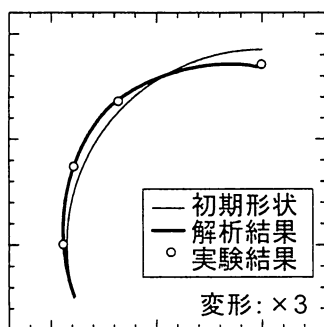


図-13 トンネルの変形の比較 ($\delta=24\text{mm}$)

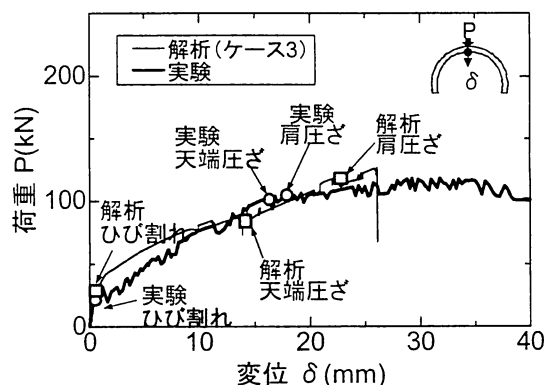


図-14 実験と解析との比較 (荷重～変位関係)

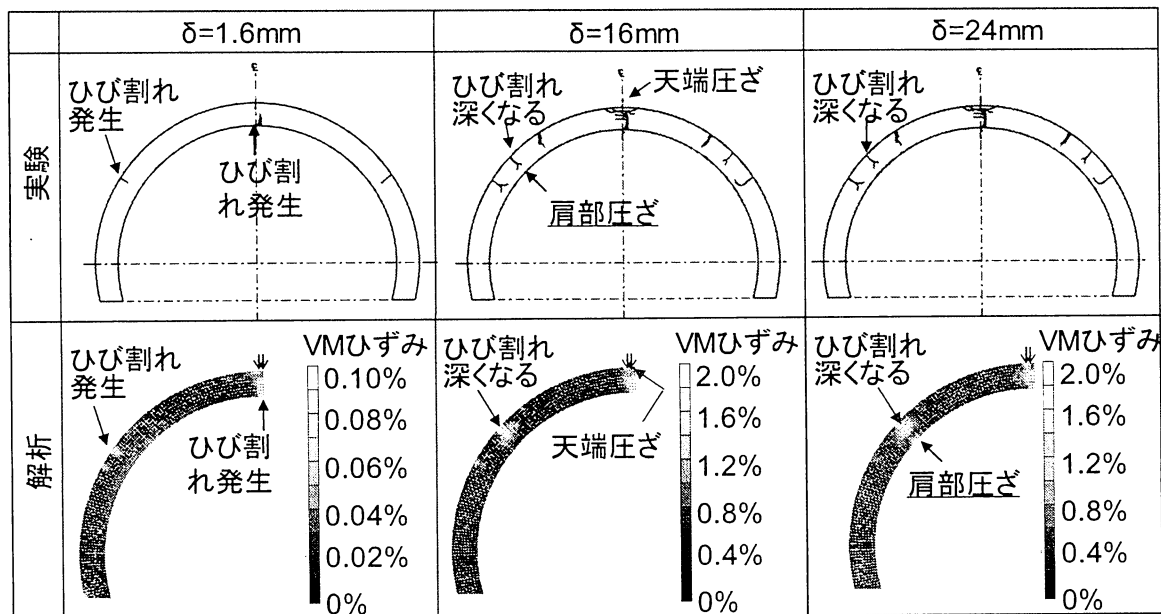


図-15 実験と解析との比較 (変状の発生)

に⑤ $\delta=24\text{mm}$ において、アーチ肩部の引張ひび割れの反対側（肩部内側）においてひずみが急増していることがわかる。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、実験における圧さ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。

(4) ひずみの推移

図-11 にケース 3 について、変位 $\delta=8, 16, 24\text{mm}$ 時の von Mises ひずみ分布と、覆工の内面側の要素の塑性ひずみ～von Mises 応力関係を示す。ここで、抽出した要素は図-12 に示すようにアーチ肩部のひび割れの反対側（内面側）の部分の要素である。

(a) 変位 $\delta=8\text{mm}$ 時はひずみ分布によれば覆工の内側ではまだ大きなひずみが発生していない時である。塑性ひずみ～応力関係によると、塑性ひずみもほとんど 0 であり、まだ圧縮強度への到達、塑性化は生じていない。

(b) 変位 $\delta=16\text{mm}$ 時はひずみ分布によればひび割れが深くなってきた時である。塑性ひずみ～応力関係によると、一部要素で圧縮強度への到達、塑性化の発生が見られる。

(c) 変位 $\delta=24\text{mm}$ 時はひずみ分布によればひび割れの反対側の覆工内面でひずみが急増している。塑性ひずみ～応力関係によると、一部要素で塑性ひずみの増加に伴い軟化が生じていることがわかる。なお、解析においては、解析の安定性を保つため、大きく軟化した場合でも応力が 0 にならないように応力に下限値を設けているが、要素によっては $15,000\mu$ を超えるひずみが生じている。

文献 9)によれば、ひずみが $10,000\mu$ 程度になると応力としても最大応力の 15%程度となっており、コンクリートの破壊が進み、応力が相当低下することから、圧さに近い状態にあることが想像されるが、図-11 から実験における圧さ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。

6. 実験結果との比較

(1) 変形

図-13は変位 $\delta=24\text{mm}$ 時に着目し、トンネルの変形（覆工内面の変位）について実験と解析の両者を比較したものである。図より、覆工内面の変位については解析は実験結果を良く表現できていることがわかる。また、このトンネルの変形分布より、今回同定解析により決定したシリンダ+皿ばねのばね係数（ $K=1,500\text{kN/m}$ ）についても妥当性があることが予想される。

(2) 荷重～変位関係

図-14は、荷重～変位関係について実験と解析の両者を比較したものである。4. (2) で示したとおり、反力ばねのばね係数をパラメータとして解析により同定したため当然ではあるが、実験と解析は良く一致している。また、図中に○□印にてひび割れ、圧ぎ発生時期を記入した。図より、肩部の圧ぎのタイミングが解析は実験に比べて少し遅いことが異なるがこれを除けば、発生のタイミングは実験と解析で大きな差は見られず、解析は実験を良く再現できているものと考えられる。

(3) 変状の進展

図-15は、変状の発生・進展について実験と解析の両者を比較したものである。ひび割れ、圧ぎの発生場所はいずれも天端あるいはアーチ肩部であり、実験と解析でよく一致していることが確認できる。

以上のことから、今回提案した、ひび割れの発生（引張破壊）による軟化挙動、圧ぎの発生（圧縮破壊）による軟化挙動を考慮することのできるコンクリートの構成則を組み込んだ非線形 FEM モデルにより、変状の発生状況や変位～荷重関係を再現できることがわかった。

7. まとめ

本研究により得られた成果を以下に示す。

- ①ひび割れと圧ぎを考慮できる解析手法により、無筋コンクリートのひび割れや圧ぎの表現が可能であることがわかった。
- ②1/5 スケール大型模型実験の再現解析を行い、変状の発生状況や変位～荷重関係を精度良く再現できることがわかった。

今後は、解析の精度を向上させるとともに、本手法を実際のトンネルの変形性能の解明に適用するこ

とを考えている。また、本研究をはじめとする一連の研究の成果は山岳トンネルの無筋コンクリートへの性能照査型設計法の導入に反映させて行く予定である。なお、本研究の一部は、京都大学、鉄道総研、鉄道・運輸機構により共同で行っている一連の「山岳トンネルの地震被害メカニズムと耐震性向上に関する研究」の一部であり、鉄道・運輸機構「運輸分野における基礎的研究推進制度」により実施したものである。

参考文献

- 1) トンネル標準示方書・同解説〔山岳工法〕：土木学会，pp.95-96，2006.
- 2) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：土木学会論文集，No.493 / III-27，pp.79-88，1994.
- 3) 木村定雄，建山和由，芥川真一，土門剛，杉本光隆：トンネルのデザインとマネジメント（1）－性能規定の必要性－，土木学会第 62 回年次学術講演会概要集，6-166，2007.
- 4) 清水満，栗須基彰，加藤正二：新潟県中越地震における鉄道トンネルの被害，トンネルと地下，Vol.36，No.11，pp.37-44，2005.
- 5) 齋藤貴，向山路一，田口芳範：新潟県中越沖地震における鉄道トンネルの被害，トンネルと地下，Vol.38，No.12，pp.49-57，2007.
- 6) コンクリート標準示方書 設計編：土木学会，pp.38-43，2007.
- 7) 松岡茂，益田彰久，松尾庄二，柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究，土木学会論文集，No.554 / III-37，pp.147-156，1996.
- 8) 松岡茂，益田彰久，武田康司，土井至朗：ひび割れ発生・進展に支配されたコンクリート構造物の解析モデル，土木学会論文集，No.620 / V-43，pp.1-13，1999.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 変状トンネル対策工設計マニュアル：鉄道総合技術研究所，pp.194-203，1998.
- 12) 砂金伸治，真下英人，義永茂司，馬場弘二，城間博通：トンネル覆工の耐荷力に関する基礎的研究，トンネル工学研究論文・報告集，Vol.11，pp.141-146，2001.