

ブロック積み覆工トンネルの耐力評価法  
および対策工設計法に関する研究

平成 23 年 6 月

岡 野 法 之

# 目 次

第1章 緒 論 .....	1
1.1 研究の背景と目的 .....	1
1.2 既往の研究例 .....	1
1.3 本論文の概観 .....	3
第2章 ブロック積み覆工トンネルとその変状の実態 .....	8
2.1 緒 言 .....	8
2.2 ブロック積み覆工に用いられる覆工材料 .....	8
2.3 変状原因 .....	11
2.4 ブロック積み覆工トンネルの変状の実態 .....	18
2.5 ブロック積み覆工トンネルの地震被害事例 .....	49
2.6 結 言 .....	54
第3章 ブロック積み覆工の力学挙動評価 .....	58
3.1 緒 言 .....	58
3.2 トンネル覆工模型実験 .....	58
3.2.1 コンクリートブロック積み覆工模型実験 .....	58
3.2.2 れんが積み覆工アーチ部模型実験 .....	69
3.3 数値解析による実験のシミュレーション .....	77
3.3.1 梁-ばねモデルによる骨組み解析 .....	77
3.3.2 ハイブリッド型ペナルティ法 (HPM) による解析 .....	84
3.3.3 引張および圧縮軟化を考慮した有限要素法 (FEM) による解析 .....	87
3.3.4 各解析手法の適用性に対する考察 .....	92
3.4 実トンネルに対するパラメータスタディ .....	93
3.5 結 言 .....	96

第4章	ブロック積み覆工に適用可能な内面補強工の開発とその評価	99
4.1	緒言	99
4.2	帯板接着工法の概要	100
4.3	トンネル覆工模型実験	100
4.3.1	実験概要	100
4.3.2	実験ケース	101
4.3.3	実験方法	102
4.3.4	実験結果	105
4.4	数値解析による実験のシミュレーション	109
4.4.1	解析概要	109
4.4.2	解析条件	109
4.4.3	解析結果	111
4.4.4	実験結果との比較と考察	116
4.5	実トンネルに対する検討	117
4.5.1	解析概要および解析条件	117
4.5.2	解析結果	118
4.6	結言	120
第5章	組積構造体の材料劣化に関する基本性能	122
5.1	緒言	122
5.2	実験概要	122
5.3	使用材料	124
5.3.1	れんが	124
5.3.2	コンクリートおよびモルタル	124
5.4	単体供試体に対する実験	124
5.4.1	供試体の作製および材料の物性	124
5.4.2	実験結果	125
5.5	組積供試体に対する実験	127
5.5.1	供試体の作製および材料の物性	127
5.5.2	実験結果	128
5.6	結言	128

第6章	れんが積み覆工に対する剥落対策工の基本性能	131
6.1	緒言	131
6.2	ブロック積み覆工に用いられる対策工の傾向分析	131
6.3	あと施工アンカーに関する検討	133
6.3.1	既存の引張耐力評価法	133
6.3.2	単体供試体に対する実験	134
6.3.3	組積供試体に対する実験	139
6.4	繊維シート接着工法に関する検討	144
6.4.1	既存の付着強度評価法	144
6.4.2	単体供試体に対する実験	144
6.4.3	組積供試体に対する実験	147
6.5	結言	149
第7章	ブロック積み覆工トンネルの対策工設計法	152
7.1	緒言	152
7.2	トンネル構造の安定性に対する対策工の設計法	153
7.3	剥落対策工の設計法	157
第8章	結論	162
謝辞		167

# 第1章 緒論

## 1.1 研究の背景と目的

1880（明治13）年，我が国初の鉄道山岳トンネルである逢坂山隧道が供用されてから約130年が経過し，現在，JR各社で供用されている山岳トンネルは約3,700本，総延長で約2,200kmにも及ぶ．そのうち半数以上は戦前に建設されており，覆工材質としては無筋コンクリートが大半を占めるものの，昭和初期まで用いられていた石・れんが・コンクリートブロックによるブロック積みも相当数存在する．これらの中には地圧により変状したトンネルや近接施工がなされるトンネルもあり，その維持管理に際して，覆工の構造耐力を評価することが必要不可欠となる．

無筋コンクリート覆工トンネルについては，これまで多くの実験的または解析的研究<sup>1)~13)</sup>が行われ，健全度判定および対策工設計法が体系的に確立され，実用に供されてきている．それに対し，ブロック積み覆工トンネルに関しては，研究事例がほとんどなく，れんがやコンクリートブロックと目地材から成るブロック覆工構造特有の力学的挙動を考慮した耐力評価法が確立されていない現状にある．

一方，1999（平成11）年に発生した山陽新幹線福岡トンネル，北九州トンネルおよび室蘭本線礼文浜トンネルの覆工コンクリート剥落事故を受けて，以前にも増して剥落対策の重要性が認識されるようになった．昭和50年代には，剥落対策として吹付けコンクリートが多用されたが，経年につれてその吹付けコンクリートが剥離・剥落するという事象が相次ぎ，平成に入ってから金網・ネット工法や繊維シート接着工法の適用事例が多くなってきている．

そのような状況下，金網・ネット工法に用いられるあと施工アンカーの引抜耐力や，繊維シートの接着力について，コンクリートに対する各種研究・検討は進められ，これらの設計法が確立されているが，れんがあるいはれんが積み覆工については全く検討がなされていない．

そこで，本研究では，前者について模型実験および数値解析手法を用いて，ブロック積み覆工トンネルの力学的挙動を解明・把握し，耐力評価法を提案する．そして，後者については，ブロック積み覆工トンネルの主な劣化要因に着目した要素実験とコンクリートにおける設計法とを比較することにより，れんが積み覆工にあと施工アンカーおよび繊維シート接着工法を用いる際の設計法を提案する．

## 1.2 既往の研究例

既設の無筋コンクリート覆工トンネルの力学的挙動に関連した研究事例は多く発表されており（例えば，<sup>1)~14)</sup>，主に無筋コンクリート覆工の構造耐力や変形性能の確認，あるいは，体系的な健全度評価手法および変状トンネルに対する対策工設計法の提案がなされている<sup>15)</sup>．以下に，研究事例を整理する．

斎藤ら（1971）<sup>1)</sup>は，縮尺 1/4.27 のトンネル覆工模型を用いた載荷実験より，支保工の効果，巻厚や天端背面の空洞の影響等について有益な成果を得ている．

今田ら (1974~1977)<sup>2),3)</sup>は、縮尺 1/2 のトンネル覆工模型の載荷実験より、二重巻覆工、ブロック覆工、鉄筋補強の効果等について有益な成果を得ている。

朝倉ら (1991~1995)<sup>4)~11)</sup>は、縮尺 1/30 (新幹線標準断面) および縮尺 1/20 (単線 1 号型断面) のトンネル覆工模型載荷実験 (写真 1.1) を多数実施し、図 1.1 に例示するように、①健全な無筋コンクリート覆工トンネルでは、曲げ引張ひび割れ発生後も十分な構造耐力・変形性能を有していること、②背面空洞や巻厚不足といった構造欠陥がある場合は、構造耐力・変形性能が大きく低下することなど、非常に有益な成果を得ている。

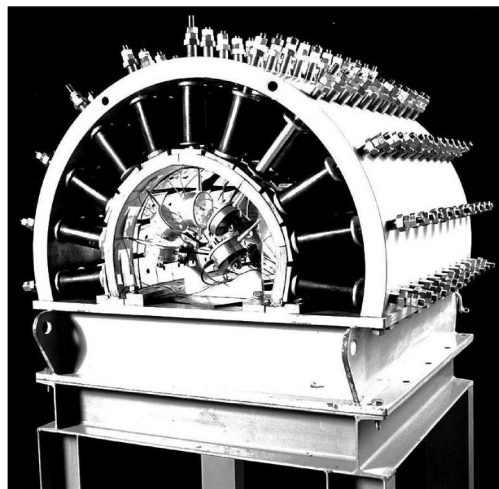


写真 1.1 縮尺 1/30 トンネル覆工模型載荷実験装置

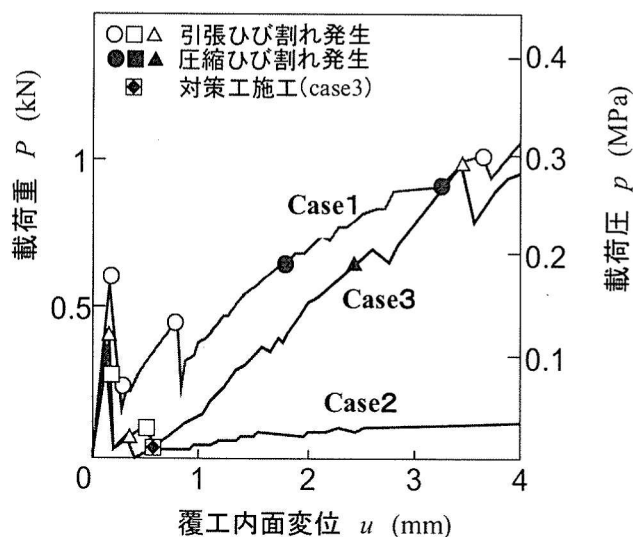
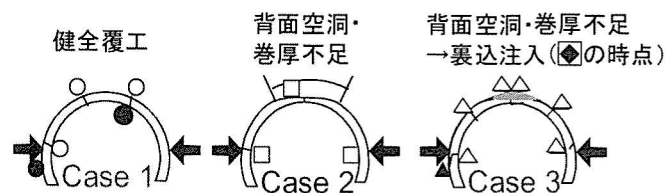


図 1.1 縮尺 1/30 実験における水平載荷結果の例<sup>4),5)</sup>  
(載荷重-変位とひび割れ進展の関係)

さらに、③曲げ引張ひび割れ発生以降の無筋コンクリートトンネル覆工の挙動を、曲げ引張ひび割れを塑性ヒンジでモデル化する骨組構造解析やファイバーモデルにより表現可能であることを示している。

しかしながら、れんが、コンクリートブロックや石によるブロック積み覆工トンネルに対する研究事例は、トンネル覆工に用いられているれんがや目地材に対する強度確認等<sup>16)~20)</sup>に関するものは存在するが、ブロック積みのトンネル覆工そのものの力学的挙動に関するものはほとんど皆無である。

一方、ブロック積みトンネルにおいては、目地やせ、材料劣化に伴う覆工片の剥落を防止する目的で、剥落対策がなされることが多い。昭和30年代後半から40年代にかけては吹付けコンクリートの適用が多くなされた<sup>21)</sup>が、下地処理の不良やラス網を設置しないとといった設計・施工不良から、その吹付けコンクリートが剥離、剥落する事象が相次ぎ、近年では、金網・ネット工法や繊維シート接着工法が多く用いられるようになってきている。

しかし、金網・ネット工法に用いられるあと施工アンカーや繊維シート接着工法の設計法はコンクリートに対するものは存在するものの<sup>22)~25)</sup>、れんがに対する検討はほとんどなされておらず、設計法は存在しない。

このような状況下において、本研究は以下の2点を明らかにし、ブロック積みトンネルに対する変状対策設計法の基礎を築くものである。

- ・ブロック積み覆工トンネルの力学挙動、ならびに、主に内面補強を主眼に置いた対策工の効果
- ・剥落対策工で近年その実績が増加している金網・ネット工法および繊維シート接着工法における、れんが積み覆工に対するあと施工アンカーの定着性能および繊維シートの接着性能

### 1.3 本論文の概観

本研究では、ブロック積み覆工トンネルの耐力評価および対策工設計法の提案を目的として、ブロック積み覆工トンネルにおける変状とその対策事例の整理および分析、実験および数値解析等を主体とした検討を実施した。本研究全体の流れを図1.2に示す。

本論文は8章より構成される。

第1章は緒論であり、本論文の背景となっているブロック積み覆工トンネルの力学的評価法と補強法に関する設計法の現状と、それに対する既往の研究の実態を振り返り、本論文の構成を概説する。

第2章では、ブロック積み覆工トンネルの変状の実態について、主に長期的作用によるものと、短期的作用すなわち地震によるものとに分類して整理し、ブロック積み覆工トンネルの変状の特徴を把握する。そして、これにより以降の章における実験的研究および数値解析的研究の検討課題を抽出する。

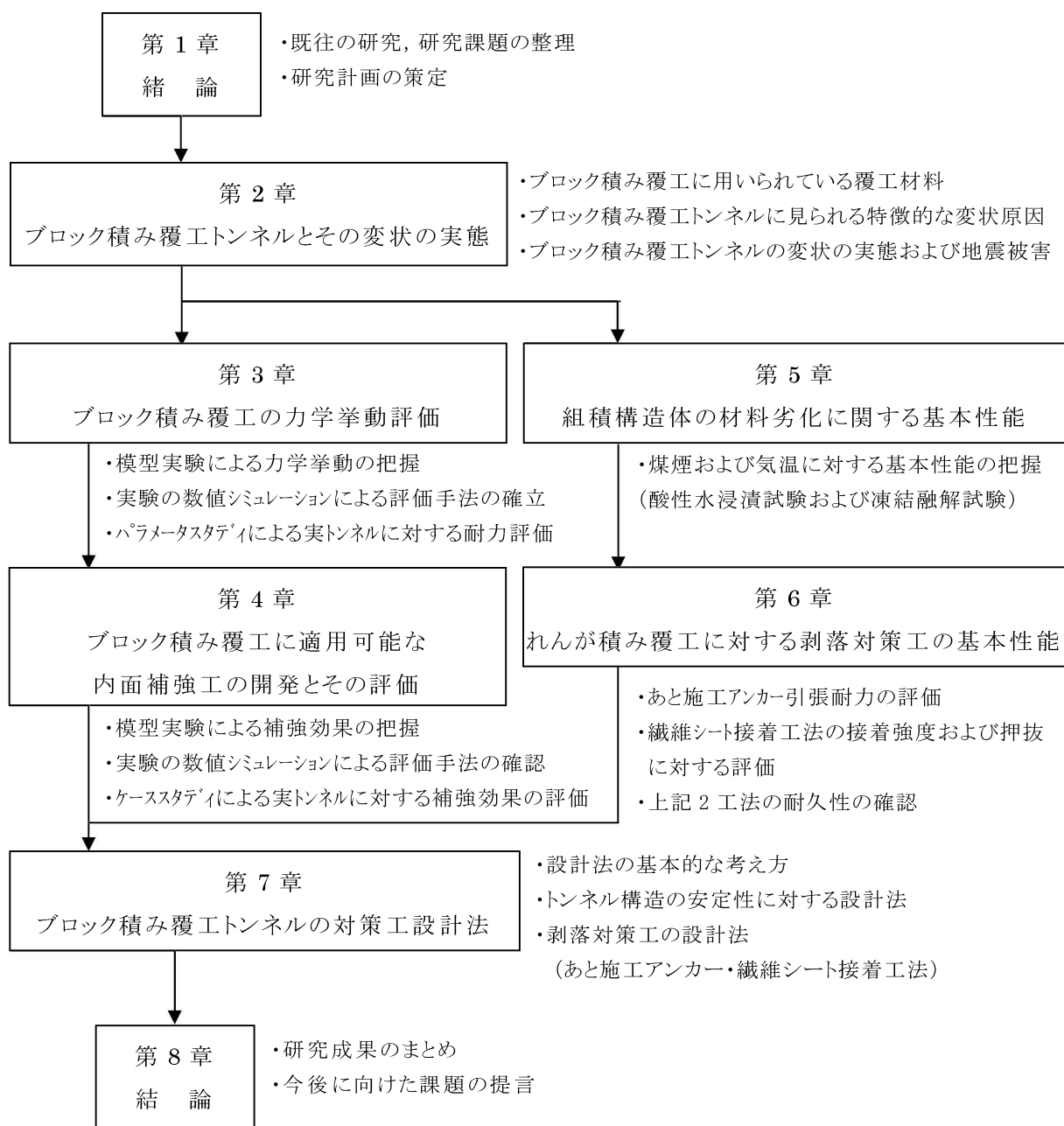


図 1.2 本研究全体の流れ

第3章では、前章において抽出された変状原因のうち外力に着目し、ブロック積み覆工トンネルの挙動を評価し得る模型載荷実験により、種々の要因が変状現象に及ぼす影響度を検討する。そして、その実験結果をいくつかの数値解析手法を用いてシミュレートすることにより、ブロック積み覆工トンネルの力学挙動を表現可能な手法を検討し、実トンネルを対象としたパラメータスタディにより耐力を評価する。

第4章では、ブロック積み覆工トンネルにも適用性がよい内面補強工を開発し、実際の覆工および補強材料を使用して、より定量的な評価が可能な大型トンネル覆工模



型載荷実験，および，第3章で確立した数値解析手法を用いたシミュレーションにより，その補強効果を確認する．そして，実トンネルにおける補強効果をその数値解析手法を適用して明らかにする．

第5章では，第2章において抽出された変状原因のうち，煤煙と気温（凍結融解）に着目し，ブロック積み覆工トンネルの中でも，特にその影響が把握されていないれんが積み覆工について，要素実験によりその度合いを明らかにする．

第6章では，剥落対策として近年施工実績が増加している金網・ネット工法および繊維シート接着工法に着目し，金網・ネット工法で用いられるあと施工アンカーと，繊維シート接着について，れんが積み覆工に適用した場合の設計法を要素実験により検討する．また，第5章で着目した劣化要因について耐久性試験を実施し，れんがに上記2工法を適用した場合の耐久性を把握する．

第7章では，第3章から第6章を取りまとめ，ブロック積み覆工トンネルの構造安定性および剥落に対する設計法を提案する．

第8章は結論であり，本研究により得られた成果，知見を総括するとともに，今後の課題について述べる．

## 参考文献（第 1 章）

- 1) 斎藤徹, 白井慶治, 飯塚全, 高木盛男, 土屋敬, 岩井徳雄: 模型実験によるトンネル覆工の耐力に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.779, 1971.
- 2) 今田徹, 他: トンネル覆工の強度に関する実験報告(1), 土木研究所資料第 921 号, 1974., : 同(2), 第 922 号, 1974., : 同(3), 第 992 号, 1975., : 同(4), 第 1100 号, 1976.
- 3) 今田徹: コンクリート覆工の強度, トンネルと地下, 第 8 巻, 第 9 号, pp.579-588, 1977.
- 4) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, 1994.
- 5) 朝倉俊弘, 安東豊弘, 小俣富士夫, 若菜和之, 松浦章夫: 欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果, 土木学会論文集, No.493/III-27, 1994.
- 6) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘: トンネル覆工の力学挙動解析ー複線トンネル覆工模型実験のシミュレーションー, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 1 巻, 土木学会, 1991.
- 7) 朝倉俊弘, 安東豊弘, 小島芳之, 川上義輝: トンネル覆工の力学挙動解析(2)ー単線トンネル覆工模型実験とシミュレーション解析ー, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 2 巻, 土木学会, 1992.
- 8) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動解析(3)ートンネル覆工の 3 次元解析ー, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 3 巻, 土木学会, 1993.
- 9) 朝倉俊弘, 安東豊弘, 中田雅博, 佐野信夫, 若菜和之: 変状対策としての内面補強工の効果に関する実験的研究, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 4 巻, 土木学会, 1994.
- 10) 朝倉俊弘, 小島芳之, 中田雅博, 若菜和之, 松岡茂: トンネル覆工の力学挙動評価への有限要素法解析の適用性に関する研究ー, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 5 巻, 土木学会, 1995.
- 11) 朝倉俊弘, 安東豊弘, 小島芳之, 伊東 純, 山本 晃司: トンネル覆工のひび割れ進展シミュレーション, 第 25 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.66-70, 土木学会, 1993.
- 12) 坂本容, 志水義彦, 横山幸也, 村上弘行: 模型実験によるトンネルライニングの健全度評価法の検討, 第 25 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.196-200, 土木学会, 1993.
- 13) 久武勝保, 土岐晃生, 村上譲二, 村上敏夫: トンネル覆工の安定性評価法と模型実験, 第 25 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.201-205, 土木学会, 1993.

- 14) 久武勝保, 村上譲二, 土岐晃生, 村上敏夫: トンネル覆工の健全度の簡易評価法, 第 26 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.534-538, 土木学会, 1994
- 15) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) トンネル, 丸善, 2007.
- 16) 杉木六郎, 二宮金次郎, 吉田迪雄: 東山ずい道れんが覆工より採取したコアの試験成績について, 鉄道技術研究所速報 59 巻 28 号, 1959.
- 17) 三浦一郎, 西郷勘次郎, 早川留蔵: コンクリートコア及びレンガの試験(第 1 報), 鉄道技術研究所速報, 59 巻, 261 号, 1959.
- 18) 三浦一郎, 西郷勘次郎, 早川留蔵: コンクリートコア及びレンガの試験(第 2 報), 鉄道技術研究所速報, 59 巻, 299 号, 1959.
- 19) 宮田尚彦, 井上寛美: れんがの供試体による非破壊検査及び補修・補強に関する基礎的試験, 鉄道技術研究所速報 A-85 巻 32 号, 1985.
- 20) 鉄道総合技術研究所: レンガ・石積み, 無筋コンクリート構造物の補修, 補強の手引き, 1987.
- 21) 鉄道総合技術研究所: トンネル補修・補強マニュアル, 2007.
- 22) 鉄道総合技術研究所: あと施工アンカー工法設計施工の手引き, 1988.
- 23) 国土交通省: あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針, 2008.
- 24) 土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.
- 25) トンネル安全対策工法研究会: FRP によるトンネル覆工剥落対策マニュアル, 山海堂, 2003.

## 第2章 ブロック積み覆工トンネルとその変状の実態

### 2.1 緒言

鉄道では1871（明治4）年しゅん功の石屋川隧道（開削工法・れんが積み覆工）、1880（明治13）年しゅん功の逢坂山隧道（山岳工法・れんが積み覆工）を、道路では1876（明治9）年しゅん功の宇津ノ谷隧道（山岳工法・れんが積み覆工）を初めとして、その後、鉄道、道路ともにトンネルの建設が本格化していく。

覆工は昭和初期に場所打ちコンクリート技術が導入されるまで、れんが、石、コンクリートブロックを積み上げることにより壘築されていた。材質は当初、れんがや石であったが、コンクリートの品質向上および普及により、大正中期からコンクリートブロックが用いられるようになった。

2002（平成14）年4月現在供用中のJR7社の覆工材質別トンネルの経年分布を図2.1.1<sup>1)</sup>に示す。

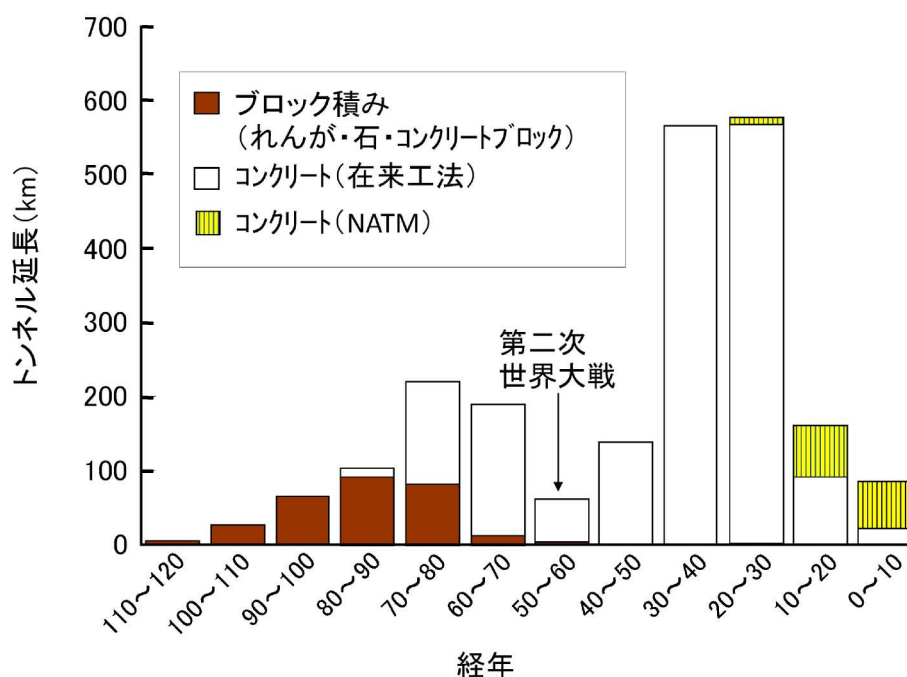


図 2.1.1 JR7 社の覆工材質別トンネル延長の経年分布（2002.4 時点）<sup>1)</sup>を加筆修正

本図によれば、第二次世界大戦前に建設されたトンネルは全延長の約4分の1であり、そのうちの約2分の1の約300 kmがブロック積みトンネルである。

### 2.2 ブロック積み覆工に用いられる覆工材料

ブロック積み覆工トンネルで用いられる材料は、れんが、石、コンクリートブロックおよび目地材である。まず、これらの覆工材料の使用の変遷について述べる<sup>2),3)</sup>。

明治時代はほとんどが逆巻きのれんが積みであったが、大正時代に入ると、コンク

リートの施工技術の発達と、関東地震でのれんが構造物の被災を契機にトンネル覆工材料としてれんがが使用されることはなくなった。1915（大正4）年、房総西線鋸山トンネルで初めて場所打ちコンクリートが適用されたが、施工性に問題があるとされ、大正後期にはコンクリートブロックが多く用いられた。しかし、昭和時代に入ると、コンクリートの施工技術が向上し、場所打ちコンクリートが主流となっていく。

以下に、れんが、コンクリートブロックおよび目地材の基本的性質を概説する。

### (1) れんが

我が国で最初にれんがが作られたのは1850年代（江戸時代末期安政年間）であるが、れんがが大量に製造・使用されるようになったのは明治時代に入ってからで、鉄道トンネルの覆工も、明治時代においてはほとんどがれんがにより畳築されている。

鉄道に関するれんがの基準は、大量生産が開始される明治20年代にその原型が策定され、1900（明治34）年に初の基準が制定された。その後、幾度かの改訂等を通じて現在の日本工業規格（JIS）に至る。れんがに関する基準の変遷を表2.2.1<sup>3)</sup>に示す。規定している項目は各基準で若干異なるが、寸法、乾燥重量、吸水率、圧縮強度である。

表 2.2.1 れんがに関する基準の変遷<sup>3)</sup>

基準	等級	寸法：長さ×幅×厚さ (mm)	乾燥重量 (g/個)	吸水率 (%以下)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> 以上)
鉄道院制定： 高架鉄道用並型煉化石仕 様書 1901（明治34）年10月	一等	224.2×109.1×57.6	2362.5	16.7	5.45
	二等			16.7	4.90
	三等			20.0	3.81
随道工事修繕仕様書 1903（明治36）年頃？	焼過	***	1.7以上 (比重)	10.0	***
	並焼			16.7	***
東部鉄道管理局制定： 並型煉化石仕様書 1910（明治43）年12月	焼過(一 等)	224.2×109.1×57.6	2362.5	15.0	***
	焼過 (二等)			2325.0	***
	並焼 (三等)			2325.0	***
鉄道院制定： 並型煉石仕様書 1911（明治44）年7月	一等	227.3×109.1×60.6(1)	2362.5(1)	12.0	16.34
	二等	224.2×109.1×57.6(2)	2325.0(2)	14.0	14.16
	三等			17.0	10.89
鉄道院制定： 土工其他工事示方書 1917（大正6）年10月	露出部	227.3×109.1×60.6	2362.5	14.0	14.16
	内部用			17.0	10.89
日本標準規格： JES「普通煉瓦」 1925（大正14）年3月	上焼	210.0×100.0×60.0	***	14.0	15.0
	並焼			18.0	10.0
日本工業規格： JIS1250「普通煉瓦」 1987（昭和62）年～	2種	210.0×100.0×60.0	***	15.0	15.0
	3種			13.0	20.0
	4種			10.0	30.0

1885（明治19）年から1920（大正9）年に建設されたれんが積みのトンネルおよび橋脚・橋台より採取したコアの一軸圧縮強度と吸水率の関係<sup>4),5)</sup>を図2.2.1に示す。

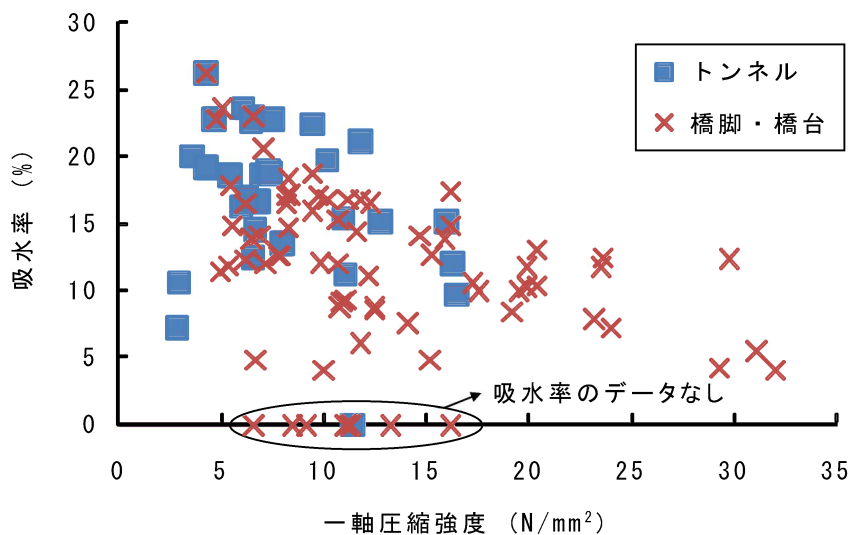


図 2.2.1 鉄道れんが構造物におけるれんがの一軸圧縮強度と吸水率との関係<sup>4).5)</sup>

既設のれんが積み覆工トンネルのれんが単体の圧縮強度は  $3 \text{ N/mm}^2 \sim 17 \text{ N/mm}^2$ ，吸水率は  $10\% \sim 25\%$  の範囲にあり，建設当時の規格に概ね合致する．橋脚・橋台に用いられているれんがに比べると，相対的に強度が低く，吸水率が高い．

寸法は現在の JIS とは若干異なり，日本標準規格が 1925（大正 14）年に制定されるまでは，長さおよび幅が JIS より 1 割弱大きく，長さ  $224.2 \text{ mm}$ ，幅  $109.1 \text{ mm}$ ，厚さ  $57.6 \text{ mm}$  か長さ  $227.3 \text{ mm}$ ，幅  $109.1 \text{ mm}$ ，厚さ  $60.6 \text{ mm}$  のものが用いられていた．

## (2) コンクリートブロック

コンクリート構造物に関する基準類としては，1914（大正 3）年 7 月 14 日付達第 684 号「鉄筋混凝土橋梁設計心得」が初めて正式に制定されて以降<sup>6)</sup>，1916（大正 5）年 11 月 11 日付達第 1111 号「鉄筋混凝土函渠標準」，同年 12 月 28 日付達第 1305 号「函渠用鉄筋混凝土蓋並混凝土側壁標準」等の整備が進み<sup>3)</sup>，明かり構造物あるいは明かりにて施工される構造物については場所打ちコンクリートが主流となっていった．

しかしながら，トンネルの場合は，内側からコンクリートを打設しなければならないため，練混ぜ，打設が手作業で，現場における経験も浅い当時の技術では，品質の良い覆工コンクリートを打設することは，必ずしも容易なことではなかった．そのため，大正末期から昭和初期にかけて，特にアーチの部材として一次的にコンクリートブロックが普及した．寸法は，長さ約  $305 \text{ mm}$ （12 in.），幅約  $229 \text{ mm}$ （9 in.），厚さ約  $152 \text{ mm}$ （6 in.）のものが標準であったが，約  $152 \text{ mm}$ （6 in.）×約  $229 \text{ mm}$ （9 in.）×約  $152 \text{ mm}$ （6 in.）の“半ブロック”と称するものも部分的に用いられた<sup>3)</sup>．

配合については，上越線湯檜曾・土樽間清水トンネル（上り線）で，セメント：砂：

砂利・碎石＝1：2：4（容積比）を用いたとされている<sup>7)</sup>。

### (3) 目地材

れんが、コンクリートブロックによる覆工の目地材としては、しっくい、モルタルが用いられている。

しっくいは元来塗壁材料であり、トンネルでは主にれんが積み覆工の目地材として用いられた。しっくいは粘土を主に石灰を混ぜたものと、石灰、砂、のり（海藻等）、すさ（麻の繊維等）を混ぜたものが用いられたが、モルタルが用いられるようになってからは、ほとんど使われなくなった<sup>2)</sup>。

モルタルは、セメント、砂、水を練り混ぜて作られるが、目地モルタルのセメントと砂の配合比は1：3（容積比）が一般的だったようである。

参考までに、1911（明治 44）年に着工した新庄線建設工事で用いられた工事示方書に示されている目地モルタルの配合例を表 2.2.2<sup>8)</sup>に示す。

表 2.2.2 目地モルタルの配合例<sup>8)</sup>

	セメント	砂	使用箇所
甲種	1	1	畳築工目塗用
乙種	1	2	切石据付用
丙種	1	3	湧水多き箇所畳築用
丁種	1	4	普通畳築工

## 2.3 変状原因

山岳トンネル覆工の変状原因は、外力や気温等の変状を直接発生させる原因である「外因」（図 2.3.1）と外因による変状を促進させる「内因」（図 2.3.2）とに大別される<sup>9)</sup>。特に、ブロック積み覆工トンネルにおける特徴的な変状原因としては、以下のものが挙げられ、それぞれについて概説する。

- (1) 外力
- (2) 煤煙（煙害：酸および塩類による劣化）
- (3) 気温（凍害：凍結融解の繰り返し作用による劣化）

また、これらの原因により変状が発生したブロック積みトンネルの代表的なものの一覧を表 2.3.1 に示し、2.4 で具体的に述べる。

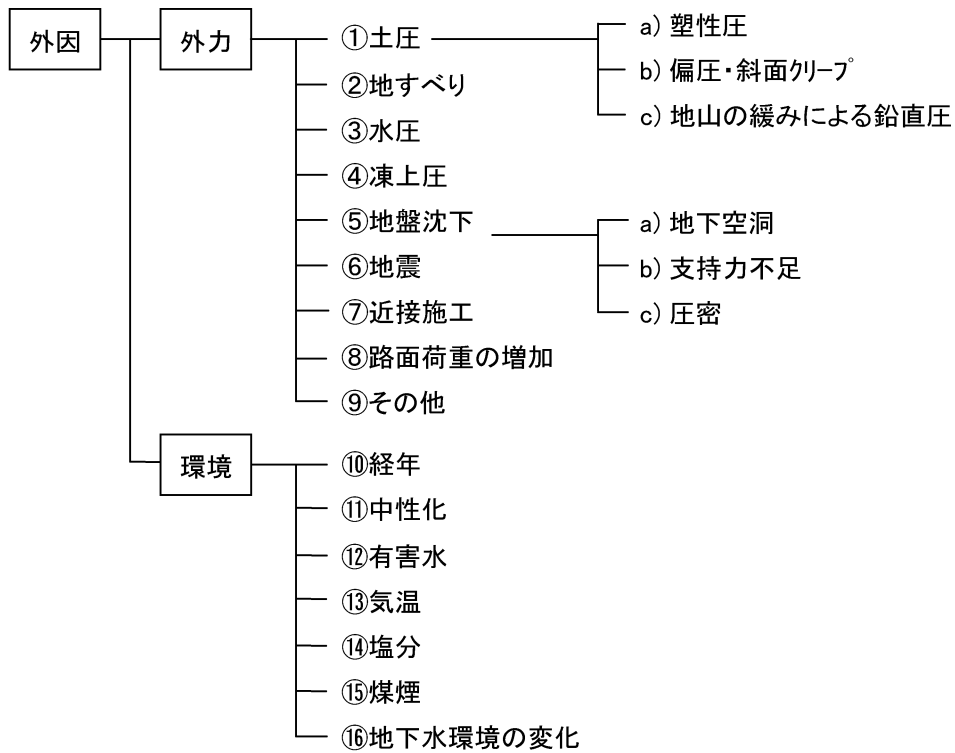


図 2.3.1 外因の分類<sup>9)</sup>

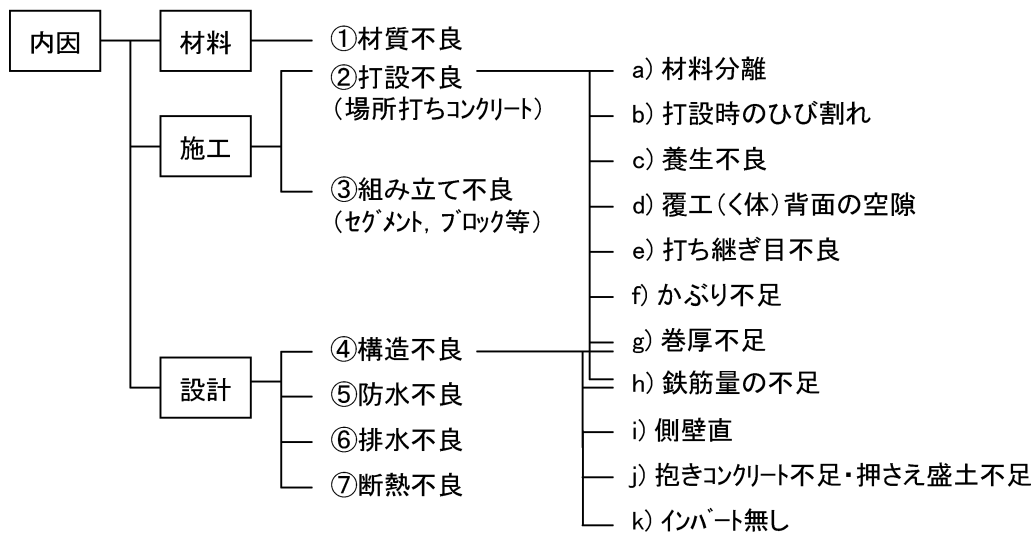


図 2.3.2 内因の分類<sup>9)</sup>



表 2.3.1(1) 変状が発生した主なブロック積みの鉄道トンネル<sup>2)</sup>(1)

トンネル名	線名	覆工構造	トンネルに現れた主な変状	変状原因
洞口トンネル	内房線	れんが(両坑口部)・巻厚 46 cm インバートなし	・アーチ山側肩部に水平ひび割れ	偏圧(近接施工)
内ヶ巻 トンネル	飯山線	コンクリートブロック	・コンクリートブロックの剥落 ・断面変形	地すべり
Aトンネル		コンクリートブロック	・アーチ覆工および背面地山の崩落	地山の緩みによる鉛直圧
Bトンネル		れんが	・側壁部覆工の崩壊	水圧
北山トンネル	予讃本線	アーチ部:れんが・46 cm～57 cm 側壁部:石 インバートなし	・れんがが覆工表面の劣化・剥落, 目地やせ ・覆工表面に煤煙付着 ・漏水防止モルタルの剥離・剥落等	煙害による覆工材料劣化
呉トンネル	呉線	コンクリートブロック・23cm	・覆工材の材料劣化 ・アーチ部に煤煙付着 ・漏水	煙害による材料劣化
大日影 トンネル	中央本線	れんが・23 cm～57 cm, インバートなし	・れんがの材料劣化(れんがが表面のひび割れ, 目地切れ)に伴う剥離・剥落 ・アーチ部に煤煙付着 ・にじみ程度の漏水	煙害・凍害による覆工材料劣化
善知鳥 <sup>2)</sup> トンネル	中央本線	れんが・34.3 cm～80 cm (入口方 2.5 m 除く)	・れんが, 目地モルタルの劣化 (特に側壁部のれんがの目地切れ, 剥離・剥落が顕著) ・漏水(冬期はつらら・側氷)	凍害による材料劣化が主因
冠着トンネル	篠ノ井線	れんが, コンクリート	・目地切れ, 目地の流出, 覆工材の劣化, 剥離・剥落	凍害による材料劣化が主因

表 2.3.1(2) 変状が発生した主なブロック積み鉄道トンネル<sup>2)</sup>(2)

トンネル名	線名	覆工構造	トンネルに現れた主な変状	変状原因
板敷山 トンネル・ 香嶮トンネル	陸羽西線	アーチ部：れんが 側壁部：切石またはれんが	<ul style="list-style-type: none"> <li>れんが：部分的目地切れによる抜け落ち</li> <li>切石：表層の風化による脆弱化</li> </ul>	凍害による材料劣化 切石：当初からの材質不良
古瀬トンネル	根室本線	れんが，コンクリートブロックおよび場所打ち コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地切れ，食い違い</li> <li>材料劣化による剥離・剥落が顕著</li> <li>漏水多く，冬期につらら・側氷</li> </ul>	凍結融解に伴う凍害が主因 凍上圧も考えられる。
逢初山 トンネル	東海道 本線	アーチ部：コンクリートブロック 側壁部：無筋コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>終点方坑口付近：ひび割れ，目地切れ，くい違い</li> <li>材料劣化による表層の剥落</li> <li>ひび割れ，目地切れ部からの漏水</li> </ul>	終点方坑口部： 関東大地震 酸性水による材料劣化
清水谷戸 トンネル	東海道 本線	アーチ部：れんが造 側壁部：無筋コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地材の劣化，流出が顕著．れんがの材質は表層の剥離が見られるが，比較的健全</li> <li>漏水は少ない．</li> </ul>	経年による材料劣化

## (1) 外力

外力には図 2.3.1 に示すとおり、様々な種類のものがあるが、ブロック積み覆工トンネルの変状原因として報告されているものは、①土圧(地圧)、②地すべり、③水圧、⑥地震である。

①の地圧は、さらに塑性圧、偏圧・斜面クリープ、地山の緩みによる鉛直圧に細分されるが、塑性圧による顕著な変状は報告されていない。これは、建設年代と施工技術の関係で、塑性圧が発生しやすいとされているグリーンタフ地域(図 2.3.3 参照)や地山強度比が2以下となる条件のところにブロック積み覆工トンネルがあまり存在しないためと考える。

②の地すべりについては、図 2.3.4 に示す地すべり多発地帯において変状が発生する事例が多い。崩壊した事例も、1909(明治43)年に発生した奥羽本線庭坂・赤岩間の赤岩トンネルをはじめとして、飯山線高場トンネル等、数は少ないが数例程度ある<sup>2)</sup>。ブロック積み覆工トンネルにおいても変状事例が確認されている。

③の水圧は、大雨の継続により降雨が地下に浸透することし、地下水位が上昇することにより一時的に作用することがある。また、ダムの新設、排水不良により水圧が作用する場合もある。ブロック積みトンネルにおいては前者の変状事例が数例ある。

⑥の地震については、トンネルはその周囲を地山に囲まれており、地震時の挙動は周辺地山の挙動に支配されるので、明かり構造物に比べ耐震性に富む構造物と言われている。しかし、ブロック積み覆工トンネルのうち、れんが積み覆工トンネルは、特に関東地震において大きな被害を受けた。その事例については、2.4 で述べる。



図 2.3.3 グリーンタフ地域と塑性圧により変状したトンネル<sup>8)</sup>

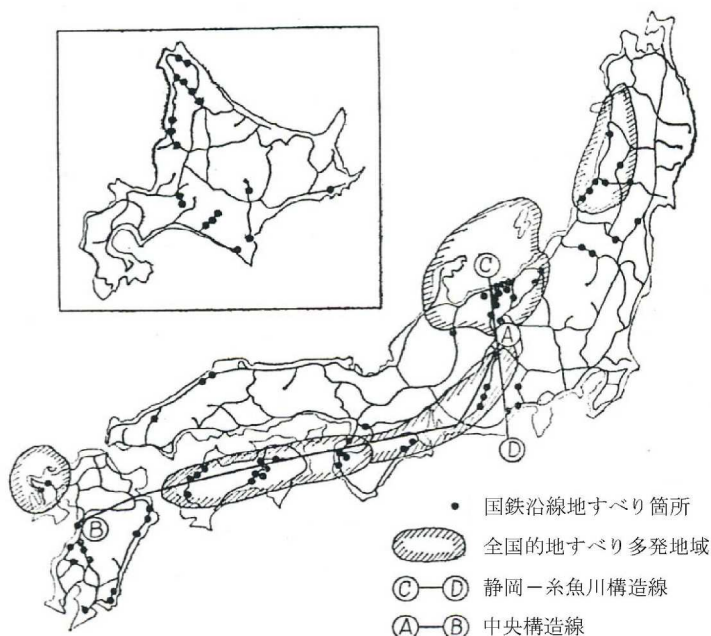


図 2.3.4 地すべり多発地域<sup>9)</sup>

## (2) 煙害（酸および塩類による劣化（SO<sub>x</sub>, NO<sub>x</sub>））

化学的な侵食因子の代表例としては、蒸気機関やディーゼルエンジンより排出された煤煙に含まれる硫（硝）酸化物が挙げられる。

この煤煙に含まれる劣化因子によって酸や塩類による劣化が生じるが、硫酸塩を含む地盤や地下水環境化にあるトンネルにおいても侵食に関する報告があるため、背面からの侵食についても考慮する必要がある。

「酸」が接触部（表層部）のセメント硬化体を軟化させることによって目地モルタルの侵食が生じる。セメント硬化体では水酸化カルシウムの分解が著しいと言われている。

「塩類」の中で最も激しい化学的侵食が生じさせるのは硫酸塩である。ブロック積み覆工のうち、れんが積み覆工トンネルにおける硫酸塩の化学的腐食による劣化メカニズムを図 2.3.5 に示す<sup>12)</sup>。

Na, Ca, Mg などの硫酸塩がセメント中の  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  と反応し生成（結晶成長圧）される二水石こうとセメント中の成分（モノサルフェート）が反応し、エトリンガイトが生成される。エトリンガイトは水と反応するため膨張圧が生じ、さらに激しい膨張を引き起こすことが知られている。

また、硫酸塩以外の無機塩によるコンクリートの侵食としては炭酸塩が挙げられるが、硫酸塩ほど激しくはない。

### a) 硫酸化物による劣化の現況

硫酸化物の供給源である蒸気機関車は、昭和初期まで鉄道輸送の中心であった。そのため走行履歴を有するトンネルでは、二水石こうなどの生成物が現在も母材表面に付着している場合がある。（写真 2.3.1）

現在、蒸気機関車はいくつかの路線を観光目的で走行しているが、走行本数は非常に少ないことから、今後供給される硫酸化物による劣化の度合いは非常に小さいと推定される。

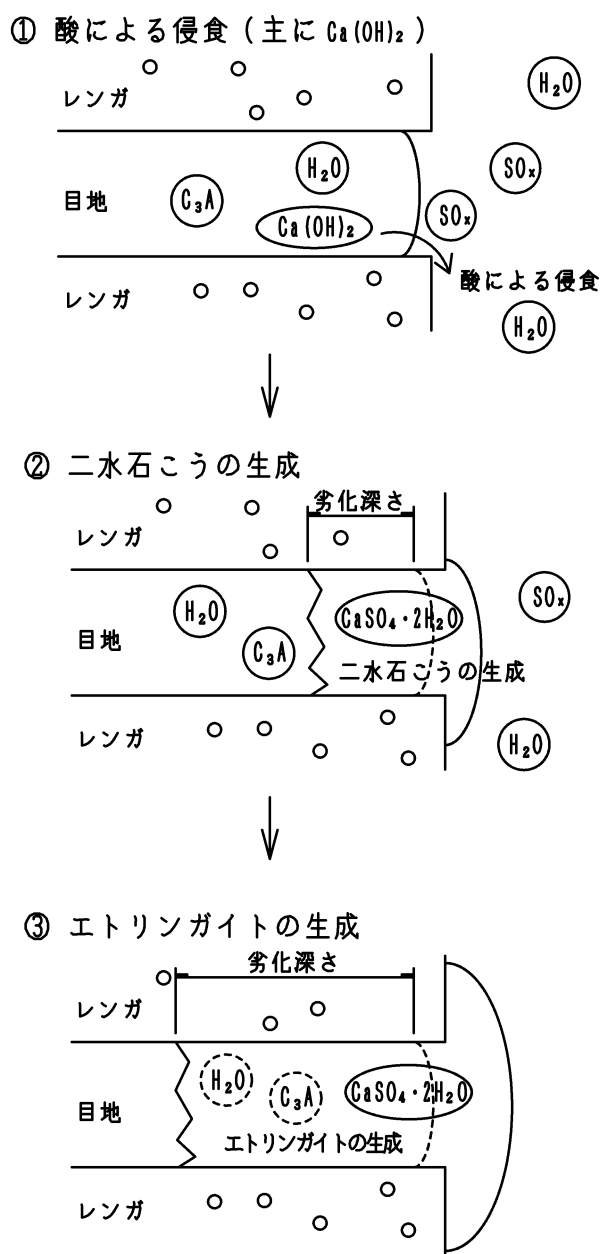


図 2.3.5 硫酸塩による劣化メカニズム



写真 2.3.1 二水石膏の生成による目地表層部の脆弱劣化

#### b) 窒素酸化物による劣化の現況

窒素酸化物による劣化としては、硫黄酸化物のような「塩類による化学的腐食」が生じる恐れはない。

トンネル内の窒素酸化物に関する資料はほとんどないが、鉄道労働科学研究所の研究報告<sup>13)</sup>によると、比較的走行頻度の高い路線（上下線あわせて 22 本／6 時間）にある 14 km の長大トンネルにおいて、最大で 7 ppm（総窒素酸化物/2＝窒素酸化物と仮定）の窒素酸化物が計測された。

れんが積み覆工トンネルは短いトンネルが多く、上記のような長大トンネルと同程度に列車走行後のトンネル内に滞留する窒素酸化物量は少ないと推定される。また滞留する全ての窒素酸化物が侵食に影響を与えるとは考えにくいことから、窒素酸化物による劣化（酸による侵食）の度合いは極めて小さいと思われる。

#### (3) 気温（凍害）

凍害は、コンクリート中の水分が 0℃以下になった時の凍結膨張（9%の体積膨張）によって発生するものであり、長年にわたる凍結と融解の繰り返しによってコンクリートが徐々に劣化する現象である。

凍結融解による劣化が生じる環境要因としては、最低気温や日射及び凍結融解繰り返し回数等が挙げられる。また、材料要因としては、コンクリート内部組織中の透水性が低い場合や気泡間隔係数が大きい場合に凍害が生じやすいと言われている<sup>14)</sup>。これは凍害発生メカニズムが未凍結水の移動時に生じる粘性抵抗による静水圧（移動圧）によることに起因する。

寒冷地のトンネル坑内については、最低気温が低い場合でも、凍結融解の繰り返しが少ないことや外部拘束条件の影響から、他の明かり構造物に比べて凍害によって生じる劣化は小さく、トンネルにおいて、凍害が問題となるのは凍結融解の影響を受けやすい坑口部に限られる場合が多い。

以上述べたように、一般的な構造物に比べてトンネルの凍害による劣化の度合いは軽微であると考えられるが、表 2.3.1 に示したように、凍害による変状事例は報告さ

れている。

## 2.4 ブロック積み覆工トンネルの変状の実態

ブロック積み覆工トンネルの変状の実態を文献に基づき調査し、変状原因ごとに整理した<sup>2), 10)</sup>。

### (1) 偏圧による変状事例

- 1) 位置・トンネル名 内房線 竹岡－浜金谷間 洞口トンネル
- 2) 延長 57 m
- 3) 竣工 1916 (大正 5) 年
- 4) 断面形状 単線乙型断面
- 5) 構造 トンネル中間部：コンクリート造，巻厚 30 cm，  
インバート無し  
両坑口部 : れんが造，巻厚 46 cm，インバート無し  
なお，偏圧対策として段階的に，トンネル入口付近にはセンター，内巻，ストラット工（H 鋼）が，出口付近にはセンター，内巻，抱きコンクリートが追加施工されている。
- 6) 地形・地質条件 新第三紀鮮新世稲子沢層の砂・泥互層で凝灰岩を挟む。地層の傾斜は約 25°で，海側に向かって流れ盤となっている。  
トンネルの海側に国道が建設され，トンネル側方の地山が切り取られ，極端な偏圧地形となっている。  
なお，国道開設後，トンネル直上部地山（土被り約 20 m）にトンネルにほぼ平行に亀裂が発生し，最大幅約 30cm に拡大している。
- 7) 変状現象 [トンネル上部地山] (図 2.4.1)
  - ・トンネルに平行した亀裂の発生（幅約 30 cm）。[トンネル内]
  - ・アーチ山側肩部に水平ひび割れが発生。

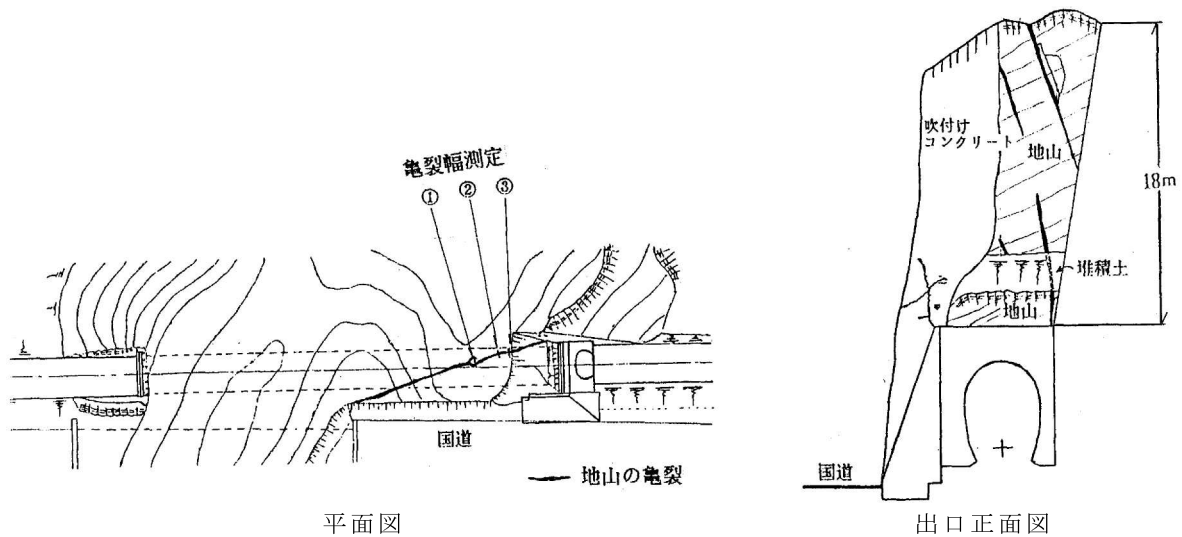


図 2.4.1 トンネル上部地山の亀裂<sup>2)</sup>

8) 調査・計測

- ・上部地山の亀裂幅測定 (図 2.4.2) .
- ・トンネル内ひび割れ測定 (静ひずみ測定器) .

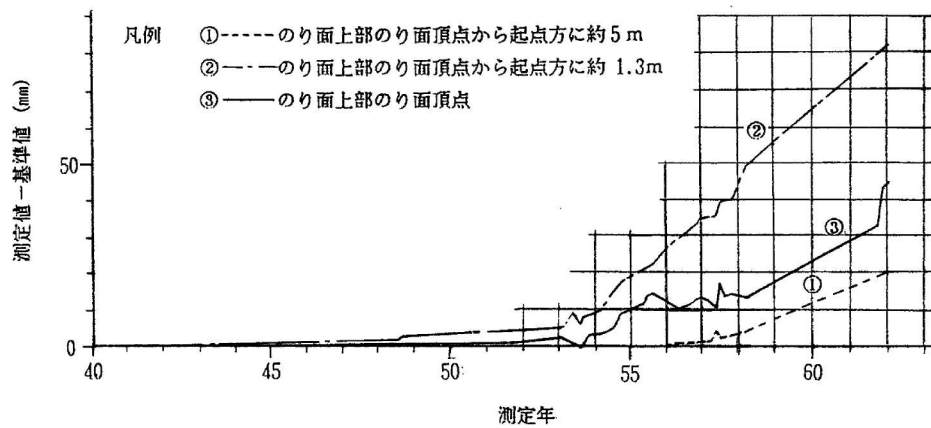


図 2.4.2 トンネル上部地山の亀裂幅測定結果<sup>2)</sup>

9) 変状原因

もともと海側に向かって流れ盤となっているところに、トンネルの海側に国道建設に伴い、トンネル側方の地山が切り取られ、偏圧が作用したためと考えられる。

10) 対策工 (計画) (図 2.4.3)

- ・上部不安定地塊の切り取り
- ・上部切り取り面のアンカー
- ・トンネル内セントルおよび内巻

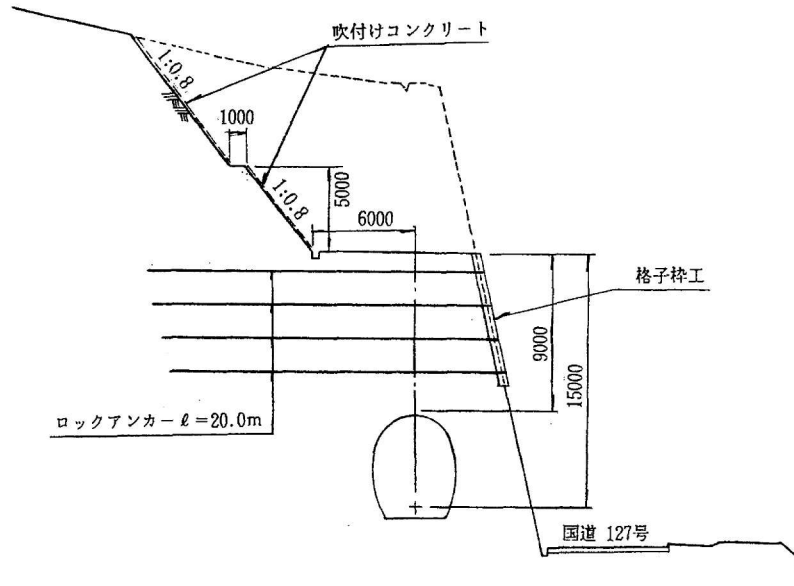


図 2.4.3 対策工概要<sup>2)</sup>

(2) 地すべりによる鉛直圧による変状事例

- 1) 位置・トンネル名 飯山線 越後岩沢ー内ヶ巻 内ヶ巻トンネル
- 2) 延長 425.5 m
- 3) 竣工 1927 (昭和 2) 年
- 4) 断面形式 単線中間型
- 5) 構造 コンクリートブロック
- 6) 地形・地質条件 第三紀鮮新世の西山層 (一軸圧縮強度約 2.0 MPa の凝灰質砂岩および泥岩よりなり, 蛇行して流れる信濃川右岸の攻撃斜面に位置している. 地層は, 約 10°で傾斜し, 斜面は受け盤となっている土被りは約 30 m である.)
- 7) 変状現象
  - ・コンクリートブロックの剥落
  - ・断面変形
  - ・地表部の亀裂
  - ・断面測定
- 8) 計測調査 (表 2.4.1, 図 2.4.4, 図 2.4.5)
  - ・地すべり計
  - ・孔内傾斜計
  - ・内空変位計
  - ・土圧計



表 2.4.1 地表からの測定一覧表<sup>15)</sup>

記号	測定内容	測定頻度
○	孔内傾斜測定 (直続式)	1か月に1回
●	孔内傾斜測定 (設置式)	毎日
○—○	表面地すべり	—〃—
●●●●●	標柱式地すべり (水平変位)	1か月に1回 ただし除雪時除く
—〃—	—〃— (垂直変位)	—〃—
—〃—	—〃— (水平変位)	—〃—
—〃—	—〃— (垂直変位)	—〃—
△	水位観測 (テスター式)	1か月に1回
▲	—〃— (垂直変位)	毎日
—	湧水調査	1か月に1回

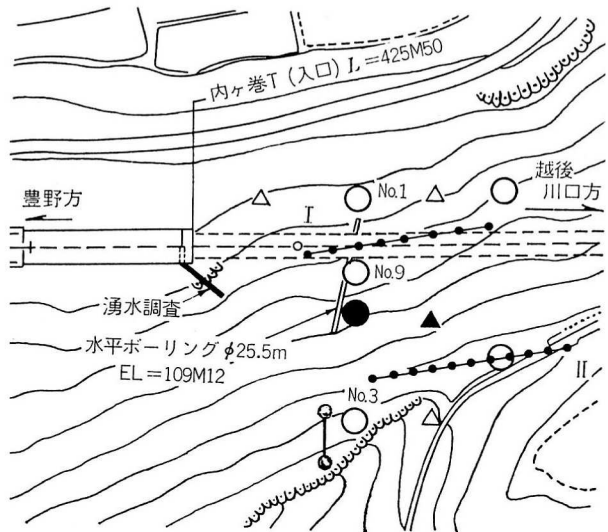


図 2.4.4 計測機器配置<sup>15)</sup>

(凡例は表 2.4.1 参照)

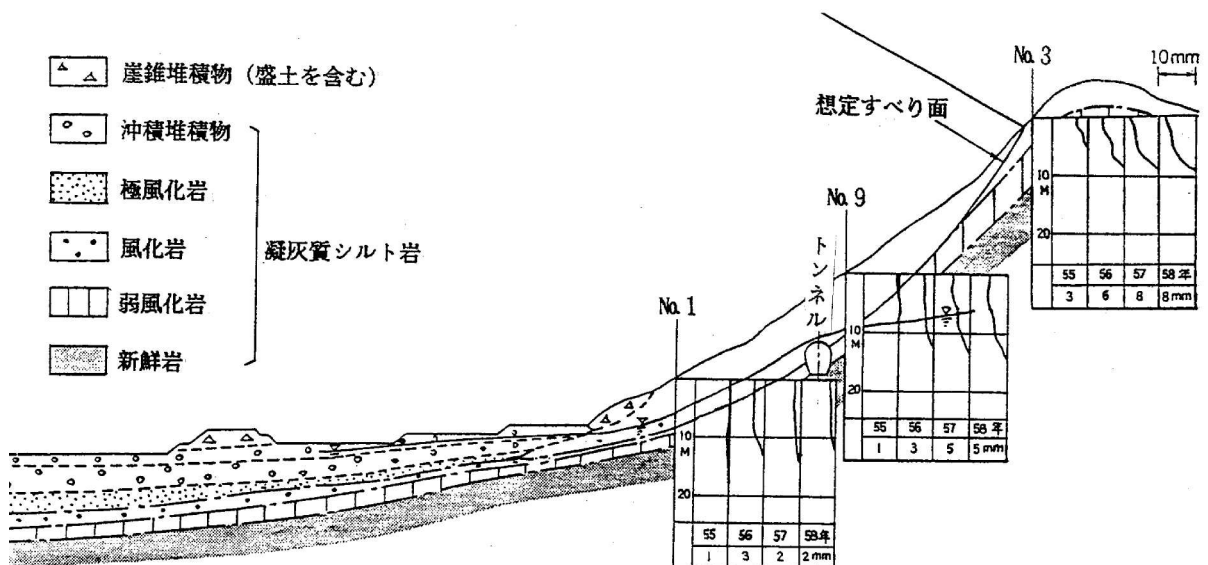


図 2.4.5 地質横断面と孔内傾斜計測定値<sup>15)</sup>

9) 変状原因

断面が川側に傾いて変形していること、孔内傾斜計の測定結果により地山全体が川に向かって動いていること、偏圧地形を示すことなどから地すべりによる変状と判断された。

10) 対策工

地すべりそのものの動きを止めるための地すべり対策工と、トンネル自体の耐力を高めるトンネル補強工の双方を実施した。

①地すべり対策工（図 2.4.6，図 2.4.7）

- ・ 押さえ盛り土工：地すべりの安定を図るために実施したもので，ボーリング結果，傾斜計測定結果，トンネル変状状態等からすべり面を想定し，円形すべり面を仮定した分割法により安定計算を実施した．押さえ盛土と地山の境界，盛土尻および盛土底面には暗渠排水を行った．
- ・ 地表水排水工：降水および雪解け水を速やかに斜面より排水できるように，集土工および植生工を施工した．
- ・ 地下水排水工：トンネル周辺の地下水位および間隙水圧を低下するため，水抜きボーリングを実施した．

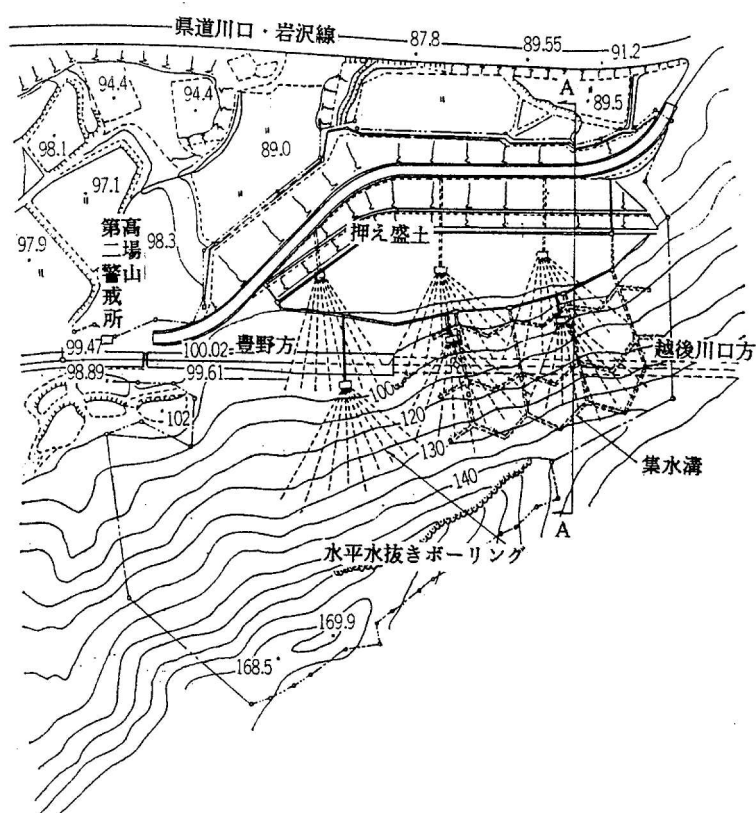


図 2.4.6 地すべり対策工（平面）<sup>15)</sup>

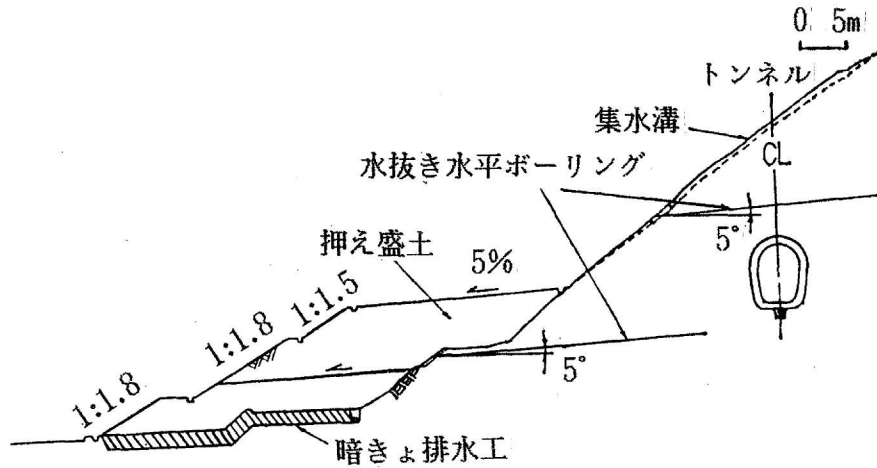


図 2.4.7 地すべり対策工（断面）<sup>15)</sup>

②トンネル補強工（図 2.4.8～図 2.4.10）

- ・事前補強工.....活線下（夜間線閉）において，現仮設セントルの根固めおよび補修，覆工背面空洞への裏込注入，ロックボルト打設を実施した．
- ・断面改築工.....死線下（バス代行輸送）において，覆工の取りこわし，鋼製支保工建込み，吹付けコンクリート，インバートコンクリート設置，二次覆工コンクリート打設を順次実施した．

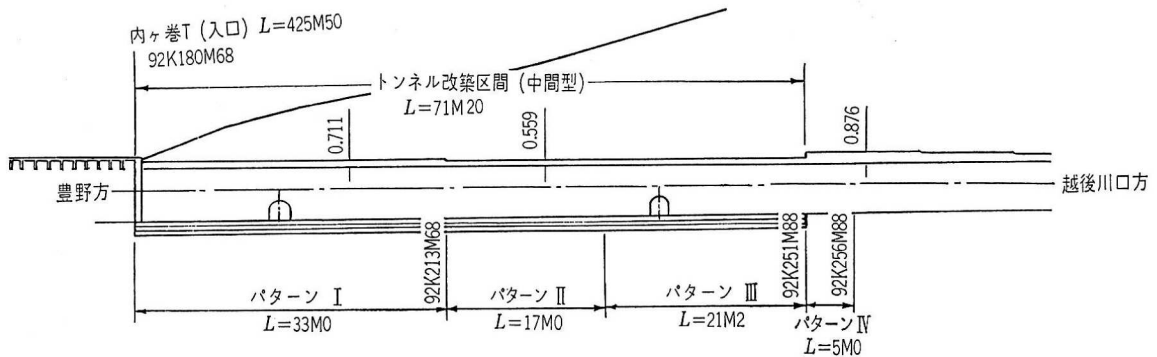


図 2.4.8 トンネル対策工の区間<sup>15)</sup>

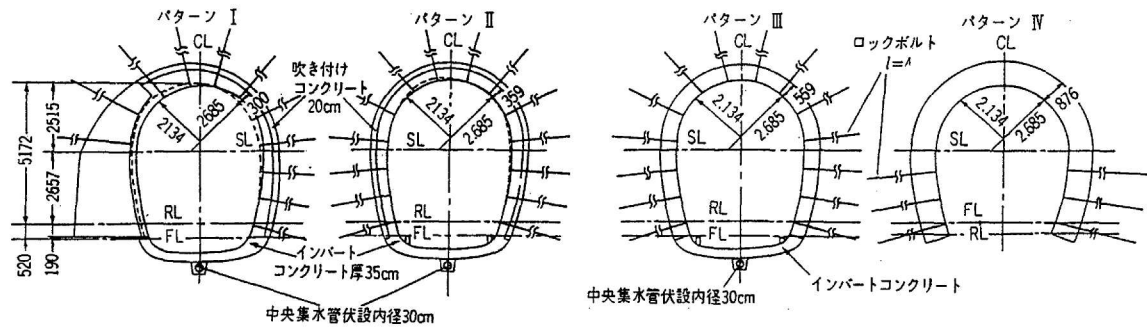


図 2.4.9 対策工パターン<sup>15)</sup>

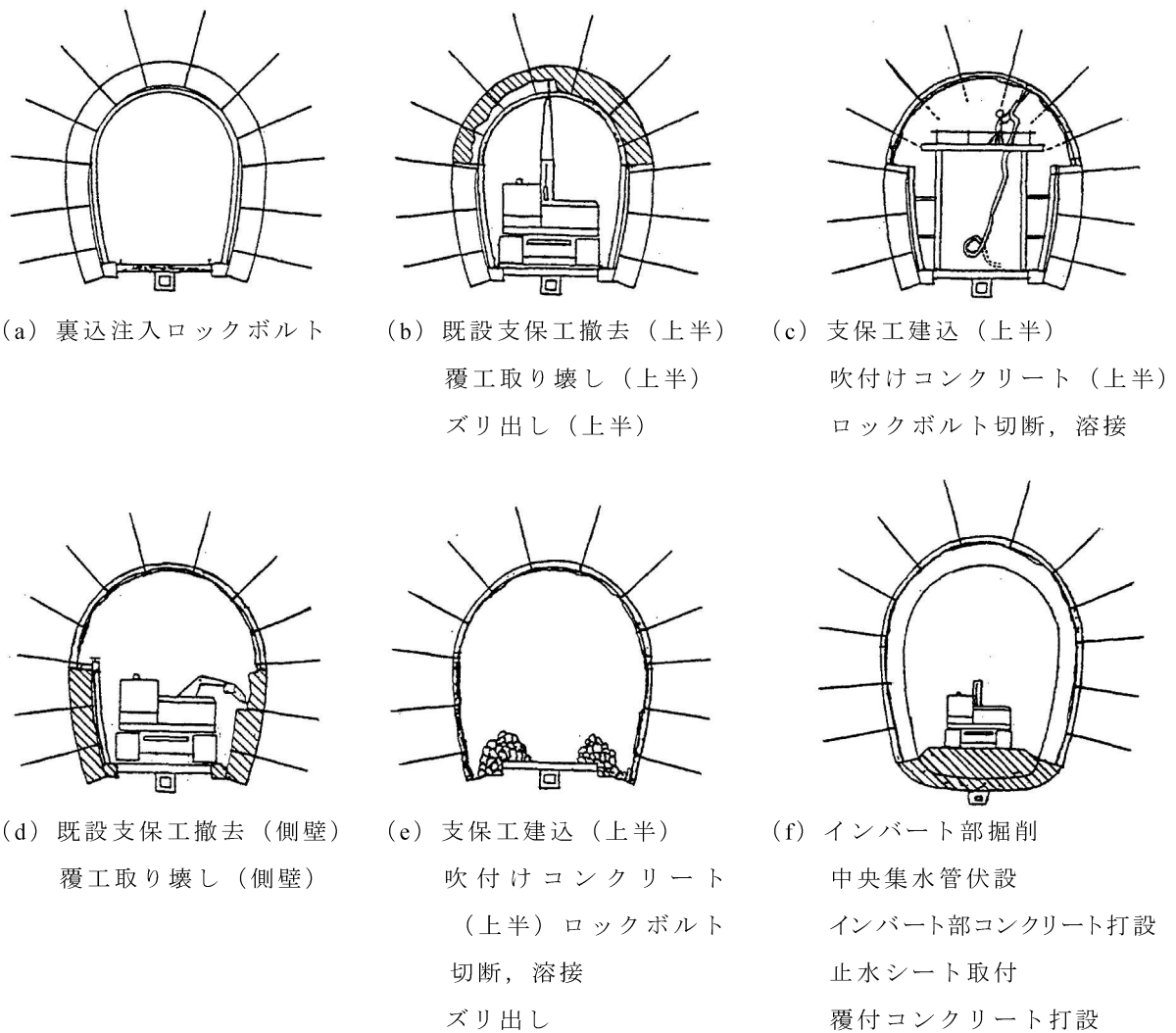


図 2.4.10 改築工事施工順序<sup>16)</sup>

### (3) 煙害による変状事例

#### ①事例 1

- 1) 位置・トンネル名 予讃本線 関川 - 多喜浜間 北山トンネル
- 2) 延長 503 m
- 3) 竣工 1921 (大正 10) 年 6 月
- 4) 断面形式 単線甲型
- 5) 構造 アーチ部：れんが造，側壁部：石積み造，  
巻厚：46 cm (れんが 4 層巻)，57 cm (れんが 5 層巻，坑口付近) インバート無し
- 6) 地形・地質条件 中生代白亜紀の砂岩および頁岩 (和泉層群)，  
最大土被り：80 m
- 7) 変状現象 (写真 2.4.1) ・れんが覆工表面の劣化および剥落，目地のやせ  
・覆工表面に煤煙付着  
・アーチ部に施工された漏水防止モルタル (1964 (昭和 39) 年に施工) の剥離・剥落，モルタル施工箇所からの漏水
- 8) 調査・計測  
・目視検査 (覆工表面にペンキを塗りれんがの剥落を監視)  
・断面測定
- 9) 変状原因 煙害による覆工材料の劣化
- 10) 対策工 (図 2.4.11, 写真 2.4.1)  
外力による変状は認められないため，劣化部分の補修として，以下の対策を施工した。  
①れんが目地部のポインティング  
②剥落による断面欠損箇所の断面修復

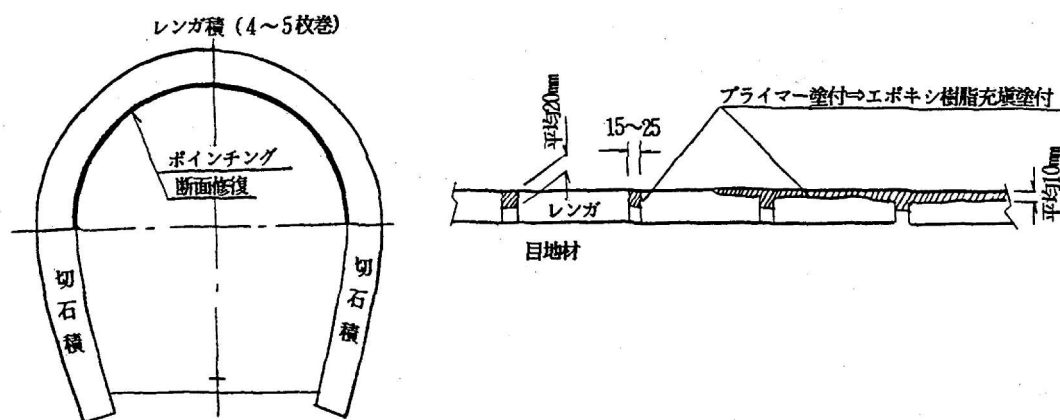


図 2.4.11 ポインティング施工概要図<sup>2)</sup>



覆工の劣化状況



目地材充填状況

写真 2.4.1 覆工の劣化状況およびポインティング施工状況<sup>2)</sup>

②事例 2<sup>1)</sup>

- 1) 位置・トンネル名 呉線安芸阿賀 - 呉間 呉トンネル
- 2) 延長 2,582 m
- 3) 竣工 1934 (昭和 9) 年
- 4) 断面形式 新中間型
- 5) 構造 コンクリートブロック造, 巻厚 23 cm
- 6) 地形・地質条件 中生代白亜紀の花崗岩
- 7) 変状現象 覆工材の材料劣化, アーチ部に煤煙付着, 漏水
- 8) 調査・計測 (図 2.4.12, 図 2.4.13)

- ・目視検査
- ・劣化厚さの測定—覆工全体を水洗洗浄した後, アーチ部について測定. 劣化深さは 30 mm~40 mm 程度で, 100mm 以上の箇所もあった. 劣化は, 中央部に近い区間で顕著.
- ・空洞調査

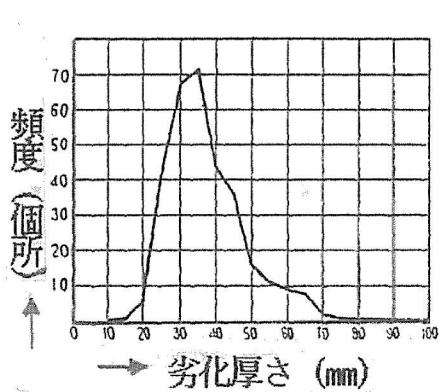


図 2.4.12 劣化深さの頻度<sup>17)</sup>

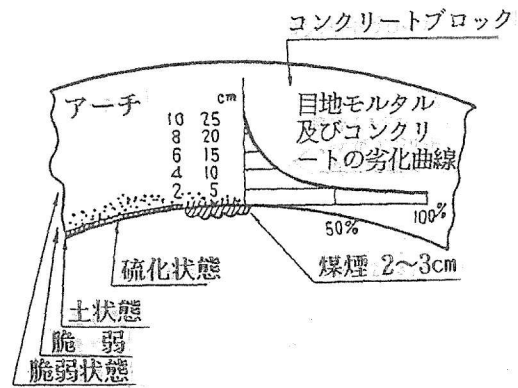


図 2.4.13 劣化状態の模式図<sup>17)</sup>

9) 変状原因

煙害による材料劣化。図 2.4.14 に示すように煤煙が残留し易い縦断線形であったために煤煙が大量に付着し、さらに漏水が多量であったため、煙害を受けた。

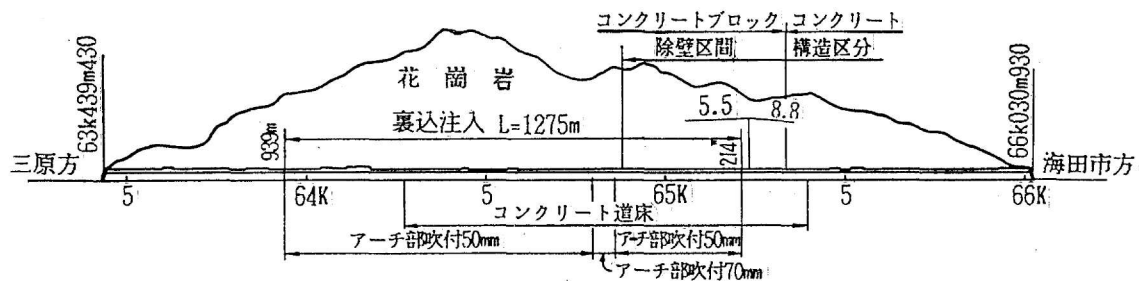


図 2.4.14 トンネル縦断および対策工の範囲<sup>17)</sup>

10) 対策工 (図 2.4.15)

- ①裏込注入 (エアモルタル)
- ②はつり落とし (ピックハンマー)
- ③湧水処理———止水. 漏水の多量箇所は導水
- ④モルタル吹付け 厚 70mm, 乾式 (配合は表 2.4.2 参照)
  - [ ルーフボルト打ち込み⇒漏水処理⇒ラス張付け ]
  - [ ⇒モルタル吹付け ]
- ⑤集排水工

表 2.4.2 モルタル配合表<sup>17)</sup>

W/C	W	細骨材	急結剤	セメント
45 %	248kg	1,503kg	16.5kg	550kg

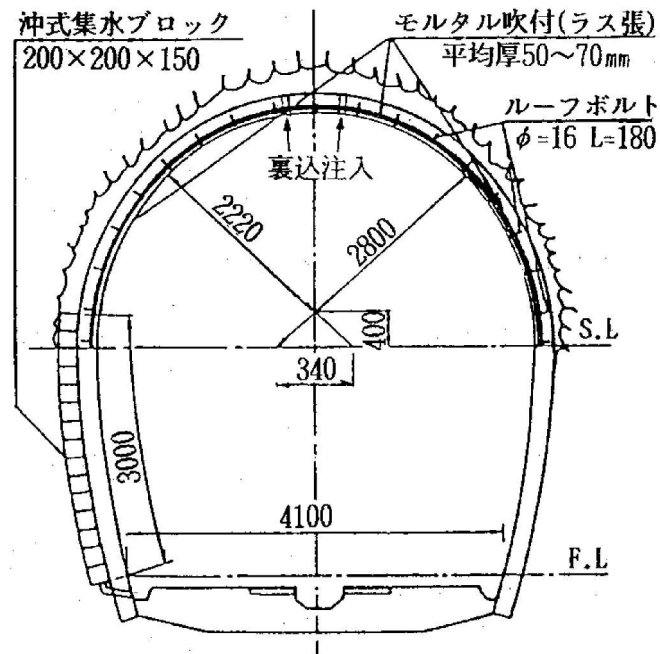


図 2.4.15 対策工の概要<sup>17)</sup>

#### (4) 煙害および凍害による変状事例

- |                    |   |
|--------------------|---|
| 1) 位置・トンネル名        | 中央本線 初鹿野 - 勝沼間 (下り線) 大日影トンネル  |
| 2) 延長              | 1,368 m   |
| 3) 竣工              | 1903 (明治 36) 年 11 月   |
| 4) 断面形式            | 単線甲形  |
| 5) 構造              | れんが覆工, 巻厚: 23 cm ~ 57 cm, インバート無し   |
| 6) 地形・地質条件         | 中生代白亜紀の砂岩, 粘板岩 (小仏層群),<br>土被り: 最大 285 m   |
| 7) 変状現象            | れんがの材料劣化 (れんが表面のひび割れ, 目地切れ) に伴う剥離・剥落, アーチ部に煤煙付着, にじみ程度の漏水   |
| 8) 調査・計測           | ・目視 - 劣化の著しい延長 30 m の区間で, 煤煙の付着深さ 30 mm 程度, れんがの剥離深さ 20 mm 程度, 目地の劣化深さ最大 90 mm<br>・打音調査, 非破壊検査 (コンクリートテストハンマーによる) |
| 9) 変状原因            | 煙害および凍害による覆工の材料劣化   |
| 10) 対策工 (図 2.4.16) | ① アーチ部の表面清掃 (煤煙除去)<br>② 樹脂ネット + 平鋼 (アンカーボルトで補強)   |



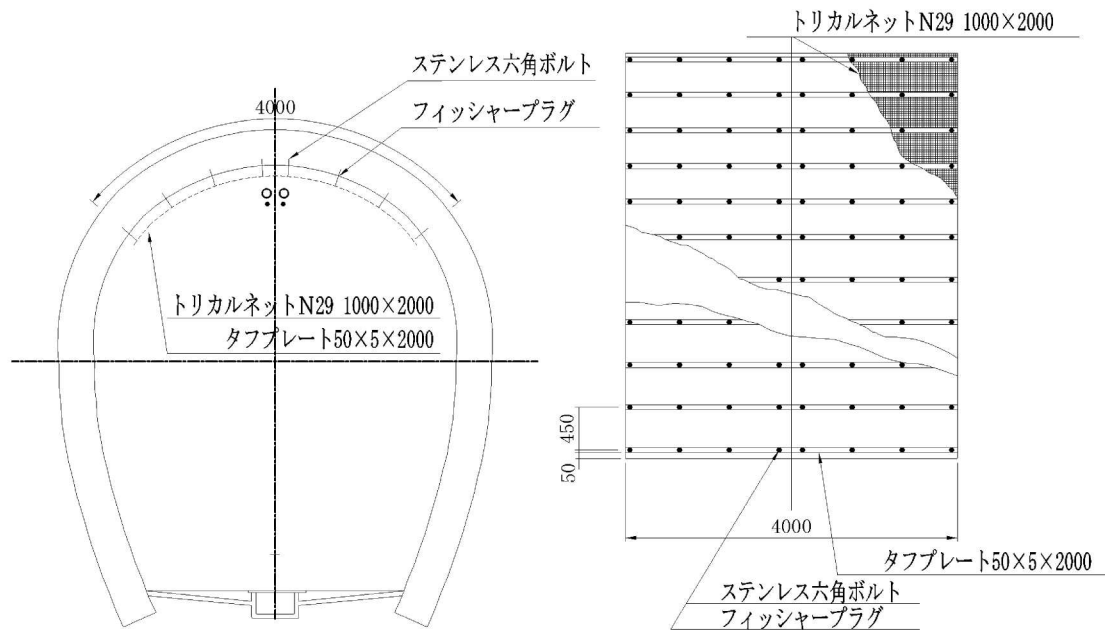


図 2.4.16 対策工概要<sup>2)</sup>

#### (5) 凍害による変状事例

##### ① 事例 1<sup>18)</sup>

- 1) 位置・トンネル名 中央本線小野 - 塩尻間 善知鳥トンネル
- 2) 延長 1,678 m
- 3) 竣工 1906 (明治 39) 年 6 月
- 4) 断面形式 単線甲型 (電化)
- 5) 構造 れんが造 (入口方 25 m 一は場所打ちコンクリート造) 巻厚 : 34.3 cm ~ 80.0 cm (3 ~ 7 枚)
- 6) 地形・地質条件 ホルンフェルス, 石灰岩等  
土被り : 最大 190 m, 偏圧地形ではない
- 7) 変状現象
  - ・トンネル全長にわたり, れんが, 目地モルタルの劣化が顕著に進んでおり, 特に側壁部のれんがの目地切れ, 剥離・剥落が著しい. 特に漏水箇所では, 表層れんがが 1 ~ 2 枚分程度までは目地の風化が著しく, 剥落が甚だしい. (写真 2.4.2)
  - ・漏水は全体的に多く, 側壁部で常時流出する箇所がある. 冬期の最低気温は -20 °C 程度まで低下し, つらら・側氷が発生する.
  - ・外力による顕著な変状は認められない.



写真 2.4.2 側壁部の変状状況（れんがの剥落）<sup>2)</sup>

- 8) 調査・計測
- ・断面測定
  - ・覆工コアボーリング調査（れんがの物性・力学試験）— 覆工内面側ほど劣化が著しい（内面側の一軸圧縮強度：6.5 MPa，地山側：11 MPa．ただし成形可能な部分の値．
  - ・坑内漏水，地表水の pH 測定（pH は 8 程度）
- 9) 変状原因 凍害による材料劣化が主因
- 10) 対策工（図 2.4.17，図 2.4.18）

- ① はつり落とし（既設れんが 1 段撤去後圧搾空気により表面清掃）
- ② アンカーボルト，溶接金網取付け
- ③ 導水工（モノドレン）
- ④ SFRC 吹付け厚：80 mm

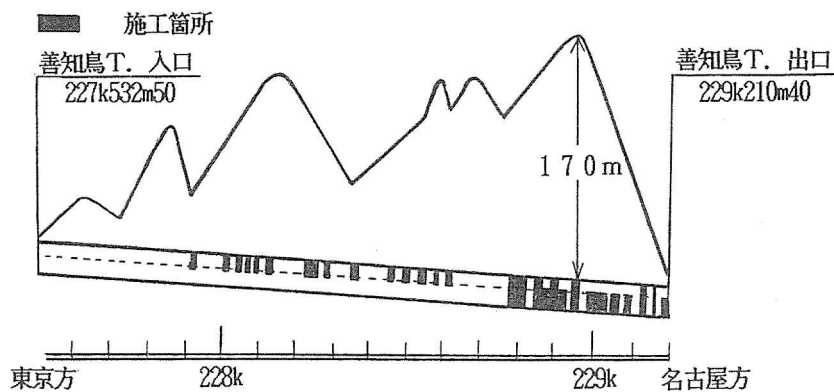


図 2.4.17 対策施工範囲<sup>2)</sup>

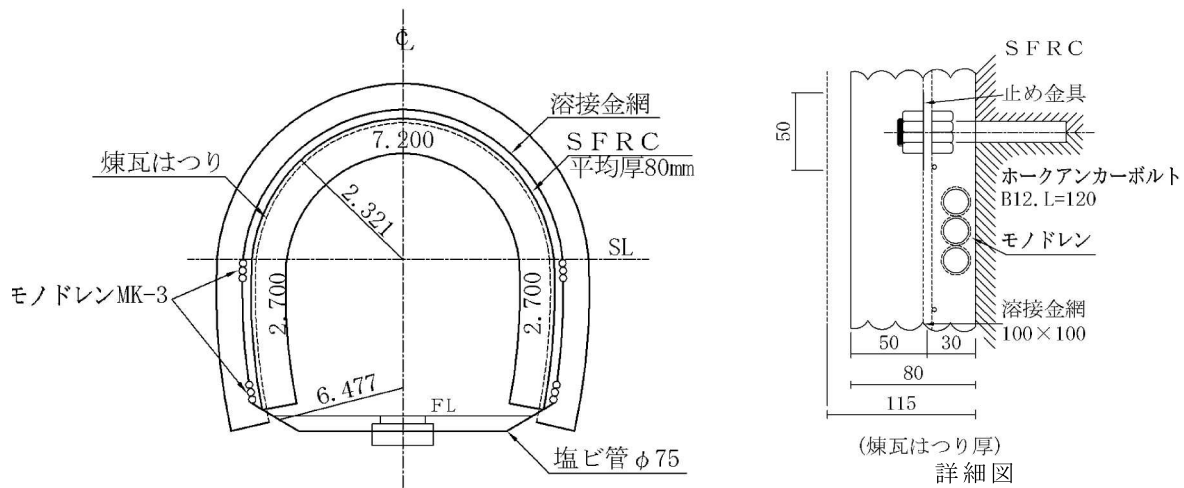


図 2.4.18 対策工概要<sup>2)</sup>

②事例 2<sup>18),19),20)</sup>

- |                              |  |
|------------------------------|--|
| 1) 位置・トンネル名                  | 篠の井線 冠着 - 羽尾 (信号場) <sup>かむりき</sup> 冠着トンネル  |
| 2) 延長                        | 2,656 m  |
| 3) 竣工                        | 1900 (明治 33) 年 6 月   |
| 4) 断面形式                      | 単線甲型 (電化)  |
| 5) 構造                        | れんが造, コンクリートブロック造, 一部インバート有り   |
| 6) 地形・地質条件                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・新第三紀の流紋岩質凝灰岩 (圧縮強度 10 MPa 程度) ただし, 入口付近は砂岩・泥岩互層</li> <li>・土被り: 最大 300 m</li> </ul>   |
| 7) 変状現象                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>・トンネル全長にわたり目地切れ, 目地の流出, 覆工材の劣化, 剥離・剥落が著しい.</li> <li>・漏水が多く, 凍結有り. 覆工表面には煤煙付着.</li> <li>・1971~1973 (昭和 46~昭和 48) 年に施工された漏水防止用吹付けモルタルの剥離・剥落が顕著 - モルタルの剥落による運転支障事故が 1985 (昭和 63) 年 4 月に発生している (詳細は後述).</li> <li>・一部区間で断面変形, アーチ部の押出し有り (ただし, ここでは記載しない)</li> </ul> |
| 8) 調査・計測                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>・断面測定</li> <li>・コアボーリング調査 (覆工材の強度試験, 覆工背面調査等)</li> <li>・漏水の水質分析</li> </ul>  |
| 9) 変状原因                      | 凍結による材料劣化が主因   |
| 10) 対策工 (図 2.4.19, 図 2.4.20) | <ul style="list-style-type: none"> <li>①はつり落とし (既設れんが 1 段撤去後表面清掃)</li> <li>②セントル, ライナープレート (溶融亜鉛メッキ) 建込み</li> </ul> <p>なお, セントルの目的は以下のとおり.</p>   |

- ・現トンネルの方向修正（ライナープレート建込み時）
  - ・架線吊り金具取付け用
- ③モルタル注入

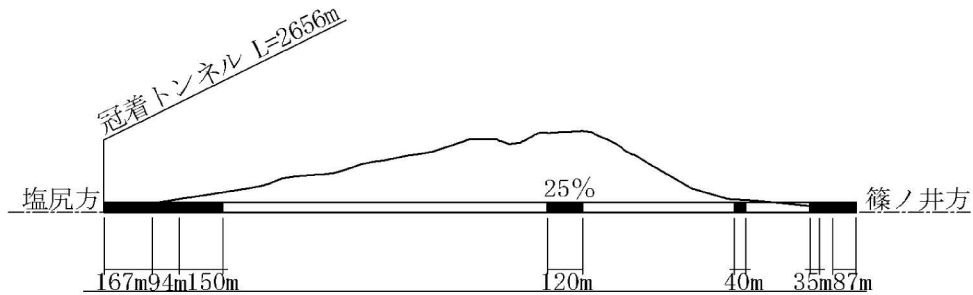


図 2.4.19 トンネル縦断および対策範囲<sup>2)</sup>

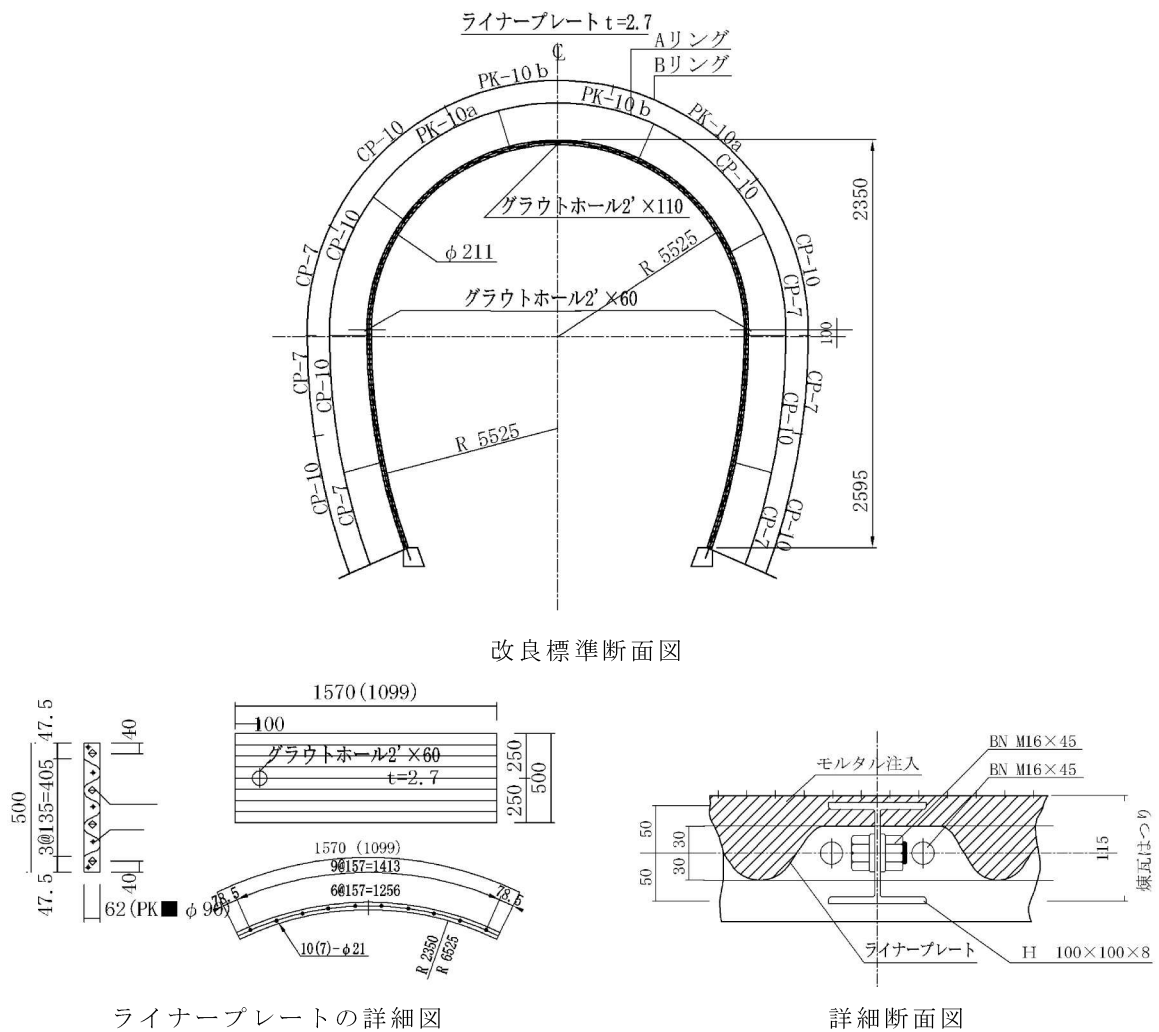


図 2.4.20 対策工概要<sup>2)</sup>

〔冠着トンネルの漏水防止用モルタル落下とその対策について〕

1) 事故の状況

1987(昭和 63)年 4 月,本トンネル入口より 140 m 付近のアーチ部漏水防止用モルタルの左半分が,幅 3.6 m,長さ 16 m にわたって剥落し,側壁部から左側レールにわたり支障した.

(列車がこのモルタルに接触して車両の一部を破損し,停車.約 2 時間後に開通)

2) 当該箇所の状況

①剥落前の覆工の状況 (図 2.4.21 参照)

②漏水防止モルタル(1971~1972(昭和 46~昭和 47)年施工)

・吹付け厚:30 mm

・金網有り(ただし架線直上部には入っていない)

・金網をローベルピン(2本/m<sup>2</sup>),コンクリート釘(5本/m<sup>2</sup>)で覆工に定着する設計となっている.

③落下モルタルの状況

・ひび割れ,金網の腐食はなく健全.

・釘は,腐食し原型を留めてない.

④既設覆工の表面状況

・セメント分が流出し,骨材露出,泥の付着箇所多い.

3) 落下の推定原因

①覆工コンクリートブロック表面は既に劣化していた.

②吹付け時,覆工の表面清掃が不十分だったため,付着力が不足.

③吹付け後,覆工背面からの漏水・凍結による覆工の劣化が進行し,付着力がさらに低下.

④直接的にはモルタル自重と列車風および振動により剥落.

4) 対策 (図 2.4.21)

昭和 30 年代後半~40 年代にかけて,このトンネルと同様な漏水防止用モルタルは全国的に多量に施工されており,現在このモルタルの剥落が問題となっている.このような剥落は特に寒冷地のトンネルにおいて多く発生している.今後,同種の事故を未然に防止するため,基本的に以下のような剥落防止対策を講ずることとした.

①金網の入ったモルタル

・アーチ部のみに施工されている箇所—全体をアンカー補強

・全断面にわたり施工されている箇所—剥離があればアンカー補強

・特に劣化が著しい箇所—全面撤去後,断熱工施工

②金網の入っていないモルタル

・剥落危険箇所のはつり落とし

・特に劣化が著しい箇所—全面撤去後,断熱工施工

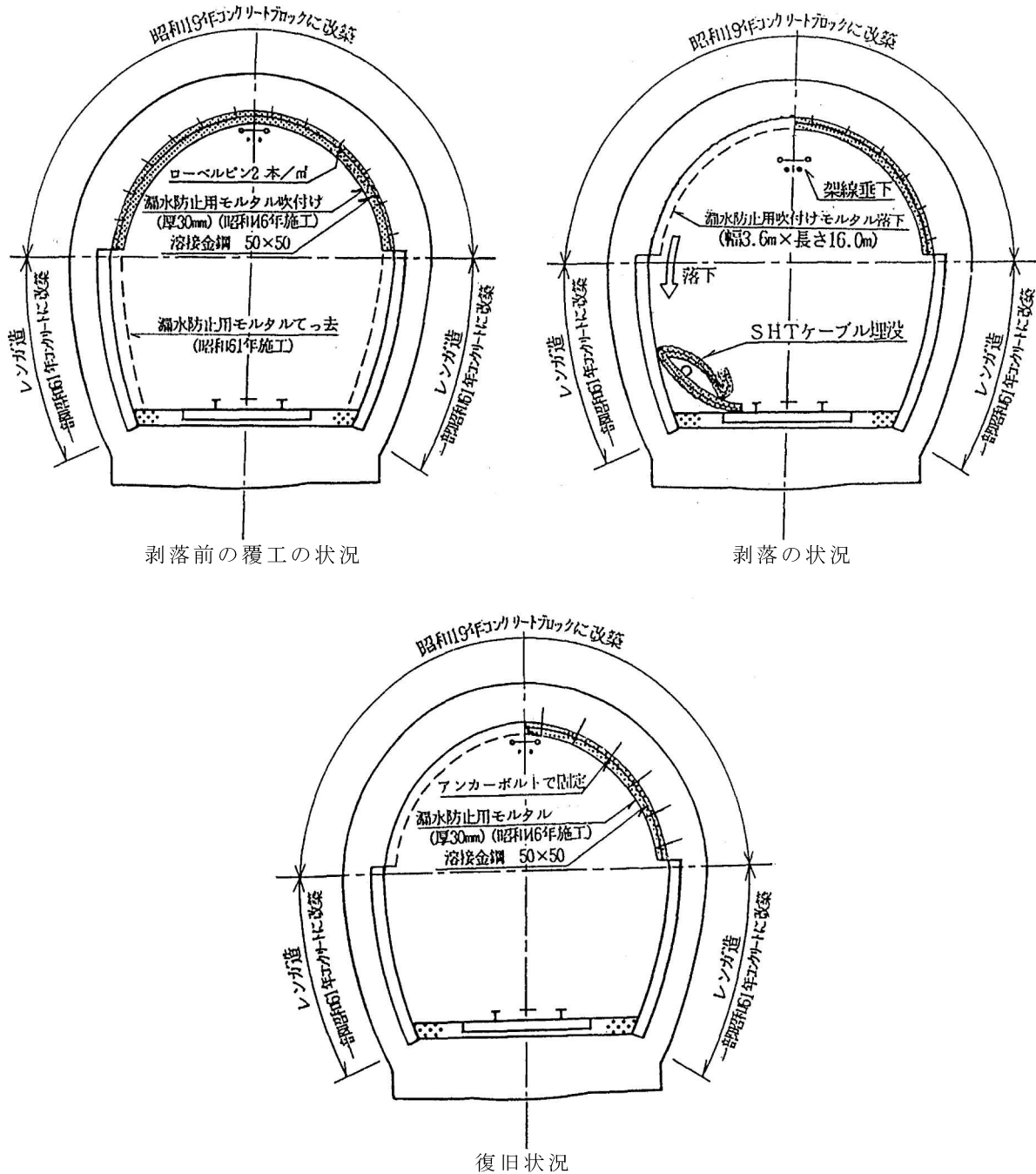


図 2.4.21 冠着トンネル漏水防止用モルタル落下とその対策断面<sup>2)</sup>

③事例 3

- 1) 位置・トンネル名 陸羽西線 古口 - 高屋間,  
板敷山トンネル・沓喰<sup>くつほみ</sup>トンネル
- 2) 延長 板敷山トンネル：688 m, 沓喰トンネル：671 m
- 3) 竣工 1914 (大正 3) 年

- 4) 断面形状 単線乙型
- 5) 構造
- ・アーチ部：れんが造，側壁部：切石積またはれんが造（切石は第三紀の砂岩と思われる）一部区間で場所打ちコンクリート造
  - ・坑口部にインバート
- 6) 地形・地質条件
- ・最上川左岸の斜面裾部に位置し，偏圧地形．西風の吹込みが著しい（図 2.4.22）．
  - ・新第三紀中新世の頁岩（女川層）
  - ・覆工の材料劣化，剥落（特にコンクリート，切石に顕著）
- 7) 変状現象（写真 2.4.3）
- コンクリート：全体に脆く，極端な場合砂状を呈する．  
切石：表層は風化し脆い．  
れんが：部分的に目地切れがみられ，抜け落ち箇所がある．
- ・トンネル全体に漏水が多く，冬季は凍結（つらら）が顕著．
  - ・漏水，つらら対策として既に施工された吹付けモルタルが剥落．



図 2.4.22 トンネル位置<sup>2)</sup>

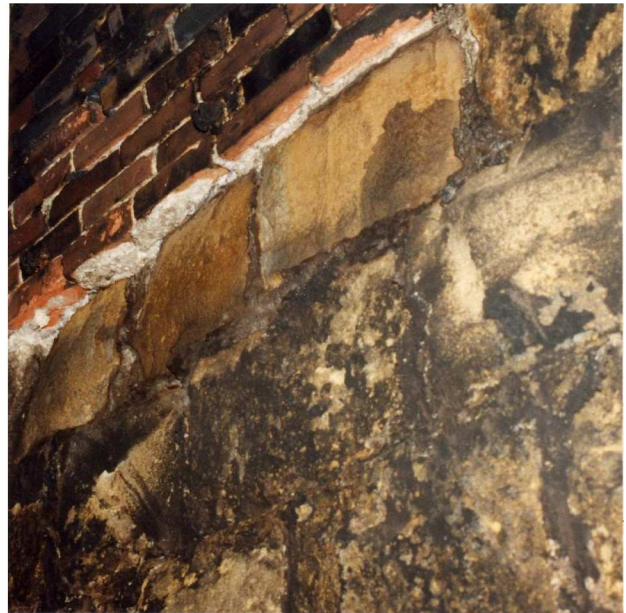


写真 2.4.3 覆工の劣化状況〔板敷山トンネル〕<sup>2)</sup>

9) 変状原因

- ・凍害による材料劣化
  - ・コンクリート，切石の当初からの材質不良
- \*全体に覆工巻厚が大きく，インバートも要所に設置されている．また，出口付近の偏圧対策としての抱きコンクリートが施工されている．このため，外力による変状は発生していない．

10) 対策工（図 2.4.23）

- ①ポリエチレン製防水シート取付け（漏水防止）
- ②セントル 125H，1.5 m c.t.c
- ③場所打ちコンクリート打設
  - ・側壁部：場所打ちコンクリート
  - ・アーチ：プレパックドコンクリート，φ13mm 用心鉄筋使用

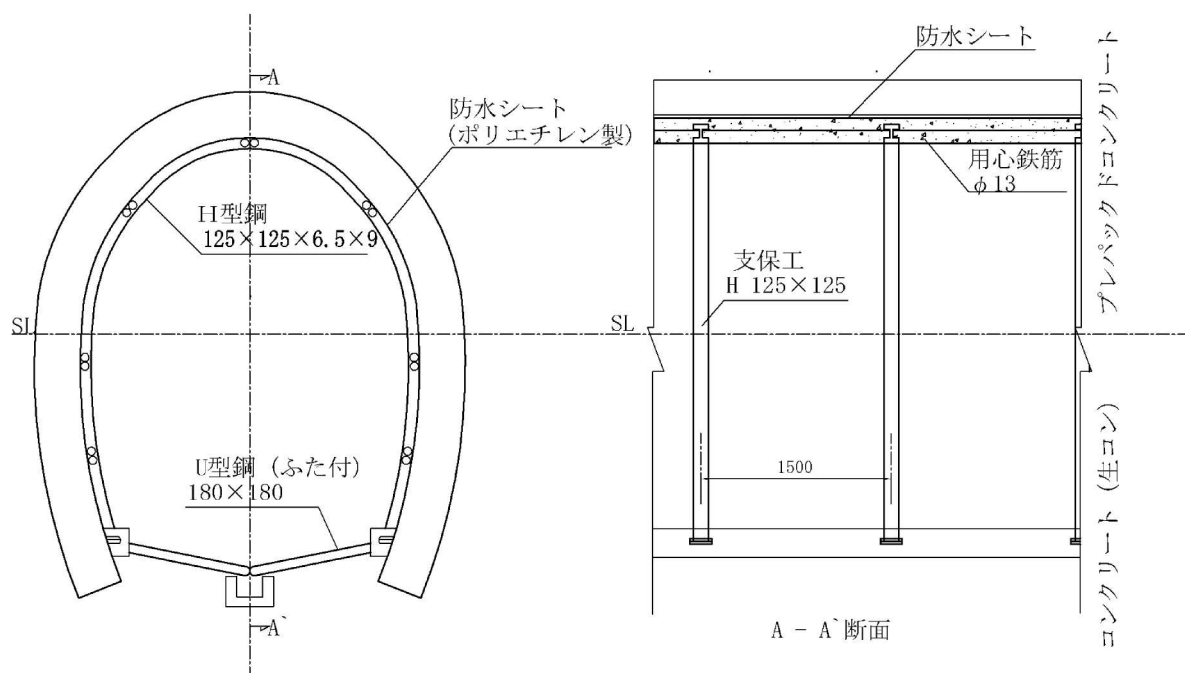


図 2.4.23 対策工概要〔沓喰トンネル〕<sup>2)</sup>

④事例 4

- 1) 位置・トンネル名 根室本線 音別 - 古瀬間 古瀬トンネル
- 2) 延長 211 m
- 3) 竣工 1903（明治 36）年 3 月
- 4) 断面形状 単線甲型
- 5) 構造 建設当初はれんが造：3～4 層巻  
その後，入口方 10 m 付近を除き，コンクリートブロック，場所打ちコンクリートで巻き立て．



6) 地形・地質条件 (図 2.4.24)

- ・白糠丘陵と呼ばれる標高 200 m 以下の丘陵地
- ・最大土被り：30 m 程度
- ・新第三紀鮮新世の風化凝灰質泥岩，砂岩等（厚内層群白糠累層）
- ・積算感度：515 °C・day

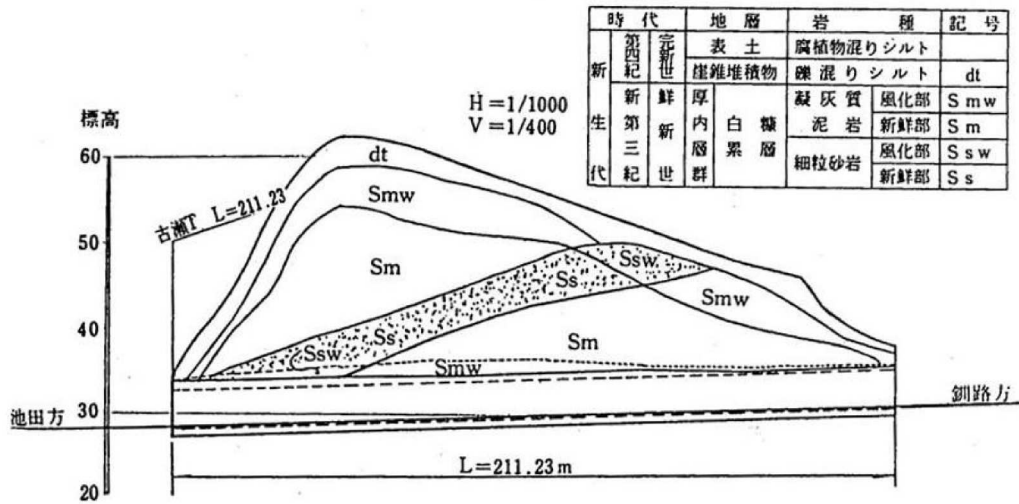


図 2.4.24 地質縦断<sup>21)</sup>

7) 変状現象

- ・アーチ部，側壁部ともに目地切れ，食い違い
- ・覆工材料の劣化による剥離・剥落が特に顕著
- ・漏水が多く，冬季におけるつらら，側氷により建築限界を支障

8) 調査・計測

- ・内空変位計測（バーニヤスケール）
- ・断面測定
- ・地質ボーリング（標準貫入試験，地下水位測定，現場透水試験，室内土質試験等）

9) 変状原因

最大の原因は，凍結・融解に伴う凍害による覆工材料の劣化と判断されるが，地山の凍上圧による変状もあると考えられる。

10) 対策工

活線化における改築 (図 2.4.25)。

- ①既設覆工防護 (図 2.4.26)
- ②上半 (アーチ部) の施工 (図 2.4.27)
- ③側壁の施工 (図 2.4.27)

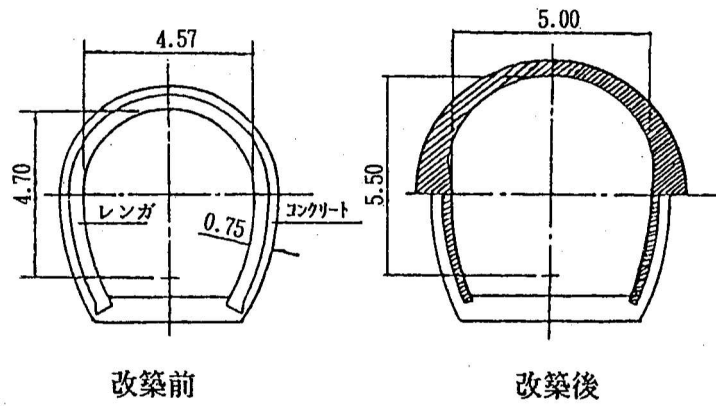


図 2.4.25 改築前後の断面概略<sup>21)</sup>

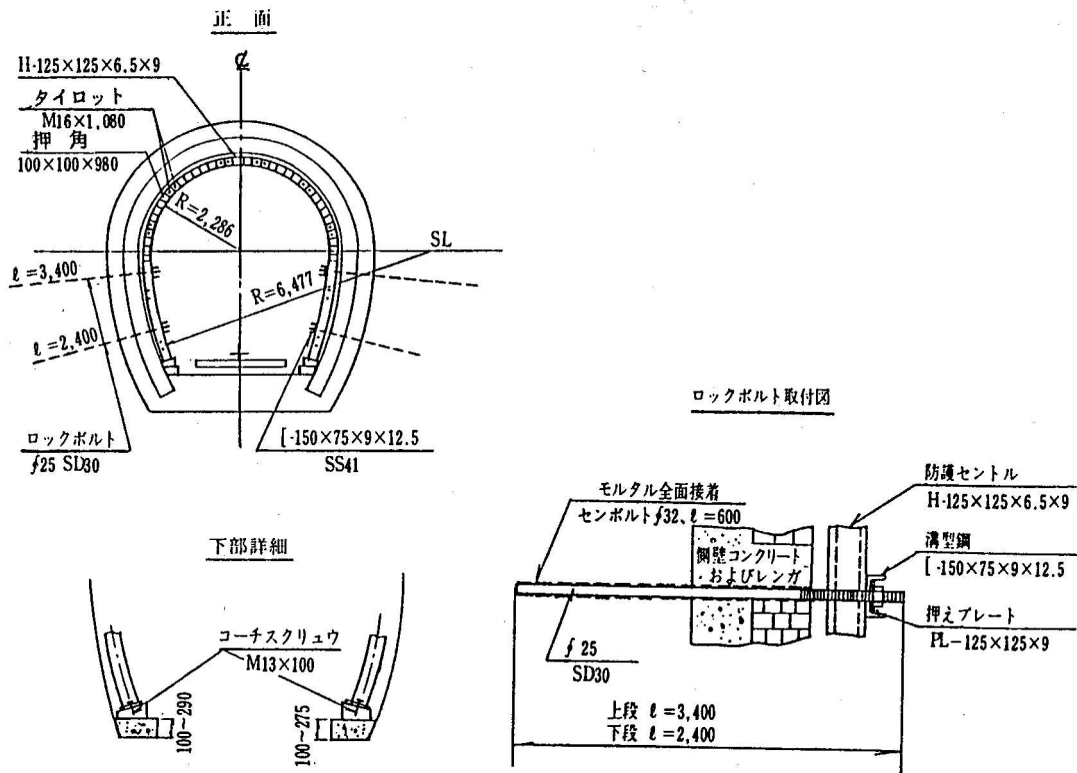


図 2.4.26 既設覆工の防護工<sup>21)</sup>

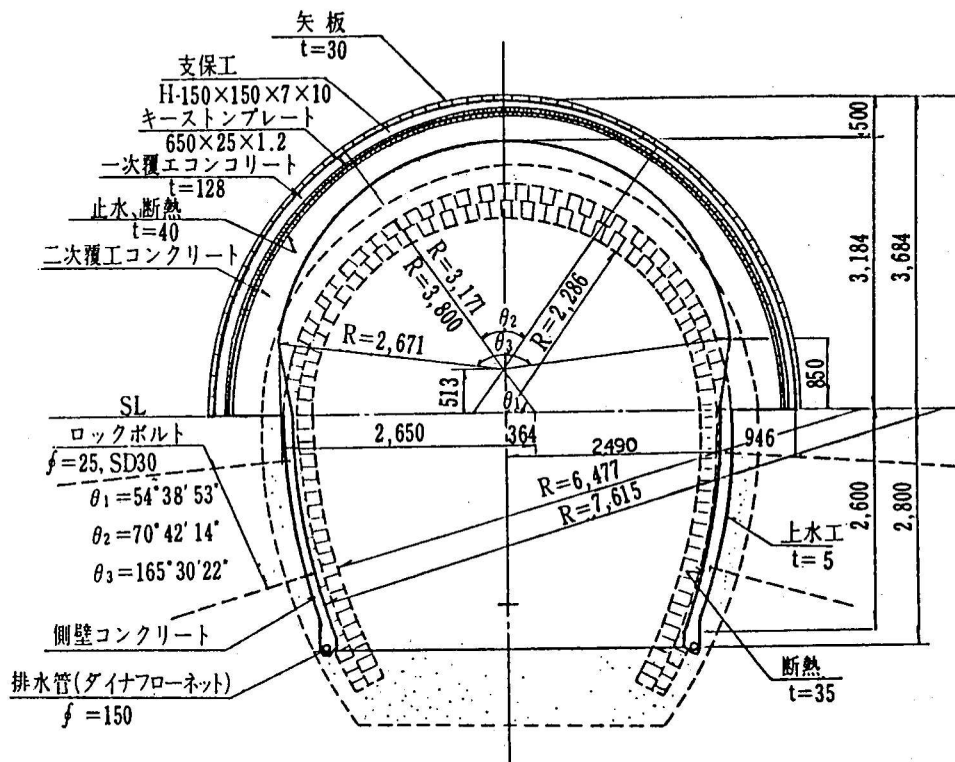


図 2.4.27 施工標準断面<sup>21)</sup>

(6) 酸性水による変状事例

- 1) 位置・トンネル名 東海道本線 湯河原 - 熱海間 逢初山トンネル (図 2.4.28)
- 2) 延長 414.38 m
- 3) 竣工 1924 (大正 13) 年
- 4) 断面形状 複線型, 直流電化
- 5) 構造
  - アーチ部: コンクリートブロック
  - 側壁部: 無筋コンクリート (但し, 起点方坑口付近は関東地震により崩壊し, コンクリートブロック造に改築) 巻厚 95 cm ~ 119 cm, 一部インバート有り
- 6) 地形・地質条件 (図 2.4.29)
  - ・新第三紀鮮新世の安山岩, 凝灰角礫岩等. いずれも熱水変質作用を受け, 温泉余土化が著しい.
  - ・最大土被り 47 m

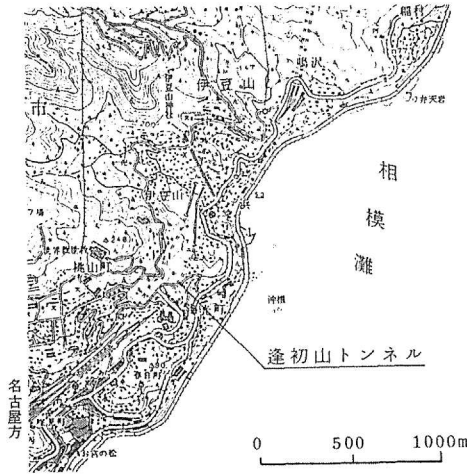


図 2.4.28 トンネル位置<sup>2)</sup>

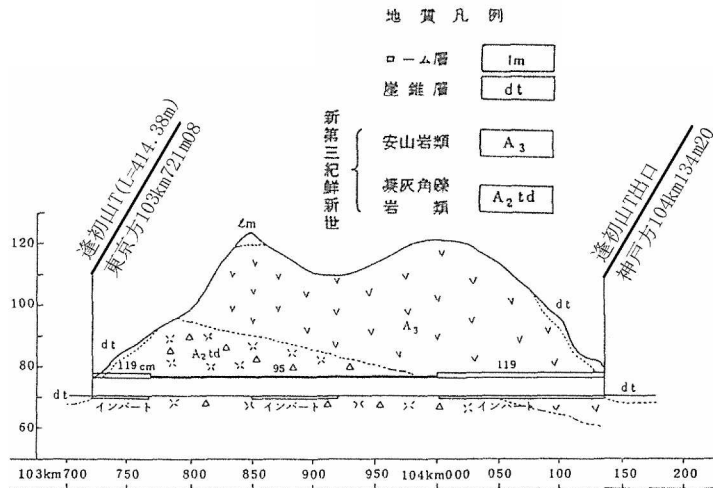


図 2.4.29 地質縦断<sup>2)</sup>

7) 変状現象

- ・ 終点方坑口付近で、ひび割れ、目地切れ、くい違い等の変状が著しい。ただし、近年の動きはほとんど認められない。
- ・ 材料劣化による表層の剥落
- ・ ひび割れ、目地切れ部からの漏水

8) 調査・計測

- ・ 漏水の水質試験（表 2.4.3，図 2.4.30）

表 2.4.3 水質試験結果<sup>2)</sup>

上り側 (m)	下り側 (m)	建設キロ程	pH	RpH	$p_{w20}^{**}$ (k $\Omega$ -cm)	水温 (°C)	備考
35		103k756m	6.6	6.7			
42		103k763m	7.4	7.5			
		103k767m	7.2	7.3		7.5	
79		103k800m	7.4	7.5			
80		103k801m	7.4	7.5			
	88	103k809m	8.0	8.1			
	189	103k910m	6.6	6.7	1.6	8.8	
	193	103k914m	4.5	4.6	0.16	9.5	
	213	103k934m	4.3	4.4	0.34	9.5	
214		103k935m	7.0	7.2	3.3	9.0	
221		103k942m	7.0	7.1			
223		103k944m	6.8	6.9			
225		103k946m	7.4	7.4			
241		103k962m	7.0	7.2	3.0	10.0	
255		103k976m	7.4	7.5			
294		104k015m	7.2	7.4			
301		104k022m	7.2	7.4			
376		104k097m	7.1	7.2	3.2	16.5	約 5L/min
412		104k133m	8.4	8.5	4.1	7.0	
414		104k135m	7.2	7.4	4.8	10.0	
H <sub>S</sub> -1*			8.0	8.0	0.32	67.0	
熱海方坑門に係わる斜面の水			7.2	7.3	3.4	9.8	

\*入口付近にある温泉水 \*\*20 °Cに換算した水比抵抗

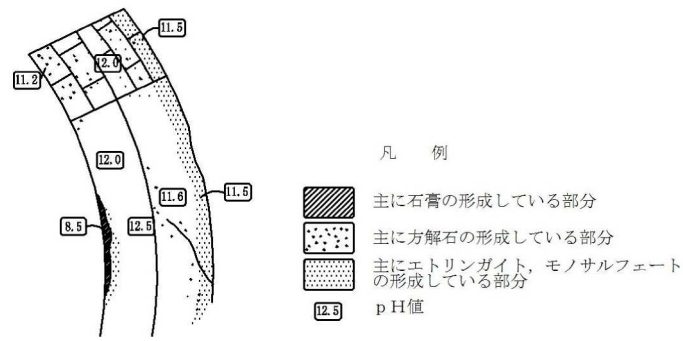


図 2.4.30 覆工の形成物質と pH の模式図<sup>2)</sup>

- 9) 変状原因
- ・ 終点方坑口付近の変状は主に 1923（大正 12）年の関東地震によるものと推定される。
  - ・ 酸性の温泉水による材料劣化
- 10) 対策工
- ① 裏込注入
  - ② ロックボルト
  - ③ アーチ部：樹脂モルタル塗布
  - ④ 側壁部：劣化部のコンクリート置換え

### (7) 材料劣化による変状事例

#### ① 事例 1

- 1) 位置・トンネル名 東海道本線 保土ヶ谷 - 東戸塚間 清水谷戸トンネル（上り）
- 2) 延長 214 m
- 3) 竣工 1898（明治 31）年 8 月
- 4) 断面形式 単線乙型
- 5) 構造 アーチ部：れんが造，巻厚：34cm，側壁部：場所打ちコンクリート（1927（昭和 2）年に電化改築）
- 6) 地形・地質条件 丘陵性の台地部（多摩丘陵）を貫く。  
新第三紀鮮新世の砂岩および泥岩（上総層群）
- 7) 変状現象
  - ・ 目地材の劣化，流出が顕著。れんがの材質は表層の剥離がみられるが，比較的健全<sup>21)</sup>。
  - ・ 漏水は少ない。
- 8) 変状原因 経年による材料劣化
- 9) 対策工 外力による変状が認められず，れんがの材料劣化は少ないので，ポインティング（モルタルガンによる機械施工）を施工した（図 2.4.31，写真 2.4.4）。

10) 施工手順 表面清掃，はつり落とし→注入パイプ取付け→目地部シール  
 (急結性セメント) →目地注入 (エポキシ樹脂) →仕上げ

※施工後，ボーリングにより充填状況を確認した．完全な充填には至らなかったが，  
 対策効果としては概ね良好であった．

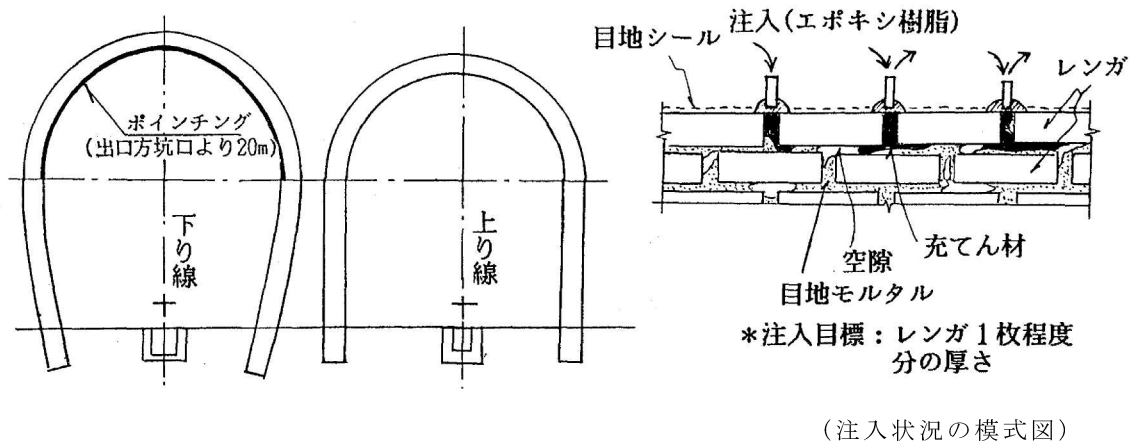


図 2.4.31 ポインティング施工概要<sup>2)</sup>



注入パイプ，目地部シール状況



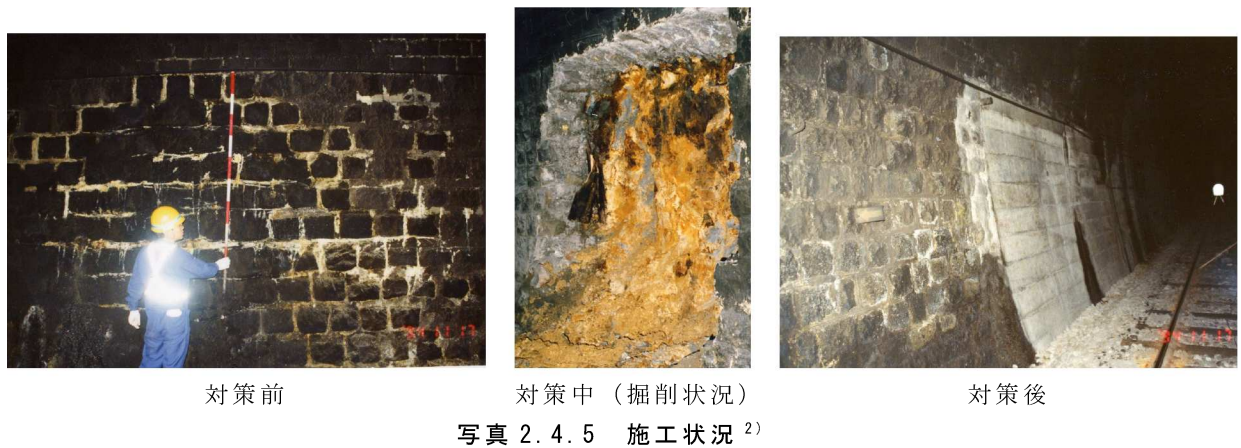
目地材充填状況

写真 2.4.4 ポインティング施工状況<sup>2)</sup>

②事例 2

- 1) 位置・トンネル名 非公表
- 2) 延長 717.16 m
- 3) 断面形状 乙号型
- 4) 構造 側壁：石積み，アーチ：コンクリートブロック  
 (巻厚 23 cm～71 cm)

- 5) 地形・地質条件 由布・鶴見火山碎屑岩
- 6) 変状現象 側壁の材料劣化
- 7) 対策工 (写真 2.4.5) 側壁部の打ち替え



(7) 漏水・凍結の変状事例

①事例 1

- 1) 位置・トンネル名 姫新線 太市一本竜野間 丸山トンネル
- 2) 延長 240 m
- 3) 竣工 1931 (昭和 6) 年 12 月
- 4) 断面形状 単線 (非電化)
- 5) 構造 コンクリートブロック積覆工
- 6) 対策工 防水板 (図 2.4.32)

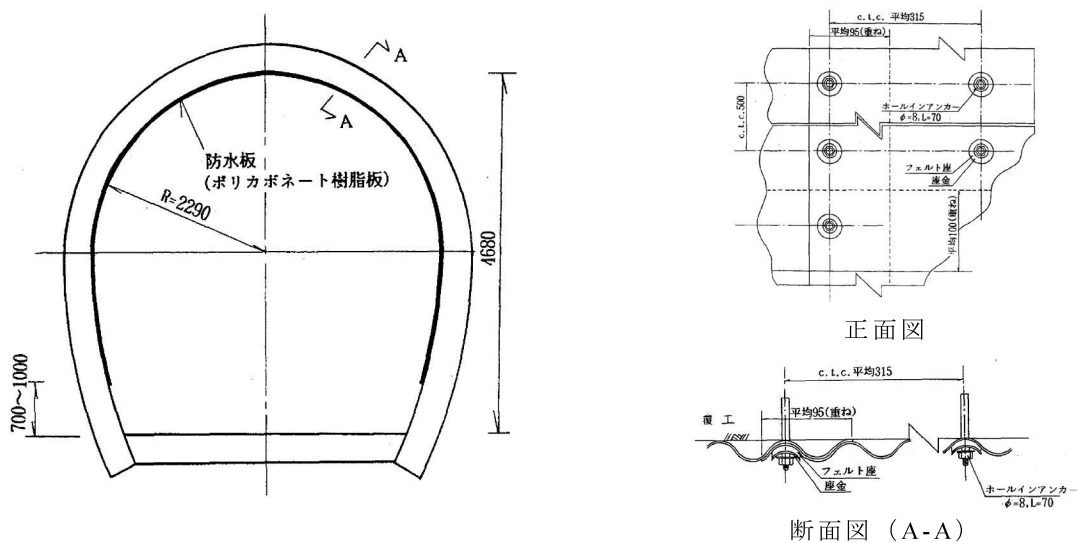


図 2.4.32 対策工概要<sup>2)</sup>

②事例 2

- 1) 位置・トンネル名 中央本線 十二兼 - 南木曾間 十二河原トンネル
- 2) 延長 181 m
- 3) 竣工 1909 (明治 42) 年
- 4) 断面形状 単線甲形 (電化)
- 5) 構造 アーチ：れんが, 側壁：石積み
- 6) 対策工 防水シート (図 2.4.33)

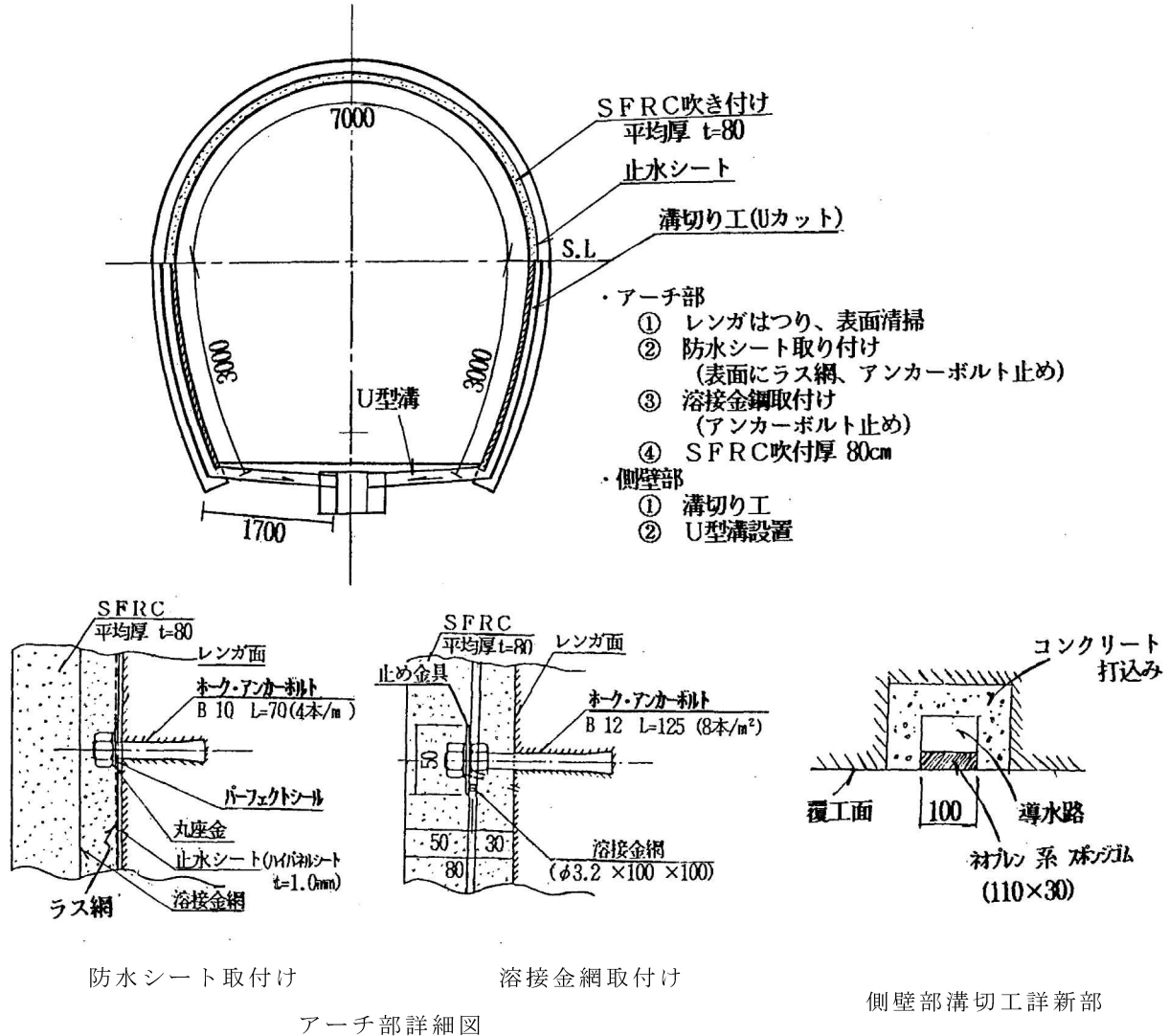


図 2.4.33 対策工概要<sup>2)</sup>

③事例 3

- 1) 位置・トンネル名 上越線 土合 - 土樽間 清水トンネル (上り)
- 2) 延長 9,702 m
- 3) 竣工 1931 (昭和 6) 年
- 4) 断面形状 単線乙形 (直流電化)
- 5) 構造 アーチ：コンクリートブロック, 側壁：場所打ちコンクリート



6) 対策工

防水シート (図 2.4.34)

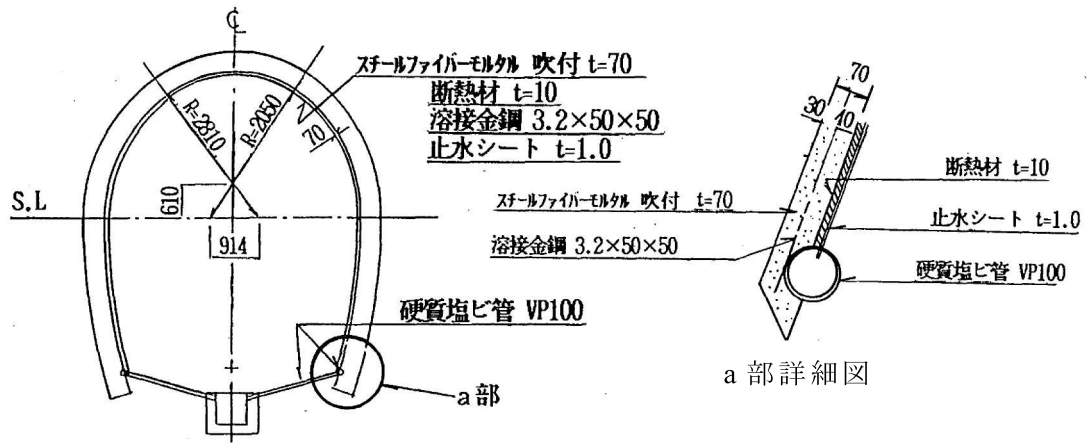


図 2.4.34 対策工概要<sup>2)</sup>

④事例 4

- 1) 位置・トンネル名 米坂線 越後金丸 - 越後片貝間 高置場山トンネル
- 2) 延長 242 m
- 3) 竣工 1933 (昭和 8) 年
- 4) 断面形状 単線 (非電化)
- 5) 構造 アーチ: コンクリートブロック,  
側壁: 場所打ちコンクリート
- 6) 対策工 防水シート (図 2.4.35)

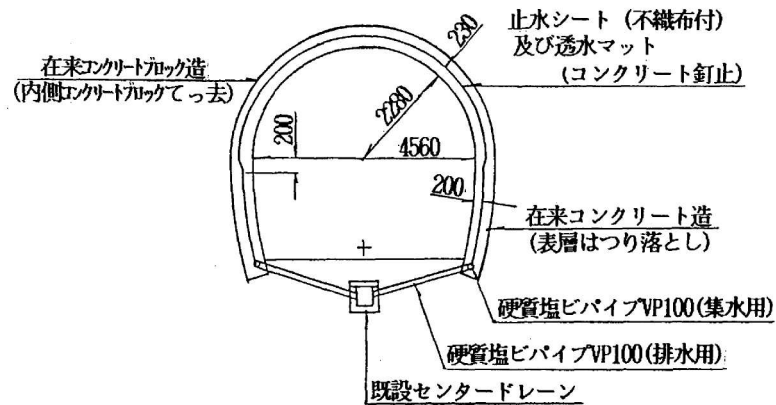
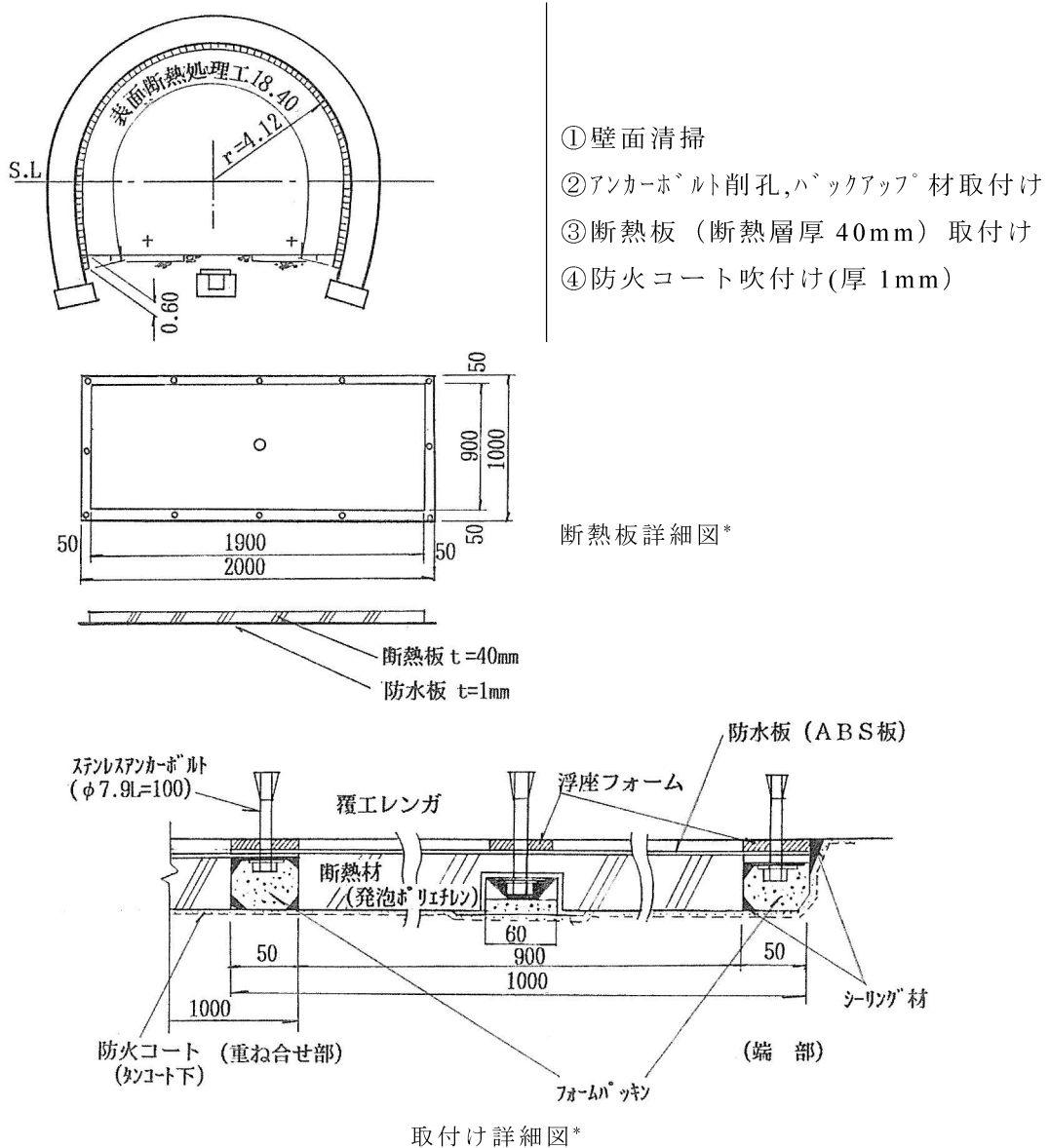


図 2.4.35 対策工概要<sup>2)</sup>

⑤事例 5

- 1) 位置・トンネル名 函館本線 朝里 - 張碓間 張碓トンネル
- 2) 延長 947 m
- 3) 竣工 1912 (大正 1) 年 12 月
- 4) 断面形状 複線 (交流電化)
- 5) 構造 れんが積覆工
- 6) 対策工 表面断熱処理工法 (図 2.4.36)

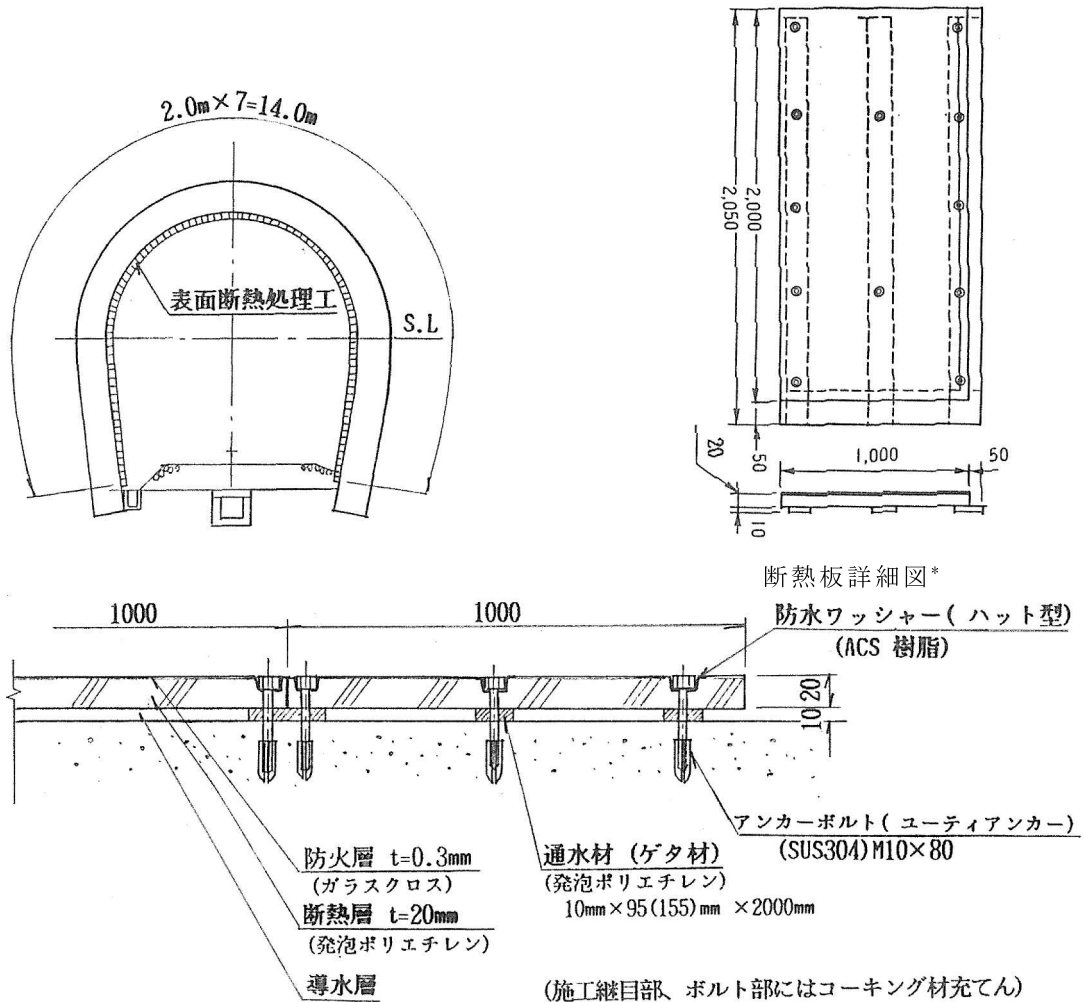


\*シオン樹脂工業 (株) カタログより

図 2.4.36 対策工概要<sup>2)</sup>

⑥事例 6

- 1) 位置・トンネル名 伯備線 備中神代 - 足立間 舞屋原トンネル
- 2) 延長 211 m
- 3) 竣工 1927 (昭和 2) 年 8 月
- 4) 断面形状 単線乙形 (電化)
- 5) 構造 コンクリートブロック積覆工
- 6) 対策工 表面断熱処理工法 (図 2. 4. 37)



取付け詳細図\*

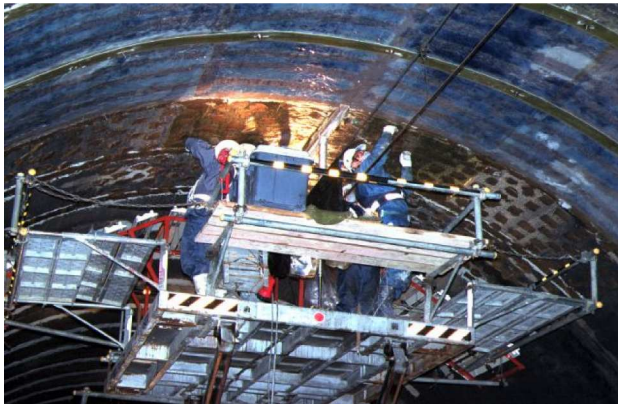
\*東洋物産 (株) カタログより

図 2. 4. 37 対策工概要<sup>2)</sup>

(8) 補修材の変状事例

- 1) 線名・トンネル名 JR 鹿児島本線 城山トンネル
- 2) 延長 695 m
- 3) 竣工 1908 (明治 42) 年
- 4) 断面形式 複線断面 (図 2. 4. 38)





シート貼り



紫外線照射装置

写真 2.4.6 対策工施工状況<sup>2)</sup>

## 2.5 ブロック積み覆工トンネルの地震被害事例

ブロック積みトンネルの地震被害が最も大きかったのは関東地震によるもので、鉄道トンネルは、東海道本線，横浜線，中央本線，総武本線など約 150 トンネルに被害が確認された<sup>25)</sup>。

1995（平成 7）年の兵庫県南部地震では，震災域内で調査がなされた約 110 のトンネルのうち，ブロック積みトンネルは 6 トンネル（不明 4 トンネル）であり，被害が確認されたのは 4 トンネルであった<sup>26)</sup>。また，2004（平成 16）年の新潟県中越地震および 2007（平成 19）年の新潟県中越沖地震では，坑門上部の斜面崩壊に伴う坑口部の埋没および廃坑トンネルにおけるトンネルの崩落のみであった。

以下に，関東地震および兵庫県南部地震における代表的な被害事例を示す。

### (1) 関東大地震の被害事例

被害区域にあったトンネル総数は 116 本，延長 40,338 m（132,341 呎）であり，このうち，被害を受けたトンネルは 82 本で，破損部分の総延長は 2,403m（7,885 呎）にも及ぶ<sup>25)</sup>。

被害の大多数は坑門壁の破壊および坑口付近に横断するひび割れの発生であり，東海道本線箱根第三号隧道および第四号隧道，横須賀線吉倉隧道，熱海線不動山隧道などが該当する。これは，坑門上の土砂崩壊に際して衝撃を受けたことによるもののようにだとされている。

トンネル内部の破損は，土被りが薄く，偏圧を受けやすい状態にあったもの，あるいは，建設工事中に事故のあったもの等が多いようで，中央本線興瀬隧道，房総線土気隧道および北條線南無谷隧道等がこの類例に属する。

本論文では，後者の 3 隧道について示す。

### ① 與瀬隧道

- 1) 位置 中央本線八王子起点約 15 km (9 哩 67 鎖 46 節)
- 2) 延長 293 m (960 呎)
- 3) 竣工 1900 (明治 33) 年 7 月
- 4) 断面形式 単線
- 5) 構造 れんが造, 目地: モルタル (セメント: 砂 = 1:3)  
巻厚: 45.7 cm (1 呎 6 吋) 4 枚巻, 68.6 cm (2 呎 3 吋) 6 枚巻
- 6) 地形・地質条件 普通土  
土被り: 施工基面より 9 m ~ 26 m (30 呎 ~ 85 呎)
- 7) 被害状況
  - ・八王子方坑門より奥 1.5 m 付近に幅 2.5 cm, また, 約 3.7 m 付近に幅 0.6 cm のひび割れ
  - ・坑門より奥から 55 m 延長約 60 m にわたりトンネルが崩壊 (写真 2.5.1)

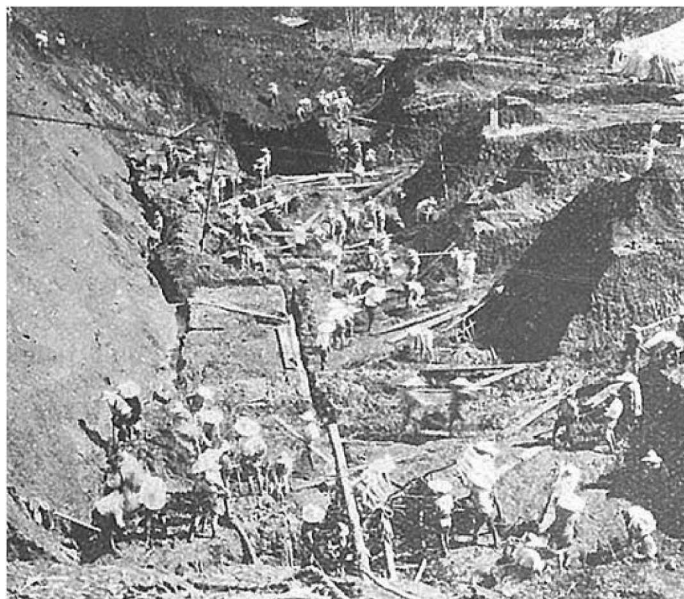


写真 2.5.1 與瀬隧道の陥没掘削状況<sup>25)</sup>

### ② 土気隧道

- 1) 位置 房総線土気・大網間 千葉起点約 20km (12 哩 30 鎖 9 節 9)
- 2) 延長 353 m (1,159 呎)
- 3) 竣工 1895 (明治 28) 年
- 4) 断面形式 単線
- 5) 構造 れんが造,  
目地: モルタル (セメント: 砂 = 1:2 (アーチ), 1:3 (側壁))  
巻厚: 31.8 cm (1 呎 1/2 吋) 3 枚巻,  
45.7 cm (1 呎 6 吋) 4 枚巻

- 6) 地形・地質条件 土丹岩  
土被り：施工基面より 17 m～25 m (55 呎～81 呎)
- 7) 被害状況 坑口より約 40 m 付近のクラウン部が幅 2.7 m，長さ 5.5 m にわたり押し抜かれたように破壊墜落し，土砂 90 m<sup>3</sup> が崩落して坑内を埋め，かつ崩落部周囲に大きなひび割れが発生した（写真 2.5.2）。
- しかも，崩壊したアーチはれんが 4 枚巻の部分で，地表面に陥没を生じさせた。

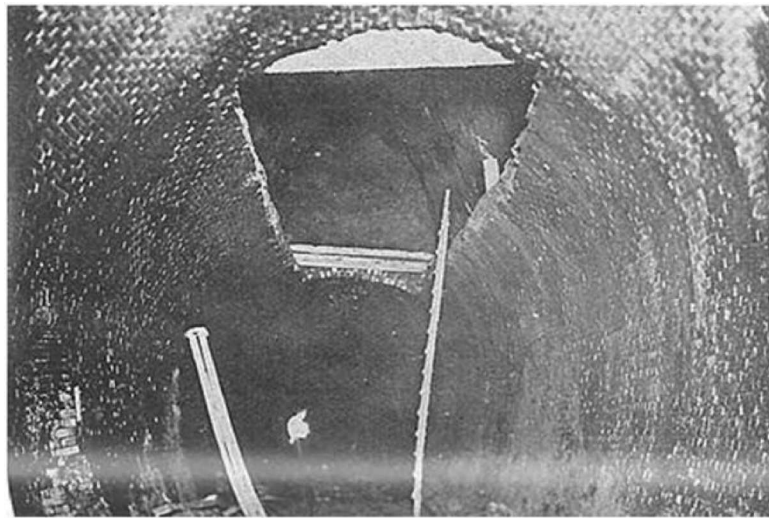


写真 2.5.2 土気隧道におけるアーチ崩落状況<sup>25)</sup>

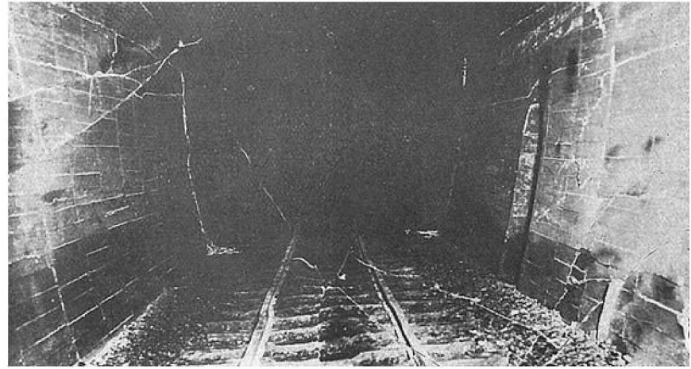
### ③南無谷隧道

- 1) 位置 北條線岩井・富浦間 蘇我起点約 75 km (47 哩 26 鎖 42 節 1)
- 2) 延長 740 m (2,428.8 呎)
- 3) 竣工 1918 (大正 7) 年 6 月
- 4) 断面形式 単線乙型
- 5) 構造  
アーチ：れんが造，31.8 cm (1 呎 1/2 吋) 3 枚巻  
側壁：れんが造または場所打ちコンクリート  
目地：モルタル (セメント：砂=1：3)
- 6) 地形・地質条件 第三紀層灰岩，最小土被り：約 9 m
- 7) 被害状況（写真 2.5.3）被害の最も甚だしいのは，起点方坑口より約 280 m から約 320 m 区間であり，これに次ぐのは同坑口より約 20 m から約 145 m 区間である。前者の区間では，2ヶ所，約 60 m にわたり，覆工が崩壊して土砂が線路を埋め，その他覆工各所に縦横に大小無数のひび割れを生じた。この区間は山上溪谷箇所に当たり，土被りが小さく，地質も軟弱であった。

そして、隧道全長にわたり、アーチおよび側壁が変形し、アーチれんがの剥落、側壁コンクリートの剥落もみられた。



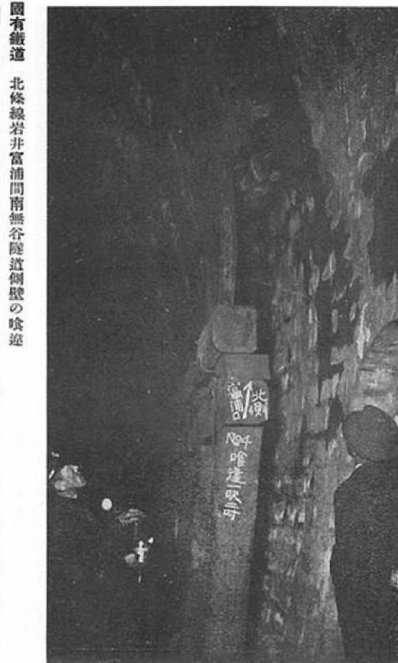
(a) アーチ崩壊・土砂崩落状況



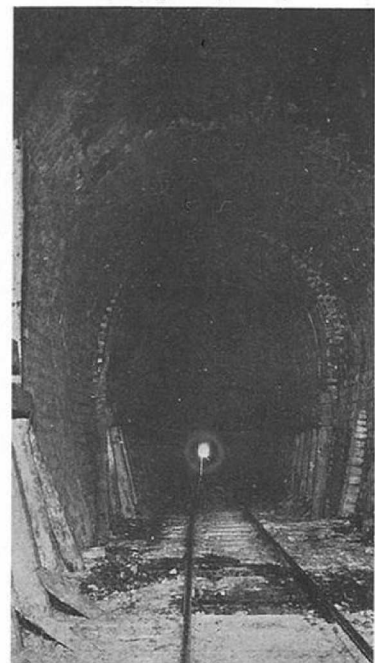
(b) 側壁部の大亀裂



(c) 側壁の食い違い



(d) 山側アーチ部の食い違い



(e) アーチ崩壊および側壁のひび割れ

写真 2.5.3 南無谷隧道被害状況<sup>25)</sup>

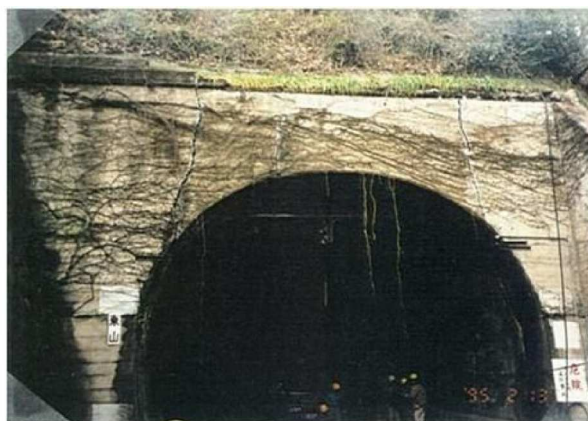


## (2) 兵庫県南部地震の被害事例<sup>26)</sup>

- 1) 位置・トンネル名 神戸電鉄 東山トンネル・会下山トンネル
- 2) 延長 東山：141 m，会下山：251 m
- 3) 竣工 とともに，1928（昭和3）年
- 4) 断面形式 とともに，複線馬蹄形
- 5) 構造 コンクリートブロック造，  
巻厚 東山：77.5 cm～117.5 cm，会下山：75 cm～115 cm
- 6) 地形・地質条件 第四紀大阪層群，土被り：5 m程度
- 7) 変状現象（写真2.5.4，写真2.5.5）
  - ・アーチ肩部にトンネル軸方向のひび割れ
  - ・起点方坑門コンクリートのひび割れ



(a) アーチ肩部に発生したひび割れ



(b) 坑門コンクリートの発生したひび割れ

写真2.5.4 東山トンネルの被害状況<sup>26)</sup>



(a) スプリングライン付近に発生したひび割れ



(b) 坑口付近の家屋の被害状況

写真2.5.5 会下山トンネルの被害状況<sup>26)</sup>

## 2.6 結 言

ブロック積みトンネルに用いられている覆工材料，ブロック積みトンネルの典型的な変状原因，変状事例について整理，分析した。

以下に得られた知見をまとめる。

### (1) ブロック積み覆工トンネルにおける覆工材料について

ブロック積み覆工トンネルで用いられる覆工材料は，れんが，石，コンクリートブロックおよび目地材である。このうち，れんが，コンクリートブロックおよび目地材について文献を整理し，得られた知見は以下のとおりである。

- ・実際のトンネルから採取したコアの圧縮試験より，れんが単体の一軸圧縮強度は  $5 \text{ N/mm}^2 \sim 10 \text{ N/mm}^2$  程度であり，当時のれんがに関する基準に概ね合致している。
- ・コンクリートブロックの配合は，セメント：砂：砂利・碎石 = 1：2：4（容積比）が一般的であったようである。
- ・目地材はしっくい，モルタルが用いられているが，1894（明治28）年しゅん功の土気隧道，1899（明治33）年しゅん功の與瀬隧道をではモルタルが用いられており，明治後期以降はモルタルが用いられていたものと思われる。
- ・モルタルの配合は，セメント：砂 = 1：3 が一般的であったようである。

### (2) ブロック積み覆工トンネルに見られる変状原因について

ブロック積み覆工トンネルに見られる変状原因を外因，内因に分けて整理すると，以下のとおりとなる。

- ・外因のうち外力としては，地圧（偏圧・斜面クリープ，緩みによる鉛直圧），地すべり，水圧，地震が，外因のうち環境としては，煤煙，気温が主である。
- ・内因としては，材質不良と組み立て不良が挙げられる。

このうち，ブロック積みトンネルで特徴的なものは，煤煙と，材質不良，組み立て不良である。ブロック積みトンネルが多く建設された明治後期から昭和初期までは，蒸気機関車の走行時期と同一であり，建設当初から電化されていたトンネルを除けば，多少の差はあるが煤煙の影響を受けていると言える。特に，蒸気機関車の蒸気は硫酸塩が主体であり，目地材やコンクリートブロックのセメント成分と反応し，劣化させる。

一方，材質不良，組み立て不良については，れんがの焼き不足やブロックの組み立て方向を間違えるなど，コンクリート覆工にはないものが変状原因として挙げられる。

### (3) ブロック積みトンネルの地震被害について

坑口部付近の斜面崩壊に伴うもらい災害を除く被害形態は、大きく以下の2つに分類できる。

- ・トンネル上部の岩塊が地震動により緩むことを主として、覆工アーチがそれら岩塊とともに崩落する。
- ・水平方向の地震動が卓越することにより、トンネルがせん断変形を起こし、アーチ肩部にひび割れ、圧ざが発生する。

このうち、後者のアーチ肩部のひび割れ、圧ざの発生は、コンクリート覆工と同様であるが、前者の崩落は、関東地震で多く見られたブロック積みトンネル特有の変状現象である。

## 参考文献（第2章）

- 1) 小島芳之, 鶴飼正人: トンネルの健全度診断, RRR, 第64巻, 第4号, p.14, 研友社, 2006.
- 2) 鉄道総合技術研究所: トンネル補強・補修マニュアル, 1990.
- 3) 小野田滋: わが国における鉄道用煉瓦構造物の技術史的研究, 1999.
- 4) 三浦一郎, 西郷勘治郎, 早川留蔵: コンクリートコアー及びレンガの試験(第1報), 鉄道技術研究所速報 No.59-261, 1959.
- 5) 三浦一郎, 西郷勘治郎, 早川留蔵: コンクリートコアー及びレンガの試験(第2報), 鉄道技術研究所速報 No.59-299, 1959.
- 6) 『鉄道広報』No.1258, p.697, 1916.
- 7) 鉄道省東京建設事務所, 長岡建設事務所, 東京電機事務所: 上越線水上石打間工事誌(第二巻), pp.316-317, 1933.
- 8) 八田嘉明: 新庄線隧道工事, 土木学会誌, 第1巻, 第6号, 1915.
- 9) 例えば, (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) トンネル, 2007.
- 10) 鉄道総合技術研究所: トンネル補修・補強マニュアル, 2007.
- 11) 山田剛二: 地すべりの調査と対策, 鉄道土木, 第10巻, 第6号, 1968.
- 12) 日本コンクリート工学協会: コンクリートの診断技術'01, 2001.
- 13) 酒井恒美, 金子道夫, 細谷実ら: ディーゼルエンジンの排気ガスによるトンネル内空気の汚染に関する調査研究—広断面の長大トンネルにディーゼル列車を頻回運行させた場合について—, 鉄道労働科学(1952-1986), 1963.
- 14) 長谷川寿夫ら: コンクリートの耐久性シリーズ 凍害, 技報堂出版, 1988.
- 15) 土井研介, 見渡旭: 国鉄における保守・維持管理の具体例—地すべり地帯の保守と改良—, トンネルと地下, 第15巻, 第12号, 1984.
- 16) 植木博: 飯山線内ヶ巻トンネル改良工事について, 第53回土木工事施工研究会記録, 国鉄施設局, 1986.
- 17) 河田三朗: 覆工が風化したトンネルの修繕, 鉄道土木, 第12巻, 第12号, 1970.
- 18) 渋谷生夫, 北原幸治, 羽場剛: 覆工劣化トンネルの改築工事(篠ノ井線冠着トンネル, 中央線善知鳥トンネル), 日本鉄道施設協会誌, 1988.
- 19) 荒井茂, 萩原郁男, 小山晋一, 荒井讓: JR 篠ノ井線冠着(カマリキ)トンネル覆工劣化対策について, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第IV部門, pp.6-7, 1996.
- 20) 萩原郁男, 藤岡聡, 竹中一浩: 100年経った煉瓦積みトンネルの補修 JR 篠ノ井線 冠着トンネル, トンネルと地下, 第29巻3号, pp.7-13, 1998.
- 21) 門屋和夫, 長尾葵, 栗田隆夫: トンネルの活線改良(根室本線古瀬トンネル), 日本鉄道施設協会誌, 1987.
- 22) 森島啓行, 長田忍, 湯浅健治: 111年経過した鉄道トンネルのレンガ物性試験結果について, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集第IV部門,

pp.830-831, 1997.

23)猪熊明（編著）：トンネル維持管理の実際，山海堂，2004.

24)瀧口将志，山村康夫，平川孝：3時間の閉鎖間合いで覆工を効率的に補修 JR 鹿  
児島本線城山トンネル，トンネルと地下，第33巻，第3号，pp7-13，2002.

25)鉄道省：大正12年鉄道震害調査書，1927.

26)土木学会トンネル工学委員会：阪神大震災現地調査団 調査報告書，1995.

## 第3章 ブロック積み覆工の力学挙動評価

### 3.1 緒言

外力によるトンネルの変状は、ほとんどの場合、覆工表面のひび割れとして顕在化する。このことは、無筋コンクリート覆工、ブロック積み覆工に限らず、基本的には同様であるが、ブロック積み覆工の場合、目地が存在することにより覆工材質が均一ではなく、例え同じ外力が作用したとしても、その応答は無筋コンクリート覆工と同一ではない。

無筋コンクリート覆工については、古くは、斎藤ら<sup>1)</sup>、今田ら<sup>2)</sup>が模型実験により力学特性を検討したほか、その後、朝倉らが実施した模型実験および数値解析<sup>3),4)</sup>に基づき、朝倉がその評価法を確立した<sup>5)</sup>。しかしながら、ブロック積み覆工に関しては、その耐力評価方法は確立されておらず、必要により無筋コンクリート覆工のものを準用しているのが実情である。

そこで、ブロック積み覆工の構造耐力評価法の確立のため、以下について検討する。

- ① 2次元覆工模型を作製し、直接載荷方式のブロック積み覆工模型実験を実施し、変形・力学特性を把握する。
- ② 数値解析により①の結果をシミュレートし、ブロック積み覆工の変形・力学特性を表現しうる解析モデルの検討を行う。
- ③ ②で得られた解析モデルを用いて、実トンネルを対象としたパラメータスタディを行い、ブロック積み覆工トンネルの耐荷特性を明らかにする。

### 3.2 トンネル覆工模型実験

#### 3.2.1 コンクリートブロック積み覆工模型実験

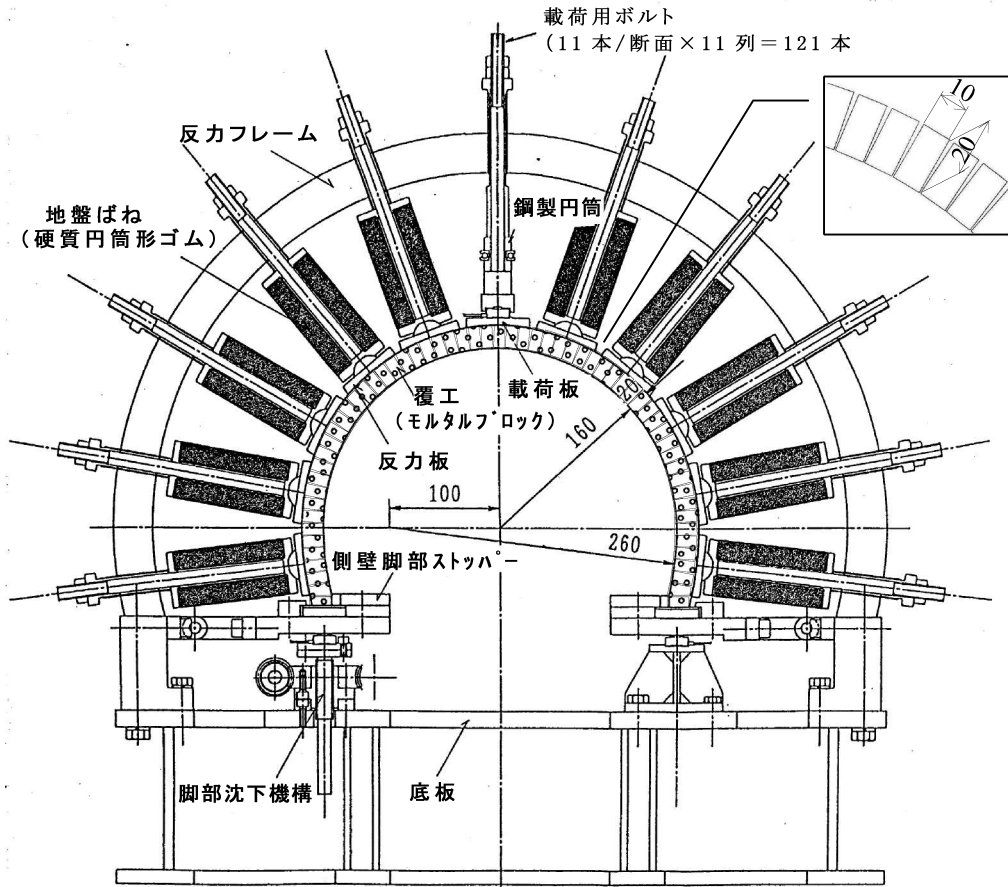
##### (1) 実験概要

新幹線のトンネル標準断面を想定した縮尺 1/30 の直接載荷方式の覆工模型実験装置を用いてコンクリートブロック積み覆工模型の載荷実験を実施した<sup>6),7)</sup>。無筋コンクリート覆工に関しては、本実験装置を用いた実験が数多く行われており、多くの知見が得られているとともに再現性も確認されている<sup>3),8)</sup>。したがって、本実験装置を用いてブロック積み覆工を模擬した実験を実施することにより、材質が同じで目地のない無筋コンクリート覆工を模擬した実験と直接比較することができる。

本実験装置は、載荷用部材、反力フレーム、側壁脚部ストッパー、底板等からなる。載荷用部材は覆工模型断面に放射状に11組、軸方向に11列設置されており、載荷板、反力板、載荷用ボルトおよびトンネル周辺地山を模擬した硬質円筒形ゴムから構成されている。載荷板および反力板は覆工模型外周面に面で接触するように曲率を有しており、その大きさは、2次元の実験を実施する際の模型の奥行き 60 mm より一回り小さい 55 mm×55 mm となっている。載荷用ボルトは反力フレームにねじ込む外側ボルトと、載荷板あるいは反力板と直接接続されている内側ボルトの2重ねじ構造となっ

ている．内側のボルトによりゴムの圧縮・解放を行うことが可能で，載荷箇所以外はゴムの弾性力により地盤反力を表現できる．

また，載荷箇所については，円筒形ゴムを鋼製円筒管に交換して外側のボルトをねじ込むことにより載荷板を介して直接覆工に変位を与えることができる．載荷板には球座がついており，覆工模型の変形に対して追従できる構造となっている．実験装置を図 3.2.1 に示す．



単位：mm

図 3.2.1 覆工模型実験装置

## (2) 実験方法

まず周方向 10 mm×半径方向 20 mm×奥行き方向 60 mm のモルタルブロックを作製する．表 3.2.1 に示す配合のモルタルを気温 20 °C の恒温室内で型枠に打設し，数日後に型枠を脱型，打設面の整形をしたのち，28 日間気中養生する．次に，モルタルブロックの目地となる面に目地材を塗布し，脚部より天端に向けて順にモルタルブロックを 61 個積むことにより，ブロック積み覆工模型を作製する(写真 3.2.1 参照)．

目地材については，目地材の物性の違いによるブロック積み覆工の変形・力学特性を把握するため，圧縮強度がモルタルブロックとほぼ同程度で付着力のあるもの(しっくいと接着材の入った壁用補修材)と圧縮強度が非常に小さく付着力の小さいもの(消石灰)の 2 種類を用いた．以後，前者を「目地材 A」，後者を「目地材 B」と記す．一軸圧縮試験で得られたモルタルブロックおよび目地材の物性を，円筒形硬質ゴムのば

ね定数と併せて表 3.2.2 に示す。

載荷は、ブロック積み覆工模型作製から 20 時間程度経過した後に各種計測機器を配置し、載荷板押し込み量に基づく変位制御で行った。実験手順を図 3.2.2 に示す。1 ステップ 0.05 mm で載荷用ボルトを通じて載荷板を押し込み、インターバル 2 分間にひび割れの発生、進展を目視により観察する。そして、覆工模型が崩壊するか、載荷用ボルトのストローク限界である 11 mm に達した場合に載荷を終了し、載荷重を解放する。

計測項目は、載荷板、反力板の荷重 11 箇所および脚部に発生する荷重 4 箇所および内空変位 7 箇所である。計測位置を図 3.2.3 に示す。

表 3.2.1 モルタルブロックの配合 (5L 当たり)

水 W (kg)	セメント* C (kg)	細骨材** S (kg)	混和材† (kg)	混和剤†† (kg)
2.18	1.98	3.97	2.98	0.0011

\* 早強ポルトランドセメント

\*\* 珪砂 5 号

† フライアッシュ

†† ポゾリス



写真 3.2.1 ブロック積み覆工模型作製状況

表 3.2.2 材料物性値

材 料		物 性 値	
モルタルブロック		圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	48.0
		ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.48 \times 10^4$
		ポアソン比 $\nu$	0.19
目地材	目地材 A (壁補修材)	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	31.3
		ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.45 \times 10^4$
		ポアソン比 $\nu$	0.24
	目地材 B (消石灰)	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.17
		ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$7.27 \times 10^1$
		ポアソン比 $\nu$	—**
円筒形硬質ゴム(地盤)		ばね定数 $k$ (kN/mm)	0.08*

\* 変位量 4.0 mm までは 0.11 kN/mm \*\* 測定不能



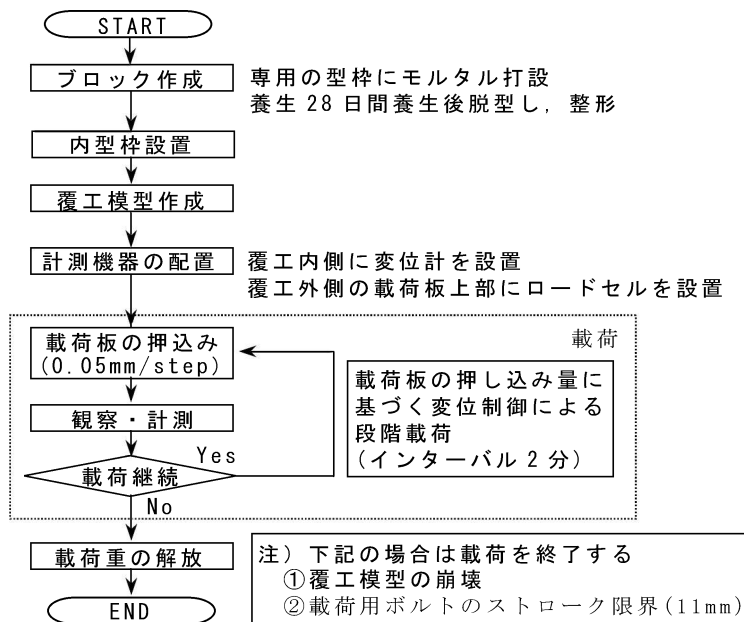


図 3. 2. 2 実験手順

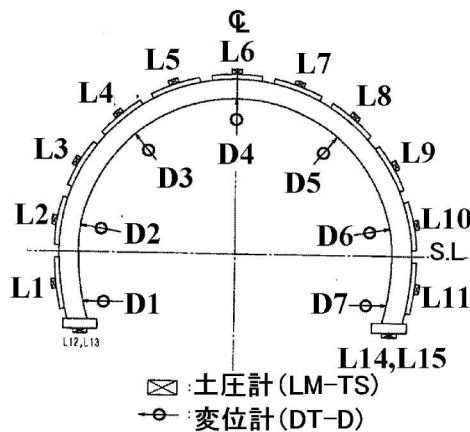


図 3. 2. 3 計測位置

### (3) 実験ケース

荷重パターンとして鉛直荷重 (図 3. 2. 3 中 L6 の位置) および水平荷重 (図 3. 2. 3 中 L2, L10 の位置を同時に荷重) の 2 ケース, 目地材を 2 種類 (目地材 A および目地材 B) とした 4 ケースと, さらに, 鉛直荷重の目地材 B について, アーチ部の地盤ばね (図 3. 2. 3 中の L4, L5, L7, L8) を外し, 背面空洞の存在を模擬したケースの計 5 ケースとした. 水平荷重においては, 左右同時に同量だけ強制変位を与えた. そして, 過去に行った同じ配合の無筋コンクリート覆工を模擬したモルタル模型 (以後, 「無筋覆工」と記す) の実験結果を用いて, ブロック積み覆工と無筋覆工との比較を行った. 以前実施した実験も併せた実験ケースを表 3. 2. 3 に示す.

表 3.2.3 実験ケース

ケースNo.	覆工材質	載荷	目地材	欠陥
1	ブロック (1重巻き)	鉛直	A	なし
2			B	
3		水平	A	
4			B	
5		鉛直	B	背面空洞あり
6*	無筋モルタル	鉛直	目地なし	なし
7*		水平	目地なし	

\* 過去に実施した無筋覆工のケース

#### (4) 実験結果

まず、鉛直載荷について述べる。

実験より得られた載荷点での荷重と変位の関係を無筋覆工の実験結果<sup>3)</sup>も併せて図 3.2.4 に示す。なお、荷重は載荷板と載荷用ボルトの間に設置したロードセルにより得られた値である。

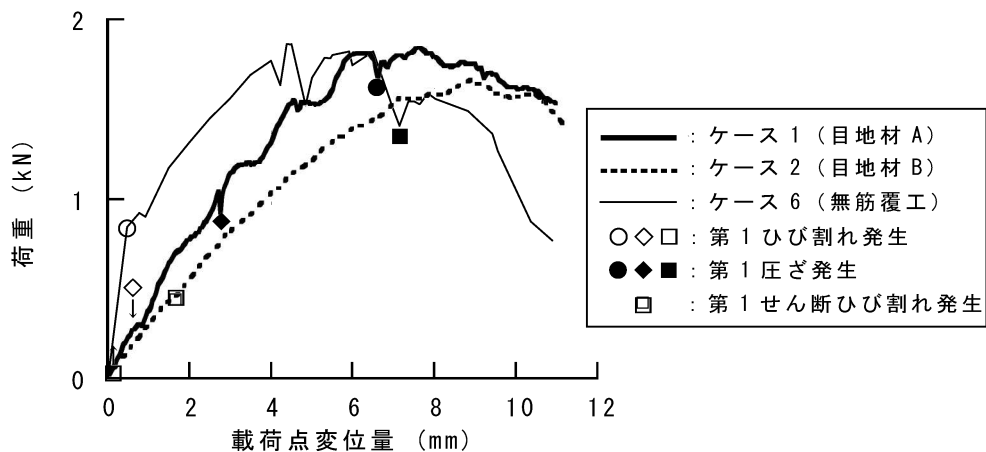


図 3.2.4 荷重と載荷点変位量との関係（鉛直載荷）

最大荷重は、ケース 6（無筋覆工）の 1.82 kN に対し、ケース 1（目地材 A）では 1.81 kN とほぼ同値となり、ケース 2（目地材 B）でも 1.63 kN と大きな差はでなかった。最大荷重に至るまでの領域における変形のしにくさ（剛性）を見ると、ケース 6（無筋覆工）、ケース 1（目地材 A）、ケース 2（目地材 B）の順であった。

変位量の増加に伴う覆工の挙動を見ると、ブロック積み、無筋覆工とも、変位が増加するにつれ荷重が増加し、ピークに至る傾向が見られた。最初の曲げ引張ひび割れ（以後、本項では「第 1 ひび割れ」と記す）が発生する以前の初期段階では、荷重一

変位曲線はほぼ線形であり，その勾配の大きさはケース 6（無筋モルタル），ケース 1（目地材 A），ケース 2（目地材 B）の順であった．第 1 ひび割れが発生すると，無筋覆工では剛性（荷重－変位曲線の増加勾配）が低下するが，ブロック積み覆工ではこのような第 1 ひび割れ発生に伴う剛性低下はほとんど見られなかった．また，無筋覆工では，ひび割れや圧ざの発生に伴う荷重の一時的な低下が見られたが，ブロック積み覆工では，目地材 A のケースで圧ざ発生時に若干の荷重低下が見られるものの，ほとんどないと言える．

ブロック積み覆工および無筋覆工の載荷点変位と変位計取付位置の変位量の関係を図 3.2.5 に，載荷点変位量 4 mm 時の各覆工の変形モードを図 3.2.6 に示す．ブロック積み覆工は，無筋覆工とほぼ同じモードで変形している．

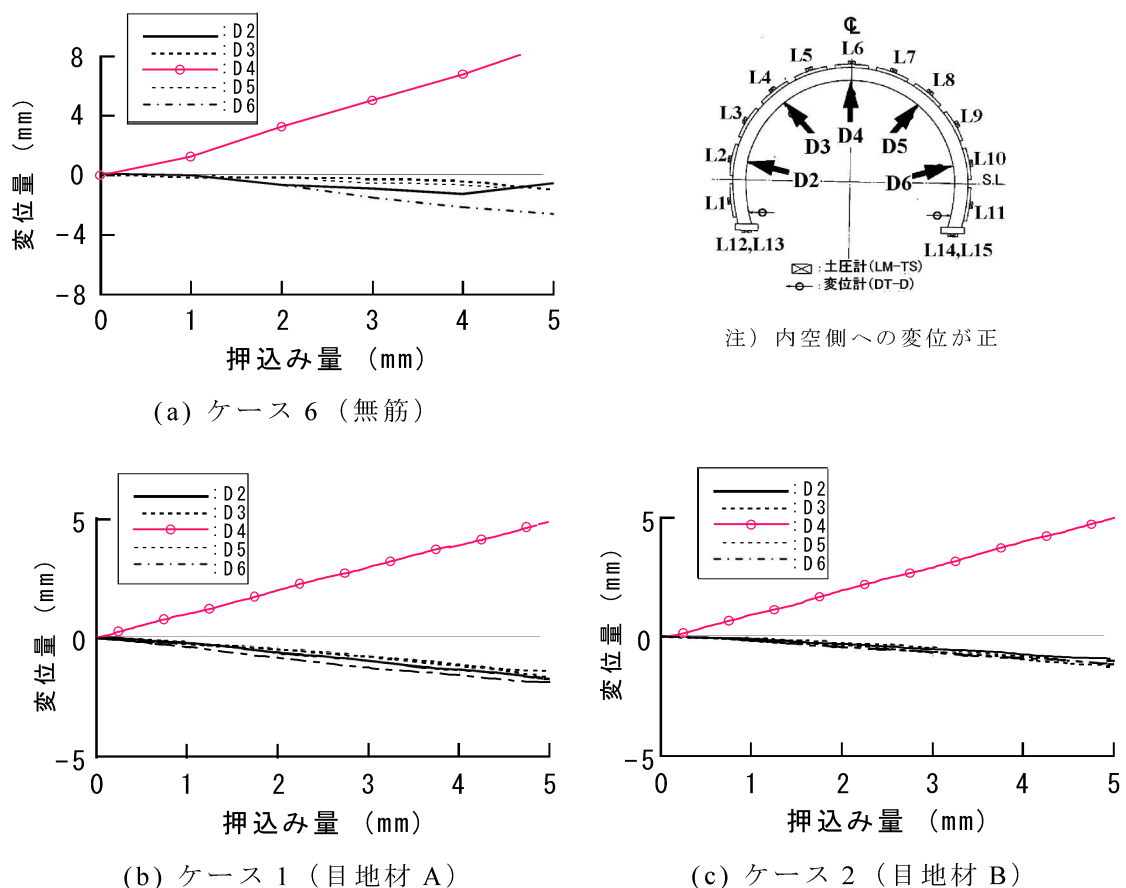


図 3.2.5 各部位における覆工変位量（鉛直載荷）

次に，無筋覆工におけるひび割れの進展状況を図 3.2.7 に，ブロック積み覆工におけるひび割れの進展状況を図 3.2.8 に示す．図中には，曲げ引張ひび割れあるいは圧ざの発生順序，および（ ）内に発生時の載荷板押込み量を記している．ブロック積み覆工と無筋覆工を比較すると，無筋覆工では天端内側および左右アーチ肩部外側に，

曲げ引張ひび割れが 1~2 箇所発生するのに対し、ブロック積み覆工では天端内側および左右アーチ肩部外側に、目地部に沿って複数の曲げ引張ひび割れが発生した。目地材 B のケースでは、曲げ引張ひび割れの他に天端部内側に 2 箇所と左アーチ肩部の目地にせん断ひび割れが発生した。圧ざについて見ると、無筋覆工では両アーチ部の曲げ引張ひび割れ位置に発生したのに対し、ブロック積み覆工では、曲げ引張ひび割れの 1 つが進展し、ケース 1 (目地材 A) では両アーチ肩部および天端外側に、ケース 2 (目地材 B) では天端外側に発生した。

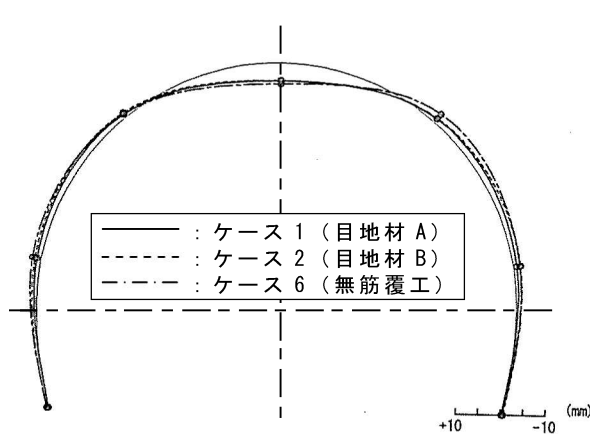
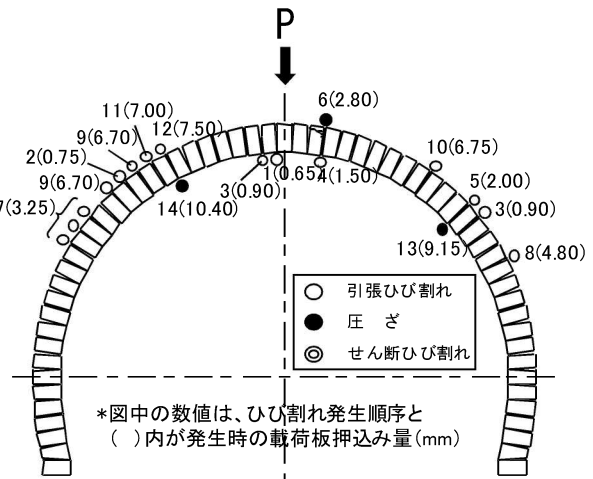


図 3.2.6 荷点変位量 4mm 時の覆工の変形モード



(a) ケース 1 (目地材 A)

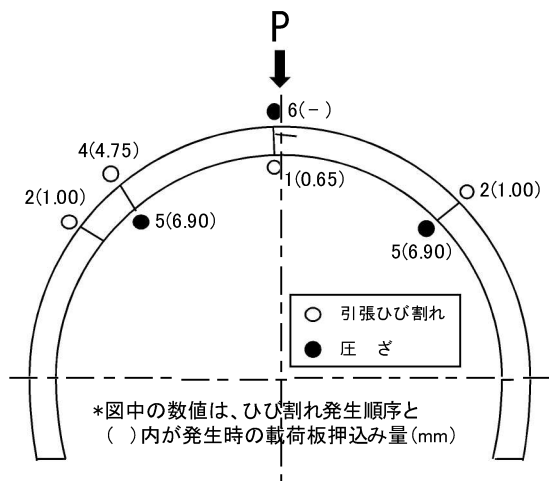
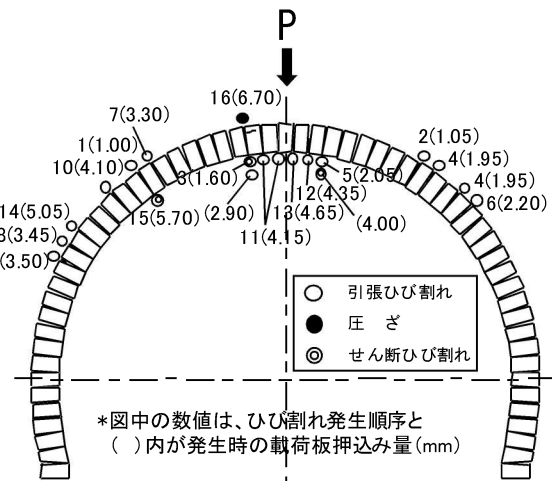


図 3.2.7 無筋覆工・鉛直荷 (ケース 6) におけるひび割れの進展状況



(b) ケース 2 (目地材 B)

図 3.2.8 ブロック積み覆工・鉛直荷 におけるひび割れの進展状況

以上より、鉛直荷に対するブロック積み覆工の変形特性は、変形モードおよび曲げ引張ひび割れの発生位置は無筋覆工とほぼ同じであるが、目地部に沿って複数の曲げ引張ひび割れが発生する点やせん断ひび割れが見られた点は、ブロック積み覆工のみに見られる特徴であると言える。

次に、水平載荷について述べる。実験より得られた載荷点での荷重と変位の関係を図 3.2.9 に示す。ここでは、過去に行われた無筋覆工のケースの結果も併せて示す。まず、第 1 ひび割れ発生前における荷重－変位曲線は、鉛直載荷のケースと同様にほぼ線形であり、勾配はケース 7（無筋覆工）、ケース 3（目地材 A）、ケース 4（目地材 B）の順で小さくなった。無筋覆工の場合は、第 1 ひび割れ発生と同時に荷重が大きく低下し、その後、剛性も低下した。一方、ブロック積み覆工の場合は、第 1 ひび割れ発生に伴う剛性の低下は鉛直載荷の場合と同様に見られなかった。無筋覆工では、第 1 ひび割れ発生後もひび割れや圧ざに伴う荷重の一時的な低下が見られるのに対し、ブロック積み覆工の場合は目地材 A のケースで第 1 圧ざ発生直後に若干の荷重低下が見られるものの、ほとんどないと言える。

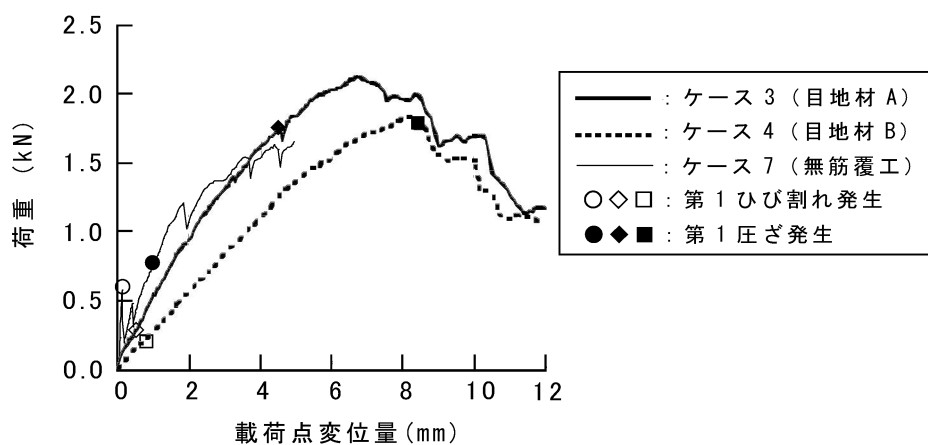
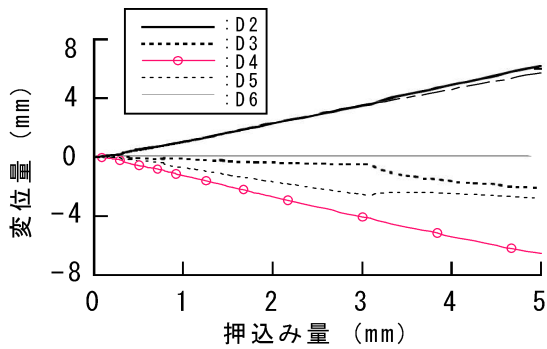


図 3.2.9 荷重と載荷点変位量との関係（水平載荷）

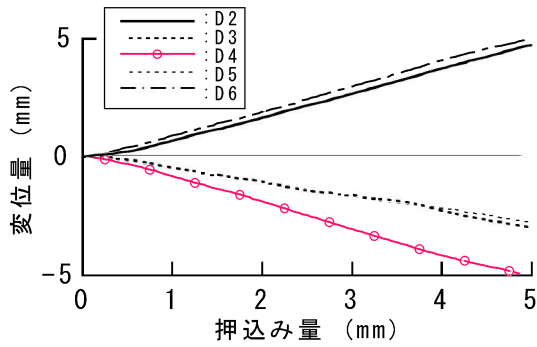
ケース 7（無筋覆工）では最大変位まで載荷できていないため、最大荷重の無筋覆工との比較はできないが、ケース 3（目地材 A）が 2.06 kN、ケース 4（目地材 B）が 1.63 kN であり、鉛直載荷の場合と同様、目地材の違いによる大きな差は見られなかった。

載荷点変位と変位計取付位置の変位量との関係を図 3.2.10 に、載荷点変位量 4 mm 時の各覆工の変形モードを図 3.2.11 に示す。これらより、ブロック積み覆工は無筋覆工とほぼ同じモードで変形していることがわかる。

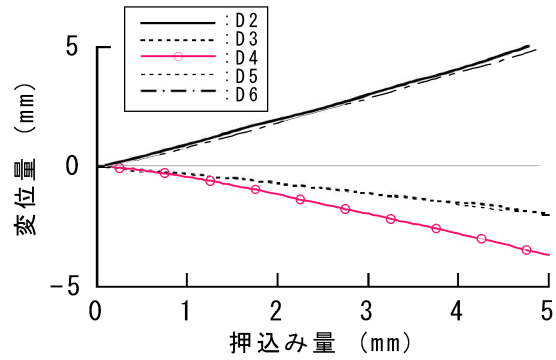
次に、無筋覆工におけるひび割れの進展状況を図 3.2.12 に、ブロック積み覆工におけるひび割れの進展状況を図 3.2.13 に示す。ブロック積み覆工と無筋覆工を比較すると、無筋覆工では側壁スプリングライン（以下「SL」と記す）付近内側とアーチ部外側に曲げ引張ひび割れが 1 箇所ずつ発生するのに対し、ブロック積み覆工では、目地部に沿って、側壁 SL 付近内側およびアーチ肩部外側に複数の曲げ引張ひび割れが発生する結果となった。



(a) ケース 7 (無筋)



(b) ケース 3 (目地材 A)



(c) ケース 4 (目地材 B)

注) 内空側への変位が正

図 3. 2. 10 各部位における変位量 (水平載荷)

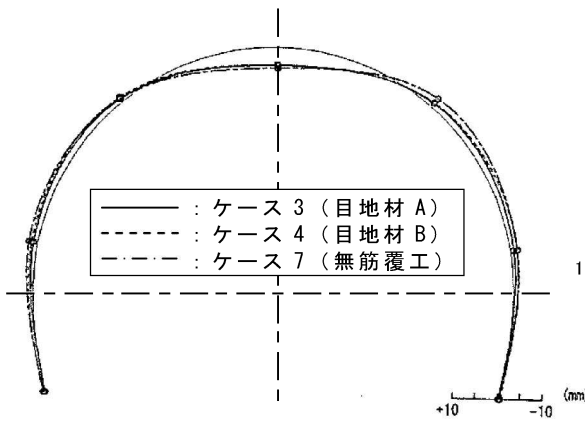
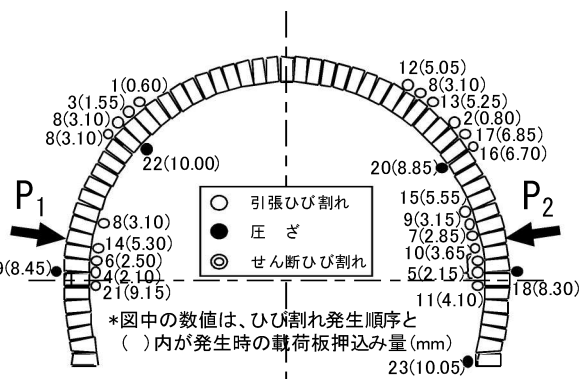


図 3. 2. 11 荷重点変位量 4mm 時の覆工の変形モード (水平載荷)



(a) ケース 3 (目地材 A)

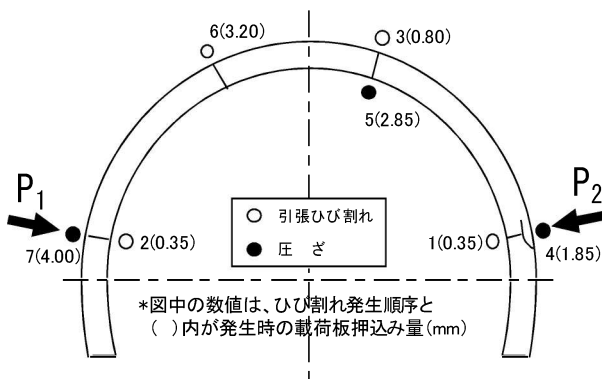
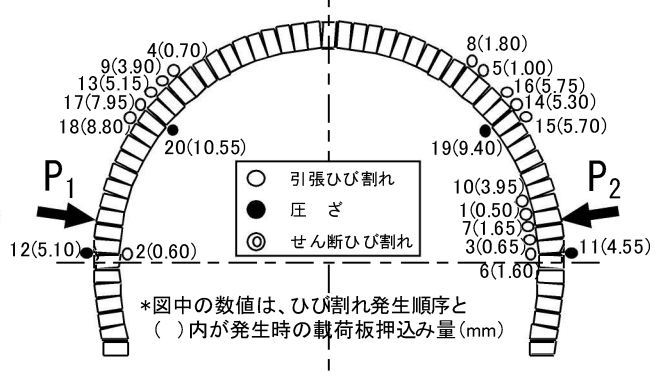


図 3. 2. 12 無筋覆工・水平載荷 (ケース 6) におけるひび割れの進展状況



(b) ケース 4 (目地材 B)

図 3. 2. 13 ブロック積み覆工・水平載荷 におけるひび割れの進展状況

圧ざについては、無筋覆工では両 SL 部外側およびアーチ肩部内側の曲げ引張ひび割れ位置に発生したのに対し、ブロック積み覆工では、曲げ引張ひび割れの 1 つが進展し、両アーチ肩部の内側および両 SL 部の外側に発生した。

以上より、水平载荷に対するブロック積み覆工の変形挙動は、変形モード、ひび割れおよび圧ざの発生位置は無筋覆工とほぼ同じであるが、目地部に沿って複数の曲げ引張ひびれが発生する点は、ブロック積み覆工のみに見られる特徴であると言える。

最後に、背面空洞の有無について述べる。

覆工背面の空洞ありのケース 5 の载荷点での荷重と変位の関係を、ケース 2（背面空洞なし）と併せて図 3.2.14 に示す。背面空洞があると、ない場合に比較して、初期の荷重-変位曲線の勾配は小さく、最大荷重も 1/5 以下となった。さらに、载荷点変位量 3.3 mm 付近より荷重が低下し、载荷点変位 4.1 mm の時点で写真 3.2.2 に示すようにアーチ部が崩落した。

図 3.2.15 に载荷点変位と変位計取付位置の変位量との関係を示す。変位についてケース 2（背面空洞なし）と比較すると、地盤ばねを外した箇所（D3 および D5）において変位が大きいことがわかる。また、押し込み量 3.2 mm 付近で変形のモードが変わっていることが確認できる。次に、図 3.2.16 にひび割れ進展状況を示す。曲げ引張ひび割れの発生位置は天端内側およびアーチ肩部外側であり、地盤ばねを入れたケース 2 とほぼ同じであるが、载荷点変位の小さい段階（1 mm 以下）で多くのひび割れが発生した。さらに、押し込み量 3.25 mm で両側壁内側（SL よりやや上）に曲げ引張ひび割れが発生しているが、これは変形のモードが変化した時点かつ荷重の低下開始時点と概ね一致した。

以上より、アーチ部の地盤ばねを外した場合、すなわち背面空洞が存在する場合は、覆工の耐力が大幅に低下し、比較的小さい荷重で曲げ引張ひび割れが発生しやすくなるのと同時に、最大荷重時の変位量も小さくなることが把握できた。

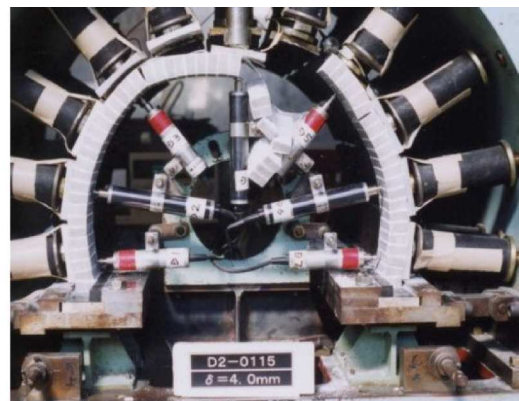
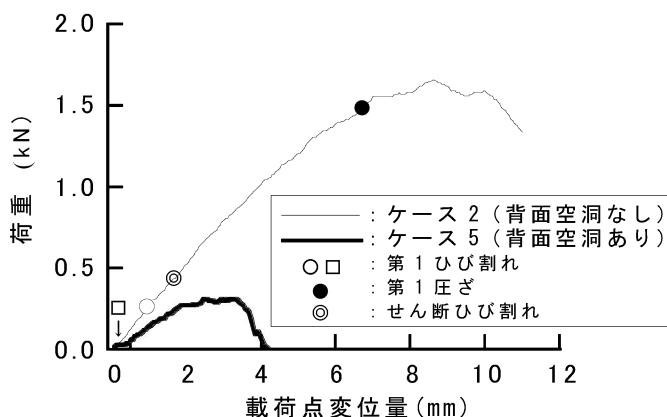


図 3.2.14 荷重と载荷点変位量との関係（鉛直载荷） 写真 3.2.2 覆工崩落状況（ケース 5）

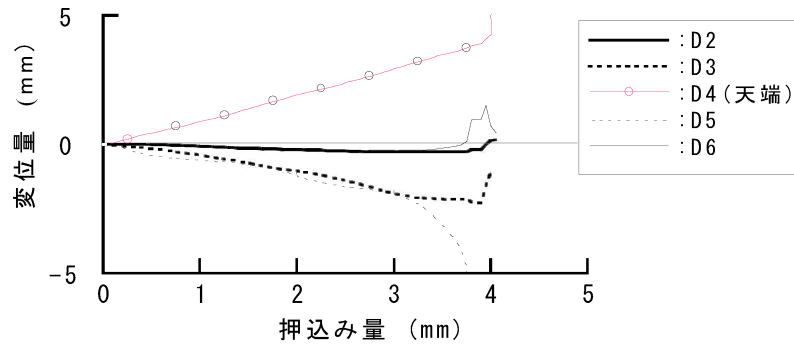


図 3.2.15 各部位における覆工変位量 (ケース 5)

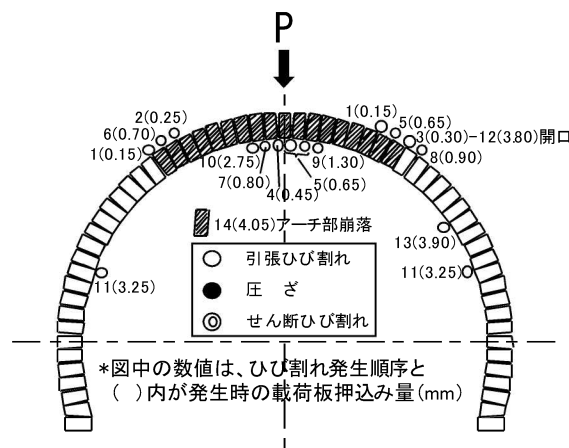


図 3.2.16 背面空洞がある場合のひび割れの進展状況 (ケース 5)

### (5) 考 察

ブロック積み覆工は、構造的な弱点となり得る目地部での不連続面を有し、これが構造耐力にどのような影響を及ぼすかが変形・力学特性を把握する上で重要となる。本実験の結果、ブロック覆工は無筋覆工と比較してもほぼ同等の耐力を有し、目地材の強度には大きく依存しないことが明らかとなった。換言すれば、れんが等の母材および目地材が健全でかつ背面空洞がない場合は、耐力上問題とならない。また、変形モードも無筋コンクリートと同様である。ただし、背面空洞がある場合は、実験結果のように耐力が大幅に低下するため、背面空洞の有無を把握することが非常に重要であり、背面空洞が確認された場合は、母材と目地が健全であることが前提であるが、裏込注入による対策が有効であると言える。

ひび割れ発生前のブロック積み覆工の剛性（荷重－変位曲線の勾配）については無筋覆工より小さくなり、目地材の一軸圧縮強度、付着力の小さい方がより小さくなる結果となった。したがって、ひび割れ発生前の弾性領域でブロック積み覆工の変形特性を議論する場合は、覆工の剛性を目地の状態や強度に合わせて小さくすることにより表現することが可能であると考えられる。



また、無筋覆工では、曲げ引張ひび割れの発生時に荷重の急激な低下とともに剛性が低下し、これを繰り返しながら荷重が増加して最大荷重に至るが、ブロック積み覆工では、目地材 A のケースで圧縮発生時に若干の荷重低下が見られるものの、初期の剛性をほぼ保ったまま直線的に荷重が増加して最大荷重に至っている。このことより、ブロック単体は無筋覆工と同様に脆性的な材料であるが、ブロック積み覆工全体の構造に関しては、目地材の存在によりひび割れ発生時にも脆性的な挙動をせず、フレキシブルであると言える。

さらに考察を加えれば、無筋覆工の場合、引張縁がモルタルの引張強度に達した時点で曲げ引張ひび割れが発生するが、ブロック積み覆工では、引張縁がブロックと目地の付着強度あるいは目地材の引張強度に達したとき、ブロックと目地との境界や目地そのものに曲げ引張ひび割れが発生したと考えられる。モルタルの引張破壊は一般的に脆性的であるので、曲げ引張ひび割れ発生時に荷重の急激な低下が見られるのに対し、モルタルと目地材との付着強度および目地材 B の引張強度は、モルタルの引張強度に比べかなり小さいので、ひび割れ発生に伴う荷重の急激な低下が見られなかったと考えられる。

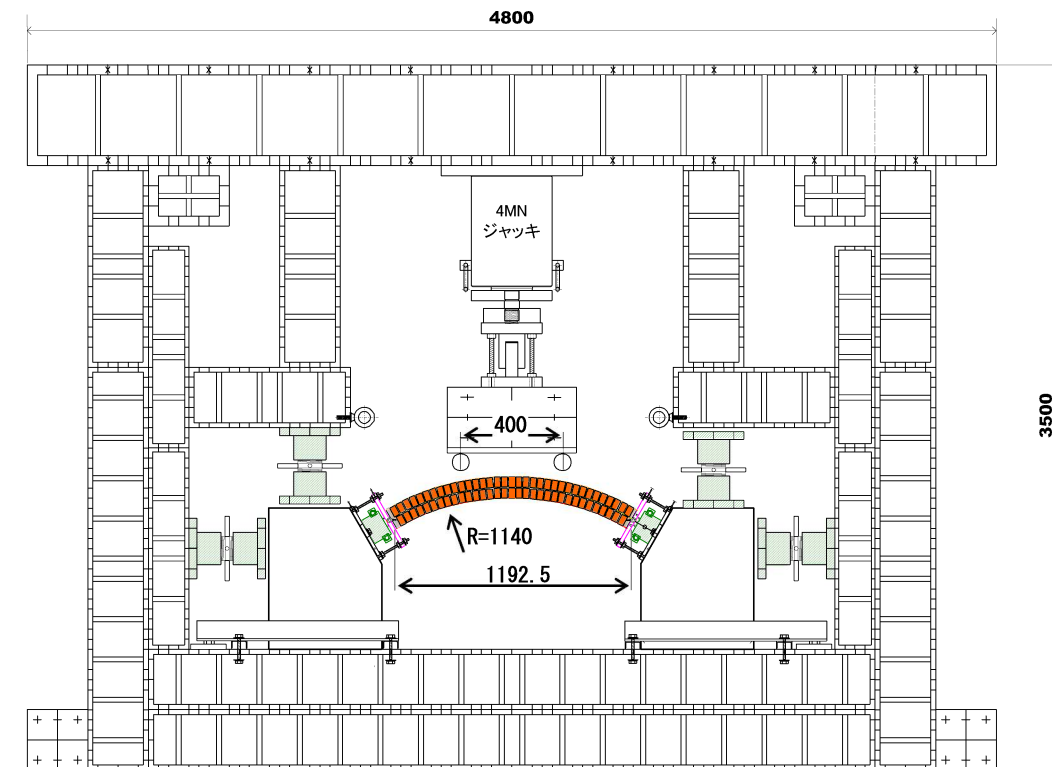
実際のブロック積みトンネルにおいても、れんが等の母材の引張強度よりもブロックと目地との付着強度や目地材の引張強度が小さいことが一般的であると考えられ、このような場合は、ブロックと目地の付着強度および目地材の引張強度や変形特性がブロック積み覆工の変形挙動に大きな影響を示すと考えられる。ブロック積み覆工の挙動を厳密に解析的手法で表現するためには、これらを考慮したものにする必要があると言える。

### 3.2.2 れんが積み覆工アーチ部模型実験

#### (1) 実験概要

本物のれんがを用いたれんが積み覆工の模擬実験を、縮尺1/30小型トンネル覆工模型載荷実験装置で実施することは困難である。そこで、れんが積みの層厚、欠陥の種類をパラメータに、れんがと目地材からなる組積構造の基礎的な構造特性を把握する目的で、れんが積み覆工トンネルのアーチ部分に着目した縮尺1/2の模型載荷実験を実施した<sup>9)</sup>。

供試体は、標準的な単線断面のアーチ60°部分を対象に縮尺1/2とし、2層巻きを基本とした。れんがの寸法は、トンネル周方向および法線方向について、実際のトンネルで使用されているものの縮尺1/2となるようにした。実験装置は反力フレーム、載荷圧4 MNの載荷用油圧ジャッキ、供試体を支持するためのアバット等からなり、供試体は回転方向のみ自由とした。実験装置を図3.2.17に、実験状況を写真3.2.3に示す。



単位 : mm

図 3. 2. 17 実験装置

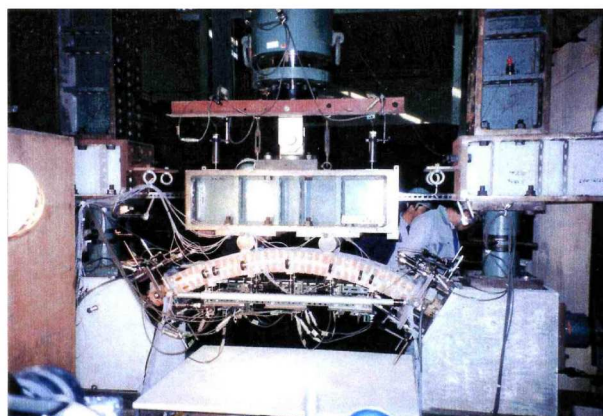


写真 3. 2. 3 実験状況

## (2) 実験ケース

実験は、供試体の材質（れんが積み，コンクリート），れんが積みの層数（1層，2層，3層），欠陥の有無（健全，目地やせ，目地低強度，断面欠損）をパラメータとした表3. 2. 4に示す7ケースである。

表 3.2.4 実験ケース

ケース No.	材 質	層数	欠 陥 等
1	ギリシャれんが	1層	健 全
2	ギリシャれんが	2層	健 全
3	ギリシャれんが	3層	健 全
4	ギリシャれんが	2層	目地やせ (内空側 1層目の目地半分)
5	ギリシャれんが	2層	目地低強度
6	ギリシャれんが	2層	断面欠損(内空側天端部 1層目れんが 3個分)
7	コンクリート	—	健 全

(3) 実験材料

実験に使用した材料は、れんが、目地材および無筋コンクリートである。以下に、各々の配合、物性について述べる。

れんがは昭和初期以前に使用されていたものの物性に近い三島れんが製造(株)製のギリシャれんがを用いた。れんがの諸物性を表3.2.5に示す。なお、吸水率はJIS R 1245に、圧縮および引張強度試験については1個のれんがからφ50 mm×100 mmの円筒形コアを採取し、JIS A 1108に準拠した。

目地材はモルタルとし、一軸圧縮強度を14.0±1.0 N/mm<sup>2</sup>およびその半分の7.0±1.0 N/mm<sup>2</sup>と設定した。配合および強度試験結果を表3.2.6および表3.2.7に示す。無筋コンクリートと同様に、早強セメントを使用し石粉を添加した。細骨材の最大寸法は20 mmである。

無筋コンクリート供試体の強度は、現行の二次覆工の設計基準強度18 N/mm<sup>2</sup>を超えないよう、17.0±1.0 N/mm<sup>2</sup>に設定した。セメントは早強セメントを使用し、コンクリートの練上りの性状を確保するために石粉を添加した。また、粗骨材の最大寸法は15 mmとした。配合および材令28日の強度試験結果を表3.2.8および表3.2.9に示す。

表 3.2.5 れんがの諸物性

見掛密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	吸水率 (%)	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu^*$	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
1.85×10 <sup>3</sup>	11.0	17.6	5.13×10 <sup>3</sup>	0.11	1.16

\*強度の1/3の割線での値

表 3.2.6 目地材 (モルタル) の配合

W/C (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			
		水 W	セメント C	石粉	粗骨材 S
120	4.5	300	250	250	1255
155	4.5	300	193	312	1245

表 3.2.7 目地材（モルタル）の強度試験結果

W/C (%)	材齢 (day)	見掛密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu^*$	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
120	36	$1.93 \times 10^3$	14.6	$1.04 \times 10^4$	0.20	
	55	$1.93 \times 10^3$	14.9	$8.98 \times 10^3$	0.21	2.42
155	35	$1.93 \times 10^3$	7.5	$7.67 \times 10^3$	0.19	
	54	$1.93 \times 10^3$	7.9	$7.80 \times 10^3$	0.21	1.69

\*強度の1/3の割線での値

表 3.2.8 コンクリート配合表

W/C (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
		水 W	早強セメント C	石粉	細骨材 S	粗骨材 G
96	4.0	190	198	98	875	902

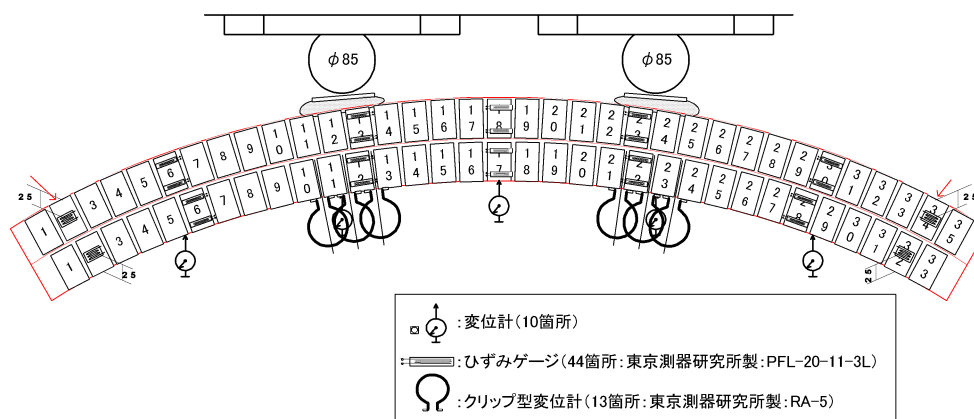
表 3.2.9 コンクリートの強度試験結果（現場気中養生）

材齢 (day)	見掛密度 $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu^*$	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
28	$2.21 \times 10^3$	16.0	$2.08 \times 10^4$	0.13	—
47	$2.20 \times 10^3$	23.0	$2.28 \times 10^4$	0.16	2.34

\*強度の1/3の割線での値

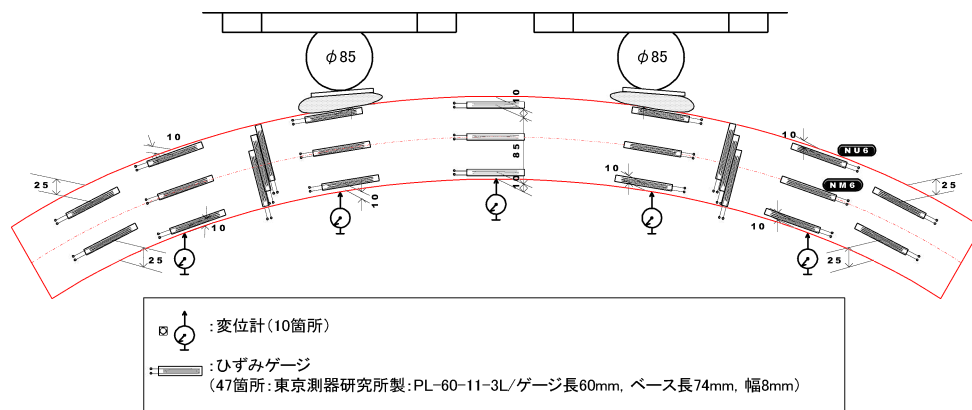
#### (4) 計測項目

計測項目は供試体の鉛直変位，ひずみ，目地の目開き（れんが積み供試体のみ），載荷重，支点部の支点反力および水平変位である．計測項目および計測位置を図 3.2.18 に示す．



(a) れんが積みの場合

図 3.2.18 計測項目および計測位置



(b) 無筋コンクリートの場合

図 3.2.18 計測項目および計測位置

## (5) 供試体の作製

### a) れんが積み供試体

#### ① れんがの加工

れんが積み覆工模型に使用するれんがは、210 mm×100 mm×60 mmの大きさの通常のれんがを所定の寸法である200 mm×50 mm×30 mmとなるように、コンクリートカッターを用いて、ブロック状に6面加工した。なお、れんがの高い吸水性を考慮して、加工後に水浸させて十分に飽和させた。

#### ② 1層目のれんが積みと縦目地の打設

れんが積み覆工模型用に作製した型枠に、予め設置位置を記しておき、1層目（下層）のれんがを33個設置する。設置の際は、れんがを水中から取り出し、軽くウエスで表面の水分をふき取った後、スパン中央部から両端に向かって設置していった。そして、型枠の前面に妻枠を設置して、れんがとれんがとの間に縦目地の打設を行う。その際、目地部に空洞が生じないように、ヘラやコテなどを使用して十分に締め固めた。

#### ③ 横目地の打設と2層目のれんが積み・縦目地の打設

ケース2およびケース4～ケース6のように2層積みの場合は、②の次に層間に高さ5 mmの横目地を打設する。その後、2層目（上層）のれんがを35個配置し、れんが間の隙間に1層目と同様ヘラなどで目地材を流し込んで縦目地を打設した。なお、3層の場合はさらにこれを繰り返す、個数は37個となる。

#### ④ 供試体の養生

所定の数量のれんがを配置、目地を打設後、余分な目地材を取り除き、乾燥を防ぐためにビニールシート等で所定の材齢まで養生した。

### b) 無筋コンクリート供試体

無筋コンクリート覆工用の型枠を作製後、型枠内にコンクリートを打設した。その際、供試体にジャンカや空洞が生じないように、バイブレータを用いて十分に締め固め、

コンクリートの打設後，乾燥を防ぐためにビニールシート等を用い，所定の材齢まで養生した．

## (6) 載荷ステップ

### a) れんが積み供試体

載荷ステップは，0.5 mm/minの載荷速度で30秒間載荷，その後2分間の観察時間を設けることを1ステップとして，供試体が破壊するまで実施した．各供試体ともに2分間の観察時間中は載荷停止直後と1分後，2分後の計3回の計測を実施した．この間，供試体のひび割れ発生状況や進展状況，その他の変状を把握するために目視観察を行った．

### b) 無筋コンクリート供試体

無筋コンクリートの場合は，5.0 kN/minの載荷速度で行い，1分間の載荷後に2分間の観察時間を設けることを1ステップとして，供試体が破壊するまで載荷を継続した．

## (7) 実験結果

載荷荷重と天端沈下量との関係（以下，「荷重－変位曲線」と呼ぶ）を図3.2.19，図3.2.20に，れんが積みのケース1～ケース6のひび割れ進展状況を図3.2.21～図3.2.26に示す．なお，図中の番号はひび割れが発生した順序（ひび割れ進展状況）を示している．

### a) れんが層数・材質の比較

れんが1層のケース1，2層で欠陥のないケース2，3層のケース3および無筋コンクリートのケース7を比較する．

最大荷重を見ると，ケース1（れんが1層）が約20 kN，ケース2（れんが2層）が約90 kN，ケース3（れんが3層）が170 kN，ケース7（無筋コンクリート）が約230 kNであり，ケース7（無筋コンクリート）が一番大きい結果となった．同じ巻厚であるケース2（れんが2層）とケース7（無筋コンクリート）とを比べると，ケース7（無筋コンクリート）の方がケース2（れんが2層）よりも約2.5倍大きい．

最大荷重発生時の天端沈下量は，ケース3（れんが3層）が最も大きく約8 mmで，次いで，ケース7（無筋コンクリート）の約7 mm，ケース2（れんが2層）の約5 mm，ケース1（れんが1層）の約4 mmとなっている．初期の傾き，すなわち剛性はいずれのケースもほぼ線形で，その大きさは最大荷重の順番と同じである．

れんが積みのケースのひび割れ進展状況について見ると，多層の場合，まず，載荷点下における内面側目地部に曲げ引張ひび割れが発生し，その後，層間部の目地部にひび割れが発生する．1層の場合は，載荷点直下で曲げ引張ひび割れが発生したのち，載荷点と脚部のほぼ中間位置において圧壊した．最初に発生する曲げ引張ひび割れは，れんが積みの場合，いずれも1 mm前後で発生しており，層数の違いによる大きな差異はなかった．

## b) 欠陥ありとの比較

れんが2層で標準のケース2，目地が内空側1層の半分のケース4（目地やせ），目地強度が標準ケースの半分しかないケース5（目地低強度）およびクラウン部に断面欠損があるケース6（断面欠損）とを比較する。

初期の傾きはいずれもほぼ同じであり，最初の曲げ引張ひび割れ発生位置も約1 mm とほぼ等しい。しかし，欠陥がある場合は，4 mm弱から健全な場合と異なる挙動を示し，最大荷重は健全な場合より小さくなった。すなわち，ケース4（目地やせ）においては最大荷重は約30 %低下し，ケース5（目地低強度），ケース6（断面欠損）では最大荷重は約15 %低下した。また，ケース4（目地やせ）では，4 mm弱で層間にひび割れが入ると同時に圧壊し，急激に荷重が低下した。

断面欠損があると，初期の傾きは健全の場合とほぼ等しいが，最大荷重は約15 %小さく，また，4 mm弱での圧壊と同時に脆性的に破壊した。

ひび割れ進展状況について見ると，基本的に載荷点直下付近内側に曲げ引張ひび割れが発生したのち，層間ひび割れが発生し，圧壊に至る傾向はいずれも同様である。しかし，欠陥を有する場合，ケース4（目地やせ）については層間ひび割れ発生と同時に，ケース6（断面欠損）については欠損箇所付近の圧壊と同時に脆性的に破壊した。

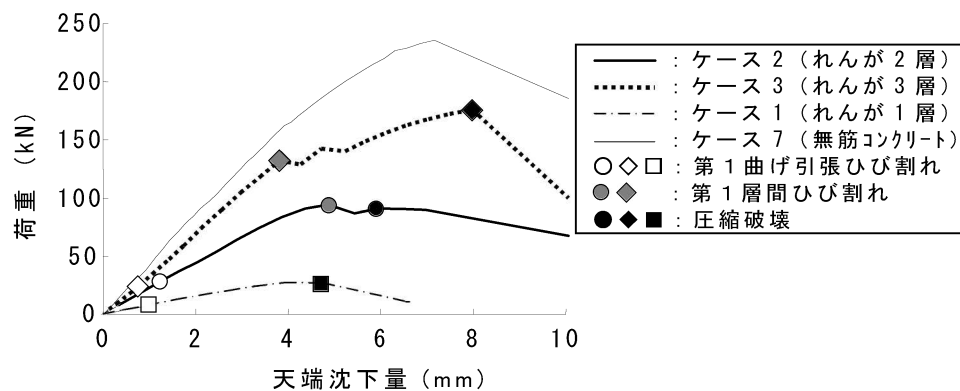


図 3.2.19 荷重と天端沈下量との関係（材質・れんが層数の比較）

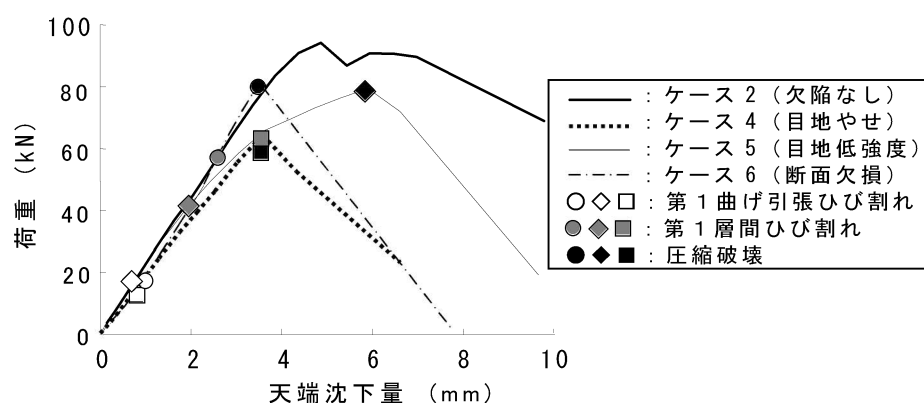
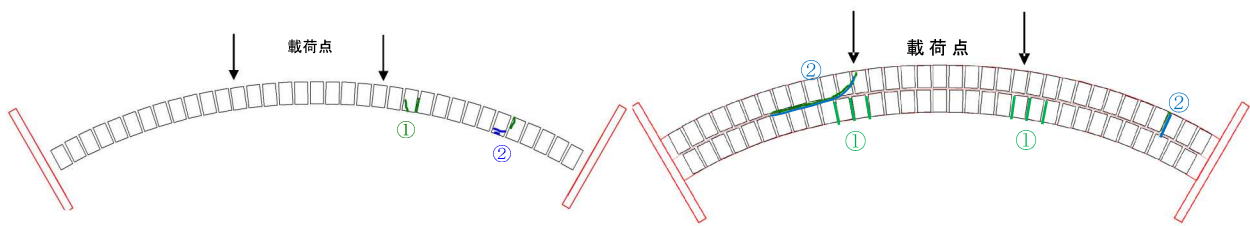


図 3.2.20 荷重と天端沈下量との関係（欠陥の有無，種類との比較）

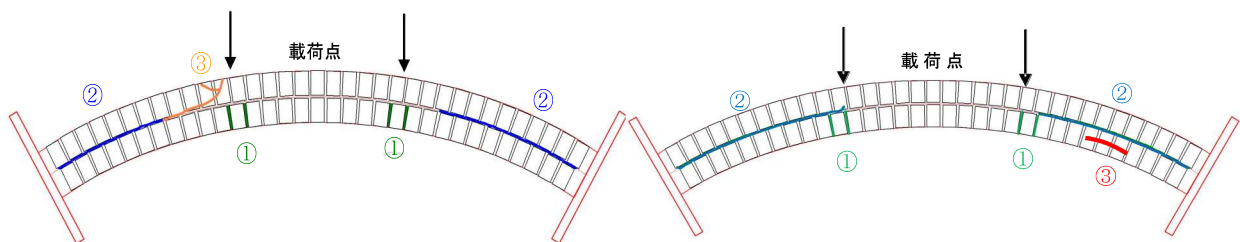


①	荷重に伴い、引張が最大となる内空側荷重点位置右側において曲げ引張ひび割れが発生する。
②	圧縮が最大となる位置で圧縮破壊が発生する。

図 3.2.21 ひび割れ進展状況 (ケース 1:1 層)

①	荷重に伴い、引張が最大となる内空側荷重点位置付近において曲げ引張ひび割れが発生する。
②	層間ひび割れが発生し、そのひび割れと反対側のアーチ端部付近外側の曲げ引張ひび割れ発生とともに圧縮破壊する。

図 3.2.24 ひび割れ進展状況 (ケース 4: 目地やせ)

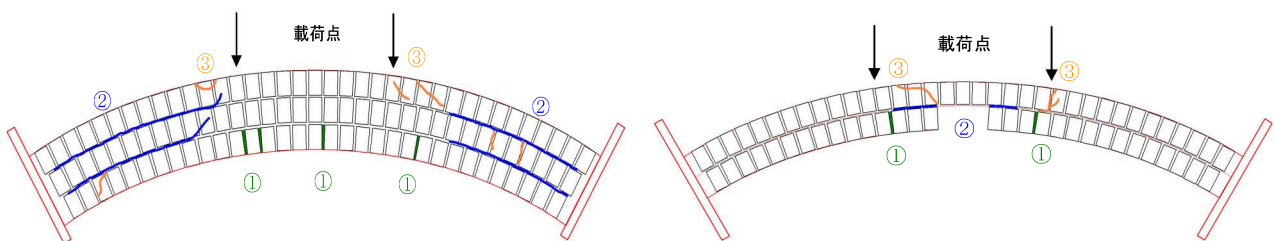


①	荷重に伴い、引張が最大となる内空側荷重点位置付近において曲げ引張ひび割れが発生する。
②	層間にひび割れが入り、内空側の曲げ引張ひび割れは閉じる。重ね梁と同様の挙動を示す。
③	背面側の圧縮が最大となる位置で圧縮が破壊発生する。

図 3.2.22 ひび割れ進展状況 (ケース 2:2 層)

①	荷重に伴い、引張が最大となる内空側荷重点位置付近において曲げ引張ひび割れが発生する。
②	層間にひび割れが発生する。
③	荷重点と脚部との中央内空側で圧縮破壊が発生する。

図 3.2.25 ひび割れ進展状況 (ケース 5: 目地低強度)



①	荷重に伴い、引張が最大となる内空側荷重点位置付近およびスパン中央部において曲げ引張ひび割れが発生する。
②	層間にひび割れが発生し、内空側の曲げ引張ひび割れは閉じる。重ね梁と同様の挙動を示す。
③	背面側の圧縮が最大となる位置で圧縮破壊が発生する。

図 3.2.23 ひび割れ進展状況 (ケース 3:3 層)

①	荷重に伴い、引張が最大となる内空側荷重点位置付近において曲げ引張ひび割れが発生する。
②	欠損箇所付近に層間ひび割れが発生する。
③	欠損箇所付近で圧縮破壊が発生する。

図 3.2.26 ひび割れ進展状況 (ケース 6: 断面欠損)



## (8) 考 察

以上の結果に対し，以下の通り考察する．

- ・ひび割れ進展におけるれんが積みの特徴は，載荷点直下にひび割れが発生した後，2層の場合は1層目と2層目の，3層の場合は1，2層の間および2，3層目の間の層間目地にひび割れが発生することである．これは，2層の例で言うと，1層目と2層目は目地が存在するが，完全に一体とはなっておらず，外力により変形すると，1層目と2層目の曲率，れんがが個数等の差により層間目地部に引張力が作用し，ひび割れが発生するものと考えられる．
- ・れんが2層の場合の最大荷重について見ると，欠陥がある場合小さくなる．そして，目地やせや断面欠損といった欠陥を有する場合は，約4 mmで脆性的な破壊をおこし，変形性能は著しく低下する．理由としては，欠陥の存在は，れんが積み覆工が一体として挙動することを阻害し，外力を受けた際，弱点部において応力が集中するためと考えられる．目地低強度の場合，最大荷重は小さくなるものの，変形性能の低下はほとんど見られない．したがって，れんがが強度，個数ともに健全であれば，目地の強度は多少低くても問題なく，確実に充填されていることが重要である．

## 3.3 数値解析による実験のシミュレーション

れんが積み覆工アーチ部模型実験を対象として，数値解析によるシミュレーションを実施した．用いた手法は，梁-ばねモデルによる骨組み解析，ハイブリッド型ペナルティ法による解析，引張および圧縮軟化を考慮した有限要素法による解析の3手法である．

### 3.3.1 梁-ばねモデルによる骨組み解析

#### (1) 解析手法

れんが積みトンネルの構造解析には，コンクリート覆工で用いられている解析手法，すなわち，ひび割れ進展解析<sup>10)</sup>を用いることとした．ただし，ブロック積みトンネルの変形挙動には，3.2.2の結果からトンネル周方向の層間目地の影響を大きく受けることが確認されたため，本研究では，**図 3.3.1**に示すようにれんが積み覆工を重ね梁で表現することとした．これに伴い本解析における照査の特徴は，①断面照査は断面力が純引張，曲げ，全圧縮の状態を考慮すること，②層間ばねの照査を行うこと，③ひび割れ発生後は回転ばね・剛性低下で表現することの3点である．

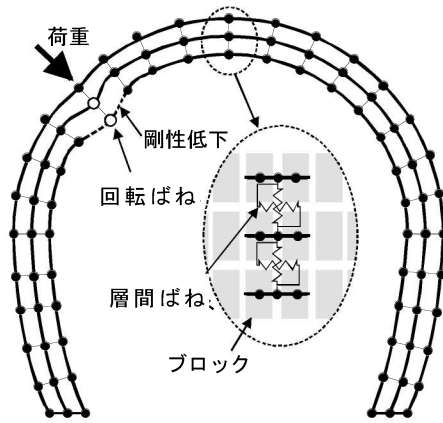


図 3.3.1 解析手法のイメージ

## (2) 断面および層間ばねの照査

断面照査においては，モデルが重ね梁であるため断面力が①純引張，②曲げ，③純圧縮の応力状態となる部材が存在するので，それぞれの場合を想定し照査を行う．M-N曲線におけるひび割れ判定の方法について図3.3.2に示す．

図中の応力経路①をたどるような場合は，純引張部材であり，ひび割れ発生線に到達した時点で引張破壊する．

応力経路②をたどるような場合は，曲げ部材であり，ひび割れ発生線に到達した時点で引張側にひび割れが発生する．この場合は，その後，ひび割れが徐々に進展し圧縮側に圧縮破壊が生じる．曲げ引張ひび割れ発生後の回転ばねは，ひび割れの進展に合わせて非線形で低下するが，本解析においては線形とし，圧壊する時の断面力が一致するように回転ばねを設定することとした（図3.3.3）．

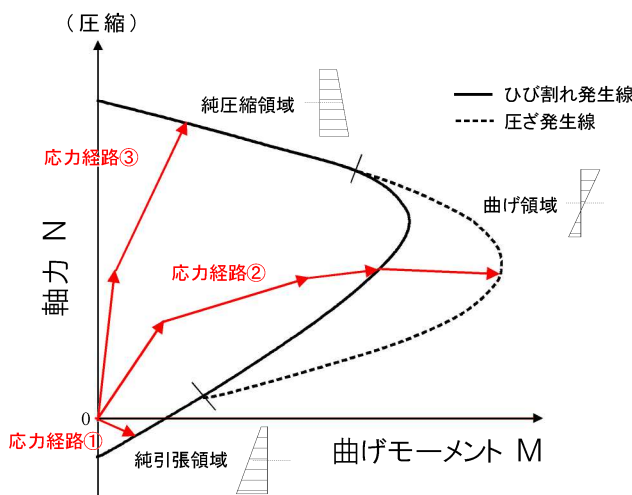


図 3.3.2 ひび割れの判定方法

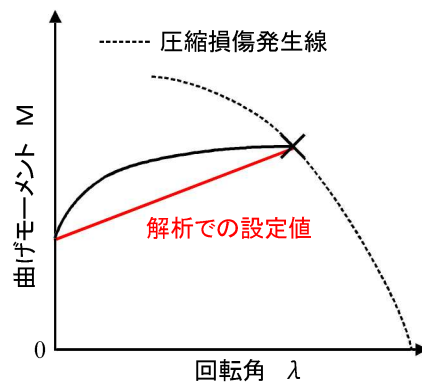


図 3.3.3 本解析における曲げモーメントと回転角との関係

そして、コンクリート覆工のひび割れ進展解析と同様に等価塑性ヒンジ長の概念、すなわち、等価塑性ヒンジ長間にある部材のたわみ角は、ひび割れの開口により発生するひび割れ面の回転角と等しくなるという考え方<sup>10),11)</sup>(図 3.3.4)を取り入れる。この場合、曲げ引張ひび割れ発生後の回転ばねの値は式(3.1)で表される。

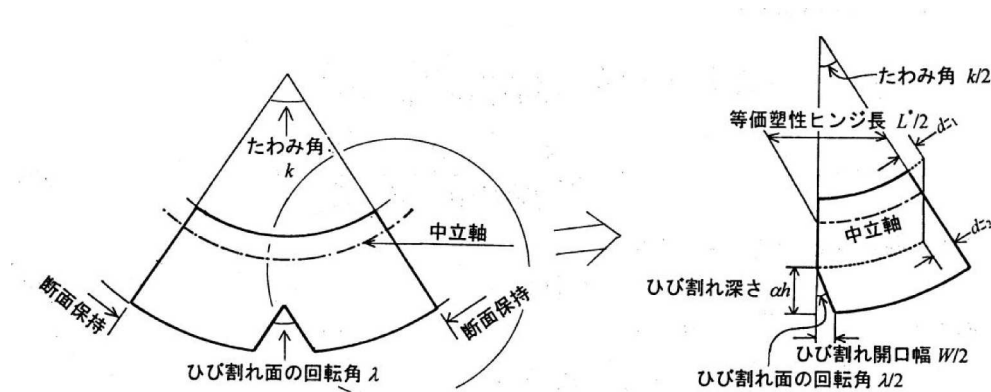


図 3.3.4 等価塑性ヒンジ長の概念<sup>11)</sup>

$$k_m = \frac{M}{\lambda} = \frac{\int_{\frac{h}{2} + \alpha h + C}^{\frac{h}{2}} \sigma_c'(y) \cdot y \cdot b \cdot dy}{\varepsilon'_{cm} + \varepsilon_t} - \frac{f_t \cdot (1 - \alpha) \cdot h \cdot \varepsilon_t \cdot \left( \alpha h - \frac{h}{2} + \frac{C}{3} \right) \cdot b}{2} \quad (3.1)$$

ここに、 $k_m$ ：回転ばね、

$M$ ：曲げモーメント

$\lambda$ ：部材の回転角

$f_t$ ：引張強度

$\varepsilon'_{cm}$ ：圧縮縁におけるひずみ量

$\varepsilon_t$ ：引張強度におけるひずみ量

$\sigma_c'(y)$ ：図心からの距離  $y$  における応力

$\alpha$ ：部材高さに対するひび割れ深さの割合

$C$ ：引張応力が作用している部材高さ

$b$ ：部材幅

$h$ ：部材高さ

式(3.1)中、未知な値は部材高さに対するひび割れ深さの割合  $\alpha$  のみである。曲げ引張ひび割れ発生後にこの  $\alpha$  の値を仮定し、回転ばねおよび断面力（モーメント、軸力）を求める。応力経路③をたどる部材は純圧縮部材であり、ひび割れ発生線に発生した時点で部材が圧壊する。モデル上は、応力経路が①を通る場合には部材要素の剛性を低下させることにより、応力経路が②を通る場合にはその節点を回転ばねに置換することにより表現した。

層間目地の照査は、設定した許容せん断力と節点に発生したせん断力との比較を行い、許容値以上であればひび割れが発生したと判定する。

これらの照査を全ての節点，層間ばねに行い，最小の土圧で許容値を超える節点および層間ばねに対してモデルの変更を行い，再解析を繰り返す．なお，部材が圧壊する場合はその時点で解析を終了し，そのときの解析結果を重ね合わせた（足し合わせた）ものを構造耐力とする．

### (3) 実験結果のシミュレーションにおける解析条件

入力物性値は，各層の梁はれんがのヤング係数とし，梁と梁の間の目地材のうち半径方向のばねについては，目地材のヤング係数，ポアソン比，目地厚さおよび節点の受け持ち範囲より算出した値とした．目地材の周方向ばね（せん断ばね）算出に使用したせん断応力-ひずみの関係を図 3.3.5 に示す．

そして，各段階における覆工部材は線形弾性体として設定し，M-N ノモグラムの算定にあたっては，別途実施した圧縮試験より，れんがのひずみ軟化を  $4,000 \mu$  からとし，圧壊は  $6,000 \mu$  とした．れんがの応力-ひずみ関係を図 3.3.6 に示す．

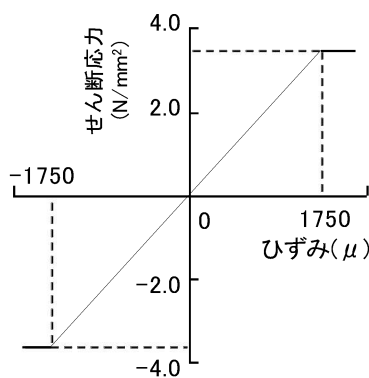


図 3.3.5 目地材のせん断応力-ひずみ関係

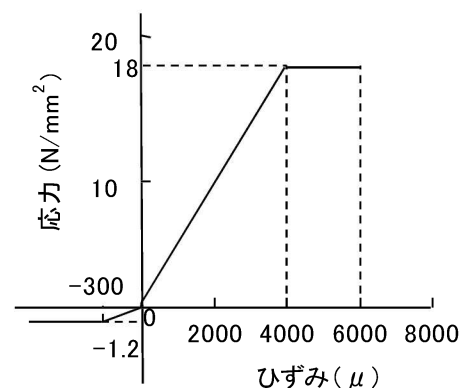


図 3.3.6 れんがの応力-ひずみ関係

### (4) 検討手順

検討は，まず，コンクリート供試体のひび割れ発生前の実験結果を用いて，線形計算により脚部条件を確認した．これは，载荷に伴いアバットが僅かながら水平に変位したためである．そして，回転ばねを用いたひび割れ進展解析と従来のピンに置換するひび割れ進展解析の比較を行い，その妥当性の検証を行った．

次に，重ね梁モデルのひび割れ進展解析を用いて，れんが覆工の基本ケースであるケース 2（れんが 2 層）の実験結果と解析結果を比較した．

最後に，本解析手法を用いて欠陥等が評価できるか検討するために，欠陥を模擬したケース 4～ケース 6 の実験結果と解析値を比較した．

### (5) 重ね梁モデルの妥当性の検討

ケース 2（れんが 2 層）については、前述したように重ね梁モデルを用いることを原則とする。ここでは、基本ケースであるケース 2（れんが 2 層）の実験結果を剛性一様モデルと重ね梁モデルとのシミュレーション解析結果を比較することにより、重ね梁モデルの妥当性を検証した。

図 3.2.20 に示したケース 2（れんが 2 層）のひび割れ進展状況を図 3.3.7 に示す。解析によるひび割れ発生位置は、曲げ引張ひび割れと圧縮破壊についてはどちらの解析においても、ある程度一致している。

しかし、図 3.3.8 に示す荷重と天端沈下量との関係（以後、「荷重－変位曲線」と記す）においては、剛性一様の梁でモデル化した場合、実験値との乖離が大きくなるのに対し、重ね梁でモデル化した場合は実験値とよく一致している。また、最大荷重についても、剛性一様モデルでは実験値より 1.5 倍ほど大きな値となっているのに対し、重ね梁モデルでは 15 % 程度の差となっている。これは、重ね梁モデルが層間ひび割れを模擬できているものと考えられる。

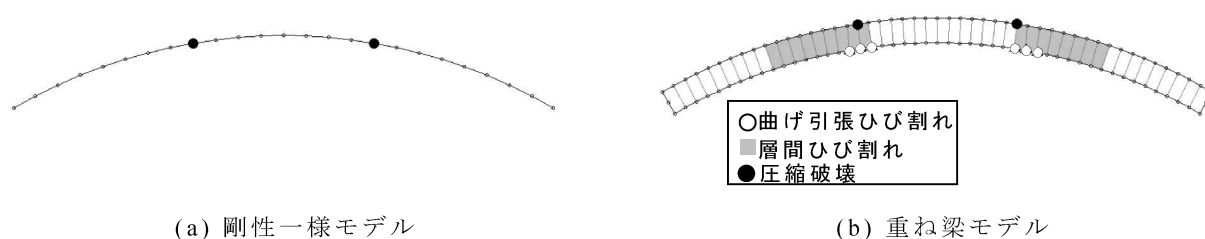


図 3.3.7 圧縮破壊発生時のひび割れ状況

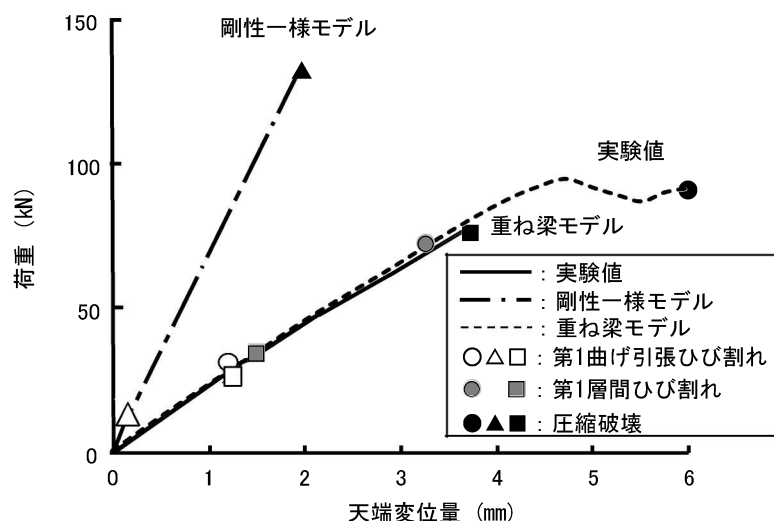


図 3.3.8 荷重と天端沈下量との関係における実験値と解析値との比較（れんが 2 層）

### (6) 欠陥に対する検討

重ね梁モデルを用いたひび割れ進展解析を適用し、欠陥等を有する実験ケース（ケース 4，ケース 5，ケース 6）について検討を実施した。

#### a) ケース 4 (目地やせ)

下側半分の目地やせの状態は，1層目の剛性を低下させることで表現した．荷重－変位曲線を図 3.3.9 に示す．解析の方が若干，実験値よりも大きい傾向となっているが，ほぼシミュレートできている．特に最初の曲げ引張ひび割れ発生時の荷重は非常によく表現できており，また，圧縮破壊発生時の荷重も約 1 割の相違に収まっている．ひび割れ発生順序については，実験において層間ひび割れと圧縮破壊が同時に発生しているため，大きく異なる結果となった．

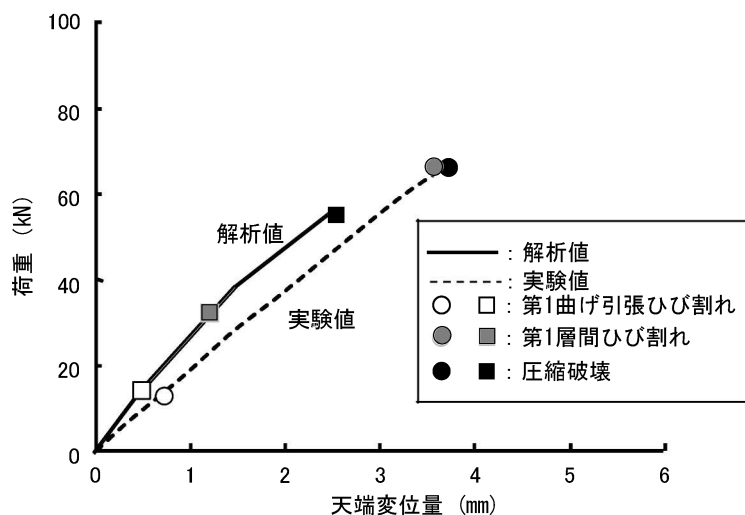


図 3.3.9 荷重と天端沈下量との関係における実験値と解析値との比較 (目地やせ)

#### b) ケース 5 (目地低強度)

ケース 5 (目地低強度) における荷重－変位曲線を図 3.3.10 に示す．実験は 3 mm を超えた辺りから傾きが小さくなり，約 6 mm で圧縮破壊するのに対し，解析は 4 mm 弱で圧縮破壊に至っているが，非常によくシミュレートできている．ひび割れ発生順序も実験と同じであり，特に，最初の曲げ引張ひび割れ発生時および圧縮破壊地の荷重はほぼ一致している．

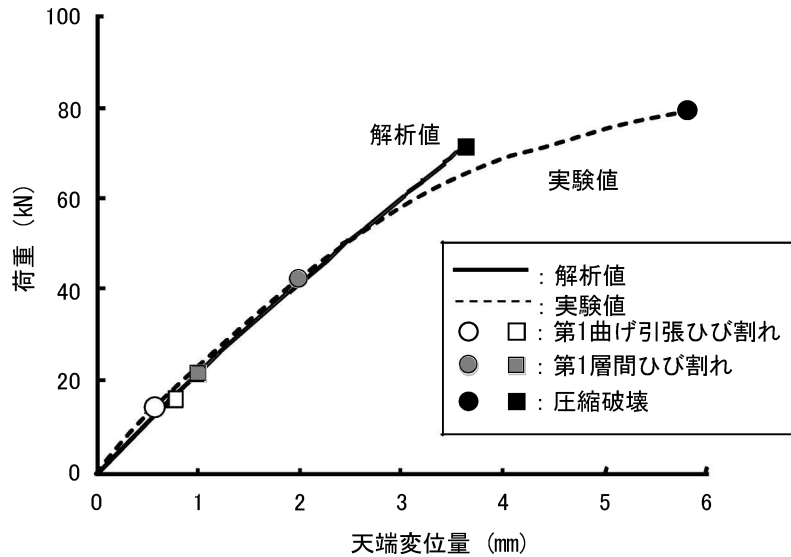


図 3.3.10 荷重と天端沈下量との関係における  
実験値と解析値との比較（目地低強度）

c) ケース 6（断面欠損）

クラウン部のれんが下側 3 つが欠落しているケース 6（断面欠損）の荷重－変位曲線を図 3.3.11 に示す。解析において、層間ひび割れ発生以降、解析値は実験値を下回るが、ほぼシミュレートできていると言える。また、ひび割れ発生順序は実験と同じであり、特に、最初の曲げ引張ひび割れ発生時の荷重は非常によく表現できており、また、圧縮破壊発生時の荷重も約 25% の相違であった。

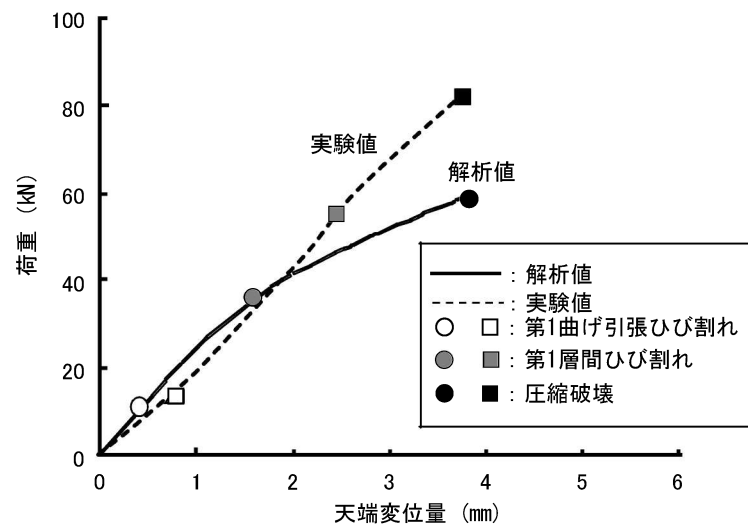


図 3.3.11 荷重と天端沈下量との関係における  
実験値と解析値との比較（断面欠損）

## (7) 考 察

以上の結果より，重ね梁モデルを用いることで，目地を有するれんが積層構造のアーチに対し，変状を有している場合も含めて，構造耐力を実務上問題のない精度で算出可能であることが分かった。

特に，最初の曲げ引張ひび割れ発生時の荷重はいずれのケースにおいても非常によく合致しており，圧縮破壊発生時の荷重についても，比較的よい一致を見ている．層間ひび割れの発生については，乖離が生じてしまっているが，この一因として，層間ひび割れの場合，供試体表面に変状が現れないとひび割れを確認できないことが考えられる．

### 3.3.2 ハイブリッド型ペナルティ法（HPM）による解析

#### (1) 解析手法

用いた解析手法は，ハイブリッド型の仮想仕事の原理を基礎にペナルティ法概念を応用したハイブリッド型ペナルティ法による2次元非線形解析である<sup>12)</sup>．以下に概要を示す．

弾性問題における基礎方程式は次の式で表される．

$$B^t \sigma + f = 0 \quad (3.2)$$

ここに， $\sigma$ ：応力ベクトル

$f$ ：物体力

$B$ ：微分作用素

式(3.2)に幾何学的境界条件を満たす仮想変位 $\delta u$ を乗じて領域 $\Omega$ について積分し，ガウスの発散定理を用いると，次式のような領域 $\Omega$ に関する仮想仕事の原理式を得ることができる．

$$\iint_{\Omega} [B \delta u]^t \sigma d\Omega - \iint_{\Omega} \delta u^t f d\Omega - \int_{\Gamma_{\sigma}} \delta u^t \bar{T} d\Gamma = 0 \quad (3.3)$$

ここに，領域 $\Omega$ は閉境界 $\Gamma$ で囲まれた $M$ 個の部分領域 $\Omega^{(e)}$ から構成される．このとき，式(3.3)は各部分領域の和として表わすことができる．この部分領域の境界にLagrangeの未定乗数法を用いて付帯条件を課すと以下の式を得ることができる<sup>13)</sup>．

$$\sum_{e=1}^M \left( \iint_{\Omega^{(e)}} [L \delta u]^t \sigma d\Omega - \iint_{\Omega^{(e)}} \delta u^t f d\Omega - \int_{\Gamma_t} \delta u^t \bar{T} d\Gamma \right) - \sum_{s=1}^N \left( \delta \int_{\Gamma_{(s)}} \lambda^t (\hat{u}^{(a)} - \hat{u}^{(b)}) d\Gamma \right) = 0 \quad (3.4)$$

ただし， $N$ は隣接する2つの要素境界辺の数，上付き $(a)$ ， $(b)$ は境界を構成する部分領域に関する物理量を表す．Lagrangeの未定乗数 $\lambda$ は，部分領域間の境界 $\Gamma_{\langle ab \rangle}$ 上の表面力を意味している．式(3.4)がHPMの基本の式となる．

HPMでは，部分領域 $\Omega^{(e)}$ 内の任意点における剛体変位，剛体回転 $d^{(e)}$ に加え，直接，ひずみ $\varepsilon^{(e)}$ やその勾配を自由度として扱い，部分領域ごとに独立に設定する．この変位場は自由度を要素頂点にも設定するような従来の変位型FEMの要素とは異なり，頂点において変位を共有しない．すなわち，頂点は領域形状を認識するために



用いるが，従来の変位型FEMのように形状関数に支配されない．このような変位場の関係を式(3.4)に対して代入することによって次の離散化方程式を得ることができる<sup>13)</sup>．

$$KU = P \quad (3.5)$$

ただし， $K$  および  $P$  は式(3.6)に示す通りである．

$$K = \sum_{e=1}^M K^{(e)} + \sum_{s=1}^N K_{<s>} , \quad P = \sum_{e=1}^M P^{(e)} \quad (3.6)$$

ここに， $K^{(e)}$  : 要素剛性マトリクス

$K_{<s>}$  : 要素境界における剛性マトリクス

$U$  : 変位ベクトル

$P$  : 荷重項

## (2) 解析条件

解析モデルは，れんが，端部の鋼製プレート，れんがおよび鋼製プレート間のモルタルは面要素で，目地はばね要素でモデル化した．入力物性値については，れんがおよび目地モルタルについては，各材料の一軸圧縮試験等で得られた値を，鋼製プレートについては鋼の一般的な値を用いた．破壊の判定は，れんがが von Mises の降伏条件を，目地材が Mohr-Coulomb の降伏条件を用いた<sup>14)</sup>．解析モデルを図 3.3.12 に，入力物性値を表 3.3.1 に示す．

荷重は実験と同様，荷重点に強制変位を与えている．

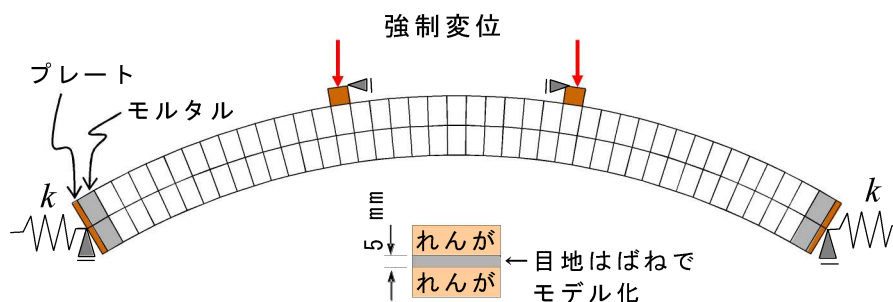


図 3.3.12 解析モデル

表 3.3.1 入力物性値

部 材	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断強度 or 降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
れんが	$5.1 \times 10^3$	0.11	4.5	17.6	1.2
目地モルタル	$7.8 \times 10^3$	0.21	4.7	7.9	1.7
プレート	$2.0 \times 10^6$	0.30	-	-	-
目地材	$7.8 \times 10^3$	0	0.3	7.9	0.3

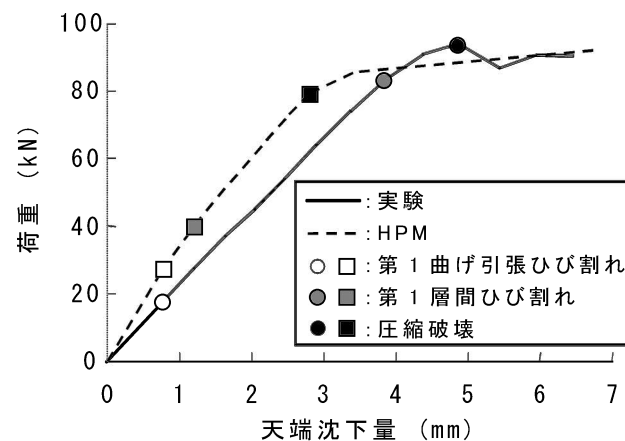
脚部アバットの境界条件は，骨組み解析と同様，**図 3.3.12**にあるように両端水平方向はばね支持とし，ばね定数  $k$  はアバットに作用する荷重と変位の関係から得られた値を入力値 ( $k=200\text{kN/mm}$ ) としている。

### (3) 解析結果

荷重－変位曲線およびひび割れ進展状況を**図 3.3.13**および**図 3.3.14**に示す。

荷重－変位曲線について見ると，初期の傾きは解析の方が若干大きくなっているものの，実験，解析ともに，約  $80\text{ kN}$  で傾きが小さくなってきており，傾向は良い一致を見た。

ひび割れ進展状況については，**図 3.2.21**で示した実験と同様，① 載荷点下の曲げ引張ひび割れ，② 層間目地のひび割れ，③ 載荷点近傍からアーチ脚部へ向けてのつね破壊という順序で進展しており，実験をほぼ再現できている。しかしながら，層間目地のひび割れの発生時期については，実験と解析との間に乖離があり，表現しきれていない。



**図 3.3.13** 荷重と天端沈下量との関係における実験値と解析値との比較

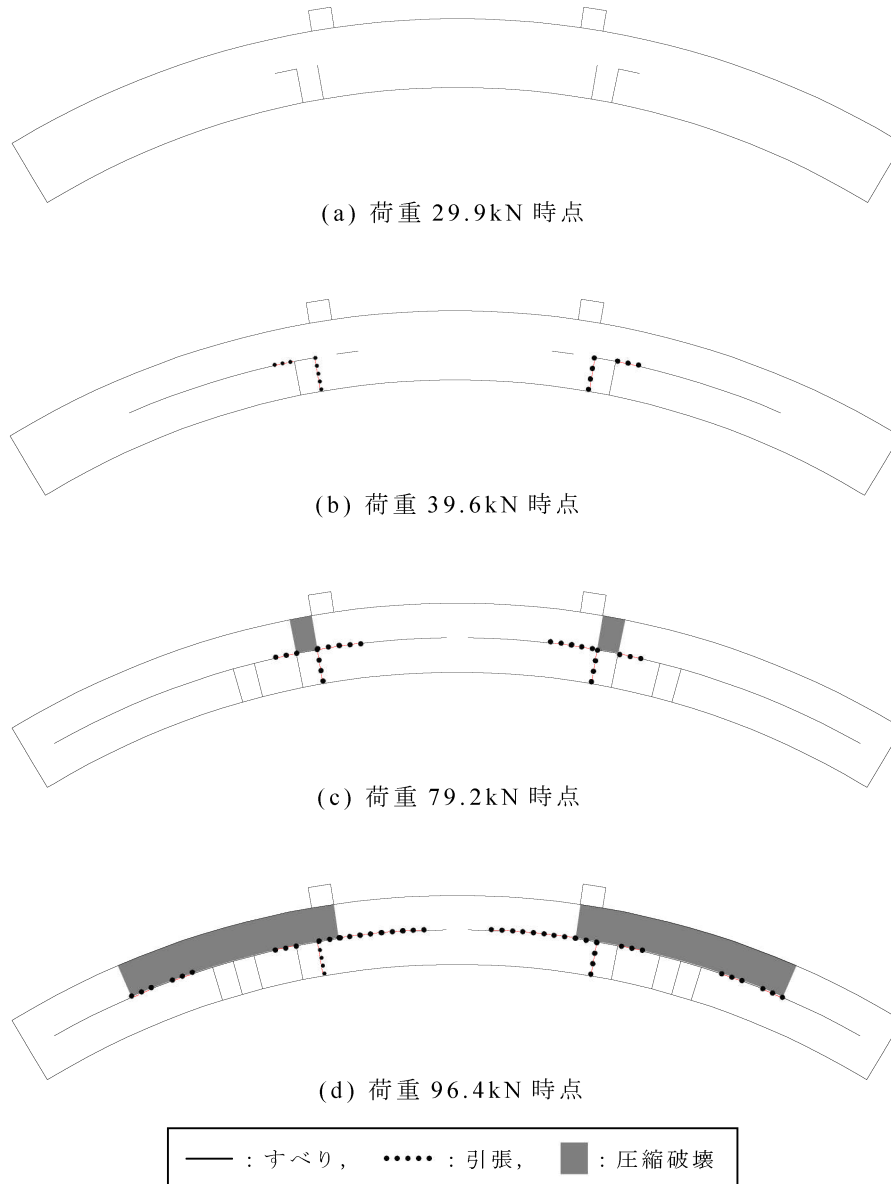


図 3.3.14 HPM 解析におけるひび割れ進展状況

### 3.3.3 引張および圧縮軟化を考慮した有限要素法 (FEM) による解析

#### (1) 解析手法

野城らは、引張および圧縮軟化を考慮した有限要素法 (FEM) により、無筋コンクリート覆工の力学挙動を精度よくシミュレートできることを確認している。まず、その手法の概要について述べる<sup>15)</sup>。

一軸引張を受けるコンクリートの場合の応力-変位の関係<sup>16)</sup>を図 3.3.15 に示す。図のピーク以降の曲線がひずみ軟化現象を示している。ひずみ軟化は、コンクリートが均質でないため破壊が一つの面で生じずにある幅を持って進行するために生じるものと考えられている。

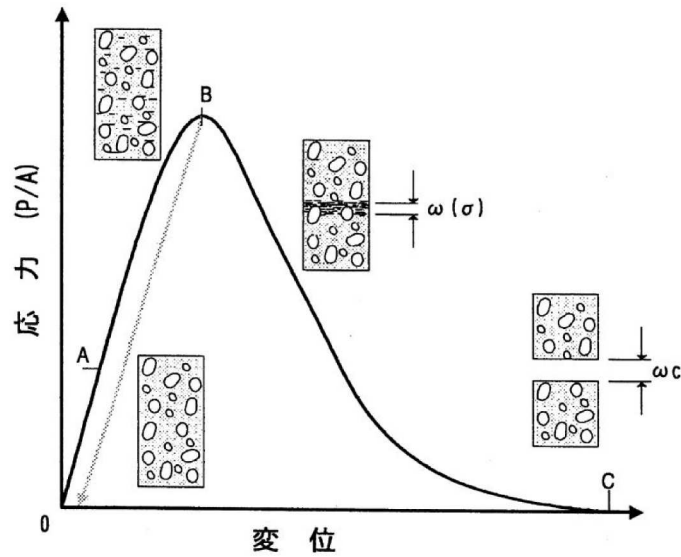


図 3.3.15 コンクリートの引張破壊<sup>16)</sup>

無筋コンクリートは鉄筋がなく深く幅の広いひび割れが発生しうるため、その限界状態を検討するには、ひび割れも解析上表現する必要がある。ひずみ軟化のモデルとしては、図 3.3.16 に示すようないくつかのモデルが提案されている<sup>17)</sup>が、図 3.3.16(c)のモデルを参考に、軟化領域を指数関数で定式化する文献<sup>18)</sup>で適用したモデル化を用いている。すなわち、引張破壊後のコンクリートは、図 3.3.17 に示すように、ひび割れ発生時の応力を  $\sigma_{cr}$ 、ひび割れ発生時のひずみを  $\varepsilon_{cr}$ 、引張軟化係数を  $\alpha$  として、指数関数により軟化するものとし、载荷により主応力方向が回転すれば、ひび割れ方向も回転させる。

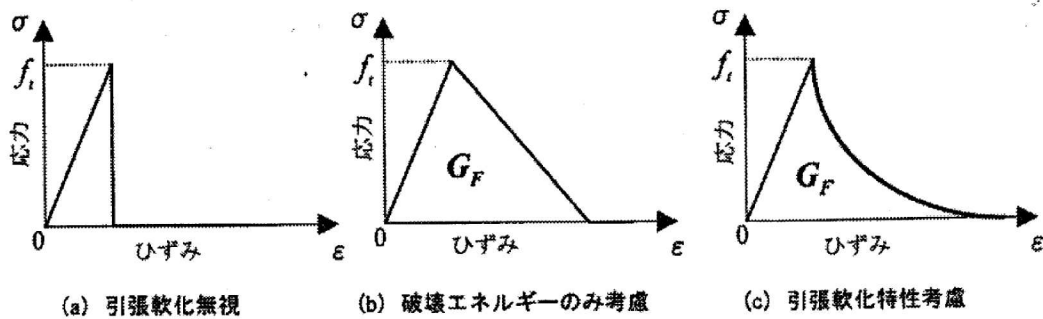


図 3.3.16 引張応力下のコンクリートの応力～ひずみのモデル化<sup>17)</sup>

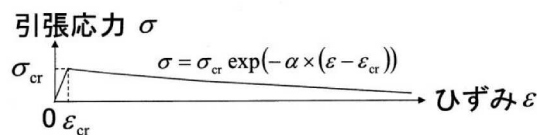


図 3.3.17 引張軟化特性<sup>15)</sup>

一方の圧縮についてであるが、一軸圧縮を受ける場合についても引張の場合と同様にひずみ軟化が見られる。一軸圧縮を受けるコンクリートの応力～変位関係<sup>19)</sup>を図 3.3.18 に示す。通常の FEM 解析では圧縮破壊後のコンクリートの応力を期待せず圧縮破壊をもって解析を終了することが多いが、実際は図 3.3.18 に示されるように圧縮破壊後も相応の応力を有しており、ひずみ空間での構成則としては、図 3.3.19 に示されるようなモデルが提案されている<sup>17)</sup>。これらの中で、野城らは、図 3.3.19 (b) のモデルを参考に、圧縮強度を  $\sigma_{cr}'$ 、軟化開始時のひずみを  $\varepsilon_s'$ 、圧縮軟化係数を  $\beta$  として、指数関数により軟化するとした図 3.3.20 に示す圧縮軟化特性を適用した。

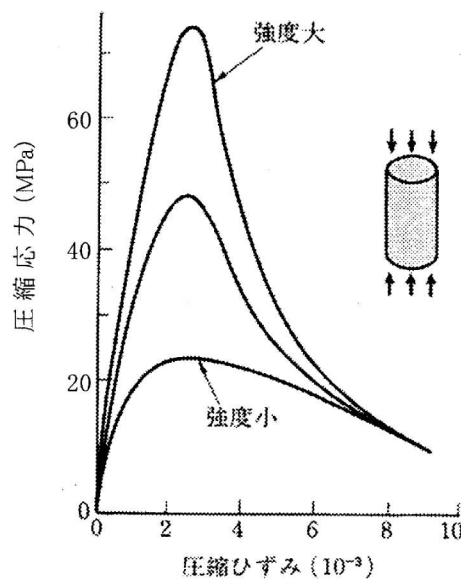


図 3.3.18 コンクリートの応力～ひずみ曲線の例<sup>18)</sup>

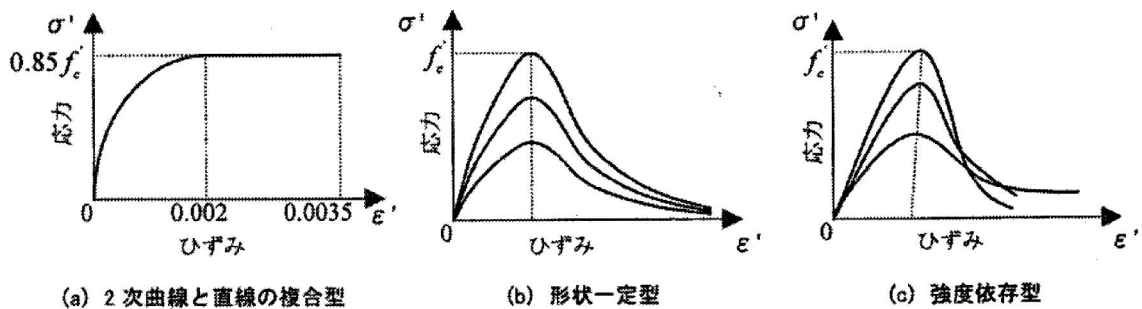


図 3.3.19 圧縮応力下のコンクリートの応力～ひずみのモデル化<sup>17)</sup>

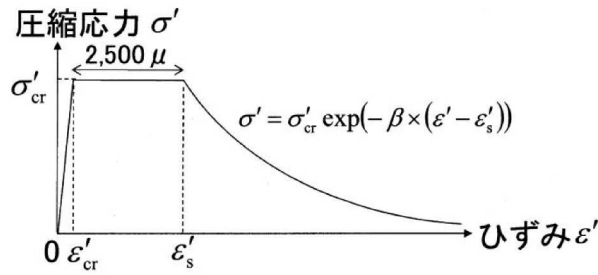


図 3.3.20 圧縮軟化特性<sup>17)</sup>

そして、過去に行った新幹線標準断面の縮尺 1/5 大型トンネル覆工模型載荷実験のシミュレーション解析を行うことにより、本手法の適用性の妥当性が確認されている。

## (2) 解析条件

解析モデルを図 3.3.21 に示す。

モデル化した範囲は覆工模型，両脚部および載荷部の鋼製プレート，それらプレートと覆工模型の間の無収縮モルタルであり，2次元平面ひずみ要素（4節点4角形要素および3節点3角形要素）によりモデル化している。載荷方法およびアバットの境界条件は，HPM 解析と同様である。すなわち，載荷は載荷点に強制変位として与え，アバットはばね値  $k=200\text{kN/mm}$  のばね要素によりモデル化した。

次に，入力物性値を表 3.3.2 に示す。入力物性値のうち，れんがおよび目地モルタルの圧縮強度およびヤング係数は，一軸圧縮試験結果による実測値を用いた。軟化係数については，モルタルやれんがに対する値は提案されておらず，以下のとおりとした。すなわち，目地モルタルの軟化係数  $\alpha$  および  $\beta$  については，物性がコンクリートに近いことからコンクリートで一般的に用いられる値  $\alpha=200$ <sup>18)</sup>， $\beta=260$ <sup>20)</sup>，圧縮軟化開始時の塑性ひずみ  $2,500\ \mu$  を適用した。一方のれんがについては，参考となる値が全くないが，引張については強度が小さく感度が鈍いため， $\alpha$  はコンクリートの値を準用し， $\beta$  についてはトライアル解析により 2 と定めた。

なお，解析コードは MARC である。

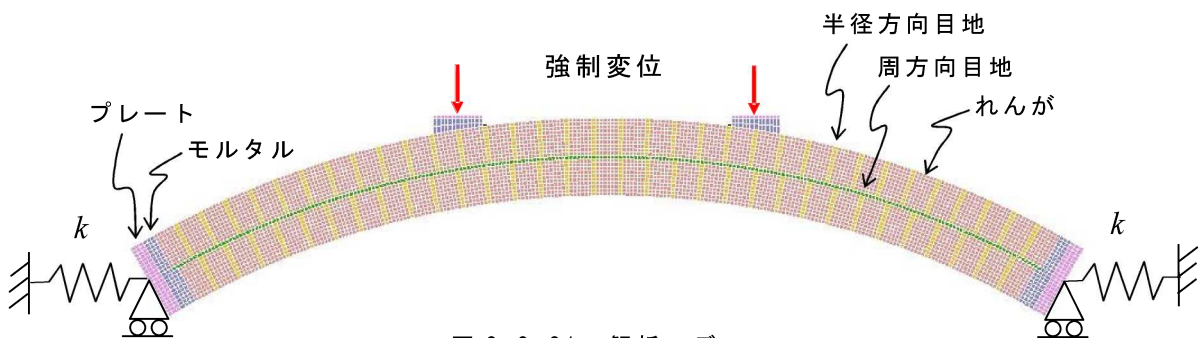


図 3.3.21 解析モデル

表 3.3.2 入力物性値

	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	軟化係数	
					$\alpha$	$\beta$
れんが	$5.1 \times 10^3$	0.11	17.6	1.16	200	2
目地 モルタル	$7.8 \times 10^3$	0.17	7.91	0.30	200	260
プレート	$2.0 \times 10^6$	0.30	—	—	—	—

(3) 解析結果

荷重－変位の関係を前項で述べた HPM の結果も併せて図 3.3.22 に示す。

初期の傾きは HPM よりさらに大きくなっているが，ピーク荷重，軟化後の挙動は比較的良好に表現できている。

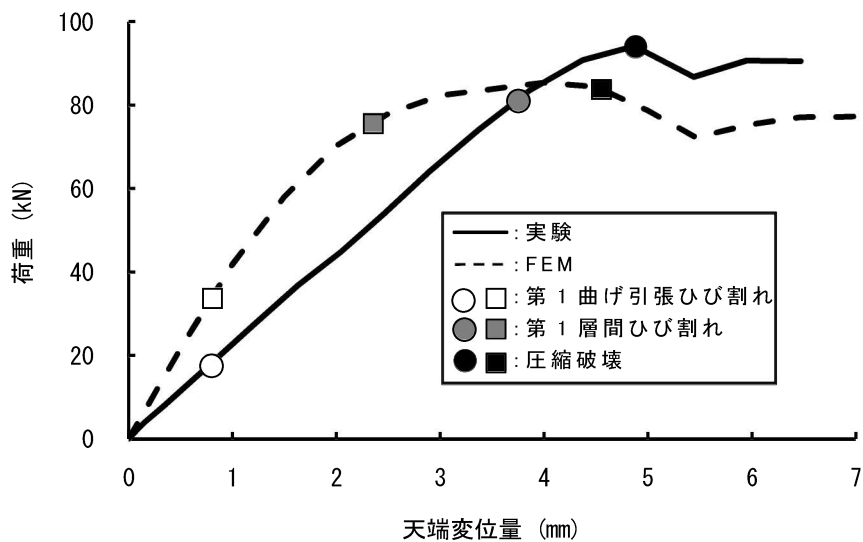


図 3.3.22 荷重と天端沈下量との関係

次に，ひび割れの進展状況（ひずみ分布の進展状況）を図 3.3.23 に示す。

ひずみについては von Mises 相当ひずみ（以降，「VM ひずみ」と記す）で示す。VM ひずみは，式(3.7)で示され，2次元では，式(3.8)となる。

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{2} \{ (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \}} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{1}{2} \{ \varepsilon_1^2 + \varepsilon_3^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \}} \quad (3.8)$$

ここに、 $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$ 、 $\varepsilon_3$ ：最大、中間、最小主ひずみ（のびが正）

天端沈下量 2mm の時点では、載荷点直下の目地部に 1% を超える VM ひずみが発生しており、引張ひび割れの発生を確認できる。天端沈下量 4mm の時点では、層間の目地部に VM ひずみが 2% に達する部分が出てきており、天端沈下量 8mm では、載荷点と脚部近くの下縁にかけてほぼ 2% を超える VM ひずみが発生しており、破壊している。この結果は、実験結果におけるイベントを適切に再現できているものと考えられる。

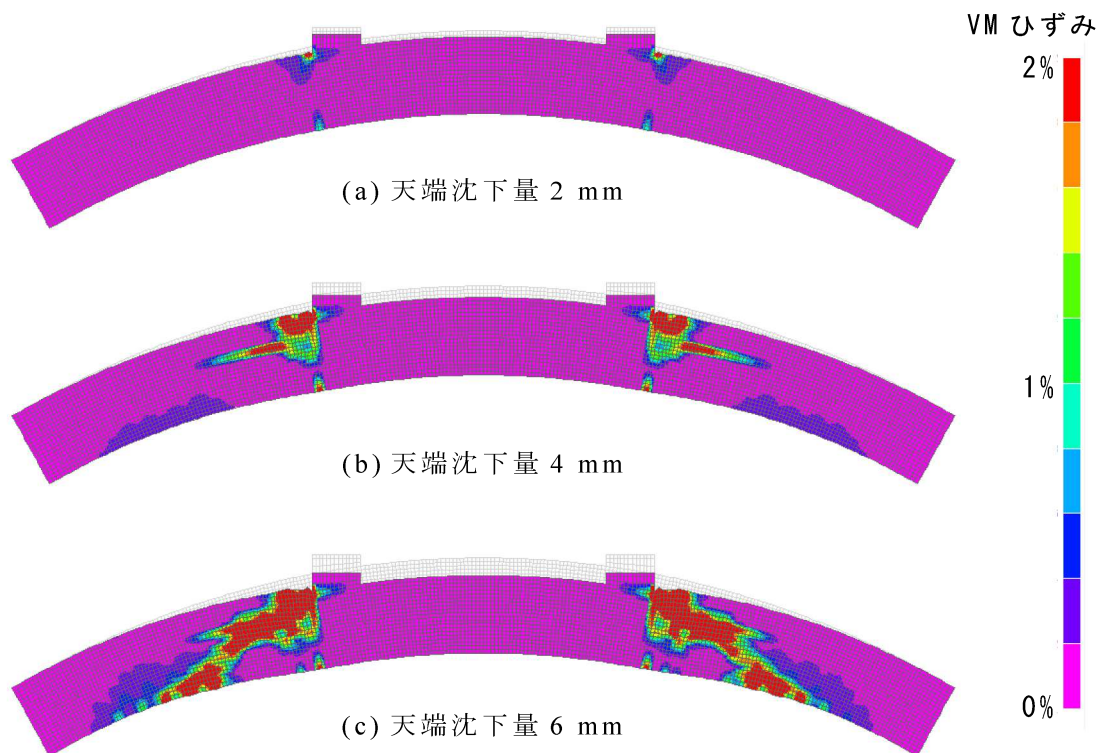


図 3.3.23 ひずみ分布

### 3.3.4 各解析手法の適用性に対する考察

以上、れんが積み覆工アーチ部模型実験のシミュレーション解析手法として、梁-ばねモデルによる骨組み解析、ハイブリッド型ペナルティ法による解析、引張および圧縮破壊後の軟化を考慮した有限要素法解析を用いたが、ここでそれらの適用性を考察する。3手法ともに、荷重-変位の関係、ひび割れの進展状況といった力学挙動を工学的に問題のない範囲で精度よく表現できていたが、長所および現状での短所を整理すると、以下のとおりとなる。



骨組み解析は、モデル化が簡便で計算時間も短くて済むが、圧ざ以降の挙動の追うことは難しい。ハイブリッド型ペナルティ法による解析は、圧ざ以降の挙動を追うことが可能であり計算時間も短いですが、現時点では3次元問題を解くことができない。ひずみ軟化を考慮した有限要素法では、圧ざ以降の挙動を追うことができ、また、3次元問題も解くことが可能であるが、上記2手法に比べ、モデル化が複雑で、解析時間も若干多く要する。

### 3.4 実トンネルに対するパラメータスタディ

3.3.1で確立した梁-ばねモデルによる骨組み解析手法を用いて、実物大のれんが積みトンネルの耐力に各種欠陥が及ぼす影響を評価した。対象としたトンネルは、鉄道トンネルで一般的な単線断面のれんが積み覆工とした。対象としたトンネルの断面形状および寸法を図3.4.1に示す。

着目した欠陥は、変状事例の中で多いa) 断面欠損、b) 背面空洞とし、c) 荷重が作用する範囲についても検討を実施した。

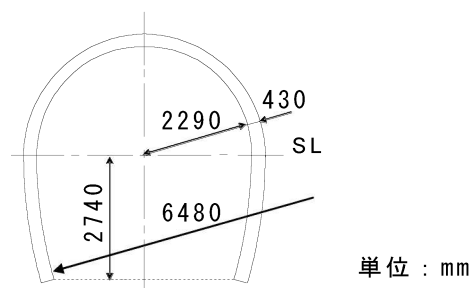


図 3.4.1 対象トンネルの断面形状および寸法

#### (1) 解析条件

れんがおよび目地材の物性は、3.3.1で用いたものと同じとした。

荷重は、解析モデルに対しa)～c)の条件で鉛直土圧（分布荷重） $q$ に対して、地盤反力の代わりに側方土圧係数 $\lambda$ が0.1となる水平土圧を作用させ、側方土圧係数 $\lambda$ を一定として、鉛直および水平土圧を徐々に増加させていく。そして、ある部材が圧縮破壊に到達した時点で解析を終了する。

側方土圧係数 $\lambda$ は、写真3.4.1に示す単線断面の小型トンネル覆工模型の鉛直載荷実験<sup>3)</sup>の結果、載荷荷重とスプリングラインに最も近い位置の載荷板（図3.4.2中下から2番目）の反力との比が、ひび割れ発生前の弾性範囲内ではおよそ0.1であったため $\lambda$ を0.1とした。

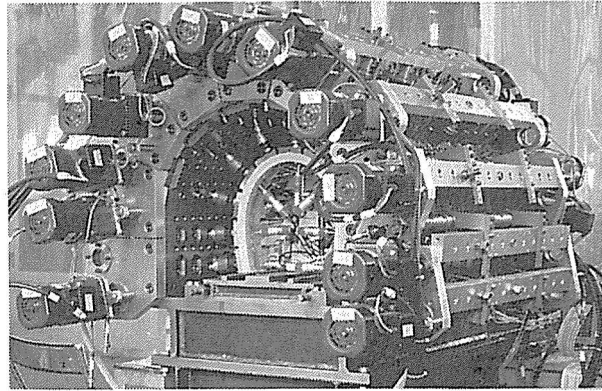


写真3.4.1 単線断面の小型トンネル覆工模型載荷実験装置<sup>3)</sup>

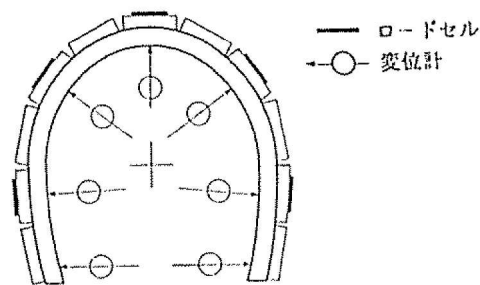


図3.4.2 単線断面の小型トンネル覆工模型載荷実験における計測位置<sup>3)</sup>

## (2) 解析ケースおよび結果

### a) 断面欠損の層数

アーチ部 25°の層数を4層(健全)から1層(断面欠損数3層)まで変化させ、断面欠損の影響を評価した。変状と荷重の概念と併せて解析ケースを表3.4.1に示す。

解析結果のうち最大荷重の比較を図3.4.3に示す。断面欠損がない場合に比べ、断面欠損が2層(半分)の場合、最大荷重が健全の場合の約半分である約1,900 kN、断面欠損が3層の場合、最大荷重が健全の場合の約1/6である約600 kNという結果であった。

これは巻厚(れんが層数)が半分以下になると、れんが覆工の耐力が1/2以下となり、断面欠損の影響が大きいことを示している。

### b) 背面空洞の範囲

背面空洞の範囲をパラメータにれんが積み覆工の耐力評価を行った。変状と荷重の概念と併せて解析ケースを表3.4.2に、最大荷重の比較を図3.4.4に示す。

背面空洞がない場合に比べ、背面空洞がある場合では、空洞範囲30°の場合で最大荷重が約1,500 kN、空洞範囲が60°の場合で最大荷重が約800 kN、載荷範囲が90°の場合で最大荷重が約600 kNであった。

これは、背面空洞の存在がれんが積み覆工トンネルの耐力に大きな影響を及ぼすことを示している。なお、背面空洞が  $60^\circ$  のケースと  $90^\circ$  のケースでは差が  $25\%$  程度と小さくなっているが、背面空洞範囲が大きくなるにつれ、側方土圧が主体的となるためと考える。

c) 荷重が作用する範囲

鉛直荷重が作用する範囲をパラメータにれんが積み覆工の耐力評価を行った。変状と荷重の概念と併せて解析ケースを表 3.4.3 に、最大荷重の比較を図 3.4.5 に示す。

載荷範囲が  $180^\circ$  (全周) の場合、最大荷重は約  $4,000\text{ kN}$  であった。載荷範囲が  $60^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $0^\circ$  と小さくなるに従い、最大荷重は約  $2,000\text{ kN}$ , 約  $1,000\text{ kN}$ , 約  $200\text{ kN}$  と小さくなった。

これは、背面空洞、巻厚不足といった構造的な欠陥がない条件での結果であり、れんが積み覆工トンネルが集中荷重に対し極端に弱い構造であることを示している。

表 3.4.1 解析ケース (断面欠損の層数)

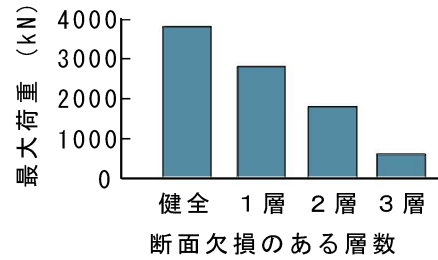
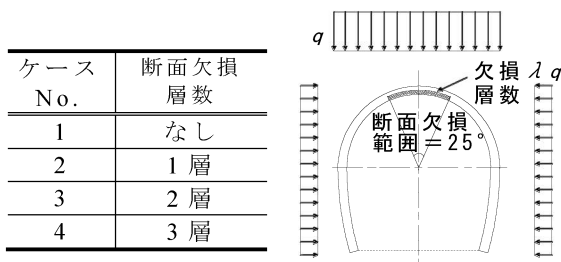


図 3.4.3 解析結果 (断面欠損の総数)

表 3.4.2 解析ケース (背面空洞の範囲)

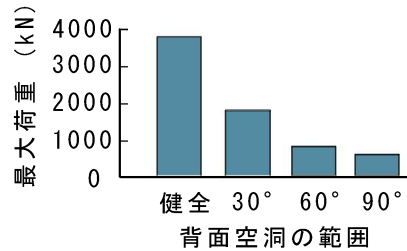
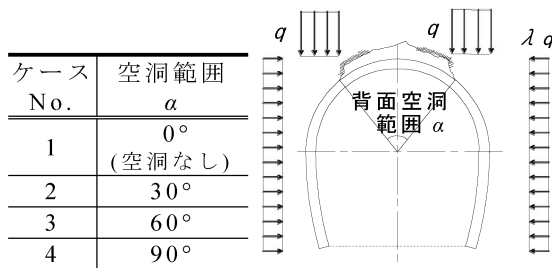


図 3.4.4 解析結果 (背面空洞の範囲)

表 3.4.3 解析ケース (荷重が作用する範囲)

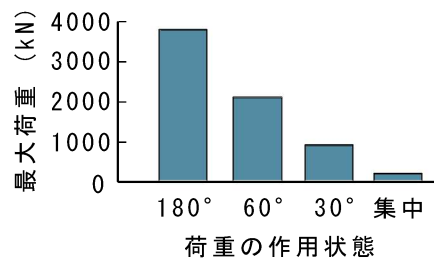
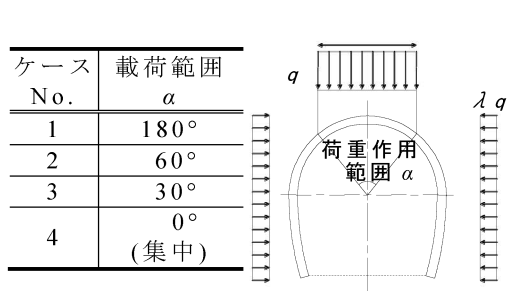


図 3.4.5 解析結果 (荷重が作用する範囲)

### 3.5 結 言

本章では、ブロック積み覆工トンネルの力学挙動の把握、その力学挙動を評価しうるシミュレーション手法の確立および実トンネルの力学挙動評価を目的として、ブロック積み覆工モデルによる載荷実験と数値解析によるシミュレーションを実施した。得られた結論は以下のとおりである。

- (1) ブロック積み覆工の模型載荷実験を行い、ブロックと目地からなる組積構造の覆工の力学特性を明らかにした。すなわち、ブロック積み覆工は、覆工およびその周辺地山が健全であれば、耐力的に無筋コンクリート覆工と大きな差異はない。そして、特に、縮尺1/30トンネル覆工模型載荷実験において無筋コンクリート覆工で確認された、曲げ引張ひび割れ発生時の急激な荷重の低下は、ブロック積み覆工では見られず、非常に延性的挙動を示す構造と言える。しかしながら、背面空洞等の欠陥が存在すると、ブロック積み覆工トンネルの力学特性および変形性能は極端に小さくなり、欠陥の存在はブロック積み覆工トンネルにおいて致命的となる場合があることを示唆している。
  
- (2) 実験結果のシミュレーション解析においては、梁-ばねモデルによる骨組み解析、ハイブリッド型ペナルティ法（HPM）解析および圧縮、引張破壊後の軟化を考慮した有限要素法（FEM）解析の適用性を検討した。その結果、いずれの手法でも、荷重-変位の関係やひび割れの進展状況といった力学挙動を工学的に問題のない範囲で精度よく表現できることを把握した。しかし、それぞれ特徴があるので、現状での長所および短所を以下に示す。
  - ・骨組み解析は、モデル化が簡便で計算時間も短くて済むが、圧ざ以降の挙動の追うことは難しい。
  - ・ハイブリッド型ペナルティ法による解析は、圧ざ以降の挙動を追うことが可能であり、計算時間も短い。現状では3次元問題を扱うことが困難である。
  - ・ひずみ軟化を考慮した有限要素法では、圧ざ以降の挙動を追うことができ、また、3次元問題も解くことが可能であるが、上記2手法に比べ、モデル化が複雑で、解析時間も若干多く要する。

### 参考文献（第3章）

- 1) 斎藤徹, 白井慶治, 飯塚全, 高木盛男, 土屋敬, 岩井徳雄: 模型実験によるトンネル覆工の耐力に関する研究, 鉄道技術研究報告, 第 779 号, 1971.
- 2) 今田徹, 他: トンネル覆工の強度に関する実験報告(1), 土木研究所資料第 921 号, 1974, : 同(2), 第 922 号, 1974, : 同(3), 第 991 号, 1975, : 同(4), 第 1100 号, 1976.
- 3) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 493 号 / III-27, pp.79-88, 1994.
- 4) 朝倉俊弘, 安東豊弘, 小俣富士夫, 若菜和之, 松浦章夫: 欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果, 土木学会論文集, 第 493 号 / III-27, pp.89-98, 1994.
- 5) 朝倉俊弘: 山岳トンネルの変状メカニズムとその対策に関する研究, 鉄道総研報告特別第 13 号, 1997.
- 6) 岡野法之, 津野究, 小島芳之, 朝倉俊弘: ブロック積み覆工トンネルに関する実験的研究, トンネル工学研究論文・報告集, 第 12 巻, 論文 pp.61-68, 2002.
- 7) N. Okano, Y. Kojima, K. Tsuno & T. Asakura: Experimental study on behavior of masonry lining tunnel in various ground conditions, Proceedings of the ISRM International Symposium 3<sup>rd</sup> ARMS, pp.937-940, 2004.
- 8) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安藤豊弘: トンネル覆工の力学挙動解析ー複線トンネル覆工模型実験のシミュレーション, トンネル工学研究発表会論文報告集, 第 1 巻, 1991.
- 9) 岡野法之, 仲山貴司, 津野究, 小島芳之, 西藤潤, 朝倉俊弘: れんが積み覆工トンネルの耐力評価に関する研究, 土木学会論文集 (掲載予定)
- 10) 松岡茂, 益田彰久, 松尾庄二, 柳博文: ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究, 土木学会論文集, 第 554 号 / III-37, pp.147-156, 1996.
- 11) 鉄道総合技術研究所: 変状トンネル対策工設計マニュアル, pp.197-199, 1998.
- 12) 竹内則雄, 草深守人, 武田洋, 佐藤一雄: ペナルティを用いたハイブリッド型モデルによる離散化極限解析, 土木学会構造工学論文集, 第 46 巻 / A, pp.261-270, 2000.
- 13) 竹内則雄, 大木裕久, 上林厚志, 深津守人: ハイブリッド型変位モデルにペナルティ法を適応した離散化モデルによる材料非線形解析, 日本計算工学会論文集 (Transactions of JSCES Paper No.20010002), 第 3 巻, pp.53-62, 2001.
- 14) 岡野法之, 重田佳幸, 竹内則雄, 朝倉俊弘: ブロック積み覆工トンネルの力学挙動に関する模型実験とそのシミュレーション解析, 計算工学講演会論文集, 第 15 巻, 2010.
- 15) 野城一栄, 小島芳之, 新井泰, 岡野法之, 竹村次朗: 圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集 C, 第 65 巻, 第 4 号, pp.1024-1038, 2009.
- 16) 土木学会: 2002 年版 コンクリート標準示方書 改訂資料, pp.8-11, 2002.

- 17) 土木学会：原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査マニュアル，p.100，2005.
- 18) 新井泰，有賀貴志，平野勝識，渡辺忠朋：鉄筋腐食と断面欠損による RC はりの曲げ挙動に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，第 29 卷，第 3 号，pp.169-174，2007.
- 19) 藤原忠司，長谷川寿夫，宮川豊章，河井徹：コンクリートのはなし I，p.120，技報堂出版，1993.
- 20) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，pp.38-43，2007.

## 第4章 ブロック積み覆工に適用可能な内面補強工の開発とその評価

### 4.1 緒言

トンネル覆工に外力により変状が発生した場合の対策工法の種類は多数存在するが、基本は、無筋コンクリート覆工に対しては、裏込注入、ロックボルトおよび内面補強工あるいは内巻きである。このうち、ロックボルトに着目すると、その目的は以下のようなものがある<sup>1)</sup>。

- ① 塑性圧や偏圧等の地圧による変状の進行性の抑制
- ② 覆工片の剥落の防止

①の目的は、ロックボルトが地山と一体となって地山強度の低下を防ぐことにより、変状の進行性を抑制するものであり、②は覆工片をロックボルトで地山に縫い付けることにより、覆工片の剥落を防止するものである。

②の場合、覆工がある程度広範に一体的でないとは有効に機能せず、目地を有するブロック積み覆工の場合には、その効果が限定的となる。そして、塑性圧や偏圧等の地圧の影響を受けると、ほとんどの場合で覆工片の剥落も問題となるので、ブロック積み覆工トンネルにおいては、ロックボルトの適用事例は多くない。

一方、昭和初期までに建設されていたブロック積みトンネルでは、建築限界との離隔がほとんどない場合が一般的で、内巻きは施工困難な場合が多い。したがって、ブロック積み覆工トンネルの場合、裏込注入と内面補強工が基本となると考えられる。

さらにこの両者のうち、内面補強工（「繊維シート接着」、「鋼板接着」等）<sup>2)</sup>について見ると、近年では、鋼板接着に比較して施工性がよく、内空をほとんど支障しない繊維シート接着工法の施工事例が増加している。しかし、繊維シート接着工法は接着材硬化まで剥離する恐れがあり、湧水箇所や覆工表面の不陸が大きい箇所への適用は困難である等の短所を有する。特に、ブロック積み覆工トンネルでは、覆工表面が健全な場合でも目地という不陸箇所が潜在的に存在し、変状発生箇所ではその不陸が大きくなるのが一般的である。

そこで、それら短所を克服しうる帯板（炭素繊維補強プレート等）を用いた新しい補強工法（以下、「帯板接着工法」と呼ぶ）を考案し、その補強効果を実験および数値解析により明らかにすることとした。

従来、新幹線複線標準断面を想定した縮尺1/30の小型トンネル覆工模型実験装置は、コンパクトでハンドリングが良く、種々の条件についての実験が多数実施されてきており、その実験結果は、山岳トンネルの力学挙動評価に関する研究分野において、多大な貢献を果たしてきた<sup>3),4)</sup>。しかしながら、縮尺の関係から、実験に用いる模型はモルタル製であり、内面補強工を施したケースでは実際に使用される材料をそのまま適用することは困難であった。

そこで、実際の覆工材質および補強材料が適用可能で、補強効果をより定量的に評価できる同断面の縮尺1/5の大型トンネル覆工模型載荷実験装置<sup>5)</sup>を用いて補強効果

を評価することとした。対象とした覆工材質は無筋コンクリートおよびれんが積みであり、無筋コンクリート覆工については、補強効果の違いを確認するために繊維シート接着工法も実施した。

そして、第3章で適用性が確認された有限要素法による数値解析で実験をシミュレートし、その手法を用いて実トンネルに対する補強効果を定量的に明らかにしたので、本章で述べる。

## 4.2 帯板接着工法の概要

帯板接着工法は図4.2.1に示すように、繊維補強プレート等の帯板をトンネル周方向に設置することを基本とし、必要によりネットや繊維シート等とを併用する工法であり、覆工の耐力向上には帯板が、剥落防止には帯板およびその間に設置するネットや繊維シート等が寄与するものである。

繊維シートとは異なり剛性を有する帯板を、パテ状の接着剤で覆工表面に接着する本工法は、ある程度の目地やせや不陸に対しても問題なく適用できるのが最大の長所である。そして、鋼板接着工法ほどの補強効果はないものの、繊維シート接着工法や鋼板接着工法の短所を補い、かつ、それらに比べ非常に施工性がよく、維持管理しやすいといった特徴も有する。

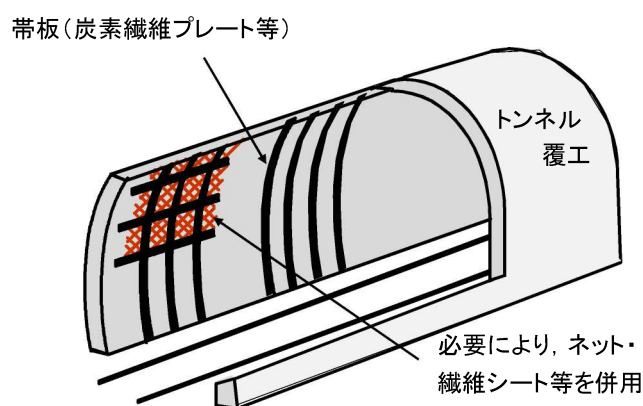


図 4.2.1 帯板接着工法の概要

## 4.3 トンネル覆工模型実験

### 4.3.1 実験概要

前節で述べた内面補強工について、大型トンネル覆工模型荷重実験装置<sup>5)</sup>を用いて、無筋コンクリート覆工およびれんが積み覆工に対する補強効果を検討した<sup>6),7)</sup>。

荷重試験に用いた大型トンネル覆工模型実験装置を図4.3.1に示す。実験装置は新幹線複線標準断面の縮尺1/5であり、反力フレーム、荷重用油圧ジャッキ、反力用油圧シリンダ等からなっている。供試体の周囲に地盤ばねを模擬した油圧シリンダ付きの



皿ばねを配置しており， 載荷用油圧ジャッキで与えた供試体の変形負荷を皿ばねの変形で受けることにより， 覆工と地盤の相互作用を模擬している． 各装置の主な仕様を以下に示す．

- ・ 載荷用油圧シリンダ
  - 最大載荷圧：500 kN（載荷板 5.6 MPa）
  - ストローク：250 mm
- ・ 反力用油圧シリンダ
  - 内径：φ125mm，ストローク：200 mm
- ・ 皿ばね
  - 寸法：外径 200 mm×内径 102 mm×厚さ 12 mm
  - ばね定数：3000 kN/m（皿ばね 20 枚/1ヶ所）

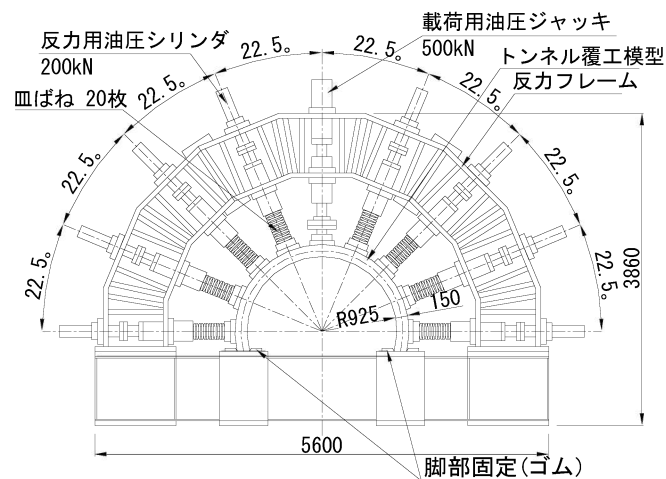


図 4.3.1 模型実験装置の概要

#### 4.3.2 実験ケース

実験は無筋コンクリート覆工の補強なし<sup>6)</sup>を基本として，覆工材質（無筋コンクリート，れんが積み），補強工法（繊維シート接着，帯板接着）とその仕様をパラメータとした表 4.3.1 に示す 8 ケースとした．覆工模型の厚さはいずれも 150 mm とし，れんが積み覆工模型は 2 層巻きとすることにより厚さを 150 mm とした．

##### (1) 無筋コンクリート

繊維シート接着工法のケースでは，構造物の補強に一般的に用いられているアラミド繊維 1 方向シート（以下，「AFS」と記す）を選定し，目付量が最少の 280 g/m<sup>2</sup> のものと 2 番目に多い 623 g/m<sup>2</sup> のものの 1/5，すなわち，56 g/m<sup>2</sup> および 125 g/m<sup>2</sup> とした．

表 4.3.1 実験ケース

ケース No.	覆工材質	補強工法	仕 様
1	無筋 コンクリート	なし	—
2		繊維シート接着	AFS 目付量 56 g/m <sup>2</sup>
3			AFS 目付量 125 g/m <sup>2</sup>
4		帯材接着	CFP 幅 4 mm・厚 1 mm×3 本
5			CFP 幅 10 mm・厚 1 mm×3 本
6			CFP 幅 4 mm・厚 1 mm×3 本 +アンカー
7	れんが	なし	—
8	積み	帯材接着	CFP 幅 4 mm・厚 1 mm×3 本

※ AFS：アラミド繊維シート  
CFP：炭素繊維プレート

帯板接着工法のケースでは，繊維プレートとして市販されている炭素繊維プレート（以下，「CFP」と記す）を選定した．市販のプレートの中で最も寸法の大きい幅 50 mm，厚さ 2 mm のものを 50 cm 間隔に配置することを標準仕様として考えているので，プレートの断面積が  $(1/5)^2 = 1/25$  の場合とプレートの接着面積が 1/5 の場合，そして，プレートの断面積が 1/25 で覆工模型周方向 300 mm ピッチにアンカーを用いた押さえを併用した場合を実施した．

## (2) れんが積み

補強しないケース<sup>6)</sup>と帯板接着工法の 2 ケースを実施した．帯板接着工法の仕様は，プレート断面積の縮尺を合わせた CFP 幅 4 mm 厚さ 1 mm×3 本のケースとした．

## 4.3.3 実験方法

実験に使用した無筋コンクリートおよびれんがの供試体の寸法を図 4.3.2 に示す．巻厚 150 mm の無筋コンクリートおよびれんが供試体は内径 925 mm で，奥行き方向は載荷板寸法と同じ 300 mm，スプリングラインからは 250 mm となっている．

無筋コンクリート覆工模型は，鋼製の型枠を用いて，両脚部からの高さが均一となるようにバイブレータで締固めながらコンクリートを打設し作製した．そして，供試体作成時に一軸圧縮試験用のテストピースを採取し，一軸圧縮強さの確認を行い，所定の強度が得られるまでの期間，型枠を付けたまま養生を行った．

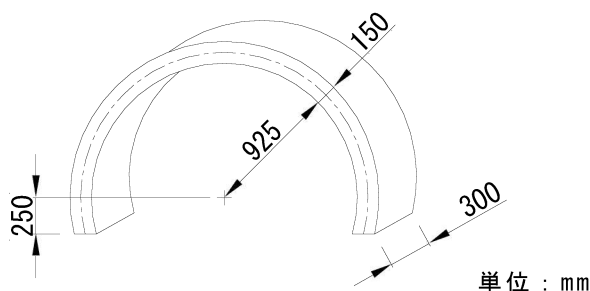


図 4.3.2 覆工模型寸法

補強を施すケースでは，型枠脱型後，接着面をサンダーケレンにより下地処理し，プライマー処理をしたのち，アラミド繊維シートの場合はエポキシ系含浸接着材により，炭素繊維プレートの場合はエポキシ系パテ状接着材により，補強材を接着した．そして，ケース6においては，鋼製のプレートおよび機械式アンカーにより押さえを施した（図4.3.3参照）．

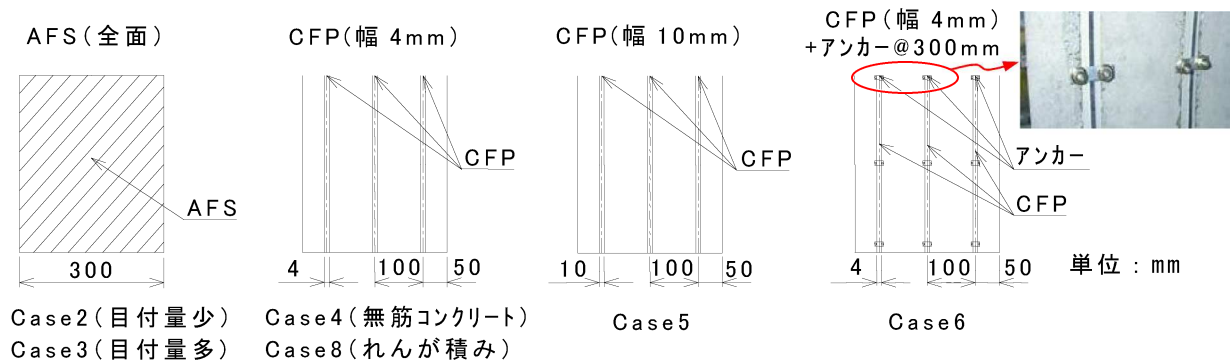


図 4.3.3 各補強工法とその仕様の詳細

次に，れんが積み覆工模型について述べる．実トンネルに使用されているれんが寸法は，一般に幅110 mm×高さ60 mm×長さ220 mm前後である．しかし，実験では当時用いられていたれんがの物性に近い市販のオーストラリアれんがを幅70 mm×高さ50 mm×長さ195 mm，およびその半割である幅70 mm×高さ50 mm×長さ95 mmに切断したものをを用いた（図4.3.4参照）．そして，無筋コンクリート覆工模型作成時に使用した型枠の前面および外周側を取り外し，脚部から天端部に向けて目地材であるモルタルを塗布しながら，れんがを積んで作成した（図4.3.5参照）．使用した目地材はモルタルで，目地幅10 mmとしてれんがの面まで充填した．

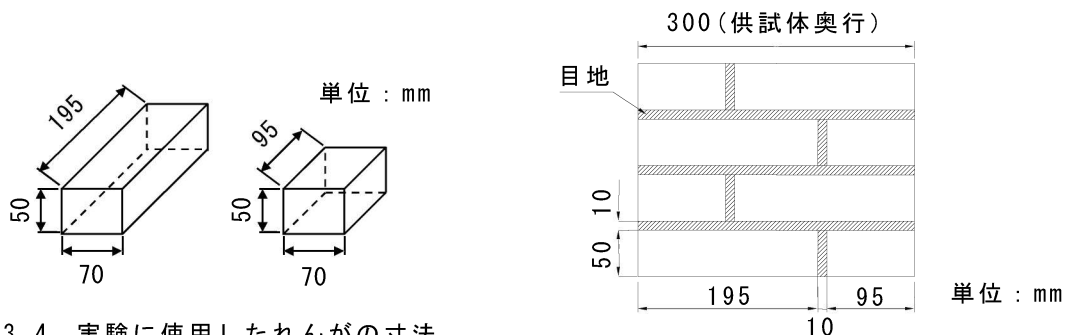


図 4.3.4 実験に使用したれんがの寸法

図 4.3.5 れんが積み詳細図（覆工内面を臨む）

実験で用いたコンクリートおよびオーストラリアれんがの一軸圧縮強度試験結果を表4.3.2に示す．

表 4.3.2 コンクリートおよびれんがの一軸圧縮試験結果

ケース No.	材料	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
1	無筋 コンクリート	22.2	$1.80 \times 10^4$	0.18
2		24.4	$1.88 \times 10^4$	0.17
3		17.8	$1.35 \times 10^4$	0.22
4		23.0	$1.73 \times 10^4$	0.20
5		23.1	$2.00 \times 10^4$	0.19
6		23.8	$2.02 \times 10^4$	0.16
7	れんが	27.7	$1.18 \times 10^4$	-
8		26.0	$1.09 \times 10^4$	-

荷重は変位制御による天端からの鉛直荷重とし、覆工模型は背面空洞および巻厚不足等の欠陥がなく、健全な状態とした。荷重は荷重板押し込み量 0.2 mm/step の変位制御に基づく段階荷重で行い、1 分間荷重した後、荷重を停止して 1 分間観察・計測を繰り返し、荷重重が上昇しなくなるまで荷重した。実験手順を図 4.3.6 に示す

計測項目はトンネル内空変位 9 ヶ所、ひずみゲージ 9 ヶ所 × 内外 = 18 ヶ所および荷重荷重である。変位計、ひずみゲージの配置を図 4.3.7 に示す。

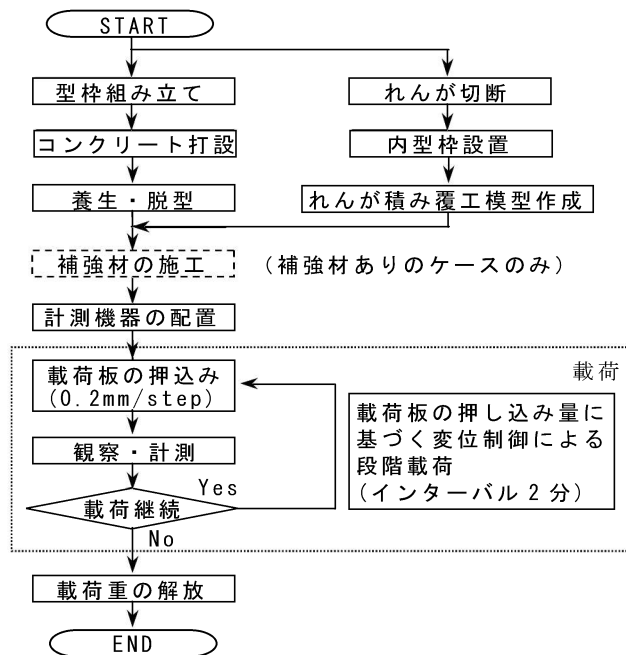


図 4.3.6 実験手順

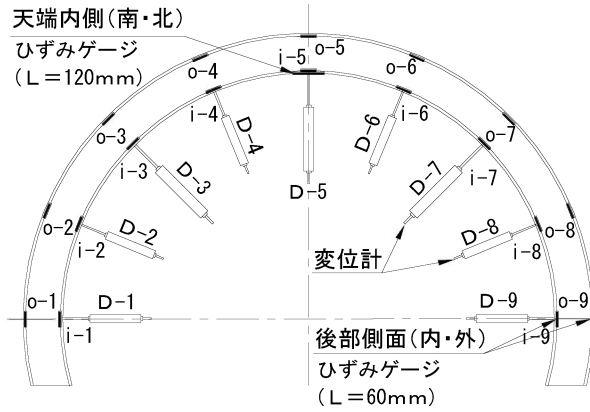


図 4.3.7 計測機器の配置

#### 4.3.4 実験結果

各実験ケースのひび割れ変状進展状況を図 4.3.8 に、天端載荷重と天端沈下量（以下、「荷重－変位曲線」と記す）を図 4.3.9～図 4.3.11 に示す。実験では天端沈下量 60 mm～80 mm 程度まで荷重を行っているが、いずれのケースにおいても圧ざの発生が確認され、実際のトンネルにおいて建築限界に支障すると考えられる天端沈下量 35 mm（実物換算 175 mm）までの結果を示している。

本論文ではひび割れ等の発生状況と耐荷・変形性能（載荷重－天端沈下量の関係）について考察する。

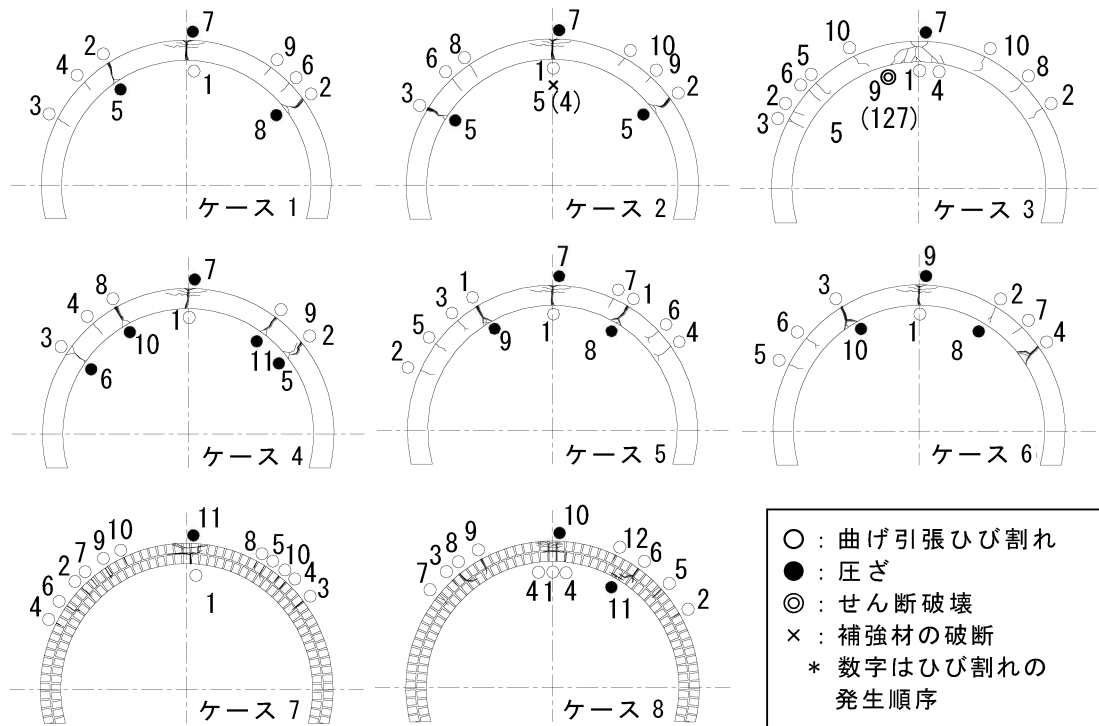


図 4.3.8 ひび割れ進展状況

## (1) ひび割れ等の進展状況

無筋コンクリート覆工模型の場合、いずれのケースもまず天端内側に曲げ引張ひび割れ（以下、「ひび割れ」と記す）が発生し、アーチ肩部外側にひび割れが発生する。その後、圧縮せん断により破壊したケース 3 を除き、アーチ肩部外側のひび割れが増加していく中で、天端部外側、アーチ肩部内側の圧力の発生へと進行していく。そして、アーチ肩部外側に発生するひび割れの数はだいたい 3 個～4 個であった。これらを見る限り、補強の有無による顕著な違いは見られない（図 4.3.8）。

一方、れんが積み覆工模型について見ると、①天端内側にひび割れ、②アーチ肩部外側にひび割れ、③天端外側に圧力の順に発生し、ここまでは無筋コンクリートと同様であった。その後、アーチ肩部内側の圧力はケース 8 の片側にしか発生せず、無筋コンクリートに比べ圧力しにくいことを把握した。

補強の有無に関しては、無筋コンクリートと同様、大きな差異は無かった。

## (2) 耐荷・変形性能

### a) 補強工法の補強効果の違い

荷重と天端沈下量との関係を図 4.3.9 に示す。

いずれのケースも天端部の第 1 ひび割れが約 0.5 mm（ケース 1 とケース 2 が 0.4 mm、ケース 4 とケース 5 が 0.5 mm）で発生したが、第 1 ひび割れ発生までの荷重－変位曲線の傾き、すなわち剛性はほとんど同じであった。

補強なしのケース 1 では、第 1 ひび割れ発生後、荷重－変位曲線の勾配が緩くなり、第 2 ひび割れ発生（図 4.3.9 中の破線部）後急激に荷重が低下し、その後、緩やかに荷重が増加している。

目付量 40 g/m<sup>2</sup> の AFS を供試体内面に接着したケース 2 では、第 1 ひび割れ発生後も荷重－変位曲線の勾配は変化せず増加を続けていることがわかる。また、このケースで特徴的なのは天端沈下量約 4 mm で AFS が天端部で破断し、荷重が大きく低下していることである。

幅 4 mm の CFP を接着したケース 4 では、第 1 ひび割れ発生後、若干、荷重が低下するものの、ケース 1 と比較すると低下の度合いは小さい。天端沈下量 1.8 mm の時 CFP が剥離したが、その後の荷重－変位曲線の傾きはケース 1 とほぼ同様である。ケース 4 の試験終了後の CFP 剥離状況を写真 4.3.1 に示す。

ケース 4 にアンカーを追加したケース 6 を見ると、第 1 ひび割れ発生から CFP が剥離するまでの挙動はケース 1 に近いが、その後は天端沈下量 35mm までほぼ一定勾配で荷重が増加しており、耐荷力に優れていることがわかる。これは写真 4.3.2 に示すように、アンカーにより CFP の剥離が抑制されているためであると考えられる。

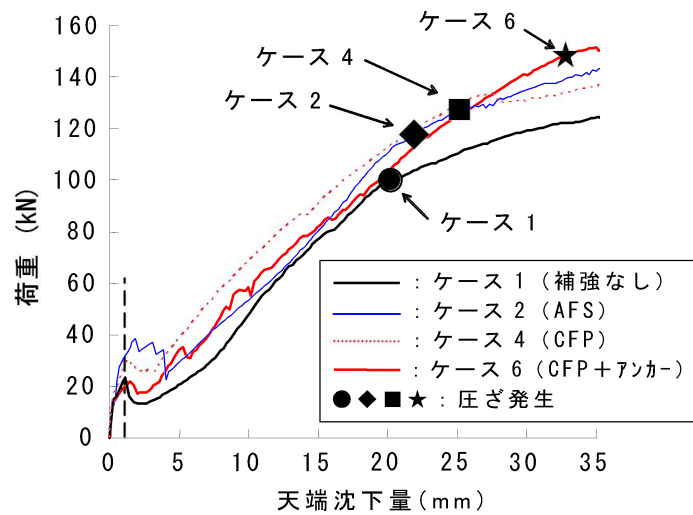


図 4.3.9 荷重と天端沈下量との関係（補強の有無と補強材の種類）



写真 4.3.1 ケース 4 の CFP 剥離状況



写真 4.3.2 ケース 6 の CFP 剥離に対するアンカーの効果

次に、各ケースの圧ぎ発生時の状況について考察する。圧ぎ発生時の天端沈下量と載荷重を表 4.3.3 に示す。無補強のケースに比べ、補強を施したケースは、圧ぎ発生時の天端沈下量および載荷重はいずれも大きくなっている。特に、CFP をアンカーで押さえたケース 6 は無補強のケース 1 に比べて、天端沈下量で約 60 %、載荷重で 50 % 近く向上しており、圧ぎの発生を遅らせる効果が非常に大きいことが確認された。

表 4.3.3 圧ぎ発生時の天端沈下量と載荷重

ケース No.	覆工材質	補強仕様	天端沈下量	載荷重
1	無筋 コンクリート	—	20.5 mm	100.8 kN
2		AFS 56 g/m <sup>2</sup>	22.1 mm	121.0 kN
4		CFP 4×1 mm×3 本	24.4 mm	127.2 kN
6		CFP 4×1 mm×3 本+アンカー	32.6 mm	147.7 kN

## b) 補強量の違いによる補強効果の違い

荷重と天端沈下量との関係を図 4.3.10 に示す。

ケース 2 (AFS 目付量少) に対して AFS の目付量を約 2.2 倍に増やしたケース 3 の結果を見ると、初期の挙動はケース 2 とほぼ同様であるが、目付量が多いため破断はせず、荷重は低下することなく大きく増加している。しかし、天端沈下量 15 mm 程度で荷重の増加が緩やかになり 25 mm 程度で急激に荷重が低下している。これは、引張に対する拘束力が強すぎることにより、供試体天端部にせん断破壊が発生（写真 4.3.4 参照）し、アーチ効果が失われたためである。

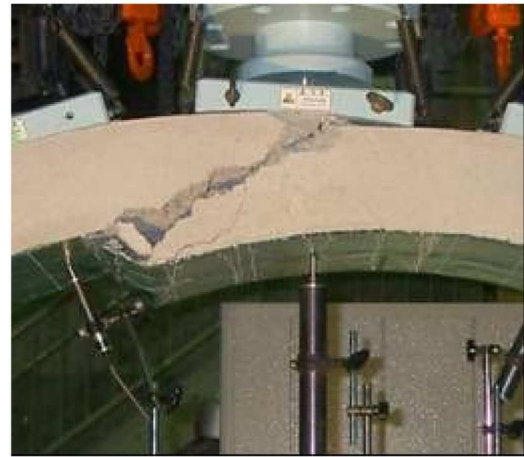
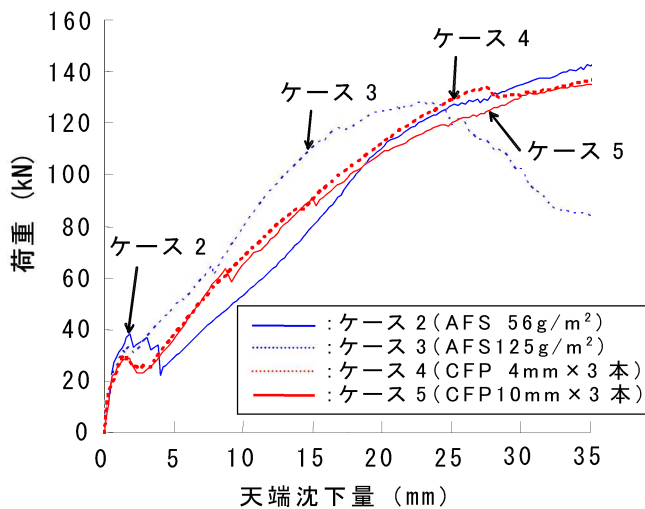


写真 4.3.4 ケース 4 におけるせん断破壊時の状況（天端部）

図 4.3.10 荷重と天端沈下量との関係（補強量の違い）

ケース 4 (CFP 幅 4mm) に対して接着面積，すなわち CFP の幅を 2.5 倍広くしたケース 5 の結果を見ると、载荷開始から天端沈下量 35 mm までケース 4 とほぼ同様の挙動を示している。接着面積が大きいケース 5 は CFP の剥離強度が大きくなるため、初期の耐荷特性に差が出るのではないかと考えていたが、実際は、剥離時期がケース 4 (CFP 幅 4mm) では天端沈下量 1.8 mm，载荷重 27.3 kN であるのに対し，ケース 5 (CFP 幅 10mm) では天端沈下量 1.7 mm，载荷重 28.7 kN とほぼ同じだったため，このような結果になったと考えられる。

## c) れんが積み覆工の補強効果

荷重と天端沈下量との関係を図 4.3.11 に示す。

幅 4 mm の CFP を接着したケース 8 と無補強のケース 7 を比較する。第 1 ひび割れの発生はケース 7 が 0.7 mm，ケース 8 が 1.1 mm であった。ひび割れ発生までの荷重-変位曲線の傾きはコンクリートの場合と同様，ほぼ同じであった。第 1 ひび割れ発生後，ケース 7 は若干荷重の増加が鈍化したが，ケース 8 では，傾きが減少したもののそのまま増加傾向を示した。

载荷に伴う内空の変位により天端沈下量 4.6 mm の時 CFP の剥離が生じ，一時的に



荷重が低下した。剥離時点での載荷重はケース 7 が 15.6 kN なのに対し，ケース 8 は 24.7 kN と約 6 割大きく，剥離するまでは若干であるが補強効果が確認された。しかし，CFP が剥離した後の挙動は，ほぼ無補強のものと同様であり，また，圧ざ発生時の天端沈下量および載荷重もほとんど変わらず，CFP 剥離後については補強効果を確認できなかった。

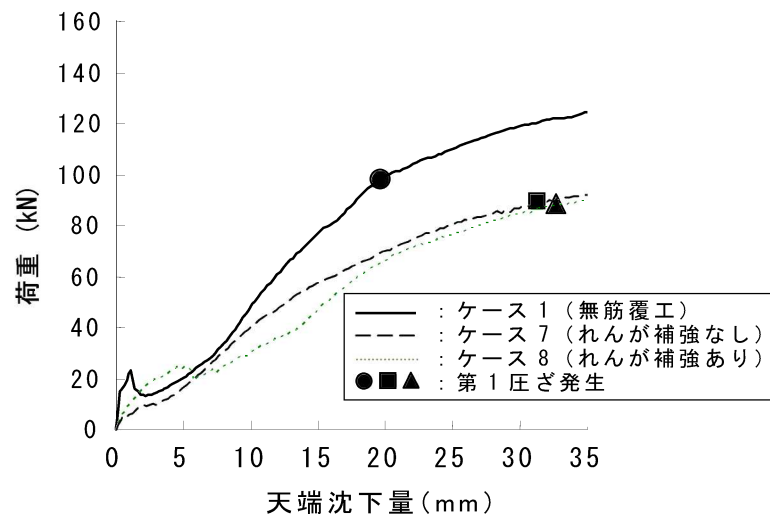


図 4.3.11 荷重と天端沈下量との関係（れんがの場合）

#### 4.4 数値解析による実験のシミュレーション

##### 4.4.1 解析概要

第 3 章で述べた手法のうち，内面補強工のモデル化が容易な有限要素法を用いて実験結果のシミュレーション解析を実施した。

##### 4.4.2 解析条件

解析モデルを図 4.4.1 に示す。対称性を考慮し 1/2 モデルとし，れんがおよび目地を 2 次元平面ひずみ要素により忠実にモデル化した。覆工外周に 10 箇所設置されている地盤ばねを模擬した皿ばねは，ばね要素によりモデル化した。内面補強ありのケースでは，帯板を弾性の梁要素でモデル化し，剥離は考慮していない。載荷は天端 1 点とし，実験と同様，変位制御とした。天端部は水平方向を固定，脚部は外側 1 点を鉛直，水平ともに固定し，他は鉛直下向き方向を固定とした。モデルの節点数は 4,053 で，要素数は基本ケースが 3,808，内面補強ありのケースは 4,032 である。

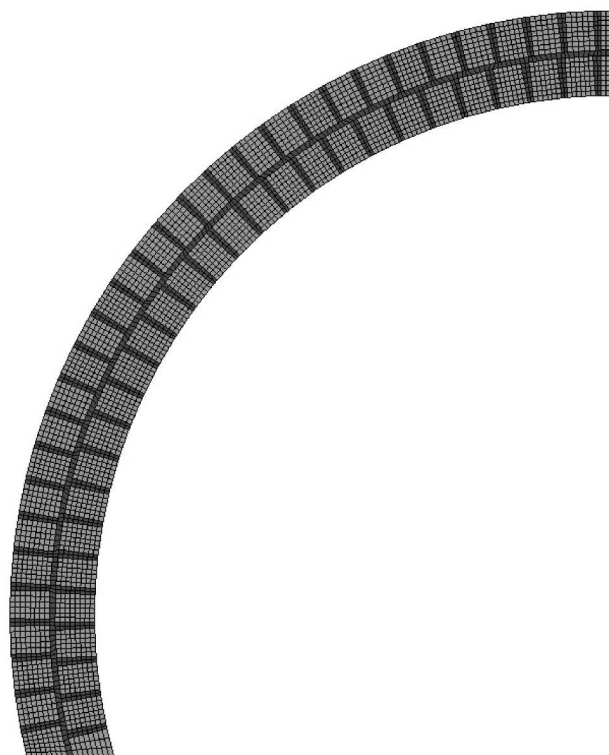


図 4.4.1 解析モデル

解析における入力物性値を表 4.4.1 に示す。れんがおよび目地モルタルの圧縮強度は一軸圧縮試験の結果等に基づき決定した。その他の各種入力物性値については、第 3 章の解析的検討で用いたものと同値とした。

解析ケースは、補強なしの基本ケース、帯板により内面補強を施したケース、半径方向目地を考慮しないケースの 3 ケースとした。解析ケースを表 4.4.2 に示す。

実トンネルを対象に検討する場合、半径方向目地を考慮することは現実的でない。そこで、半径方向目地を考慮しないケースも実施し、その適用性を確認することとした。

表 4.4.1 入力物性値

材 料	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	軟化係数	
					$\alpha$	$\beta$
れんが	$1.0 \times 10^3$	0.11	10.0	1.1	200	2
目地 モルタル	$7.8 \times 10^3$	0.17	7.9	0.3	200	260

表 4.4.2 解析ケース

ケースNo.	覆工模型のモデル化	内面補強工の有無
1	れんが・目地を忠実に再現	なし
2	れんが・目地を忠実に再現	あり
3	半径方向目地を考慮せず	なし

#### 4.4.3 解析結果

##### (1) 内面補強の有無の違いについて

まず、ケース 1（補強なし）とケース 2（補強あり）の載荷重－天端沈下量（荷重－変位）の関係について述べる。ケース 1 とケース 2 の荷重－変位曲線を図 4.4.2 に示す。どちらのケースも初期の勾配から、曲げ引張ひび割れあるいは圧ぎの発生により、徐々に小さくなっていき、45 mm 付近で荷重が低下する。解析上は補強材である帯板は剥離を起こさない条件としているが、そのような条件下では、最大荷重で約 2 割の補強効果が認められる。

初期の勾配について見ると（図 4.4.3）、変位が 2 mm 程度を超えてくると、補強材なしのケースでは勾配が若干ではあるが小さくなり、補強材ありのケースと差がついてくるのが確認される。これは、後述するが、引張ひずみが目地部に集中するのを帯板が抑制し、分散させているためと考えられる。

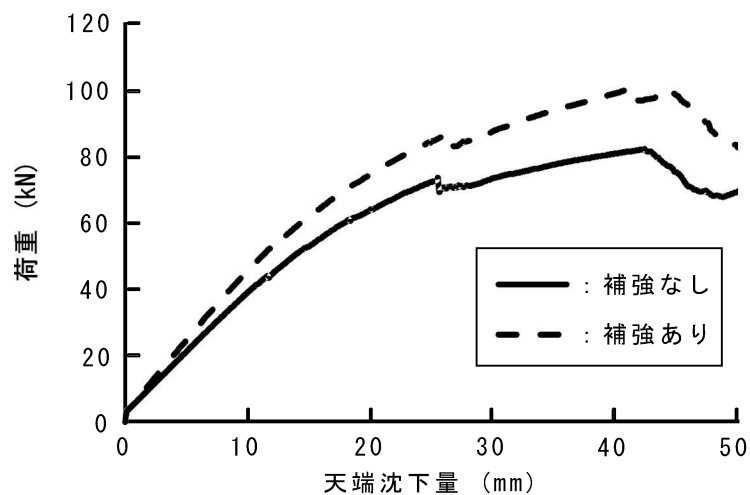


図 4.4.2 荷重と天端沈下量との関係（補強の有無）

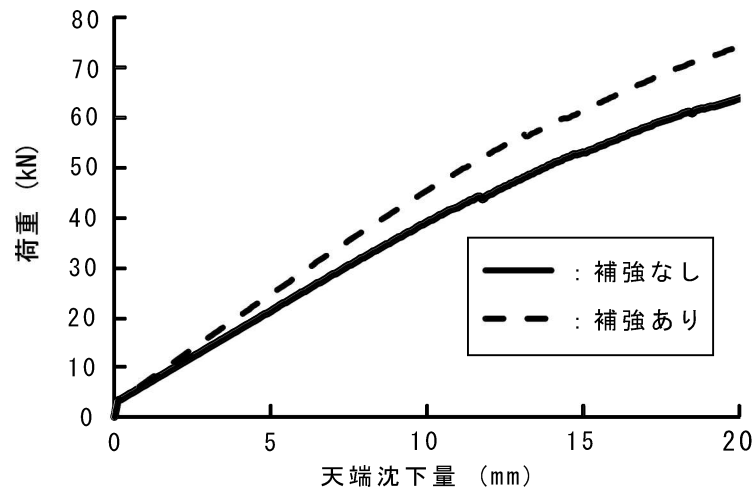


図 4.4.3 荷重と天端沈下量との関係（補強の有無・初期勾配区間）

次に，ひずみの分布の発生状況について述べる．

補強なしおよび補強ありのひずみ分布の変化を図 4.4.4 および図 4.4.5 に示す．補強なしの場合，载荷に伴い天端部にひずみの大きい領域（ひび割れ）が生じ，その後，アーチ肩部の外側目地部に引張ひずみ，内側目地部に圧縮ひずみの大きい領域が発生する．

一方，補強ありの場合は，補強なしの場合とほぼ同じ傾向であるが，大きな違いは，内空側目地部の引張および圧縮ひずみの発生が，補強なしの場合に比べて抑制されていることである（図 4.4.6）．

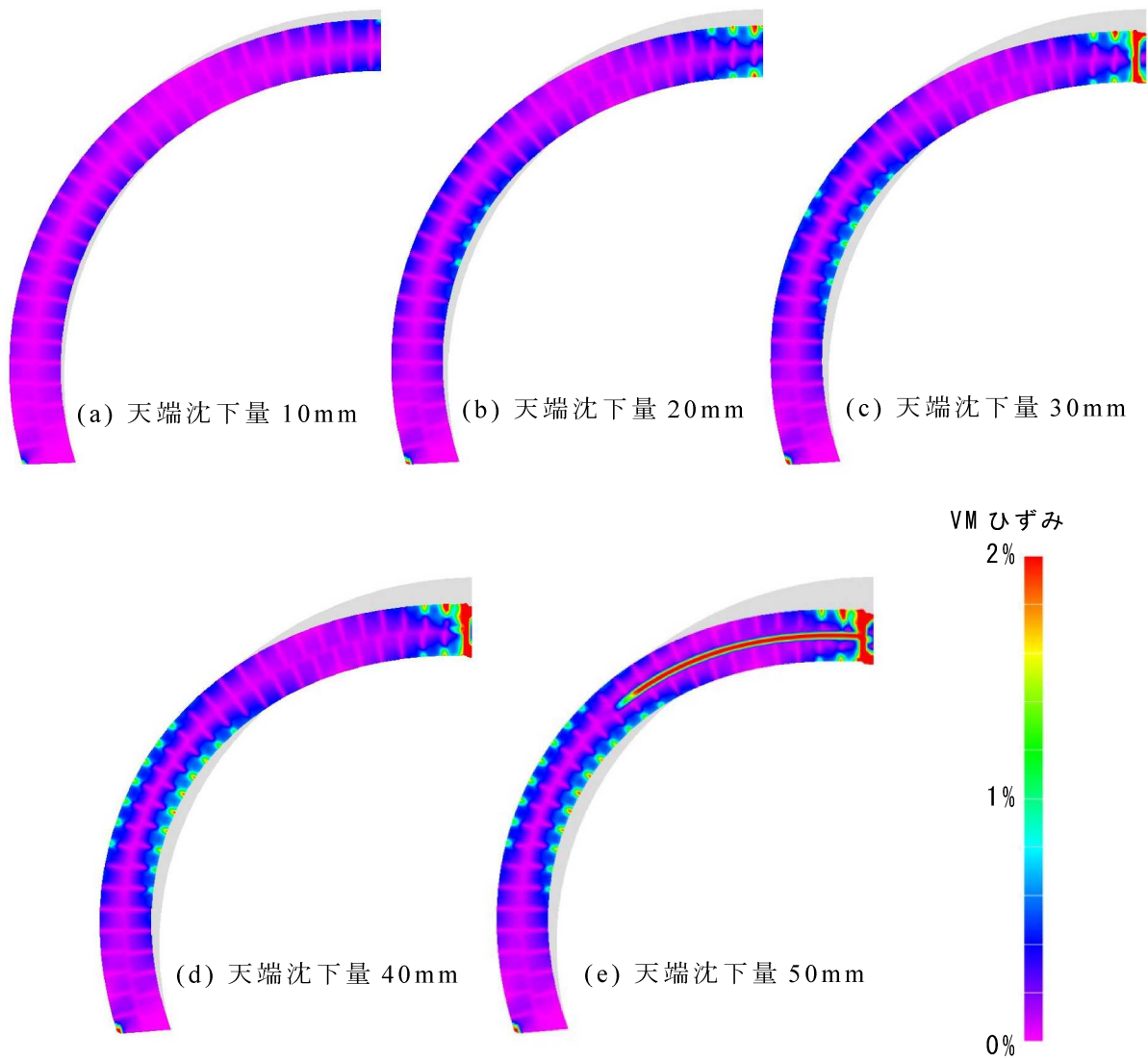


図 4.4.4 相当ひずみ分布の変化（内面補強なし）

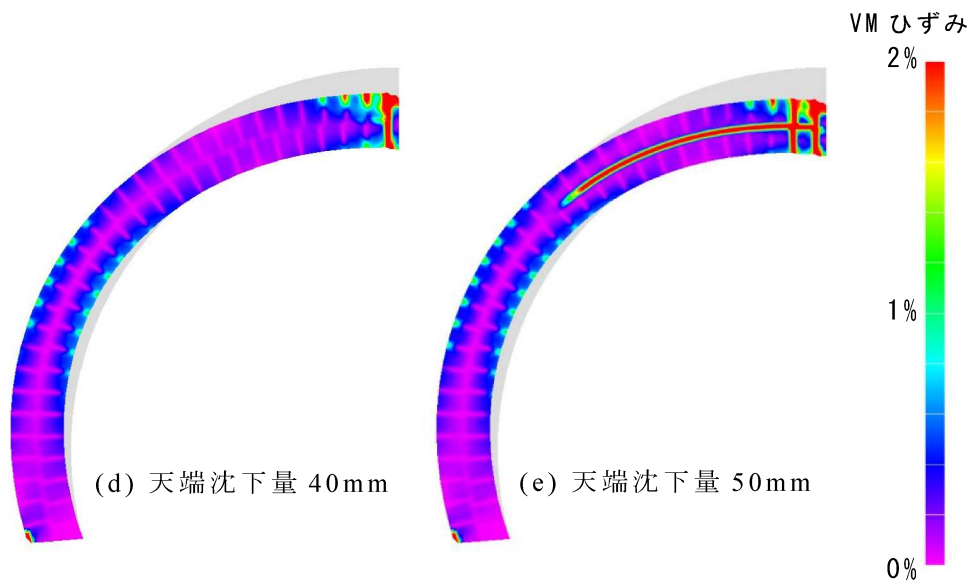
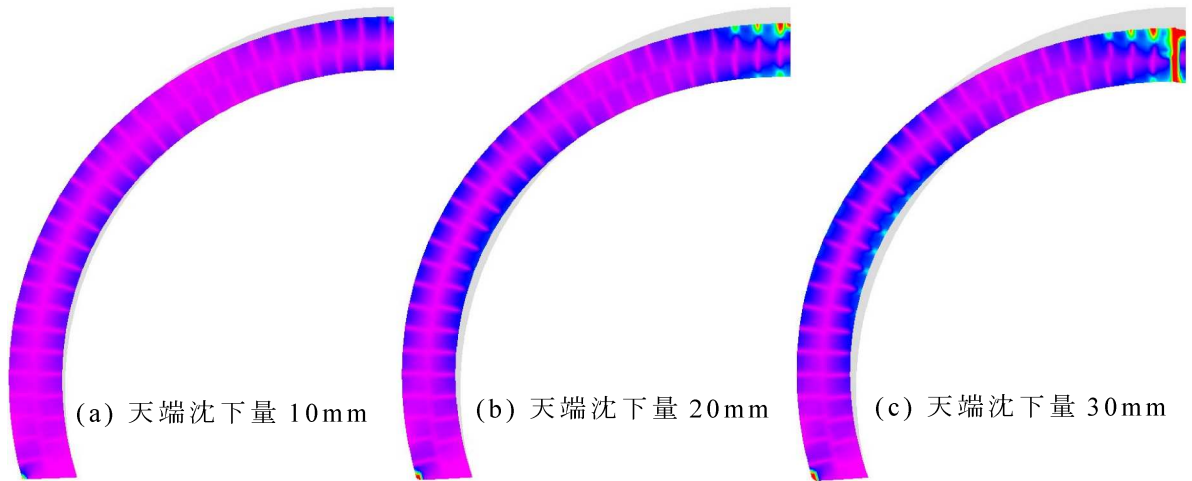


図 4.4.5 相当ひずみ分布の変化（内面補強あり）

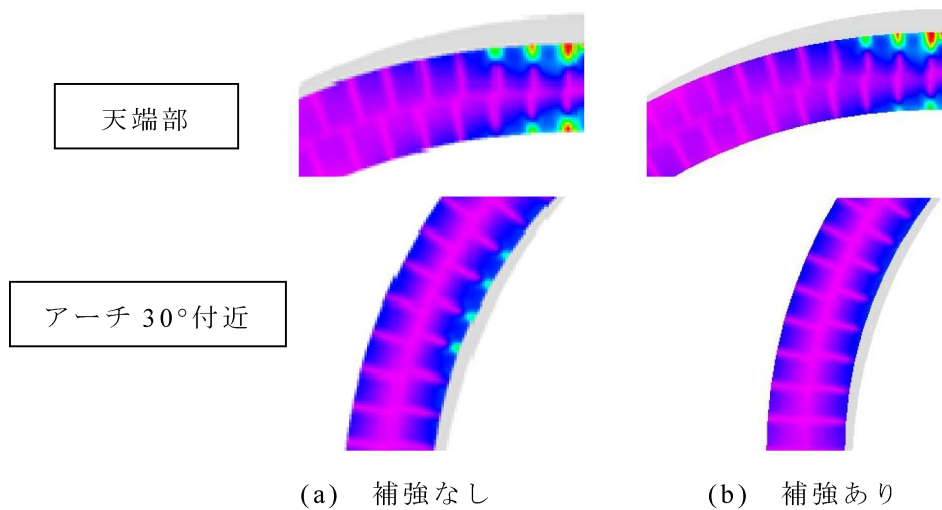


図 4.4.6 天端沈下量 20mm 時の補強の有無による相当ひずみ分布の違い

## (2) 半径方向目地のモデル化の違いについて

荷重－変位の関係を図 4.4.7 に示す。半径方向の目地を考慮したモデル(ケース 1)では、25 mm 付近で勾配が小さくなり、40 mm を超えたところで、最大荷重約 80 kN を迎えた。一方、半径方向目地を考慮しないモデル(ケース 3)では、約 40 mm まで若干の勾配の減少はあるものの線形的に荷重は増加し、最大荷重は約 96 kN で荷重が減少した。非線形性および最大荷重(約 2 割)で若干の相違はあるものの、変位が 25 mm 程度までは比較的良い一致をみており、変位が 25 mm より小さい領域では半径方向の目地を考慮せずとも、ある程度れんが積み覆工トンネルの挙動を表現できるものとする。

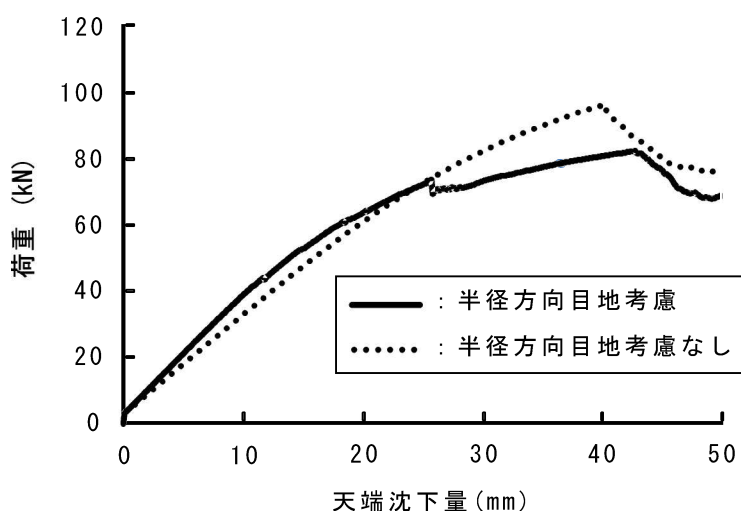


図 4.4.7 荷重－変位の関係

次に、ひずみ分布の変化を図 4.4.8 に示す。半径方向目地を考慮したモデル(ケース 1)では、特に、アーチ肩部のひずみの発生が目地部に集中し、载荷とともに大きくなるのに対し、考慮しないモデルでは、幅広く広範にわたり平均化された状態である。しかしながら、全体的な挙動は半径方向の目地を考慮したモデル(ケース 1)と同様であった。

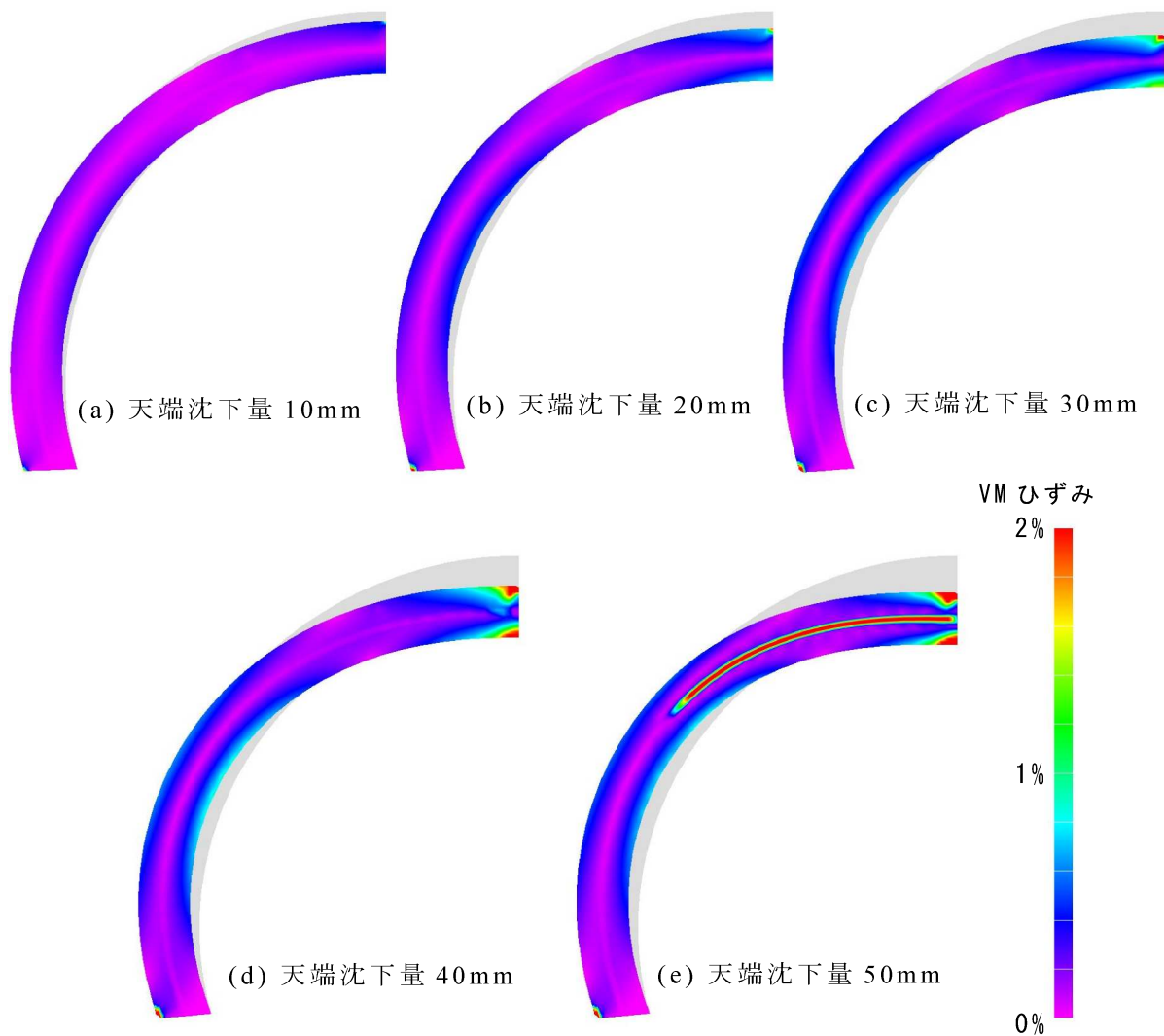


図 4.4.8 ひずみ分布の変化（半径方向目地を考慮しないモデル）

#### 4.4.4 実験結果との比較と考察

荷重－変位の関係について、実験とシミュレーション解析と比較したものを図 4.4.9 に示す。補強なしのケースについて見ると、約 10 mm 以降、解析値が実験値を下回るものの、勾配の変化、最大荷重発生位置をよく捉えられており、精度よくシミュレートできていると言える。

補強ありのケースにおいては、実験では変位 5 mm 時点で帯板が剥離し、一次的に荷重が低下したのち、約 20 mm 以降は補強なしのケースとほぼ同様の挙動を示した。一方の解析では、帯板の剥離を考慮していないため、約 5 mm から 25 mm にかけて解析結果が実験結果を上回る結果となった。しかし、こちらも解析結果は勾配の変化をよくシミュレートできており、最大荷重の発生位置も非常によく表現できている。



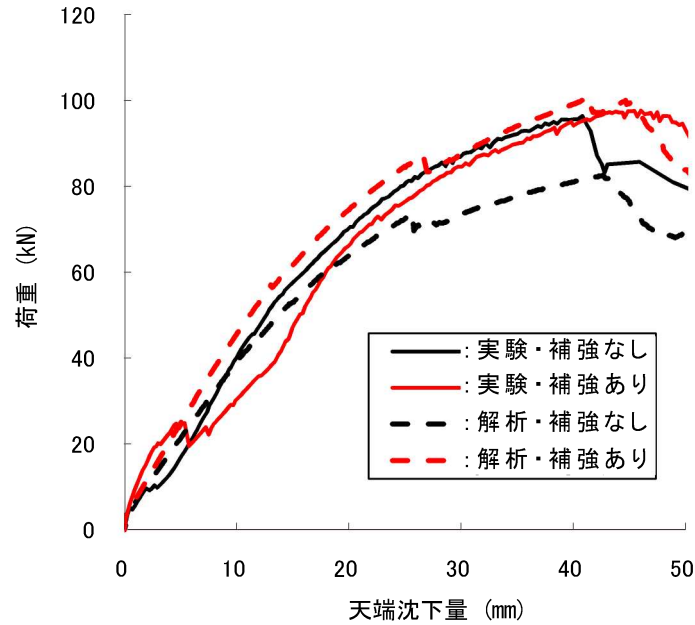


図 4.4.9 荷重と天端沈下量との関係における実験および解析結果との比較

## 4.5 実トンネルに対する検討

### 4.5.1 解析概要および解析条件

検討の対象としたトンネルは、第3章で実施したパラメータスタディと同じ形状寸法のれんが積み覆工トンネル（単線断面で、巻厚は標準的な4層）である。用いた解析手法は4.4と同様、圧縮および引張軟化を考慮したFEMで、対称性を考慮し1/2モデルとし、半径方向の目地はモデル化せず、れんがおよび層間の目地を2次元平面ひずみ要素によりモデル化した。内面補強ありのケースでは、帯板を弾性の梁要素でモデル化し、剥離は考慮していない。

荷重条件も第3章の実物大トンネルのパラメータスタディと同様、鉛直等分布載荷とし、地盤ばねをモデル化する代わりに、側方土圧係数 $\lambda=0.1$ の水平荷重を載荷させた。載荷ステップは、実験と同様、変位制御とした。天端部は水平方向を固定、脚部は地山の反力が得られる範囲（鉛直・水平方向ともに）に地盤ばねにより支持する条件とした。

解析モデルを図4.5.1に示す。モデルの節点数は17,316で、要素数は基本ケースが16,800、内面補強ありのケースは17,280である。

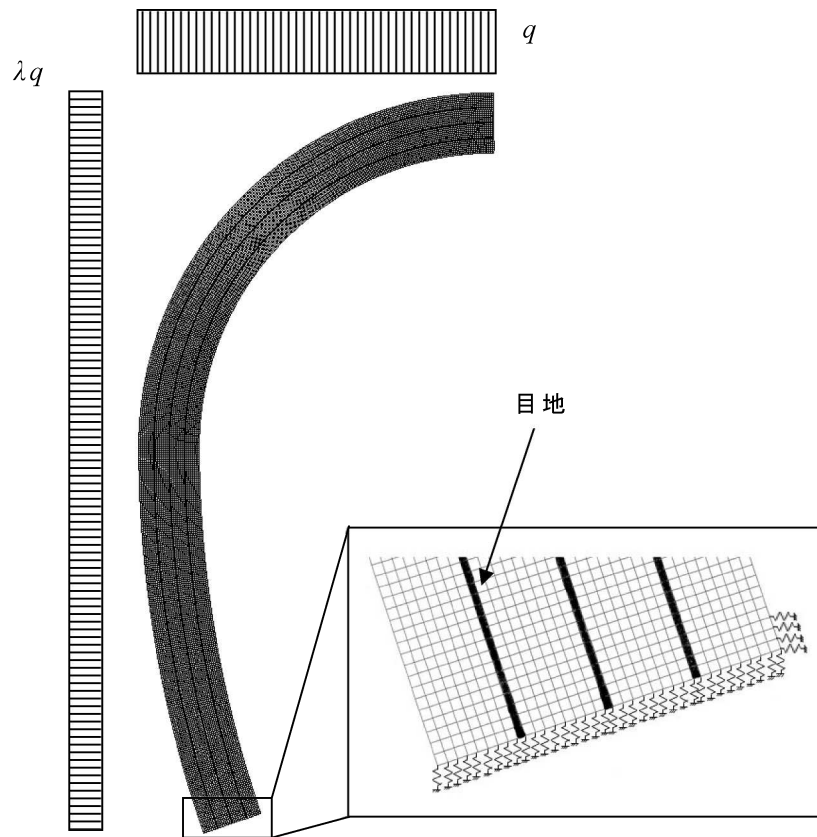


図 4.5.1 解析モデル（単線断面・4層巻き）

#### 4.5.2 解析結果

##### (1) 荷重－変位の関係

荷重（鉛直土圧）－変位曲線を図 4.5.2 に示す.

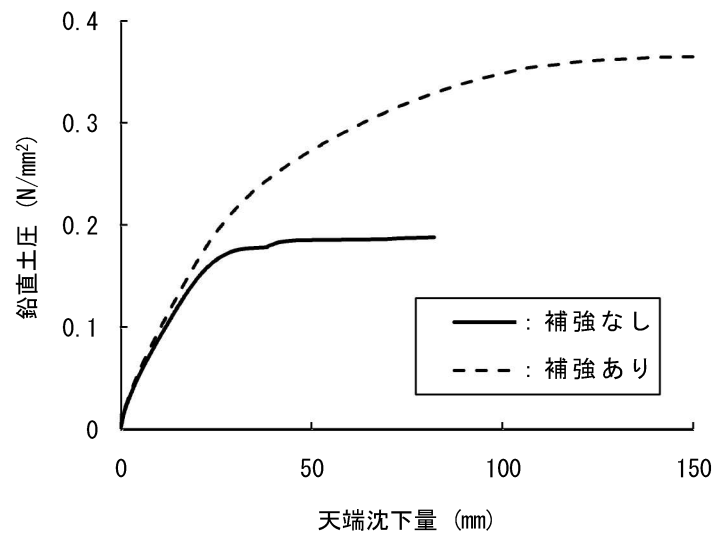


図 4.5.2 荷重（鉛直土圧）と天端沈下量との関係における補強の有無の比較

補強なしのケースでは、変位が 20 mm を超えた辺りから勾配が小さくなり、およそ 30 mm で荷重増加がなくなり、最大荷重は  $0.2 \text{ N/mm}^2$  弱であった。一方、補強ありのケースでは、勾配が減少し始める変位はおよそ 25 mm と、補強なしのケースと大差ないが、荷重がほぼ一定となる位置が約 120 mm で最大荷重が約  $0.37 \text{ N/mm}^2$  と、補強なしのケースに比べ、大幅に増加していることが分かる。

## (2) ひずみ分布の発生状況

鉛直土圧  $q=0.15 \text{ N/mm}^2$  時点のひずみ分布を図 4.5.3 に示す。補強なしのケースでは、クラウンおよびスプリングライン付近で約  $5,000 \mu$  のひずみが発生しているのに対し、補強ありのケースでは、 $4,000 \mu$  以下に抑制されている。これは内面補強の効果であると推察され、結果として、前述の力学特性および変形性能の向上に寄与したものと考えられる。

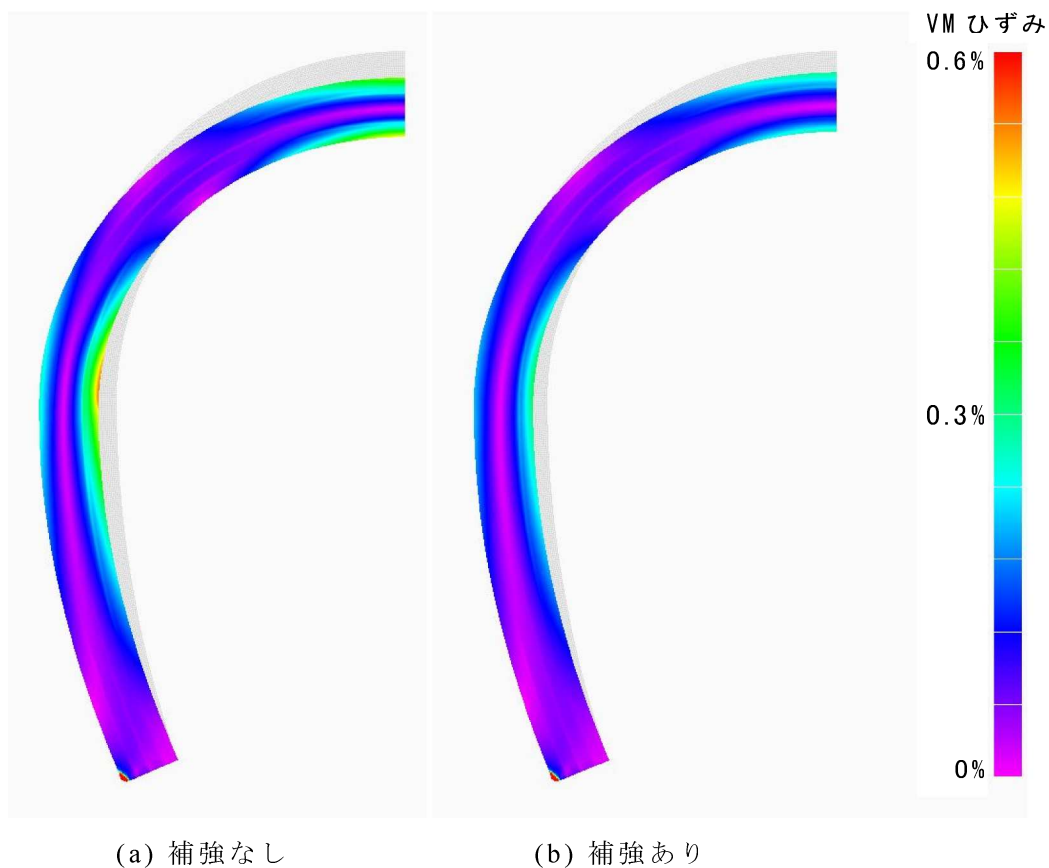


図 4.5.3  $q = 0.15 \text{ N/mm}^2$  時点のひずみ分布

## 4.6 結 言

模型実験および数値解析的検討により、ブロック積み覆工に対する内面補強の効果の評価を実施した。模型実験は新幹線標準断面の縮尺 1/5 大型トンネル覆工模型載荷実験であり、数値解析は第 3 章で検討した 3 解析手法のうち、圧縮および曲げ破壊後の軟化を考慮した FEM である。本章における結論を以下に示す。

- (1) 無筋コンクリート覆工に対して、繊維シート接着工法、帯板接着工法ともに補強効果があり、耐荷・変形特性の向上が確認できた。特に、帯板接着工法においてアンカーによる押さえを施すことにより炭素繊維プレートの剥離を抑制すると、圧ぎの発生を大きく遅らせることができる。無筋コンクリート覆工に外力が作用した場合、ひび割れは鉄筋コンクリートのように分散して発生せず集中し、ひびわれ幅も大きめとなる。しかし、覆工表面に接着された繊維シートや帯板が、載荷に伴う応力の集中、増大を分散、抑制し、結果として圧ぎの発生を遅らせることにつながったと考えられる。したがって、炭素繊維プレートの場合、覆工表面から剥離してしまうと、応力の分散・抑制効果がその時点で失われてしまうので、アンカーにより剥離を抑制することにより、圧ぎの発生を遅らせるといった補強効果が顕著になったものと推察される。
- (2) 無筋コンクリート覆工においては、最初のひび割れが発生するまでの荷重－変位曲線の傾きは、補強の有無、補強量に依らずほぼ等しい。これは繊維シート接着工法、帯板接着工法が、トンネル覆工の剛性の向上にはつながらないことを示している。
- (3) 繊維シート接着工法における目付量の多いケースでは、繊維シートは破断しなかったものの、引張を拘束する効果が強すぎたため曲げ圧縮力が卓越し、せん断破壊を起こし、載荷重が他のケースでは低下しない領域で低下した。このことは曲げを受ける覆工に対し過度な引張補強を施すと、耐力上かえって危険側となることを示している。
- (4) れんが積み覆工に対する帯板接着工法は、実験において、炭素繊維プレートが剥離するまでは、若干ではあるがその補強効果が認められたが、剥離後は補強効果は確認できなかった。実験ではれんが積み覆工に炭素繊維プレート接着に加えアンカーを施すケースが実施できなかったが、無筋コンクリート覆工に対する実験結果および炭素繊維プレートが剥離しないという条件で実施した FEM 解析では、有効な補強効果が確認できた。したがって、れんが積み覆工に対しても、無筋コンクリート覆工同様、アンカーを施すことにより応力の集中、拡大を分散、抑制でき、圧ぎの発生を遅らせるといった補強効果が期待できる。

#### 参考文献（第4章）

- 1) 鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，1998.
- 2) 鉄道総合技術研究所：トンネル補修・補強マニュアル，2007.
- 3) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する研究，土木学会論文集，第493号 / III-27，pp.79-88，1994.
- 4) 朝倉俊弘，安東豊弘，小俣富士夫，若菜和之，松浦章夫：欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果，土木学会論文集，第493号 / III-27，pp.89-98，1994.
- 5) 高橋幹夫，津野究，小島芳之：大型トンネル覆工模型実験装置の開発，土木学会第61回年次学術講演会講演概要集III，pp.139-140，2006.
- 6) 岡野法之，植村義幸，小島芳之：大型覆工模型実験によるトンネル覆工の変形特性の再現，第12回岩の力学国内シンポジウム&第29回西日本岩盤工学シンポジウム講演論文集，pp.909-914，2008.
- 7) 岡野法之，植村義幸，小島芳之，西藤潤，朝倉俊弘：山岳トンネル覆工の内面補強に関する実験的研究，土木学会トンネル工学論文集，第19巻，pp.69-76，2009.

## 第5章 組積構造体の材料劣化に関する基本性能

### 5.1 緒言

ブロック積み覆工トンネルに用いられる材料の個々の物性については2.2で述べたが、実際にはれんがまたはコンクリートブロックが、目地材とともに畳築されている。コンクリートブロックの場合は、母材、目地材ともにセメント系材料であり、粗骨材の有無の違いしかないが、れんが積み覆工の場合、粘土と細砂を練り混ぜて焼成してできるれんがとモルタルの組積構造体であり、母材と目地材の性質がまったく異なる。

2.3で述べたように、ブロック積み覆工トンネルの特徴的な変状原因としては、外力を除くと煤煙（酸および塩類による劣化）と気温（凍結融解の繰返し作用による劣化）が挙げられる。コンクリートについては、これら劣化要因に対する耐久性について古くから研究がなされ、劣化メカニズムはかなり明らかにされている<sup>1),2)</sup>。しかしながら、れんがと目地材であるモルタルとの組積構造体の耐久性について検討された例はない。

そこで、これらの劣化因子がれんが単体、れんがおよびモルタルの組積構造体に及ぼす影響について、酸性水浸漬試験および凍結融解試験により評価を行った。

### 5.2 実験概要

酸性水浸漬試験および凍結融解試験ともに、れんが、目地モルタルおよびそれぞれの単体の供試体およびれんがと目地との組積供試体について実施した。なお、単体供試体試験については、比較の目的でコンクリートについても実施した。

酸性水浸漬試験はJSCE-E-549-2000に準拠し、10%硫酸ナトリウム溶液（pH7）に供試体を所定時間浸漬させ、凍結融解試験はJIS A 1148-2001に準拠して実施した。単体供試体の酸性水浸漬試験における浸漬状況を写真5.2.1に、凍結融解試験装置の全景を写真5.2.2に示す。



写真 5.2.1 酸性水浸漬試験状況



写真 5.2.2 凍結融解試験装置

そして、酸性水浸漬試験および凍結融解試験のそれぞれについて、所定の時間またはサイクル毎に表 5.2.1 に示す項目について試験し、評価した。

表 5.2.1 試験項目および準拠した規格

試験項目	準拠した規格
圧縮強度試験	JIS R 1250 に準拠：普通れんが
吸水率	JIS R 1250 に準拠：普通れんが

単体試験では、侵食による物性値の変化をれんが、モルタルおよびコンクリートのそれぞれについて確認し、れんがと目地材を組合せた組積供試体に対する試験では、浸食後の劣化フロント部（付着界面）の状態を電子プローブマイクロアナライザー（EPMA）<sup>1)</sup>と目視により確認した。酸性水浸漬試験で用いた浸漬液は、トンネルで検出されると考えられる硫酸イオン量や pH 値に比べ、試験体にとっては、かなり厳しい条件を設定した（表 5.2.2 参照）。

表 5.2.2 様々な環境における硫酸塩量

種 類	硫酸ナトリウム Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>		硫酸イオン SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	三酸化硫黄 SO <sub>3</sub>	硫 酸 H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>		pH
	mg/L	%	mg/L	mg/L	mg/L	%	
一般水 <sup>※1</sup>	16	0.002	10.6	9	11	0.001	7.9
旧大日陰 T の湧水	222	0.022	150	125	153	0.015	6.9
大平山 T の湧水	280	0.028	190	158	194	0.019	7.8
CEB 基準① <sup>※2</sup>	533	0.053	360	300	368	0.037	***
CEB 基準② <sup>※2</sup>	1,780	0.178	1,203	1,000	1228	0.123	***
草津温泉	2,129	0.213	1,439	1,199	1469	0.147	1.1
海 <sup>※3</sup>	3,994	0.399	2,700	2,250	2756	0.276	8
別府温泉	5,473	0.547	3,700	3,083	3777	0.378	1.75
比較試験 <sup>※4</sup>	10,000	1	6,760	5,634	6901	0.69	***
JIS 試験	100,000	10	67,590	56,338	68998	6.9	(7)
JSCE 試験	144,898	14.49	97,953	81,633	100,000	10	1

※ 斜字（ゴシック）は計測値，その他は換算値

※1 水道水

※2 CEB-Task Group Durability で提示されている硫酸塩の濃度と侵食の関係

SO<sub>3</sub> < 300mg/L . . . . . 軽い侵食

SO<sub>3</sub> = 300~1000mg/L . . . . . 侵食性

SO<sub>3</sub> > 1000mg/L . . . . . 強い侵食

※3 世界平均

※4 硫酸ナトリウム 1 % 溶液

## 5.3 使用材料

### 5.3.1 れんが

2.2 で述べたように、れんが積みトンネル建設当時のれんがの圧縮強度および吸水率は概ね表 5.3.1 に示す範囲内であり、この範囲にあるれんがを本実験で使うことが望ましい。

現在、JIS 規格れんがは、表 2.2.1 に示したように 2 種から 4 種までであるが、2 種、3 種は製造されておらず、吸水率 10 % 以下、圧縮強度  $30 \text{ N/mm}^2$  以上のものしか製造されていない。そこで、ガーデニングなどで用いられている装飾用の市販のれんがより選定を行った。JIS R 1250 に準拠した試験方法での吸水率および圧縮強さはそれぞれ、約 14 % および  $10 \text{ N/mm}^2$  であった。

表 5.3.1 建設当時のれんがの物性値の範囲

物性項目	物性値
圧縮強度 $\sigma_c$	$5.0 \text{ N/mm}^2 \sim 15 \text{ N/mm}^2$
吸水率	10 % ~ 25 %

### 5.3.2 コンクリートおよびモルタル

コンクリートおよびモルタルに用いた材料は表 5.3.2 に示すとおりである。

表 5.3.2 コンクリートおよびモルタルに用いた材料の種類と物性値等

材料名	種類等	物性値等
セメント	普通ポルトランドセメント	密度： $3.16 \text{ g/cm}^3$
細骨材	陸砂	表乾密度： $2.60 \text{ g/cm}^3$ ，吸水率：1.83 %，FM:2.51
粗骨材	砂岩碎石	最大寸法：20 mm，表乾密度： $2.64 \text{ g/cm}^3$ ，FM:6.75。モルタルの場合、2.5 mm ふるいでふるい分け通過したもの
混和剤	AE 減水剤・空気量調整剤 (コンクリートのみを使用)	
練混ぜ水	上水道	

## 5.4 単体供試体に対する実験

### 5.4.1 供試体の作製および材料の物性

供試体寸法は、れんが、モルタルおよびコンクリートともに、れんが（半割）寸法である「 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$ 」とした。れんがは  $210 \text{ mm} \times 105 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$  の寸法のれんがをコンクリートカッターで切断し、それを供試体とした。

モルタルおよびコンクリートの場合は、所定の配合のものを練混ぜ、型枠に打設し、



28 日間養生をした。モルタルの配合および練混ぜ後の配合試験結果を表 5.4.1 に、コンクリートの配合および一軸圧縮強度を表 5.4.2 に示す。

表 5.4.1 モルタルの配合および配合試験結果

W/C (%)	s/c	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			フロー (mm)	単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )	空気量 (%)	温度 (°C)
		W	C	S				
55	3.0	272	495	1485	161×160	2178	3.3	19.0

表 5.4.2 コンクリートの配合および一軸圧縮強度

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				スランプ (cm)	空気量 (%)	温度 (°C)	一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		W	C	S	G					
55	46	158	287	845	1006	8.5	5.0	20.0	36.9	40.0
									41.1	
									42.0	

#### 5.4.2 実験結果

酸性水浸漬試験および凍結融解試験途中で実施した目視の状態と試験後に実施した一軸圧縮強度および吸水率について以下に示す。

れんがでは、凍結融解試験において、写真 5.4.1 に示すように 420 サイクルでれんが表面の劣化（剥離）が確認されたものの、酸性水浸漬試験では変化が確認できなかった。一軸圧縮強度および吸水率については、図 5.4.1 に示すようにブランクと酸性水浸漬試験後および凍結融解試験後（300 サイクル後）に変化は見られなかった。

一方のモルタルおよびコンクリートは、酸性水浸漬試験における浸漬時間の増加に伴い、表面の劣化が確認でき、圧縮強度もそれに伴い低下した。モルタルおよびコンクリートの試験結果（一軸圧縮強度と吸水率）を図 5.4.2 および図 5.4.3 に、また材質 3 種類の圧縮強度の平均についてブランクと耐久性試験を実施したものとの比で整理したものを図 5.4.4 に示す。酸性水浸漬試験後の一軸圧縮強度は、モルタルでは約半分に、コンクリートでは 3 分の 2 程度に低下しており、凍結融解試験に比して低下の度合いが大きい。モルタルの方が低下が顕著なのは、コンクリートに比べ、単位ペースト量を多く含む材料であったことが原因であると考えられる。吸水率については、一軸圧縮強度の低下とともに若干ではあるが低下する傾向にあった。



写真 5.4.1 凍結融解 420 サイクル時点の  
れんが表面の劣化状況

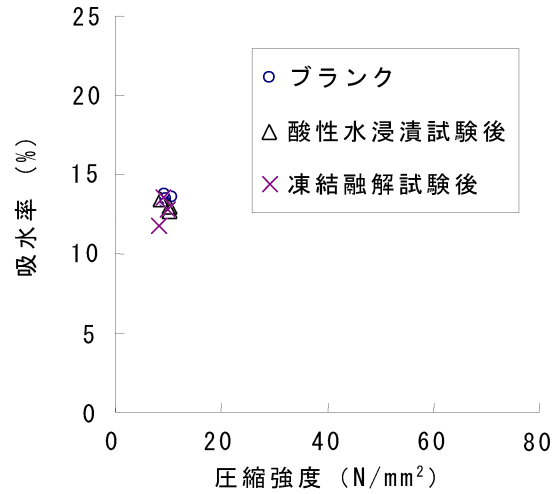


図 5.4.1 耐久性試験結果（れんが）  
（圧縮強度と吸水率の関係）

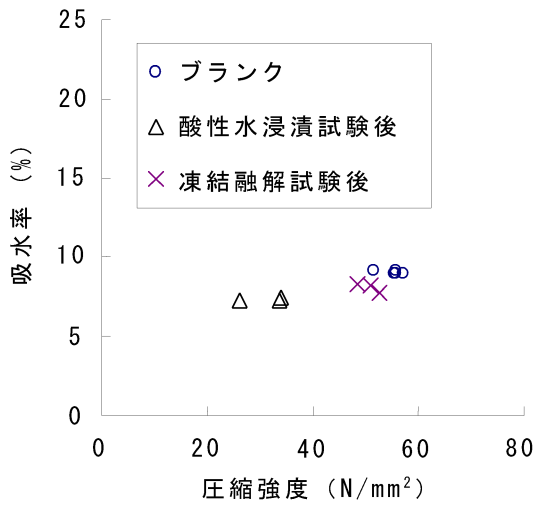


図 5.4.2 耐久性試験結果（モルタル）  
（圧縮強度と吸水率の関係）

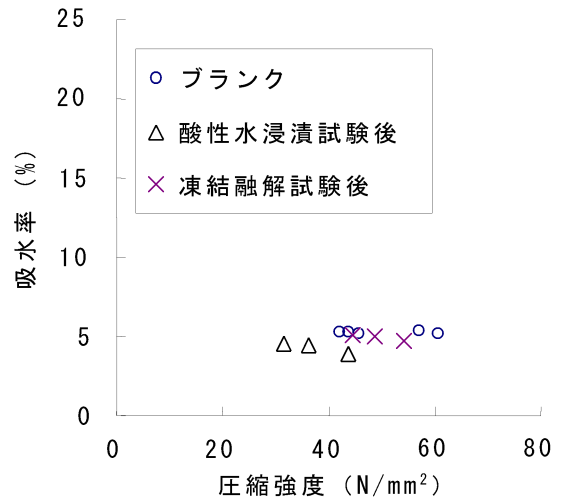


図 5.4.3 耐久性試験結果（コンクリート）  
（圧縮強度と吸水率の関係）

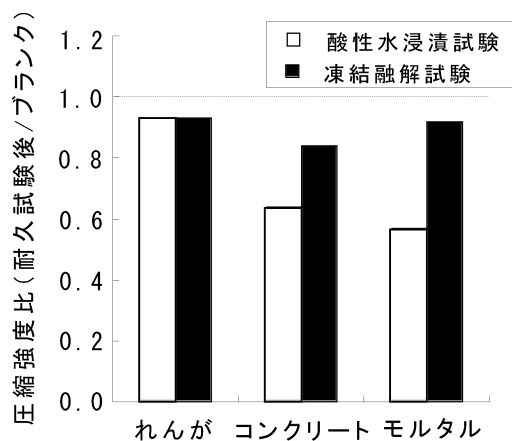


図 5.4.4 耐久性試験後の圧縮強度の変化

モルタルおよびコンクリートの凍結融解による劣化は、表面側から深部に向かって生じることが確認された。これは、表面側が、凍結融解の繰り返しを受けやすいことに加え、深部に比べて、凍結時の膨張が拘束しにくいことに起因すると考えられ、一般的なコンクリート構造物でも同様な傾向が確認されている<sup>2)</sup>。

凍害はコンクリート中の水分が凍結する時に生じる。これは水の凍結によって生じる膨張水圧によって未固結水がセメント硬化体の空隙部へ押し出される。この未固結水の移動水圧によって凍害が生じると言われている。この未固結水の移動水圧が発生しにくい条件としては、凍結時に水の膨張量以上に空気で満ちた空間（気泡）があること、また気泡と気泡の間隔が小さいことがあげられる。

凍害に対する抵抗性の向上を目的として、コンクリートでは AE 剤が用いられる。AE 剤によるエントラップドエア（連行空気）は練り混ぜ時に生じるエントレインドエアに比べ、個々の気泡が小さくて気泡間の距離が短いため、水圧の緩和や移動水吸収の作用が強く当該に対する抵抗性に優れる。

以上より、AE 減水剤を用いたコンクリートと用いなかったモルタルとの間で、凍結融解試験後の物性値に有意な差が現れるのではないかと推測されたが、本実験では確認できなかった。この理由として、凍害は母材の表層部より徐々に進行するため、母材の物性値（圧縮強度）に影響を与えるほどの劣化が試験終了時点では進行していなかったことや、コンクリートに比べモルタルの吸水率（空隙）が大きかったことが考えられる。

一方で酸による侵食は、コンクリートの物性値（圧縮強度）の低下を引き起こした。供試体廻りにエトリンガイトと思われる白色生成物が確認されたように、水酸化カルシウムなどのセメント硬化体が析出し物性値を大きく低下させたと思われる。れんがは焼成され酸化物であるため、化学的侵食に対する抵抗性は優れていることが確認された。

## 5.5 組積供試体に対する実験

### 5.5.1 供試体の作製および材料の物性

組積供試体は以下の手順で作製した。

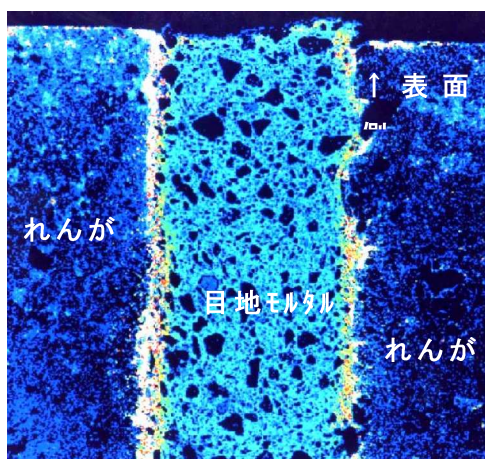
- ① 半割の寸法に切断したれんがを水槽につけ、24 時間吸水させる。
- ② 表 4.5 に示す配合により混練りしたモルタルを、目地厚さが 1 cm となるように 100 mm×100 mm の面に塗布し、2 層目のれんがを上に乗せる。
- ③ さらに 2 層目のれんがの上面に、目地厚さが 1 cm となるようにモルタルを塗布し、3 層目のれんがに乗せる。
- ④ 5 kg の錘を 3 層目のれんがの上に乗せ、翌日まで押さえる。
- ⑤ 材齢 28 日まで気中養生する。

モルタルは、5.4 で述べた供試体作製時に混練りしたものをを用いている。

## 5.5.2 実験結果

れんがと目地材を組み合わせた組積試験体を用いて実施した耐久性試験終了後に、試験体を切断し、侵食後の劣化フロント部（付着界面）の確認をEPMAによるマッピングにより行った。S（硫黄）に関する劣化侵食状況を写真5.5.1に示す。白く表示されているほど元素濃度が高いことを示す。劣化因子であるSはれんがと目地の界面に集中していることがわかる。

以上より、侵食による劣化は、必ずしも目地表面側から深部に向かって徐々に生じるだけではなく、目地とれんがの界面で生じることが確認された。



（白色部ほどS：硫黄の濃度が高い）

写真5.5.1 EPMAによるマッピング

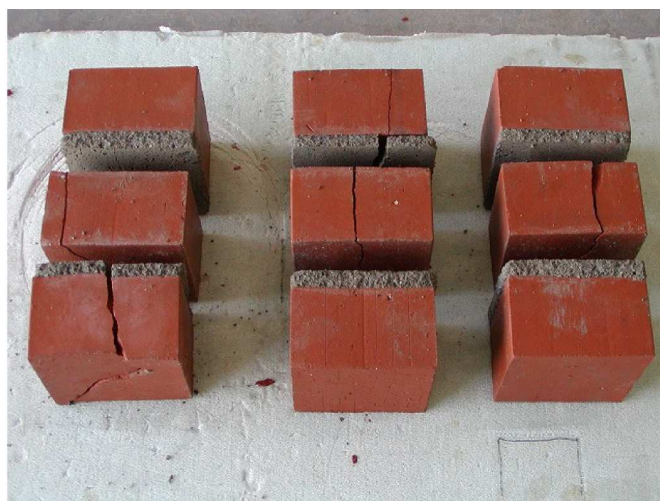


写真5.5.2 凍結融解180サイクル時の  
クラック発生状況

一方の凍結融解試験では、180サイクル時点で、写真5.5.2に示すように、れんがおよび目地にクラックの発生が確認された。れんが単体では、400サイクルを超え、表面の劣化（表層のクラック）が確認される状態であったことからすると、非常に特徴的である。これは、れんがの線膨張係数が $3 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \sim 9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ であるのに対し、モルタルの線膨張係数は $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \sim 15 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ と大きく、この違いによるものと考えられる。

## 5.6 結言

ブロック積みトンネルの特徴的な変状原因としては、外力を除くと煙害（酸および塩類による劣化）と気温（凍結融解の繰返し作用による劣化）が挙げられる。そのため、これらの劣化因子がれんがとモルタルの組積体に及ぼす影響について、酸性水浸漬試験および凍結融解試験により評価した。

得られた知見を以下にまとめる。

#### (1)れんが単体について

- れんが単体では凍結融解の影響をほとんど受けない。これは、れんがは空隙率が大きく、高い透水性を有する材料であることが原因であると考えられる。空隙が水で満たされていても氷の形成に伴う水の移動が高い透水性のため容易であり、外部への排水が円滑であったためにれんがの構成材料に高い水圧が発生しなかったためと考える。
- れんがは酸性水による化学的侵食に対しても優れた抵抗性を有する。これは、れんがが焼成され酸化物であることによる。

#### (2)れんがおよび目地材の組積構造体について

- れんが単体では凍結融解に対する高い抵抗性を示したが、組積構造体では単体と異なる傾向が得られた。すなわち、れんが単体では表層部に微細なクラックが入り、若干の剥離が生じる程度であったが、組積構造体ではれんがおよびモルタル双方にクラックが入った。これは、れんがとモルタルの線膨張係数の違いによるものと考えられる。
- 酸性水浸漬試験では、れんがと目地モルタルの境界部に硫黄(S)元素が集中し、境界部から劣化が進行することを把握した。これは、一般のコンクリートの場合、表面から劣化が進行していくのに対し、組積構造物特有の劣化形態であると言える。

## 参考文献（第5章）

- 1) 例えば，水上国男：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 化学的腐食，技報堂出版，1988.
- 2) 例えば，長谷川寿夫，藤原忠司：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 凍害，技報堂出版，1988.

## 第6章 れんが積み覆工に対する剥落対策工の基本性能

### 6.1 緒言

トンネルの変状対策は目的別に、劣化・剥落対策、漏水・凍結対策、外力対策に分類され<sup>1)</sup>、ブロック積み覆工トンネルに対しても、基本的に同様である。

ブロック積み覆工トンネルに用いられる対策工の傾向について分析すると、昭和40年から50年代にかけては、主に剥落対策としての吹付けコンクリートがほとんどであった。しかし、昭和60年代から平成になって、剥落対策として実施した吹付けコンクリートがブロック化、剥離し、剥落するという事象が数多く見られるようになった。これは主に、ラス網を設置しない、覆工表面の下地処理（煤煙の除去等）を実施しない、あるいは、実施しても不十分であるといった設計・施工の不良によるものであった。そしてそれ以降、吹付けコンクリートは敬遠され、金網・ネット工法が多く用いられるようになり、最近では繊維シート接着工法も適用されるようになってきている。

金網・ネット工法は、覆工表面に主にあと施工アンカーを使用して金網やネットを固定し、剥落を防止する工法である<sup>2)</sup>。一方の繊維シート接着工法は、接着剤である樹脂を繊維シート（アラミド、ガラス、炭素等）に含浸させながら積層（現場成形）し、覆工に接着させて一体化する工法である<sup>2)</sup>。

これら工法に用いられるアンカーと繊維シート接着に関して、コンクリートに対する設計法は確立されているものの、れんがに対する設計法はないのが実情である。そこで、れんがもしくはれんがと目地からなる組積構造に対するあと施工アンカーおよび繊維シート接着に対する設計法について、実験的検討を実施した。

### 6.2 ブロック積み覆工に用いられる対策工の傾向分析

トンネルに対する変状対策は大別すると、表6.2.1のように「劣化・剥落対策工」、「漏水・凍結対策工」、「外力対策工」の3つに分類できる。このうち、劣化・剥落対策工のポインティング（目地詰め）は、ブロック積み覆工の目地が流出、あるいは劣化した部分に目地材等を充填する工法であり、ブロック積みトンネル特有のものである。

ここで、ブロック積みトンネルに対する補修・補強について、ある鉄道事業者2社のブロック積み覆工の201トンネルを対象に調査した結果について、簡単に述べる。

まず、アーチ部における対策目的の割合を図6.2.1に示す。ここでは、ブロック積み覆工特有の補修工法である目地詰めについては、剥落対策とは別に整理した。同図より、対策内容は目地詰めを含む剥落対策が8割を占め、ポインティングを除く剥落対策が6割以上を占めている。このことから、ブロック積みトンネルにおいては、剥落対策が非常に多いことが分かる。なお、補強対策は1割程度であった。

表 6.2.1 トンネルにおける補修・補強方法の分類 <sup>1)</sup>に加筆

分類	概要	主な対策工	
劣化・剥落対策工	覆工の材料劣化や剥落を防止するために行う対策工。	ネット・金網， 繊維シート接着， ポインティング	
漏水・凍結対策工	漏水対策工	漏水によりトンネルがその機能を十分に発揮できない場合，これを改善することを目的に行う対策工。	導水樋，防水板， 止水注入
	凍結対策工	寒冷地において漏水の凍結あるいは凍結融解によりトンネルがその機能を十分に発揮できない場合，これを改善することを目的に行う対策工。	U カット断熱材挿入工法，表面断熱処理工法
	路盤沈下対策工	噴泥等により路盤の沈下を生じ，トンネルがその機能を十分に発揮できない場合，これを改善することを目的に行う対策工。	排水溝の改良，路盤した空洞の充填
外力対策工	塑性圧，偏圧・斜面クリープ，地山の緩みによる鉛直圧等の外力に起因する変状に対して行う対策工。	裏込注入， 内面補強工	

覆工材料別の対策工の割合を図 6.2.2 に示す。覆工材料がれんがの場合，吹付けコンクリートが多く用いられているが，覆工材料がコンクリートブロックの場合，あと施工アンカーで取り付ける金網・ネットの割合が大きい。この理由の一つとして，あと施工アンカーとれんがの定着に対する信頼性が高くないことが挙げられる。

図 6.2.3 に示す対策工の経年変化を見ると，ブロック積み覆工の老朽化が進むに従い，対策箇所数が増加していることが分かる。また，1970 年代までは，対策工の多くが吹付けコンクリートによるものであったが，1980 年代以降の対策工法は多様化し，1990 年代の後半は剥落対策の主流は，あと施工アンカーを用いた金網・ネットとなっている。

図 6.2.4 に，対策を行った数量と対策後に対策工に変状が生じた箇所数について，対策工法ごとに示す。対策後に変状が生じた割合は，吹付けコンクリートが最も多い。

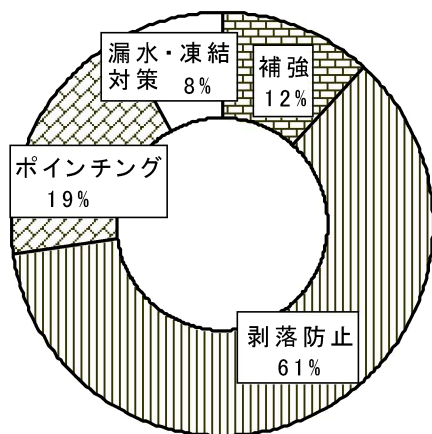


図 6.2.1 アーチ部の対策工の種類

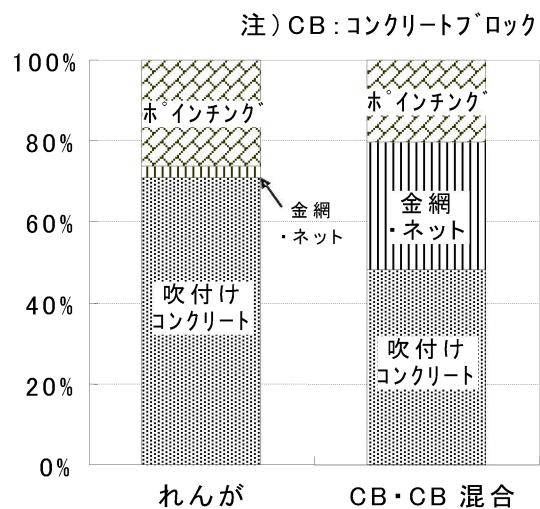


図 6.2.2 覆工材料別の対策工の割合



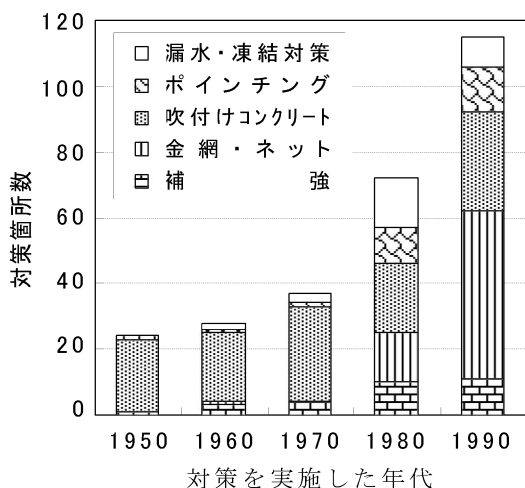


図 6.2.3 対策工の経年分布

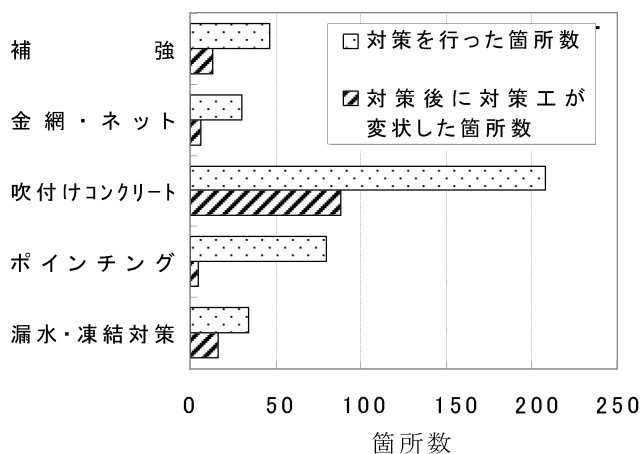


図 6.2.4 対策後の変状発生状況

トンネル覆工内面の対策工法はその取り付け方法により，あと施工アンカーを用いる工法と接着系材料を用いる工法に大別できる（表 6.2.2）。

表 6.2.2 工法種別と具体的な工法

あと施工アンカーを用いる工法	当て板工法，ネット・金網工法
接着系材料を用いる工法	吹付け工法，繊維シート接着工法 断面修復工法，鋼板接着工法

れんが積み覆工においても，あと施工アンカーを用いる工法や接着系材料を用いる工法により対策が行われているが，それらの適用性について検証を行った報告はない。

そこで本研究では，あと施工アンカーと繊維シート接着工法に着目し，実験を通じてそれらの評価法について検証を行った<sup>3),4),5)</sup>。

## 6.3 あと施工アンカーに関する検討

### 6.3.1 既存の引張耐力評価法

あと施工アンカーはトンネルに限らず，構造物の補修・補強において多くの実績を有しており，樹脂アンカー，金属拡張式アンカー（以下，「金属アンカー」と記す），またそれらを組み合わせた複合アンカーなどがある。

コンクリート構造物に対しては，あと施工アンカーの種類に応じて母材強度を指標とする設計式が提案されている<sup>6)</sup>。樹脂アンカーおよび金属アンカーの1本あたりの許容引抜耐力 $P$  (N) の計算式を以下に示す。

① 樹脂アンカー： $P_1$ ,  $P_2$ のいずれか小さな値

$$P_1 = 0.53 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D + 5.5\phi) \cdot \sigma_c^{1/3} + 0.37 \cdot \pi \cdot D \cdot (L - 4\phi) \cdot \sigma_c^{2/3} \quad (6.1)$$

$$P_2 = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad (6.2)$$

ここに、 $\phi$ ：アンカー径 (mm)

$D$ ：削孔径 (mm)

$L$ ：埋め込み長 (mm)

$\sigma_c$ ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$ ：アンカーの許容引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$ ：アンカーの軸部断面積 (mm<sup>2</sup>)

② 金属アンカー： $P_3$ ,  $P_4$ のいずれか小さな値

$$= 0.03 \cdot \bar{\sigma} \cdot \pi \cdot \cdot ( + ) \quad (6.3)$$

$$P_4 = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad (6.4)$$

ここに、 $D$ ：削孔径 (mm)

$L$ ：埋め込み長 (mm)

$\sigma_c$ ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$ ：アンカーの許容引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$ ：アンカーの軸部断面積 (mm<sup>2</sup>)

### 6.3.2 単体供試体に対する実験

#### (1) 実験概要

れんが単体 (210 mm × 100 mm × 60 mm) にあと施工アンカーを定着し、油圧ジャッキを用いて引抜試験を行った。実験の概要を図6.3.1に示す。供試体には、強度の異なる3種類のれんがに加え、比較のため同形状のコンクリートも用いた。供試体材料の種類を表6.3.1に示す。

用いたあと施工アンカーは樹脂アンカーおよび金属アンカーの2種類とし、それぞれの諸元は表6.3.2に示すとおりである。

単体供試体については、第3章と同様の方法で耐久性試験（耐硫酸塩試験および凍結融解試験）を実施した。

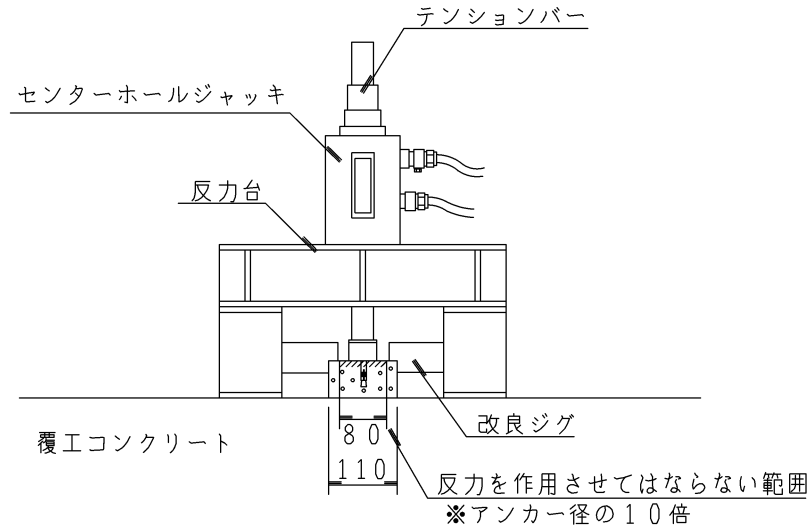


図 6.3.1 アンカー引抜試験の概略

表 6.3.1 供試体材料の種類

名 称	具体的な種類
れんがA	建築などの装飾用れんが 単位体積質量：19.1 kN/m <sup>3</sup>
れんがB	建築などの装飾用れんが 単位体積質量：20.4 kN/m <sup>3</sup>
れんがC	JISれんが <sup>2</sup> （2種相当） 単位体積質量：21.7 kN/m <sup>3</sup>
コンクリート	$f'_c = 40 \text{ N/mm}^2$ （JIS A 1108） 単位体積質量：22.2 kN/m <sup>3</sup>

表 6.3.2 あと施工アンカーの諸元

種 類	径	定着長 (mm)	削孔長 (mm)	削孔径 (mm)	備 考
樹脂アンカー	M8 用	70	70	9	ケミカルアンカー R-8
金属アンカー	M8	35	40	12.5	ホークアンカー SUS B 860

アンカー径は同じ M8 であるが、定着長については異なるものを使用した。これは樹脂アンカーに 70 mm よりも短い製品がなかったことに加え、金属アンカーの施工上の理由による。供試体が高さが 100 mm と小さいことから、金属アンカーの定着長を 70 mm とすると、定着の際に生じる衝撃により供試体に割裂が生じる恐れがあったことから、定着長を 35 mm とした。

あと施工アンカーの引抜耐力は定着長さにも影響を受けることから、今回の試験結果では樹脂アンカーと金属アンカーを一概に比較することはできない。参考までに、あと施工アンカーの手引き<sup>6)</sup>に明記されている算出式により引抜耐力を計算すると、

本実験における金属アンカーの引抜耐力は、樹脂アンカーの40%程度である。

せん孔は実施工で用いられている回転・打撃式のドリルでは、単体供試体に亀裂を生じる恐れがあったため、回転式のドリルを用いた。

## (2) 引抜試験結果

あと施工アンカー種類（樹脂アンカー・金属アンカー）と母材の種類をパラメータとした引抜試験を行った。破壊面の状況を写真6.3.1に示す。母材に関わらず、樹脂アンカーは母材破壊であり、金属アンカーは母材と金属アンカーの接触界面の破壊であった。



上段：樹脂アンカー  
下段：金属アンカー  
左：コンクリート  
中央：れんがA  
右：れんがB

写真 6. 3. 1 破壊面の比較

最大引抜荷重と供試体の圧縮強度（JIS R 1250）の関係のうち、樹脂アンカーのものを図6.3.2に、金属アンカーのものを図6.3.3に示す。なお、図中に示した設計許容引抜耐力は、コンクリート用に提案されている設計式<sup>7)</sup>より算出した。また、図6.3.4にアンカー種類ごとに、最大設計荷重の設計荷重の比を示す。

図6.3.2、図6.3.3より、母材の種類およびあと施工アンカー種類にかかわらず、母材の圧縮強度が大きくなるにつれ、最大引抜荷重が増加することがわかる。

また、図6.3.4より、金属アンカーの一部のケースで設計荷重を下回る結果となったが、その他の多くは設計荷重を上回った。これらの結果より、母材の種類やあと施工アンカー種類にかかわらず、既存の設計式<sup>7)</sup>を用いてあと施工アンカーの最大荷重を十分安全側に評価できることが確認された。金属アンカーの最大引抜荷重が樹脂アンカーに比べばらつきが大きいのが、この理由としては定着の違いがあげられる。樹脂アンカーはアンカー全長にわたって定着されるが、金属アンカーの定着は、その底部の拡張部周辺のみ限定される。そのため拡張部周辺の状態によって、引抜荷重にばらつきが生じたものと考えられる。

以上より、あと施工アンカーの種類に関わらず算出式以上の引抜耐力は期待できるが、れんが積み覆工トンネルが建設されていた当時のれんがは品質のばらつきが大きく、信頼性設計という点では金属アンカーは劣ると考えられる。

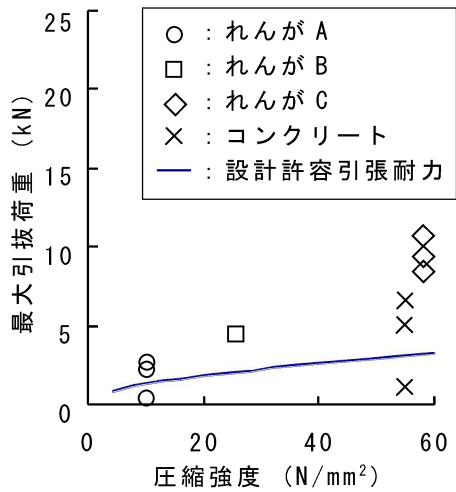


図 6.3.2 圧縮強度と引抜荷重（樹脂）

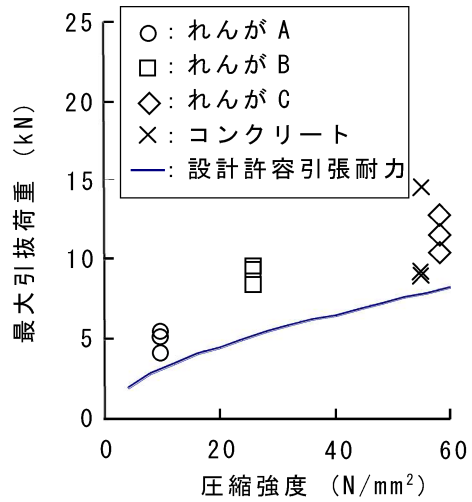


図 6.3.3 圧縮強度と引抜荷重（金属）

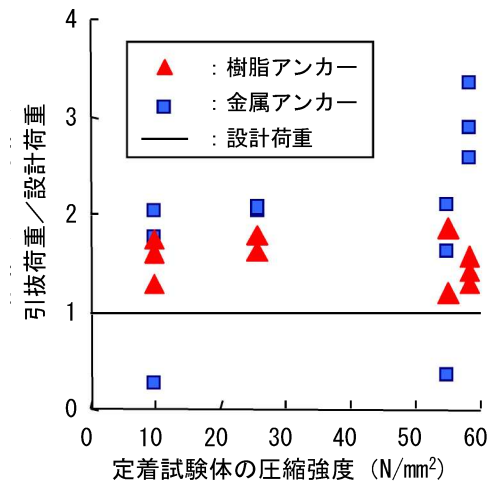


図 6.3.4 設計荷重に対する最大引抜荷重の比

続いて、耐久性試験結果について述べる。

写真 6.3.2 にモルタル供試体の耐硫酸塩試験後の樹脂アンカーと金属アンカーの破断面の違いを示す。供試体の廻りに付着している白色生成物は、硫酸塩との反応によって生成したエトリンガイトと思われ、金属アンカーの定着部廻りには多く確認された。金属アンカーの場合、あらかじめφ12.5 mmの削孔を行い、M8のあと施工アンカーを定着するため、拡張部を除く部分では母材とアンカーに4.5 mmの隙間が生じることとなる。この隙間に酸と硫酸塩が浸透しエトリンガイトが生成されたと思われる。

図 6.3.5, 図 6.3.6 に樹脂アンカーにおける母材の圧縮強度と引抜荷重を整理したものを示す。



(左：樹脂アンカー，右：金属アンカー)

写真 6.3.2 破断状態の差

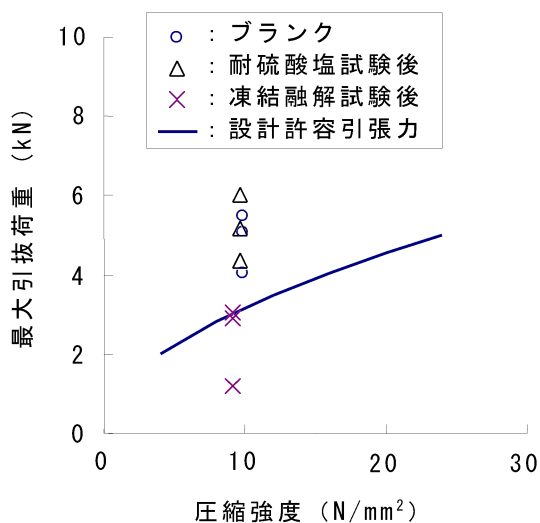


図 6.3.5 耐久性試験後の圧縮強度と引抜荷重

(れんがA，樹脂アンカー)

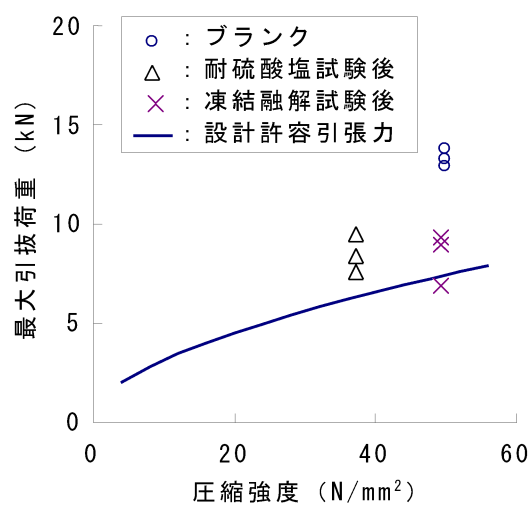


図 6.3.6 耐久性試験後の圧縮強度と引抜荷重

(コンクリート，樹脂アンカー)

耐硫酸塩試験によって母材（コンクリート）の圧縮強度が低下した場合は，引抜荷重も同様に低下している．れんがでは強度低下がないため，あと施工アンカーの引抜荷重に低下は認められなかった．

一方，母材の種類に関わらず凍結融解試験による強度低下は確認されないが，引抜荷重は大きく低下している．樹脂アンカーの物性が凍結融解によって変化したために生じたものと考えられる．

図 6.3.7，図 6.3.8 に金属アンカーにおける母材の圧縮強度とあと施工アンカー引抜荷重を示す．

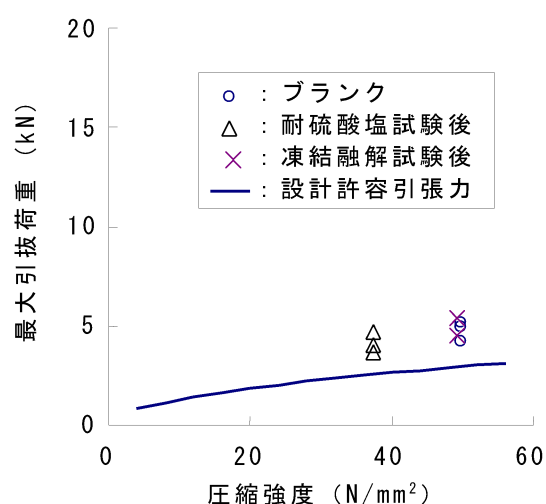
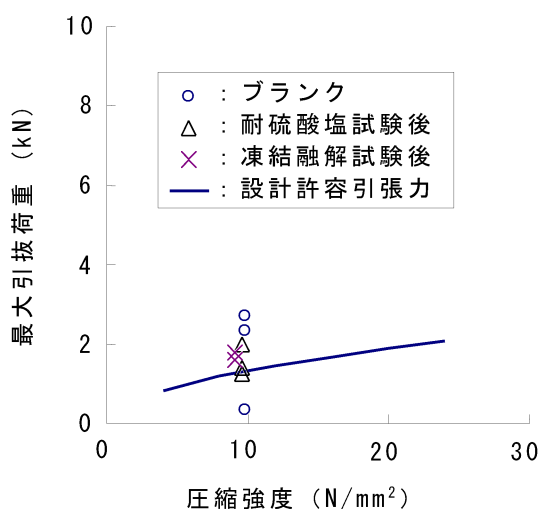


図 6.3.7 耐久性試験後の圧縮強度と引抜荷重 (れんがA, 金属アンカー) 図 6.3.8 耐久性試験後の圧縮強度と引抜荷重 (コンクリート, 金属アンカー)

コンクリートの場合，耐硫酸塩試験によって母材（コンクリート）の圧縮強度が低下し，引抜荷重も同様に低下している．れんがAでは強度低下がないため，あと施工アンカーの引抜荷重の低下は確認されない．凍結融解試験によるあと施工アンカー引抜耐力の低下は，金属アンカーでは確認されなかったが，樹脂アンカーでは確認された．

### 6.3.3 組積供試体に対する実験

#### (1) 実験概要

れんがと目地モルタルにより組積供試体（650 mm×480 mm×210mm）を作製し，その供試体に各種あと施工アンカーを定着し，油圧ジャッキを用いて引抜試験を行った．引抜試験装置の概要を図6.3.9に，実験パラメータを表6.3.3に示す．あと施工アンカーは単体試験で用いた樹脂アンカー，金属アンカーに加え，両者の特徴を併せ持つ複合アンカーも使用した．

なお，せん孔に用いたドリルは，実施工で用いられている軽量タイプの回転・打撃式ドリルを使用した．せん孔による母材の損傷は確認されなかった．

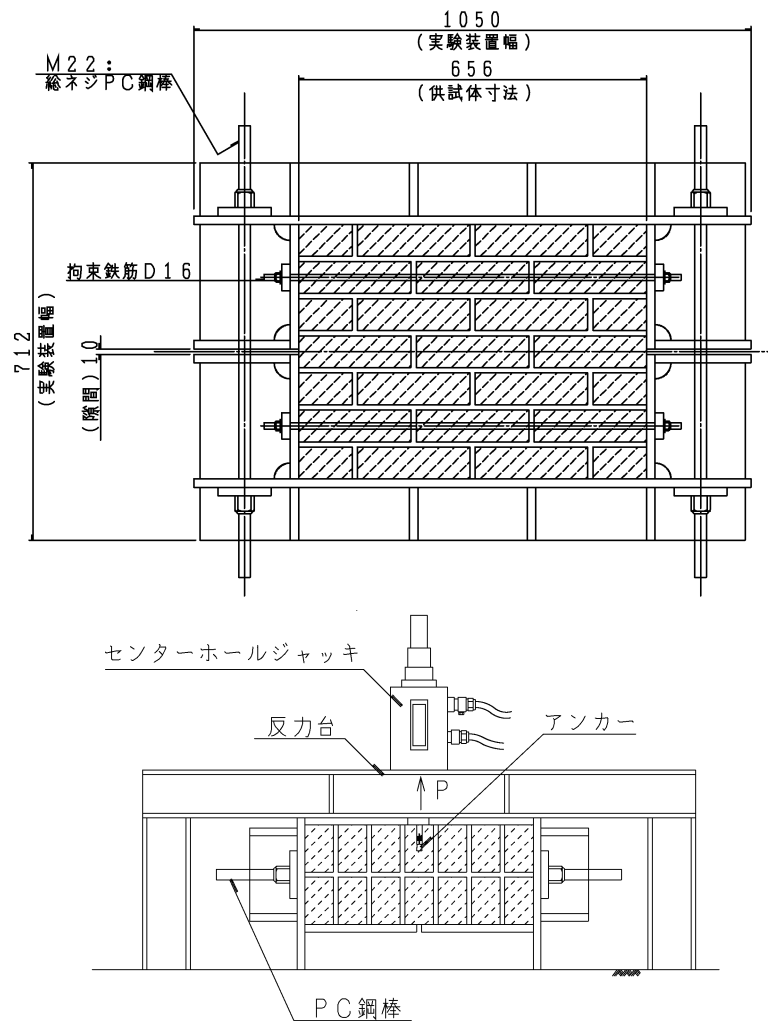


図6.3.9 組積供試体を用いた引抜試験概要

表6.3.3 実験パラメータ

アンカー種類	樹脂，金属，複合 (すべてM12)
アンカー定着層	表層(1層目)，2層目
アンカー定着部位	母材，縦目地，横目地
母材種別	れんがA，コンクリート版
目地深さ	目地充填 目地やせ(高さの半分50 mm)
目地強度 (JIS R 1250)	低強度 $f'_c = 10 \text{ N/mm}^2$ 高強度 $f'_c = 25 \text{ N/mm}^2$
母材の応力状態	軸力の有・無(15 kN)



## (2) 実験結果

### a) 破壊状況

破壊状況は、あと施工アンカーの種類，目地の状況によって異なる結果となった。

目地が充填されている状況において，樹脂アンカーによる破壊は樹脂と母材の付着せん断破壊が支配的であったが，複合アンカーの場合は，樹脂と母材との付着せん断破壊とコーン状破壊の複合的な破壊となった（写真6.3.3）。



(a) 樹脂アンカー



(b) 複合アンカー

写真6.3.3 アンカー種類の違いによる破壊状況

一方，同じ複合アンカーにおいて，目地の状況が完全に充填されている場合は，上述のように樹脂と母材との付着せん断破壊とコーン状破壊の複合的な破壊となったのに対し，目地がやせている状態では，コーン状の破壊にはならず，樹脂と母材との付着せん断破壊となった（写真6.3.4）。



(a) 目地充填



(b) 目地やせ

写真6.3.4 目地の状態の違いによる破壊状況

## b) 引抜試験結果

金属アンカーの引抜荷重と設計荷重の関係を図6.3.10に示す。設計荷重はコンクリート用に提案されている既存の設計式<sup>6)</sup>より算出を行ったものである。同図より、供試体の構成（単体・組積供試体）にかかわらず、設計値に比べて、引抜荷重は大きな値を示した。特に組積供試体においてはその度合いが大きいことから、目地やせのないれんが構造物に既存の設計式<sup>6)</sup>を適用した場合は、安全側の設計になると考えられる。

定着深さと母材種類をパラメータとした実験結果を図6.3.11に示す。それぞれ金属アンカーを使用した。定着深さに応じて引抜荷重が異なることも確認された。また母材がれんがの場合は、コンクリートの場合に比べ、最大荷重および荷重-変位曲線の傾きは小さいことが分かる。この理由として、母材の強度とヤング係数の影響が挙げられる。

あと施工アンカーの種類をパラメータとした実験結果を図6.3.12に示す。それぞれのアンカーの定着層（定着深さ）と径は同じである。複合アンカーの破壊挙動は、まず樹脂と母材の付着せん断破壊が生じた後、金属アンカーによる母材のコーン状破壊が生じると思われる。写真6.3.3および図6.3.12より、複合アンカーは金属アンカーと樹脂アンカーの破壊挙動を併せ持つことから最大荷重が大きく、ばらつきが小さい特徴を有している。

目地の状況（充填度合い）をパラメータとした実験結果を図6.3.13に示す。用いたあと施工アンカーは複合アンカーでれんが2層目に定着した。目地がやせている場合、その引抜耐力は低下したが、これは、複合アンカーの特徴の一つであるコーン状破壊が、目地やせによって生じ得なかったためと推察される。

目地強度の違いをパラメータとした実験結果を図6.3.14に示す。用いたアンカーは複合アンカーである。高強度目地（母材強度より高い）の場合は、低強度目地（母材強度と同程度）に比べて、その引抜耐力は小さかった。これは目地強度が母材強度と同程度以下の場合、その破壊面（写真6.3.3）は目地をまたぐコーン状破壊となる。一方、目地強度が母材強度より大きい場合、破壊面は目地材と母材の界面に沿って形成されるため、その破壊面積は減少し、本結果では引抜耐力が小さくなったと考える。また、高強度目地においては、あと施工アンカーの最大引抜荷重後も引抜荷重の急激な低下は見られなかった。この理由としては、高強度目地の場合、最大引抜荷重後も目地に沿って破壊が進行しつづけたことによるものと推察される。

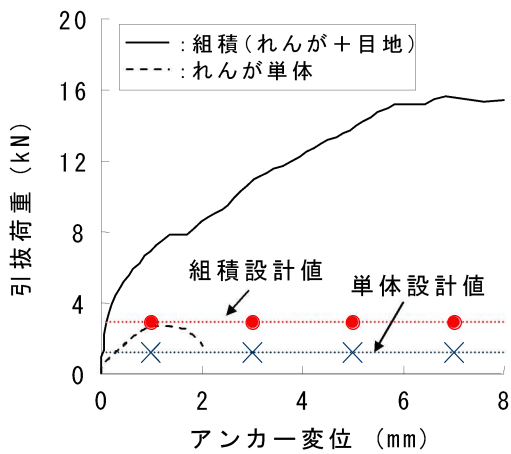


図 6.3.10 引抜荷重と変位との関係  
(組積と単体との比較)

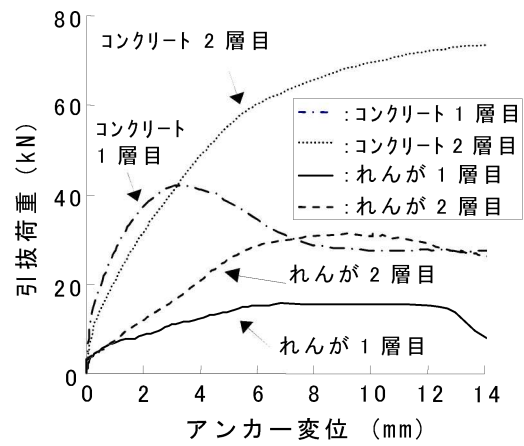


図 6.3.11 引抜荷重と変位との関係  
(定着層および母材種別)

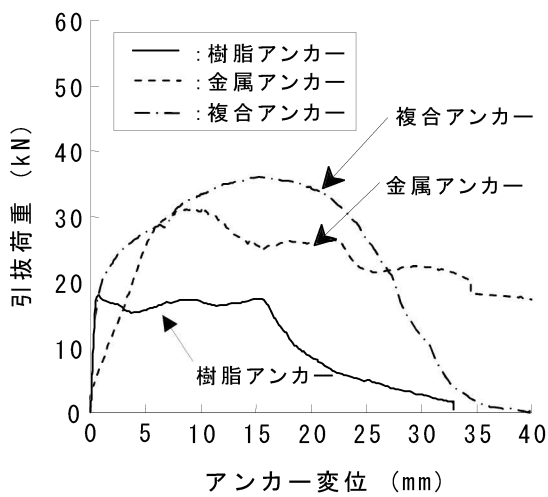


図 6.3.12 引抜荷重と変位との関係  
(アンカーの種別)

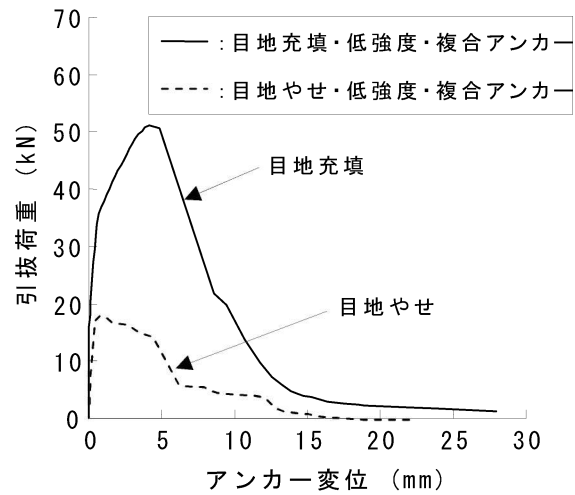


図 6.3.13 引抜荷重と変位との関係  
(目地状況の違い)

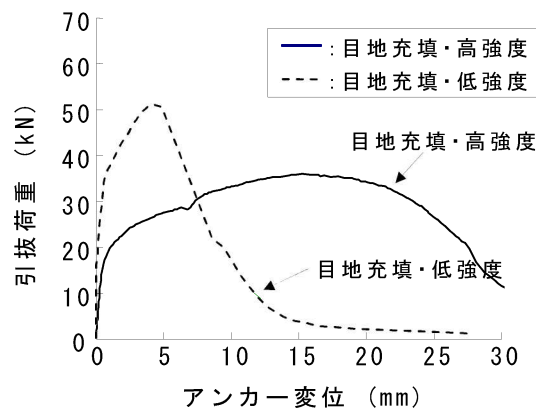


図 6.3.14 引抜荷重と変位との関係 (目地強度の違い)

## 6.4 繊維シート接着工法に関する検討

### 6.4.1 既存の付着強度評価法

接着の対策材料には、樹脂系材料（繊維シートなど）や無機系材料（吹付けコンクリートなど）、またそれらを組み合わせた複合材料（ポリマーセメントなど）があげられるが、本論文では、近年、施工事例が増加している繊維シート接着工法を対象とする。

コンクリート構造物への適用において、その設計の基本思想は、接着相手である母材の引張強度を付着強度と仮定し照査を行うことである。これは接着系材料すべてに共通する。この引張強度は母材の圧縮強度を指標とした関数<sup>7)</sup>として表されている。

この基本思想をもとに、材料ごとの設計法が整備されつつあり、その一つに、剥落対策である繊維シートにおいて、設計法が提案されている<sup>8),9)</sup>。すなわち、繊維シート接着工法とコンクリートの付着強度は、式(6.5)に示すコンクリートの終局限界状態の設計引張強度<sup>7)</sup>により表すことができる。

$$f_{tk} = 0.23 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \quad (6.5)$$

ここに、 $f_{tk}$ ：終局限界状態の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$ ：設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 6.4.2 単体供試体に対する実験

#### (1) 実験概要

表6.4.1に示す対策材料（母材の種類については表6.3.1参照）を用いて、母材と対策材料の付着特性について把握を行った。

試験方法は鋼製端子（40 mm×40 mm）を単体供試体（105 mm×100 mm×60 mm）に接着し（写真6.4.1参照）、これを引っ張り、その付着強度（建研式引張試験）を測定する<sup>8),9)</sup>。

表6.4.1 対策材料一覧

	使用材料
母材のみ	れんがA, れんがB, れんがC, コンクリート
接着樹脂	繊維シート, エポキシ樹脂
含浸樹脂A	粘性樹脂, アクリル樹脂
含浸樹脂B	低粘性樹脂, アクリル樹脂



写真6.4.1 建研式引張試験供試体

## (2) 実験結果

接着試験体の圧縮強度と建研式引張強度の関係を図6.4.1に示す。図中に示す引張強度は、母材の終局限界状態の引張強度を算出する既存の式<sup>7)</sup>より算出を行った。

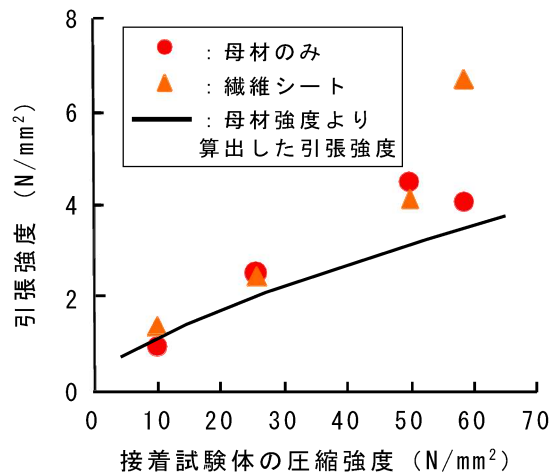


図6.4.1 繊維シートの付着強度

同図より、供試体の種類にかかわらず、その圧縮強度と引張強度（建研式）は相関を示し、その値は既存の式により算出を行った引張強度であらわすことができる。また、繊維シートの付着強度も、その種類にかかわらず、既存の式により算出を行った供試体の引張強度で、その値をあらわすことができる。

これらの結果より母材や対策材料の種類にかかわらず、繊維シートの付着強度は母材の引張強度に支配され、それらは既存の式<sup>7)</sup>を用いて評価できることが確認できた。

れんがの含水状態の違いによる対策材料ごとの付着強度を図6.4.2に示す。湿潤状態は、供試体を水中に1週間以上浸漬させ気中に取り出して、表面の水滴を拭いた後、5分以内に補修材の塗布等を行った。また、処理後は、上端を1cm気中に露出するように水中に浸漬し、湿気箱（密閉容器）中で24時間以上養生を行った。

同図より,対策材料の種類によって試験結果が異なることがわかる.含浸樹脂 A は,母材が湿潤状態の場合でも,付着強度が低下しなかったものの,含浸樹脂 B は低下した.

対策材料の適用にあたっては,その特性を把握した上で,母材の含水状態を考慮する必要がある.

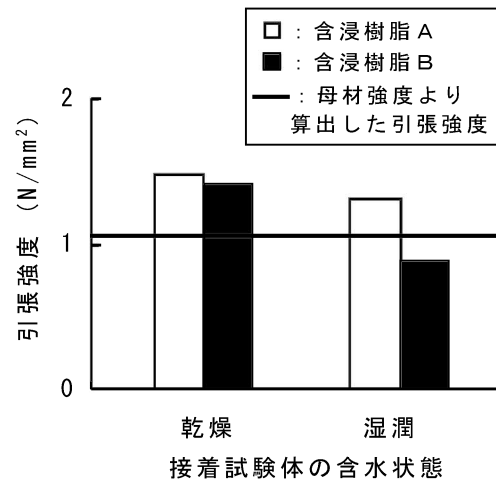


図 6.4.2 母材の含水状態による付着強度

続いて,耐久性試験結果について述べる.

れんが,コンクリートを母材パラメータとして,補修材を接着した供試体について耐久性試験(耐硫酸塩試験・凍結融解試験)を行い,試験終了後に建研式引張試験を行った.耐久性試験後の建研式引張強度の変化について,図 6.4.3 および図 6.4.4 に示す.なお,れんがについては,れんがの引張強度を確認する目的で,シートを接着せず,直接引っ張るケースも実施した.

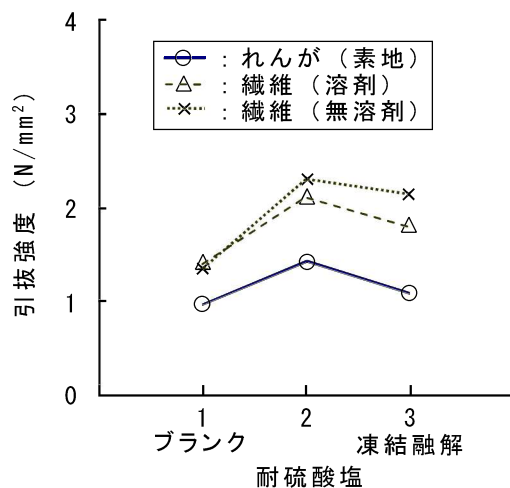


図 6.4.3 耐久性試験後の接着強度  
(母材:れんが A)

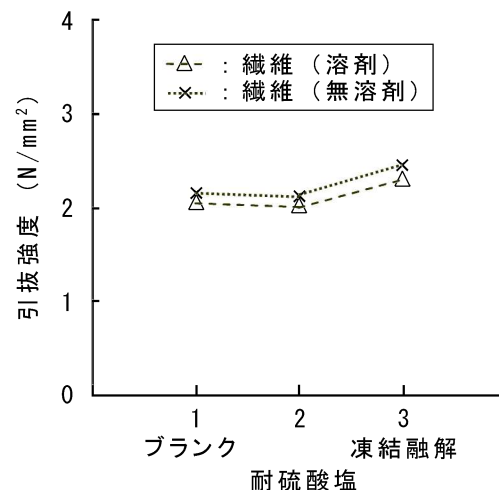


図 6.4.4 耐久性試験後の接着強度  
(母材:コンクリート)

耐久性試験後のれんがの素地（無補修）について，引張強度の物性値に変化は確認できなかった．また繊維シートについては，母材の種類に関わらず耐久性試験後の接着強さに変化を確認することはできなかった．繊維シートが劣化因子遮断層となり，母材の劣化を防いだことから良い結果が得られたものと思われる．

一般に，酸によって水酸化カルシウムが溶出し場合，コンクリート中への硫酸塩の浸透が容易となることで劣化が生じる．そのため，中性に近い硫酸ナトリウム溶液ではセメント材料の溶出は小さい．一般に，塩類の種類によって pH 値や劣化の度合いが異なり，硫酸塩が多い場所でも弱酸性であれば劣化の進行は比較的緩やかである．

### 6.4.3 組積供試体に対する実験

#### (1) 実験概要

試験方法は，ブロックと目地を組み合わせた組積供試体（610 mm×380 mm×100 mm）を用いて，供試体中央部の箱抜き部に試験速度1 mm/minで載荷し，0.5 kN毎に載荷を停止し，繊維シートが破断および剥離が端部に達するまで押し抜いた<sup>8),9)</sup>．

組積供試体を用いた繊維シートの押抜試験状況を写真6.4.2に，実験パラメータを表6.4.2に示す．

湿潤面用のエポキシ樹脂をプライマーとして使用し，アラミド繊維シートをアクリル樹脂にて含浸接着を行った．また湿潤状態については，単体供試体と同様の方法で行った．

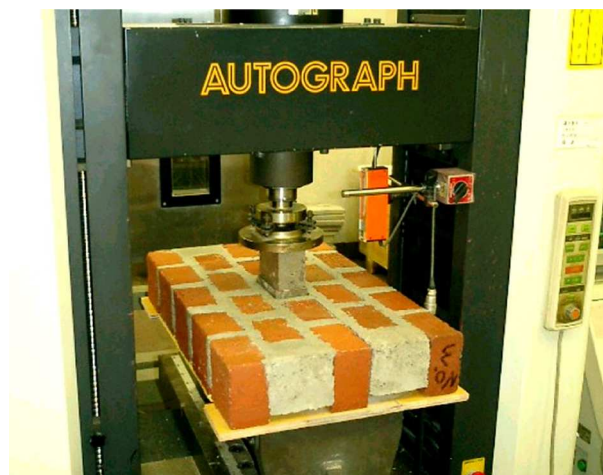


写真6.4.2 押抜試験状況

表6.4.2 実験パラメータ

母材種別	れんがA, れんがC, コンクリートブロック
含水状態	乾燥, 湿潤
目地深さ	目地充填 目地やせ (高さの半分50 mm)
目地強度	$f'_c = 10 \text{ N/mm}^2$

## (2) 実験結果

すべての供試体において、繊維シートの破断により試験が終了した。

押抜荷重と変位置との関係を図6.4.5に示す。ここで用いた組積供試体は、母材と目地（目地やせ）を組み合わせたものである。

コンクリートとれんがの強度は、コンクリート、れんがC、れんがAの順であり、繊維シートの押抜荷重および荷重-変位曲線の傾きの大きさは、母材の圧縮強度と相関があることがわかる。母材の圧縮強度および静弾性係数が大きくなるにしたがい、荷重-変位曲線の初期勾配が高く、最大押抜荷重が大きくなることが確認された。

また、目地部の充填度合いによっても荷重-変位曲線の初期勾配は異なる結果となった。図6.4.5より「目地やせ」に比べ、「目地充填」の荷重-変位曲線の初期勾配は大きいことがわかる。この理由としては、目地部が完全に充填されていることによって、繊維シートの接着面積が、「目地やせ」に比べ、大きかったことが考えられる。目地部の充填度合いによって異なる挙動を示したが、「目地やせ」の場合においても、繊維シートの破断まで良好な付着を確保できることが確認された。

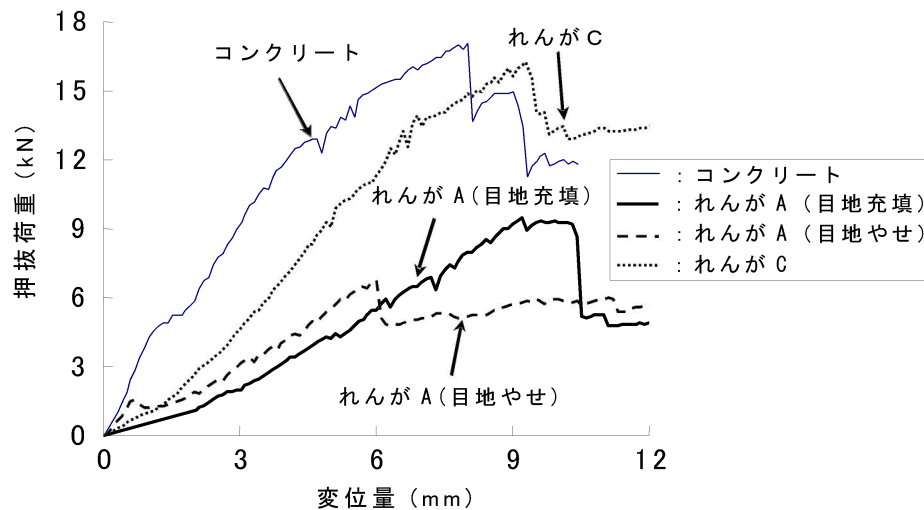


図 6.4.5 押抜試験結果



## 6.5 結 言

れんが積みトンネル覆工における対策材料の定着および接着に関する設計法を作成するため、実際のれんが構造物の物性値を把握した上で、各種室内実験を行った。その結果、コンクリートに適用されている既存対策設計法がれんが積み構造物においても適用できることが明らかとなった。以下に、得られた成果を示す。

### (1) あと施工アンカーについて

- ・補修材（樹脂アンカー・金属アンカー）と母材の引抜耐力について確認を行った。れんがやコンクリート等の材料の違いに関わらず、引抜耐力は母材の圧縮強度に強く影響を受けることが明らかとなった。また鉄道総研より提案されているあと施工アンカー耐力算定式に比べ大きな引抜耐力を有しており、コンクリートに対する耐力算定式がれんが積み覆工にも適用できることを確認した。
- ・あと施工アンカーと母材の引抜耐力はアンカーの種類（樹脂アンカー・金属アンカー）に関わらず、母材の圧縮強度と相関を持つことがわかった。ただし、金属アンカーは樹脂アンカーに比べ、ばらつきが大きい。
- ・あと施工アンカーを設置した状態で耐久性試験を行った場合、アンカーの種類に関わらず、母材の劣化が確認される場合はあと施工アンカーの引き抜き耐力も低下する。しかし、れんがに対する凍結融解試験の場合、母材の強度低下は確認されていないにもかかわらず、樹脂アンカーの引抜耐力は低下していた。このことから、樹脂が凍結融解の影響を大きく受けることが確認された。
- ・あと施工アンカー定着の設計は、目地やせ度合いに応じて十分な定着長さを確保すれば、目地強度にかかわらず、母材強度を指標とする既存設計式を用いて評価することができる。具体的には、目地やせ生じている場合、表層（1層目）より深部の2層目に定着を行うことで、その目地強度に関わらず、既存設計式により算出された設計荷重を満足する。
- ・樹脂アンカー、金属アンカー、複合アンカーの3種類を試験したが、前者2つの長所を併せ持つ複合アンカーが耐荷特性に優れ、硫酸塩や凍結融解に対しても抵抗性が高い。

### (2) 繊維シート接着について

- ・母材の違いによる繊維シートの接着強さについて確認を行った。れんがやコンクリート等の材料の違いに関わらず、接着強さ（建研式引張強度）は母材の圧縮強度に強く影響を受け、さらにコンクリート標準示方書で定義されている終局状態の引張強度と同等であった。
- ・繊維シートと母材の接着強さは、プライマーの種類（溶剤・無溶剤）に関わらず、母材の圧縮強度と相関があった。
- ・繊維シートを接着した状態で耐久性試験を行い、接着強度の変化について確認を行った。母材の劣化が起る場合は繊維シートの接着強度は低下した。
- ・接着材料の設計において、その付着強度は、接着材料および母材の種類にかかわ

らず，コンクリートに対する既存式により算出される母材の引張強度で評価することができる．また，母材の種類や目地の充填度合いにかかわらず，母材強度に応じてその押抜荷重は大きくなることが確認された．

## 参考文献（第6章）

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル），pp.57-62，2007.
- 2) 鉄道総合技術研究所：トンネル補修・補強マニュアル，2007.
- 3) 栗林健一，岡野法之，仲山貴司，小島芳之：煉瓦積みトンネル覆工におけるあと施工アンカーの適用性に関する実験，土木学会第59回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部門，pp.731-732，2004.
- 4) 栗林健一，岡野法之，仲山貴司，小島芳之，竹本恭啓：レンガ積みトンネル覆工における対策材料の定着および接着に関する設計法，土木学会トンネル工学報告集第14巻，pp.337-344，2004.
- 5) 栗林健一，岡野法之，仲山貴司，小島芳之：レンガ積みトンネル覆工における対策材料の定着および接着に関する実験，日本コンクリート工学協会コンクリート工学年次論文集第27巻，pp.1591-1596，2005.
- 6) 鉄道総合技術研究所：あと施工アンカー工法設計施工の手引き，1987.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，2002.
- 8) トンネル安全対策工法研究会：FRPによるトンネル覆工剥落対策マニュアル，2003.
- 9) 小島芳之，吉川和之，六車崇司，小林朗，若菜和之，松岡茂，朝倉俊弘，呉深：繊維シート接着工法による覆工コンクリートの剥落対策設計法 土木学会論文集，第756号 / vi-62，pp.101-116，2004.

## 第7章 ブロック積み覆工トンネルの対策工設計法

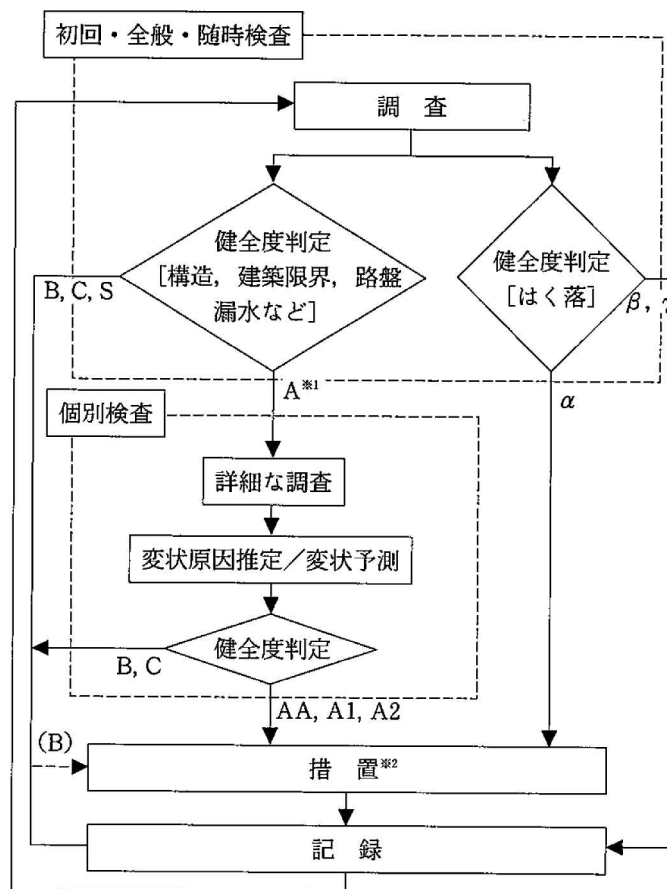
### 7.1 緒言

ブロック積み覆工トンネルを含むすべての鉄道トンネルは、一般に図7.1.1に示す手順によって維持管理されている<sup>1)</sup>。

他の構造物との大きな違いは、1999（平成11）年に連続して発生した無筋コンクリート覆工における覆工コンクリート片の剥落事故<sup>2)</sup>を受けて、剥落に対する健全度、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$ を判定することである<sup>1)</sup>。

したがって、トンネルの対策工は、トンネル構造の安定性と剥落に対する安全性とを大別して考える必要がある。前者は内面補強工、内巻等が、後者は金網・ネット、当て板、繊維シート接着等が主な対策工となる。

本章では、トンネル構造の安定性に対する対策工と剥落対策工について述べる。



※1 AAの場合は緊急に措置を講じたうえで個別検査を行う

※2  $\alpha$ の場合は劣化・はく落対策工などの補修・補強が必要

図7.1.1 鉄道トンネルにおける維持管理の一般的な手順<sup>1)</sup>

## 7.2 トンネル構造の安定性に対する対策工の設計法

### (1) 健全度

無筋コンクリート覆工の場合，トンネル構造の安定性に対する健全度を判定する際の目安として，表7.2.1が示されている<sup>1)</sup>。すなわち，変状の程度（ひび割れの幅と延長），内空変位の進行性に応じて，AA，A1，A2，B～Cの目安が示されている。さらに，表中，変状の程度と進行性については，評価の目安が表7.2.2，表7.2.3のように示されている。

表7.2.1 鉄道トンネルの個別検査における性能項目の照査の一例<sup>1)</sup>

全般検査段階	個別検査段階			
	変状の程度	進行性	変状の予測と性能項目の照査の結果	健全度
1. 覆工に圧ぎ，せん断ひび割れ，放射状ひび割れ，顕著な開口ひび割れが発生している	特に大きなひび割れがある，あるいはせん断ひび割れ，大きな圧ぎが生じている	あり	現時点でトンネル構造の安定性に問題が生じている	AA
		なし	次回検査までトンネル構造の安定性を確保できない	A1
2. 覆工に前回検査時にみられなかったひび割れが多く発生している	大きなひび割れがある，あるいは圧ぎが生じている	非常に大きい	現時点でトンネル構造の安定性に問題が生じている	AA
		大きい～なし	次回検査までトンネル構造の安定性を確保できない	A1
3. 目視により確認できる程度の覆工の変形・沈下・移動が発生している	中程度のひび割れ	非常に大きい	現時点でトンネル構造の安定性に問題が生じている	AA
		大きい	次回検査までトンネル構造の安定性を確保できない	A1
		小さい～なし	次回検査までにトンネル構造の安定性が低下する可能性が高い	A2
		なし	現段階においてはトンネル構造の安定性には問題はない	B～C
	顕著なひび割れはない	非常に大きい	現時点でトンネル構造の安定性に問題が生じている	AA
		大きい	次回検査までトンネル構造の安定性を確保できない	A1
		小さい	次回検査までにトンネル構造の安定性が低下する可能性が高い	A2
		なし	現段階においてはトンネル構造の安定性には問題はない	B～C

表7.2.2 変状の程度の評価についての目安<sup>1)</sup>

変状の種類	変状の程度	目 安
圧ぎ	大きな圧ぎ	延長3 m以上
ひび割れ	特に大きなひび割れ	
	大きなひび割れ	
	中程度のひび割れ	

表7.2.3 進行性の評価についての目安<sup>1)</sup>

進行性の程度	目安 (内空変位速度u/t)
非常に大きい	$10 \text{ mm/年} \leq u/t$
大きい	$3 \text{ mm/年} \leq u/t < 10 \text{ mm/年}$
小さい	$1 \text{ mm/年} \leq u/t < 3 \text{ mm/年}$

しかしながら、ブロック積み覆工についてはこのような目安は示されていない。そこで、本研究により得られた知見（第3章）より、ブロック積みトンネルの健全度を提案することとしたい。

ブロック積み覆工においては、無筋コンクリート覆工で変状の程度として挙げている「ひび割れ」以外に、断面欠損（目地やせ含む）、背面空洞もブロック積み覆工の健全度に対しては非常に重要な要素となるので、それらを考慮した健全度とする。

提案する健全度は、表7.2.4～表7.2.6に示す、ひび割れ、目地やせを含む断面欠損および背面空洞について、その程度に応じたランクを付け、それらランクの組合せと内空変位の進行性によって表7.2.7に示すものである。

表7.2.4 ひび割れに関するランク

ひび割れの程度	ランク
せん断ひび割れ・圧ぎ	aa
大きなひび割れ（幅4 mm程度以上）	a
中程度以下のひび割れ（幅2 mm程度以上）	b
なし	d

表7.2.5 断面欠損（目地やせ含む）に関するランク

断面欠損の程度	ランク
巻厚の1/4以上	a
巻厚の1/8以上1/4未満	b
巻厚の1/8未満	c
なし	d

表7.2.6 背面空洞に関するランク

背面空洞の程度（範囲）	ランク
30°以上	a
30°未満	b
なし	d

表7.2.7 トンネル構造の安定性に関する健全度

ランクの組合せ	進行性	健全度
aaがある／aが2個以上	あり	AA
	なし	A1
aが1個／bが2個以上	非常に大きい	AA
	大きい～なし	A1
上記以外	あり	A2
	なし	B～C

## (2) 対策工の選定

ブロック積み覆工のトンネル構造の安定性に対する対策工の基本は、無筋コンクリート覆工の場合と同様、裏込注入である。背面空洞の存在が確認された場合はまず、裏込注入の実施を検討すべきである。ただし、目地やせ、断面欠損、材料劣化等により、設計巻厚が確保されていない場合は、注入圧により覆工に損傷を与える恐れがあるので、注意が必要である。注入圧により覆工の安定性が確保されないか、その可能性がある場合には、他の対策を併用する必要がある。

一方、ブロック積み覆工特有の補修工として、ポインティングがある。これは、母材は健全で、目地のみやせている際に非常に有効な工法である。

背面空洞および目地やせ以外の変状に対しては、様々な対策工法があるが、内面補強、内巻が代表的な対策工となる。

目地やせ・断面欠損および背面空洞の有無による対策工の選定案を表7.2.8に示す。

表7.2.8 目地やせ・断面欠損および背面空洞の有無による対策工の選定案

		目地やせ・断面欠損		
		なし	目地やせ	断面欠損
背面 空洞	なし		ポインティング／内面補強	内面補強
	あり	裏込注入	裏込注入＋ ポインティング／内面補強	裏込注入 ＋内面補強

※ 目地やせ：母材は健全で、目地のみが欠損している状態  
断面欠損：母材，目地ともに欠損している状態

### (3) 数値解析による設計

ブロック積み覆工トンネルの耐力および対策工をより定量的に評価する必要がある場合は，数値解析を用いることとなり，用いる数値解析手法は図7.2.1による。

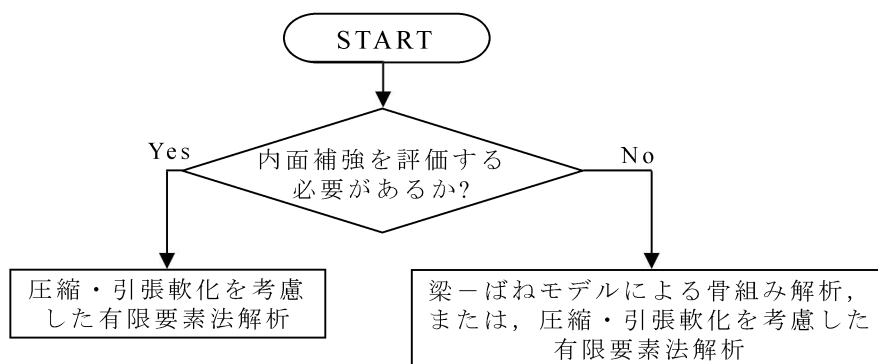


図7.2.1 ブロック積み覆工トンネルの耐力および対策工の評価に用いる数値解析手法

その際，ブロック積み覆工のモデル化は，以下のとおりとする。

- ① 母材および半径方向目地の入力物性値は母材の物性とする。
- ② 周方向目地の入力物性値は目地材の物性とする。
- ③ 断面欠損が存在する場合は，断面欠損部分のモデル化をしない。
- ④ 目地やせが存在する場合は，想定される目地やせの部分およびその厚さに相当する母材をモデル化しない。



## 7.3 剥落対策工の設計法

### (1) 剥落対策工の選定

剥落対策工に求められる主な性能としては、以下の3つが挙げられる。

- ① 建築限界を支障しないこと
- ② 想定される剥落荷重に対して安全であること
- ③ 長期的に安定であること

そして、対象のトンネルにおいて、これらの性能項目を満足する剥落対策工を選定する必要がある。以下、順を追って述べる。

#### ① 建築限界を支障しないこと

明治～昭和初期に建設されたブロック積み覆工の内空断面は、現行の車両限界に対して余裕がない場合も多い。対策工の選定では、対象トンネルの内空断面の余裕量を確認する必要がある。表 7.3.1 に内空断面許容阻害量別の各剥落対策工の適用性の目安を示す。

表 7.3.1 内空断面の阻害量に関する性能選定表

内空断面の 許容阻害量	剥落対策工法			
	ポインティング	金網・ ネット	繊維 シート	内巻 (参考)
3 mm 未満	○	△	△	×
10 mm 未満	○	△	○	×
50 mm 未満	○	○	○	△
50 mm 以上	○	○	○	○

【凡例】○：適用可能，△：適用に当たり注意が必要，  
×：適用不可

#### ② 剥落荷重に対する安全性

対策工法の剥落荷重の目安を表 7.3.2 に示す。また、対象トンネルの母材強度が低い場合は、対象トンネルの母材強度を考慮した押抜き実験などにより確認を行うことが望ましい。

表 7.3.2 剥落荷重に関する性能選定表

想定 剥落荷重	剥落対策工法			
	ポインティング	金網・ ネット	繊維 シート	内巻 (参考)
5.0 kN 以上	母材が健全で あれば○	×	△	○
1.5 kN 以上		△	○	○
1.5 kN 未満		○	○	○

【凡例】○：適用可能，△：適用に当たり注意が必要，  
×：適用不可

### ③ 長期的安定性

対策工法が長期にわたって、その効果を十分に発揮するためには、既設母材と対策材料の定着および接着の確保が重要となる。これらは、様々なものがあり、それぞれ一長一短であるため、対象トンネルの環境に応じて、適切に選定する必要がある。表 7.3.3 に定着材料および接着材料の選定表を示す。なお、表 7.3.3 に示す性能は図 7.3.1 に示すフローより求めるものとする。

表 7.3.3 金網・ネット工法/繊維シート接着工法の選定表

工法名称	アンカー種類	環境を考慮した必要な性能				
		性能 A	性能 B	性能 C	性能 D	性能 E
金網・ネット工法	金属拡張式	○	○	△	×	×
	樹脂	○	×	×	×	×
	複合	○	○	△	○	△
繊維シート工法	—	○	×	×	×	×

【凡例】○：適用可能，△：適用に当たり注意が必要，×：適用不可

表 7.3.4 環境に関する項目ごとの選定の目安の例

項目	選定の目安例	
漏水	あり	漏水が確認される場合
	なし	漏水が確認されない、もしくは、 しみ程度の場合
漏水の pH	< 5.0	漏水の pH が 5.0 未満、もしくは、 硫酸イオンが 1200 mg/L 以上の場合
	≥ 5.0	漏水の pH が 5.0 以上、もしくは、 硫酸イオンが 1200 mg/L 未満の場合
凍結融解	あり	最低気温が -5℃ 未満
	なし	最低気温が -5℃ 以上

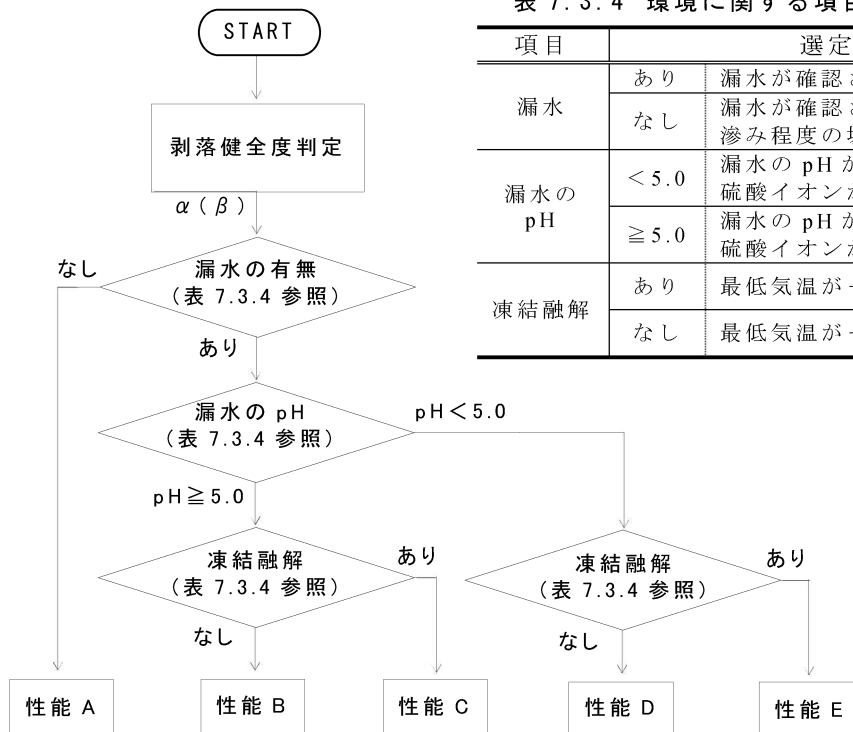


図 7.3.1 あと施工アンカー/繊維シート接着工法の選定に必要な性能フロー

## (2) 剥落対策工の設計法

選定された剥落対策工に基づき，図7.3.2に示す設計フローに従い設計を行う．

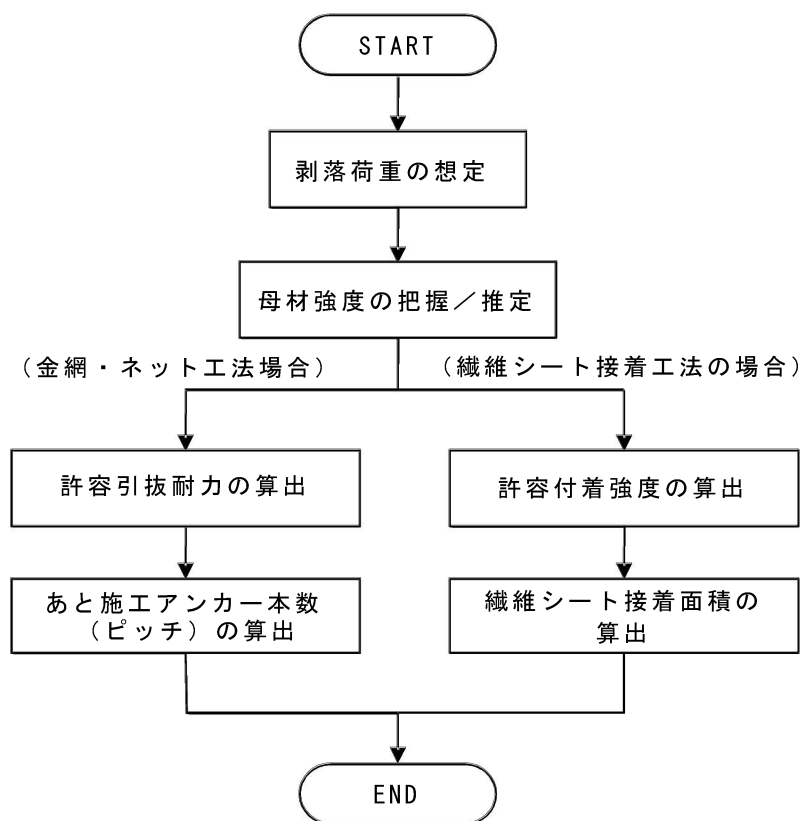


図7.3.2 剥落対策工の設計フロー

第6章で示したように，あと施工アンカーによる定着工法における許容引抜耐力および繊維シート接着工法の許容付着強度は，れんが積み覆工に対しても，既存のコンクリートに対する計算式が適用できる．よって，あと施工アンカー（樹脂アンカーおよび金属拡張式アンカー）の1本あたりの許容引抜耐力 $P$ （N）および繊維シートの許容付着強度は，母材の一軸圧縮強度を推定し，その強度を以下に示す計算式により算出する．なお，繊維シート接着工法における繊維シート接着面積の算出については，文献<sup>3)</sup>によればよい．

### ① あと施工アンカーにおける許容引抜耐力

#### 1) 樹脂アンカー： $P_1$ ， $P_2$ のいずれか小さな値

$$P_1 = 0.53 \cdot \pi \cdot \varphi \cdot (D + 5.5\varphi) \cdot \sigma_c^{1/3} + 0.37 \cdot \pi \cdot D \cdot (L - 4\varphi) \cdot \sigma_c^{2/3} \quad (7.1)$$

$$P_2 = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad (7.2)$$

ここに、 $D$  : 削孔径 (mm)

$L$  : 埋め込み長 (mm)

$\sigma_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : アンカーの許容引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : アンカーの軸部断面積 (mm<sup>2</sup>)

2) 金属拡張式アンカー :  $P_3$ ,  $P_4$  のいずれか小さな値

$$= 0.03 \cdot \bar{\sigma} \cdot \pi \cdot \cdot ( + ) \quad (7.3)$$

$$P_4 = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad (7.4)$$

ここに、 $\varphi$  : アンカー径 (mm)

$D$  : 削孔径 (mm)

$L$  : 埋め込み長 (mm)

$\sigma_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : アンカーの許容引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : アンカーの軸部断面積 (mm<sup>2</sup>)

② 繊維シート接着工法における許容付着強度

$$f_{tk} = 0.23 \cdot f'_{bk}{}^{2/3} \quad (7.5)$$

ここに、 $f_{tk}$  : 許容付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$f'_{bk}$  : 母材の一軸圧縮強さ (N/mm<sup>2</sup>)

## 参考文献（第7章）

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編 トンネル），pp.57-62，2007.
- 2) 鉄道総合技術研究所：トンネル保守マニュアル（案），2000.
- 3) トンネル安全対策工法研究会：FRPによるトンネル覆工剥落対策マニュアル，2003.

## 第8章 結 論

本研究においては、ブロック積み覆工トンネルの変状について事例分析を行い、その特徴を明らかにした。また、ブロック積み覆工トンネルの変状メカニズム、力学挙動および内面補強の補強効果を明らかにする目的で、模型載荷実験および数値解析を実施した。さらに、剥落対策として用いられるあと施工アンカーと繊維シート接着工法について要素実験を実施し、コンクリートに用いられている設計式が適用できることを確認した。以下に本研究により得られた結論をまとめる。

第1章では、本研究の背景と目的、既往の研究例および本論文の概観について述べ、本研究を実施するにいたった動機、ブロック積み覆工トンネルに対する研究の現状および本研究の対象を概説した。

第2章では、文献調査より、ブロック積み覆工トンネルに用いられている覆工材料の物性や特性を把握し、ブロック積み覆工トンネルの典型的な変状原因、変状事例について、地震被害も含めて整理・分析した。

### (1) ブロック積み覆工トンネルにおける覆工材料について

- ・れんが単体の一軸圧縮強度は  $5 \text{ N/mm}^2 \sim 10 \text{ N/mm}^2$  程度であり、当時のれんがに関する基準に概ね合致している。コンクリートブロックの配合は、容積比でセメント：砂：砂利・碎石 = 1：2：4 が一般的であったようである。
- ・目地材はしっくい、モルタルが用いられているが、明治後期以降はモルタルが用いられていたものと思われる。モルタルの配合は、セメント：砂 = 1：3 が一般的であったようである。

### (2) ブロック積み覆工トンネルに見られる変状原因について

- ・外因のうち「外力」としては、地圧、地すべり、水圧、地震が挙げられ、「環境」としては、煤煙および気温が主である。
- ・内因としては、材質不良と組み立て不良が主である。れんがは粘土の素材と焼成時の温度如何で品質、強度が大きく変化し、それらが十分なものでなければ、粗悪な品質のものとなる。後者の組み立て不良は、一般には施工不良と呼べるべきものである。

### (3) ブロック積み覆工トンネルの地震被害について

ブロック積み覆工トンネルは、関東地震および兵庫県南部地震において大きな被害を受けた。坑口部付近の斜面崩壊に伴うもらい災害（坑門の被害を含む）を除くと、主な被害形態として、以下の2つに大別できる。

- ・トンネル上部の岩塊が地震動により緩むことを主として、覆工アーチがそれら岩塊とともに崩落する。

- ・水平方向の地震動が卓越することにより，地盤がせん断変形を起こし，それに伴いトンネルもせん断変形し，アーチ肩部に圧力が発生する。

第3章では，ブロック積み覆工トンネルの力学挙動の把握，その評価法の確立および実トンネルの耐力評価を目的として，ブロック積み覆工モデルによる載荷実験および数値解析による検討を実施した。得られた知見は以下のとおりである。

- ・ブロック積み覆工の模型載荷実験を行い，ブロックと目地からなる組積構造の覆工の力学特性を明らかにした。すなわち，ブロック積み覆工は，覆工およびその周辺地山が健全であれば，耐力，変形性能において問題となることはない。特に，縮尺1/30トンネル覆工模型実験において無筋コンクリート覆工で確認された，曲げ引張ひび割れ発生時に急激な荷重の低下は，ブロック積み覆工では見られず，非常に延性的挙動を示す構造と言える。
- ・実験結果の数値解析によるシミュレーションにおいては，梁-ばねモデルによる骨組み解析，ハイブリッド型ペナルティ法（HPM）解析および圧縮，引張破壊後の軟化を考慮した有限要素法（FEM）解析の適用性を検討した。その結果，いずれの手法でも，荷重-変位の関係やひび割れの進展状況といった力学挙動を工学的に問題のない範囲で精度よく表現できることを把握した。
- ・実験および実物大トンネルのパラメータスタディより，ブロック積み覆工トンネルは，目地やせや覆工背面空洞といった欠陥が存在すると，健全な場合に比べ，耐力，変形性能が大きく低下する。

第4章では，模型実験および数値解析的検討により，ブロック積み覆工に対する内面補強の効果の評価を実施した，模型実験は新幹線標準断面の縮尺1/5大型トンネル覆工模型載荷実験であり，数値解析は圧縮および曲げ破壊後の軟化を考慮したFEMによった。得られた知見を以下に示す。

- ・無筋コンクリート覆工に対して，繊維シート接着工法，帯板接着工法ともに補強効果があり，耐荷・変形特性の向上が確認できた。特に，帯板接着工法においてアンカーによる押さえを施すことにより炭素繊維プレートの剥離を抑制すると，圧力の発生を大きく遅らせることができる。無筋コンクリート覆工に外力が作用した場合，ひび割れは鉄筋コンクリートのように分散して発生せず集中し，ひびわれ幅も大きめとなる。しかし，覆工表面に接着された繊維シートや帯板が，載荷に伴う応力の集中，増大を分散，抑制し，結果として圧力の発生を遅らせることにつながったと考えられる。したがって，炭素繊維プレートの場合，覆工表面から剥離してしまうと，応力の分散・抑制効果がその時点で失われてしまうので，アンカーにより剥離を抑制することにより，圧力の発生を遅らせるといった補強効果が顕著になったものと推察される。
- ・無筋コンクリート覆工においては，最初のひび割れが発生するまでの荷重-変位曲線の傾きは，補強の有無，補強量に依らずほぼ等しい。これは繊維シート接着

工法，帯板接着工法が，トンネル覆工の剛性の向上にはつながらないことを示している．

- ・繊維シート接着工法における目付量の多いケースでは，繊維シートは破断しなかったものの，引張を拘束する効果が強すぎたため曲げ圧縮力が卓越し，せん断破壊を起こし，載荷重が他のケースでは低下しない領域で低下してしまった．このことは曲げを受ける覆工に対し過度な引張補強を施すと，耐力上かえって危険側となってしまうことを示している．
- ・れんが積み覆工に対する帯板接着工法は，実験上，炭素繊維プレートが剥離するまでは，若干ではあるがその補強効果が認められたが，剥離後は補強効果は確認できなかった．しかしながら，実験ではれんが積み覆工に炭素繊維プレート接着に加えアンカーを施すケースが行えなかったが，炭素繊維プレートが剥離しないという条件で実施した解析では，大きな補強効果が確認できた．したがって，れんが積み覆工に対しても，無筋コンクリート覆工同様，アンカーを施すことにより応力の集中，拡大を分散，抑制でき，圧力の発生を遅らせるといった補強効果が期待できる．

第5章では，煤煙（酸および塩類による劣化）および気温（凍結融解の繰返し作用による劣化）の劣化因子に着目し，これらがれんが単体もしくはれんがとモルタルの組積構造体に及ぼす影響について，凍結融解試験および耐硫酸塩試験により評価した．得られた知見は以下のとおりである．

#### (1)れんが単体について

- ・れんが単体では凍結融解の影響をほとんど受けない．これは，れんがは空隙率が大きく，高い透水性を有する材料であることが原因であると考えられる．空隙が水で満たされていても氷の形成に伴う水の移動が高い透水性のため容易であり，外部への排水が円滑であったためにれんがの構成材料に高い水圧（凍上圧）が発生しなかったためと推察される．
- ・れんがは化学的侵食（酸性水）に対する抵抗性についても優れている．これは，れんがが焼成され酸化物であるためと考えられる．

#### (2)れんがおよび目地材の組積構造体について

- ・れんが単体では凍結融解に対する高い抵抗性を示したが，組積構造体では単体と異なる傾向が得られた．すなわち，れんが単体では表層部に微細なクラックが入り，若干の剥離が生じる程度であったが，組積構造体ではれんがおよびモルタル双方にクラックが入った．この一因として，れんがとモルタルの線膨張係数の違いが挙げられる．
- ・一方の耐硫酸塩試験では，れんがと目地モルタルの境界部に硫黄元素が集中し，境界部から劣化が進行することを把握した．



第6章では、れんが積み覆工トンネルにおける対策材料の定着および接着に関する設計法を作成するため、実際のれんが構造物の物性値を把握した上で、各種室内実験を行った。その結果、コンクリートに適用されている既存対策設計法がれんが積み構造物においても適用できることが明らかとなった。以下に、得られた成果を示す。

#### (1) あと施工アンカーについて

- ・れんがやコンクリート等の材料の違いに関わらず、引抜耐力は母材の圧縮強度に強く影響を受けることが明らかとなった。また鉄道総研より提案されているアンカー耐力算出式に比べ大きな引抜耐力を有することが明らかとなった。
- ・アンカーを設置した状態で耐久性試験を行い、引抜耐力の変化について確認を行った。アンカーの種類に関わらず、母材の劣化に伴ってアンカーの引き抜き耐力は低下した。凍結融解試験によってれんが母材の圧縮強度が低下していないにもかかわらず、樹脂アンカーの引抜耐力が低下していた。
- ・あと施工アンカー定着の設計は、目地やせ度合いに応じて十分な定着長さを確保すれば、目地強度にかかわらず、母材強度を指標とする既存設計式を用いて評価することができる。具体的には、目地やせ生じている場合、表層（1層目）より深部の2層目に定着を行うことで、その目地強度に関わらず、既存設計式により算出された設計荷重を満足する。

#### (2) 繊維シート接着について

- ・繊維シートと母材の接着強さは、プライマーの種類（溶剤・無溶剤）に関わらず、母材の圧縮強度と相関があり、れんがに対しても、コンクリート標準示方書で定義されている終局状態の引張強度を適用できる。
- ・補修材（繊維シート）を接着した状態で耐久性試験を行い、接着強度の変化について確認を行った。母材の劣化に伴って補修材の接着強さは低下した。
- ・押し抜き荷重は、母材の種類や目地の充填度合いにかかわらず、母材強度に応じて大きくなることを確認された。

第7章では、以上の成果を踏まえて、ブロック積み覆工トンネルの構造の安定性に対する対策工（補強）と剥落対策工について設計法を提案した。

#### (1) トンネル構造の安定性に対する対策工

ブロック積み覆工トンネルの健全度の考え方を整理し、ブロック積み覆工トンネルの補強対策の基本である裏込め注入工と内面補強工について選定法を示した。

#### (2) 剥落対策工

剥落対策として用いられる繊維シート接着工、あと施工アンカーを対象に、求められる性能について整理し、各種条件下における工法の選定法を提案した。コンクリートに対する設計式がれんがと目地からなる組積構造においても適用可能であることを示した。

本研究で実施した模型実験および数値解析より、現在まで確立されていなかったブロック積み覆工トンネルを対象とした耐力評価法および対策工の設計法について、提案することができた。今後の課題としては、以下の4点が挙げられる。

#### (1) 提案した評価法および設計法の実務への適用

本研究により提案したブロック積み覆工トンネルの耐力評価法および対策工設計法は、限られた実験および数値解析より導いたものであり、現場の実情と乖離している点や、あるいは不備な点があるものと思われる。したがって、実務に対する適用性について検討し、実務への適用を図っていく必要がある。

#### (2) 母材の変状が著しいブロック積み覆工トンネルへの対応

本研究の中で扱った変状は、背面空洞、目地やせ、断面欠損等であるが、母材については健全とした。実際のブロック積み覆工トンネルにおいては、事例数としては多くないが、母材が著しく劣化しているものも見られる。

そのような場合は、基本的には特殊設計となり、個別に対応していくこととなるが、母材の劣化が著しいブロック積み覆工トンネルの対策工については、改築法も視野に入れ、今後、検討していかねばならないと考えている。

#### (3) 補強材の剥離のモデル化

本研究では、補強材（帯板）の補強効果の数値解析による検討においては、補強材は剥離しないものとした。帯板接着工法を初めとした内面補強工の適用範囲は、剥離の発生しない範囲が基本であるが、剥離を許容した設計法がより合理的となる可能性もある。大変形問題における補強材の剥離のモデル化は今後の課題であり、引き続き、取り組んでいきたい。

#### (4) ブロック積み覆工トンネルの地震時挙動の解明および対策工設計法の提案

第2章では、ブロック積み覆工トンネルが大きな被害を受けた関東地震および兵庫県南部地震について文献を調査し、被害形態を整理した。しかし、本研究の中では、ブロック積み覆工トンネルの地震時の挙動の解明と地震に対する対策の考え方については言及できなかった。本件については、本研究で得られた知見を活用し、現在、模型実験および数値解析を通じて研究を進めているところである。

折しも本論文をまとめている最中に東北地方太平洋沖地震が発生したが、太平洋岸の在来線のトンネルについては被害の全容が把握できておらず、ブロック積み覆工トンネルの被害状況についても不明である。この被害状況も可能な範囲で情報収集、調査を進め、地震時挙動の解明および地震に対する対策の考え方の研究に反映していきたい。

## 謝 辞

本論文は、約 10 年にわたり実施してきたブロック積み覆工トンネルの耐力評価法および剥落対策工に関する研究成果を取りまとめたものです。本研究を進めるにあたっては、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 朝倉俊弘教授に常に暖かくご指導賜りました。朝倉教授は鉄道総合技術研究所トンネル研究室の元上司で、本研究以外にも山岳トンネル全般にわたってご教授頂いているところであり、引き続き、トンネル工学の師、そして、人生の先輩として、公私共にご指導、ご鞭撻をお願いする次第であります。

京都大学大学院 宮川豊章教授、西藤潤准教授にはご専門の分野についてご指導賜りました。また、京都大学大学院の塚田和彦准教授と西藤准教授には、ゼミを通じて貴重なご意見、アドバイスをたくさん頂戴致しました。

故田村武教授にはおかれましては、生前、何かと気にかけて頂き、ブロック積み覆工トンネルの数値解析についても、「今度、ぜひ内容を聞かせて。」と興味を持って頂いていたのですが、ご説明に上がる機会がないままご逝去されてしまいました。早すぎる死を悼むとともに、心よりご冥福をお祈り申し上げます。

覆工模型載荷実験および骨組み解析では、トンネル研究室の津野究博士（現在、ケンブリッジ大学出向中）、仲山貴司氏、植村義幸氏（現 鉄建建設(株)）、吉川和行氏（現 (株)フジタ）に大いにご協力頂きました。小型トンネル覆工模型実験においては、(株)ジェイアール総研エンジニアリングの川上義輝氏の職人技があればこそ成し得たものであります。

帯板接着工法に関する覆工模型載荷実験では、日鉄コンポジット社の斉藤誠氏、加治木俊行氏に、遠路、国立の研究所までお越し頂き、多大なるご協力を頂きました。

ハイブリッド型ペナルティ法解析では、法政大学の竹内則雄教授、(株)ダイヤコンサルタントの重田佳幸氏（現 パシフィックコンサルタンツ(株)）にたいへんお世話になりました。

ブロック積み覆工トンネルの実態調査、覆工材の耐久性、あと施工アンカーおよび繊維シート接着工法に関する実験においては、六車崇氏（現 ショーボンド建設(株)）、栗林健一氏（現 東日本旅客鉄道(株)）に大いにご協力頂きました。

博士課程の 2 年先輩であるパシフィックコンサルタンツ(株)の松長剛博士には、入学から学位論文申請に至るまで、ご自身の経験に基づいた諸手続き等の情報を惜しげなくご提供頂いたおかげで、手戻りのないスムーズな学生生活を送ることができました。また、やはり課程博士の先輩である鉄建建設(株)の笹尾春夫博士には、論文執筆が行き詰った折、親身に相談に乗っていただき、苦境を乗り越えることができました。そして、朝倉教授の研究室の秘書 西村さんには、遠距離通学者である私を数知れずサポートして頂きました。

私の入社当時のトンネル研究室長である小山幸則博士（現 京都大学大学院教授）、前トンネル研究室長の小西真治博士（現 鉄道総研事業推進室長）には、適宜、激励の言葉を頂戴し、現トンネル研究室長の小島芳之博士以下、トンネル研究室に縁のある皆様には様々な形でご理解とご協力を頂きました。

以上の方々、そして、私を温かく支えてくれた家族に心から感謝申し上げます。