

## (45) NATMを用いて掘削したトンネル二次覆工のひびわれの原因について

飛島建設(株) 福島 啓一

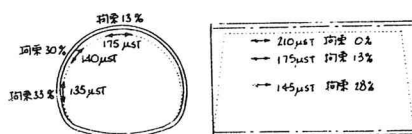
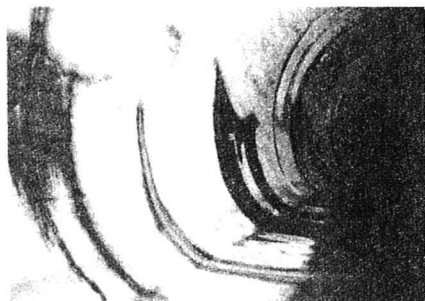
○ 飛島建設(株) 近久 博志

1. はじめに NATM(新オーストリアトンネル工法)はトンネルの合理的な施工法として注目を集め、日本でも施工例が増えている。当初、NATMで施工したトンネルの二次覆工は美観を増すこと、安全率を高めること、架線、照明器具、天井板などの取付け用、水路トンネルでは流水抵抗を減らすことなどの意味しかないと言われていた。しかし実際に施工して見ると在来工法では殆んど見られなかったコンクリート巻立のひび割れが数多く発生し(特別の対策がない場合61.7%)<sup>1)</sup>問題となっている。その中にはコンクリートの温度応力や乾燥収縮によるものもあるが、配合を改善したり、膨張セメントを使ったりしても仲々防止出来ず、又NATMにより施工した場合だけ発生する例が多いので、明らかに掘削工法の違いによる力学的挙動の違いが一原因になっていると考えられる。今の処、構造物の安全性を著しく損うものではないと考えられているが、美観を害し、又、寒冷地ではつららの発生や、ひび割れ内の水の凍結融解によるコンクリートの損傷等も起るので早急に原因を究明し、対策をたてる必要がある。

そこで、いくつかのトンネルの調査及び文献に報告されたものから、ひび割れの状態、NATMの施工法や掘削に伴う地山の挙動を考えた発生原因の推定、及びその防止法の案について述べる。

2. ひび割れの状態 現地調査、計測及び文献に発表されているものをまとめるとはば次の様になる。

- ①ひび割れはNATM採用区間で顕著に発生し、在来工法で施工した区間ではあまり発生しない。
- ②ひび割れは主に天端付近から発生し、ほぼ全面に及ぶ。発生はコンクリート打設後3~7日頃、又は数週間後が多く、型枠を外した時、すでにひび割れしている様なことは殆んどない。
- ③トンネル軸方向(天端付近、スプリング付近)にも輪切り方向(一回打設の中央に側壁下端から伸びて来るものや、天端付近に2~3カ所は入るなどさまざま)にも発生する。又ななめ方向や一点から3~4方に走るものもある。間隔は1.5m~5.0m位、幅は最大1mm位である。
- ④湧水がある場合、ひび割れより水がしみ出し遊離石灰で壁面がよごれ、美観を著しく害する。
- ⑤コンクリートのひずみ量を現場測定した所、図に示す如く底盤近くは強く拘束されているが、天端付近はあまり拘束されていない。乾燥や温度降下による収縮が主原因であれば、まずインバート付近からひび割れが発生する筈であるが、殆んどの場合天端付近から発生し、ひび割れ幅もそこが最も広い。いくつかの例ではインバート付近から一回打設の中央で輪切り方向のひび割れが発生しており、これはコンクリートの収縮が原因だと推定される。
- ⑥ひび割れ沿いにコアボーリングをした所(Aトンネル-4本)全部のひび割れが裏まで貫通していなかった(文献<sup>1)</sup>のボーリング例では裏まで貫通、但し1本だけ)。二次巻コンクリートと吹付コンクリートの間にはほり等があり、コンクリートは一体化してはいなかった。
- ⑦湿気の多い所、膨張セメントを使った所ではひび割れが少い。巻厚の薄い所にひび割れの入るのがおおい。
- ⑧トンネルによりひび割れの型に特徴があり、これはトンネルの形状、地質などの影響と思われる。
- ⑨ひび割れの発生率は地質によって違い、対策なしの場合は土砂トンネル(98%)>軟岩(72%)>硬岩(32%)の順序に少なくなる。<sup>1)</sup>
- ⑩従来の報告は背面で強く拘束されたコンクリートが収縮することをひび割れの主原因としている。シールド工法によるトンネルでも二次覆工ひび割れの問題が生じており、やはりコンクリートの収縮を原因とみなしている。
- ⑪一次覆工と二次覆工の間に絶えん材を入れるとひび割れはほぼ防げる。但し薄いビニールシート(0.4mm)だけでは効



果はあまりなく、2～10mm位のシート、1mm厚のアスファルト吹付、5mm厚以上の発泡モルタル吹付等が効果ありと報告されている。又、鉄筋、膨張セメントはあまり効果がない。

**3. NATMの特色・現状** NATMの特色は十分に掘りやすい一次巻立を掘削後すみやかに施工することによって、地山のゆるみや強度劣化を防ぐと共に、トンネル開削後の地山が新しい平衡状態に入り、地山自身が荷重を負担するのを助けてやる事にある。この

ため耐力に富み、しかもかなりの変形にも耐える支保材として薄肉の吹付コンクリートとアンカーボルトが主に使用される。

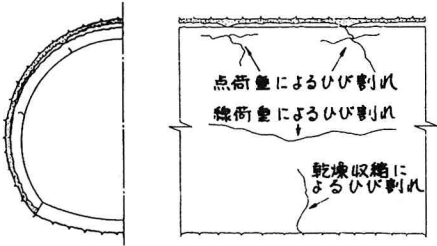
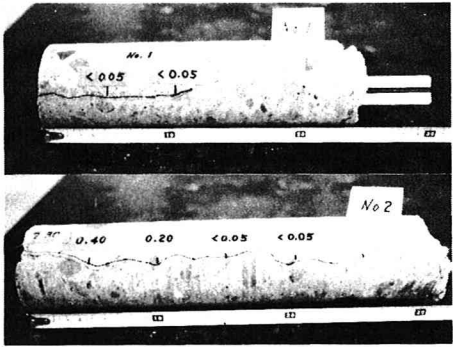
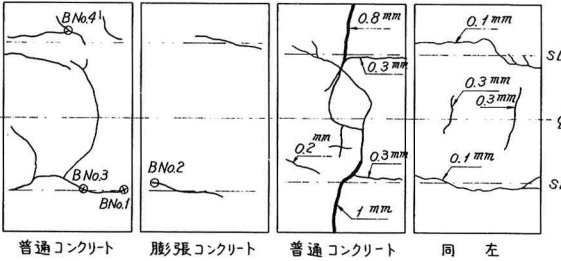
二次覆工は変形が十分に収束し、地山が新しい平衡状態に入ってから施工するのが原則であり、これを確実に行うために現地計測を行っている。

NATMの創始者L.V.Rabcewiczは一次覆工と二次覆工の間に絶えん層（防水膜）を入れることを推奨しているがこれは一次覆工と二次覆工が密着してしまうと断面二次モーメントが大きくなり、多少残っている残留変形のため大きな曲げモーメントを誘発するのを避け様としているのだと考えられる。又二次覆工も極力薄くして掘り易くする様唱えているが、日本では在来工法の考え方から抜け切っておらず、かなり厚い巻厚を採用している例が多い。巻立時期も必ずしも変形の収束を待たず、施工上又は年度予算上の都合、又は極力早く巻立てる方針の所が多い。

**4. ひび割れ原因の推定** ひび割れの原因としてはコンクリートの収縮（温度降下、乾燥収縮などによる）が考えられているが、i）拘束度が低い天端付近にまず発生し、ひび割れ幅もそこが大きいこと。ii）ひび割れが裏まで貫通していない所があること（湧水があるので貫通している所もある）。iii）在来工法ではあまり発生しないことなどよりそれ以外の原因を併せ考える必要がある。

NATMで施工したトンネルは一次覆工だけで安定はしているが微小な変形はかなり遅くまでまだ続いていると考えられる。ただし一次覆工は薄肉でたわみ易いこと、分布荷重が作用するので曲げモーメントは小さく、又、かなりの軸力も導入されているのでひび割れは殆んど発生しない。一次覆工と二次覆工は側壁部では密着し、一体となっているが天端に近づくに従って接触したり離れたたりしており、天端部はコンクリートの収縮によりほぼ完全に離れているものと考えられる。そこに残留変形による外圧が働き、一次覆工がたわむと、一次覆工と二次覆工は点接触になり二次覆工には比較的大きな集中荷重が働くことになる。在来工法の場合は支保工（H型鋼アーチ支保工と木矢板）がそれほど剛でないので巻立には分布荷重が働くと考えてよいが、NATMの場合は外側巻立が永久覆工としても十分なだけの耐力を持っているので、かえって悪い影響を生むものと考えられる。

ひび割れパターンから考えると、側壁部は外面拘束により一回打設の中央に輪切り方向に入ったひび割れ、スプリング部は側圧による線荷重によるひび割れ、アーチ部は点荷重又は短い線荷重によるひび割れと推定される。



右図(a)の様な分布荷重が働く時の曲げモーメントは

$$M_A = 0.25 w a^2, \quad \sigma = M/Z = 1.5 w a^2 / h^2,$$

$$\omega = \frac{w a^4}{12 E I}$$

図(b)の様に側圧  $P_h = w/2$  があれば

$$M_A = (0.25 - 0.25 \times 1/2) w a^2 = 0.125 w a^2$$

$$\sigma = 0.75 w a^2 / h^2, \quad \omega = \frac{w a^4}{24 E I}$$

図(c)の様に線荷重が働くとき

$$M_A = 0.318 P a, \quad P = 2 a w \text{ と考えるなら}$$

$$M_A = 0.636 w a^2, \quad \sigma = 3.816 w a^2 / h^2,$$

$$\omega = 0.15 \frac{w a^4}{E I}$$

図(d)の様に

2  $\beta_1 a \times 2 \beta_2 a$  の区間だけに集中荷重が働く場合については P. P. Bijlaad がフーリエ級数を用いて求めている。分布域が狭くなるほど曲げモーメントは大きくなり、 $\beta_1 = \beta_2 = 0$  になると曲げモーメントは無限大になる。計算結果の一部を表 1 に示す。

$\beta_1, \beta_2$  がゼロに近づく場合の荷重点近くの曲げモーメントや応力は上記の初等理論では正確には求められず、これを更に精密に求めるにはシエル全体で考えるのはむずかしいが、平板、しかも円形版で近似しても十分正確と云われている。<sup>3)</sup> その時の荷重直下の版下側の引張応力は次式で求められる。

$$\sigma_{max} = \frac{P}{h^2} \left[ (1 + \nu) \left( 0.485 \ell n \frac{a}{h} + 0.52 \right) \right]$$

ここに  $\nu = 0.3$  (ポアソン比),  $P = 2 a \ell w$ ,  $\ell = 3 a$  (トンネルの長さ),  $a/h = 15$  とすると ( $h$ : 壁厚,  $a$ : トンネル半径)

$$\sigma = \frac{6 a^2 w}{h^2} \times 1.3 \times (0.485 \ell n 15 + 0.52) = 3218 w$$

表より  $\omega = 300 P / E a$

これより(b)(c)(d)と荷重状態が変わるにつれて曲げモーメントや応力は増大することが分るのである。ひび割れ荷重の計算例を表 2 に示す。

これより NATM の場合の二次覆工の様に集中荷重を受けるといかにひび割れが入りやすいかが分るのである。一旦ひび割れが入ればコンクリートの抵抗力は急激に低下するので、ひび割れは容易にのびて行くことになる。

但し二次覆工を施工した後までトンネルの変形が進行しているのかどうかは実測例がないので、断言は出来ないが次の様に推論出来るのである。

トンネルを掘削した時、支保工を設けるまでの間にまわりの地山はかなりゆるめられるが、巻立後このゆるんだ区間は再び圧密される。この現象はコンクリートのクリープと違うのでかなり時間がかかり、トンネル変状の調査によると10年以上かかることがある。

ひび割れの出たトンネル内側に鋼製セントルを建込んで補強することはよく行なわれるが、『セントル補強後、土圧が引続いて

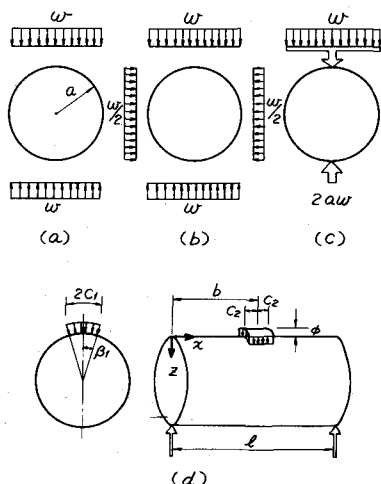


表 1. Bijlaad の式による計算

荷重分布幅  $\beta_1 a \times \beta_2 a$  と  $\omega$  (変位),  $M_x$ ,  $M_\phi$  (曲げモーメント),  $N_x$ ,  $N_\phi$  (軸力) の関係

| $\beta_1 = \beta_2$ | $\omega = \frac{P}{E a}$ | $M_\phi / P$ | $M_x / P$ | $N_\phi / \frac{P}{a}$ | $N_x / \frac{P}{a}$ |
|---------------------|--------------------------|--------------|-----------|------------------------|---------------------|
| 1/8                 | 269.5                    | 0.132        | 0.1047    | -2.6304                | -2.3070             |
| 1/16                | 288.6                    | 0.2037       | 0.1743    | -2.9943                | -2.4614             |
| 1/32                | 294.98                   | 0.2489       | 0.2286    | -3.1297                | -2.5139             |
| 1/64                | 296.7                    | 0.2648       | 0.2491    | -3.1694                | -2.5288             |
| 1/4096              | 297.4                    | 0.2707       | 0.2568    | -3.1834                | -2.5340             |
| 0                   | 300.0                    | $\infty$     | $\infty$  |                        |                     |

$a/t = 15$      $t = 30 \text{ cm}$   
 $a = 4.50 \text{ m}$   
 $\ell/a = 3$      $\ell = 13.5 \text{ m}$  } の場合    ※同一大きさの荷重でも作用面積が小さくなると撓みはあまり変わらないが、曲げモーメントは増えることが分る。

表 2

| 荷重状態                       | (a)   | (b)    | (c)   | (d)<br>$\beta_1 = \beta_2 = 0$ |
|----------------------------|-------|--------|-------|--------------------------------|
| ひび割れ荷重 (t/m <sup>2</sup> ) | 8.887 | 17.778 | 3.49  | 0.932                          |
| ひび割れ時たわみ量(mm)              | 67.5  | 67.5   | 0.477 | 0.002796                       |

$t = 30 \text{ cm}$ ,  $a = 450 \text{ cm}$ ,  $\ell = 1350 \text{ cm}$

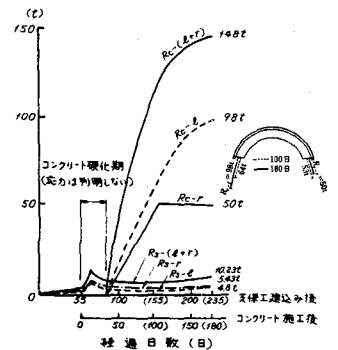
$E = 200,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu = 0.3$  の場合  $\sigma_t = 30 \text{ kg/cm}^2$

作用すると、セメントが十分働いて剛性支持状態となる。そこで覆工の変形を阻止された土圧は急激に増加し、遂には、覆工コンクリートの耐力を超える。その結果、覆工はこれを支持するセメントの間で（ひび割れてしまい）、覆工としての機能を失うようになる。

したがって、セメントあるいは内巻補強など内部から剛性支持をした場合、覆工に新しいひび割れが発生し、あるいは既往のひび割れが進行するときは、土圧が急激に増加し、覆工の破壊が始まっているのである』と報告されている。（文献2 P97～98）

在来工法で掘削したトンネルで、支保工と覆工に働く荷重の計測例<sup>4)</sup>を右図に示す。覆工をすると荷重が急激に増加すること、かなり長期に亘って荷重が増加している事が分る。

NATMにより施工した場合は周辺地山をあまりゆるめないで、一旦ゆるんだ地山が再圧密される過程で強い地圧が働くことは少ないが皆無ではない。このことはアンカーボルトの張力がインバート閉合後だんだん減って行き、時には圧縮側になることから推測される。更に前記の補強セメント及び親不知トンネルの場合と同じく二次覆工により剛性が大きくなると土圧が急激に増え、かえって破損を著しくすることもあることに注意する必要がある。この地山挙動の経過を模式的に図示すると下図の様になる。但し、これらのひび割れはコンクリートの収縮によりもともとひび割れが生じやすい状態になっていた所に強制変形による外力が加わったためであり、特に側壁部では収縮が主原因とみられるひび割れも多い。



鋼アチ支保工と覆工コンクリートの荷重  
(親不知トンネル)

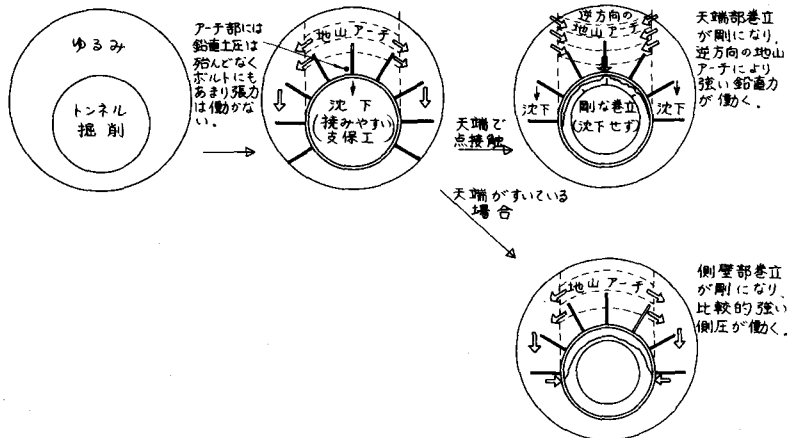
5. まとめ 従来の二次覆工ひび割れの報告は主原因を温度降下や乾燥によるコンクリートの収縮が地山に密着したコンクリートのため拘束されて生ずるものとしているが、もっとNATMの特質にもとづいた地山挙動によるものと考

え一部推定をまじえた見解をまとめた。今後さらに測定などにより確認したい。まとめとして次の様なことが云えよう。

- ①強制変位を吸収出来る厚目の絶えん層が有効である。
- ②二次覆工も極力薄くして、覆工全体の剛性を下げる。
- ③二次覆工をすれば安全率が上がると安易に考えない方がよい。安全率をひび割れに対する安全率、地震時などのトンネルの崩壊に対する安全率などと分けて考える必要があろう。末筆ながら現場計測等を手伝ってもらった各位に、又 shell の計算について種々御教示いただいた埼玉大学秋山教授に深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 硬岩 NATM における二次覆工の設計施工に関する調査研究報告書、日本トンネル技術協会 S 57.3
- 2) P. P. Bijlaad; Stresses From Local Loadings in Cylindrical Pressure Vessels; Trans. of ASME. Aug. 1955
- 3) S. Timonahenko & S. Woinowsky - kvieger; Theory of Plates and Shells, 1959 McGraw hill, (長谷川沢 1973)
- 4) 高橋, 池田, 白井, 飯塚; トンネルの変状と保持 1977 土木工学社
- 5) トンネル変状の実態調査とその原因解明に関する研究 (その2) 報告書, 日本トンネル技術協会 S 56.3



(45) CAUSE OF THE CRACK IN INNER LINING OF THE TUNNELS EXCAVATED BY NATM

by Keiichi Fukushima and Hiroshi Chikahisa  
Tobishima Corporation

SUMMARY

Recently, the New Austrian Tunnelling Method (NATM) has been adopted at many tunnelling sites in Japan.

This method is aimed at supporting the ground pressure by the surrounding ground itself which shall be reinforced by outer lining (shotcrete, anchor bolts, etc.).

Inner lining mainly has an intention to finish the smooth inner surface of the tunnel with nice outlook reducing the resistance of waterflow as well as for the convenience of attaching ceilings, lamps, signals, etc..

However, in many tunnels many cracks on the surface of inner linings occurred which mar the workmanship and allow the glow of icicles.

These phenomena have been rare in the case of conventional tunnel driving method, therefore it is assumed that a statical behavior of the tunnel executed by NATM could be the main cause.

The authors proposed that cracks were caused by certain point load due to local contact between outer and inner linings and the residual settlement of surrounding ground.

Certain observations, measuring data, calculation formula and calculation results of stress and displacement of inner lining are attached.