

トンネル覆工解析に関する一研究

A STUDY ON SIMULATION OF TUNNEL LINING

松岡 茂^{*}・益田 彰久^{*}

Shigeru MATSUOKA and Akihisa MASUDA

The frame analysis is extensively used in designing of tunnel lining. In order to enable frame analysis of lining which involves cracking and its development, this paper proposes modeling and analytical procedures of plain concrete members. The proposed model and analytical scheme allowed us to conduct frame analysis capable of including cracking behavior, by assuming pin connection or rotating spring at nodes where a crack occurs. In addition, the effectiveness of proposed technique was verified by comparison with results of experiments using tunnel models and those of finite-element analysis based on the failure mechanics of concrete.

keywords : frame analysis, tunnel lining, crack, fracture mechanics

1. はじめに

土木学会「コンクリート標準示方書」が昭和61年度に許容応力度設計法から限界状態設計法に改訂されており、今後トンネル覆工の設計も限界状態設計法に移行していくものと思われる。トンネル覆工に限界状態設計法を適用するためには、覆工の破壊性状等を把握し解析する方法を確立する必要がある。

今田ら¹⁾は、道路トンネル覆工を対象に覆工の耐荷力や破壊性状の実験を行っている。この実験報告によれば、トンネル覆工はその外周を周辺地山により弾性支承されたアーチ構造物と考えることができ、土圧等の外力により覆工部材の一部にひび割れが発生しても構造物は破壊に至らない。したがって、トンネル覆工の最終的な破壊荷重を算定するためにはひび割れが生じた覆工の挙動を追跡する必要があると報告しており、ひび割れを評価した解析モデルの必要性を述べている。また朝倉ら²⁾は、トンネル覆工の模型載荷実験からひび割れ部分をピンとしてモデル化した骨組解析で覆工の最終的な耐荷力を追跡できると報告している。しかしながら、このようなモデルではひび割れの発生・進展が考慮されておらず、ひび割れ発生位置を解析する前に限定しておく必要があるため、そのままトンネル覆工の耐荷力算定に用いることは困難である。筆者ら³⁾は、コンクリートの破壊力学における大きな特徴の一つである引張軟化曲線を考慮した有限要素法を用いることにより、トンネル覆工のひび割れ発生・進展を追跡することができることを報告している。このような破壊力学に基づく有限要素法はトンネル覆工のモデル化や収束判定等が比較的煩雑であり、トンネルの設計手法とすることは難しいと思われる。

そこで、本研究では無筋コンクリートのトンネル覆工に用いる設計方法の解析モデルを構築する目的で、ひび割れが発生した部材の変形挙動をモデル化した骨組解析を行った。

※ 正会員 鉄建建設株式会社 技術研究所

2. ひび割れ断面のモデル化

図-1に筆者らが有限要素法により解析した円環荷重実験の最大主ひずみ分布を示す。この円環荷重実験の詳細については峯本ら⁴⁾により行われており、図-2に示すような円環供試体の直径方向をP C鋼棒により拘束し、それに直交する直径方向から荷重を行ったものである。有限要素法では、対称条件を考慮して円環供試体の1/4の部分に対して計算を行った。図-1のひずみ分布に示すように、ひび割れ発生領域付近では大きなひずみが生じているが、その他の領域はほぼ一定のひずみ分布となっている。このことから、ひび割れ断面付近以外の部材は弾性状態を保持しているものと考えられる。また朝倉らの研究においても、ひび割れ断面をピンとしそれ以外の断面を弾性状態と仮定した骨組解析でトンネル模型荷重実験結果を追跡することができると報告されており、トンネル覆工の解析ではひび割れ断面挙動の評価が重要であると考えられる。そこで、本研究では無筋コンクリート部材のひび割れに注目してモデル化を行った。

2.1 ひび割れ断面における断面力のモデル化

ひび割れ断面における断面力を算定するために下記のような仮定を行った。

- ①ひび割れ断面以外の覆工は健全であることから、ひび割れ断面に作用する断面力は部材の図心に作用するものとする。
- ②ひび割れ面以外の部分は、平面保持されているものとする。
- ③コンクリートの圧縮応力とひずみの関係については、図-3に示す「コンクリート標準示方書」の二次曲線タイプに準拠するものとする。
- ④コンクリートの引張応力とひずみの関係については線形とし、その係数は図-3に示す曲線の原点における接線勾配とする。引張応力が引張強度に達した時点で、コンクリートにひび割れが発生するものとする。
- ⑤ひび割れ面では、応力の伝達は無いものとする。

これらの仮定に従うと、ひび割れ断面の応力・ひずみ分布は図-4に示すようになる。ひずみ分布は、ひび割れ先端から直線分布となり、ひび割れ断面に

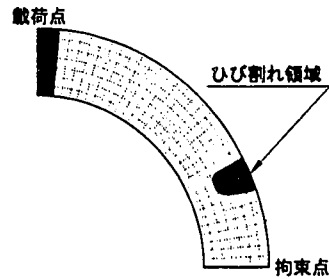


図-1 FEMによる円環荷重実験の最大主ひずみ分布図

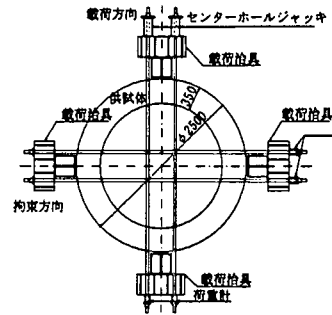


図-2 円環荷重実験

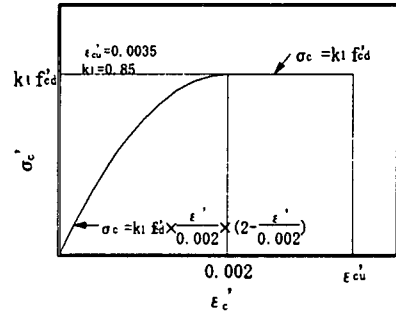


図-3 コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線

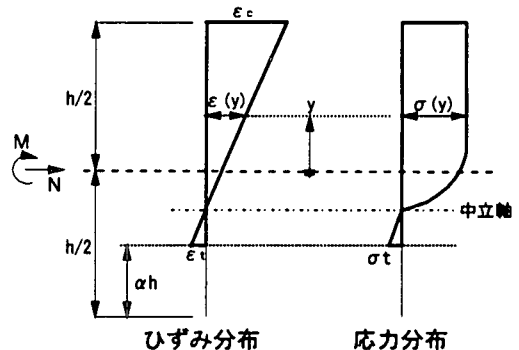


図-4 ひずみ、応力分布

おける断面力は式(1)に示すように表せられる。

$$N = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma(y) b dy \quad (1)a$$

$$M = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma(y) y b dy \quad (1)b$$

ここに、 N ：軸方向圧縮力、 M ：曲げモーメント、 y ：図心からの距離、 σ ：引張応力、 $\sigma(y)$ ：距離 y における応力、 ϵ ：引張強度におけるひずみ量、 $\epsilon(y)$ ：距離 y におけるひずみ量、 α ：部材高さに対するひび割れ深さの割合、 h ：部材高さ、 b ：部材幅である。

コンクリートの破壊力学では、ひび割れ先端には引張応力が伝達されるフラクチャープロセスゾーンが存在しているものと考えられており、このフラクチャープロセスゾーンが曲げ引張強度の寸法効果に大きく影響するものと考えられている⁵⁾。したがって、無筋コンクリート部材の断面力を正確に算定するためには、フラクチャープロセスゾーンで伝達する応力を考慮する必要があるものと考えられる。図-5に過去に行われた4点曲げ試験結果より得られた曲げ引張強度と部材高さの関係^{6) 7)}、および欧州の設計コードである CEB-FIP⁸⁾を示す。

これらはコンクリート強度が一定ではないため曲げ引張強度については部材高さ 10cm の曲げ引張強度により無次元化してある。この図-5より部材高さが大きくなるにつれ曲げ引張強度が低下していることがわかり、またトンネル覆工の一般的な覆工厚 (50cm 前後) では曲げ引張強度と引張強度との差は 20%程度であるので、本研究ではフラクチャープロセスゾーンで伝達される応力の影響は小さいものと考え、考慮しないこととした。

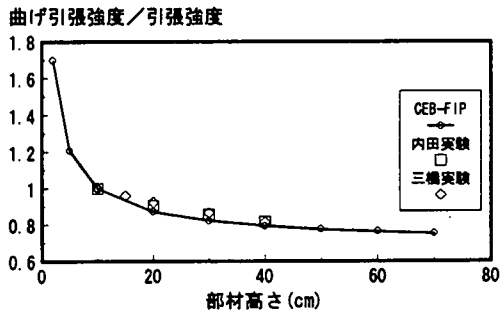


図-5 CEB-FIP による寸法効果則

2.2 ひび割れ断面における変形挙動のモデル化

ひび割れが発生したコンクリート部材の変形挙動のモデル化については、Riva ら⁹⁾が鉄筋コンクリート部材を対象とした報告を行い、ここで等価塑性ヒンジ長 (equivalent plastic hinge length) という概念を導入している。等価塑性ヒンジ長で生じる部材のたわみ角はひび割れ開口により生じる部材の回転角と同じになる、と定義することにより、ひび割れが発生した鉄筋コンクリート部材の変形挙動をモデル化している。また、等価塑性ヒンジ長は断面力の大きさおよび断面形状等の影響を受けるものであると指摘している。

無筋コンクリート部材におけるひび割れ断面の変形挙動をモデル化するのに際し、Riva らの提案している等価塑性ヒンジ長と同様の概念を仮定するものとする。この等価塑性ヒンジ長におけるたわみ角は、図-6に示すようにひび割れ開口により発生するひび割れ面の回転角と等しいものと仮定する。なお、等価塑性ヒンジ長は中立軸における長さとし、等価塑性ヒンジ端では平面保持が成り立つものとする。ひび割れ開

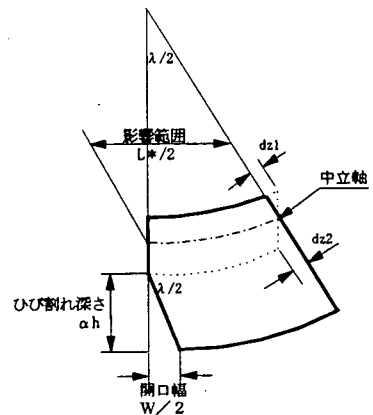


図-6 等価塑性ヒンジ長

口による回転角 λ は、式(2)のように表せられる。

$$\lambda = \frac{W}{\alpha \cdot h} \quad (2)$$

ここに、 W ：ひび割れ開口幅である。一方、等価塑性ヒンジ長間のたわみ角は両端の縁変形量から式(3)のようになる。

$$\frac{\lambda}{2} = \frac{dz_1 + dz_2}{(1 - \alpha)h} \quad (3)$$

ここで、 dz_1 ：圧縮側の縁変形量、 dz_2 ：引張側の縁変形量である。縁変形量は等価塑性ヒンジ長から式(4)で表される。

$$dz_1 = \varepsilon_c \cdot \frac{L^*}{2}, \quad dz_2 = \varepsilon_t \cdot \frac{L^*}{2} \quad (4)$$

ここで、 L^* ：等価塑性ヒンジ長、 ε_c ：圧縮側の縁ひずみ量、 ε_t ：引張強度における引張ひずみ量である。次に式(4)を式(3)に代入し式(5)を得る。

$$\frac{\lambda}{2} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{(1 - \alpha)h} \cdot \frac{L^*}{2} \quad (5)$$

ここで、式(2)の回転角と式(5)のたわみ角は等価であるため、等価塑性ヒンジ長は式(6)のように表せられる。

$$L^* = \frac{1 - \alpha}{\alpha(\varepsilon_c + \varepsilon_t)} \cdot W \quad (6)$$

無筋コンクリート部材では、ひび割れが深くなるとひび割れ断面の挙動は剛体変形に近づくものと推定される。そこで、等価塑性ヒンジ長は断面高さに対するひび割れ深さの割合 α の関数であると考え、式(7)で表すように仮定する。

$$L^* = (1 - \alpha) \cdot h \quad (7)$$

以上のように、ひび割れ断面では式(6)および式(7)を満足するような等価塑性ヒンジ長があるものとして、ひび割れ断面の変形挙動をモデル化することができる。

2.3 ひび割れを考慮したトンネル覆工骨組解析

ひび割れは、縁応力が引張強度に達した時点で発生するものと考え、ひび割れ発生断面力は式(1)により計算される。また、軸力がある値より大きくなると引張側の縁ひずみが引張強度に達する前に圧縮側の縁ひずみが圧縮限界ひずみ(3500 μ)に達するため、圧縮破壊が発生するものと考えられる。このような各状態における軸力と曲げモーメントを算定しておくことにより、部材に作用している断面力によりひび割れ・圧縮破壊の判定を行うことができる。

次に、ある軸力 N においてひび割れ深さ αh を仮定すると、式(1)によりひび割れ断面における応力・ひずみ分布、さらに曲げモーメントが決定される。この応力・ひずみ分布とひび割れ深さから式(6)、(7)によりひび割れ開口幅 W が計算され、式(2)により回転角 λ が決定される。順次 α を変化させていくことにより軸力 N における曲げモーメントと部材回転角との関係が得られる。軸力が小さい状態では、ひび割れ発生直後に曲

げモーメントが急激に低下する軟化領域が生じ、その後は曲げモーメントは増加せず回転角のみが増加する状態となる。最終的には、式(1)の断面力の釣り合い式を満足できなくなり計算を打ち切った。また軸力が大きい状態では、ひび割れが発生した後も曲げモーメントは増加し、圧縮側の縁ひずみが圧縮限界ひずみ(3500 μ)に達した時点で最終状態とした。これら各軸力における最終状態で構成される線は、ひび割れ断面における断面力の釣り合い式が成立しないか、または圧縮側縁ひずみが圧縮限界ひずみに達した状態を表すものであり、本研究における仮定条件下ではこの線を越えるような回転角は発生しない。したがって、これはひび割れ断面における回転角の限界線であると考えられ、部材変形に制限を与えるものとなる。

以上の判定基準を考慮した骨組解析の流れを図-7に示す。解析は荷重増分法により行うものとし、各荷重ステップで節点に生じる断面力とひび割れ発生断面力を比較、ひび割れ発生断面力を越える断面力が発生している節点をピンまたは回転ばねとして次の荷重ステップの計算を行った。想定した荷重以下で、構造体が不安定となった状態または節点の回転角が限界回転角に達した状態が生じた場合は、トンネル覆工が破壊したものとして計算を打ち切るものとした。ひび割れ発生断面力を越えた節点では、ひび割れ断面の挙動が軸力の大きさにより影響を受けることから、節点の軸力の大きさによりピンまたは回転ばねとした。

3. トンネル覆工の解析

3.1 トンネル模型実験の解析

前述のトンネル覆工解析フローに基づいて、朝倉らのトンネル模型載荷実験を解析した。載荷実験に用いられた供試体は新幹線標準トンネル断面を想定した縮尺 1/30 のモルタル造の模型で、図-8に実験の概要図を示す。この実験では、トンネル模型の周辺を地盤に相当する円筒ゴムで支持しており、実際のトンネル覆工が周辺地盤により弾性支承されている状態の再現に努めている。荷重は載荷板を介してトンネル模型に変位制御で載荷されたが、解析では集中荷重として計算を行った。モルタルの物性値、円筒ゴムのばね定数を表-1に示す。

骨組解析の解析条件はトンネル模型実験に合わせるため表-1の値を使用した。この条件から求めた骨組解析において使用するひび割れ発生断面力の計算結果を図-9に、ひび割れ断面における曲げモーメントと回転角との関係の計算結果を図-10に示す。これらの条件で図-11に示す解析モデルで骨組解析を行うと、覆工に作用する軸力は5kgf/cm程度であり、図-10からわかるようにこの軸力ではひび割れ断面では

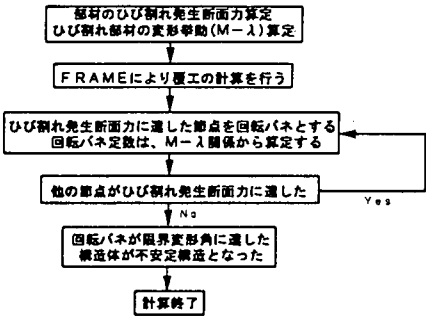


図-7 骨組解析フロー

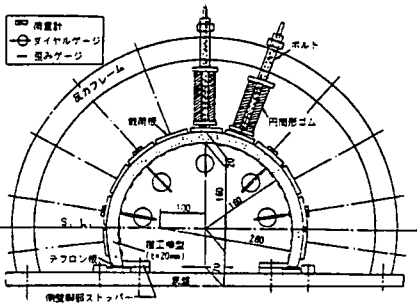


図-8 トンネル模型実験

表-1 解析条件

単位体積重量(g/cm ³)	1.89
一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	266.0
圧裂引張強度(kgf/cm ²)	23.0
静弾性係数(kgf/cm ²)	144000
ポアソン比	0.21
地盤ばね定数(kgf/cm)	110(1100)

()は覆工 60cm 厚の場合

ひび割れ発生直後の曲げモーメントの軟化領域を除いては回転角のみが増加している。このことから、骨組解析ではひび割れの発生した断面をピンでモデル化することとした。

解析結果を荷重と載荷点である天端部分の沈下量との関係で表したものを図-12に示す。またこの図には朝倉らによる実験結果と、さらに筆者らが報告した破壊力学に基づく有限要素法による解析結果もあわせて図示した。実験ではひび割れは載荷点である天端(図-12中●点)・アーチ両肩部分(同◆点)の順序でひび割れが発生し、その後はひび割れ発生断面のひび割れと反対側に厚さが発生するのみであった。有限要素法解析では同じく天端(同●点)・アーチ肩部分(同◆点)の順序でひび割れが発生し、その後脚部(同★点)でひび割れが発生するという解析結果を得た。骨組解析においては有限要素法解析と同じひび割れ発生の結果が得られ、最終的にスプリングライン付近にひび割れが発生した時点で構造体が不安定となり計算を打ち切った。このように骨組解析においても覆工の破壊形態を追跡できることが確認できた。

またそれぞれのひび割れ発生荷重、変位については、骨組解析結果と有限要素法解析結果では初期の段階で比較的近い値を示しているが、変位が進行した段階および実験結果ではあまり良い一致を得られていない。これは骨組解析では縁応力が引張強度に達した点をひび割れ発生として部材耐力の限界点としているのに対し、実験ではひび割れの発生を目視により確認しているため実際にひび割れが観測された時点では微視的なひび割れはすでにかなり進行してしまっていることに起因すると考えられる。またトンネル模型のように部材寸法が小さい場合寸法効果の影響は大きくなるが、本研究では寸法効果を無視してモデル化を行っている。反面、有限要素法のように部材のひび割れを追跡できる解析ではその結果に寸法効果を反映している。このような違いがそれぞれの結果の差となって現れている。しかし前述の破壊形態も含め全体的な傾向は骨組解析で表現されていると考えられる。

3.2 実物大トンネルの解析

次にトンネル模型実験が想定した新幹線断面のトンネル覆工(覆工厚 60cm)を対象として解析を行った。解析条件はトンネル模型実験と同じである。前項

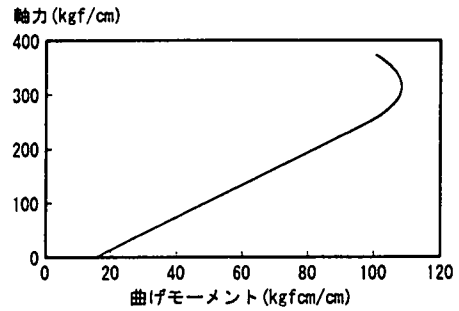


図-9 ひび割れ発生断面力(2cm厚)

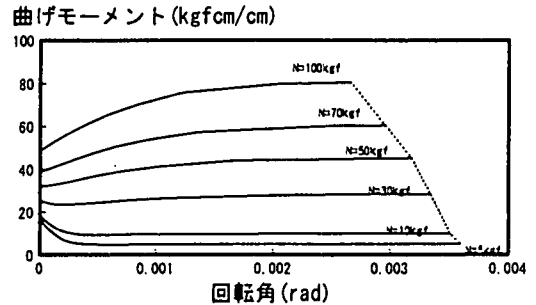


図-10 限界回転角(2cm厚)

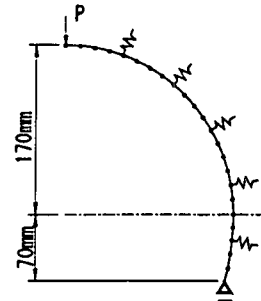


図-11 骨組解析モデル

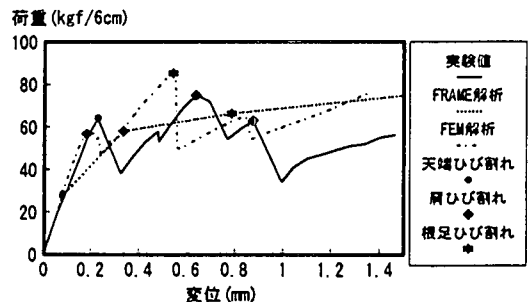


図-12 荷重-変位線図(2cm厚)

と同様、ひび割れ発生断面力を図-13に、ひび割れ断面における曲げモーメントと回転角の関係の計算結果を図-14に示す。覆工周辺のばね係数については、トンネル模型実験の値では覆工の変位により生じる地盤反力が小さく、覆工に作用する軸力も小さくなってしまふ。そのため最終的に覆工が圧縮破壊することなく不安定構造となる結果が得られてしまふ。そこで、覆工に圧縮破壊を生じさせる状態を得るために軸力が大きくなるよう、地盤バネ係数の値を10倍とした。そのためひび割れが発生した後の軸力は増加する傾向を示す。図-14により軸力が大きくなるとひび割れが発生した後も曲げモーメントが増加することから、骨組解析ではひび割れ断面を回転ばねでモデル化した。さらに図からわかるように、曲げモーメントと回転角との関係は軸力の大きさにより変化する。この解析モデルではひび割れの発生した時点でのひび割れ断面における軸力は約400kgfであり、さらにひび割れが発生した後も载荷の進行により軸力は増加する。そこで限界値に達するまでの軸力増加量を仮定して回転ばね定数を定め、解析結果による軸力増加量と仮定した軸力増加量が一致するまで繰り返し計算を行った。その結果、軸力は約2500kgfまで増加するという結果を得、よって図-14の破線に示すような回転ばね係数 k を定めた。また、解析結果の比較対象として実物大試験結果がないことから、前節と同様の破壊力学に基づく有限要素法解析を行った。

図-15に荷重と载荷点である天端部の変位量の関係を示す。有限要素法解析では、天端部にひび割れが発生した(図-15中●点)後、アーチ肩部に新たなひび割れが生じ(同◆点)、さらに荷重を载荷すると天端のコンクリートが圧縮限界ひずみに達した(同★点)。一方、骨組解析では天端部にひび割れが発生した後、新たなひび割れは発生せず天端の節点の回転角が限界回転角に達したため計算を打ち切った。なお、天端の節点が到達した限界回転角は、コンクリートの縁ひずみが圧縮限界ひずみに達した状態のものであり、有限要素法解析と同様に天端のひび割れ断面で圧縮破壊が生じたものと考えられる。荷重と変位曲線については、有限要素法解析と骨組解析で計算の打ち切り時点の最終変位が異なるが、骨組解析の最終変位に至るまでの挙動はほぼ一致している。

以上のことから、前節で提案した骨組解析フローによりトンネル覆工にひび割れが発生した以降の挙動を追跡することができるものと判断された。

4. まとめ

本研究では、トンネル覆工の設計に多く用いられている骨組解析により、ひび割れの発生・進展を考慮し

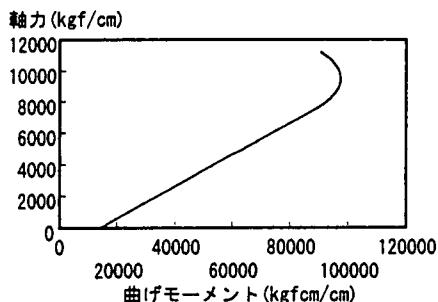


図-13 ひび割れ発生断面力(60cm厚)

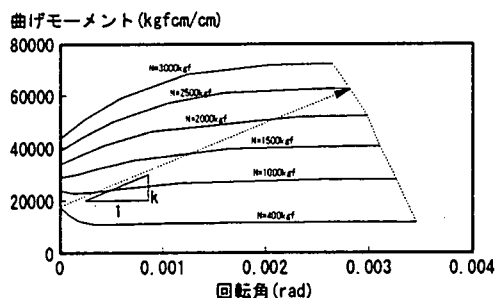


図-14 限界回転角(60cm厚)

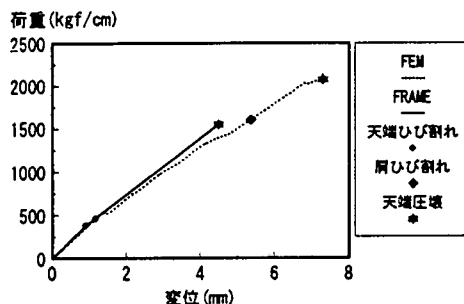


図-15 荷重-変位線図(60cm厚)

た覆工の解析を行うことを目的として、ひび割れが生じた無筋コンクリート部材のモデル化とトンネル覆工の解析を行った。その結果、骨組解析によりひび割れ発生・進展を考慮する解析フローを構築し、トンネル模型載荷実験結果および破壊力学に基づく有限要素法解析と比較することにより、解析フローおよび部材のモデル化の妥当性を検証した。本研究の成果をまとめると次のようになる。

- 1) 軸力と曲げモーメントが作用する無筋コンクリート部材では、2つの破壊形態が存在する。1つは、軸力が小さい場合に発生するもので、ひび割れ断面における断面力の釣り合いが取れなくなる破壊形態である。もう1つは、軸力が高い場合に発生するもので、ひび割れ断面のコンクリートひずみが圧縮限界ひずみに達する破壊形態である。
- 2) ひび割れ断面で、等価塑性ヒンジ長間のたわみ角とひび割れ開口によるひび割れ面の回転角は等価であると仮定すると、ひび割れ断面における断面力と回転角の関係が定まる。
- 3) 骨組解析において、ひび割れが発生したと判断される節点をピンまたは回転ばねとすることにより、ひび割れを考慮したトンネル覆工の計算をすることができる。

5. 参考文献

- 1) 今田 徹, 石橋 正穂, 平江 哲: トンネルコンクリート覆工の強度に関する実験報告(1), 建設省土木研究所資料, No. 921, 1974
- 2) 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, Vol. 493/Ⅲ-27, pp. 79~88, 1994. 6
- 3) 松岡 茂, 益田 彰久, 峯本 守, 梶原 雄三: トンネル覆工の破壊プロセスに関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, 1995 (投稿中)
- 4) 峯本 守, 鬼頭 誠, 梶原 雄三, 松岡 茂: トンネル覆工の限界状態設計に関する研究, 土木学会論文集第Ⅲ部門 (投稿中)
- 5) 堀井 秀之: フラクチャープロセスゾーン問題とコンクリート・岩石・セラミックスに対する破壊力学の体系化, 構造工学論文集, Vol. 35A, 1989
- 6) 内田裕市・六郷恵哲・小柳 治: 無筋コンクリートの曲げ破壊の実験結果, 破壊力学の応用研究委員会報告書, pp. 346-347, 1993
- 7) 三橋博三・野村希晶: 無筋コンクリートの曲げ破壊の実験結果, 破壊力学の応用研究委員会報告書, pp. 377-381, 1993
- 8) CEB: CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1991
- 9) P. Riva and M. Z. Cohn: Rotation capacity of structural concrete members, Magazine of Concrete Research, 46, No. 168, pp. 223-234, 1994. 9