

# トンネル覆工コンクリートの力学的挙動に関する研究

砂金 伸治<sup>1)</sup> 真下 英人<sup>2)</sup>

## Research on mechanical behavior of tunnel permanent lining concrete

Dr. Nobuharu ISAGO, Dr. Hideto MASHIMO

### 要旨

我が国では国土の 7 割以上が山地であるとともに、都市空間利用の高度化といった観点からトンネルの建設が不可欠である。本論文では、これまで実績と経験に基づいて設計や施工が行われてきているトンネル覆工の力学的挙動の解明を行った結果について報告する。特に、実大規模の載荷実験と数値解析による耐荷性の検討、および要素実験と実際のトンネルでの施工による耐久性の検討を通じて、覆工の構造耐力の向上やひび割れ発生や進展に及ぼす影響に関して、鋼繊維補強コンクリート等をトンネル覆工に適用する場合の効果を検証する。

キーワード：トンネル、覆工、耐荷力、耐久性、ひび割れ、鋼繊維補強コンクリート

### Synopsis

Construction of tunnel in Japan is essentially needed because the land is mountaineous and the usage of urban space area is highly advanced. In this report, the mechanical behavior of tunnel permanent lining, which is designed and constructed on the basis of past experience, is clarified. As for the performance of load-bearing through full-scale model test and numerical analysis and the performance of durability through element experiment and test construction in field, the improvement of load-bearing capacity and the effect on crack occurrence and development of tunnel lining are examined, when the reinforcement materials such as steel fiber reinforced concrete are adopted for tunnel lining.

- 1) 独立行政法人土木研究所 道路技術研究グループ トンネルチーム 主任研究員
- 2) 独立行政法人土木研究所 道路技術研究グループ長

# トンネル覆工コンクリートの力学的挙動に関する研究

## 目 次

|                                           |    |
|-------------------------------------------|----|
| 1. 序論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・             | 1  |
| 1. 1 研究の背景・・・・・・・・・・・・・・・・                | 1  |
| 1. 2 研究の目的と本論文の構成・・・・・・・・                 | 2  |
| 2. トンネル覆工コンクリートの耐荷性・・・・・・・・               | 3  |
| 2. 1 概説・・・・・・・・・・・・・・・・                   | 3  |
| 2. 2 外力作用時の挙動に関する実験的考察・・・・・・・・            | 3  |
| 2. 2. 1 実験方法・・・・・・・・・・・・・・・・              | 3  |
| 2. 2. 2 実験結果と構造耐力向上に関する考察・・・・・・・・         | 5  |
| 2. 3 外力作用時の挙動に関する解析的考察・・・・・・・・            | 11 |
| 2. 3. 1 フレーム解析・・・・・・・・・・・・・・・・            | 12 |
| 2. 3. 2 ひび割れの進展を考慮した有限要素解析・・・・・・・・        | 17 |
| 2. 3. 3 実トンネルに対する構造耐力の一試算・・・・・・・・         | 22 |
| 2. 3. 4 解析に関する知見とまとめ・・・・・・・・              | 25 |
| 2. 4 覆工コンクリートの耐荷性に関する知見・・・・・・・・           | 25 |
| 3. トンネル覆工コンクリートの耐久性・・・・・・・・               | 28 |
| 3. 1 概説・・・・・・・・・・・・・・・・                   | 28 |
| 3. 2 温度・乾燥収縮ひび割れの抑制効果に関する要素実験・・・・・・・・     | 28 |
| 3. 2. 1 要素実験の概要・・・・・・・・・・・・・・・・           | 28 |
| 3. 2. 2 実験条件・・・・・・・・・・・・・・・・              | 29 |
| 3. 2. 3 実験結果・・・・・・・・・・・・・・・・              | 31 |
| 3. 2. 4 要素実験に関する知見とまとめ・・・・・・・・            | 36 |
| 3. 3 鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工の現地試験施工・・・・・・・・ | 36 |
| 3. 3. 1 試験施工トンネルの概要・・・・・・・・・・・・・・・・       | 36 |
| 3. 3. 2 覆工コンクリートの諸元・・・・・・・・・・・・・・・・       | 38 |
| 3. 3. 3 試験施工結果・・・・・・・・・・・・・・・・            | 38 |
| 3. 3. 4 現地試験施工に関する知見とまとめ・・・・・・・・          | 40 |
| 3. 4 覆工コンクリートの耐久性に関する知見・・・・・・・・           | 41 |
| 4. 結論と今後の方向性・・・・・・・・・・・・・・・・              | 43 |

# 1. 序論

## 1.1 研究の背景

我が国では国土の7割以上が山地であり、また、都市空間利用の高度化といった点からトンネルの建設が不可欠である。その用途は道路や鉄道、上下水道など多岐にわたっており、トンネルの断面形状や施工法、維持管理の方法も様々である。我が国の道路トンネルの建設技術は、自動車の登場や高速自動車国道の整備開始に伴い飛躍的に進歩した。その結果、現在のトンネル本数や総延長はそれぞれ約9,500本、約3,400kmとなり、国際的に見ても道路トンネルへの依存が高い状態となっている<sup>1,1)</sup>。また、近年においても道路トンネルの建設箇所が増加しており、同時にサービスの向上を目的としてトンネルの大断面化や断面の扁平化が進んでいる現状にある。

山岳部の道路トンネルの建設は、主として山岳工法、特に NATM と呼ばれる工法により行われている。NATM では、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工により構成される「支保工」と称される部材を主に使用し、地山の変形をある程度許容することにより地山自体が本来持っている力学的な性質も部材(支保)の一部として活用し、地下空洞を形成する工法となっている。また、これらの支保工と呼ばれる部材以外に、その内側に施工される「覆工」と称される部材があり、さらに、支保工と覆工の間には防水シートを施し、トンネル構造を構成している。

道路トンネルの建設は主として、計画、調査、設計、施工といった段階に分けられる。そのうち、トンネルの建設で他の構造物の建設と異なる考え方を取るの、設計や施工であるといえる。トンネルの設計を指す場合、主として、トンネルの支保工や覆工の設計を示す場合が多い。その大きな特徴は、支保工については、作用する外力が明らかな他の構造物と異なり、弾性波探査等の事前調査結果に基づいて当初設計で定められた規模、すなわち支保パターンを、施工時のトンネル内の観察や計測結果に基づき、地山の条件に適合した規模となるよう必要に応じて、施工中に随時変更していくことにある。このような手法が用いられる理由として、計画段階で、当初設計を行う場合に必要となる地形や地質の状況について、トンネルの全延長にわたって当初設計を完全に確定できるほどの高精度の地質調査法が、完全に確立されているとは言い難いということがある。また、支保パターンは、地山の硬軟等を基にした地山分類表<sup>1,2)</sup>によって定

められているが、その地山分類の方法が理論に基づいたものではなく、過去の実績や経験によって定められていることもある。さらに、掘削に伴いトンネルに作用する荷重は、地山条件に応じて変化し、概念的にしか説明できないことも挙げられる。これらの点により、トンネルの設計は過去の実績や実績によるとされるところが非常に大きい。

また、トンネルの覆工については、NATM によって建設される場合は、支保工の変形が概ね収束してから覆工が施工される。そのため、支保工のみでは地山からの荷重を負担できないと判断される場合や、地下水圧が無視できない場合など、明らかに作用する荷重を考慮しなければならないトンネルを除いて、原則として覆工には荷重が作用しないと想定する。よって、施工面の制約やトンネル構造自体が線上に長い構造物であるといった理由も相まって、覆工の厚さは予め定められた標準の厚さを用いる場合が多く、覆工の設計は、上記の特殊な条件を除いて通常は行われなことが多い。

しかしながら、トンネルの覆工はトンネル構造の最終的な安全性を担保するとともに、トンネルの通行者・利用者が日常的に目にする構造物である。そのため、標準的な厚さを用いることが多い一方で、トンネルの覆工には供用性に関する機能、不確定要素に対する安全率の付与に関する機能等が期待されている<sup>1,3)</sup>。近年ではトンネルの構築が困難である不良地山や、変形に対する制約が非常に大きい、地下水位の問題が存在する都市部において、トンネル建設が行われるケースが増えてきている。そのため、支保工のみではトンネル構造の安定性を保持することが困難なことから、覆工に対して力学的な構造部材としての働きを期待する例が増えつつあり、場合によっては力学的な機能をも期待されている。この場合は、実施されることが少なかった解析的手法を用いて覆工を設計することになるが、これまでは、ある荷重を想定し、その荷重に対して発生する部材の断面力をフレーム解析や有限要素解析により求め、発生する断面力が部材断面耐力以上となる断面があれば、何らかの対処を行い、覆工の諸元を決定することがほとんどであった。しかし、覆工構造が全体として安定を保つことが可能な耐荷力を構造耐力と定義するならば、一部の部材が部材断面耐力に達しても、構造耐力に対しては余裕を持った設計となっている可能性が高い。しかし、これまでは実際のトンネルの規模に対する構造耐力に関する知見が乏しく、構造耐力の考え方を設計に反映させた事例はほとんどない。

よって、覆工コンクリートの耐荷性を向上することが可能となれば、より安全で力学的にも優れた支保構造の

提案が可能となると考えられる。その方策として、上述した耐荷力に関する知見を得ることや、従来の覆工よりも強度の高いコンクリートや繊維で補強したコンクリートといった新たな材料を覆工に導入することにより、合理的な構造の構築が可能となり、地山等の条件によってはコストの縮減効果を期待できる構造の提案が行うことができると考えられる。

また、昨今の構造物からのコンクリート片の剥離・剥落の発生等に対する対応が急務であり、トンネル構造においても安全性の向上が求められている。覆工コンクリートの剥離・剥落に対する安全性を向上させるためには、覆工コンクリートの耐久性の向上が考えられ、そのためには様々な面からのアプローチが必要となる。現在、トンネル覆工の構築では、施工上の制約から、天端部分の締固めが不完全になることも多く、コンクリートの材料分離等によるひび割れの発生等が課題となっている。その改善のために施工面においては、養生方法の改善や締固めの工夫といった種々の取り組みがなされてきているが、必ずしも完全に効果を上げているとは言い難い。そのため、施工面からだけではなく設計面からも覆工コンクリートに発生するひび割れへの対応を検討する必要がある。ひび割れの発生には種々の要因があるが、安全性の確保や長期の耐久性を向上させようとする場合には、方策のひとつとして覆工コンクリート打設後の温度・乾燥収縮に伴い発生するひび割れに対する配慮が必要であると考えられる。しかし、トンネルの覆工コンクリートにおいて、温度・乾燥収縮によるひび割れに与える母材コンクリートの影響や周辺環境条件との関連性等に関して解明されているとは言い難い状態にある。

よって、覆工コンクリートの耐久性を向上することが可能となれば、健全な構造である状態をより長く保つことができ、道路としてのサービスの提供を高い水準で確保できると考えられる。加えて、覆工コンクリートの点検・観察の一層効率的で効果的な実施を行うことができる可能性もあり、コストの縮減にもつながると考えられる。

以上の背景のもと、これまで構築されてきた従来の構造が有する力学的な特性や挙動を把握を通じて、トンネル覆工の耐荷性と耐久性に関するメカニズムを解明し、設計法への反映に関する検討を行う必要があると考えられる。

## 1.2 研究の目的と本論文の構成

トンネル覆工の抱える課題は多く、より合理的で経済

的な設計法を提案するためには上述した課題の解決が必要である。これらの課題を大きく分類すれば、トンネルの覆工に対する耐荷性、耐久性といった力学的挙動を表しているものであると言える。よって、これらの力学的挙動を明らかにし、その知見をもとに、設計法への反映を考えることが、より経済的で合理的な覆工コンクリートの構築へつながるものと考えられる。

そこで本研究では、合理的で力学的にも安定なトンネル覆工コンクリートの設計法の確立を行うために、耐荷性および耐久性の観点から現在のトンネル覆工コンクリートの力学的挙動を分析する。また、上記の各性状を改善する効果を把握する目的で、既存のトンネル覆工コンクリートよりも強度の高いコンクリートや繊維で補強したコンクリートといった新たな材料を覆工に導入した場合の力学的挙動について検討を行う。

具体的には、2章において、覆工の耐荷性に関して着目し、覆工に使用する材料条件や覆工に作用する荷重条件が、覆工の力学的な挙動に与える影響を検討し、現状の条件の場合と、それに対比して、特に鋼繊維補強コンクリート(SFRC)を使用した場合の補強や耐荷力の向上に与える効果を明らかにする。さらに、部材断面耐力や構造耐力の再現に適する解析手法の検討を行い、耐荷性を数値解析により評価する場合の着目点を明らかにする。

引き続き、3章において、覆工コンクリートの耐久性に関して着目し、覆工に使用する材料条件や覆工を取り巻く環境条件が、覆工コンクリートに発生するひび割れの発生に与える影響を検討し、現状の条件の場合と、それに対比して、特にSFRCを用いた場合の耐久性の向上の効果を明らかにする。さらに、実際のトンネルにおいて覆工コンクリートにSFRCを用いた場合の試験施工を通じて、ひび割れ抑制の効果等を把握する。

さらに、4章において、2章および3章から得られた知見を踏まえ、結論としてまとめるとともに、道路トンネルの覆工コンクリートの設計法への反映について考察するとともに、耐荷性や耐久性が改善されることによる新たな構造の可能性や設計法の考え方について述べる。

## 参考文献

1. 1) 全国道路利用者会議：道路統計年報(2008年度版)ほか、平成20年8月
1. 2) (社)日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、平成15年11月
1. 3) 日本道路公団：設計要領第三集、平成9年10月

## 2. トンネル覆工コンクリートの耐荷性

### 2.1 概説

トンネルの覆工には期待される性能として種々のものが考えられており、それらが組み合わせられて構築されている。この構造に対して、地山条件や材料の特性を考慮して力学的な挙動を明らかにすることが可能となれば、従来の覆工よりも強度の高いコンクリートや鋼繊維で補強したコンクリートといった新たな材料を覆工に使用することが可能となり、地山等の条件によっては覆工の薄肉化といった安全性を確保した状態でコストの縮減が可能な構造の提案が行うことができると考えられる。

また、特殊な地山条件等により、覆工に力学的な性能を付加し、解析的手法を用いて覆工を設計する場合、一般的には、発生している断面力がひび割れ深さや圧縮の限界に達することで耐荷力が決定される部材の断面耐力（以降、部材断面耐力と称する）以上となる断面があれば、何らかの対処を行い、覆工の諸元を決定する。しかし、覆工にひび割れが発生してもトンネル自体が使用できるように、一部の断面で部材断面耐力に達しても、覆工の全体の挙動を考えれば、余裕を持った設計となっている場合も多い。地山条件や想定する荷重条件、対象とする現象の発生頻度によっては、設計面で想定する耐荷力を構造的な不安定な状態に達するまで期待することにより、さらに合理的な設計が可能になるものと考えられる。

本章では、トンネル覆工が破壊を生じたり、構造体として不安定に至った状態の荷重（耐荷力）を「構造耐力」と定義し、覆工コンクリートに使用する材料条件、および作用する荷重条件がトンネル覆工の構造耐力に及ぼす影響と、構造耐力が決定されるメカニズムの解明を図る目的で実大規模の載荷実験を実施した結果について述べる。特に、鋼繊維補強コンクリート（以降、SFRC と称する）を使用した場合のその補強効果や構造耐力の向上に与える効果について、ひずみやひび割れの発生およびその進展と構造耐力や部材断面耐力との関連性を分析した結果を論じる。

次に、覆工構造の構造耐力を考慮した設計法の導入の検討を目的とし、初めに、現在多用されているフレーム解析を取り上げ、部材断面耐力を評価するプロセスを通じて、その長短所を論じる。引き続いて、ひび割れの進展を考慮した有限要素解析（以降、ひび割れ進展 FEM 解析と称する）のトンネル覆工の設計への適用性を検証するために、部材断面耐力によって決定される耐荷力と構造

耐力によって決定される耐荷力の差異について、載荷実験結果を用いた検証を行い、構造耐力および破壊メカニズムの解析上での再現の可能性について検討する。そして、数値解析の実務への適用性を示した後に、実トンネルを対象としたケーススタディを実施し、荷重の形態や地山条件が耐荷力に及ぼす影響を、材料条件を加味して検討を行い、トンネル覆工コンクリートの耐荷性に関する知見を示す。

### 2.2 外力作用時の挙動に関する実験的考察

#### 2.2.1 実験方法

##### (1) 実験装置と供試体の作製

写真-2.1 に実験に使用した載荷実験装置の全景を示す。載荷実験装置は土木研究所のトンネル覆工載荷実験装置<sup>2.1)</sup>を使用した。載荷は10度ピッチで17断面、1断面当たり2段で設置（位置は高さ方向に下から30cmと70cm）されている油圧ジャッキにより行うことができる。載荷にあたっては、ジャッキと供試体の間に鋼製の載荷板を取り付け、トンネル中心方向に載荷を実施した。

図-2.1 に実験に使用した供試体の概要を示す。載荷実験装置に2車線断面トンネルを模擬した外径970cm、高さ100cmの半円形の供試体を、トンネルを輪切りにして水平に寝かせるような形で設置し、実験を実施した。なお、供試体の高さは、実際にはトンネルの軸方向の長さに相当する。また、厚さについては、現在の覆工コンクリートの厚さとして用いられている30cmの場合と、薄肉である20cmの場合で実施した。また、供試体の支承部分は、鉛直方向と水平方向の変位を固定し、回転変位を自由とするものである<sup>2.2)</sup>。なお、以降の説明のため、本研究において、座標系を図-2.1に示すように定義する。すなわち、トンネル覆工を内面側から見て、右側の脚部を0度、天端部を90度、左側の脚部を180度とする。

供試体の作製は、コンクリートの打設圧に耐えうるように補強した木製の型枠にレディミクストコンクリート



写真-2.1 載荷実験装置の全景

をミキサー車から直接打ち込むことにより行った。打込み後は表面の乾燥を防ぐために養生シートで養生し、脱型は材齢3日以上とした。また、コンクリートの補強材として想定する鋼繊維や樹脂繊維の混入は、現場にてコンクリートを打ち込む前にミキサー車に直接投入し混合した。加えて、鉄筋を配置する場合は鉄筋の組み立ておよび型枠組みを実験装置のある施設で直接行い、それにプレーンコンクリートを打ち込む形とした。

## (2) 荷重方法

供試体に作用させる荷重の状態は「荷重形式」と称し、それぞれ荷重形式A、Ad、B、B'、およびCとした。表-2.2にそれぞれの形式ごとの荷重の状態と、その荷重形式と実際の現象との関連、加えて、荷重を行った場合に供試体が至る最終状態の内容を示す。ジャッキの制御方法は、実験の目的に応じて荷重制御と変位制御を選択することとし、荷重形式A、Cは荷重制御、荷重形式Ad、BおよびB'は変位制御としている。なお、荷重形式Cを除いた各形式では、予備荷重を実施した後本荷重を実施している。予備荷重とは、供試体に所定の荷重を与えて軸力を導入し、本荷重で地盤反力ばねとして使用するジャッキと供試体を密着させることが主目的である。

## (3) 使用材料

供試体の使用材料として、プレーンコンクリート、SFRC、樹脂繊維補強コンクリート、および単鉄筋による補強コンクリートの4種類を使用した。道路トンネルの覆工コンクリートの配合は施工する地域によって若干の差があるものの、道路トンネル技術基準(構造編)・同解説<sup>2.3)</sup>に基づいた配合を参考にして用いている。表-2.3に実験に使用した供試体の諸元を示す。実験で目標とした供試体の一軸圧縮強度は原則として $18\text{N/mm}^2$ であるが、荷重形式Cにおいては実験の制約から $13.5\text{N/mm}^2$ とした<sup>2.4)</sup>。

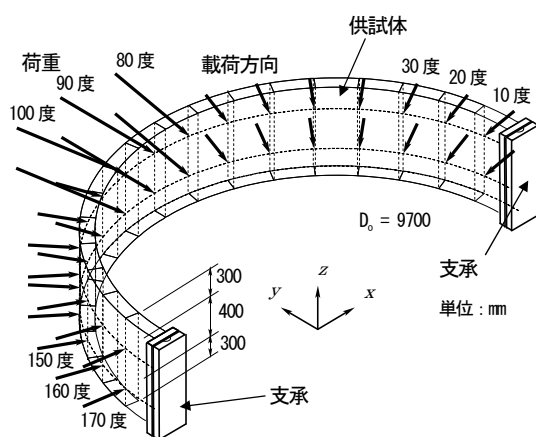


図-2.1 供試体の概要図と座標系の定義

供試体のスランブは打込み時を12cmとし、鋼繊維や樹脂繊維を混入させたケースでは、混入前で15cmまたは18cmとして、混入後で12cmとなるようにした。なお、本研究における荷重実験は長期間にわたって実施したが、従前は覆工コンクリートのスランブは12cmと規定されていた<sup>2.5)</sup>。その後の実績の蓄積や技術の進展に伴い、現在の技術基準では15cmと規定されている<sup>2.3)</sup>。また、SFRCは、繊維長30および60mm、混入率0.3および0.5%とした。樹脂繊維補強コンクリートは、繊維長50mm、混入率0.5%とした。また、鉄筋を配置して補強したケースについて

表-2.2 荷重形式とその内容

| 荷重形式                            | 荷重の状態 | 実際の現象との関連                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 供試体の最終状態                                            |
|---------------------------------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| A<br>(荷重制御)<br><br>Ad<br>(変位制御) |       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・上部から緩み荷重が作用したと想定</li> <li>・10度ピッチの17断面で、20kN/本の荷重で全ジャッキにて軸力を導入</li> <li>・80～100度部分(図-2.1の座標系参照)で荷重を継続、残りはジャッキのバルブを閉め、地盤反力ばねに模擬</li> <li>・供試体の破壊まで荷重を継続</li> <li>・荷重形式Aと同様だが変位制御で実施</li> <li>・20kN/本の軸力の導入までは荷重制御、その後は変位制御</li> <li>・強制変位量は90°と80°および100°のジャッキに対して、強制変位の割合を8.5で付与(荷重形式Aの結果を参考、荷重荷重が同程度となるように決定)</li> </ul> | 全体的に軸力の影響が大きく、天端部の外側と肩部の内側で圧縮の限界に到達する               |
| B、B'<br>(変位制御)                  |       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・覆工の天端および肩部背面に空洞が発生している状態で上部から荷重が作用すると想定・10～40度、90度および140～170度の9断面で軸力を導入</li> <li>・その後、90度部分のみで荷重を継続、残りはジャッキのバルブを閉め、地盤反力ばねに模擬</li> <li>・軸力導入は荷重形式Bで10kN/本、荷重形式B'で4～8kN/本(供試体の厚さにより変更)</li> <li>・荷重は荷重可能な最大荷重を越えたと判断できるまで継続</li> </ul>                                                                                      | 肩部で曲げの影響が大きく現れ、天端部内側、肩部の外側、側壁部の内側でひび割れ発生、供試体が不安定に至る |
| C<br>(荷重制御)                     |       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・トンネルに等方的に土圧が作用することを想定</li> <li>・10～170度の17断面のジャッキで等荷重で荷重</li> <li>・供試体の破壊まで荷重を継続</li> </ul>                                                                                                                                                                                                                               | 全断面で圧縮となり、圧縮の限界に到達する                                |

表-2.3 実験に使用した供試体の仕様

| ケース番号 | 使用材料(コンクリート) | 厚さ(mm) | 設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> ) | 繊維長(mm) | 繊維混入率(体積比、%) | 荷重形式 |
|-------|--------------|--------|----------------------------|---------|--------------|------|
| A-1   | プレーン         | 300    | 18                         | —       | —            | A    |
| A-2   | 鋼繊維補強        | 300    | 18                         | 60      | 0.5          | A    |
| A-3   | プレーン         | 200    | 18                         | —       | —            | A    |
| Ad-1  | プレーン         | 300    | 18                         | —       | —            | Ad   |
| Ad-2  | 鋼繊維補強        | 300    | 18                         | 60      | 0.5          | Ad   |
| Ad-5  | 鉄筋配置         | 300    | 18                         | —       | —            | Ad   |
| Ad-6  | 鋼繊維補強        | 300    | 18                         | 30      | 0.3          | Ad   |
| B-1   | プレーン         | 300    | 18                         | —       | —            | B    |
| B-2   | 鋼繊維補強        | 300    | 18                         | 60      | 0.5          | B    |
| B-3   | 鋼繊維補強        | 300    | 18                         | 30      | 0.5          | B    |
| B-4   | 樹脂繊維補強       | 300    | 18                         | 50      | 0.5          | B    |
| B-5   | 鉄筋配置         | 300    | 18                         | —       | —            | B    |
| B-6   | 鋼繊維補強        | 300    | 18                         | 30      | 0.3          | B    |
| B'-1  | 鋼繊維補強        | 200    | 18                         | 60      | 0.5          | B'   |
| C-1   | プレーン         | 300    | 13.5                       | —       | —            | C    |
| C-2   | 鋼繊維補強        | 300    | 13.5                       | 60      | 0.5          | C    |

は、道路トンネルの坑口部で用いられている補強筋の配置を参考にして主筋としてSD345の鉄筋(D19)を20cmピッチで覆工の内面からかぶり7cmの位置に横断方向に配置し、配力筋としてSD295Aの鉄筋(D16)を30cmピッチでトンネル軸方向に配置したケースとした。

#### (4)計測項目

実験では、ジャッキの載荷重、ジャッキの変位、供試体の変位、供試体のひずみを計測するとともにひび割れの状況を目視により観察した。ひずみゲージは高さ100cmの供試体に対して、中央部となる高さ50cmの地点に、供試体の周方向に貼付することを基本とした。また、管理供試体によるヤング係数、一軸圧縮強度およびポアソン比、また、SFRCや樹脂繊維補強コンクリートについては曲げ強度と曲げタフネス等の特性の把握に加え、実際に実験に用いた供試体から可能なものについてはコアリングを行い、ヤング率、一軸圧縮強度およびポアソン比を把握した。

### 2.2.2 実験結果と構造耐力向上に関する考察

#### (1)強度試験結果

表-2.4に一軸圧縮強度試験結果から得られたケース毎の圧縮強度、ヤング係数およびポアソン比、曲げ試験結果から得られた曲げ強度および曲げタフネスの平均値について示す。なお、表中の横線で示されているところでは強度を算定しなかった。

#### (2)載荷形式Aの結果

##### ①最大荷重と変位、ひび割れ発生状況

図-2.2に天端部(90度)の内面側の荷重変位曲線を示す。なお、荷重については、1断面あたりでジャッキ2本により10度ピッチで載荷を実施しているが、載荷実験の結果について荷重や変位について論じる場合、載荷形

式A、B、B'およびCにおいては天端部で作用しているジャッキ2本の荷重、載荷形式Adでは、80~100度のジャッキ6本の荷重をそれぞれ平均して1本あたりの荷重として表す。また、変位については、トンネルの内側に変位する、すなわち、トンネルの断面が縮小する方向を正として表す。

載荷形式Aの各ケースにおいて供試体が破壊し、その時点の作用荷重はケースA-1では390kN/本、ケースA-2では330kN/本、また、ケースA-3では175kN/本であった。その時の破壊時の天端の変位は各ケースとも概ね40mmとなった。なお、上述のようにジャッキは1断面について上下2本ずつ、10度間隔で設置されており、1断面のジャッキが覆工に対して10度の幅を負担していると仮定すれば、ジャッキの荷重が10kN/本の場合で分布荷重として23.6kN/m<sup>2</sup>となる。この値を土荷重に換算すれば約1m分の土かぶり高さに相当することになるため、ケースA-1やA-2では概ね30~40m程度の土荷重が作用した後に破壊に至ったことになる。

ケースA-1とA-2における構造耐力の差は、ケースA-1はケースA-2の1.2倍程度であるものの、一軸圧縮強度の差が1.3倍程度であることから、使用する材料の差が明確に現れているとは判断できない。また、覆工が薄肉であるケースA-3ではケースA-1の概ね45%程度の作用荷重で破壊に至ったが、厚さが3分の2で一軸圧縮強度が76%程度であったことから、これらに乗じると強度と厚さの低下の割合が、作用荷重の減少の割合に概ね等しいことになる。

ひび割れの発生に関して、図-2.2中にひび割れが発生した時点を示した。○印が初めに発生したひび割れ(以降、第1ひび割れと称する)が目視によって観察できた時点であり、主として天端部の内面側に発生した。また、□印が肩部の外面側に発生したひび割れ(以降、第2ひび割れと称する)が目視によって観察できた時点である。ケー

表-2.4 強度試験結果

| ケース番号 | 一軸圧縮試験結果                  |                             |       |                           |                             |       | 曲げ試験結果                    |                             |
|-------|---------------------------|-----------------------------|-------|---------------------------|-----------------------------|-------|---------------------------|-----------------------------|
|       | 管理供試体                     |                             |       | コア抜き供試体                   |                             |       | 管理供試体                     |                             |
|       | 圧縮強度<br>N/mm <sup>2</sup> | ヤング係数<br>kN/mm <sup>2</sup> | ポアソン比 | 圧縮強度<br>N/mm <sup>2</sup> | ヤング係数<br>kN/mm <sup>2</sup> | ポアソン比 | 曲げ強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 曲げタフネス<br>N/mm <sup>2</sup> |
| A-1   | 26.3                      | 20.7                        | 0.20  | —                         | —                           | —     | —                         | —                           |
| A-2   | 19.9                      | 16.9                        | 0.16  | 20.2                      | 17.8                        | 0.18  | 3.88                      | 3.61                        |
| A-3   | 20.1                      | 14.4                        | 0.14  | 20.6                      | —                           | —     | —                         | —                           |
| Ad-1  | 30.3                      | 23.7                        | 0.18  | 20.2                      | —                           | —     | —                         | —                           |
| Ad-2  | 24.1                      | 15.8                        | 0.05  | 20.0                      | 14.8                        | 0.08  | 5.36                      | 3.27                        |
| Ad-5  | 25.6                      | 19.3                        | 0.17  | 18.0                      | —                           | —     | —                         | —                           |
| Ad-6  | 20.0                      | 18.2                        | 0.17  | 13.3                      | 16.4                        | 0.19  | —                         | —                           |
| B-1   | 26.9                      | 21.6                        | 0.22  | 25.7                      | —                           | —     | —                         | —                           |
| B-2   | 21.8                      | 19.6                        | 0.11  | 19.7                      | —                           | —     | 4.88                      | 7.52                        |
| B-3   | 23.7                      | 17.2                        | 0.15  | 19.1                      | —                           | —     | 3.51                      | 2.48                        |
| B-4   | 28.3                      | 20.5                        | —     | 20.5                      | 18.9                        | —     | 4.43                      | 4.00                        |
| B-5   | 28.3                      | 20.4                        | —     | 20.5                      | —                           | —     | —                         | —                           |
| B-6   | 19.3                      | 17.0                        | 0.16  | 16.3                      | —                           | —     | 2.74                      | 0.94                        |
| B'-1  | 22.8                      | 18.3                        | 0.25  | 20.6                      | —                           | —     | 5.20                      | 4.55                        |
| C-1   | 14.4                      | 14.4                        | 0.10  | —                         | —                           | —     | —                         | —                           |
| C-2   | 12.8                      | 13.2                        | —     | 9.0                       | —                           | —     | 3.95                      | 3.67                        |

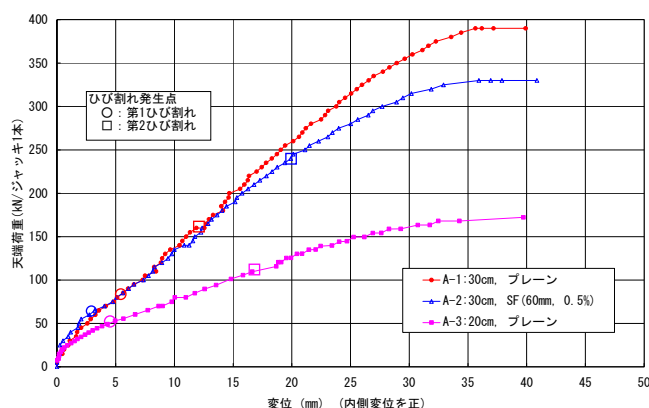


図-2.2 荷重変位曲線(載荷形式A)

ス A-1 では、第 1 ひび割れが 80kN/本で、ひび割れ幅が 0.15mm 程度で確認された。また、第 2 ひび割れが 160kN/本で肩部である 65 度および 115 度の外面側で確認された。なお、ひび割れの発生は 1 本に集中して進展する形態が多かった。また、ケース A-2 では、第 1 ひび割れが 60kN/本で天端部付近、第 2 ひび割れが 240kN/本で肩部である 62～68 度および 114 度の外面側で確認された。ひび割れの発生状況としてはケース A-1 であるプレーンコンクリートとは異なり、載荷荷重が低い段階から複数本の細かなひび割れが観察され、網目状に進展する現象が観察された。そのため、ひび割れの開口幅はひび割れが細かく多数発生しており、定量的な計測が不可能な場合が多かった。なお、ケース A-3 については、第 1 ひび割れが 50kN/本で天端部の内面側、第 2 ひび割れが 92kN/本で 110 度の外面側で確認されたが、ひび割れの発生状況はプレーンコンクリートを用いたケース A-1 と類似していた。

また、各ケースに共通して、第 1 ひび割れ、第 2 ひび割れの発生と供試体の破壊との荷重の差は大きいことが分かる。このことはひび割れの発生後、即座に構造耐力に至っているわけではないことを示している。

なお、供試体の変形にもなって発生するジャッキの反力とストロークの関係を、実際にロードセルと変位計をジャッキに設置して測定し、整理した結果に基づいて油圧ジャッキの反力係数を算定した。ケース A-1 やケース A-2 では荷重が 50kN/本以前ではジャッキ 1 本あたり 20～30MN/m 程度、50～100kN/本では 50MN/m 程度、100kN/本以降では 100～200MN/m 程度の反力係数であった。この値は、地山等級表<sup>2,3)</sup>では D II 程度に相当する。この反力係数は後述する数値解析において覆工の挙動を再現する際に参考として用いる。

## ②ひび割れの発生形態

ひび割れの発生形態は上述の①でも触れたようにプレーンコンクリートの場合は、縦方向に 1 本に集中して発生する傾向が見受けられたが、SFRC を用いた場合は若干ひび割れが網目状に発生する傾向にあった。ひび割れ幅については、代表的な地点であるが、ケース A-1 では荷重が 260kN/本で天端部の内面側で最大で 2.5mm、ケース A-3 では 112kN/本で 1.3mm であった<sup>2,1)</sup>。なお、ケース A-2 では、網目状に発生したことからひび割れ幅の計測が出来なかった。なお、ここに示した荷重以降については、供試体が破壊する可能性や、コンクリート片が落下するなどの危険があったため、ひび割れの観察を行わなかった。

## ③ひずみの分布

図-2.3 に最大荷重が得られた時点でのひずみの分布を示す。載荷形式 A の場合は、天端付近では供試体の内面側、また、65 度や 115 度付近の肩部付近では供試体の外面側でそれぞれ引張りひずみが発生している。逆に、天端付近では供試体の外面側、また、肩部付近では供試体の内面側で圧縮ひずみが発生している。特に、天端付近の外面側、肩部付近の内面側では圧縮の限界に達していると考えられる。圧縮の限界には天端の外面側が先に達しているが、実際の破壊は肩部から先に発生した。これは、載荷板の影響により天端付近の供試体の外面側が拘束されているため、破壊が抑制されたために肩部から発生したことが考えられる。最大荷重時のひずみの分布を考えると、載荷形式 A においては、断面の一部が圧縮の限界に達し、そこで破壊を生じることにより、構造耐力に達したと言える。ひずみの分布に関しては、載荷形式 A においては、使用材料による差が見られないことが分かる。

## ④実験の最終状態

写真-2.2～写真-2.3 にケース A-1 およびケース A-2 の最終状態の写真を示す。最終状態では供試体が破壊し、ケース A-1 では供試体の一部が落下する現象が観察された。90 度の外面側でも圧縮による破壊が生じたと考えられるが、実際には最初に 115 度の内面側で破壊が生じた。その理由として 90 度の外面側の破壊は載荷板により拘束され、はらみ出す形の破壊が抑制されていたためと考えられる。また、ケース A-2 では、ケース A-1 と同様、65 度付近や 115 度付近で圧縮の限界に達したと考えられる破壊が生じたが、内面側から落下する現象は観察されなかった。このことから、剥落の抑制には鋼繊維の使用による効果が現れていることが分かった。

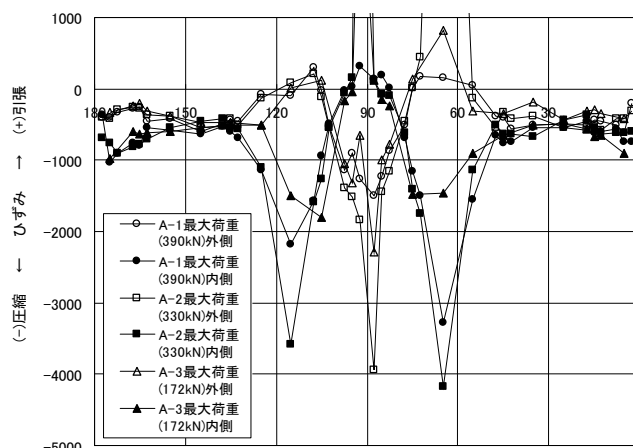


図-2.3 最終状態のひずみ(載荷形式 A)

ケース A-3 の供試体の破壊は左肩部分(115 度付近)の内面側から崩れ落ちるように発生し、ケース A-1 と同様に 90 度の外面側では圧縮による破壊が生じていたと考えられるが、覆工の厚さが A-1 と比較して小さく、破壊時に急速にひび割れが進展し、厚さが 30cm の供試体よりは「割れやすい」構造であることが観察された。そのため、覆工の薄肉化を検討する場合は、ひび割れが急速に進展しない、脆性的な破壊が生じないように留意する必要がある。

### (3) 載荷形式 Ad の結果

#### ①最大荷重と変位、ひび割れ発生の状況

図-2.4 に載荷形式 Ad における天端部(90 度)の内面側の荷重変位曲線を示す。各ケースとも供試体が圧縮の限界に至るようなコンクリートのはらみだしの現象が見られ、その後に供試体が破壊して構造耐力に達した。変位制御による荷重を実施したため、構造耐力以降の荷重と変位の関係を含めて、覆工の挙動を追跡でき、その結果、構造耐力以降は荷重が低下したが、鋼繊維補強のケースである Ad-2 と Ad-6 が、Ad-1 や Ad-5 に比較して、荷重の低下の度合いが若干緩やかではあった。これは、鋼繊維補強によりトンネル覆工の脆性的な破壊が抑制され、構造物全体の安全性が向上していることを意味していると考えられる。しかし、その安全性の向上の度合いを定量的に算定するのは困難であった。また、Ad-5 における

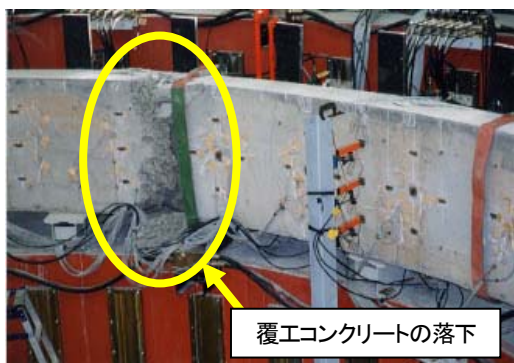


写真-2.2 実験の最終状態(ケース A-1)



写真-2.3 実験の最終状態(ケース A-2)

単鉄筋での補強の効果は、鉄筋の存在する内面側では大きい、鉄筋の存在しない外面側では小さく、ほぼ無補強と同一と考えることができる<sup>2.6)</sup>。そのため、単鉄筋による補強は、最大荷重に達した以降の構造物全体としての変形性能に対しては鋼繊維補強に比較して効果が期待できないものと考えられる。しかし、載荷形式によっては、これとは逆の傾向もあると考えられ、さらなる検討が必要である。また、載荷形式 A の場合と同様に、最大荷重に達した時点の荷重は異なるが、天端変位は各ケースとも概ね 40mm となった。

#### ②ひび割れの発生形態

図-2.5 に載荷形式 Ad における供試体の上面のひび割れのうち、Ad-1、Ad-2 および Ad-5 の状況を示す。プレーンコンクリートおよび SFRC を用いたケースでは、載荷

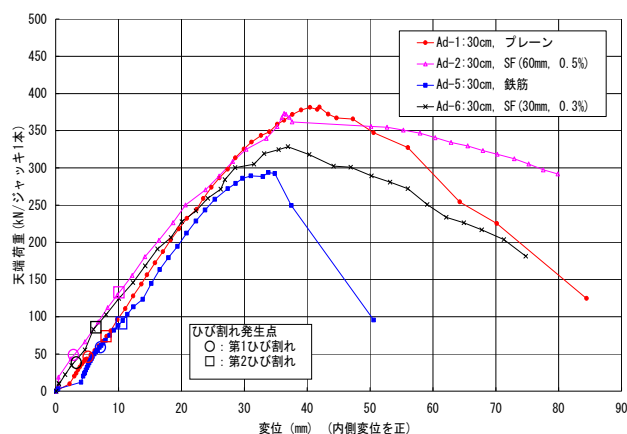


図-2.4 荷重変位曲線(載荷形式 Ad)

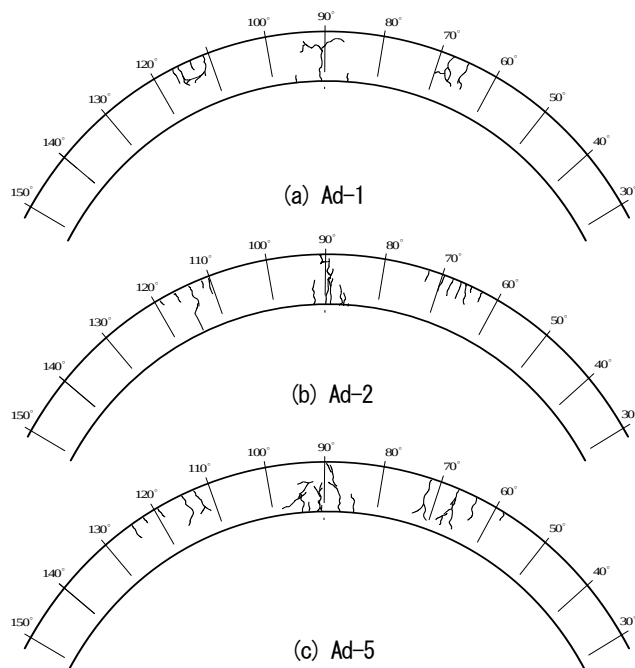


図-2.5 ひび割れの発生形態(載荷形式 Ad, 上面)

形式Aの場合と同様に、プレーンコンクリートの場合で縦方向に1本に集中して発生し、SFRCを用いた場合は若干ひび割れが細かく発生する傾向にあった。また、鉄筋を用いたケースであるAd-5については、引張によるひび割れが分散する効果が認められた。

### ③実験の最終状態

最終状態では供試体が破壊し、ケースA-1dでは供試体の一部が落下する現象が観察された。しかし、ケースA-2dでは内面側から落下する現象は観察されなかったことから、載荷形式Aの場合と同様に、剥落の抑制には鋼繊維の使用による効果が現れていることが分かった。また、写真-2.4～写真-2.5にケースA-5dの最終状態の写真のうち、天端部の内面と外面の状況を示す。鉄筋が配置されている肩部の内面では圧縮破壊によるコンクリートの崩落は発生しなかったが、天端部外面においてはコンクリート片の剥落が見られた。このことから、単鉄筋が配置されている側においてはコンクリート片の崩落を抑制する効果が期待できるものと考えられる。また、写真-2.6にケースA-6dの最終状態の写真のうち、115度の内面の状況を示す。これより、プレーンコンクリート等では圧縮の限界に達してコンクリートが剥落している位置であるが、鋼繊維の混入率がAd-2よりは低いものの、供試体の剥落を抑制する効果はあると考えられる。

### (4)載荷形式B・B'の結果

#### ①最大荷重と変位、ひび割れ発生状況

図-2.6にケースB-1～B-6およびB'-1の天端部(90度)の内面側の荷重変位曲線を示す。また、図中にひび割れが発生した時点を示した。○印、□印は載荷形式AやAdの場合と同様の第1ひび割れ、第2ひび割れを示し、△印は側壁部の内面側に発生したひび割れ(以降、第3ひび割れと称する)である。

載荷形式BやB'では各ケースとも載荷形式Aや載荷形式Adで見られた供試体の破壊や圧縮の限界に達するはらみだしの現象は見られなかった。また、載荷形式Bでは、第3ひび割れまで発生した状況が観察され、ひび割れの発生順は概ね、天端の内面側→肩部の外面側→側部の内面側であった。

プレーンコンクリートを用いたケースB-1では、ひび割れの発生にともなって、作用している荷重が解放されるため、荷重変位曲線が上下している。また、ひび割れ発生荷重も第1ひび割れと第2ひび割れでは上下関係が逆転しているが、発生順序としては他の実験ケースと同様であった。また、これらのひび割れ発生荷重は、第1

から第3ひび割れまで概ね最大荷重に近い荷重であった。

繊維補強であるケースB-2、B-3、B-4、およびB-6では、最大荷重に対する比は第1ひび割れ発生荷重が約40%、第2ひび割れ発生荷重が約70%、第3ひび割れ発生荷重が約100%となった。これは、繊維補強を施した載荷形式Bの場合において、第1、第2ひび割れが発生しても、最大荷重に達するまでは余裕がある状態であるが、第3ひび割れが発生した状態では、最大荷重にほぼ到達している状態であると言える。また、これらのケースを比較してみると、鋼繊維の長さを短くしたり、混入



写真-2.4 実験の最終状態  
(ケース A-5d, 90 度外面)



写真-2.5 実験の最終状態  
(ケース A-5d, 90 度内面)



写真-2.6 実験の最終状態  
(ケース A-6d, 115 度内面)

率を低下させた場合は、構造耐力が低下する傾向が見られたり、構造耐力に達した後の荷重の低下が急になることが分かる。また、樹脂繊維を用いた場合は、同量の鋼繊維を用いた場合に比較して顕著な構造耐力の低下の傾向があることが分かる。

単鉄筋で補強したケース B-5 では、最大荷重が他の実験ケースに比較して大きい。また、ひび割れ発生時に若干の荷重低下もあるが、ひび割れ発生後の荷重の増加は大きく認められる。ひび割れ発生荷重と最大荷重の比は、第1 ひび割れで 20%、第2 ひび割れで 30%、第3 ひび割れで 70% となっており、第3 ひび割れ発生後も最大荷重に余裕がある唯一の実験ケースである。これは、第3 ひび割れが発生する側部の内側に鉄筋が配置されていることにより、ひび割れ発生後も断面力の伝達が十分なされ、断面としての耐荷力が保持されることにより、覆工の安定性が保たれたためと考えられる。

なお、SFRC の薄肉化については、ケース B-2 とケース B'-1 とでは導入した軸力が異なり、ケース B'-1 の方が小さい軸力値であるために単純な比較は困難であるが、ケース B'-1 の最大荷重はケース B-2 より 40% 程度となった。このことは、覆工の厚さが 3 分の 2 である以上に低下の度合いが大きくなっている。そのため、荷重の状態によっては薄肉化を図った場合、耐荷力が大きく低下する可能性もある。しかしながら、このような場合でもケース B'-1 はケース B-1 に比較して最大荷重は大きく、プレーンコンクリートによる覆工コンクリートに対して SFRC を用いることで、薄肉化が可能となる可能性がある。

## ②ひび割れの発生形態と実験の最終状態

写真-2.7～写真-2.9 にそれぞれ、ケース B-1、B-2 および B-5 の代表的な断面におけるひび割れの発生状況を示す。ひび割れの発生の状況に関しては、ケース B-1 では、ケース A-1 の場合と同様に、供試体の上下方向にひ

び割れが進展する形状が多かった。また、供試体の破壊は観察されず、ひび割れが発生している反対の面でもコンクリートの圧縮の限界に達している現象は見られず、ひび割れ深さがかなり大きくなっている様子が観察された。ケース B-2 では、ひび割れの発生状況は、ケース A-2 と同様にある程度分散して発生する傾向が見られた。また、ケース B-5 では、鉄筋が存在する内側ではひび割れが比較的細かく分散して発生したが、プレーンコンクリートとなっている外側では、ひび割れは集中して発生した。また、断面方向で考えた場合は、ひび割れは鉄筋に沿った形で発生していた。

載荷形式 B や B' においては、載荷が不可能となるような破壊の現象ではなく、第3 ひび割れまでが発生した後



写真-2.7 実験の最終状態  
(ケース B-1, 65 度付近)

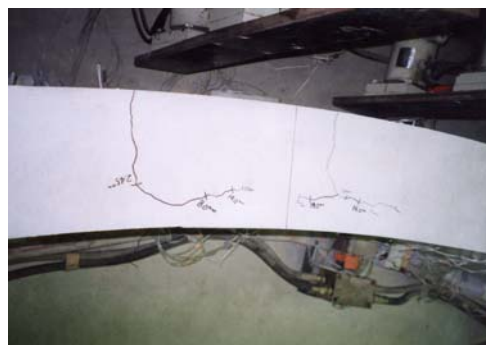


写真-2.8 実験の最終状態  
(ケース B-2, 40 度付近)



写真-2.9 実験の最終状態  
(ケース B-5, 120 度付近)

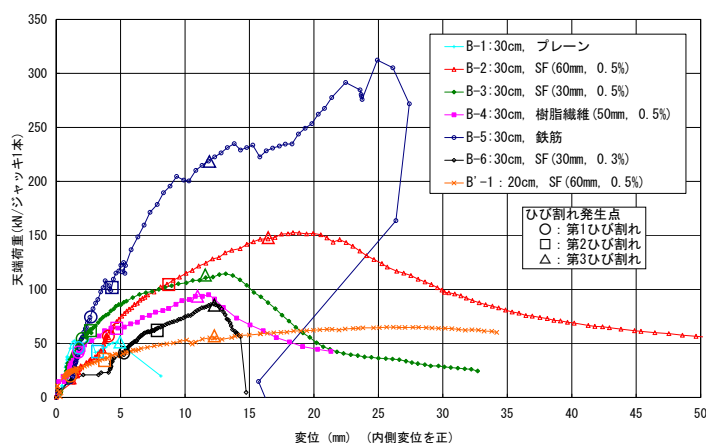


図-2.6 荷重変位曲線(載荷形式 B)

に最大荷重が得られ、また、ひび割れ発生時の荷重と最大荷重との関係は、供試体を補強した方法により異なった。

第1 ひび割れの発生した時点の荷重と載荷可能な最大荷重の差を検討したところ、載荷形式 A で約 3.5～5.6 倍であったのに対し、載荷形式 B では約 1.0～2.7 倍であり、載荷形式 B の方が小さい。このことは、ひび割れが発生してから構造耐力に至るまでの度合いは載荷形式により異なることになる。また、載荷形式 B の各ケースに共通して、第3 ひび割れが発生した近傍付近の荷重で載荷可能な最大荷重、すなわち構造耐力に達した。すなわち、載荷形式 B ではプレーンコンクリートと繊維補強コンクリートの挙動で異なる点が見られ、繊維補強の効果が載荷可能な最大荷重、言い換えれば、構造耐力の増加に表れた載荷形式であったと考えられる。

### ③ひずみの分布

載荷形式 B の場合のひずみの分布について、代表的なケースとして、図-2.7 にケース B-1、B-2 および B-5 のひずみの分布を示す。これより、ひび割れが発生している反対の面では、局部的に圧縮ひずみが比較的大きくなっている場合もあると考えられるが、写真-2.7～写真-2.9 に示したような最大荷重に達した時点の供試体の表面の観察結果からあわせて考えると、圧縮の限界に断面全体が達することによる破壊は発生していないと考えられる。

## (5) 載荷形式 C の結果

### ①最大荷重と変位、ひび割れ発生状況

図-2.8 に天端部(90 度)の内面側の荷重変位曲線を示す。ケース C-1 では 290kN/本、ケース C-2 では 250kN/本で破壊に至った。これは、土荷重高さに換算して概ね 30m 程度の等方的な土荷重が作用したと考えられる状態

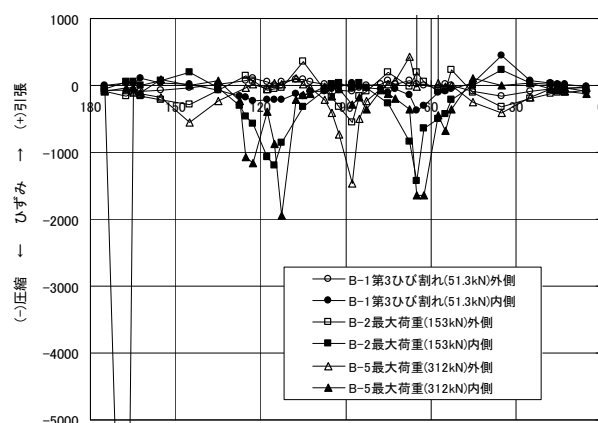


図-2.7 最大荷重時のひずみ(載荷形式 B)

である。両ケースで載荷の初期では天端の変位にばらつきが見られるものの、これは載荷の初期段階ではジャッキの押し出す速度や油圧値が全く同一とは必ずしもならないことから、ジャッキ間で荷重のバランスが若干確保できなかったことが考えられる。また、両ケースとも 195～200kN/本付近で、荷重が一定のままで変位のみ増加する現象が見られているが、これは破壊後にコンクリート片が落下することの危険防止のためにナイロンスリングを供試体に取り付けるために、載荷をホールドしたところによるものである。図-2.8 よりケース C-1 とケース C-2 の結果より荷重変位曲線に対する大きな差は見られない。最終的な破壊荷重の差は、ケース C-1 はケース C-2 の 1.16 倍程度であった。表-2.4 より一軸圧縮強度を比較するとケース C-1 はケース C-2 の 1.13 倍程度であったことから、全断面で圧縮となるような載荷条件では鋼繊維の混入による構造耐力の向上効果は小さいと考えられる。

載荷形式 C では、載荷途中でひび割れの発生は観察されず、遠望からの目視によれば、破壊が発生する直前に表面に浮きが発生し、それに伴うひび割れが見られた程度であった。

### ②実験の最終状態

写真-2.10～写真-2.11 にケース C-1 および C-2 における最終の破壊状況を示す。これより、ケース C-1 では 5 度付近で破壊が生じ、供試体からコンクリートが落下する現象が観察され、その際に供試体の高さ 50cm 程度で横方向のひび割れが発生した。また、ケース C-2 では 175 度付近で破壊が生じた。両ケースの破壊の状況から考えると、覆工全体に軸圧縮力が作用して圧縮の限界に達し、断面内でせん断破壊が発生したと考えられる。ケース C-2 の供試体はケース C-1 で観察されたコンクリートが塊として落下する現象は確認されなかったが、表面がわずかに剥落する現象は観察された。このことから、使用

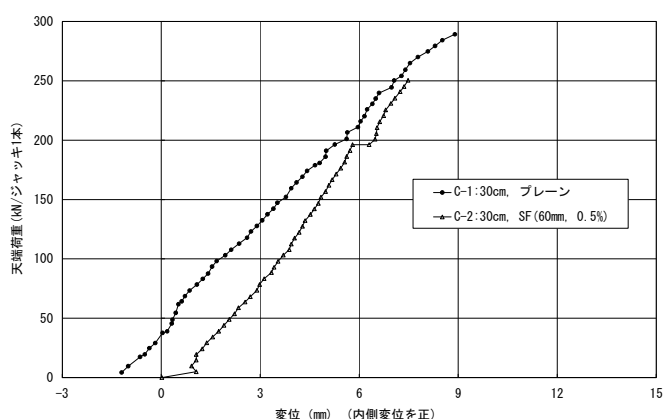


図-2.8 荷重変位曲線(載荷形式 C)

する材料としてSFRCを用いることにより、覆工コンクリートの大規模な崩落が抑制される可能性があることは、載荷形式Aの実験結果とあわせて言うことが出来る。

### ③ひずみの分布

図-2.9にケースC-1およびC-2の最終状態での断面方向のひずみの分布を示す。これより、ひずみの傾向は全断面で圧縮状態になっていたと考えられる。この点は載荷形式AまたはAdの場合の圧縮の限界に達して構造耐力に至るメカニズムとは異なる。特に圧縮ひずみの大きい断面は、脚部付近の内面側であり、続いて肩部付近であった。実際の破壊はケースC-1では5度付近、ケースC-2

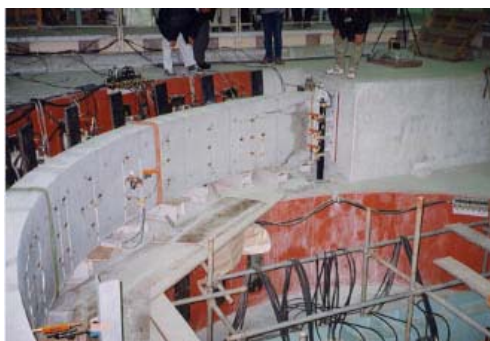


写真-2.10 実験の最終状態  
(ケース C-1, 0~60 度)



写真-2.11 実験の最終状態  
(ケース C-2, 180 度)

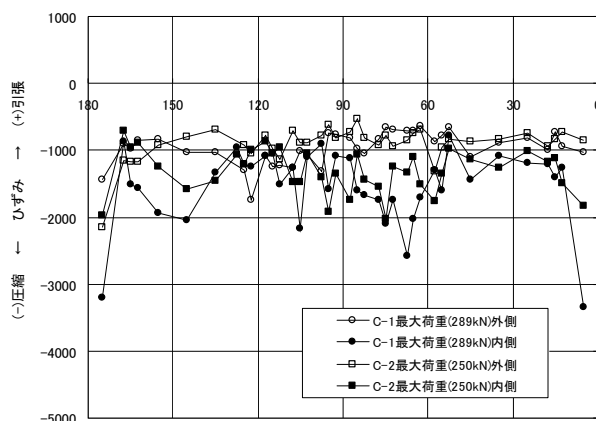


図-2.9 最大荷重時のひずみ(載荷形式 C)

では175度付近から生じたことから、圧縮ひずみの傾向と一致していたことが分かる。ただし、実現象では、脚部でせん断破壊が生じる事例は少ないが、支承の条件等による影響もあると考えられ、この点に関しては、引き続き検討を要すると考えられる。

### (6) トンネル覆工の耐荷力向上に関する実験的考察結果

これまでの載荷実験の結果から、覆工コンクリートに見られた現象および構造耐力の点からまとめると以下のようになる。

- ・ 載荷形式 A および Ad では、ある断面の内空側で圧縮による限界に達して、構造体が破壊を生じ、構造耐力に至る。そのため、覆工コンクリートに鋼繊維を使用した場合でも構造耐力はほとんど増加せず、鋼繊維の使用が構造耐力の向上にはつながらない可能性が高い。しかし、破壊時にコンクリートの剥落片が落下するのを抑止する効果、言い換えれば、剥落に対する安全性の向上は期待できる。
- ・ 載荷形式 B では、ひび割れが多数発生して、構造が不安定となり、構造耐力が決定される。よって、構造が不安定に至ることを抑えることが出来れば、構造耐力が増加し、引張特性を改善できる繊維による効果を期待できる可能性がある。
- ・ 載荷形式 C では、全断面圧縮によるせん断破壊を生じ、構造耐力に至る。そのため、載荷形式 A や Ad の場合と同様に、覆工コンクリートに鋼繊維を使用した場合でも構造耐力はほとんど増加しないが、破壊時の剥落に対する安全性の向上は期待できる。
- ・ 全断面で圧縮状態となっており、ひび割れが破壊直前にのみ生じる載荷形式 C を除いて、ひび割れの発生から、構造耐力に至るまでは十分な余裕がある。

載荷実験の結果では、特に地山の条件が反力係数に換算した場合でDⅡ程度であることと、限られた載荷状態に関する検討にとどまっている。そこで次節以降で、数値解析を用いて覆工の力学的挙動を分析する。

## 2.3 外力作用時の挙動に関する解析的考察

本節では、前節までの載荷実験による結果をもとに、覆工コンクリートの挙動を再現するために2種類の数値解析を実施し、その知見を通じて覆工コンクリートの挙動を解析的に検討した場合に得られる知見について述べる。

### 2.3.1 フレーム解析

#### (1) 解析手法

フレーム解析における解析対象は、実験を行ったケースのうちケース A-1～A-2、B-1～B-2 および C-1～C-2 とし、ケース番号や解析に用いた入力物性値は表-2.3 および表-2.4 に示した内容と同一とした。なお、SFRC を用いたケース A-2、B-2 および C-2 に関しては、本節では断面耐力曲線の評価に関する記述にとどめ、また、ケース B-1 については、ひび割れの発生時に荷重が低下することを模擬することにさらに仮定が必要となることから、これらの解析結果の詳細は文献<sup>2.1)</sup>に示すこととする。

フレーム解析における節点は、0 度から 180 度にわたって 2.5 度間隔で配置することとし、その中でジャッキの存在する各 10 度間隔の節点においてのみ、その前後の 1 度で節点を配置した。また、覆工の部材は直線の梁部材を節点毎に結合した。載荷形式によってはジャッキをホールドした断面があり、その断面の節点には地盤反力ばねを配置し、その地盤反力ばねは引張剛性を 0 と仮定するものとした。なお、地盤反力ばねを考慮した断面では、導入した軸力に相当する荷重はそのまま載荷し続けるものとした。脚部の支承部分の境界条件は x 方向と y 方向の変位を固定し、実験条件と合致させた。変位は実験時に脚部の変位を計測したところ、軸力の導入過程で若干の変位を生じたが、それ以降はほぼ 0 であったことを確認している。

以下に、解析とその結果の分析を行う手順を示す。

- ① 解析に用いる覆工コンクリートの材料定数を設定する。本解析で使用する材料定数は、実験に用いた供試体の管理供試体のヤング係数とポアソン比を用いる。
- ② 荷重が 0 の状態から第 1 ひび割れが発生するまでの解析を行い、実験と解析による荷重変位曲線を比較し、それらの傾向が概ね合致するように地盤反力ばね定数を定める。なお、本研究では実験結果からも直接数値を得ているが、結果としては、実験から得られた定数とほぼ一致していることを確認している。
- ③ 設定した地盤反力ばね定数をもとに、第 1 ひび割れを考慮した解析、第 1 および第 2 ひび割れを考慮した解析、および、場合によって第 1、第 2 および第 3 ひび割れを考慮した解析の順で解析を行う。実験でひび割れが発生した荷重で、ひび割れの確認後にひび割れの発生位置近傍に回転ばねを配置し、実験と解析による荷重変位曲線を比較し、それらの傾向が概ね合致するように回転ば

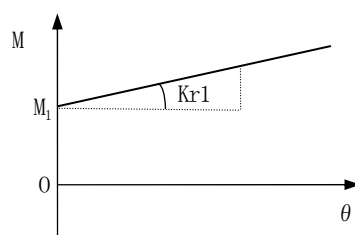


図-2.10 回転ばね定数の特性 (Kr1 の例)

ね定数を定める。図-2.10 に第 1 ひび割れを模擬した回転ばね定数 Kr1 の特性の例を示す。

- ④ 設定した地盤反力ばね定数と回転ばね定数をもとに解析を行い、断面力を算定する。なお、断面力は軸力と曲げモーメントを算定する。また、参考として、実験で得たひずみの計測結果を基に断面力を算定する。実験による断面力は、引張領域を無視して算定する。この 2 つの断面力と後述する方法によって得る断面耐力曲線を重ね合わせて、断面力の傾向を把握する。

#### (2) 断面耐力曲線による解析結果の評価

実験と解析から得られた軸力と曲げモーメントを用い、断面耐力曲線で供試体の挙動を検討した。断面耐力曲線の算定は、プレーンコンクリートと繊維補強コンクリートとで分けて考えた。

##### (a) プレーンコンクリートの断面耐力曲線

プレーンコンクリートの断面耐力曲線を算定するにあたっては、種々の限界状態で部材断面耐力の関係を考慮し、曲げ耐力と圧縮耐力を算定する必要がある。曲げ耐力および圧縮耐力は、断面内で曲げモーメントまたは軸力が想定した限界に達する状態であることから、本研究では式(2.1)および式(2.2)により算定した<sup>2.7)</sup>。

$$M = \frac{\int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot y \cdot b dy}{\gamma_b} \dots (2.1)$$

$$N = \frac{\int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot b dy}{\gamma_b} \dots (2.2)$$

ここに、

- M : 曲げ耐力(断面内で想定した限界に達する曲げモーメント)  
 N : 圧縮耐力(断面内で想定した限界に達する軸力)  
 h : 供試体の厚さ (h=30cm)

- $b$  : 供試体の高さ ( $b=100\text{cm}$ )  
 $y$  : 供試体の厚さ方向に対する距離、なお、本研究においては断面中心を原点と仮定  
 $\sigma(y)$  : 供試体の厚さ方向の応力  
 $\gamma_b$  : 部材係数

限界状態を検討するにあたり、断面に生じるひずみの状態から検討し、そのひずみと  $\sigma(y)$  との関係を決定し、断面耐力曲線を算定する必要がある。応力とひずみの関係については文献<sup>2,7)</sup>に従った。

プレーンコンクリートの場合はコンクリートの引張強度および引張領域は考慮しないこととし、部材断面耐力を算定する際に用いられる安全係数等は1.0とした。また、設計軸圧縮力の上限值については、実験の再現上、設定しないものとした。

プレーンコンクリートを使用した覆工の断面に生じるひずみの状態として、以下の4つの限界状態を考えると、

- ① 全断面がコンクリートの終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  となる状態
- ② 部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  に達し、別の一端が  $\epsilon'_c=0$  となる状態
- ③ 部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  に達し、断面高さの2分の1、すなわち  $0.5h$  となる状態の点で  $\epsilon'_c=0$  となる状態
- ④ 全断面で  $\epsilon'_c=0$  となる状態

が考えられる<sup>2,8)</sup>。ここで③については、プレーンコンクリートに許容されるひび割れ深さが断面高さの2分の1としている。ただし、実験においてひび割れ深さを定量的に計測することは困難であったこと、および考察を加えるために、上記の4つの限界状態の他に、

- ⑤ 全断面で圧縮を保持しつつも、部材の一端で  $\epsilon'_c=0$  となる状態
- ⑥ ひび割れ深さに無関係で部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  に達する状態

といった2つの状態を含めて断面耐力曲線を考慮した。

特に、③の仮定により得られた断面耐力曲線は「ひび割れ深さを断面高さの50%まで許容した場合の曲線」と言い換えられる。また、⑤の仮定により得られた断面耐力曲線は「引張の発生を許容しない場合の曲線」、⑥の仮定により得られた断面耐力曲線は「ひび割れの状態によらず、圧縮破壊を生じると仮定した場合の曲線」と言い換えられる。図-2.11 に上記の仮定を基にして得られた断面耐力曲線の概要を示す。

図-2.11 に示した①～⑥は仮定した各限界状態等を表している。構成される曲線について、曲線AB、すなわち

(i)の部分は全断面圧縮状態であるが、部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  を保持しながら別の一端が  $\epsilon'_{cu}$  から0に変化するまでの状態を表している。曲線BC、すなわち(ii)の部分は部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  を保持しながら、引張領域が断面の半分にまで達するまでの状態を表している。また、曲線COのうち、点線で示した(iii)の部分は引張領域が断面の半分にまで達している状態を保持したまま、別の一端が  $\epsilon'_{cu}$  から0に変化するまでの状態を表す。曲線BO、すなわち⑤については部材の一端のひずみが0を保持しながら、別の一端が  $\epsilon'_{cu}$  から0に変化するまでの状態を表す。曲線COのうち、⑥は部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  を保持しながら、引張領域が断面の全体にまで達するまでの状態を表している。このように、断面耐力曲線を考えることで、覆工コンクリートの任意の断面における状態を考えることができる。

#### (b) 繊維補強コンクリートの断面耐力曲線

プレーンコンクリートの場合と同様に、繊維補強コンクリートの断面耐力曲線を算定するにあたって種々の限界状態で部材断面耐力の関係を考慮し、断面耐力曲線を算定する必要がある。文献<sup>2,8)</sup>によると、特にSFRCについては、③について、

- ③' 部材の一端が終局圧縮ひずみ  $\epsilon'_{cu}$  に達し、別の一端の引張応力が設計引張強度  $f_{td}$  で、かつひび割れ深さが  $0.7h$  となる状態

と表すことができる。すなわち、SFRCに許容されるひび割れ深さは断面高さの70%と考えており、プレーンコンクリートに比較してひび割れの深さを許容している。

上記に基づき、SFRCに関しては①～②および④～⑥に関してはプレーンコンクリートの場合と同様の断面耐力曲線を考えることになる。

また、SFRCを用いる場合、部材として引張強度を考慮できる。その引張強度はコンクリートの引張強度とは異なり、鋼繊維の受け持つ設計引張強度  $f_{td}$  のことを示す。文献<sup>2,9)</sup>では、この  $f_{td}$  を用いて耐力曲線を算定すること

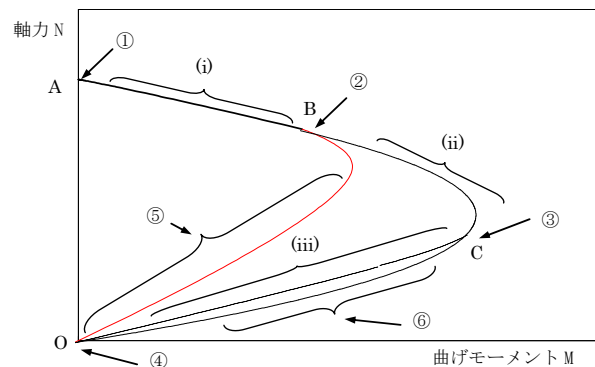


図-2.11 断面耐力曲線の概要

とされているが、現段階においては鋼繊維の受け持つ引張強度  $f_{tf}$  については算定基準が明確になっておらず、また、 $f_{qd}$  と  $f_{tf}$  との関係についても明確ではない。

また、文献<sup>2.10)</sup>では曲げ試験によって曲げ引張応力とひび割れ開口幅曲線を算定し、その曲線勾配から引張軟化曲線を求め、限界開口幅や残留強度率を求めることが可能であるとされている。しかしながら、断面耐力曲線の算定の際に用いるに  $f_{tf}$  については算定できる根拠が示されていない。

そこで、本研究では限界開口幅や残留強度率については文献<sup>2.10)</sup>より求めることとし、 $f_{tf}$  の算定については文献<sup>2.9)</sup>の考え方を準用することで耐力曲線を決定する場合の  $f_{tf}$  を算出することとした。また、 $f_{qd}$  と  $f_{tf}$  は等しいと仮定した。具体的な方法については以下のとおりである。

- ① コンクリートの引張強度の特性値を圧縮強度による式(2.3)に示す式で算定する。

$$\text{引張強度の特性値 } f_{tk} = 0.23 f_{ck}'^{2/3} \quad \cdots (2.3)$$

ここに、 $f_{ck}'$  : 圧縮強度の特性値(N/mm<sup>2</sup>)

- ② 式(2.4)に示されるように残留強度率を0.55とし、限界開口幅を式(2.5)に基づいて算定する<sup>2.8)</sup>。これにより、引張応力とひび割れ開口幅との関係を得る。

$$\text{残留強度率 } \mu = 0.55 \quad \cdots (2.4)$$

$$\text{限界開口幅 } w_k = 1.4 + 100 / f_{ck}' \quad \cdots (2.5)$$

- ③ 本研究で実験を行った部材厚が30cmの場合で、ひび割れ幅を式(2.6)に基づき<sup>2.9)</sup>、1.715mmと算定する。なお、 $l_s$ については0.7hとしている。

$$\text{ひび割れ幅 } w_{II} = 0.0035 \times \frac{0.7 l_s}{0.3} \quad \cdots (2.6)$$

- ④ このひび割れ幅  $w_{II}$  を  $\mu f_{tk}$  と  $w_k$  によって得られる式に置き戻し、 $f_{tf}$  を算定する。

図-2.12 にこれらの算定される各定数の関係のイメージを示す。また、この手順に従った場合の繊維補強コン

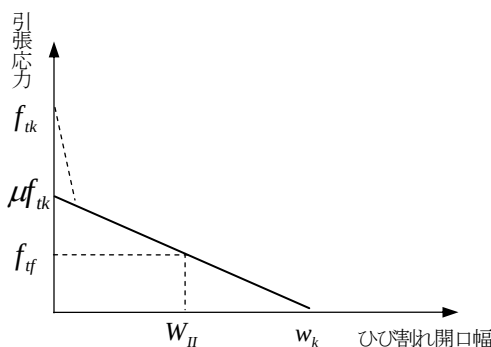


図-2.12 引張応力とひび割れ開口幅の関係

クリートにおける繊維の受け持つ引張強度を表-2.5に示す。

### (3) フレーム解析による実験の再現解析結果

解析結果では、初めに回転ばね定数を変化させた場合の荷重変位曲線を算定し、実験を再現していると考えられる回転ばね定数の値を算定した。その際、参考として回転ばねを全く考慮しないと仮定した場合(図中凡例では「回転ばね考慮なし」と表記)と、回転ばねをすべてヒンジと仮定した場合(図中凡例では「回転ばね=ヒンジ」と表記)について併せて結果を示した。第1ひび割れが発生した地点の回転ばね定数を Kr1 と表記し、同様に第2ひび割れでは Kr2、第3ひび割れでは Kr3 とし、単位は MN・m/rad である。また、参考として、実験より得られたひずみを基に算定した断面力についても図中に示した。なお、この場合の断面力は、引張が生じているコンクリートの領域を無視する仮定とした。

#### 1) 載荷形式 A による各ケースの解析結果

載荷形式 A の場合は、第1ひび割れが90度付近の内面側、第2ひび割れが60度～70度の外面側およびそれらの対称の位置に発生した。そこで、第1ひび割れを模擬した回転ばねを90度に、第2ひび割れを模擬した回転ばねを65度に配置し解析を行った。なお、回転ばねを作用させはじめた時点の荷重は、実験時の観察によりひび割れの発生を確認した荷重である。断面力の変化の関係は、ひび割れが発生した付近の断面の軸力と曲げモーメントの関係に着目し、90度の近傍である87.5度と65度の断面力の変化図を解析値と実験値について示した。

代表的な解析結果の例として、図-2.13にケース A-1 の場合の回転ばね定数と荷重変位曲線の関係を示す。これより、供試体が破壊した荷重付近を除いて、Kr1=50MN・m/rad、Kr2=20MN・m/rad で実験と解析の変位が概ね一致すると考えられる。この回転ばね定数を用いて、断面の軸力と曲げモーメントの関係を表わす曲線(以下、「MN曲線」と称する)と断面耐力曲線の間を算定した。

表-2.5 繊維の受け持つ引張強度

| ケース | 圧縮強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>の特性値<br>$f_{tk}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 限界<br>開口<br>幅<br>$w_k$<br>(mm) | 限界<br>ひび割れ幅<br>$w_{II}$<br>(mm) | 限界ひび割れ時の<br>繊維の受け持つ<br>引張応力<br>$f_{tf}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-----|------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| A-2 | 19.86                        | 1.69                                             | 6.44                           | 1.715                           | 0.247                                                           |
| B-2 | 21.80                        | 1.79                                             | 5.99                           | 1.715                           | 0.283                                                           |
| C-2 | 12.77                        | 1.26                                             | 9.23                           | 1.715                           | 0.128                                                           |

図-2.14に87.5度におけるMN曲線と断面耐力曲線を示す。解析によるMN曲線は、解析による載荷荷重 $P=50\text{kN/本}$ および $70\text{kN/本}$ の間において、ひび割れ深さを50%許容する断面耐力曲線と交差する結果が得られた。その直後に、圧縮の限界と想定した断面の圧縮ひずみが $3500\mu$ に達する場合に得られる断面耐力曲線と交差した。これより、比較的小さい荷重で、断面耐力曲線と交差することになり、部材断面耐力に達することを再現できていることを示唆しているが、実験の結果からこの時点で構造体としての安定性は確保されていることは明らかである。なお、参考として実際の実験により得られたひずみより、引張が生じているコンクリートの領域を無視す

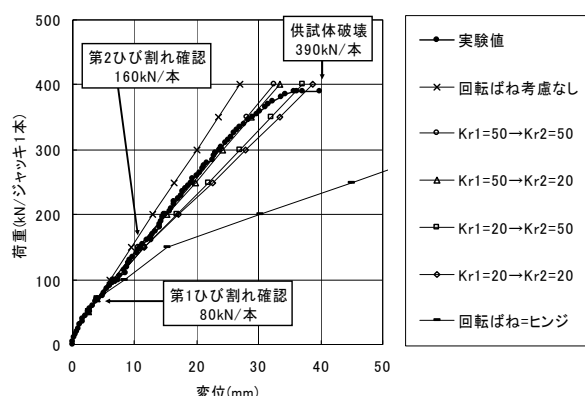


図-2.13 回転ばね定数と荷重変位曲線の関係 (ケース A-1)

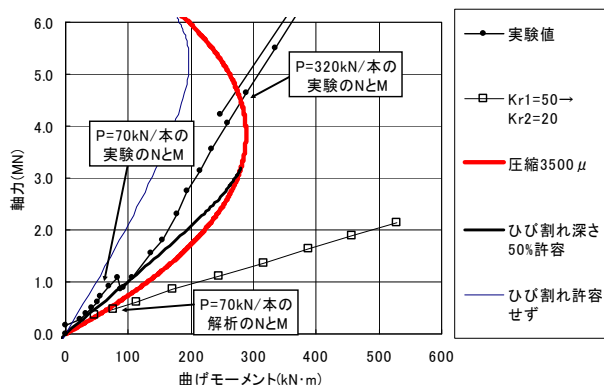


図-2.14 断面力変化図 (87.5 度, ケース A-1)

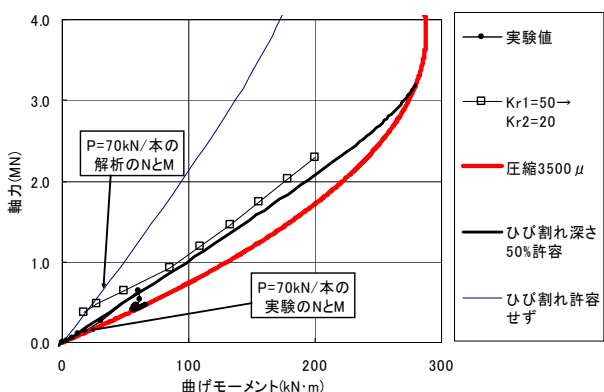


図-2.15 断面力変化図 (65.0 度, ケース A-1)

る仮定において算定される軸力と曲げモーメントの関係についても図-2.14 に示したが、解析値と実験値の差異はひび割れの発生以降で大きく生じている。このことは、断面耐力を精度良く議論できるのは第1ひび割れの発生程度までの可能性が高く、最大荷重、言い換えれば構造耐力を議論する必要がある場合や、ひび割れの発生以降の挙動を議論する必要がある場合には、フレーム解析の適用が困難な場合もあると考えられる。

図-2.15に65度におけるMN曲線と断面耐力曲線を示す。解析によるMN曲線は、 $Kr1=50\text{MN}\cdot\text{m/rad}$ 、 $Kr2=20\text{MN}\cdot\text{m/rad}$  の場合では、参考までに記載しているひび割れを許容しない断面耐力曲線とは交差しているが、実際にひび割れ深さを50%許容する断面耐力曲線や断面の圧縮ひずみが $3500\mu$ に達する場合に得られる断面耐力曲線と交差することはないことになる。

同様に、ケース A-2 の場合については、耐力曲線は鋼繊維に対応するものを考慮したが、交差する場合の断面耐力曲線と断面力の傾向はケース A-1 の場合と概ね同様であった。

以上のことから、載荷形式 A においてフレーム解析により実験を再現した結果は、87.5 度については、解析から得られたMN曲線は各ケースでひび割れ深さが限界に達することにより決定される断面耐力曲線と交差した。しかし、実験によるひずみの値からは各ケースで断面の一端が圧縮の限界に達すると考えられる結果が得られ、解析と実験との現象では相違が見られた。また、引張ひずみの評価方法に課題は残るものの、実験によるひずみの値を基に算定したMN曲線についても、断面の一端が圧縮の限界に達することにより決定される断面耐力曲線と交差する結果が得られた。87.5 度でこのような相違が見られる理由として以下の点が考えられる。

- i) 回転ばね定数を一定としたため、構造系の変化を正確に再現できていないことが考えられる。本来は回転ばねをヒンジとした解析結果が示すように、回転ばね定数がひび割れの進展に伴って小さくなっていくことが考えられる。これに伴い、軸力は増加しても、曲げモーメントの増加の程度が小さくなることから、MN曲線の傾きがさらに大きくなる。よって、断面の一端が圧縮の限界に達することによって部材断面耐力に達することが再現できると考えられる。
- ii) 解析によるMN曲線と断面耐力曲線は小さい荷重、例として第1ひび割れが発生する直前で交差して

いる場合がある。その時点では構造としての安定性は保たれている状態で、明らかに部材断面耐力には達していないと考えるべきであることから、コンクリートの引張領域や引張強度を考慮する必要があると考えられる。

上記を言い換えれば、87.5度において、ひび割れ深さが限界に達することにより断面耐力がいったんは決定されたとしても、実際には圧縮の限界に達していることから、MN曲線のみで構造耐力に達する現象や、構造系が変化することは再現することが困難であるということになる。

また、65度については、荷重変位曲線の関係より実験を再現していると考えられる回転ばね定数の値を用いて解析を行った場合、解析により得られたMN曲線は断面耐力曲線と明確に交差する結果は得られなかった。実験によるひずみの値からは断面の一端が圧縮の限界に達すると考えられる結果が得られた。さらに、実験によるひずみの値を基に算定したMN曲線については、ケース毎でばらつきが多く、傾向を見出すことは困難であった。

以上をまとめると、ひび割れが複数の断面で発生し、部材断面耐力と構造耐力の差がある場合は、フレーム解析で構造耐力までの評価を簡便に行うことは困難であり、部材断面耐力に達するまでの評価にとどまる可能性が高いと言える。言い換えれば、フレーム解析の結果を用いることは安全側の設計になる可能性があると言えることから、適用にあたっては特性に留意すべきであるということができる。

また、同様の解析を載荷形式Bによる各ケースにおいても実施したところ、載荷形式Bにおいては、ひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達するまでの評価が概ね可能である結果が得られている<sup>2)1)</sup>。

## 2) 載荷形式Cによる各ケースの解析結果

載荷形式Cの場合は、供試体のひび割れが観察されず、全断面で圧縮の状態破壊に至った。そのため、実験との比較はひび割れを考慮した回転ばねがない解析結果と比較した。断面力の変化の関係については87.5度を代表として断面力の変化図を示した。

図-2.16にケースC-1における荷重変位曲線の関係を示す。これより実験値における傾きが若干小さい結果が得られたが、変化の傾向は概ね一致した。また、図-2.17に実験値と解析値による断面力の比較を示す。解析値よりも実験値で断面力が大きい傾向が全体的に見られたが、傾向は概ね一致した。また、解析によるMN曲線と圧縮

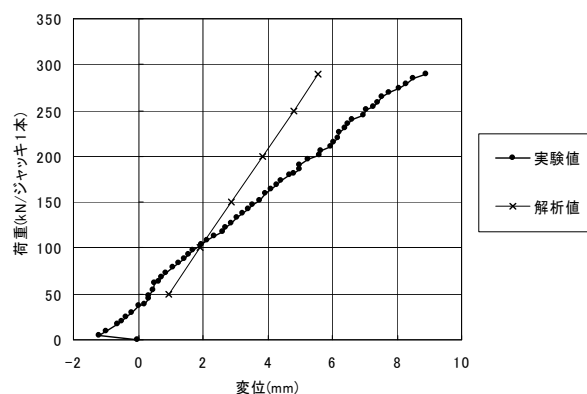


図-2.16 荷重変位曲線の関係(ケースC-1)

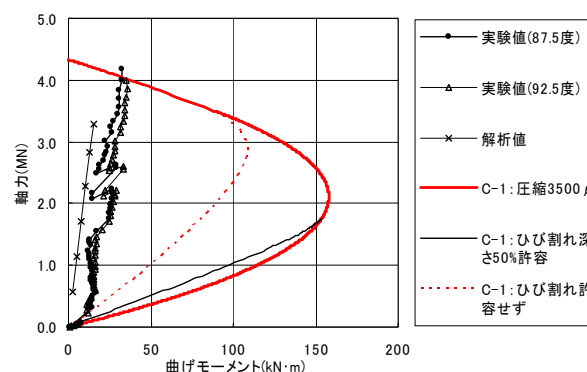


図-2.17 断面力変化図  
(87.5/92.5度, ケースC-1)

の限界に達することにより決定される断面耐力曲線が完全に交差してはいないが、供試体の破壊は圧縮の限界によるものであることを、解析によって再現が概ね可能であると考えられる結果が得られた。また、ケースC-2においても同様の解析を実施したところ、ケースC-1と同様に傾向は概ね一致し、供試体の破壊の状態については圧縮の限界による破壊であることが再現可能となる結果が得られた。なお、ケースC-2の実験値と解析値による断面力の比較についても、使用の材料の差は見られず、この点においても、ケースC-1と同様の結果が得られた<sup>2)1)</sup>。これらより、断面耐力曲線とMN曲線の交差を考えると、載荷形式Cのように全断面で圧縮となる状態については、断面が圧縮の限界に達することで得られる構造耐力に至る状態をフレーム解析により再現出来ることが分かる。

## (4) フレーム解析の手法および結果の実務への適用性

以上より得られた知見を総合し、フレーム解析のトンネル覆工の設計の実務への適用性をまとめると以下のようになる。

- ・ 部材断面耐力に達する時点を算定する場合は、第1 ひび割れの発生までは簡便に追跡できる。

- ・ 第 1 ひび割れが発生した以降の、構造に非線形性を有した時点での解析を行う必要がある場合や構造耐力を算定しなければならない場合は、実務では仮定を多く設定しなければならない、不向きであると考えられる。
- ・ 載荷形式 C に見られる全断面圧縮でひび割れが発生しない場合、断面の一端の縁が圧縮の限界に達して耐荷力が決定されることが概ね再現でき、構造耐力に達する時点が解析により明らかにできる。
- ・ 断面耐力曲線を算定する場合のコンクリートの引張領域・引張強度等の設定について検討する必要がある。
- ・ 覆工コンクリートに繊維を混入して補強したようなケースにおいて、その繊維補強の効果が明確に再現できない場合がほとんどである。

### 2.3.2 ひび割れの進展を考慮した有限要素解析

フレーム解析に引き続いて、本項ではひび割れの進展を考慮した有限要素解析(以降、ひび割れ進展 FEM 解析と称する、(解析コード: ATENA<sup>2.11)</sup>))を実施し、検討を行った内容について述べる。本項における解析に関して、解析上の仮定と考え方に関して以下に述べる。

#### (1) コンクリートの材料特性

本解析で考慮する 2 次元平面応力状態でのコンクリートの非線形挙動は、コンクリートの有効応力(ほとんどの場合、主応力)  $\sigma_c^{ef}$  と等価一軸ひずみ  $\varepsilon_{eq}$  により表現する<sup>2.11)</sup>。図-2.18 に本解析における等価一軸応力-ひずみ関係を示す。

トンネルの解析において 2 次元問題に帰着して考慮する場合は、通常は 2 次元ひずみ問題として考慮することが多い。本研究では解析の制約から平面応力問題として検討したが、荷重、ひずみの値においてそれぞれの値を比較したところ、実験値との比較にあたって差がないことを確認している。

図-2.19 にコンクリートの圧縮側の材料特性を示す。圧縮側の材料特性は文献<sup>2.13)</sup>に基づくが、本解析では終

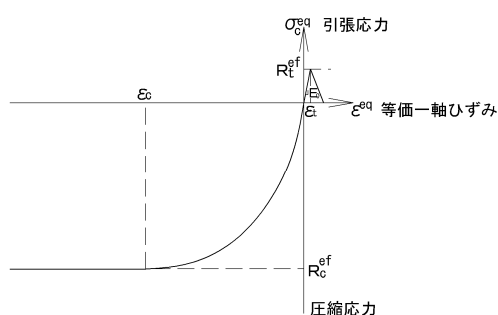


図-2.18 コンクリートにおける応力-ひずみ関係

局圧縮ひずみであるとされている  $0.0035$  (すなわち、 $3500 \mu$ ) で解析を打ち切ることとはしていない。この理由として、実際にはひずみが  $3500 \mu$  程度でコンクリートは圧縮の限界に至ることにより、耐荷力に達すると考えられ、実験でも同様の結果が得られているが、鋼繊維等の補強材を用いる場合には、 $3500 \mu$  よりも若干のひずみの超過がある場合もあったため、その現象との比較を行うためである。このため、結果として本解析におけるひずみは  $3500 \mu$  以上となり得る。また、解析の上限としての限界のひずみ値も設定しなかったが、この理由としては、文献<sup>2.13)</sup>におけるコンクリートの応力-ひずみ関係は、コンクリート部材のようにマクロなモデルに適用されるべきものであり、FEM 解析のように、積分点で応力-ひずみ関係を評価する手法に、この応力-ひずみ関係を適用するには、軟化材料に特有であるひずみ局所化現象により、剛性が過小評価することになる危険性があると考えられるためである。言い換えれば、ごく極小な点において、ひび割れが進展している面の反対側の面では、コンクリート部材が外力の作用にともなう断面力の増大により圧縮の限界に達するという本来の現象ではなく、ひび割れの進展により断面が折れ曲がるような状況になり、ひずみが増大することがあるということであるが、この点における検討は今後の課題である。

また、引張側の材料特性は、ひび割れが発生する前は、線形弾性体と仮定する。ひび割れが発生した後は、図-2.20 に示すように線形の引張応力-ひび割れ開口変位(ひび割れ開口幅)関係とする。これは、現状の設計、解析でのモデル化に準拠している<sup>2.9~2.10)</sup>。なお、プレーンや SFRC の違いは、引張強度に到達しひび割れが発生した後の破壊エネルギーの差として表現される。

さらに、コンクリートの破壊条件については、本解析では、二軸破壊基準(二軸強度包絡線)により強度を評価している。これは Kupfer によるもので、一軸圧縮強度  $R_c$  と一軸引張応力  $R_t$  により規定している<sup>2.12)</sup>。

また、ひび割れのモデル化は、ひび割れによる開口変

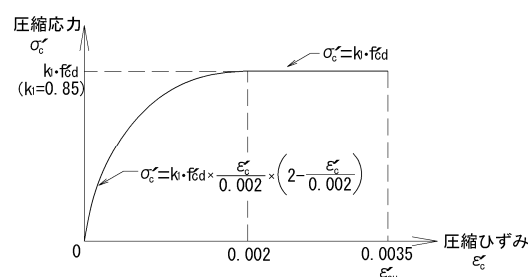


図-2.19 コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係

位はひび割れ帯モデル<sup>2.14)</sup>に基づいてひずみに置換している。ひび割れ帯の目的は、要素寸法効果と要素方向効果を除去することである。要素寸法効果についての対処は、破壊平面が引張側と圧縮側で、各々主応力に垂直であると仮定する。そして、ひび割れ帯(引張側では  $L_t$ 、圧縮側では  $L_d$ )を、破壊平面上に有限要素寸法の投影として定義している。

また、要素方向効果については、斜め方向のメッシュにおけるひび割れ帯を式(2.7)～(2.9)によりさらに大きくすることにより低減する。

$$L_t' = \gamma L_t \quad \cdots (2.7)$$

$$L_d' = \gamma L_d \quad \cdots (2.8)$$

$$\gamma = 1 + (\gamma^{\max} - 1) \theta / 45 \quad \cdots (2.9)$$

ただし、 $0 \leq \theta \leq 45$ 。また、通常は  $\gamma^{\max} = 1.5$

ここで、角度  $\theta$  は、破壊平面に垂直な方向と要素の辺との間の角度であり、一般的な四角形要素の場合は平均の値である。

ひび割れは、引張強度に達する前は発生せず、引張強度に達した時点で発生するという前提である。ひび割れ発生後は、鋼繊維等のブリッジ効果によりひび割れ面に作用していた引張応力が、ひび割れ幅が増加するにつれて減少し、最後に応力が完全に解放された後、伝達される応力が0の状態ではひび割れ開口は持続するものになる。この関係を図-2.21に示す。

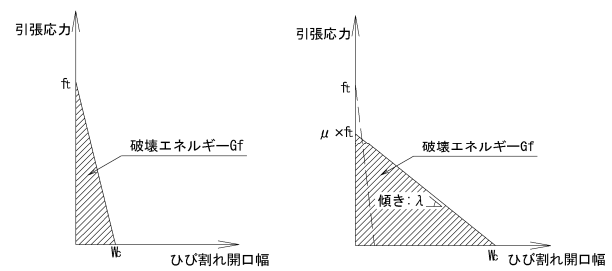
ひび割れ幅  $w$  は、ひび割れ帯内のひび割れ開口変位の合計として計算され、式(2.10)により表される。

$$w = \varepsilon_{cr} L_t' \quad \cdots (2.10)$$

ここで、 $\varepsilon_{cr}$  は、圧縮応力が解放された後のひび割れ状態で、ひび割れ方向と垂直な方向でのひずみと等しいひび割れ開口ひずみ(引張等価一軸ひずみ)である。

## (2)解析条件

解析では、前節までの载荷実験やフレーム解析の条件と極力同一とし、荷重変位曲線やひび割れ、ひずみ発生状況等の実験結果、および実験での破壊メカニズムに対する再現性について検討する。表-2.6に解析対象および解析に用いた物性値を示す。対象としては、载荷実験を行った実験ケースのうち、材料としてプレーンコンクリート、SFRC および鉄筋を配置したコンクリートを取り上げた。ここで、载荷形式Adを対象とした理由は、最大荷



(a) プレーンコンクリート

(b) SFRC

※ただし、 $f_t$  : 引張強度、 $W_c$  : 限界開口幅、 $\mu$  : 残留強度率、 $\lambda$  : 引張軟化曲線の傾き

図-2.20 コンクリートの引張応力-ひび割れ開口幅の関係

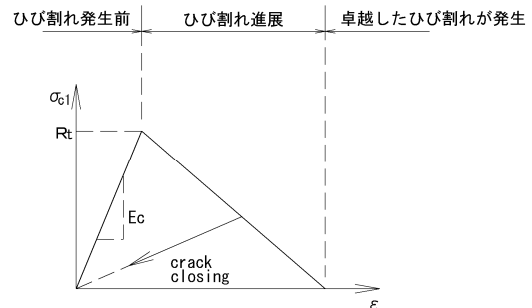


図-2.21 ひび割れ開口の段階

表-2.6 解析対象(ひび割れ進展 FEM 解析)

| ケース                            | Ad-1<br>プレーン | Ad-2<br>SFRC<br>(繊維長<br>60mm, 混<br>入率0.5%) | Ad-5<br>単鉄筋<br>補強 | B-1<br>プレーン |
|--------------------------------|--------------|--------------------------------------------|-------------------|-------------|
| 管理供試体強度 : $\sigma'_{ck}$ (MPa) | 30.3         | 24.1                                       | 25.6              | 26.9        |
| 圧縮強度 : $f'_c$ (MPa)            | 25.7         | 20.5                                       | 21.8              | 22.9        |
| 引張強度 : $f_t$ (MPa)             | 2.23         | 1.92                                       | 2.00              | 2.06        |
| 破壊エネルギー : $G_f$ (N/m)          | 22.34        | 6617                                       | 19.99             | 20.64       |
| 弾性係数 : E(MPa)                  | 25730        | 20490                                      | 21780             | 22860       |
| ポアソン比 : $\nu$                  | 0.18         | 0.05                                       | 0.17              | 0.22        |

| B-2<br>SFRC<br>(繊維長<br>60mm, 混<br>入率0.5%) | B-5<br>単鉄筋<br>補強 | C-1<br>プレーン | C-2<br>SFRC<br>(繊維長<br>60mm, 混<br>入率0.5%) | 備考                        |
|-------------------------------------------|------------------|-------------|-------------------------------------------|---------------------------|
| 19.7                                      | 29.1             | 14.4        | 12.8                                      | 管理供試体の一軸圧縮試験結果            |
| 16.8                                      | 24.7             | 12.3        | 10.9                                      | $0.85 \sigma'_{ck}$       |
| 1.68                                      | 2.18             | 1.36        | 1.26                                      | $0.23 \sigma'_{ck} (2/3)$ |
| 4591                                      | 21.76            | 13.63       | 1531                                      | 引張応力-ひび割れ開口のグラフの面積        |
| 16750                                     | 24740            | 12270       | 10880                                     | $2 \times f'_c / 0.002$   |
| 0.11                                      | 0.20             | 0.10        | 0.2 <sup>注)</sup>                         | 管理供試体の一軸圧縮試験結果 (C-2は仮定)   |

重に到達後に荷重が低下する挙動を得られていることに

よる。解析の対象となる覆工コンクリートの材料特性は、実験時に行った管理供試体の一軸圧縮試験および曲げ試験の結果および現状の設計で用いられる考え方<sup>2.8)~2.10), 2.13)</sup>により設定した。なお、単鉄筋補強は異形鉄筋の良好付着を仮定した<sup>2.15)</sup>。

ここで、プレーンコンクリートの破壊エネルギーは、**図-2.19**に示したように、引張強度および文献<sup>2.10)</sup>を参考に設定した限界開口幅 $W_c=0.02\text{mm}$ により規定される引張応力-ひび割れ開口幅のグラフの面積、SFRCの破壊エネルギーは、曲げ破壊試験結果から算定された残留強度率 $\mu$ と曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配 $\beta$ により規定される引張応力-ひび割れ開口幅のグラフの面積として算定した。引張軟化曲線の傾き $\lambda$ は、曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線の勾配 $\beta$ との関係<sup>2.10)</sup>として規定されている $\beta=1.85\lambda$ から算定した。残留強度率 $\mu$ と曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線の勾配 $\beta$ は、曲げ破壊より算定され、解析の対象となる材料の結果は**表-2.7**に示したものとなった。

また、弾性係数は文献<sup>2.13)</sup>の応力-ひずみ関係における原点での接線の傾きとした。さらに、ケースC-2ではポアソン比を測定しなかったため、文献<sup>2.13)</sup>よりポアソン比を0.2とした。

また、ジャッキ反力とジャッキストロークの関係から、ジャッキのばね定数を算定し地盤ばねとして模擬する。この地盤ばね定数は、載荷形式Adでは $100\text{MN/m}$ 、載荷形式Bでは $25\text{MN/m}$ とし、地盤ばねはトンネル外側への変位に対してのみ有効とし、内側への変位に対しては無効とする非線形ばねとした。載荷形式Cは、全ジャッキで載荷を実施しているので地盤ばねは設置していない。

さらに、文献<sup>2.16)</sup>による地盤反力係数を考えた場合、載荷幅をトンネル外径 $970\text{cm}$ とすると、孔内水平載荷試験による変形係数が、載荷形式Aで $240\text{MPa}$ 程度、載荷形式Bで $60\text{MPa}$ 程度となり、地山分類DⅡ程度の地山の変形係数に相当すると考えられる。また、フレーム解析と同様に脚部の支承部分の境界条件はx方向とy方向の変位を固定した。

**図-2.22**にひび割れ進展FEM解析において用いたメッシュ図を示す。メッシュの大きさは周方向に1度ピッチ

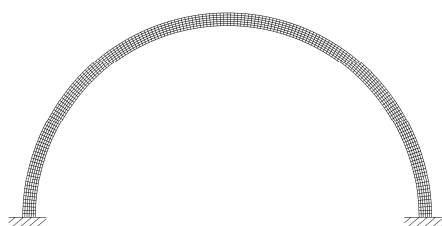


**図-2.22** 解析で使したメッシュ

の180要素、覆工コンクリートの厚さ方向に対しては $5\text{cm}$ ピッチの6要素で、メッシュ数は1080である。また、解析コードの制約上、回転変形に関しては、解析では固定となるが、実験では自由であったことから差異が生じる。しかし、実験のひずみ値を分析すると、載荷形式AdおよびBでは、内面側と外面側ではほぼ同じ値となっており、曲げモーメントはほぼ発生していないと見なすことができ、実験と解析の比較は可能であると考えた。載荷形式Cでは、若干ではあるが、曲げモーメントが生じていると考えられ、その値は破壊時に近くなるほど発生したと考えられるため、載荷形式Cにおける解析の再現は参考として考えることにする。

### (3) ひび割れ進展FEM解析による実験の再現解析結果

#### ①荷重-変位関係

**図-2.23**にそれぞれ載荷形式Ad、B、およびCについて解析での天端の荷重と変位の実験結果とあわせて示す。これより本解析では、覆工のひび割れ発生に伴うと考えられる非線形挙動および最大荷重の値について、実験結果を概ね再現することが可能であり、実際の覆工においても最大荷重、すなわち構造耐力の把握に資すると考えられる。しかしながら、実験で得られたプレーンと単鉄筋のケースにおける最大荷重に達した後、すなわちポストピークの急激な荷重低下を的確に再現できていないことや、載荷形式Adについては最大荷重到達前の変形勾配も若干異なっていること、さらに、載荷形式Cにおいて破壊に近傍で若干のずれが見られた。

なお、ポストピークの急激な荷重の低下については、載荷形式BおよびB'の一部で試算を実施している<sup>2.3)</sup>。それによれば、圧縮の限界のひずみの $3500\mu$ に達した以降で、弾性係数を当初の10%の勾配で減少させた場合、構造耐力を越えても、比較的再現が可能であった。ただし、これらの数値の設定も含めて、今後の課題である。

#### ②荷重-ひずみ関係

荷重-ひずみ関係のうち、代表的な事例として、**図-2.24**にケースAd-1およびケースB-2について、圧縮ひずみが卓越する天端外側と肩部内側について示す。なお、実験におけるジャッキ配置の影響から $90^\circ$ でのひずみの測定が困難であったため、 $87.5^\circ$ と $92.5^\circ$ を測定したため、比較する解析も $87.5^\circ$ の部分とした。

これによると、実験で認められる終局圧縮ひずみ程度でひずみと荷重が減少するという現象は、解析では認められにくいことが分かる。しかし、それ以外の荷重の増加に伴うひずみの増加の状況は、実験と解析ではよく一

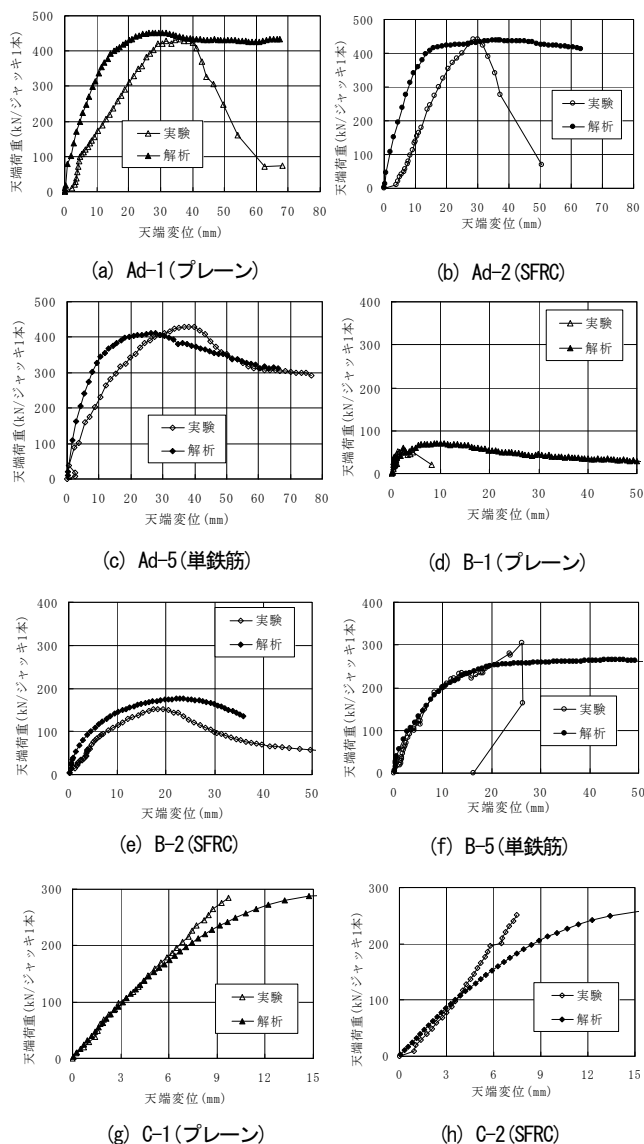


図-2.23 実験と解析の荷重-変位関係の比較

致している。したがって、本解析により実験でのひずみの発生状況は構造耐力までは比較的再現できているものと考えられる。

また、ひずみの分布については、横断方向のひずみ分布についても検討したところ、ひび割れ箇所に大きな引張ひずみが発生しているが、それ以外のひずみ分布については、本解析では、実験をよく再現できた。

### ③ひび割れ発生・進展、終局圧縮ひずみ、構造耐力と荷重の関係

これまでの実験等の結果より覆工の構造耐力が得られる力学的なメカニズムは以下の(a)、(b)および(c)のように述べる事ができる。

(a) 曲げと圧縮が作用し、曲げ圧縮破壊が生じる荷重条件(載荷形式 A、Ad)では、ひび割れ深さで規定される部材断面耐力に達しても構造の不安定は生じな

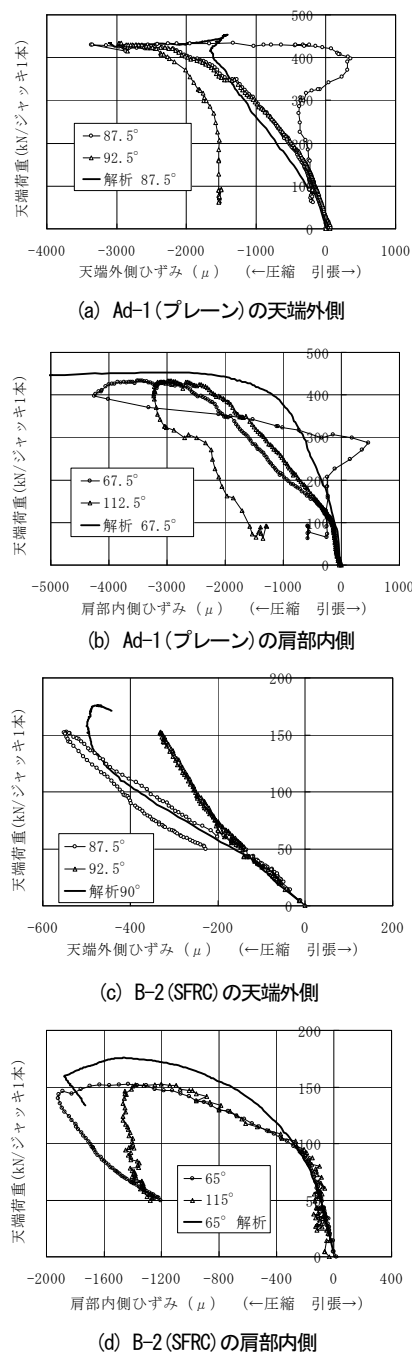


図-2.24 実験と解析のひずみの発生状況の比較の例

い。

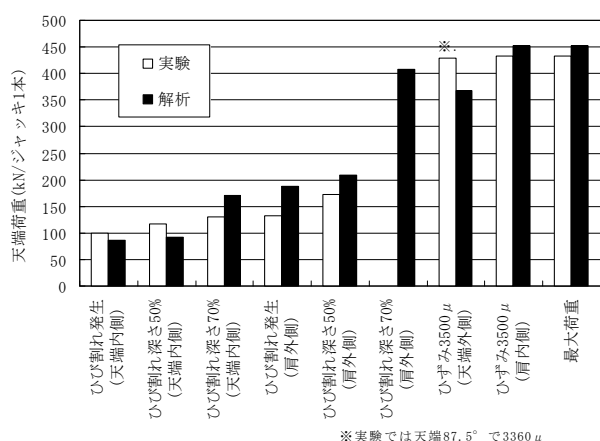
(b) 曲げが卓越する荷重条件(載荷形式 B)では、圧縮限界に達する断面が存在しなくても、複数断面でひび割れが発生し、構造が不安定となることで構造耐力に達する。

(c) 全断面で圧縮状態となり、圧縮破壊が生じる荷重条件(載荷形式 C)では、ある 1 つの断面が圧縮限界から決まる部材断面耐力に達することで構造耐力に達する。

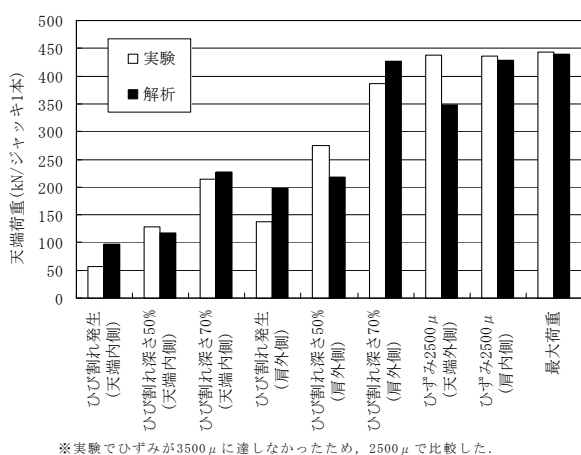
部材断面耐力と構造耐力には差があるため、より経済

的に覆工を設計する場合は、この構造耐力の評価が重要である。そこで、本解析手法が、載荷実験での構造耐力の決定メカニズムを再現でき、構造耐力に着目した覆工設計法の一つとして適用できるかどうかを検証した。

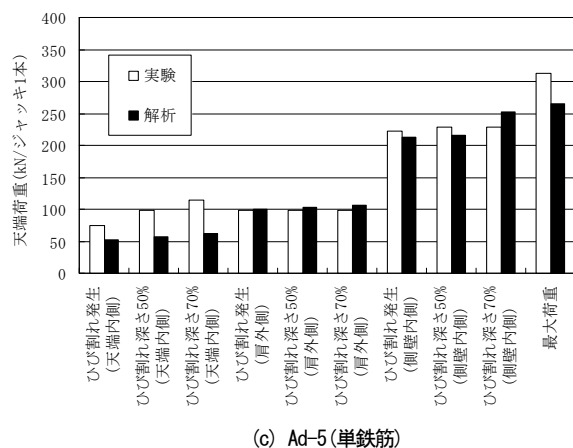
解析で得られたひび割れ発生荷重や各断面の部材断面耐力と構造耐力について、実験結果との比較を載荷形式 Ad の結果について図-2.25 に示す。これより、解析と実験は、各ひび割れ発生荷重や部材断面耐力に達する荷重、



(a) Ad-1(プレーン)



(b) Ad-2(SFRC)



(c) Ad-5(単鉄筋)

図-2.25 実験と解析における耐力の比較  
(載荷形式 Ad)

構造耐力に達する荷重が概ね一致している。すなわち、ひび割れ深さから決まる部材断面耐力に複数の断面で達した後、複数の断面でひずみの圧縮限界から決まる部材断面耐力に達し、構造耐力に至っていると言うことができ、解析は実験の構造耐力を決定するメカニズムをよく再現している。

また、載荷形式 B の結果について図-2.26 に示す。これより、複数の断面(天端と左右の肩部および側壁部の合計 5 箇所)でひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達し、構造が不安定となることで構造耐力に至っており、解析は実験の構造耐力決定メカニズムをよく再現している。また、B-1 を除いて 1 つの断面がひび割れ深さから決まる部材断面耐力に達しても、最大荷重までは余裕があり、構造耐力に達することにはなっていない。

このように、本解析はひび割れ発生およびその進展、さらには部材断面耐力によって決定される耐荷力、構造耐力の決定メカニズムおよび構造耐力に至るまで概ね再現できている。

以上より、構造耐力を考慮した設計に関して、ひび割れ進展 FEM 解析を適用する場合について、覆工の破壊メカニズム等の再現の可能性について検証した。その結果、本解析手法は、材料条件の影響を考慮した上での覆工コンクリートの非線形挙動、部材断面耐力に達する荷重、構造耐力に達する荷重、および構造耐力の決定メカニズムを概ね再現できることが分かった。よって、部材断面耐力によって決定される耐荷力のみならず、構造耐力に着目した設計手法に対してもある程度有用であると考えられる。ただし、安全性の観点から、部材断面耐力と構造耐力のどちらに着目して耐力の設計値とすべきかについては、その構造物の重要性や、構造物が至ると想定される限界状態との関連を検討した上で決定されるべきものであると考えられる。また、覆工コンクリートに使用する材料の特性を解析に反映するための特性値の設定にさらなる検討を要する。

#### (4) ひび割れ進展 FEM 解析の手法および結果の実務への適用性

以上より得られた知見を総合し、ひび割れ進展 FEM 解析の実務への適用性をまとめると以下ようになる。

- ・ ひび割れを考慮できる非線形の有限要素解析により、材料条件の影響を考慮した上での覆工コンクリートの非線形挙動、部材断面耐力に達する荷重、構造耐力に達する荷重、および構造耐力の決定メカニズムを概ね再現できる。
- ・ ひび割れ進展 FEM 解析によって、部材断面耐力によ

って決定される耐荷力のみならず、構造耐力に着目した設計手法に対してもある程度有用であるが、安全性の観点から、部材断面耐力と構造耐力のどちらに着目して設計を実施すべきかについては、そのトンネルの重要性や、トンネルが至ると想定される限界状態との関連を検討した上で決定されるべきものである。

- 使用する材料の定数の設定が問題となる。例えば、応力-ひずみ関係の設定に関して、圧縮応力の最大値の

設定や、最大値に達した以降、すなわちポストピークの設定等にはさらなる検討が必要である。

### 2.3.3 実トンネルに対する構造耐力の一試算

従来において山岳トンネルの覆工に対して解析的手法を用いて設計する場合は特殊な地山条件等の比較的限られた条件下であり、解析的手法そのものが十分確立されているとは言い難い。2.3.1 および 2.3.2 の議論で、フレーム解析およびひび割れ進展 FEM 解析といった数値解析の実務への適用性の検討を実施し、構造耐力を念頭に置いた場合は、課題は残るものの、ひび割れ進展 FEM 解析により比較的現象の再現が可能であることが明らかになった。

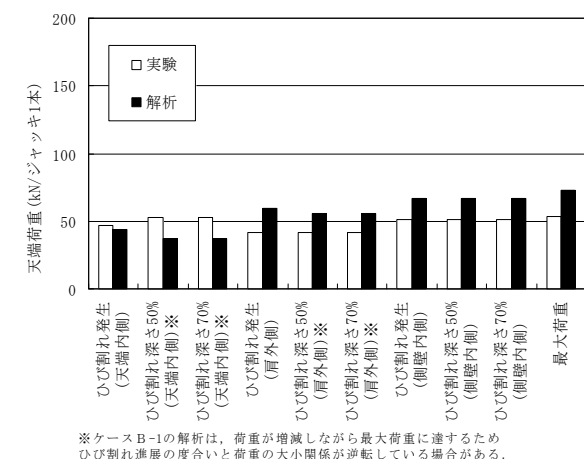
そこで本項では、妥当性を検証したひび割れ進展 FEM 解析を用いて、一般に設計に用いられる荷重形態に対する、実際の覆工構造の部材断面耐力によって決定される耐荷力および構造耐力によって決定される耐荷力の検討を行う。特に、実験では荷重制御と変位制御を含む 4 種類の載荷形式を仮定して実施したが、本解析では、実大規模の実験では再現が困難であるものの、現状のトンネルの設計で考えられていることが多い荷重の形態により得られる破壊のメカニズムに関する検討を実施した。

#### (1) 荷重の形態に対する実トンネルのケーススタディ

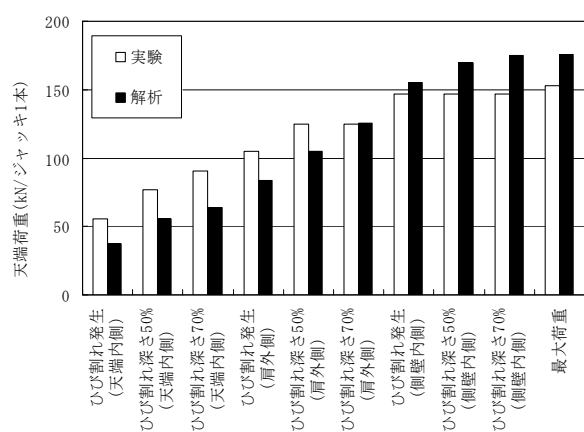
解析の対象とするトンネルは、図-2.27 に示す内空幅 10.6m の 2 車線道路トンネル相当規模である。解析では、厚さ 30cm の覆工を対象とし、支保工は考慮しない。この覆工をメッシュは図-2.22 と同様のピッチに分割し、解析を行った。地盤は地盤反力ばねでモデル化し、トンネル周上および覆工脚部に配置した。地盤条件は B 級地山相当 (地山変形係数  $D=5000\text{MPa}$ ) を基本としたが、地盤条件に対するパラメータスタディ結果を後述する。ばね定数の算定に必要な地盤反力係数は、文献<sup>2.16)</sup>による式で算定した。また、地盤ばねは脚部地盤ばねを除いて、トンネル内空側への変位に対して無効である非線形ばねとした。トンネル周上には、防水シート等による地盤との縁切りを考慮して接線方向の地盤ばねは設置せず、法線方向の地盤ばねのみとした。

本検討では従来の覆工コンクリートに採用されている設計基準強度  $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$  のプレーン (無筋) コンクリートを基本とし、SFRC および従来よりも強度が高い設計基準強度が  $30\text{N/mm}^2$  であるコンクリートについて比較検討した。

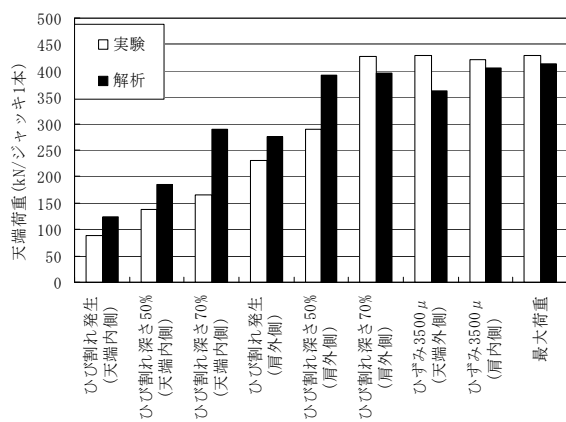
表-2.8 に本検討で試算する覆工材料の入力値を示す。この入力値は、現状の設計で用いられている値<sup>2.8)~2.10)</sup>、



(a) B-1 (プレーン)



(b) B-2 (SFRC)



(c) B-5 (単鉄筋)

図-2.26 実験と解析における耐力の比較 (載荷形式 B)

<sup>2.13)</sup>としたが、特に破壊エネルギーの算定に関しては、引張応力とひび割れの開口幅の関係から求めた。すなわち、プレーンコンクリートでは限界の開口幅が  $W_c=0.02\text{mm}$  であると仮定し、SFRC では実際の曲げ試験結果に基づいて算定した。この場合で、引張軟化曲線(引張応力-ひび割れ開口幅)の傾き  $\lambda$  と曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配  $\beta$  の関係は、 $\beta=1.85\lambda$  を用いた。なお、曲げ試験より求めた値としては、残留強度率  $\mu=0.7$ 、曲げ引張応力-ひび割れ開口幅曲線勾配  $\beta=0.528$  である。また、初期弾性係数は文献 <sup>2.15)</sup> に規定された応力ひずみ関係における原点での接線の傾きとした。

図-2.28 に想定した荷重形態を示す。これら 4 つの荷重形態は、通常の設計で用いられるものの代表的な事例を網羅していると考えられる。(a) は、スプリングラインより  $45^\circ$  から  $135^\circ$  の範囲に地盤ばねが設置されない状態で天端に部分的な荷重が作用する場合で、覆工背面に空洞が存在する状態で天端付近に岩塊の落下のような部分的な荷重が作用する場合等を想定している。(b) は、トンネル全周に地盤ばねが設置された状態で覆工に等方的な荷重が作用する場合である。また、同様にトンネル全周に地盤ばねが設置された状態で、(c) は、上方のみから、(d) は側方のみから荷重が作用する場合である。

図-2.29 にそれぞれの荷重形態における荷重変位曲線を示す。これによると、荷重形態によって荷重-変位関係が大きく異なっていることが分かる。さらに、ひび割

れ進展等の覆工の力学挙動の非線形性が解析結果によく表れていることが分かる。特に、材料別の荷重-変位関係を考えた場合、図-2.28(a) の部分的な荷重が作用した場合についてのみは SFRC と高強度コンクリートが同程度となっているが、その他のケースについては鋼繊維補強の効果がほとんど見られず、プレーンコンクリートの場合と同程度となっていることが分かる。一方で、高強度コンクリートの効果は各荷重形態においてある程度は認められる。

また、図-2.30 にそれぞれの荷重形態における、ひび割れ発生時、部材断面耐力到達時および構造耐力到達時のそれぞれの荷重値を示す。これによると、それぞれのケースにおいて、第 1 ひび割れが限界ひび割れ深さとな

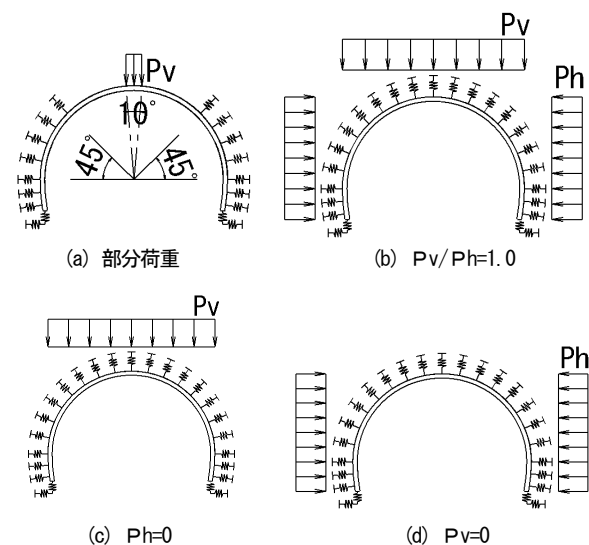


図-2.28 検討した荷重形態

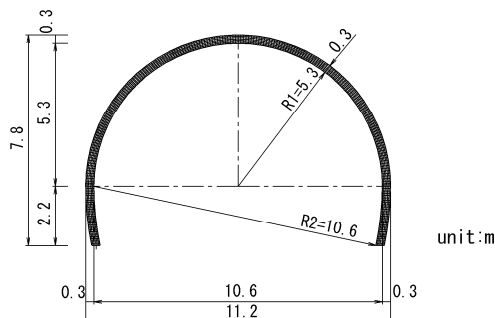


図-2.27 ケーススタディ対象断面

表-2.8 ケーススタディの解析入力値

| 内容                              | プレーン  | 高強度   | SFRC  | 備考                                                   |
|---------------------------------|-------|-------|-------|------------------------------------------------------|
| 設計基準強度:<br>$\sigma'_{ck}$ (MPa) | 18    | 30    | 18    | —                                                    |
| 設計圧縮強度:<br>$f_{cd}$ (MPa)       | 13.85 | 23.08 | 13.85 | $\sigma'_{ck}/\gamma_m (=1.3)$                       |
| 圧縮強度:<br>$f_c$ (MPa)            | 11.77 | 19.62 | 11.77 | $0.85f_{cd}$                                         |
| 引張強度:<br>$f_t$ (MPa)            | 1.215 | 1.708 | 1.215 | $0.23\sigma'_{ck} \gamma_m \gamma_m \gamma_m (=1.3)$ |
| 残留強度率                           | —     | —     | 0.7   | —                                                    |
| 破壊エネルギー:<br>$G_f$ (N/m)         | 12.15 | 17.08 | 1268  | 引張応力-開口幅の<br>グラフ面積                                   |
| 初期弾性係数:<br>$E$ (MPa)            | 11770 | 19620 | 11770 | 応力ひずみ曲線より<br>算定                                      |
| ポアソン比: $\nu$                    | 0.2   | 0.2   | 0.2   | —                                                    |

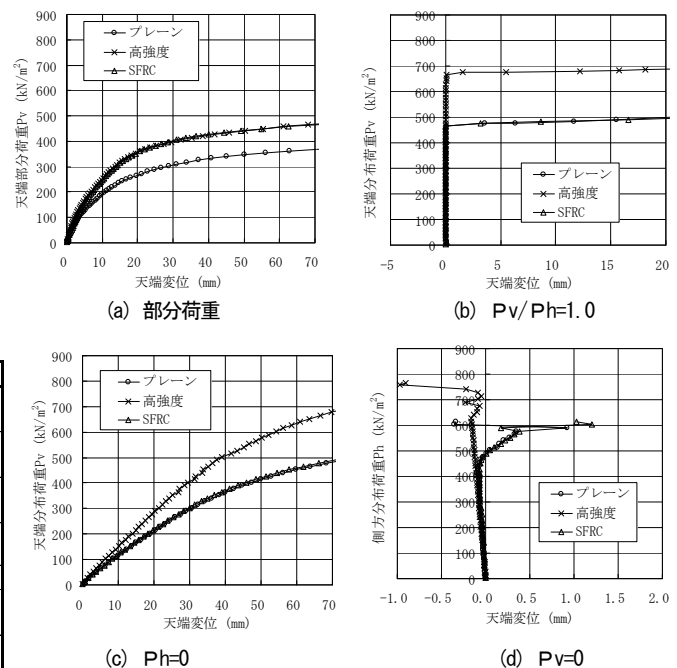
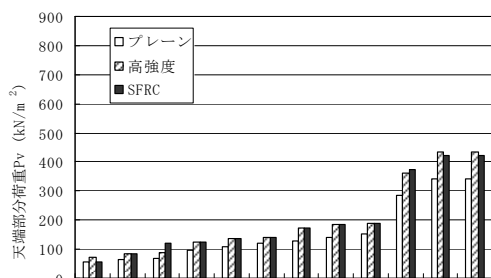
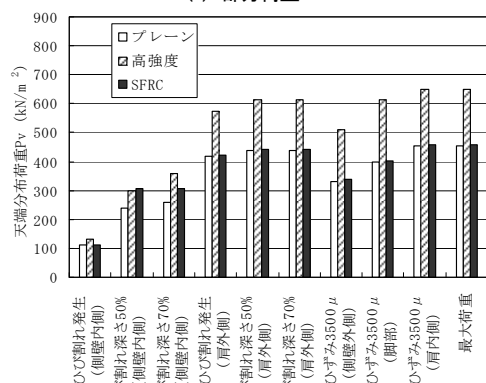


図-2.29 解析の荷重変位曲線

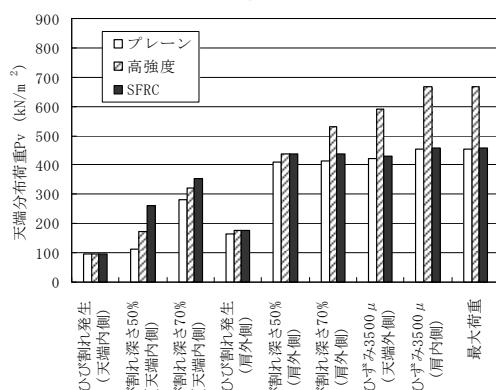
り部材断面耐力に達したとしても、構造耐力にはかなり



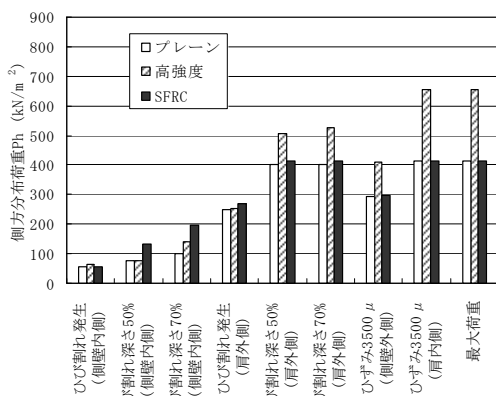
(a) 部分荷重



(b)  $P_v/Ph=1.0$



(c)  $Ph=0$



(d)  $P_v=0$

図-2.30 実トンネル解析の断面・構造耐力

の余裕があることが見られることから、構造耐力まで考慮した設計を行った場合はかなり経済的な断面となることが分かる。例えば、最も耐荷力が小さい部分的な荷重が作用するプレーン覆工では、ひび割れ発生荷重  $55\text{kN/m}^2$  (地山の単位体積重量を  $24\text{kN/m}^3$  と仮定すれば、土荷重高さで約  $2.3\text{m}$  に相当)、部材断面耐力によって決定する耐荷力  $65\text{kN/m}^2$  (同約  $2.7\text{m}$  に相当) に対して、最大荷重 (構造耐力)  $340\text{kN/m}^2$  (同約  $14.2\text{m}$  に相当) との差は  $5.2$  倍となっている。

なお、部材断面耐力によって決定される耐力に対する鋼繊維による向上効果は、 $P_v/Ph=1.0$  の場合を除いて十分認められることが分かる。また、構造耐力に対する鋼繊維による向上効果は、(a) の部分荷重の場合について顕著に認められる。

すなわち、耐荷力に対する鋼繊維による向上効果は、部材断面耐力のように、ある断面におけるひび割れ進展抑制について顕著であるが、トンネル全体の構造耐力に対しては、多くの場合、その効果は顕著ではない。このことは、載荷実験の結果とも合致するものである。しかし、地盤の拘束が不十分であったり、荷重が部分的に作用したりするなど、曲げモーメントが卓越する場合については、構造耐力に対しても鋼繊維による向上効果はある程度期待できることになる。

一方、高強度コンクリートは、圧縮強度および引張強度とも増加しているため、荷重形態によらず部材断面耐力によって決定される耐荷力や構造耐力両者についてある程度の向上の効果が期待できる。ただし、部材断面耐力によって決定される耐荷力に対する効果は、SFRC に比較して顕著ではない可能性が高い。

## ②地山条件に対する実トンネルのケーススタディ

これまで述べてきた解析手法において、地盤条件として地山の変形係数が変化した場合、部材断面耐力によって決定される耐力および構造耐力によって決定される耐荷力がどのように変化するかを検討する。解析条件は、前節までの荷重形態のケーススタディのものと同様であり、地盤条件のみをこれまで考慮していた B 級地山相当 (地山の変形係数  $D=5000\text{MPa}$ ) から、C II 級地山相当 (地山の変形係数  $D=1000\text{MPa}$ )、都市部の地山相当 (地山の変形係数  $D=100\text{MPa}$ ) と変化させることとする。

図-2.31 に地山の変形係数と、それぞれの材料における部材断面耐力によって決定される耐荷力および構造耐力によって決定される耐荷力の関係を示す。

これより、B 級地山相当で  $340\text{kN/m}^2$  (部分荷重、プレーン、地山の単位体積重量を  $24\text{kN/m}^3$  とすれば、土荷重

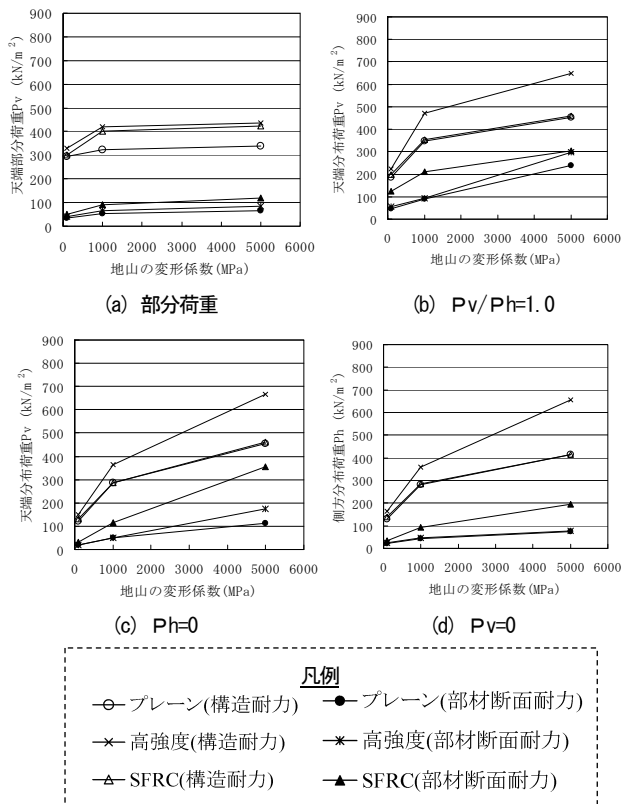


図-2.31 地山の変形係数と部材断面耐力・構造耐力の関係

高さ約 14.2m 相当)から  $665 \text{ kN/m}^2$  ( $Ph=0$ 、高強度、土荷重高さ約 27.7m 相当)までであった構造耐力が都市部の地山相当で  $123 \text{ kN/m}^2$  ( $Ph=0$ 、プレーン、同約 5.1m 相当)から  $328 \text{ kN/m}^2$  (部分荷重、高強度、同約 13.7m 相当)までに低下していることが分かる。

また、図-2.31 (a) の部分荷重は、ばね設置範囲が部分的であるため、地盤の変形係数の耐力に及ぼす影響が他の荷重形態に比べて小さくなっている。一方、他の荷重形態では、地盤の変形係数が小さくなると、耐力は減少しており、その割合は地盤の変形係数が小さくなるほど、やや大きくなる。

なお、各荷重形態において、部材断面耐力によって決定される耐力に対して、鋼繊維による耐力の向上効果が高いということは、変形係数が小さくなくても同様である。さらに (a) の部分荷重の場合には、鋼繊維による耐力の向上効果が構造耐力に対しても認められるということも変形係数が小さくなくても同様であることが分かる。

#### 2.3.4 解析に関する知見とまとめ

本節では 2 種類の解析手法を用いて、覆工の挙動に関する検討を実施した。

フレーム解析については、ひび割れが発生しない範囲

内では、部材断面耐力に至るまでの挙動を比較的簡易に再現できる。また、全断面圧縮のような載荷形式に対しては、構造耐力までを再現できる。ただし、非線形、すなわち、ひび割れ発生後については、回転ばね定数の設定を行う必要がある。加えて、使用材料の差は回転ばね定数の差に与える影響が小さく、繊維混入の効果の定量的な反映が困難である。また、部材断面耐力へ達するかどうかの判定を部材耐力曲線の考え方に委ねる場合のコンクリートの引張領域・引張強度等の設定について検討する必要がある。

ひび割れ進展 FEM 解析については、ひび割れの発生後も構造全体の挙動を簡易に再現でき、構造耐力を算定する場合に比較的適しており、外力に対して設計を行う場合は、フレーム解析に比較して、より経済的に設計できる可能性が高い。また、荷重の作用形態による差異や地山の硬軟における解析を実施すれば、鋼繊維の効果が発揮される荷重の形態を明らかにできる。ただし、使用する材料の定数、例えば応力-ひずみの関係や、コンクリートの引張特性の評価に厳密性が問われる。また、本解析では平面応力状態の仮定を設けて解析を行ったが、実際にトンネルの解析を行う場合は平面ひずみ状態の仮定を設けることが多いことから、3 次元方向の挙動をより厳密に取り扱わなければならない場合はその点の検証も課題である。

また、2 種類の解析手法による検討において、共に覆工の自重による影響を考慮していない。加えて、両者とも 2 次元解析による検討にとどまっている。今後の課題としては、自重による影響の検証や、3 次元解析による検討、また、部材断面耐力と構造耐力のどちらを耐力力の設計値とするかの検討が必要である。

#### 2.4 覆工コンクリートの耐荷性に関する知見

本研究では、覆工コンクリートの耐荷性に関する研究として、覆工に使用する材料条件、および覆工に作用する地山条件、荷重の状態が覆工の力学的な挙動に与える影響を検討する目的で覆工載荷実験を行い、特に SFRC を使用した場合の補強効果や耐力向上の効果について明らかにした。また、実験結果を踏まえた数値解析により、部材断面耐力や構造耐力の再現に適した解析手法の検討を行い、耐荷性の評価法に関する知見や課題を明らかにした。その結果、以下に示す知見が得られた。

- 1) 供試体に初めてひび割れが発生してから実際にトンネルが構造耐力に達するまでの荷重の差は大きい場合があり、その傾向は荷重条件によって異なる

る。

- 2) 鋼繊維による補強効果が明確に表れやすい荷重条件と表れにくい荷重条件がある。すなわち、曲げの影響が顕著な荷重条件ではSFRCがプレーンコンクリートの場合よりも構造耐力が大きくなる。軸力の影響が卓越する荷重条件の場合では鋼繊維の混入を行っても構造耐力は改善されない。
- 3) 鋼繊維による補強効果が明確に表れやすい荷重条件下において、鋼繊維の長さを短くした場合は、構造耐力が低下するとともに構造耐力に達した後の荷重の低下が急になることから、ひび割れ発生後の抵抗力が小さくなる。また、同一の混入率の樹脂繊維を用いた場合は鋼繊維を用いた場合と比較して、構造耐力が低下するとともに構造耐力に達した後の荷重の低下が急になる。以上より、想定する構造耐力に応じた繊維の種類や混入率の検討が必要となる。
- 4) 覆工が破壊する場合、プレーンコンクリートを用いた覆工では材料の剥落が見られたのに対し、SFRCを用いた覆工では、剥落は見られないことから、外力による破壊を伴う場合、SFRCにはコンクリート片の剥落抑止の効果がある
- 5) ひび割れを回転ばねに模擬したフレーム解析では、解析によって得られた断面力と耐力曲線の関係より、第1 ひび割れが発生する場合までの部材断面耐力に達する荷重の算定が可能である。
- 6) ひび割れ進展FEM解析では、ひび割れが発生した後の非線形性を考慮できることにより、構造耐力に至る状態を再現できる。また、鋼繊維の効果が発揮できる荷重の形態を解析的に明らかにすることができる。

また、本実験および解析結果に基づく今後の課題は以下のとおりである。

- ① 覆工の部材断面耐力と構造耐力の関連性が荷重の状態や地山の状態により異なることが明らかとなった。ひび割れ進展FEM解析をもとに、実トンネルにおけるケーススタディは解析的に実施したものの、本研究で取り上げることが出来なかった種々の条件を考慮した実験および解析による検証が必要である。
- ② 解析でひび割れの影響を考慮する場合は、ひび割れ自体の挙動が系全体の挙動に影響を及ぼすため、その適切な把握が重要である。特にフレーム解析では、構造の変形に対して軸力や地山条件の影響

を考慮できる回転ばね定数の算定を行う必要がある。

- ③ 部材断面耐力の評価に用いる断面耐力曲線を算定する際のコンクリートの引張領域・引張強度の設定について検討する必要がある。
- ④ ひび割れ進展FEM解析においては、部材断面耐力および構造耐力に達するまでの現象の再現が概ね可能となるが、解析において使用するSFRCに関する諸定数を適切に設定する必要があるとともに、設計上の考え方の課題として、部材断面耐力と構造耐力のどちらを用いて耐力の設計値とするかについては、十分な検討が必要である。

## 参考文献

2. 1) 真下英人、砂金伸治、城間博通、馬場弘二：トンネル覆工の薄肉化に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書、第275号、2001. 3
2. 2) 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
2. 3) (社)日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、平成15年11月
2. 4) 砂金伸治、真下英人、義永茂司、馬場弘二、城間博通：トンネル覆工の耐力に関する基礎的研究、トンネル工学研究論文・報告集、第11巻、pp. 141~146、2001. 11
2. 5) (社)日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、平成元年6月
2. 6) 真下英人、砂金伸治、木谷努、遠藤拓雄：数値解析によるトンネル覆工の耐力の評価に関する研究、トンネル工学報告集、第14巻、pp. 279~286、2004. 11
2. 7) 土木学会：コンクリート標準示方書(設計編)、1996
2. 8) 併進工法設計施工研究委員会：併進工法設計施工マニュアル(都市トンネル編)、1992. 8
2. 9) 日本鉄鋼連盟：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアルートンネル編ー、2002. 11
2. 10) 土木学会コンクリート委員会：鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)、コンクリートライブラリー97、1998. 11
2. 11) Cervenka Consulting：ATENA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of

Reinforced Concrete Structure, Program  
Documentation, Prague, 2001. 6

- 2. 12) Kupfer, H. , Hilsdorf, H. K. , Rusch, H. : Behavior  
of Concrete under Biaxial stress, ACI Journal,  
Vol. 66, No. 8, pp. 656-666, 1969. 8
- 2. 13) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照  
査編〕、2002. 3
- 2. 14) Bazant, Z. P. , Oh, B. H. : Crack Band Theory for  
Fracture of Concrete, Materials and  
Structures, RILEM, vol. 16, pp. 155-177, 1983
- 2. 15) CEB:CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford,  
1993
- 2. 16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説〔下部構造  
編〕、2002. 3
- 2. 17) 真下英人、砂金伸治、木谷努、遠藤拓雄：トンネ  
ル覆工の耐荷力と設計に関する研究報告書、土木  
研究所資料、第 3961 号、2005. 3

### 3. トンネル覆工コンクリートの耐久性

#### 3.1 概説

昨今、コンクリート構造物の耐久性の向上に関する課題が取り上げられているが、トンネル構造に関しても、覆工コンクリートからのコンクリート片の剥離・剥落に対する安全性の向上や耐久性の向上の検討を行う必要性が生じている。そのためには、覆工に要求される性能を明らかにした上で、力学的理論等に基づいた合理的な覆工コンクリートの設計法の確立が必要であると考えられる。しかし、前章まで取り上げたように、現在の覆工コンクリートの設計は、一部の不良地山等の特殊条件を除き、これまでの実績や経験に基づき行われていることが多い。

トンネル覆工コンクリートの剥離・剥落に対する安全性や耐久性を向上させるためには様々な面からのアプローチがあり、施工面において種々の取り組みがなされてつつあるが、それだけで十分に効果があげられるとは言い難い。そのため、設計面においても、覆工コンクリートに発生するひび割れへの対応を検討する必要があると考えられる。ひび割れが発生し、進展することで、結果的に覆工コンクリートの剥離・剥落の発生に至ることは避けなければならない。

ひび割れの発生は外力による外的な要因によるものや、材質の劣化等に見られる内的な要因によるものに大別できる。前者に対する検討は、前章の検討等に見られる実験や数値解析を通じてメカニズムの解明が進みつつあると考えられる。しかし、安全性の確保、ひいては、長期の耐久性を向上させようとする場合には、後者の検討が重要となる。とりわけ、覆工コンクリート打設後のコンクリートの温度収縮や乾燥収縮に伴い発生するひび割れに対する配慮が必要であると考えられる。耐久性が向上することは、安全性の向上に加え、覆工コンクリートの点検・観察を効率的かつ効果的に実施できる可能性もあり、コストの縮減につながる。しかし、これまで、母材コンクリートの配合がトンネル覆工における温度収縮や乾燥収縮によるひび割れに与える影響や周辺の環境条件との関連性、加えて、昨今使用頻度が高まってきた鋼繊維補強コンクリート(以下、SFRCとする)を覆工コンクリートに使用する場合のひび割れの発生や進展の抑制等に対する効果に関して解明されているとは言い難い。

本章では、覆工コンクリートの耐久性に関する研究として、覆工コンクリートに発生する温度収縮および乾燥

収縮(以下、温度・乾燥収縮とする)によるひび割れに着目し、実際のトンネル覆工コンクリートに使用されている配合を念頭に置いた要素実験を実施した。特に、材料条件としてSFRCを用いた場合や、環境条件の差異がひび割れ発生に与える影響を検討した<sup>3.1)</sup>。ここで、温度収縮と乾燥収縮のひび割れを同一に取り扱うこととしたのは、覆工コンクリートの打設後には水和熱による温度収縮による影響があると考えられ、また、セントルの脱型後には乾燥収縮による影響があると考えられるものの、これらの現象を切り離して取り扱うことが困難であると考えたためである。

本章では具体的には、鋼繊維の繊維長や混入率が覆工コンクリートの温度・乾燥収縮に与える影響や、SFRCを用いた場合の耐久性の向上の効果に関する検証を行った。加えて、実際のトンネルにおいて覆工コンクリートにSFRCを用いた場合の試験施工を実施し、実際の覆工コンクリートにおけるSFRCの温度・乾燥収縮によるひび割れ抑制の効果の把握を行い、覆工コンクリートの耐久性に与える影響を把握した。

#### 3.2 温度・乾燥収縮ひび割れの抑制効果に関する要素実験

本節では覆工コンクリートに使用されている配合による供試体を用いて、主として温度・乾燥収縮により発生するひび割れの挙動を把握するための実験に関して述べる<sup>3.1)~3.2)</sup>。

##### 3.2.1 要素実験の概要

本要素実験はコンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験方法<sup>3.3)</sup>に準じて実施した。要素実験ではプレーンコンクリートとSFRCを予め準備した型枠に打設して供試体を作製し、恒温恒湿室にて一定の温度と湿度に保ちつつ、供試体に発生するひずみを測定した。また、ひび割れ発生までの材齢を目視観察とひずみの変化を基に計測し、発生したひび割れの幅をクラックゲージにて測定した。

図-3.1 および図-3.2に実験に用いた供試体を示す。供試体は拘束供試体と自由供試体から構成される。図-3.1の拘束供試体は、鋼製の剛な型枠にコンクリートを打設するものであり、両端部ではジベルによりコンクリートを拘束する。コンクリート中央部には凹部を作り、両端が拘束されることに伴い、凹部ではコンクリートの収縮によりひび割れが発生しやすくなる。コンクリート供試体には凹部中央と両端、および型枠の2箇所の合計5箇所にひずみゲージを貼付し、供試体に発生する収縮に伴

うひずみの経時変化を測定した。ひずみの計測は、供試体を脱型し、表面が乾燥してゲージの貼付が可能となった材齢3日より測定を開始した。

図-3.2の自由供試体は、拘束供試体に発生したひずみと比較を行うためのものである。拘束がないため、収縮等によるひび割れは実験で対象とする材齢の範囲内では発生しないが、本供試体で得られたひずみから、拘束に起因するひずみ量を検討することが可能となる。

### 3.2.2 実験条件

本実験において、以下の2点に対して検討を実施した。

- ① 覆工に用いられるコンクリートの温度・乾燥収縮の影響により発生するひび割れの把握
- ② 覆工コンクリートの温度・乾燥収縮過程で生じるひび割れの発生や進展を抑制する手段としてのSFRCの適用性の把握

具体的には、供試体の繊維の繊維長や混入率といった材料条件が覆工コンクリートの温度・乾燥収縮に与える影響を検討するとともに、供試体に強制的に送風を実施した場合および湿度を変化させた場合といった環境条件による影響の検討を行った。

#### (1) 供試体の諸元

検討では2種類のコンクリートの配合を用いた。表-3.1に配合表を示す。配合(A)は既存の覆工コンクリートのうち、スランプが12cmの場合で、プレーンコンクリートを用いる場合に採用される配合を模擬したものであ

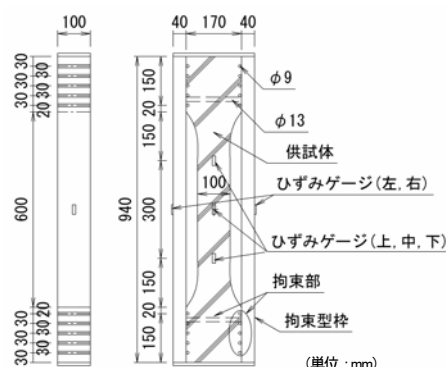


図-3.1 拘束供試体の概要

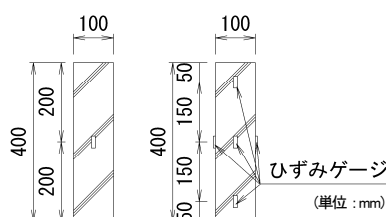


図-3.2 自由供試体の概要

る。また、配合(B)は鋼繊維長が60mm、混入率が0.5%である場合に採用されることが多い覆工コンクリートの配合を参考としつつ、実験上の比較のために水セメント比を配合(A)と同一としたものである。実際の覆工の施工では、施工性の観点からスランプによる影響を加味して配合を決定するため、鋼繊維長や混入率を変化させる場合は母材コンクリートの配合を調整する。本実験では繊維による影響を検討する目的から、母材のコンクリートの配合はすべてのケースにおいて配合(B)のままで実験を実施した。これにより鋼繊維の混入後ではスランプロスが生じるが、鋼繊維の混入度合いによりその程度も異なり、全ケースでスランプは15cm未満となった。また、母材コンクリートそのものによる影響を把握するために、配合(B)でプレーンコンクリートとした場合の実験(以下、ベースと称する)も併せて実施した。なお、表-3.1における配合(B)のスランプは鋼繊維混入前のプレーンコンクリートにおける状態のスランプを指す。

表-3.2に実験を実施したケースの総括とその場合の拘束条件および環境条件を示す。実験は4つの打設シリーズに分けて実施した。以下にケース名と各シリーズの内容を示すが、基本的にケース名の数字が同一であるものは、配合が同一であることを示す。

第1シリーズは、恒温恒湿室にて一定温度(20℃)、一定湿度(40%)の条件において、配合(A)と配合(B)のプレーンコンクリート、および配合(B)として鋼繊維の長さや混入率を変えた7種類のケースにて実験を実施した。なお、プレーンコンクリート1~2では同一の配合にて4体の供試体を作成し、また、鋼繊維補強のケース3~7では同一の配合にて2つの供試体を作成し実験を行った。1体目から4体目(または2体目)の供試体はそれぞれa、b、cおよびdとする。これらのケースでは図-3.1に示した拘束供試体で実験を実施した。また、第2シリーズは、第1シリーズの供試体の中で限られたケースではあるが、図-3.2に示した自由供試体で実験を実施したケースである。以降、ケース名に「-f」の表記があるケースは自

表-3.1 要素実験の配合表

| 配合名                             | (A)  | (B)  |
|---------------------------------|------|------|
| 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )     | 18   | 18   |
| 呼び強度                            | 25.5 | 25.5 |
| スランプ(cm) (プレーンコンクリートでの状態)       | 12   | 15   |
| 空気量(%)                          | 4.5  | 4.5  |
| 粗骨材の最大寸法Gmax (mm)               | 20   | 20   |
| 水セメント比(%)                       | 55   | 55   |
| 単位水量 (kg/m <sup>3</sup> )       | 161  | 169  |
| セメント (kg/m <sup>3</sup> )       | 293  | 308  |
| 混和剤(AE減水剤) (kg/m <sup>3</sup> ) | 3.14 | 3.3  |

由供試体の実験である。また、第3シリーズは、トンネル坑内に吹く風の影響のみを考慮するため、温度や湿度は基本のケースと同一であるが、供試体に2m/sの一定風を常時あてた場合のケースについての実験である。風がある場合のケースについては、ケース名に「-w」の表記がある。また、第4シリーズは、トンネル内の湿度の影響のみを考慮するため、温度は基本のケースと同一であるが、湿度を60%としたシリーズである。湿度が60%である場合のケースについては、ケース名に「-h」の表記がある。なお、本研究では実験装置等の制約により、一連の実験を4回の打設に分けて実施している。表-3.2中に示した打設回数が同一のものは、同一の時期に同一の条件で実験が行われたことを意味している。

図-3.3に実際のトンネル内の温度と湿度の計測結果の一例を示す。この計測は11月から翌年6月まで実施された。この間、3月上旬までは施工が継続し、その後は施工が停止されており、6月の時点でトンネルは貫通していない。トンネル内の温度は約0~25℃、湿度は約30~90%で分布しているが、施工中ということもあり、冬季ではあるが温度が高めに推移していた。

既往の研究による要素実験においては、大多数が温度の設定は20℃程度、湿度が40~65%程度で実施されている<sup>3.4)~3.7)</sup>。また、文献<sup>3.3)</sup>では、温度は20±1℃、湿度は60±5%で実施することが原則としつつ、試験の目的によって定めた条件のある場合にはその条件によらずとされて

いる。上述したように本要素実験では第1~3シリーズの実験を温度は20℃、湿度は40%で実施しているが、特に湿度を40%と既往の事例や実測値と比較して低めにした理由は覆工コンクリートに対して厳しい環境条件で実験し、結果を比較することが望ましいと考えたためである。この種の温度や湿度に関するデータの蓄積はこれまでは非常に限られており、図-3.3に示した傾向がトンネル全てを代表するものではない。今後、この種のデータの蓄積が必要であると考えられる。

## (2) 実験状況

写真-3.1に実験での拘束供試体の設置状況の例を示す。コンクリートの打設は上方から流し込むように行った。本実験では覆工コンクリートが実際に置かれている形状や拘束条件、例えば、覆工コンクリートがアーチ状であることや、背面に防水シートが存在することは考慮していない。このことから、本実験はコンクリートの配合、混入材料、および覆工の養生環境の影響等を検討するものであると言うことができ、本実験結果で得られたひび割れ発生材齢や供試体に生じるひずみの絶対量が、実際のトンネルにおけるひび割れ発生材齢やひずみの値とは必ずしも一致しない可能性が高いことに注意を要する。

表-3.2 実験ケース総括表

|                   | ケース名  | 配合 | コンクリート<br>(鋼繊維長・混入率) | 使用した<br>供試体 | 湿度  | 風  |
|-------------------|-------|----|----------------------|-------------|-----|----|
| 第1シリーズ<br>(打設1回目) | 1-a   | A  | プレーン                 | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 1-b   | A  | プレーン                 | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 1-c   | A  | プレーン                 | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 1-d   | A  | プレーン                 | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 2-a   | B  | プレーン(ベース)            | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 2-b   | B  | プレーン(ベース)            | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 2-c   | B  | プレーン(ベース)            | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 2-d   | B  | プレーン(ベース)            | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 3-a   | B  | 鋼繊維(60mm・1.0%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 3-b   | B  | 鋼繊維(60mm・1.0%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 4-a   | B  | 鋼繊維(60mm・0.5%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 4-b   | B  | 鋼繊維(60mm・0.5%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 5-a   | B  | 鋼繊維(60mm・0.3%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 5-b   | B  | 鋼繊維(60mm・0.3%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 6-a   | B  | 鋼繊維(30mm・0.5%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 6-b   | B  | 鋼繊維(30mm・0.5%)       | 拘束          | 40% | 無  |
| 第2シリーズ<br>(打設2回目) | 7-a   | B  | 鋼繊維(30mm・0.3%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 7-b   | B  | 鋼繊維(30mm・0.3%)       | 拘束          | 40% | 無  |
|                   | 1-a-f | A  | プレーン                 | 自由          | 40% | 無  |
|                   | 1-b-f | A  | プレーン                 | 自由          | 40% | 無  |
|                   | 2-a-f | B  | プレーン(ベース)            | 自由          | 40% | 無  |
| 第3シリーズ<br>(打設3回目) | 2-b-f | B  | プレーン(ベース)            | 自由          | 40% | 無  |
|                   | 3-a-f | B  | 鋼繊維(60mm・1.0%)       | 自由          | 40% | 無  |
|                   | 3-b-f | B  | 鋼繊維(60mm・1.0%)       | 自由          | 40% | 無  |
| 第4シリーズ<br>(打設4回目) | 1-w   | A  | プレーン                 | 拘束          | 40% | 送風 |
|                   | 2-w   | B  | プレーン(ベース)            | 拘束          | 40% | 送風 |
|                   | 1-h   | A  | プレーン                 | 拘束          | 60% | 無  |
|                   | 1-h-f | A  | プレーン                 | 自由          | 60% | 無  |
|                   | 4-h   | B  | 鋼繊維(60mm・0.5%)       | 拘束          | 60% | 無  |
|                   | 4-h-f | B  | 鋼繊維(60mm・0.5%)       | 自由          | 60% | 無  |

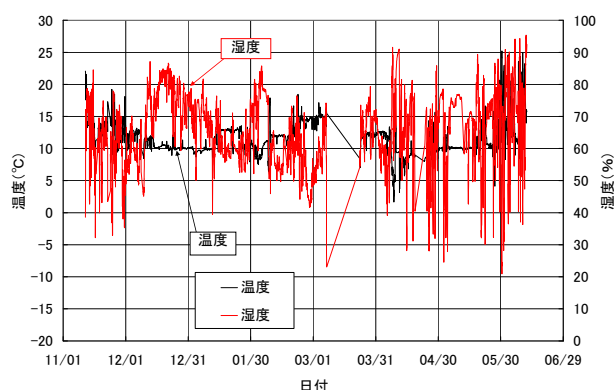


図-3.3 トンネル内の温度と湿度の変化例



写真-3.1 拘束供試体の設置状況



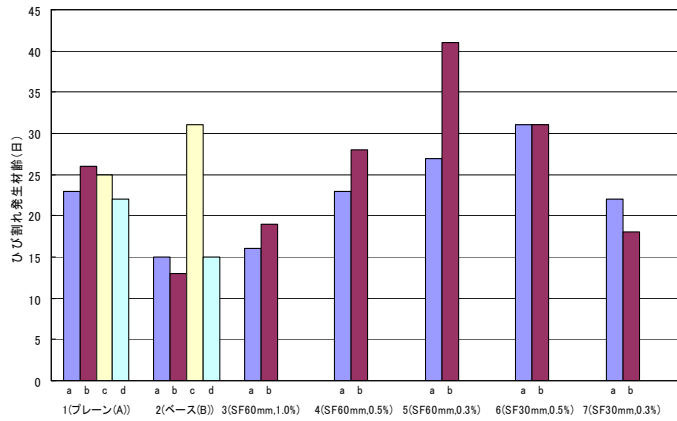


図-3.5(a) 供試体毎のひび割れ発生材齢

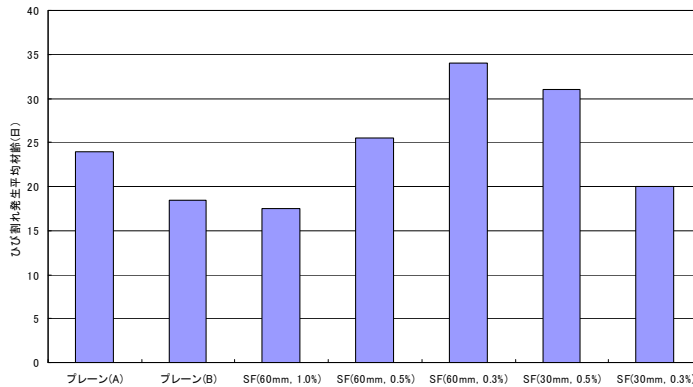


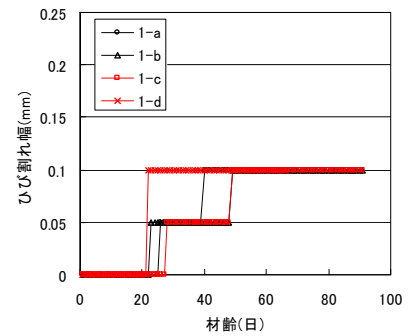
図-3.5(b) 同一配合・繊維長・混入率毎のひび割れ発生材齢

の混入率や繊維長とひび割れ幅の進展との間にも相関は認められない。

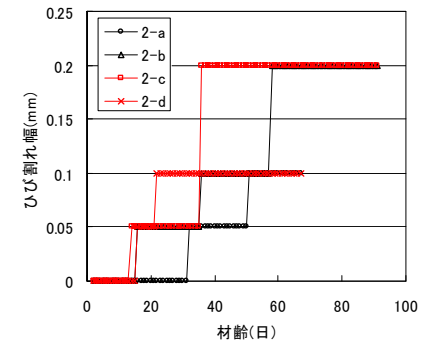
写真-3.2 に要素実験のひび割れ発生の一例としてケース 1-a の状況を示す。ひび割れは拘束供試体の中央部に 1 本だけ発生し、供試体に輪切り状で発生する形態が多数を占めた。2 章の載荷実験の結果から考えると、SFRC を用いた場合は、ひび割れが分散する効果が挙げられたが、その効果は要素実験では確認できなかった。以上より、ひび割れやその幅に対する混入率や繊維長の影響に関しては、実大規模での検証もしくは、より大きな供試体による実験が必要であり、要素実験ではひび割れの発生に対する材齢の議論を行うことが適していると考えられる。

## ②拘束供試体のひずみの経時変化

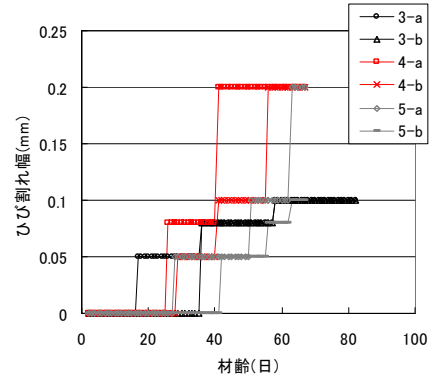
拘束供試体に貼付したひずみゲージにより測定した、供試体および型枠に発生するひずみの経時変化のうち、一例としてケース 1-a の結果を図-3.7 に示す。なお、凡例中の上・中・下が供試体に発生するひずみであり、左・右が型枠に発生するひずみであり、位置は図-3.1 に示してある。なお、ひずみの正負については、引張ひずみが正、圧縮ひずみが負である。



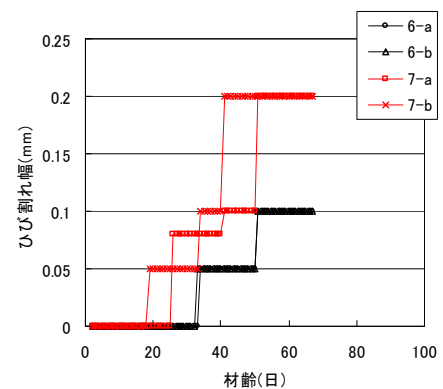
(a) プレーン(配合(A))



(b) プレーン(ベース, 配合(B))



(c) SFRC(繊維長 60mm のケース)



(d) SFRC(繊維長 30mm のケース)

図-3.6 拘束供試体に発生したひび割れ幅

図-3.8 にひずみの発生メカニズムについて示す。ひずみの値を個々に取り上げて定量的に議論することは困難であるが、ひずみと拘束供試体の挙動に関する全体的な傾向としては以下のとおりであると考えられる。

- ・【打設直後】 打設直後は供試体および型枠ともに



(a) 供試体表面



(b) 供試体背面

写真-3.2 ひび割れ状況の例(ケース 1-a)

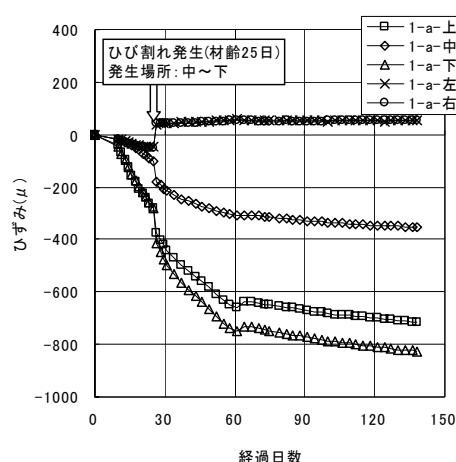


図-3.7 プレーンコンクリート(配合(A), ケース 1-a)のひずみの経時変化

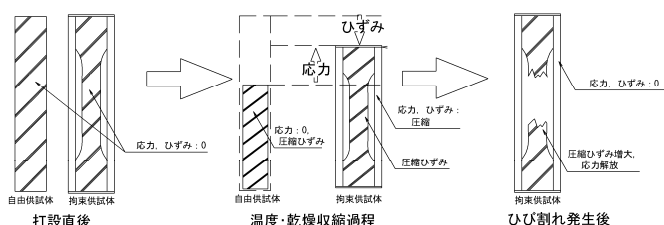


図-3.8 拘束供試体のひずみの発生および ひび割れのメカニズム

ひずみや応力が0の状態である。

- ・【温度・乾燥収縮過程】 温度・乾燥収縮が進行している計測開始後からある程度までは、供試体・型枠

ともひずみは圧縮方向に発生する。これはコンクリート自体が収縮する方向へ変形し、それに伴い、ひずみゲージも収縮するためであると考えられる。供試体には拘束に伴う圧縮方向のひずみ、すなわち収縮ひずみが発生し、それに追従する形で型枠にも圧縮ひずみが発生する。なお、拘束がない自由供試体についても、収縮に起因するひずみは発生する。

【ひび割れ発生後】 拘束供試体の実験において、ある材齢に達した時点で、ひずみは不連続な変化を示す点がある。この時点で、供試体は収縮ひずみが急激に増大し、その逆に型枠は引張ひずみ側に転じる。このひずみの不連続点が供試体にひび割れが発生した時であり、目視観察によるひび割れ発生材齢と一致する。この現象は、供試体は型枠による固定で抑制されていた収縮に伴う圧縮ひずみの発生が、ひび割れの発生によって急激に解放されることで、圧縮ひずみが急激に増大したものと考えられる。また、型枠に関しては、供試体にひび割れが生じることでひずみが解放され、初期の状態、すなわち変形が0の状態に戻ると考えられる。しかし、ひび割れ発生以降では型枠には若干の引張ひずみを生ずるが、これはコンクリートの打設直後からひずみゲージを貼付した間に供試体に発生した収縮ひずみの絶対量に近い値であると考えられる。

図-3.9 にケース毎の拘束供試体に発生する配合毎の平均収縮ひずみを示す。なお、ひずみの計測を行ったのは、ケース1(プレーンコンクリート)およびケース2(ベースコンクリート)については、3つの供試体a～c、鋼繊維を混入したケース3～7については、2つの供試体a～bである。ひずみは材齢10日目、ひび割れが発生する直前、さらに、ひずみが概ね収束していると考えられる試験終了時の最終値のそれぞれの値を記した。

すべてのひずみの計測結果を平均化して取り扱うことに対しては注意する必要があるが、一般的な傾向として考えれば、以下のとおりである。

ケース1である配合(A)のプレーンコンクリートとケース2である配合(B)のベースコンクリートで比較すると、材齢10日目およびひび割れ発生直前では配合(A)のひずみが大きいものの、最終的には配合(B)のひずみが若干大きくなり、コンクリートの収縮量が大きくなることを示していると考えられる。また、材齢10日目のひずみやひび割れ発生直前のひずみを見ると、ひび割れ発生の小さい、すなわちひび割れが早く発生する配合(B)のベースコンクリートでそれらの収縮ひずみは、配合(A)よりも小さくなっている。そのため、収縮ひずみとひび割れ発生の関連性についてはさらにデータの累積を踏まえた検

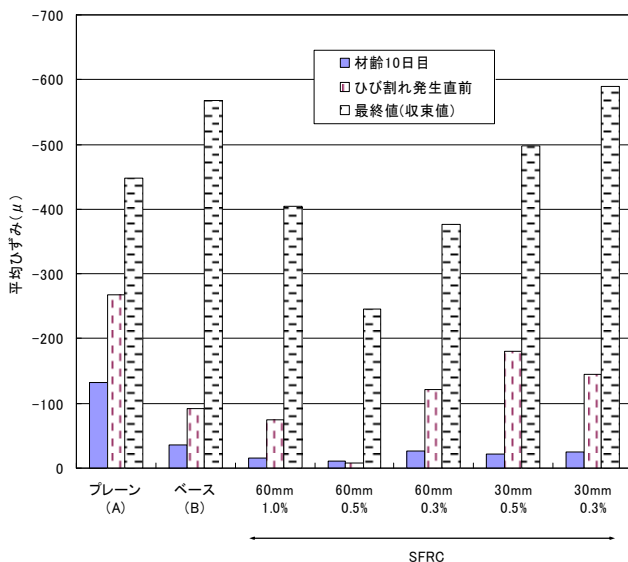


図-3.9 拘束供試体に発生する材齢毎のひずみの平均値

証が必要であると考えられる。

また、母材コンクリートの配合が同一のケース 2～7 について比較すると、材齢 10 日目では各ケースでひずみは概ね同一の値となった。また、ひび割れ発生直前の値を比較しても、ケース 4 で若干ひずみが小さい傾向があったものの、概ね同様のひずみであったと考えられる。さらに、最終値を比較すると、ケース 4～5 の繊維長が長い 60mm の場合が発生しているひずみは、繊維を混入していないケース 2 やケース 6～7 の繊維長が短い 30mm の場合よりも小さい場合が多いことが分かる。また、繊維の混入率について考えてみると、ケース 3 を除いて考えれば、混入率が高い方が発生しているひずみは小さい傾向があった。以上より、鋼繊維の混入率や長さが大きいほど、ひび割れ発生後に生じる収縮ひずみの平均値が低下し、ひび割れが発生した場合、温度・乾燥収縮に起因するひずみや応力の抑制効果が期待できるものと考えられる。

なお、ひび割れの供試体上での発生場所と、ひずみの変化の関連性については各ケースを通じて明確な傾向は認められなかった。

図-3.10 に湿度条件を 60%とした場合のプレーンコンクリート(配合(A))と SFRC(鋼繊維長 60mm、混入率 0.5%)のひずみの経時変化を示す。この条件下でのプレーンコンクリートでは収縮ひずみの値もあまり大きくないことが分かり、ひび割れが生じることもなかった。SFRC の場合では、ひずみの最終値は図-3.7 に示した湿度が 40%での SFRC と大きくは変わらなかった。なお、湿度が 40%の場合では、図-3.5(b) よりプレーン(A) の場合で平均として 24 日程度、SFRC (60mm、0.5%) の場合で 25 日程度のひ

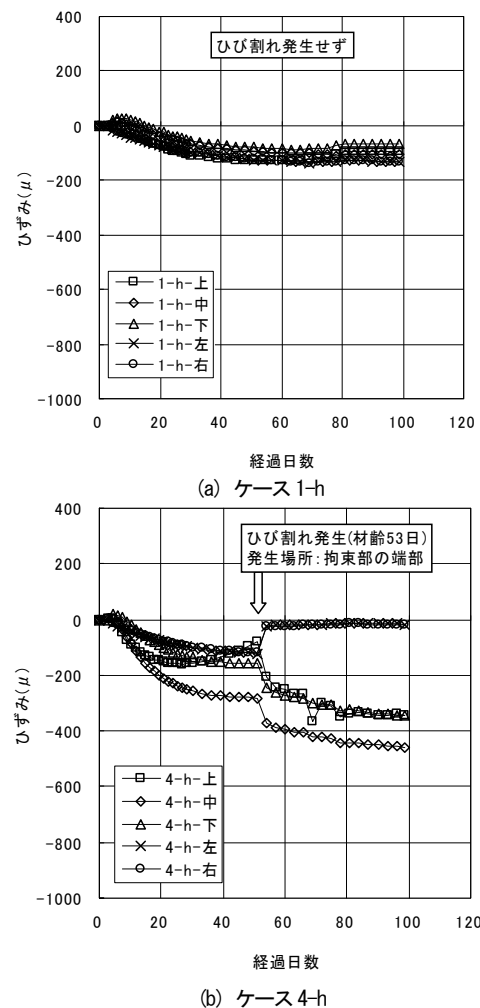


図-3.10 供試体 1-h および 4-h のひずみの経時変化(湿度 60%)

び割れが発生したが、本ケースの湿度が 60%の場合では、それぞれひび割れが発生しなかったり、発生材齢が 53 日となった。このことは、湿度が保たれている、すなわち覆工の養生条件によって、ひび割れの発生が遅延することがあると考えられる。

### ③自由供試体のひずみの経時変化

図-3.11 に配合(A)の自由供試体のうち、ケース 1-a のひずみの経時変化を示す。また、図-3.12 に自由供試体でひずみを算定した全ケースに対して、ひずみの平均値を比較した結果を示す。これより、プレーンコンクリートの場合では配合(B)のベースコンクリートの場合よりも平均値は $-200\mu$ 程度小さい、すなわち収縮ひずみとしての発生量は少ない。言い換えれば、配合(B)は収縮が大きいコンクリートであることが分かる。また、同一の配合で鋼繊維を混入の有無について比較しても、鋼繊維を混入した場合の方が若干ひずみは小さいが、有意な差は認められず、母材コンクリートが同一の場合は鋼繊維の

影響を受けずに収縮するものと考えられる。

なお、配合(A)および(B)に関して、温度条件をほぼ同一として実験したことから、コンクリートの収縮量による予測ひずみを算定した。文献<sup>3,7)</sup>による式に基づいて算定したところ、供試体の大きさの適用範囲が異なることに注意を要するが、湿度が40%、温度が20℃の場合で材齢91日における収縮ひずみの予測値は、配合(A)では766 $\mu$ 、配合(B)では779 $\mu$ となる。本式は単位水量により収縮量が決まり、配合(A)と配合(B)では単位水量の差が大きくなかったことから、予測式上での差は小さくなった。

また、ケース1、2および3に関して拘束供試体と自由供試体のひずみの比較を実施した。比較の対象としたケースは、打設回数が2回目のコンクリートである。拘束供試体についてはケース1-bと1-c、ケース2-bと2-c、およびケース3-aと3-b、自由供試体については、ケース1-a-fと1-b-f、ケース2-a-fと2-b-f、およびケース3-a-fと3-b-fである。表-3.7に拘束供試体にひび割れが発生した材齢と、その時点での拘束供試体と自由供試体の収縮ひずみの平均値を示す。なお、平均化したひずみはひずみゲージの上・中・下の各地点にて計測された

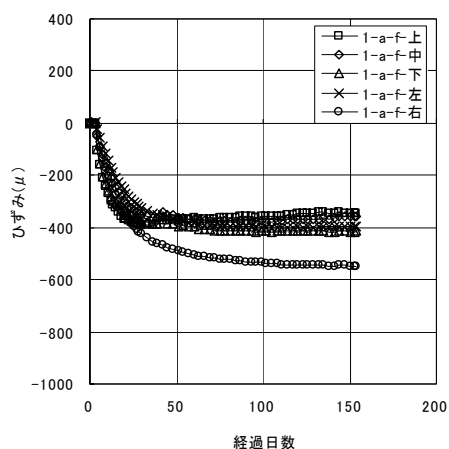


図-3.11 プレーンコンクリート(配合(A))の自由供試体のひずみ

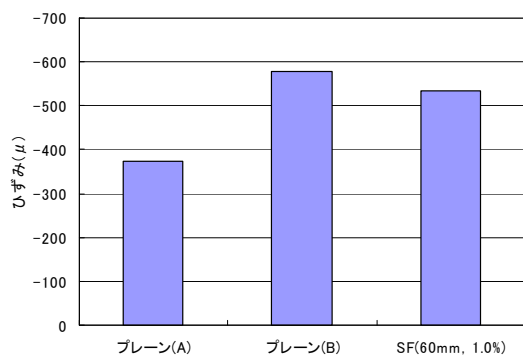


図-3.12 自由供試体に発生する収縮ひずみの平均値

値である。これより、ひび割れが発生した時点のひずみを比較すると、自由供試体のひずみが拘束供試体のひずみより大きいことが分かる。これは、自由供試体の方が収縮しやすいため、収縮ひずみとして大きな値で得られることを示している。ひび割れの発生時点で比較すると、自由供試体のひずみから拘束供試体のひずみを減じた差は表-3.7に示すようにばらつきが見られるものの、プレーンコンクリートであるケース1およびケース2については、概ね-100 $\mu$ 程度の差、SFRCであるケース3についてはそれよりは大きい差となって現れていることが分かる。ただし、これらの傾向については供試体の剛性による影響も考えられるため、さらなるデータの蓄積が必要であると考えられる。

#### ④送風の有無による供試体の状況

温度・乾燥収縮ひび割れの発生に与える外部の環境条件として、温度や湿度によるもの以外として、トンネル内の風の有無の影響が考えられる。本項では配合(A)と配合(B)のそれぞれのプレーンコンクリートに対して、供試体に対する送風の有無とひび割れ発生材齢の関係について検討を行った。

図-3.13に実験の概要を示す。供試体の作成方法等の概要は、前節までの実験と同一である。それぞれの配合1体ずつの供試体について、風以外の条件を同一とし、恒温恒湿室にて室温20℃、湿度40%に保ち、送風を行うケースと行わないケース両者に関してひび割れが発生するまでの日数を目視観察した。風速はトンネル坑内に吹く自然風を念頭に置き、風速は2m/秒(木の葉が動く程度)とした。

図-3.14にそれぞれの供試体について、ひび割れが発生した材齢を示す。これより送風の有無がひび割れ発生材料に及ぼす影響は、コンクリート配合の影響に対してほとんど認められず、本実験の風速や供試体の規模では、送風の有無と温度・乾燥収縮によるひび割れの発生との

表-3.7 ひび割れ発生時の拘束供試体と自由供試体に発生する収縮ひずみの平均値

| 拘束供試体<br>ケース名 | 拘束供試体<br>のひび割れ<br>発生材齢<br>(日) | ひび割れ発生材齢<br>における拘束供試<br>体の収縮ひずみの<br>平均値 | ひび割れ発生材齢<br>における自由供試<br>体の収縮ひずみの<br>平均値 | 自由供試体<br>ケース名 | 収縮<br>ひずみ<br>の差 |
|---------------|-------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|---------------|-----------------|
| 1-b           | 23                            | -253                                    | -349                                    | 1-a-f         | -96             |
|               |                               |                                         | -256                                    | 1-b-f         | -2              |
| 1-c           | 26                            | -318                                    | -362                                    | 1-a-f         | -43             |
|               |                               |                                         | -272                                    | 1-b-f         | 46              |
| 2-b           | 15                            | -102                                    | -204                                    | 2-a-f         | -102            |
|               |                               |                                         | -182                                    | 2-b-f         | -80             |
| 2-c           | 13                            | -152                                    | -260                                    | 2-a-f         | -108            |
|               |                               |                                         | -247                                    | 2-b-f         | -95             |
| 3-a           | 16                            | -42                                     | -289                                    | 3-a-f         | -247            |
|               |                               |                                         | -173                                    | 3-b-f         | -132            |
| 3-b           | 19                            | -109                                    | -359                                    | 3-a-f         | -250            |
|               |                               |                                         | -226                                    | 3-b-f         | -117            |

関連性はなかったと考えられる。

### 3.2.4 要素実験に関する知見とまとめ

覆工コンクリートに発生する温度・乾燥収縮ひび割れに関する検討を行うために、供試体を用いた要素実験を行った。実験を通じてプレーンコンクリートおよびSFRCの繊維の混入条件(繊維長や混入率)が異なる供試体に対して、ひび割れの発生材齢やひび割れの幅、供試体に発生するひずみ等について検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ プレーンコンクリートに関して、配合(A)と配合(B)を比較すると、配合(A)のコンクリートのひび割れ発生材齢が高く、またひび割れ幅が小さい。これは、配合(A)の場合が、同一の水セメント比ではあるものの、単位水量が少なく、収縮の度合いが小さいためと考えられる。
- ・ SFRCに関して、ひび割れの発生を完全に抑止する効果は鋼繊維には期待できないが、ひび割れの発生を若干遅延させる効果は認められる。また、一般的な傾向として考えれば、鋼繊維を混入すれば、ひび割れ発生後に生じる収縮ひずみの平均値が低下する。
- ・ 本研究で実施した範囲内の鋼繊維の長さや混入率の差がひび割れの発生材齢に与える影響が顕著であるとは言い難く、打設時のわずかな条件の差による影響を受けている可能性がある。

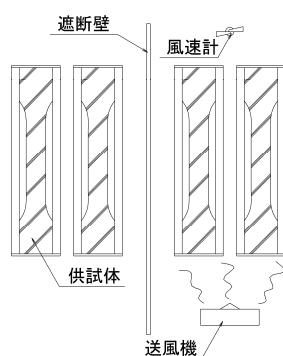


図-3.13 送風環境に関する実験概要

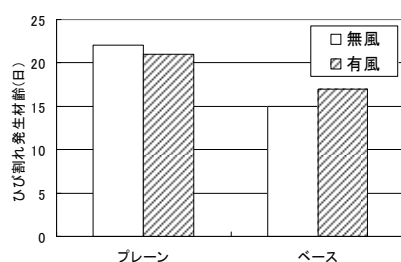


図-3.14 送風環境によるひび割れ発生日数

- ・ ひび割れの発生は拘束供試体の中に1本だけ発生している形態のみであり、SFRCを用いた場合の特徴として挙げられるひび割れの分散性の効果が要素実験では確認できない。
- ・ 風の有無に関してひび割れの発生に対する影響はほとんど認められない。

なお、上記の知見は要素実験によるものであり、コンクリートの打設規模や打設状況、周辺環境条件、境界条件が実際の覆工コンクリートと必ずしも同一であるとは言えない。また、ひび割れ幅やひび割れ発生日数の議論を行うためには、実大規模での検証が必要であると考えられる。次節では、実際のトンネルにおいて覆工コンクリートにSFRCを使用した試験施工の内容と結果について述べる。

### 3.3 鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工の現地試験施工

本節では、コンクリートの打設規模や状況、周辺の環境条件、境界条件が同一と考えられる実際のトンネルにおいて、SFRCを覆工コンクリートに使用した場合の現地試験施工に関して記述する。試験施工では、2本のトンネルにおいて、覆工にプレーンコンクリートを打設した区間とSFRCを打設した区間のひび割れ状況を比較した。また、うち1本のトンネルについては覆工の挙動に関連するデータを収集した。

#### 3.3.1 試験施工トンネルの概要

##### (1) A トンネル

図-3.15にAトンネルの地質縦断面図の概要を示す。Aトンネルは延長が1485mの2車線道路トンネルで、試験施工部の岩種は主として中生代の砂岩頁岩互層であった。試験施工区間として、坑口側から59.5～89.5mの区間を確保し、SFRCを用いた覆工を2スパン(延長20m)、比較対象として隣接してプレーンコンクリートを用いた1スパン(延長10m)の合計3スパン(延長30m)に対して、覆工コンクリートに発生したひび割れの観察や覆工の挙動に関する計測を実施した。

図-3.16に試験施工区間の標準断面図を示す。当該区間は、吹付けコンクリート15cm、覆工コンクリートが30cmで施工されるDIパターンであり、吹付けコンクリートと覆工コンクリートの間には、防水シートと断熱材が存在する。特に断熱材に関しては厚さが7cmの吹付け断熱材であり、防水シートと覆工コンクリートの間に置

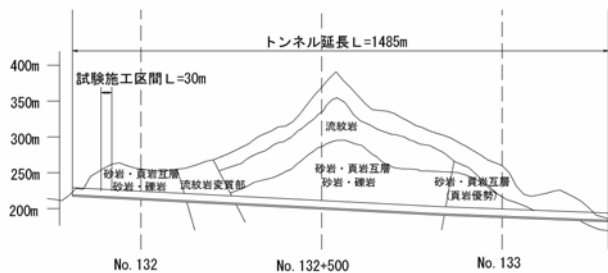


図-3.15 トンネルAの地質縦断面図

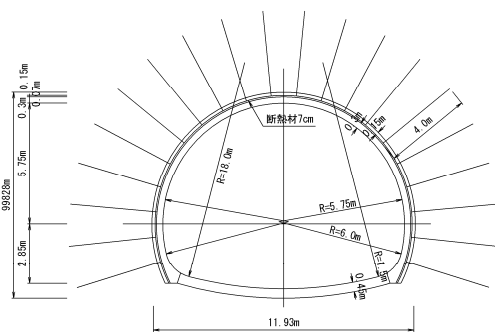


図-3.16 トンネルAの標準断面図  
(D I パターン)

かれる構造となっていた。表-3.8 に計測実施項目、図-3.17 に計測断面のトンネル縦断方向の位置、図-3.18 に計測機器の断面内の配置を示す。

覆工コンクリートの打設は2月に実施され、その時点でトンネルは貫通していたが、冬期であることから坑口部を閉鎖していた。ひび割れ観察はその年の8月(打設後6ヶ月)、翌年11月(打設後9ヶ月)、さらに翌年の5月(打設後15ヶ月)および10月(打設後20ヶ月)に実施された。その後、当該トンネルは供用が開始されたため、それ以降は断面内での天端沈下や内空変位の計測、およびひび割れの観察が覆工内面の近傍では不可能となった。供用以降は、ひずみや温度のデータと、ひび割れが発生している代表的な3点にパイ型変位計を取り付け、ひび割れ幅に関するデータを自動計測により収集した。

## (2)B トンネル

図-3.19 に B トンネルの地質縦断面図の概要を示す。B トンネルは延長が2051mの2車線道路トンネルで、試験施工部の岩種は主として凝灰角礫岩であった。試験施工は、坑口付近(以降、区間①)および坑口から600m付近(区間②)の2区間で実施した。両区間ともに、SFRCを1スパン打設し、一般の覆工コンクリートの施工で用いられるプレーンコンクリートによる施工を SFRC 区間の前後で行い、合計3スパンを試験施工の対象とし、ひび割れの発生状況を観察した。なお、坑口付近の箇所のうち、

表-3.8 計測実施項目

| 計測項目      | 計測方法    | 計測箇所        |
|-----------|---------|-------------|
| 覆工内面のひび割れ | 外観の目視観察 | 試験施工区間(30m) |
| 覆工ひずみ     | 有効応力計   | 4断面で各5測点    |
| 覆工内温度     | 温度計     | 4断面で各5測点    |
| トンネル坑内温度  | 温度計     | 1断面         |
| 覆工継ぎ目幅    | 継ぎ目計    | 2断面         |
| ひび割れ幅     | パイ型変位計  | 3箇所         |

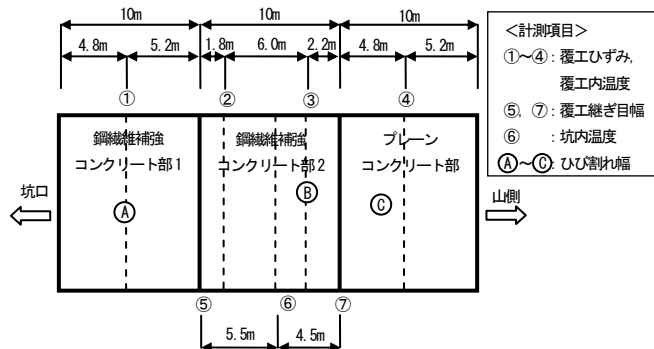
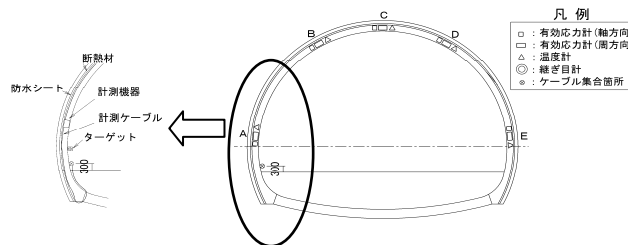


図-3.17 計測断面のトンネル縦断方向の位置



(a) 覆工ひずみ・温度測定位置(①～④)

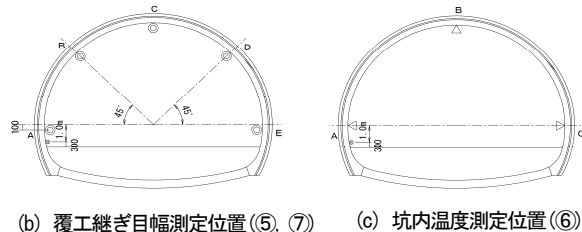


図-3.18 計測機器の断面内の配置図  
(紙面手前側が坑口側、紙面奥側が山側)

坑口側のスパンでは単鉄筋で補強された構造となっていた。

図-3.20(a)および(b)にD I パターンの標準断面図を示す。試験施工区間①では、支保パターンは坑口側のスパンではDⅢaであるが、SFRCのスパンと山側のスパンでは図-3.20(a)、試験施工区間②では全スパンで図-3.20(b)に示した断面であった。覆工の施工は坑口付近の区間①で12月に、坑口から600m付近の区間②で翌年8月に実施された。なお、トンネルの貫通はその年の10月であった。近傍目視によるひび割れ観察は、さらに翌年の10月(区間①は打設後22ヶ月、区間②は打設後14ヶ月)、および、さらに翌年の1月(区間①は打設後25ヶ月、区間②は打設後17ヶ月)の2回実施した。その後、

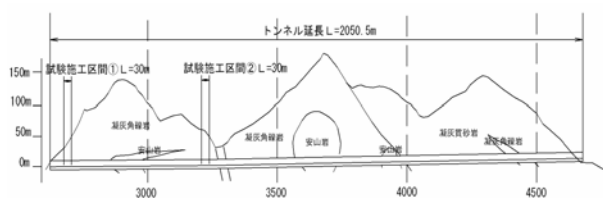
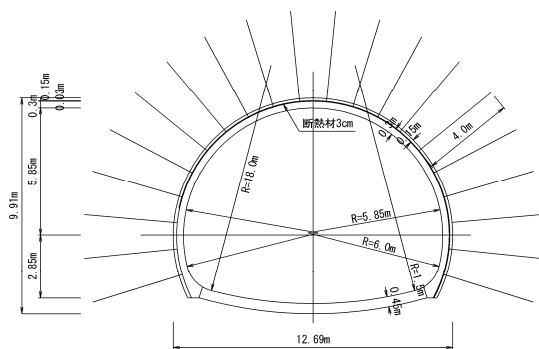
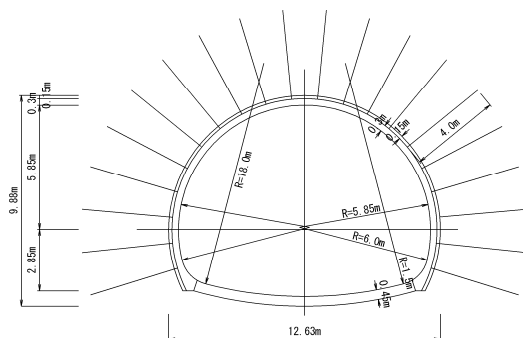


図-3.19 トンネルBの地質縦断面図



(a) 試験施工区間①(DIパターン)



(b) 試験施工区間②(DIパターン)

図-3.20 トンネルBの標準断面図

当該トンネルは供用が開始されたため、それ以降のひび割れ観察は不可能となったが、区間①は打設後49ヶ月、区間②は打設後41ヶ月の時点で、遠望による写真撮影を実施し、ひび割れの発生・進展状況の確認を行った。

### 3.3.2 覆工コンクリートの諸元

表-3.9 に各トンネルで採用されたコンクリートの配合を示す。なお、セメントはすべてのトンネルにおいて、高炉セメント(B種)を採用した。また、表-3.10 に両トンネルで採用された鋼繊維の諸元を示す。

### 3.3.3 試験施工結果

#### (1) 各トンネルの試験施工結果

##### ①Aトンネル

図-3.21 にAトンネルの試験施工区間で覆工に生じたひび割れのスケッチ図を示す。なお、観測は打設後6ヶ月、9ヶ月、15ヶ月および20ヶ月で実施され、ひび割れ

表-3.9 コンクリートの配合

| トンネル | 設計基準強度<br>( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) | 呼び強度 | スランプ<br>(cm) | 空気量<br>(%) | 粗骨材の最大寸法<br>Gmax (mm) |
|------|--------------------------------------|------|--------------|------------|-----------------------|
| A    | 18                                   | 21   | 15 (19)      | 3.8        | 25                    |
|      | 18                                   | 21   | 12           | 4.5        | 40                    |
| B    | 18                                   | 24   | 15 (20)      | 4.5        | 20                    |
|      | 18                                   | 18   | 12           | 4.5        | 40                    |

| 水セメント比<br>(%) | 単位水量<br>( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) | セメント量<br>( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) | 混和剤(AE減水剤)<br>( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) | 備考   |
|---------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------------|------|
| 52.5          | 175                                | 334                                 | 3.34                                     | SFRC |
| 52.5          | 148                                | 282                                 | 0.749                                    | プレーン |
| 54            | 173                                | 321                                 | 2.086                                    | SFRC |
| 54            | 164                                | 304                                 | 0.76                                     | プレーン |

表-3.10 鋼繊維の諸元

| トンネル | 混入率  | 繊維長              | 断面                                 | 形状         |
|------|------|------------------|------------------------------------|------------|
| A    | 0.5% | 60mmと30mmを1:1で混入 | $\phi 0.8\text{mm}$                | 両端フック付き結束型 |
| B    | 0.5% | 50mm             | $0.5\text{mm} \times 1.0\text{mm}$ | 波型         |

が確認された場合はひび割れ幅について、代表的な地点において記した。

打設後6ヶ月では、SFRCを覆工コンクリートに用いた区間で、わずかではあるがひび割れの発生が確認された。この時点ではプレーンコンクリートを覆工に用いた区間ではひび割れは観測されなかった。

打設後9ヶ月では、SFRCを覆工コンクリートに用いた区間のひび割れが若干進展し、新たな発生が見受けられた。この時点ではプレーンコンクリートを覆工コンクリートに用いた区間ではひび割れは観測されなかった。

打設後15ヶ月では、プレーンコンクリートを使用した部分でもひび割れが発生している様子が観察された。この時点で比較すると、SFRCの区間ではひび割れがプレーンコンクリートの区間よりも弱材齢で発生していることになる。しかし、打設後15ヶ月のひび割れ幅を見ると、プレーンコンクリートを用いた覆工のひび割れ幅は0.5mm程度であったのに対し、SFRCを用いた覆工コンクリートは大半が0.2mm程度以下であった。これより、プレーンコンクリートと比較してSFRCを覆工コンクリートに使用した場合は、ひび割れはより若材齢で発生しても、その後のひび割れ幅の進展は小さい傾向にあることが分かる。若材齢で発生した理由は、プレーンコンクリートよりもSFRCのベースコンクリートの方が単位水量が多いためと考えられ、これは要素実験から得られた結果と一致する。

また、打設後20ヶ月後では、全体的にひび割れ幅の拡大が見られる。特にプレーンコンクリート部でのひび割れ幅の拡大が著しいことが分かり、新たにひび割れの進

展も見られた。しかし、SFRC 区間では局所的なひび割れ幅の拡大にとどまり、新たなひび割れの進展は見受けられなかった。

また、各区間の⊗印はパイ型変位計を取り付けた部分であり、計測結果は後述する。

さらに、試験施工区間では断面の変形量として、覆工コンクリートの打込み後の天端沈下および内空変位の計測を各試験施工区間の中央部等で実施した。なお、本区間においては覆工施工前の支保工の変形は天端沈下、内空変位ともに 20mm 以下であり、それらの値が収束した後

に覆工コンクリートを施工したことが確認されている。図-3.22 に測定結果の一例として、図-3.21 内に点線で示した SFRC 部 1 とプレーンコンクリート部の中央で計測した天端沈下および内空変位の結果を示す。これより、時間の経過とともに変形が増大しているという規則性があるとは考えにくく、NATM で掘削されたトンネルの基本的な思想である、覆工には荷重が作用しないということと合致しており、発生しているひび割れが外力に起因する可能性は低いことを示している。

また、本試験施工では覆工コンクリートに生じた軸方向および周方向のひずみ、および覆工内の温度の計測を実施した。ひずみは周期的に変動しており、気温に応じて変化していると考えられるが、気温が年間を通じて最高および最低で得られている時期より若干ずれて、ひずみの年間を通じた極大・極小値が得られていると考えられる。また、ひずみは打設後の年月の経過に従って漸増している傾向があった。ひずみは一部を除いて、全般的に圧縮方向のひずみが発生しており、これはコンクリートの収縮に起因する収縮ひずみであると考えられる。値としてはトンネル軸方向および周方向に対して $-200 \sim -400 \mu$  程度生じていたが、計測の位置によるひずみの発生量の差や、要素実験においては認めることが出来た使

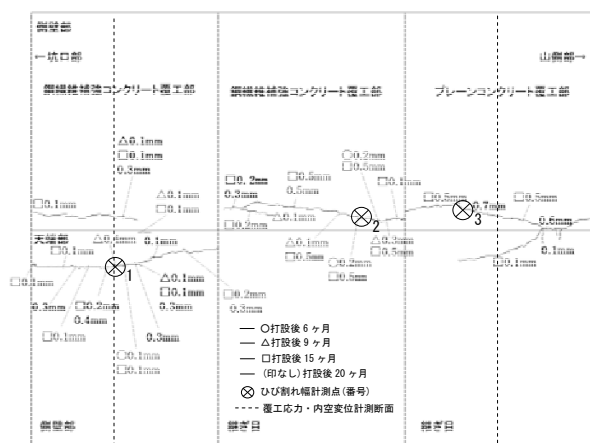


図-3.21 A トンネルの覆工内面調査結果

用したコンクリートの違いによるひずみの発生量の差は、試験施工結果からは認められなかった。また、結果の一部ではひずみが正、すなわち引張側に生じており、この近傍でひび割れが発生していたが、これらの関連性を厳密に論じることは出来なかった。

さらに、図-3.23 にパイ型変位計によるひび割れ幅の経時変化を示す。なお、覆工の施工は 2 月に実施されたため、経過月数の 12、24、36 等は施工後で 1、2、3 年後等を表すことになる。これより SFRC である測点 1 および 2 のひび割れ幅はプレーンコンクリートである測点 3 のひび割れ幅よりも、開口が抑制され、SFRC の効果が現れていると考えられる。また、本結果はトンネルの供用直前からパイ型変位計を取り付けたものであり、その取り付け時点のひび割れ開口幅を 0 として計測を行ったものであるが、ひび割れ幅は、季節の変動を大きく受けることが分かる。このため、ひび割れ幅を絶対量として評価する場合には、計測時期等にも留意する必要があると言える。また、極小値のひび割れ幅はパイ型変位計を取り付けた時点とほぼ同一のひび割れ幅になったが、極大値のひび割れ幅は時間の経過とともに漸増していることが読み取れる。

以上の結果より、本計測期間中において、ひび割れは

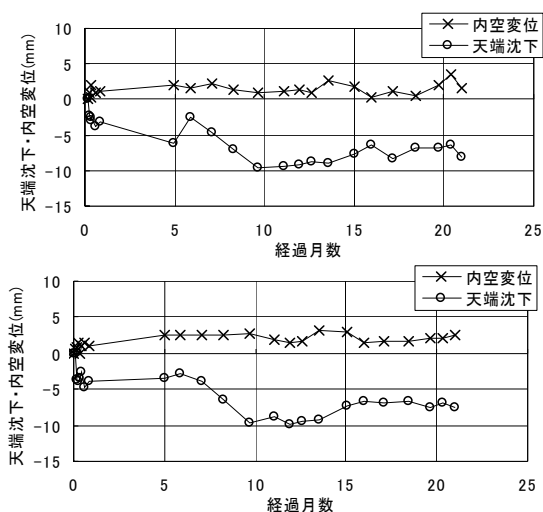


図-3.22 A トンネルのコンクリート打設後の断面変形の計測例

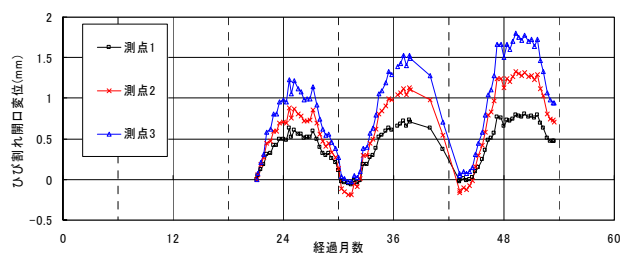


図-3.23 パイ型変位計によるひび割れ幅の経時変化

経過月数とともに進展する傾向があり、断面の変形は季節的な変動が少ないものの、ひびみやひび割れ幅については季節的な変動を大きく受けていることが分かる。また、SFRC の使用に伴い、ひび割れの発生を完全に抑制することは不可能であるが、ひび割れが発生した場合でもひび割れ幅の抑制に対する効果が認められた。

## ②B トンネル

B トンネルにおいては、ひび割れ幅の内面の観察とともに、断面変形の把握のために天端沈下と内空変位の計測を実施した。天端沈下と内空変位の計測は、ひび割れの観察時期の2度の計測結果より、SFRC を用いた区間と

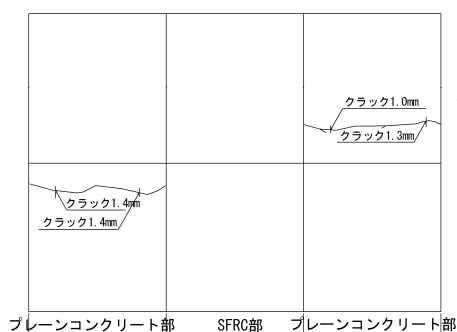


図-3.24 B トンネルの覆工コンクリート内面観察結果(試験施工区間①)



図-3.25 B トンネルの覆工コンクリート内面観察結果(試験施工区間②)

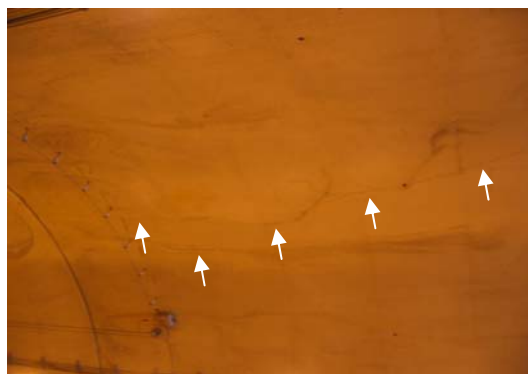


写真-3.3 試験施工区間①のひび割れ状況(SFRC 使用区間)

プレーンコンクリートを用いた区間で、両区間において断面の変形はほぼ認められなかった。

図-3.24および図-3.25にB トンネルの試験施工区間①および②で覆工コンクリート内面の調査結果を示す。坑口付近の区間①においては、プレーンコンクリートを用いた一般部でひび割れが生じた。このひび割れは1回目の観察時(打設後22ヶ月)では観察されず、2回目の観察時(打設後25ヶ月)で観察されたものであった。しかし、SFRC を用いた試験施工区間では1回目・2回目ともひび割れは発生していなかった。

また、坑口から600m付近の区間②においては、1回目の観察時(打設後14ヶ月)において、SFRC を用いた試験施工区間の天端にヘアカラックが発生し、プレーンコンクリートを用いた一般部で側壁に幅0.1mm程度のひび割れが生じた。2回目の観察時(打設後17ヶ月)では、SFRC を用いた試験施工区間の天端のヘアカラックの進展が多少見られたものの、ひび割れ幅の変化はなかった。また、この時点でプレーンコンクリートを用いた一般部では側壁に幅0.1mm程度のひび割れが生じた。写真-3.3に一例としてSFRCを使用した区間①の遠望における写真撮影の結果を示す。写真の撮影時点で区間①は打設後49ヶ月が経過している。トンネルが供用されているため、遠望からの撮影結果からのみ判断せざるを得ないが、プレーンコンクリートを用いた一般部およびSFRCを用いた試験施工部ともにひび割れが発生しており、プレーンコンクリートを用いた一般部でのひび割れ幅はSFRCを用いた試験施工部のひび割れ幅より広がっていた。区間②においても、遠望による調査を実施したが、遠望から判断できる規模のひび割れは生じていなかった。

以上の結果より、SFRCを用いることにより、ひび割れの進展が抑制され、場合によっては幅の大きいひび割れの発生自体も抑制されることがあることが分かる。

### 3.3.4 現地試験施工に関する知見とまとめ

以上、SFRCを覆工コンクリートに用いた現地試験施工を2本のトンネルにおいて実施した。その結果、以下に示す知見が得られた。

- ・SFRCを覆工コンクリートに採用した場合、発生するひび割れの分散効果や、ひび割れ発生後のひび割れ幅の抑制効果が見受けられた。ただし、単位水量が多い場合など、ベースコンクリートの性状によっては、SFRCを採用しても、ひび割れの発生材齢は改善されない場合がある。
- ・覆工コンクリートに生じるひびみや変位の計測より、覆工コンクリート自体の挙動に季節的な変動がある。

また、SFRC の使用により、変形に対する差異は見受けられない。また、わずかではあるが、経時変化と共にひび割れが大きくなっており、覆工コンクリートの収縮は長期的に発生すると考えられる。

- ・ ひび割れ幅について、季節の変動がある。このことは、ひび割れの発生が同一の箇所であっても、季節によっては見かけ上のひび割れ幅が減少することもある。幅について絶対量として評価する場合には、なるべく同一の季節や時期に計測した結果を比較する必要がある。

以上のように、SFRC により、覆工コンクリートのひび割れ幅の抑制、ひいては長期の耐久性の向上につながる事が分かったが、異なるトンネルを比較しても、ひび割れの発生にはばらつきが大きいことが分かる。今後もこの種のデータの蓄積を図り、覆工コンクリートの長期の耐久性に関して検討を続ける必要があると考えられる。

### 3.4 覆工コンクリートの耐久性に関する知見

本章では、覆工コンクリートの耐久性に関する研究として、材料条件や環境条件がトンネル覆工コンクリートに発生する温度・乾燥収縮によるひび割れの発生に与える影響を検討する目的で要素実験を行い、特に、SFRC を用いた場合の耐久性の向上の効果について明らかにした。また、実際のトンネルにおいて覆工コンクリートにSFRC を用いた場合の試験施工を実施し、その結果の分析を通じ、実際のトンネル覆工におけるSFRCの温度・乾燥収縮によるひび割れ抑制の効果を把握し、覆工コンクリートの耐久性に与える影響を把握した。

要素実験と実際の試験施工を通じて、以下の知見が得られた。

- 1) SFRC に関して、ひび割れの発生を完全に抑止する効果は鋼繊維には期待できないが、同一のコンクリートを用いる場合は、ひび割れの見かけ上の発生を若干遅延させる効果は認められた。
- 2) 鋼繊維の混入により、ひび割れ発生後にコンクリートに発生するひび割れはプレーンコンクリートよりも SFRC の場合で小さく、ひび割れ開口の進展の抑制に伴い、供試体全体の変形も抑制されることが分かった。また、本実験の範囲内のうち繊維の混入率が 0.3%より 0.5%の場合において、または、繊維長が 30mm より 60mm の場合において、発生するひび割れは小さくなることが分かった。
- 3) ひび割れの発生に対して、風の有無による影響は

認められなかったが、湿度が 60%の場合は 40%の場合に比較してひび割れの発生が遅延するまたは発生しない現象が確認された。このことは、適切な湿潤状態を保つことで、ひび割れの発生はある程度遅延または抑制される可能性があることを示している。

- 4) 実際の施工より、SFRC を採用した場合、ひび割れの分散効果や、ひび割れ幅の開口の抑制効果が確認された。ただし、単位水量が多い場合など、ベースコンクリートの性状によっては、SFRC を採用しても、ひび割れの発生材齢は改善されない場合があることが分かった。

また、実験および施工を通じて得られた今後の課題は以下のとおりである。

- ① SFRC を採用することにより、トンネル覆工のひび割れの進展やひび割れ幅の抑制等が可能で、ひいては耐久性の向上につながる可能性が高いことが分かったが、要素実験の結果や実際のトンネルの施工結果の分析を踏まえても、その効果に多少のばらつきがあり、また要素実験と実際のトンネルでは、拘束の条件が異なることから、さらなるデータの蓄積が望まれる。
- ② 今回の要素実験や施工結果の検証で対象とした鋼繊維の混入率やその長さはトンネル覆工コンクリートの施工性の観点から、現状の技術の範囲で決まるとされている範囲のみを対象としたものである。今後は、鋼繊維に限らない別の種類の繊維、また、その混入率や長さといった条件を含めた検討が必要である。
- ③ ひび割れの発生等に影響を及ぼす可能性の高いと考えられる環境条件や養生条件による影響を考慮した検討が必要である。

### 参考文献

- 3.1) 真下英人、砂金伸治、木谷努、遠藤拓雄：繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工のひび割れに関する研究報告書、土木研究所資料、第 4000 号、2006.3
- 3.2) 真下英人、砂金伸治、木谷努、遠藤拓雄：トンネル覆工の収縮ひび割れに関する研究、トンネル工学論文集、第 15 巻、pp.1-11、2005.12
- 3.3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔規準編〕：コンクリートの乾燥収縮ひび割れ試験法(JSTM C

8202-1999)、pp. 344-348、2002

- 3. 4) 上田賢司、佐藤嘉昭、清原千鶴、広原寿竜：短繊維補強コンクリートの強度特性と乾燥収縮ひび割れ、コンクリート工学年次論文集、Vol. 23、No. 2、pp. 211-216、2001
- 3. 5) 大野俊夫、魚本健人：乾燥収縮ひび割れ発生に及ぼす水分分布の影響、第 22 回コンクリート工学講演論文集、vol. 22、No. 2、pp. 649-654、2000
- 3. 6) 鈴木計夫、大野義照、三浦義礼：コンクリートの一軸拘束ひび割れ試験と壁試験体の収縮拘束ひび割れ性状、第 10 回コンクリート工学講演論文集、10-2、pp. 261-266、1988
- 3. 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]、pp. 26-29、平成 8 年

## 4. 結論と今後の方向性

本章では、これまでに記述した道路トンネルの覆工コンクリートの力学的挙動の研究において得られた知見を総合的にまとめ、その内容をもとに、現在の道路トンネルの覆工コンクリートの設計法への反映について考察する。

現在の道路トンネルの覆工コンクリートは、不良地山や覆工に荷重が作用することが想定される場合などの特殊な条件を除いて、標準区間における覆工の厚さは30cmと定められている。これは、過去の経験や実績に基づくところが大きい。近年は、トンネル覆工の構造的な安全性の向上を図りながらもトンネル建設におけるコスト削減を行うことの両者が同時に求められてきていることから、過去の蓄積を活用しつつ、合理的な設計法の確立とそれによる課題の解決が望まれている。

本研究において実施した耐荷性に関する検討結果をまとめると、以下のような結論に整理できる。

- ・ トンネル覆工に初めてひび割れが発生してから構造耐力に達するまでの荷重の差は大きく、その傾向は荷重条件によって異なる。
- ・ 鋼繊維による補強効果が明確に表れやすい荷重条件と表れにくい荷重条件がある。特に、軸力の影響が卓越する荷重条件の場合では鋼繊維の混入を行っても構造耐力は改善されない。また、想定する構造耐力に応じた繊維の長さや混入率の検討が必要となる。
- ・ 覆工が破壊する場合、鋼繊維にはコンクリート片の剥落抑止の効果が期待できる。
- ・ フレーム解析では、部材断面耐力に達するまで、ひび割れ進展FEM解析では、構造耐力に達するまでの状態を再現できる可能性がある。

また、耐久性に関する検討結果をまとめると、以下のような結論に整理できる。

- ・ トンネル覆工に発生するひび割れを完全に抑止する効果は鋼繊維には期待できないが、ひび割れの発生を若干遅延させる効果や、発生するひび割れの分散、ひび割れ幅の開口を抑制する効果は認められた。

一方で、耐荷性および耐久性に関する検討の課題をまとめると以下のように整理できる。

- ・ 本研究で取り上げることが出来なかった地山条件や荷重条件等の種々の条件が耐荷力に及ぼす

影響を把握するための検討の必要性

- ・ フレーム解析における回転ばね定数、結果を照査するための断面耐力曲線の両者の評価、また、ひび割れ進展FEM解析における使用する強度定数の評価に関する検討の必要性
- ・ 耐荷力の設計値として採用する場合の部材断面耐力と構造耐力に関する考え方の整理
- ・ 鋼繊維を覆工コンクリートに採用する場合のその定量的な効果の評価、また鋼繊維以外の材料の評価
- ・ ひび割れの発生等に影響を及ぼす可能性の高いと考えられる環境条件や養生条件による影響の考慮

本研究の結果より、覆工コンクリートに対して鋼繊維を混入する場合や、解析的ではあるが高強度化を行う場合のいずれかの方策を選択しても、力学的挙動の改善が可能であると考えられる。また、覆工を設計する場合、部材断面耐力と構造耐力のどちらを設計値とするかが明らかに出来れば、フレーム解析とひび割れ進展FEM解析の両者の選択が可能となり、より合理的な設計が可能になると考えられる。この選択については、トンネルの力学的な位置付けのみならず、社会的条件などの種々の条件を考慮した上で、管理者や設計者により提示されるべきものである。

現段階においては、原則として部材断面耐力による設計が基本となると考えられるが、構造耐力を基本とした設計の実施や、標準的な厚さを提示する場合において構造耐力を基本とした検討結果を踏まえて提示することがより合理的である場合も想定される。例えば、作用する可能性が低い荷重を想定する場合、また、路線の重要度が道路として考えた場合で著しく低い場合等が挙げられる。

また、本研究で検討した、覆工コンクリートは、トンネルの側壁から天端にかけての部分、いわゆるアーチ部分が対象である。今後はインバート部についても、実績と経験に基づいた設計に負うところが大きいことから、インバート部も含めた覆工構造全体の設計法についても検討する必要があると考えられ、そのためには力学的な機能にとどまらず、覆工に付与される機能や満足されるべき必要な性能を明確にする必要がある<sup>4.1)</sup>。

また、耐久性に関する検討では、本研究の成果として示したデータや知見の蓄積が進むことにより、覆工コンクリートの長期的な挙動が把握でき、観察や計測が効率的かつ効果的に実施できる可能性が高まる。加えて、プ

レーンコンクリートを用いる場合よりも脆性的な挙動を生じにくい、すなわち、急速にひび割れが開口しにくいことが考えられ、定量的な判断は困難であるが、工学的に考えて安定な構造を保つことに対して安全率が増加する可能性がある。

さらに、覆工コンクリートの耐荷性や耐久性が改善されることは、これまで道路トンネルにおいて厚さが30cmとされている覆工コンクリートの厚さを減じ、薄肉化できる可能性がある。

例えば、トンネルを内径10mの半円形と簡略化し、支保パターンがC I相当、すなわち、吹付けコンクリートの厚さが10cmであると仮定した条件下で、30cmの覆工の厚さを20cmに減少させる場合、掘削断面積が4%弱、覆工コンクリートの打設量が約35%、それぞれ削減可能となる。プレーンコンクリートによる覆工コンクリートに対してSFRCを用いることで薄肉化できる可能性があることは2章の耐荷性の結果および3章の耐久性に関する結果からも満足されうることが明らかとなった。また、剥離や剥落の防止や、ひび割れの進展の抑制が、鋼繊維の混入により期待できることから安全性を確保することも可能であると考えられる。

しかし、覆工コンクリートに鋼繊維を混入することや薄肉化を行うにあたっては課題もある。第一に鋼繊維の混入やコンクリートの高強度化に伴うコストの増加の問題がある。薄肉化を行えば、上述したように掘削断面積や覆工コンクリートの打設量が減少するため、コストの縮減がある程度は期待できる。しかし、鋼繊維の混入だけでは安全性は向上するもののコストは増加する。安全性の向上の指標として剥落の防止効果やひび割れ発生 の遅延効果、開口幅の抑制効果があるが、その効果の定量的な判定を行わなければ、適切な費用対効果の判断ができない。第二に、鋼繊維の混入や薄肉化に伴い、覆工コンクリートの打設時や締固めを行う場合に施工性が低下し、コンクリートの品質が逆に低下する懸念もある。第三に、鋼繊維の混入によってもひび割れの発生を完全に防止することはできないことは本研究結果からも明らかであったが、温度・乾燥収縮によるひび割れが発生した場合、ひび割れは貫通することが多いため、薄肉化した場合においては、この影響の検証も必要である。

鋼繊維の混入や高強度化を図る場合には、これらの課題を踏まえた必要があり、その方策として例えば施工後のひび割れ発生 の遅延の度合いや開口幅の長期に渡る計測、実際の施工を通じた知見の蓄積が必要であると考えられる。また、薄肉化を図る場合には、施工性やコンクリートの品質の検証を行うべきであるとともに、粗骨材

の最大寸法についても留意する必要がある。

これまで、地下構造物に対しては、作用する荷重が不明確な部分が多く、加えて、耐荷性や耐久性に対する考え方も理論的・定量的に整理がなされてきたとは言い難い状況にあった。そのため、これまで実績と経験に基づいて行われてきた覆工コンクリートの設計に対して、本研究で得られた知見を用いることにより、力学的挙動をより定量的に把握できる可能性があると考えられる。また、設計法の潮流として、性能照査型の設計が導入されている。地下構造物への手法の導入を考えた場合、定量的な指標の蓄積を行い、それを踏まえた性能照査の方法を検討し、提示していくことが今後望まれていくと考えられる。

## 参考文献

- 4.1) 真下英人、砂金伸治、木谷努、遠藤拓雄：トンネル覆工の耐荷力と設計に関する研究報告書、土木研究所資料、第3961号、2005.3