

鋼繊維補強コンクリートによるトンネル覆工の 長期的挙動に関する一考察

坂本 昇¹・日下 敦²・前田 洸樹³・砂金 伸治⁴・石村 利明⁵・森本 智⁶

¹正会員 国立研究開発法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
現 八千代エンジニアリング株式会社 (〒111-8648 東京都台東区浅草橋 5-20-8 CS タワー)
E-mail:nb-sakamoto@yachiyo-eng.co.jp

²正会員 国立研究開発法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail:kusaka@pwri.go.jp

³正会員 国立研究開発法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail:maeda-k574bt@pwri.go.jp

⁴正会員 公立大学法人 首都大学東京 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)
元 国立研究開発法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: nisago@tmu.ac.jp

⁵正会員 国立研究開発法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail:ishimura-t477bs@pwri.go.jp

⁶正会員 国立研究開発法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: s-morimoto @pwri.go.jp

NATMでの覆工コンクリートのはく離・はく落の抑制方法の一つとして繊維補強コンクリートがあり、その中でも近年、鋼繊維補強コンクリートを採用した事例もある。本稿では、2本の実トンネルにおいて、試験施工で覆工に鋼繊維補強コンクリートを用いた区間のひび割れについて、10年以上にわたる長期計測の結果よりひび割れの位置、方向等に着目し、ひび割れ等の進行抑制について分析した考察を報告する。ひび割れ幅の変動やひび割れの進行は、プレーンコンクリートに比べ、鋼繊維補強コンクリートは少ない傾向であった。限られた本数のトンネルの結果であるが鋼繊維を行うことによりひび割れ幅等の抑制される傾向が確認できた一方で、コンクリートに繊維補強を行ってもひび割れの発生自体を防ぐ効果は確認されなかった。

Key Words : *mountain tunnel, lining concrete, steel fiber reinforced concrete, long term measurement, maintenance*

1. はじめに

構造物のライフサイクルコストの低減や、昨今のコンクリート構造物の落下事故等への対応が求められており、トンネルに関しても、覆工コンクリートの安全性の向上や耐久性の向上を図ることが求められている。

NATMでの覆工コンクリートで利用者被害につながる可能性もあるはく離、はく落の対策として、コンクリートの使用材料や配合等、コンクリート打設時の締め固め方法、養生方法等の工夫が取られている。覆工コンクリートのはく離・はく落の抑制方法の一つとして繊維補強コンクリートがあり、その中でも近年、鋼繊維補強コン

クリート(以下、鋼繊維と称す)を採用した事例もある。

実際のトンネルにおいて、はく離、はく落に発展しやすいひび割れの進行等に対する鋼繊維の効果について検証するため、覆工コンクリートに鋼繊維を用いた試験施工区間において、コンクリート打設後から10年以上にわたり覆工コンクリートに発生した変状や坑内環境の変化について長期計測を実施している¹⁾。

本稿では、鋼繊維を用いた覆工コンクリートについて発生したひび割れ等について、長期計測結果のうち、ひび割れの発生位置、方向、坑内環境の変化等に着目し、ひび割れ等の進行の抑制効果を検証した結果を報告する。

2. 計測トンネル概要と計測方法

鋼繊維を用いた覆工コンクリートに発生したひび割れの進行の抑制効果の検証に用いた長期計測を実施したトンネルの概要と計測方法について以下に示す。

(1) 長期計測を実施したトンネル

本稿で対象としたトンネルは、覆工コンクリートに試験施工として鋼繊維を用いた A, B トンネルの 2 トンネルで、ともに寒冷地に位置したトンネルである。

図-1 に A トンネルの計測区間の位置を示す。A トンネルは、2001 年に完成した NATM で施工された 2 車線の道路トンネル（内空幅 11.3m）である。覆工コンクリートの打設は 2001 年 2 月に行われ、コンクリート打設後 18 年経過した。対象区間は、起点側坑口から 59.5m の位置で、覆工に鋼繊維を用いた区間が 2 スパン（スパン A-1, A-2）、プレーンコンクリート（以下、プレーンと称す）を用いた区間が 1 スパン（スパン A-3）の 3 スパンである。支保パターンは、3 スパンとも DI であり、覆工コンクリート厚は 0.3m である。吹付けコンクリートと覆工コンクリートの間に厚さ 0.07m の断熱材がある。

図-2 に B トンネルの計測区間の位置を示す。B トンネルは、2004 年に完成した NATM で施工された 2 車線の道路トンネル（内空幅 11.4m）である。覆工コンクリー

トの打設は 2004 年 11 月に行われ、コンクリート打設後 14 年経過した。対象区間は、起点側坑口から 16.5m の位置で、覆工にプレーンを用いた区間が 2 スパン（スパン B-1, B-2）、鋼繊維を用いた区間が 1 スパン（スパン B-3）の 3 スパンである。支保パターンは、スパン B-1 が CII、スパン B-2, B-3 が DI であり、覆工コンクリート厚は 0.3m である。吹付けコンクリートと覆工コンクリートの間に厚さ 0.07m の断熱材がある。

なお、2 トンネルで用いた鋼繊維は、長さ 60mm、混入率 0.5% であった。

(2) 計測方法

覆工コンクリートで発生したひび割れの進行の抑制効果の検証に用いた長期計測は、以下のとおり実施した。

A, B の 2 トンネルにおいて、覆工コンクリート施工完了後から近接目視をおおむね年 2 回程度で実施し、覆工コンクリートに発生した変状やその進行の有無を確認し、おおむね幅 0.05mm 以上のひび割れを対象に変状展開図を作成した。

図-3 に A トンネル、図-4 に B トンネルの計測機器配置図を示す。鋼繊維とプレーンの代表的なひび割れにおいて、ひび割れ幅の最大箇所を設置したパイ型変位計によりひび割れ幅を自動計測を実施し、経年的変化を確認した。なお、ひび割れ幅の計測値は、ひび割れ幅の自動計測をひび割れ発生後に開始したため、ひび割れ幅の変

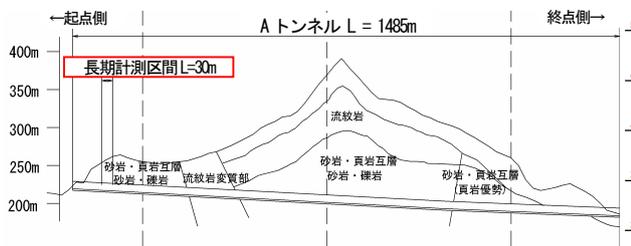


図-1 A トンネル計測位置図

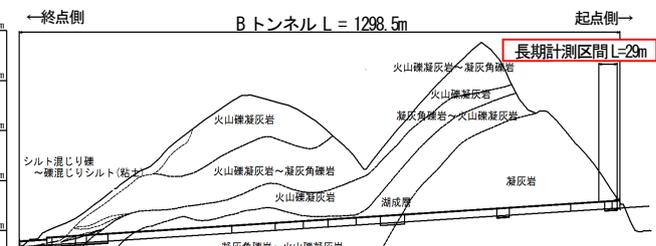


図-2 B トンネル計測位置図

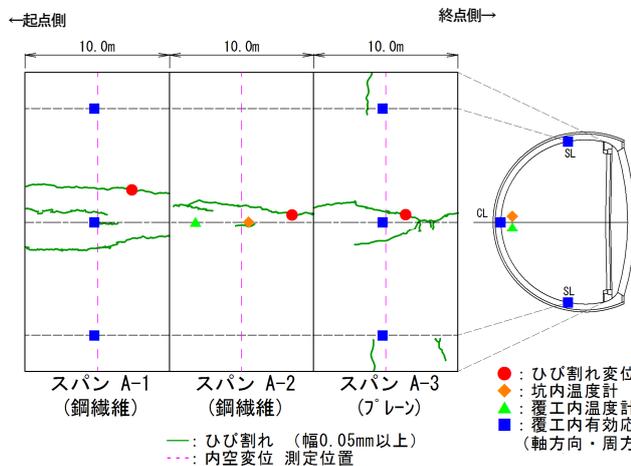


図-3 A トンネル 計測機器配置図

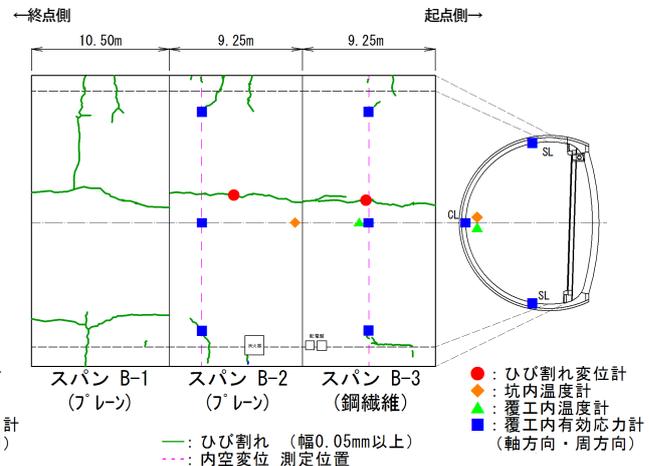


図-4 B トンネル 計測機器配置図

位置を相対的に表したものである。また、覆工コンクリート内に温度計、有効応力計、トンネル坑内に温度計を設置し、覆工内部の温度と応力、坑内環境を自動計測した。内空変位については年2回測定を実施した。なお、内空変位の計測値は、Aトンネルではひび割れ発生後に開始したため、計測開始時を初期値として変位量を相対的に表したものであり、Bトンネルでは覆工打設完了時から計測しているため、計測値が変位量となる。

3. 長期計測結果

(1) ひび割れ計測結果

図-5にAトンネルの2017年2月時点の変状展開図を示す。3スパンともに、アーチ天端部に縦断方向ひび割れがコンクリート打設の1年4ヶ月後に確認された¹⁾。スパンA-1では5年8ヶ月後に確認された縦断方向のひび割れもあった。プレーンのスパンA-3では、ひび割れの確認5年後と15年後にひび割れ沿いのうきが確認された。また、側壁部の横断方向ひび割れは、鋼繊維のスパンでは確認されず、プレーンのスパンA-3でコンクリート打設から約8年後に確認された。

図-6にAトンネルのひび割れ幅の変位量の計測結果を示す。ひび割れ幅の変位量は、3スパンとも季節変動に合わせ、毎年0~2mmで伸縮を繰り返し、コンクリート打設後4年後以降は毎年の変位量が一定である。ひび割れ幅の変化量は、鋼繊維がプレーンに比べ、小さくなる傾向が見られた。

図-7にBトンネルの2017年2月時点の変状展開図を示す。3スパンともアーチ天端部に縦断方向ひび割れがコンクリート打設の1年3ヶ月後に確認された¹⁾。プレーンの2スパンでは、側壁部に横断方向ひび割れがコンクリート打設の約2年後に確認され、その後の進行も確認された。鋼繊維のスパンでは、側壁部の横断方向ひび割れがコンクリート打設の6年後に確認された。このひび割れは、プレーンに比べ、ひび割れ長が短く、規模が小さい。また、3スパンともひび割れ確認後9年後にアーチ天端部のひび割れ沿いのうきが確認された。

図-8にBトンネルのひび割れ幅の変位量の計測結果

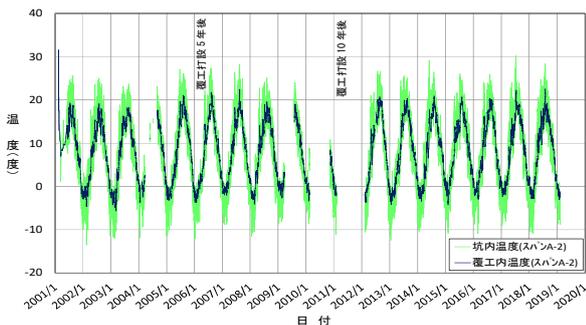


図-9 Aトンネル 覆工内温度と坑内温度計測結果

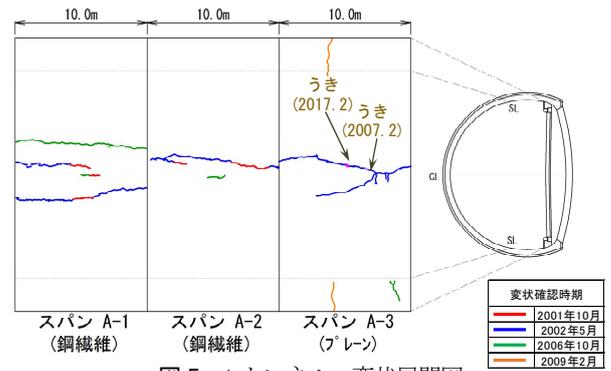


図-5 Aトンネル 変状展開図

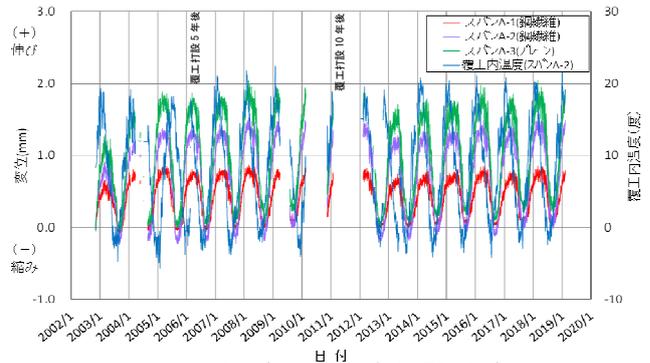


図-6 Aトンネル ひび割れ幅計測結果

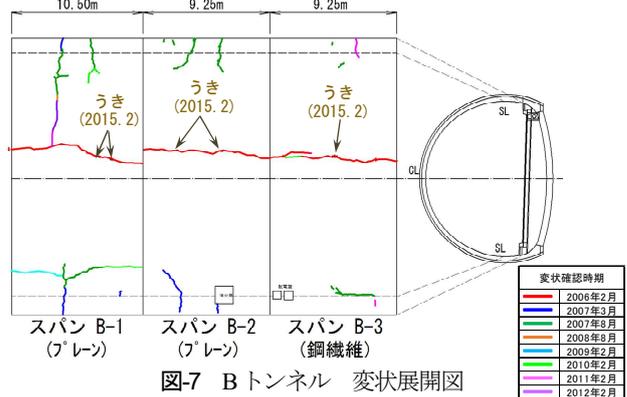


図-7 Bトンネル 変状展開図

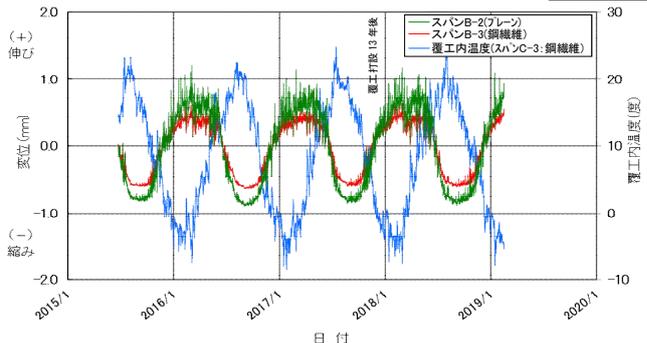


図-8 Bトンネル ひび割れ幅計測結果

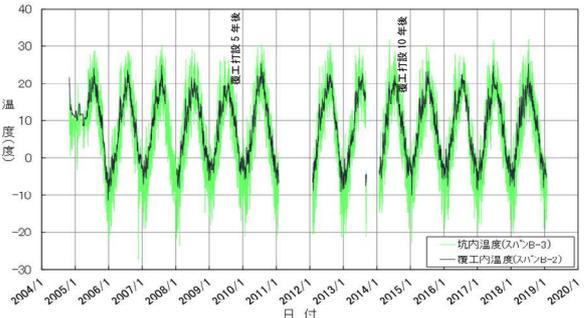


図-10 Bトンネル 覆工内温度と坑内温度計測結果

(覆工打設後 11 年目に計測開始)を示す。ひび割れ幅の変化量は、スパン B-2, B-3 とも季節の変動に合わせ、-1~1mm の範囲で伸縮を繰り返し、毎年の変位量がほぼ一定である。

ひび割れ幅の変化量は、A トンネルと同様に坑口側に近い鋼繊維がプレーンに比べ、小さくなる傾向にあった。

(2) 覆工内温度および坑内温度

図-9 に A トンネルの覆工内温度と坑内温度の計測結果を示す。坑内の 1 年での温度差は約 40 度、覆工内の温度差は、約 30 度である。

図-10 に B トンネルの覆工内温度と坑内温度の計測結果を示す。坑内温度の年間温度差が約 50 度、覆工内温度の年間温度差が約 35 度である。

2 トンネルとも計測位置が坑口の近傍であるため、坑外の気温の影響を受けやすい状況である。温度変化の傾向は、坑内および覆工内温度とも同様である。

(3) 内空変位

図-11 および図-12 に A トンネルの天端沈下と上半水平変位の計測結果を示す。天端沈下、上半水平変位ともに季節的変動に合わせ、増減を繰り返しており、変位量の経年的変化は確認されない。

図-13 および図-14 に B トンネルの天端沈下と上半水平変位の計測結果を示す。天端沈下が計測開始から進行し、季節的変動をしながら約 16mm の沈下が確認された。上半水平変位は、季節的変動が確認されているが、

変位量の経年的変化は確認されない。上載荷重の増加や偏土圧等により天端沈下が進行した場合、上半水平変位にも変化が生じる場合があるが、上半水平変位の変化が確認されていない。この要因としては、トンネル覆工に外力が作用するとともに脚部が沈下している可能性があるなどが考えられ、トンネルが全体的に沈下している傾向があると推定される。

(4) 覆工応力

図-15 および図-16 に A トンネルの覆工応力の計測結果を示す。図-17 および図-18 に B トンネルの覆工応力の計測結果を示す。

2 トンネルとも軸方向応力および周方向応力は季節的変動に合わせ、増減を繰り返している。コンクリート打設から鋼繊維のスパンでは約 6 年後、プレーンでは約 8 年後までは軸方向および周方向ともに温度変化および乾燥収縮と見られる圧縮ひずみが増加傾向にあり、その後増加速度は小さくなり、収束傾向が確認された。

鋼繊維がプレーンに比べ、わずかであるが作用するひずみが小さい結果であった。

4. ひび割れの長期計測結果における考察

A トンネルのひび割れ幅は、図-6 に示すように季節的変動を繰り返し、コンクリート打設 4 年後までその幅が広がる傾向にあった。それ以降はほぼ一定の範囲で推移

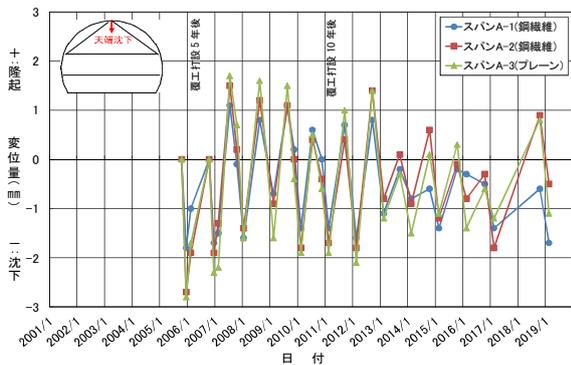


図-11 Aトンネル 天端沈下計測結果

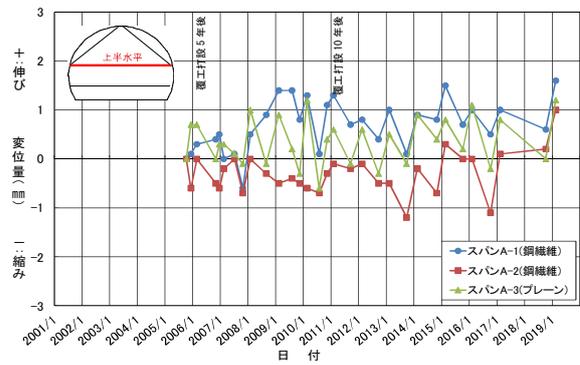


図-12 Aトンネル 上半水平計測結果

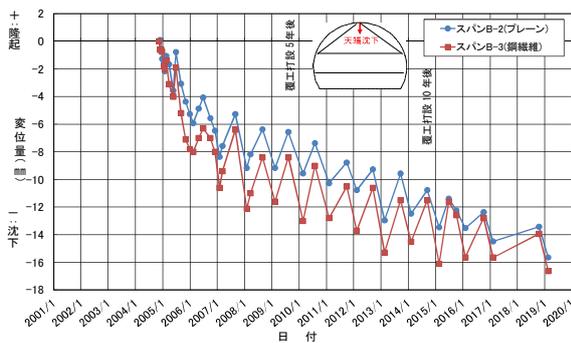


図-13 Bトンネル 天端沈下計測結果

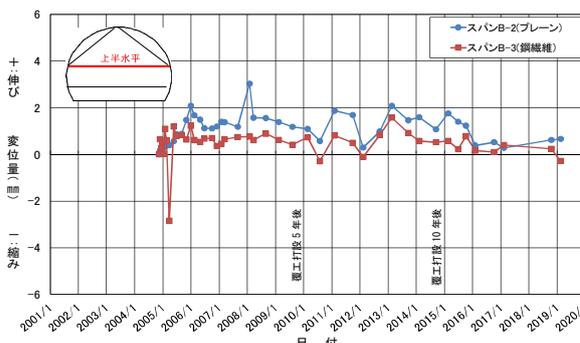
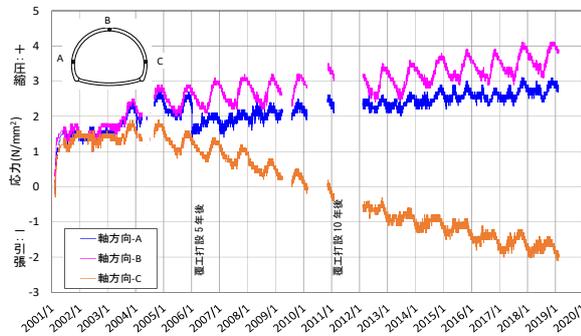


図-14 Bトンネル 上半水平変位計測結果

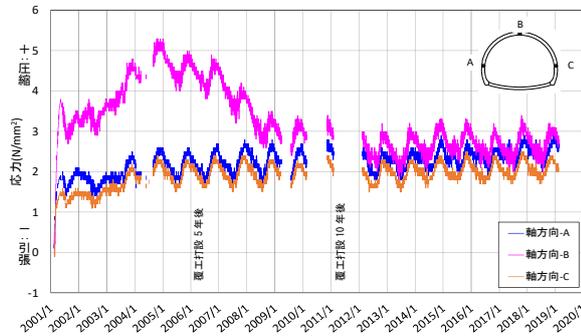
した。これは、外力作用ではなく、材質劣化に起因するひび割れであるためと考えられる。ひび割れ幅が増加した要因としては、コンクリート打設後4年間は乾燥収縮の影響が大きいと、ひび割れ幅が増加し、それ以降は季節的変動による温度収縮の影響が大きいと考えられる。

Bトンネルのひび割れ幅は、図-8に示すようにコンクリート打設後11年経過しているが、ほぼ一定で推移し

ていることから、Aトンネルと同様の傾向であると考えられる。ひび割れの発生は、鋼繊維、プレーンともにアーチ天端部の縦断方向ひび割れではコンクリート打設後1~2年程度で確認され、側壁部の横断方向ひび割れはプレーンでは2年以上経過して確認したが、鋼繊維ではひび割れが発生しないスパンや8年経過後に確認したスパンもあった。

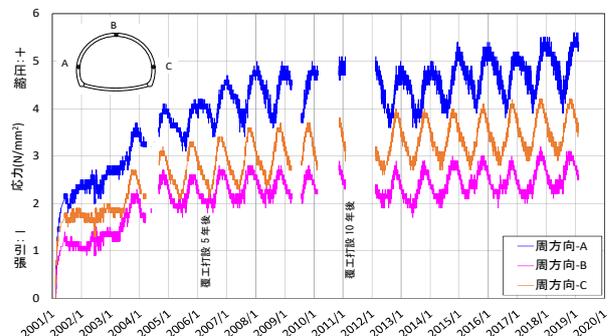


(a) プレーン(スパンA-3)

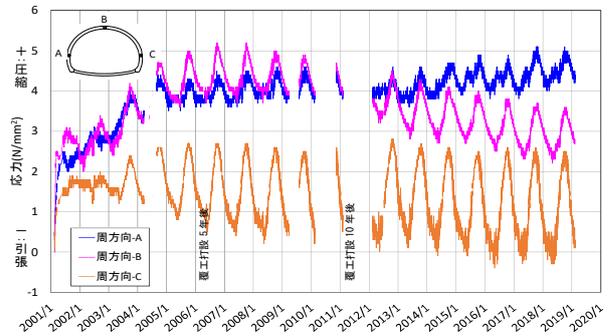


(b) 鋼繊維(スパンA-1)

図-15 Aトンネル 覆工応力(軸方向)計測結果

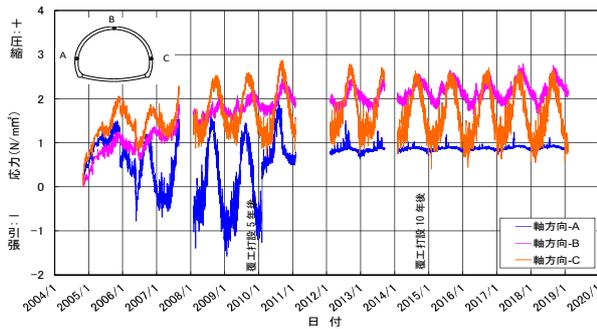


(a) プレーン(スパンA-3)

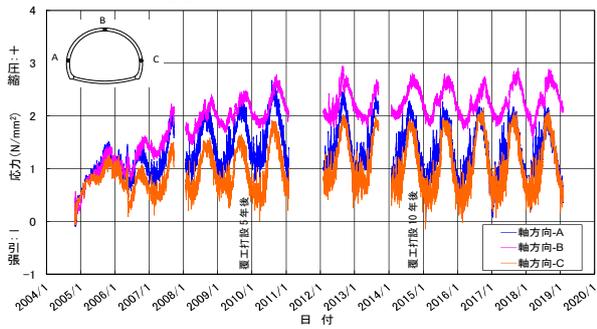


(b) 鋼繊維(スパンA-1)

図-16 Aトンネル 覆工応力(周方向)計測結果

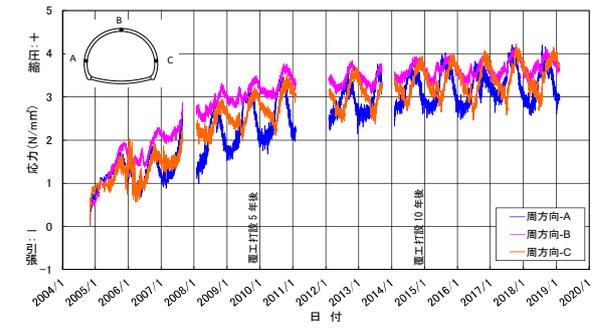


(a) プレーン(スパンB-2)

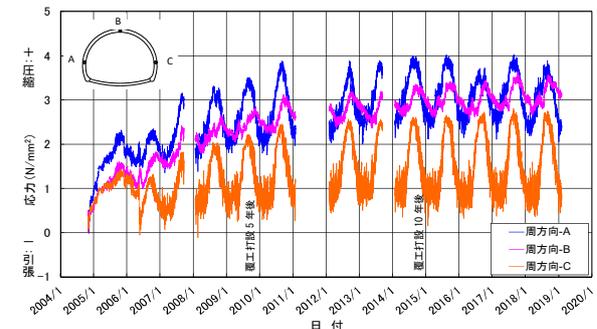


(b) 鋼繊維(スパンB-3)

図-17 Bトンネル 覆工応力(軸方向)計測結果



(a) プレーン(スパンB-2)



(b) 鋼繊維(スパンB-3)

図-18 Bトンネル 覆工応力(周方向)計測結果

図-19にAトンネル、図-20にBトンネルでのひび割れ密度の経過を示す。ひび割れ密度は、コンクリート打設後5年以降で一定あるいは増加する場合でもわずかである傾向が見られた。ここで、ひび割れ密度とは、調査対象とした覆工スパン内の視認できる範囲にあるひび割れ（おおむねひび割れ幅 0.05mm 以上）の総延長を、その覆工スパン内の近接目視できる範囲の表面積で除した値である。

ひび割れの発生は、アーチ天端部に縦断方向についてはプレーンと鋼繊維ではほぼ同時期に確認され、側壁部の横断方向のひび割れについては鋼繊維では発生しないもしくは発生してもひび割れ長さが短く規模の小さいものであった。一方で、繊維補強してもひび割れの発生自体を防ぐ効果は見られなかった。

ひび割れ幅の変動は、コンクリート打設後10年以上経過後も確認され、その変動量はプレーンに比べ、鋼繊維が少ない傾向であった。これは、鋼繊維によるひび割れ幅の進行の抑制に効果があったと考えられる。

ひび割れの進行は、2トンネルで多少の差はあるが、プレーンに比べ、鋼繊維でひび割れの進行の規模は小さく、その進行する期間も長い傾向であった。ひび割れ沿いのうきはコンクリート打設10数年後にプレーン、鋼繊維ともに確認され、ひび割れ沿いの局所的なうきの発生自体を防止する効果までは期待できないと考えられる。

5. 骨組み構造解析による計測結果の再現解析

前述したようにBトンネルのスパンB-2およびB-3では、乾燥収縮が収束すると考えられる5年程度²⁾を超えても、天端沈下量が覆工コンクリート打設から増加傾向にあることから、外力の作用や脚部沈下等の可能性が考えられる。そこで、本章では、BトンネルのスパンB-2およびB-3の計測結果を骨組み構造解析により再現し、覆工に外力として作用する荷重の大きさ、側圧係数、地盤反力係数の推定を行った。

(1) 解析条件

a) 再現変位

図-21にスパンB-2およびB-3の計測開始から2018年10月15日まで（コンクリート打設後13年後）の鉛直および内空変位量を示す。本解析では、計測開始以降の変位がすべて外力によるものと仮定し、これら変位を鉛直荷重 P_v （土被り高さ）、側圧係数 k 、地盤ばね定数 Kn の条件でパラメータスタディを行い、骨組み構造解析により再現する。

b) 解析モデル

図-22に骨組み構造解析に用いたモデルを示す。作用

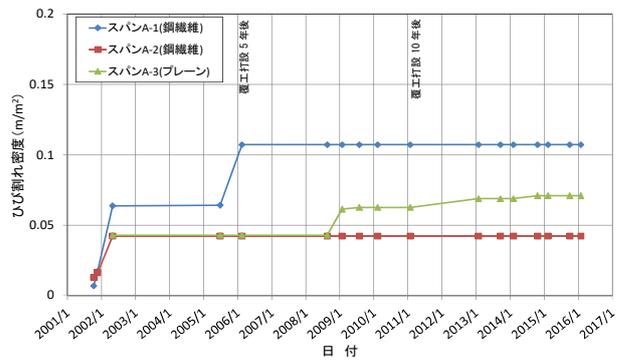


図-19 Aトンネル ひび割れ密度の経時変化

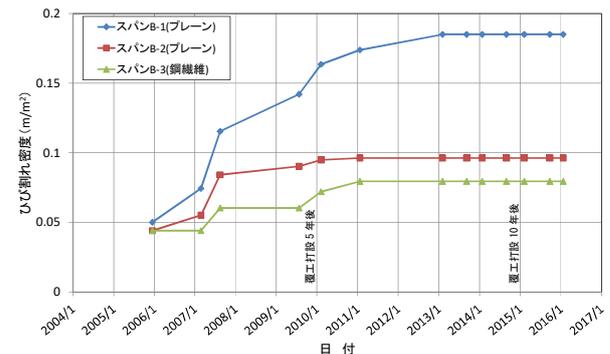


図-20 Bトンネル ひび割れ密度の経時変化

表-1 解析物性値

構造部材	設計強度 (MN/m ²)	変形係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)
地山(D I)		500	22.0
覆工	18	22,000	23.0

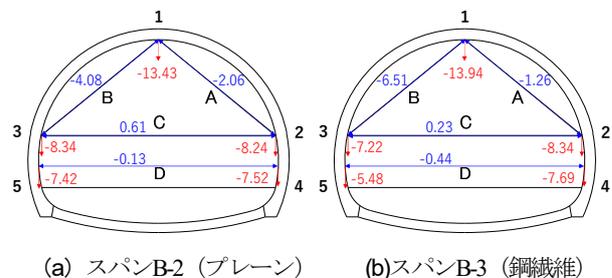


図-21 Bトンネル 鉛直および内空変位 計測結果

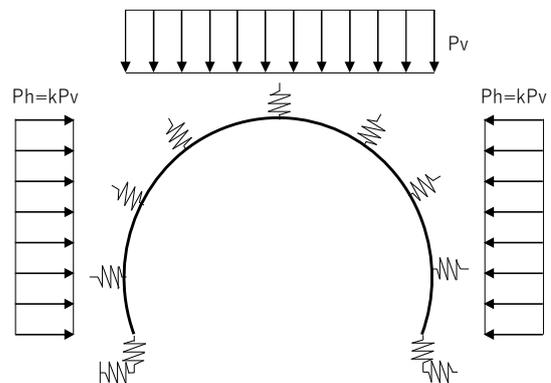


図-22 Bトンネル 解析モデル概略図

荷重はスパンB-2 およびB-3 に天端縦断方向のひび割れが発生していることから、鉛直荷重が作用していると考えられるため、緩み荷重として鉛直方向の等分布荷重 P_v を想定する。また、側圧として等分布荷重 $P_h (= kP_v)$ も考慮する。

さらに、トンネル法線方向に地盤ばねを与える。地盤反力係数 K_n は道路橋示方書³⁾に示された算定式を用いた。また、インバートはモデル化せず、脚部の支持条件は、脚部沈下の可能性を考慮し、ピン支点とはせず地盤ばね支点とする。

c) 解析物性値

表-1 に解析に用いた基本物性値を示す。地山の变形係数は、地山等級DIより一般値の 500 N/mm^2 とする。また、覆工コンクリートはプレーンであるため、設計強度 18 N/mm^2 、変形係数 $22,000 \text{ N/mm}^2$ とする。

(2) 解析結果

再現解析の結果、緩み荷重：土被り高 10m 、側圧係数： 0.3 、地盤ばね： $K_n/2$ と設定すると、各節点における鉛直変位および内空変位は、それぞれ図-23、図-24 のようになった。

図-23 をみると、鉛直変位は全5計測点で解析結果と計測結果がおおむね一致した。加えて、覆工の縁応力は天端で内空側： 0.7 N/mm^2 、地山側： 6.4 N/mm^2 、側壁で内空側： 4.4 N/mm^2 、地山側： 3.6 N/mm^2 であり、有効応力計が覆工内部に設置されていることを考えれば、計測結果の応力値(図-18)が上記縁応力の範囲内に含まれ

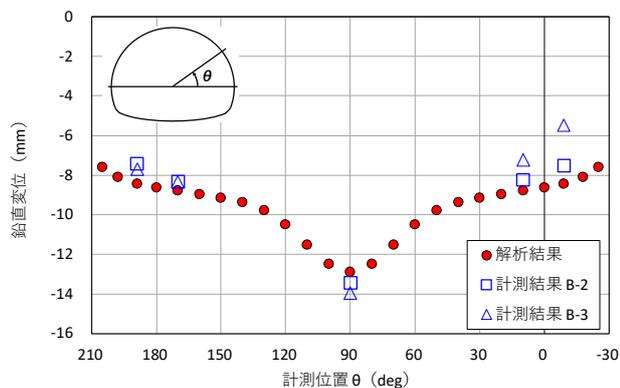


図-23 Bトンネル 再現解析結果 (鉛直変位)

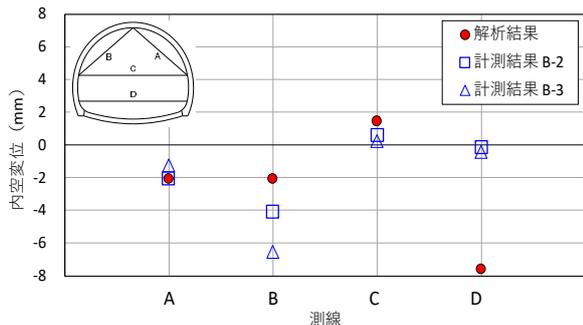


図-24 Bトンネル 再現解析結果 (内空変位)

ることから、解析により計測結果をおおむね再現できたといえる。

このとき、荷重条件は、文献^{4) 5)}を参考として、厚肉円筒覆工が変形したときに発生する内圧として土被り高 H を算定すると、土被り高が約 9m ($H = \sigma_c \times A_c \div R_1 \div \gamma_c = 4,000 \times 0.3 \div 5.7 \div 23$)となることから妥当な範囲であると考えられる。ここで、 σ_c ：覆工に作用する周方向応力 ($\approx 4.0 \text{ N/mm}^2$)、 A_c ：覆工コンクリート断面積 0.3 m^2 、 R_1 ：トンネル半径 5.7m 、 γ_c ：覆工コンクリートの単位体積重量である。さらに、側圧係数 $k=0.3$ も、地山等級がDIであることからや土被りが 20m 程度であること妥当な範囲であると考えられる。

また、地盤ばねにおいては、地山の弾性係数に不確実性を有することに加え、覆工背面に断熱材があることで地山反力が軽減されることが想定されるため、おおむね妥当な範囲であると考えられる。

6. まとめ

鋼繊維を用いた覆工コンクリートについて発生したひび割れ等について、10年以上にわたり長期計測した結果、以下の知見が得られた。

- ひび割れの発生は、アーチ天端部の縦断方向のひび割れはプレーンと鋼繊維ともに同時期に確認され、側壁部の横断方向のひび割れは発生時期に違いがあるが鋼繊維でも確認された。一方で、繊維補強してもひび割れの発生自体を防ぐ効果は確認されなかった。
- ひび割れ幅は、季節的変動が確認され、乾燥収縮が収束した後も、温度変化に伴って変動している。今回の現場では、年間の変動幅が鋼繊維が 1mm 程度、プレーンが 2mm であり、鋼繊維の変動幅の方が比較的小さい傾向であった。
- ひび割れの進行は、プレーンに比べ、鋼繊維では少ない傾向であった。ひび割れ沿いのうきもコンクリート打設10数年後にプレーン、鋼繊維ともに確認された。ひび割れ沿いの局所的なうきの発生自体を防止する効果までは期待できないと考えられる。
- 変位が増加傾向にあるスパンを対象に、計測開始後の変位の増分を外力よるものと仮定して骨組み構造解析を行ったところ、おおむね妥当と考えられる物性値の範囲内で変位や応力モードを再現できた。

以上述べたように、覆工材料として鋼繊維補強コンクリートを用いたスパンとプレーンコンクリートを用いた

スパンの 10 年以上にわたる計測を行い、乾燥収縮、温度伸縮、外力の作用等による覆工のひび割れやうき、変形、応力等の傾向を把握した。

ただし、限られたトンネル数や地山条件下での計測結果であるとともに、少数のトンネルにおける計測においても結果にばらつきがあること等に留意する必要がある。

謝辞：本稿で用いた長期計測結果は、2トンネルを管理する国土交通省北海道開発局網走開発建設部および遠軽道路事務所の協力により得られたものである。計測に携わった関係各位に深甚なる謝意を表す。

参考文献

1) 真下英人，砂金伸治，木谷努，遠藤拓雄：繊維補強

コンクリートを用いたトンネル覆工のひび割れに関する研究報告書，土木研究所資料，第 4000 号，pp.39-60，2006.

- 2) 森本智，真下英人，角湯克典：トンネル覆工のひび割れの進展に関する一考察，第 62 回年次学術講演会講演概要集，3-149，pp.297-298，2007.
- 3) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp.187-190，2017.
- 4) Salencon, J. : Contraction quasi-statique d' une cavite a symetrie spherique ou cylindrique dans un milieu elastoplastique. Annales Des Ponts Et Chaussees, No.4, pp.231-236, 1969.
- 5) 淡路動太，砂金伸治，日下敦，河田皓介：山岳トンネルの時間依存性挙動の簡易評価手法，土木技術資料 57 巻-10 号，2015.

(2019.8.9 受付)

COSIDERATION ON LONG-TERM BEHAVIOR OF TUNNEL LINING WITH STEEL FIBER REINFORCED CONCRATE

Noboru SAKAMOTO, Atsushi KUSAKA, Koki MAEDA, Nobuharu ISAGO, Toshiaki ISHIMURA and Satoshi MORIMOTO

Fiber reinforced concrete is one of the methods to suppress peeling and flaking of lining concrete at NATM. In recent years, steel fiber reinforced concrete has been used as a countermeasure. In this paper, we focused on the cracking of the span using steel fiber reinforced concrete as the tunnel lining. We report a consideration that analyzed crack suppression by focusing on the location and direction of cracks from the results of long-term measurements conducted for more than 10 years. The seasonal variation of crack width and the progress of cracks tended to have less steel fiber reinforced concrete than normal concrete. As a result from a limited number of tunnels, it was confirmed that the steel fiber concrete tends to suppress the progress of cracks in the tunnel lining; while even if fiber reinforced concrete was used, the effect of preventing the occurrence of cracks could not be confirmed.