

# 早期閉合トンネルの現状と挙動分析

中野 清人<sup>1</sup>・小川 澄<sup>1</sup>・楠本 太<sup>2</sup>・樽井 稔<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

E-mail:k.ogawa.aa@ri-nexco.co.jp

<sup>2</sup>正会員 清水建設株式会社 地下空間統括部 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3)

<sup>3</sup>みずほ情報総研株式会社 サイエンスソリューション部 (〒101-8443 東京都千代田区神田錦町2-3)

地山等級がDⅡ, Eなどに区分される強度不足や押出し性地山において, トンネル支保構造体の力学的安定が確保でき, 早期閉合で大変位を抑制できたトンネル22事例を選定し, 技術データを整理して, 早期閉合トンネルデータベースを作成した. このデータを基にして, 早期閉合トンネルの設計, 施工計画のための基本パラメータを分析して, 早期閉合トンネルの構造仕様や補助工法, 施工方法などの実施状況および挙動特性や安定性などについて明らかにした. さらに, 地山強度比をパラメータとする3D-FDMトンネル掘削解析を行い, 早期閉合の有無や早期閉合構造半径比, 早期閉合距離がトンネルの変形挙動や力学的安定性におよぼす影響について考察した.

**Key Words :** *early closure, squeezing, competence factor, ratio of structural radius, distance of early closure, equivalent height of overburden*

## 1. はじめに

山岳トンネルの安定は, グランドアーチの形成による自立を基本にしている. 脆弱で粘土質の断層破碎帯や強度不足の押出し性地山などでは, トンネルは不安定になりやすく, 大変位や支保工の変状, 破壊などが発生し, 縫返しを余儀なくされる場合がある. このため, 地山等級がDⅡ, Eなどに判定され, トンネル構造体の自立安定が困難な地山を対象に, 早期閉合でトンネル支保構造体の力学的安定が確保できたトンネルを選定, 構造体仕様や補助工法, 施工方法, 挙動特性などを整理, 分析した.

これらの成果として, 早期閉合トンネルの施工実態, 挙動特性や安定性などが明らかになったので, 報告する.

## 2. 背景

押出し性地山などのトンネル施工では, 補助工法を駆使し, 変位余裕を確保して, トンネル支保構造体の安定を確保する方法が採用されてきた. しかしながら, 地山強度比が1を下回る強度不足地山や押出し性地山においては, トンネル支保構造体の安定の確保は困難になる場合が多く, 大変位の克服が技術課題である. また, このような脆弱地山では, 早期にインバートによってトンネル断

面を閉合し剛性の高い支保構造にて, 内圧を大きくする必要があり<sup>1)</sup>としているが, これに関する具体的な構造体仕様や施工方法などの整理が求められていた.

## 3. 調査方法

地山等級がDⅡ, Eなどに区分される不良地山において, 早期閉合で大変位を抑制できた代表的なトンネルを選定, これらの技術データを収集, 整理して, 早期閉合トンネルデータベースを作成する. このデータを基にして, 早期閉合トンネルの設計, 施工計画のための基本パラメータを抽出し, 構造仕様や補助工法, 施工方法および力学特性や挙動特性などの早期閉合トンネルの施工実態を分析する. さらに, 数値解析的手法を用いて, 早期閉合トンネルの力学挙動特性を分析し, 考察する.

## 4. 事例の選定

補助ベンチ付き全断面工法の早期閉合は, トンネル支保構造体の安定確保に最も有効な施工方法と考えられており, 以下の条件のもとに選定する.

・トンネル変位を300mm以下に抑制できた2車線道路

トンネルとする。

- 掘削工法は、全断面工法、補助ベンチ付き全断面工法とする。
- 早期閉合距離は、上半切羽から約1D（Dは掘削幅）以内とし、吹付けコンクリートやインバート支保工などの早期閉合構造部材で断面を閉合している。

なお、早期閉合によるトンネル支保構造は、標準支保パターン化がなされていないので、力学的性質、地山強度比、変形余裕量、土被り高、早期閉合の目的・効果をパラメータとして、表-1のように5タイプの早期閉合パターン（以降、閉合パターンという）に区分して、選定する。

5. 事例調査結果

(1) 事例数

選定した早期閉合トンネルは、22 事例である。閉合パターン別では、DⅢ1は4例、DⅢ2は5例、DⅡ1は2例、DⅡ2は8例、E1は3例を選定している。これらの施工実績から、この数年間、標準支保（設計）パターンDⅡ-a、DⅢa、Eにおいて、早期閉合施工が必要に応じて採用されていることが確認できた。

(2) 早期閉合の選択

早期閉合の採用理由を閉合パターン別にまとめると、表-2のようになる。これらから、以下のことが分かる。

- 計測工 A 結果による判断件数と地山条件精査結果による判断件数は、概ね、同等である。
- 早期閉合の実施は、閉合パターンDⅡ1、DⅡ2の計測工 A 結果による判断件数が最も多く、全回答数の40%を占めている。当初設計時での早期閉合の採用は、3例と少ない。
- 計測工 A 結果による判断では、初期変位速度、天端沈下を判断項目にしている。
- 地山条件精査結果による判断では、原位置試験結果などから大変位発生や支保耐荷力不足が予測され、また、地表や地すべりなどへの掘削影響抑制が必要となり、新たな施工条件に対応した判断がなされている。

なお、22事例中8例の36%において、当初設計パターンによる施工が困難となり、閉合パターンDⅡ2、E1による縫返しを余儀なくされる。

(3) 早期閉合トンネル実施状況

a) 地山条件

押出し性や膨張性地山では、表-3に示すように、閉合パターンDⅡ2で8例、E1で1例あり、早期閉合事例の約40%を

表-1 早期閉合トンネル区分

| 閉合パターン | 力学的性質             | 地山強度比         | 早期閉合の目的・効果                                              |
|--------|-------------------|---------------|---------------------------------------------------------|
| DⅢ1    | 未固結、強度不足地山        | —             | 早期閉合により、トンネル支保構造体の安定場を形成し、過大な変位発生を抑制する。                 |
| DⅢ2    | 環境保全、掘削影響の抑制      | —             | 早期閉合により、塑性変形の深部伸展を抑制し、トンネル掘削影響域の拡がりなどを抑える。              |
| DⅡ1    | 変形余裕を必要とする強度不足地山  | $K \leq 2$    | 塑性土圧の作用は小さいが、早期閉合なしでの支保構造体の安定確保は困難である。                  |
| DⅡ2    | 変形余裕を必要とする押出し性地山  | $0.5K \leq 1$ | 塑性土圧作用が予想され、早期閉合なしでの支保構造体の安定確保と大変位の抑制は困難である。            |
| E1     | 大変形余裕を必要とする押出し性地山 | $\leq 0.5$    | 変位速度が速く、高土圧の作用が予想され、作用土圧に見合う高耐力、高剛性仕様の支保構造体で力学的安定を確保する。 |

表-2 早期閉合採用理由（複数回答）

| 採用理由                                 | 閉合パターン名 | DⅢ1 | DⅢ2 | DⅡ1 | DⅡ2 | E1 | 計  |
|--------------------------------------|---------|-----|-----|-----|-----|----|----|
| 1. 計測工 A 結果による判断                     |         |     |     |     |     |    |    |
| 初期変位速度が20～40mm/dayと早く、変位の収束傾向がみられない。 |         | 1   |     | 1   | 2   |    | 4  |
| 過大な天端沈下V（40～300mm）が発生し、収束傾向がみられない。   |         |     |     | 2   | 2   | 2  | 6  |
| 過大な内空変位H（60～260mm）が発生し、収束傾向がみられない。   |         |     |     | 1   | 2   |    | 3  |
| 支保部材が変状、破壊した。                        |         |     |     | 2   | 2   |    | 4  |
| 小計                                   |         | 1   |     | 6   | 8   | 2  | 17 |
| 2. 地山条件精査結果による判断                     |         |     |     |     |     |    |    |
| 大変位発生が予測された。                         |         | 1   |     | 1   | 1   |    | 3  |
| 地山強度比<1や押出し性地山などから、支保耐荷力不足が予測された。    |         | 1   |     |     | 1   | 2  | 4  |
| 環境保全からの地表沈下抑制、近接構造物への影響抑制。           |         |     | 3   | 1   |     |    | 4  |
| 地すべりなどへの掘削影響抑制。                      |         |     | 1   | 1   | 1   | 1  | 4  |
| 小計                                   |         | 2   | 4   | 3   | 3   | 3  | 15 |
| 3. 当初設計                              |         |     | 2   |     | 1   |    | 3  |

占める。未固結地山では、DⅢ1とDⅢ2で5例あり、約30%を占めている。地すべり影響抑制は、DⅢ1、DⅡ1、E1で採用されている。

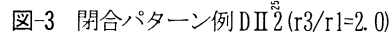
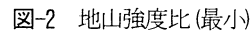
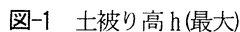
DⅢ1、DⅢ2は、土被り40m以下で採用されている（図-1）。DⅡ1、DⅡ2、E1は、土被り高に関係なく採用されている。土被りが80mを超えるとDⅡ2が多くなり、200mを超

早期閉合は、閉合パターンDⅢ2、DⅡ1を除くと、地山強度比が1程度以下で採用されている（図-2）。

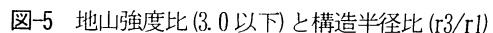
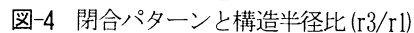
DⅢ1, DⅢ2 では、吹付けコンクリート厚 25cm で圧縮強度 18N/mm<sup>2</sup>, 鋼アーチ支保工サイズ H-200 の組合せが最も多い。DⅡ1 では、事例数は 2 例と少なく、早期閉合なしで、標準支保パターン DⅡ-a による標準施工が行われているものと推察する。DⅡ2 では、吹付けコンクリート厚 25cm で圧縮強度 36N/mm<sup>2</sup>, 鋼アーチ支保工サイズ H-200 の組合せが最も多い(図-3)。E1 は、事例数は 3 例あり、大土被りの押出し性地山では、吹付けコンクリート厚 55cm の圧縮強度 36N/mm<sup>2</sup>, サイズ H-200 の鋼アーチ支保工と H-150 を重ね合わせた高耐力、高剛性仕様の多重支保構造の事例がある<sup>2)</sup>。

インバート吹付けや鋼製のインバート支保工を断面閉合部材とする早期閉合構造は、DⅢ1、DⅢ2では、吹付け厚25cmで圧縮強度 $18\text{N/mm}^2$ 、支保工サイズH-200の組合せが最も多い。8事例中5例で、トンネル支保構造と早期閉合構造が異なっており、インバート支保工なしが2例、インバート吹付け厚の薄いものが3例ある。DⅡ1、DⅡ2では、インバート吹付け厚20cmと25cmの圧縮強度 $36\text{N/mm}^2$ 、インバート支保工サイズH-200の組合せが多い。8事例中4例において、トンネル支保構造と異なっており、インバート支保工なしが2例、インバート吹付け厚の薄いものが2例ある。E1では、圧縮強度 $36\text{N/mm}^2$ のインバート吹付け、サイズH-200の高規格インバート支保工の組合せが多い。大土被り地山では、トンネル支保構造と同様の高耐力、高剛性とする事例がある<sup>2)</sup>。

| 地山性状     | 閉合パターン名 |     |     |     |    | 計  |
|----------|---------|-----|-----|-----|----|----|
|          | DⅢ1     | DⅢ2 | DⅡ1 | DⅡ2 | E1 |    |
| 押出し性 膨張性 |         |     |     | 8   | 1  | 9  |
| 未固結      | 2       | 3   | 1   |     | 1  | 7  |
| 地すべり     |         | 1   | 1   |     | 1  | 3  |
| 高水圧      |         |     |     |     |    | 0  |
| 上記以外     | 1       | 2   |     |     |    | 3  |
| 計        | 3       | 6   | 2   | 8   | 3  | 22 |



構造半径比( $r3/r1$ )は、トンネル支保構造半径 $r1$ に対する早期閉合構造半径 $r3$ の比で定義する(図-3)。 $(r3/r1)$ は、閉合パターンや地山強度比に関係なく、1.4~3.4が採用されている。19事例中16例は、構造半径比( $r3/r1$ )は2.0以上である(図-4)。DⅡ2, EIで地山強度比が1を下まわる3例では、 $1.4 < r3/r1 < 1.5$ が採用されている(図-5)。



e) 早期閉合施工方法

早期閉合距離  $L_f$  は、 $L_f=5\sim 15\text{m}$ で行われている。DⅢ1、DⅢ2では、 $L_f=8\text{m}$ 以内の事例が多い（図-7）。DⅡ1、DⅡ2、E1では、 $L_f=8\text{m}$ 以上が多く、地山強度比が小さくなり、切羽が不安定になるほど長くなる（図-8）。

早期閉合施工単位  $L_c$  は、 $L_c=1\sim 3\text{m}$ で行われている（図-9）。事例の47%は、 $L_c=2\text{m}$ である。 $L_c=3\text{m}$ は、事例の20%で採用されている。

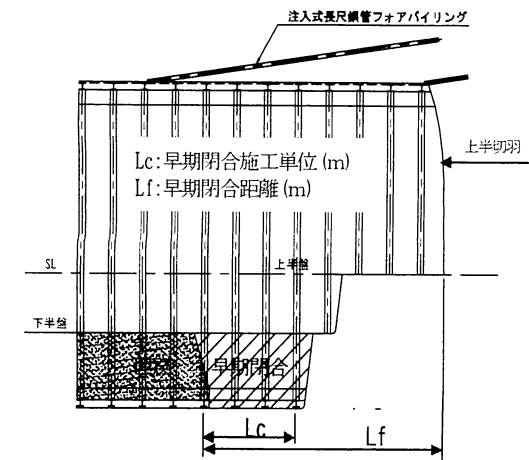


図-6 早期閉合パラメータ

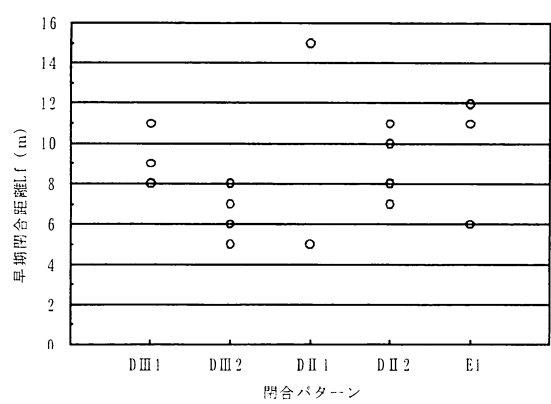


図-7 閉合パターン別早期閉合距離  $L_f$

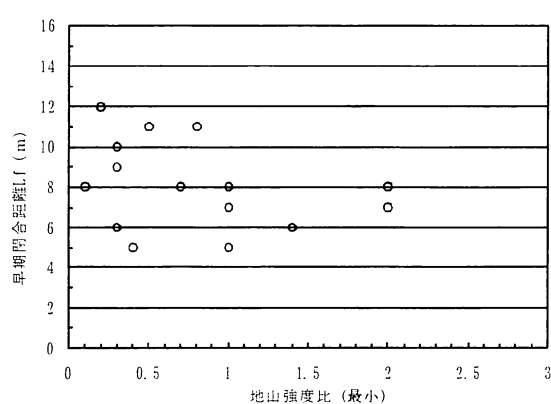


図-8 地山強度比 (3.0 以下) と早期閉合距離  $L_f$

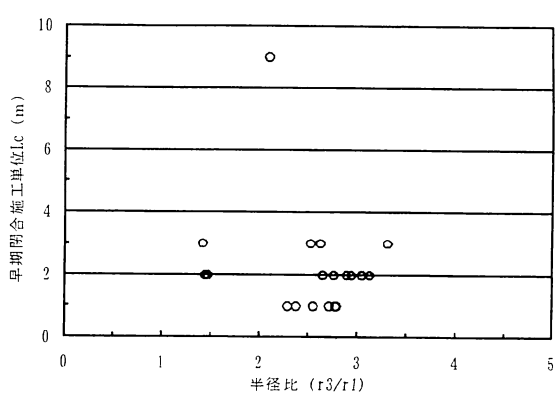


図-9 半径比 ( $r_3/r_1$ ) と早期閉合施工単位  $L_c$

f) 変形余裕量

トンネル支保構造半径  $r_1=5.5\sim 8.4\text{m}$ の道路トンネルでは、閉合パターン E1 で最大  $30\text{cm}$ が採用されている（表-4）。DⅢ1、DⅢ2は、土被りが  $2D$  以下、掘削影響の抑制などから、すべての事例で  $0\text{cm}$ 、DⅡ1 と DⅡ2 の 6 例は  $10\text{cm}$  を採用している。DⅡ2 の 4 例を除くと、設計要領どおりである。

表-4 変形余裕量

| 変形余裕量<br>(cm) | 閉合パターン |     |     |     |    | 標準<br>パターン |
|---------------|--------|-----|-----|-----|----|------------|
|               | DⅢ1    | DⅢ2 | DⅡ1 | DⅡ2 | E1 |            |
| 0             | 4      | 5   |     |     |    | DⅢa        |
| 10            |        |     | 2   | 4   | 1  | DⅡ-a       |
| 15            |        |     |     | 1   | 1  |            |
| 20            |        |     |     | 2   |    |            |
| 25            |        |     |     |     |    |            |
| 30            |        |     |     | 1   | 1  | E          |
| 30 以上         |        |     |     |     |    |            |

g) 覆工（アーチ・側壁・インバート）構造

DⅢ1、DⅢ2では、覆工コンクリート（アーチ・側壁）は、巻厚  $35\text{cm}$ 、設計強度  $18\text{N/mm}^2$ の単鉄筋ないし複鉄筋構造のプレーンコンクリートが採用されている。インバートコンクリートは、巻厚  $50\text{cm}$ 、設計強度  $18\text{N/mm}^2$ の単鉄筋ないし複鉄筋構造のプレーンコンクリートが採用されている。一方、DⅡ2では、事例間で設計条件が異なるので、さまざまな覆工コンクリート構造が設計されている。

DⅡ1、DⅡ2、E1では、覆工コンクリートは、巻厚  $30\text{cm}$ 、設計強度  $18\text{N/mm}^2$ の無筋構造の事例が多く、剥落対策として、非鋼繊維補強コンクリートの事例がある。インバートコンクリートは、巻厚  $30\text{cm}$ 、設計強度  $18\text{N/mm}^2$ の無筋構造のプレーンコンクリートが多く採用されている。また、DⅡ2、E1では、耐荷力保持を考慮し、高強度鋼繊維補強コンクリートの採用事例がある。

h) トンネル構造体サイズ

アーチ・側壁部のトンネル構造厚とインバート部の

構造厚が同じ事例は、19 事例中の 11 例である。覆工巻厚とインバート巻厚、さらに、支保構造厚と早期閉合構造厚が同じ事例は、7 例の 40%以下である。アーチ・側壁部構造厚がインバート部構造厚より大きい事例は 5 例、この逆も 5 例あり、早期閉合構造が仮閉合部材として施工されている事例が多い。

### i) 変形挙動特性

各事例における天端沈下と上半内空変位の最大値は、図-10～図-13 に示す。

これから、以下のことがわかる。

- DⅢ1, DⅢ2 の天端沈下は、概ね 30mm 以下である。上半内空変位は、50mm 以下である。
- DⅡ2 の天端沈下は、概ね 100mm 以下である。内空変位は、200mm 以下である。
- E1 では、天端沈下、内空変位ともに、250mm 以下の変位である。
- DⅢ1, DⅢ2 を除くと、天端沈下、上半内空変位ともに、地山強度比が小さくなるにつれ増加する。DⅢ1 では、早期閉合距離  $L_f$  が長くなると天端沈下は大きくなる。
- DⅢ2, DⅡ1 を除くと、構造半径比( $r_3/r_1$ )が小さくなると天端沈下も小さくなる傾向がみられる。

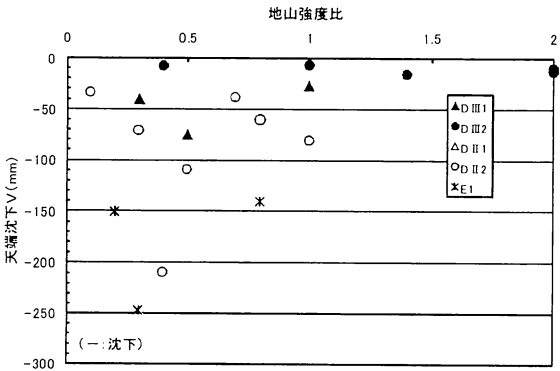


図-10 地山強度比 (2 以下) と天端沈下

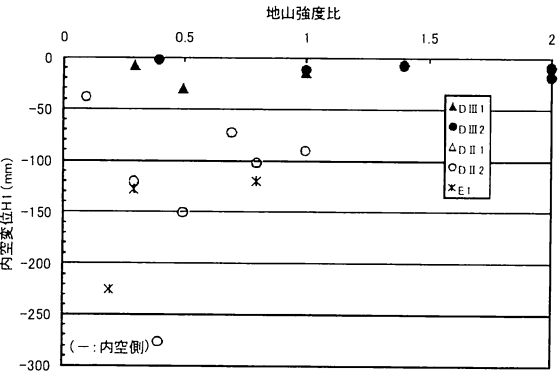


図-11 地山強度比 (2 以下) と上半内空変位

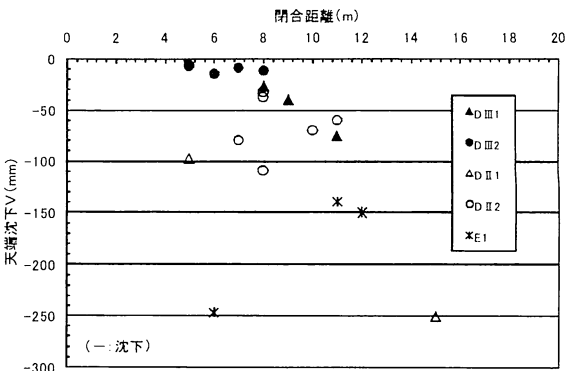


図-12 閉合距離  $L_f$  と天端沈下

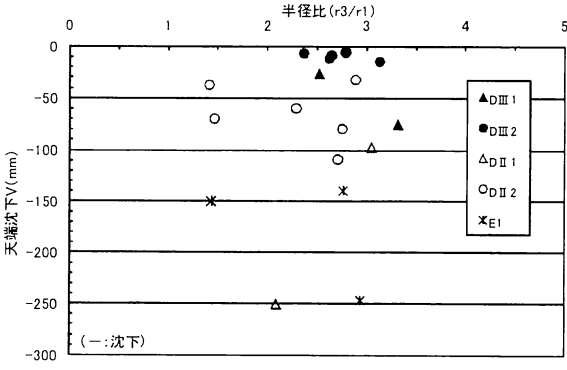


図-13 構造半径比 ( $r_3/r_1$ ) と天端沈下

### j) トンネル構造体の安定性

支保部材応力測定データがある事例数は、17 例である。各事例における吹付けコンクリート軸応力と鋼アーチ支保工縁応力の最大値は、早期閉合距離  $L_f$  および半径比 ( $r_3/r_1$ ) との対応で、図-14～図-16 に示す。

これから、以下のことが分かる。

- DⅢ1, DⅢ2 の吹付けコンクリート軸応力は、1 事例の  $12 \text{ N/mm}^2$  を除くと、 $4 \text{ N/mm}^2$  以下の圧縮である。DⅡ2 では、 $18 \text{ N/mm}^2$  を超える事例があるが、 $6 \sim 18 \text{ N/mm}^2$  の範囲内にある。E1 では、 $36 \text{ N/mm}^2$  を超える事例がある。
- DⅢ2 の鋼アーチ支保工縁応力は、 $120 \text{ N/mm}^2$  以下の圧縮である。DⅡ1, DⅡ2, E1 では、 $240 \text{ N/mm}^2$  以上の圧縮となり、降伏強度を超えているが、鋼アーチ支保工は吹付けコンクリートで拘束されているので、トンネル支保構造体としての安定上の課題はみられない。
- DⅢ1, DⅢ2 を除くと、早期閉合距離  $L_f$  が短くなると鋼アーチ支保工縁応力は小さくなる。吹付けコンクリート軸応力との相関はみられない。
- DⅢ2, E1 では、半径比( $r_3/r_1$ )が小さくなると吹付けコンクリート軸応力は小さくなる傾向がみられる。

### k) 作用土圧 $P_o$ と土被り相当高 $H$

吹付けコンクリート軸応力の最大値  $\sigma_c$  を用いて作用土圧  $P_o$  ( $=\sigma_c \cdot A_c/r_l$ ,  $A_c$  は吹付けコンクリート断面積,  $r_l$

は支保構造半径)を計算<sup>3)</sup>し、これから土被り相当高  $H$  ( $=P_0/\gamma$ ,  $\gamma$ は単位体積重量)に換算したものを図-17に示す。なお、事例における土被り高  $h$ は、図-18に示す。

これらから、以下のことがいえる。

- ・DⅢ1, DⅢ2では、吹付けコンクリートに作用する土圧は、土被り20m相当が推定される。
- ・地山強度比が0.7以上のDⅡ1, DⅡ2, E1では、土被り25m相当の土圧作用が推定される。
- ・土被り相当高  $H$ は、地山強度比が0.5を下回ると、地山強度比が小さくなるにつれ大きくなり、地山強度比0.5で  $H=40\text{m}$ 、地山強度比0.1で  $H=80\text{m}$ が推定され、地山強度比による作用土圧  $P_0$ の推定が可能であることが示唆された。

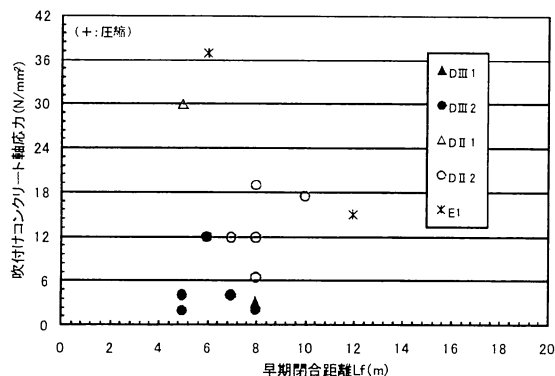


図-14 早期閉合距離  $L_f$  と吹付けコンクリート最大軸応力

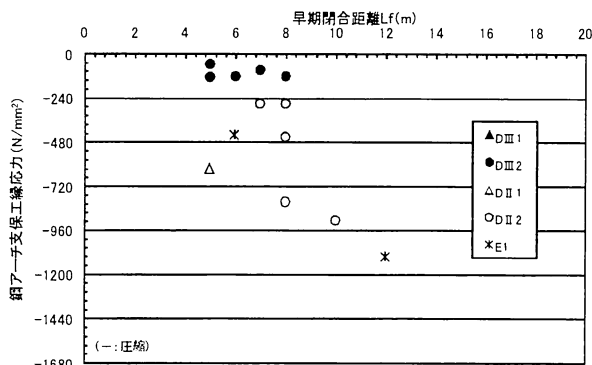


図-15 早期閉合距離  $L_f$  と鋼アーチ支保工縁応力

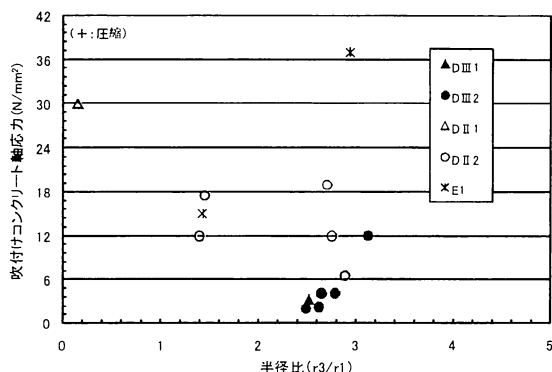


図-16 構造半径比 ( $r_3/r_1$ ) と吹付けコンクリート最大軸応力

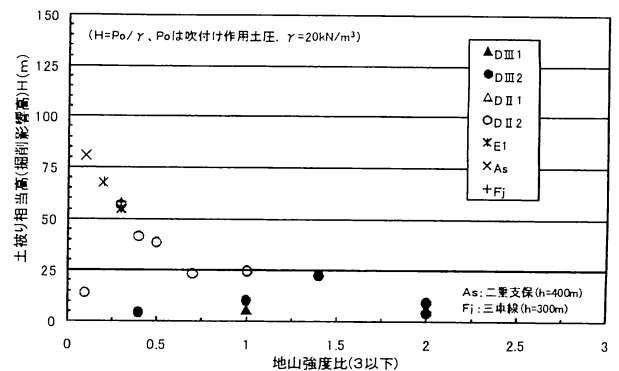


図-17 土被り相当高(掘削影響高)  $H$

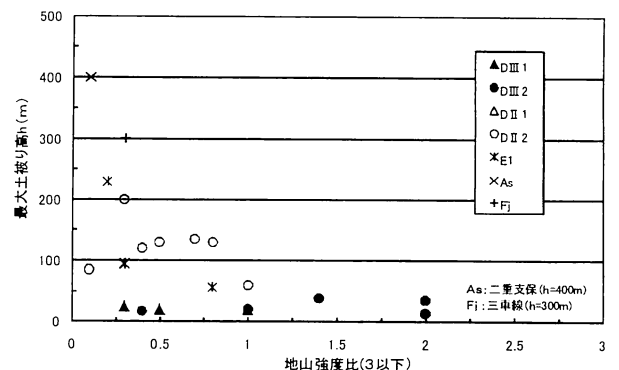


図-18 土被り高  $h$

## 6. 早期閉合トンネルの挙動予測

### (1) 早期閉合効果

地山強度比をパラメータとして、早期閉合の有無がトンネルの変形挙動や力学的安定性におよぼす影響を解析する。数値解析手法は、3次元 Finite Difference Method によるトンネル掘削解析とし、解析コードは、FLAC3D-ver.3.0を使用する。

#### a) 力学モデル

地山は、Mohr-Coulomb の破壊規準を降伏条件とする完全弾塑性体とし、応力ひずみ特性はバイリニア関数で近似する。支保構造と早期閉合構造部材の吹付けコンクリートは、弾性体の薄肉シェル要素、鋼アーチ支保工とインバート支保工は、弾性体のはり要素でモデル化する。ロックボルトは、考慮しない。掘削補助工法の長尺先受け工は、地山の改良体として等価剛性で考慮する。長尺鏡ボルトは、軸方向の付着特性を考慮したケーブル要素でモデル化する<sup>4)</sup>。

#### b) 解析ケースの設定

解析ケースは、地山等級に対応させた地山強度比、早期閉合の有無をパラメータとし、8 ケースを設定する(表-5)。地山強度比 ( $=q_u/\gamma h$ ) は、土被り高を  $h=100\text{m}$  とし、地山等級別に一軸圧縮強度  $q_u$ 、単位体積重量  $\gamma$  を定めて算定する。変形係数  $E$  は、 $E=100q_u$  で換算する。

表-5 解析ケースの設定

|                                      |            |     |     |      |
|--------------------------------------|------------|-----|-----|------|
| 地山等級                                 | E          | DⅡ  | DⅡ  | DⅠ   |
| 地山強度比                                | 0.2        | 0.5 | 1.0 | 2.0  |
| ケース名                                 | 閉合距離 Lf=8m | Ec  | DⅡc | DⅡcⅠ |
|                                      | 閉合なし       | E   | DⅡ  | DⅡⅠ  |
| 一軸圧縮強度 $q_u$ (N/mm <sup>2</sup> )    | 0.5        | 1.0 | 2.0 | 5.0  |
| 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 20         | 21  | 21  | 22   |
| 変形係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )        | 50         | 100 | 200 | 500  |

c) 解析モデル概要

地山強度比を 0.5 とする早期閉合パターン DⅡ2 を図-19 に示す。構造半径比は、全ケース共通で、 $r_3/r_1=3.0$  とする。トンネル支保構造と早期閉合構造は、同一仕様とし、地山等級に対応させた支保パターンとする（表-6）。これの 3 次元解析モデルを図-20 に示す。解析領域は、トンネル構造体と作用荷重の対称性を考慮し、トンネル中心を対称軸とする半断面とし、土被りは 100m、側面はトンネル壁面より 50m、底面までは 30m、奥行き 150m とする。

掘削補助工法は、地山強度比 2.0（地山等級 DⅠ）のケースを除き、表-7 のものを考慮する。

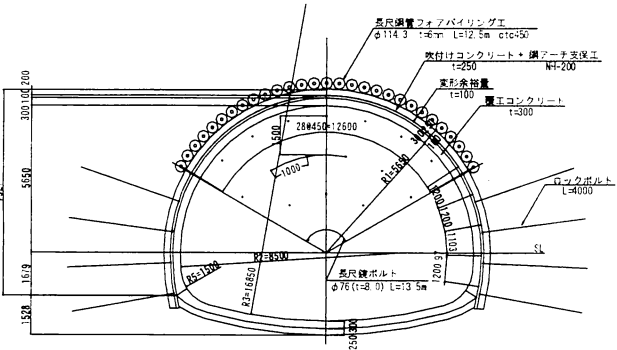


図-19 早期閉合パターン DⅡ2 ( $r_3/r_1=3.0$ )

表-6 トンネル支保構造と早期閉合構造仕様

|      |                                            |                    |
|------|--------------------------------------------|--------------------|
| 地山等級 | 吹付けコンクリート                                  | 鋼アーチ支保工            |
| DⅠ   | $t=20\text{cm}$ , $f_{ck}=36\text{N/mm}^2$ | NH-150@1.0m, SS400 |
| DⅡ   | $t=25\text{cm}$ , $f_{ck}=36\text{N/mm}^2$ | NH-200@1.0m, SS400 |
| E    | $t=30\text{cm}$ , $f_{ck}=36\text{N/mm}^2$ | NH-250@1.0m, SS400 |

d) 解析ステップ

トンネル掘削延長は 70m とし、解析ステップ数は初期応力計算を含め 71 である。早期閉合距離は  $L_f=8\text{m}$  とし、最終の解析ステップ 71 における掘削と支保の関係を図-21 に示す。上半切羽は、モデル手前面から 70m の位置である。支保設置は、掘削の 1m 後方とし、掘削は 1m 単位である。長尺先受け工と長尺鏡ボルトは、9m 掘削ごとに考慮する。

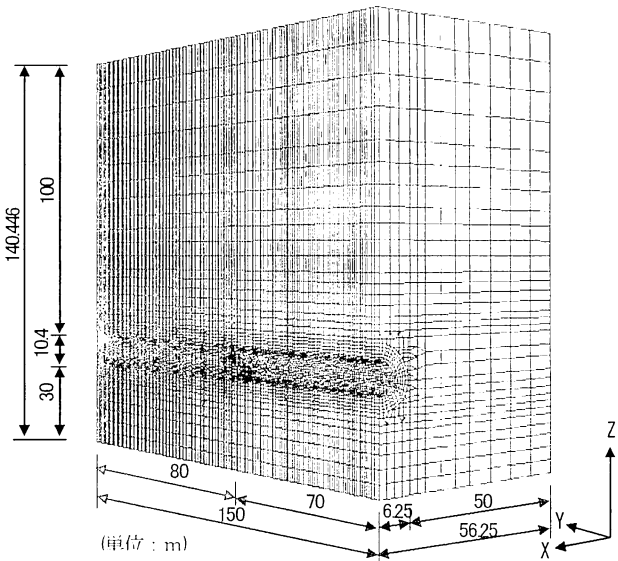
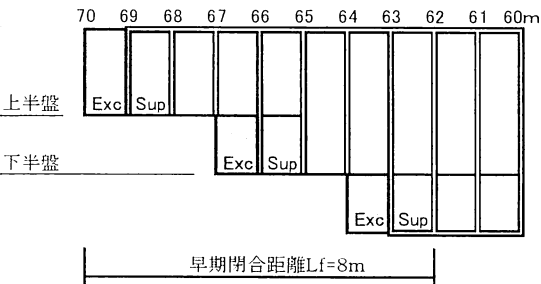
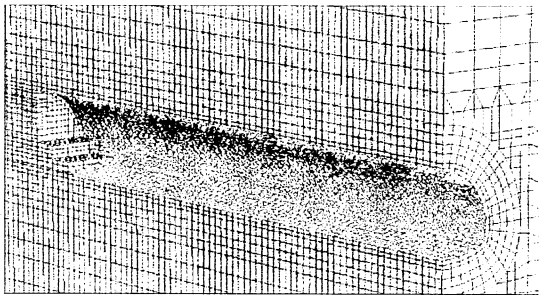


図-20 3次元解析モデル概要 ( $r_3/r_1=3.0$ )

表-7 掘削補助工法仕様

|        |                                 |                               |
|--------|---------------------------------|-------------------------------|
| 補助工法名  | サイズ                             | 範囲・間隔                         |
| 長尺先受け工 | $L=12.5$ , $\Phi 114.3$ , $t=6$ | $120^\circ$ , $p=45\text{cm}$ |
| 長尺鏡ボルト | $L=12.5$ , $\Phi 76$ , $t=8$    | $120^\circ$ , $p=1.5\text{m}$ |



・支保 Sup (69～68m 上半, 66～65m 下半, 63～62m 断面閉合)  
・掘削 Exc (70～69m 上半, 67～66m 下半, 64～63m インバート)

図-21 解析ステップ概要 (71 ステップ)

e) 地山物性値

解析に用いる地山物性値を表-8 に示す。これらの物性値は、NEXCO 技術資料に記載されている地山区分 DⅠ, DⅡ, E における代表物性値<sup>5)</sup>を参考にして設定する。側圧係数は、 $K_0=1.0$  である。

表-8 地山物性値

|                                      |      |      |      |      |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| 地山強度比 (-)                            | 0.2  | 0.5  | 1.0  | 2.0  |
| 地山等級                                 | E    | D II | D II | D I  |
| 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 20   | 21   | 21   | 22   |
| 変形係数 E (N/mm <sup>2</sup> )          | 50   | 100  | 200  | 500  |
| ポアソン比 $\nu$ (-)                      | 0.40 | 0.35 | 0.35 | 0.35 |
| 粘着力 C (N/mm <sup>2</sup> )           | 0.1  | 0.2  | 0.2  | 0.4  |
| 内部摩擦角 $\phi$ (deg)                   | 30   | 30   | 35   | 35   |

#### f) 解析結果の数値化

解析結果は、図-22 に示すように、計測断面における測点に対応させて数値化する。トンネル変位は、上半切羽から 50m 後方位置とする。吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工応力は、この位置における断面内軸応力の最大値とする。

吹付けコンクリート作用土圧  $P_0$  は、吹付けコンクリート軸応力の最大値  $\sigma_c$  と断面積  $A_c$  の積を支保構造体半径  $r$  で除し、 $P_0 = \sigma_c \cdot A_c / r$  で換算する。

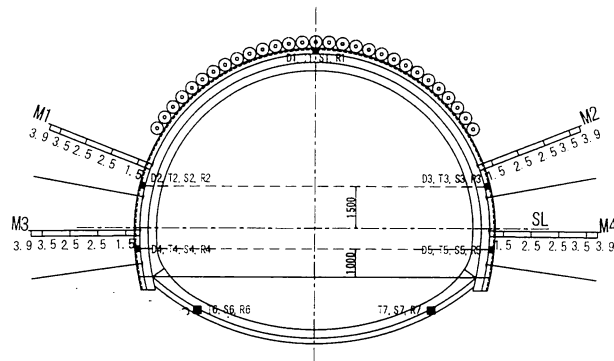


図-22 計測断面における測点

#### g) 解析結果と考察

天端沈下、上半水平変位、上半切羽面最大押し変位および吹付けコンクリート軸応力と土被り相当高、鋼アーチ支保工軸応力を図-23～図-28 に示す。

これらから、以下のことがわかる。

##### ①天端沈下

- ・地山強度比=2.0 の地山等級 D I では、早期閉合の有無に関係なく、32mm の沈下である。
- ・早期閉合ありの地山強度比 $\geq 0.5$  の天端沈下は、100mm 以下の沈下である。
- ・早期閉合ありの地山強度比=0.2 では、早期閉合なしの 1/2 以下の 190mm となり、早期閉合効果が大きく現れる。

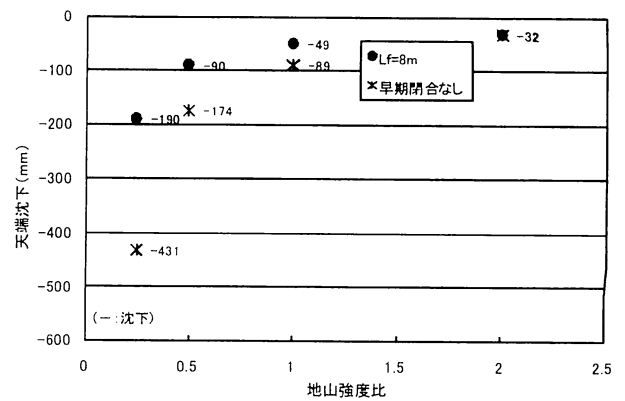


図-23 天端沈下

##### ②上半水平変位

- ・地山強度比=2.0 では、上半水平変位は、早期閉合の有無に関係なく、22mm の内空側の変位である。
- ・早期閉合ありの地山強度比 $\geq 0.5$  の上半水平変位は、100mm 以下の内空側の変位である。
- ・早期閉合ありの地山強度比=0.2 では、早期閉合なしの 1/2 以下の 188mm となり、早期閉合効果が大きく現れる。

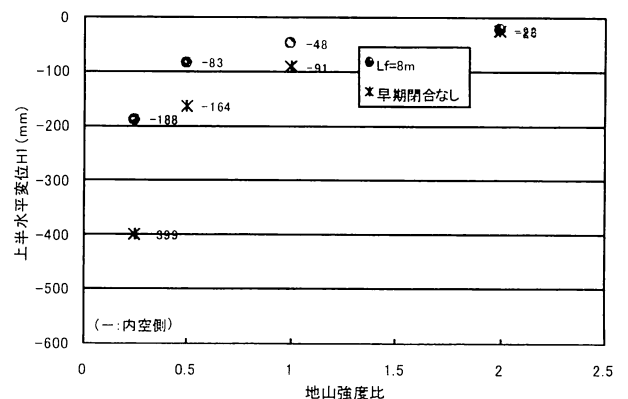


図-24 上半水平変位

##### ③上半切羽面押し変位

- ・地山強度比 $\geq 0.5$  では、上半切羽面の最大押し変位は、早期閉合の有無に関係なく、掘削補助工の効果が現れ、同等レベルの変位である。
- ・上半切羽面の押し変位は、地山強度比が小さくなるにつれ大きくなり、地山強度比=0.2 では、早期閉合なしが若干大きく変位し、約 370mm の押し変位である。
- ・補助工なしの地山強度比=2.0 では、28mm の内空側の押し変位が発生する。

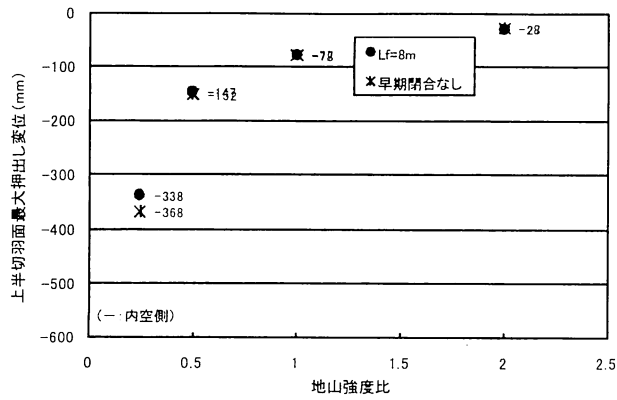


図-25 上半切羽面最大押出し変位

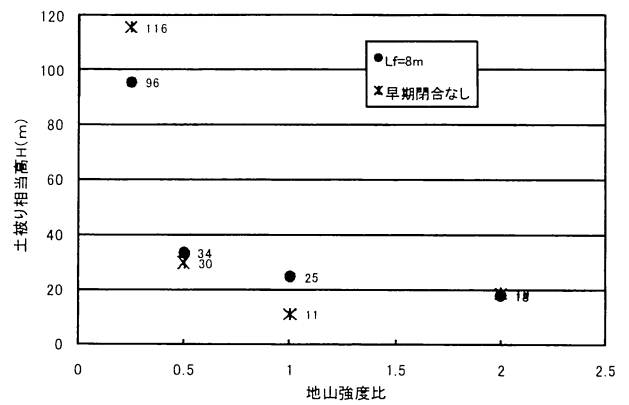


図-27 土被り相当高H

#### ④吹付けコンクリート軸応力と土かぶり相当高

- ・地山強度比=2.0 では、早期閉合の有無に関係なく、 $12\text{N/mm}^2$ の圧縮である。
- ・吹付けコンクリート軸応力は、地山強度比が小さくなるにつれ大きくなり、地山強度比=0.2 では、設計基準強度の  $36\text{N/mm}^2$  を超える。
- ・吹付けコンクリート軸応力は、地山強度比 $\geq 0.5$  では、早期閉合ありの方が大きい、地山強度比=0.2 では、早期閉合なしの方が大きくなる。
- ・早期閉合ありの吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 H は、地山強度比=2.0 で  $H=18\text{m}$ 、地山強度比=0.5 で  $H=34\text{m}$  となる。地山強度比=0.2 では、H は  $90\text{m}$  を超える。

#### ⑤鋼アーチ支保工軸応力

- ・鋼アーチ支保工軸応力は、地山強度比や早期閉合の有無に関係なく、降伏強度の  $240\text{N/mm}^2$  を超えて発生する。
- ・鋼アーチ支保工軸応力は、地山強度比=2.0 で早期閉合なしが最も大きく発生し、 $585\text{N/mm}^2$  の圧縮である。
- ・早期閉合なしの鋼アーチ支保工軸応力は、地山強度比 $\leq 1$  では、地山強度比が小さくなるにつれ大きくなる。これに対して早期閉合ありは、不規則に発生する。

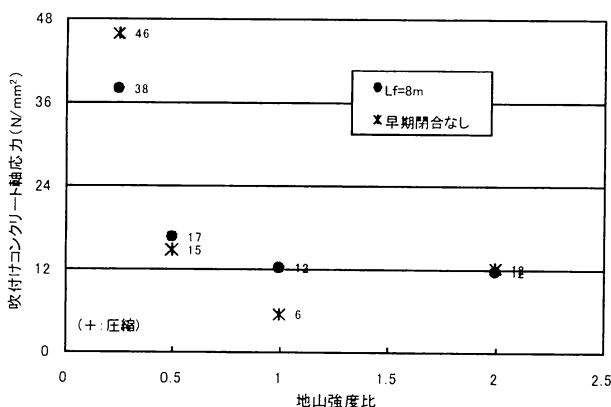


図-26 吹付けコンクリート軸応力(最大値)

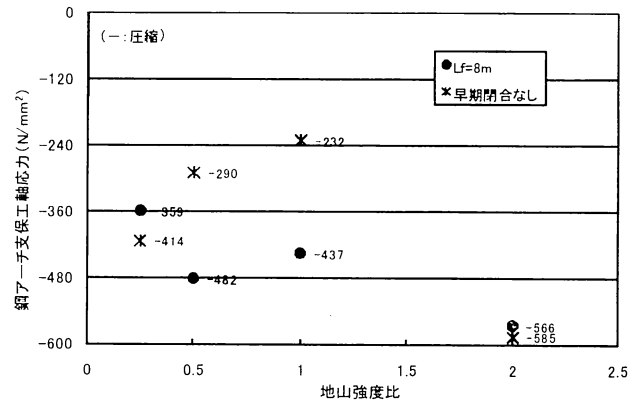


図-28 鋼アーチ支保工軸応力(最大値)

#### (2) 早期閉合構造の違い

構造半径比( $r3/r1$ )と早期閉合距離 Lf をパラメータとして、これが早期閉合トンネルの変形挙動や力学的安定性におよぼす影響を予測する。

##### a) 解析対象

地山等級が E で地山強度比が 0.2 程度の押出し性地山を想定する。このトンネル構造は、図-29 に示すように、トンネル支保構造体と早期閉合構造体は同一仕様である。掘削方法は、補助ベンチ付き全断面工法の早期閉合とし、上・下半掘削と早期閉合は、交互施工である。

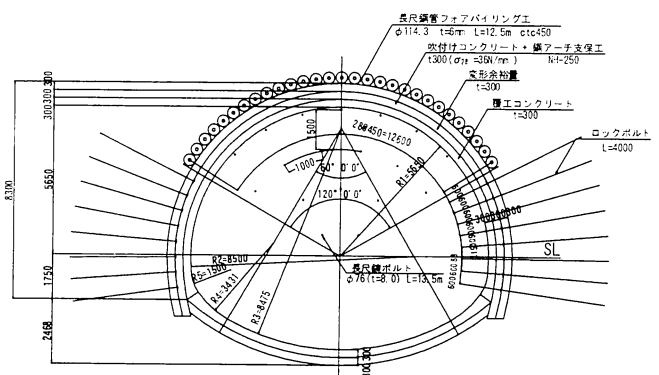


図-29 早期閉合パターン E1 ( $r3/r1=1.5$ )

b) 解析ケースの設定

解析ケースは、表-9 に示すように、 $r_3/r_1=1.5$ 、 $L_f=8m$ を基本ケース Er1.5-c8 とし、 $r_3/r_1=1.5$  で  $L_f=5m$ は Er1.5-c5、 $r_3/r_1=3.0$ で  $L_f=8m$ は Er3.0-c8 とする3ケースである。

表-9 解析ケースの設定

| 早期閉合距離 |     | Lf                   |                       |
|--------|-----|----------------------|-----------------------|
| 構造半径比  |     | 8m                   | 5m                    |
| r3/r1  | 1.5 | Er1.5-c8<br>(基本ケース)  | Er1.5-c5<br>(閉合距離の違い) |
|        | 3.0 | Er3.0-c8<br>(半径比の違い) | —                     |

c) 基本条件

力学モデルや解析モデル、解析ステップは、6.(1)早期閉合効果の場合と同様である。地山物性値は、表-8 の地山等級 E のものを使用する。なお、 $L_f=5m$ とする解析ステップでは、下半とインバートは同時施工である。

d) 解析結果と考察

天端沈下と水平変位を図-30～図-32 に示す。塑性域分布、最大主応力分布、吹付けコンクリート軸応力と鋼アーチ支保工応力は、図-33～図-36 に示す。

これらから、以下のことが分かる。

①天端沈下

- 基本ケース Er1.5-c8 の天端沈下は、断面閉合直後は 150mm 沈下し、上半切羽から 60m 後方で 182mm 沈下する。
- Er3.0-c8 では、基本ケースより若干大きい、同等レベルの沈下量である。
- Er1.5-c5 では、断面閉合直後は 121mm 沈下する。60m 後方は 163mm となり、基本ケースの約 90%の沈下である。
- 天端沈下は、早期閉合距離  $L_f$ を短くすると小さくなる。構造半径比( $r_3/r_1$ )を大きくすると大きくなり、これの抑制効果は、早期閉合距離を短くする方が高い。

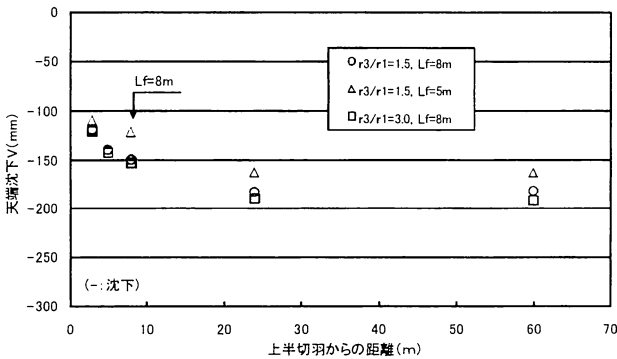


図-30 天端沈下

②水平変位

- 基本ケースと Er3.0-c8 の上半水平変位は、断面閉合直後は 200mm 内空側に変位する。上半切羽から 60m 後方では、170mm に減少する。これが Er1.5-c5 では 142mm となり、基本ケースの約 80%である。
- 基本ケースと Er3.0-c8 の下半水平変位は、断面閉合直後は 229mm 内空側に変位する。上半切羽から 60m 後方では、184mm に減少する。これが Er1.5-c5 では、118mm となり、基本ケースの約 65%である。
- 水平変位は、構造半径比( $r_3/r_1$ )の違いによる差は見られないが、早期閉合距離  $L_f$ を短くすると小さく抑制できる。

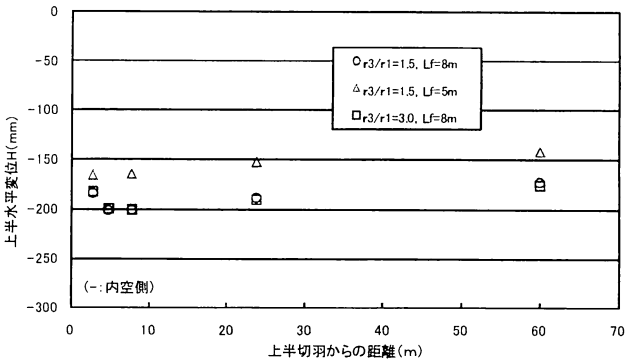


図-31 上半水平変位

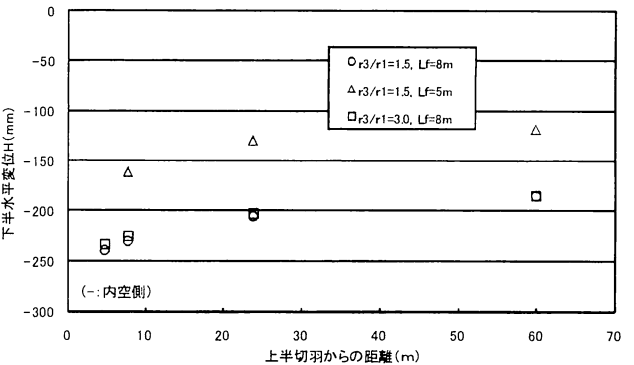


図-32 下半水平変位

③切羽周辺地山の安定性

- 塑性域の拡がり、構造半径比( $r_3/r_1$ )が 3.0 の Er3.0-c8 が最も大きい。これに対して、早期閉合距離が  $L_f=5m$  の Er1.5-c5 が最も小さい。
- 上半切羽前面の塑性域の拡がり、早期閉合距離  $L_f$  や構造半径比( $r_3/r_1$ )の違いによる有意な差はなく、約 4m である。
- 基本ケースの最大主応力分布から、切羽周辺の鉛直 (Y-Z) 面において、上半切羽前方の 3m に、 $2N/mm^2$  の圧縮応力場が形成される。

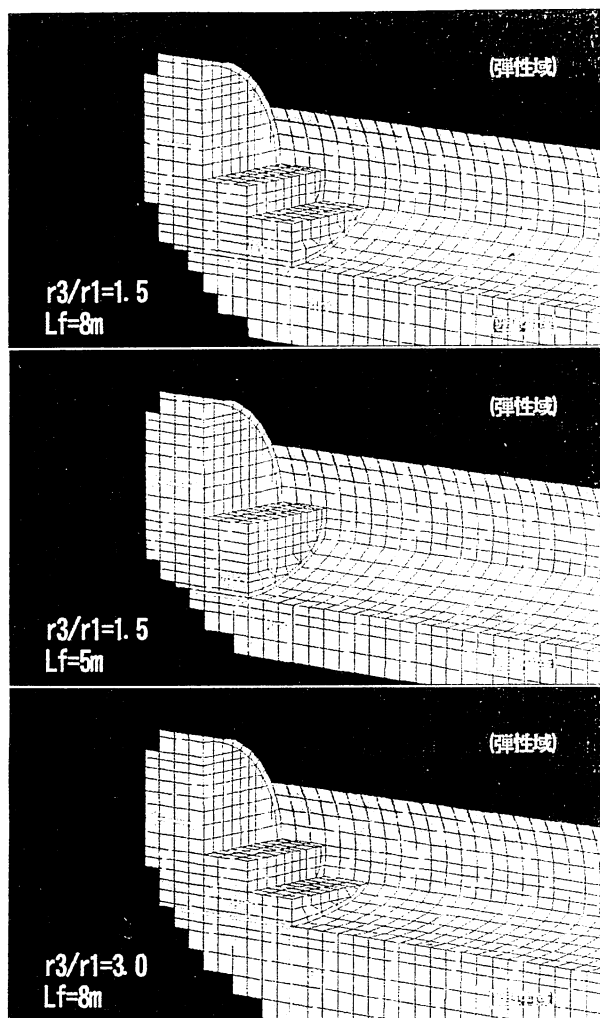


図-33 塑性域分布

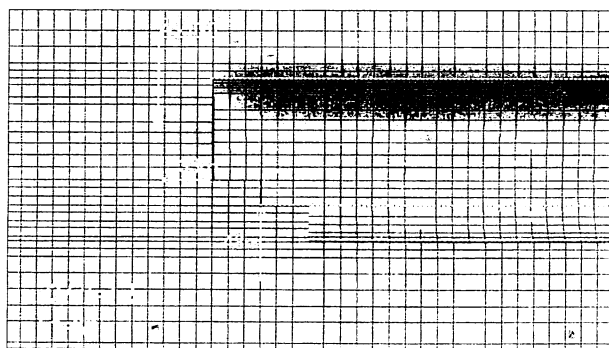


図-34 最大主応力分布 (Y-Z面)

これらから、地山強度比が0.5を下回る押し出し性地山におけるトンネル変位の抑制やトンネル周辺地山の安定性の向上には、早期閉合距離  $L_f$  の短縮が有効である。

#### ④吹付けコンクリート構造体の安定性

吹付けコンクリート軸応力の最大値は、Er3.0-c8 の下半側部に発生し、約  $35\text{N/mm}^2$  の圧縮である。また、吹付けコンクリート軸応力は、Er1.5-c5 が最も小さくなり、早期閉合距離の短縮が安定確保に有効である。

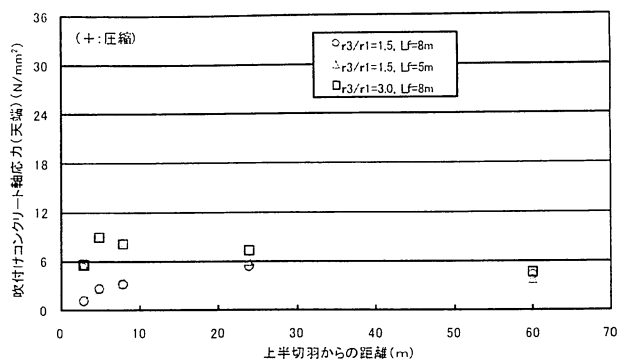


図-35 (1) 吹付けコンクリート軸応力 (天端)

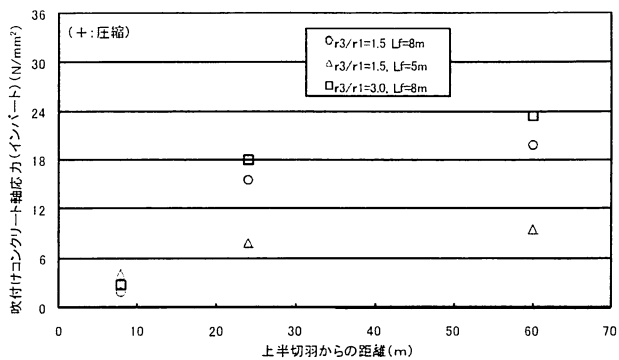


図-35 (2) 吹付けコンクリート軸応力 (インバート)

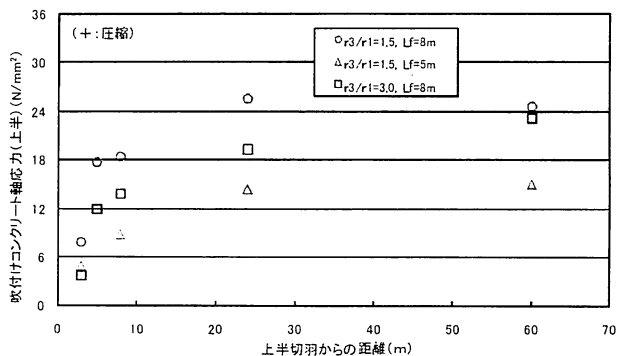


図-35 (3) 吹付けコンクリート軸応力 (上半側部)

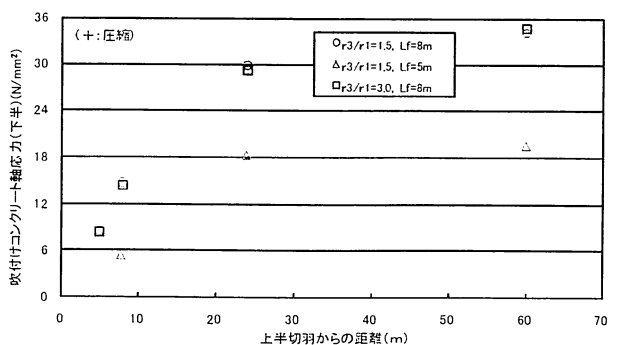


図-35 (4) 吹付けコンクリート軸応力 (下半側部)

#### ⑤鋼アーチ支保工構造体の安定性

鋼アーチ支保工に発生する軸応力は、降伏強度を超えて発生し、最大  $327\text{N/mm}^2$  の圧縮である。また、断面閉合

時に、60m後方の約 77～96%の軸応力が発生し、Er1.5-c5 が最も大きく発生する。

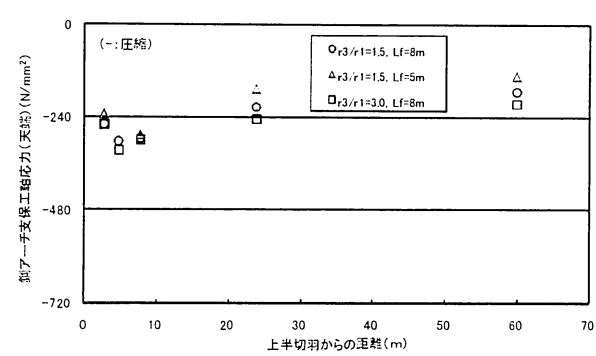


図-36 (1) 鋼アーチ支保工軸応力(天端)

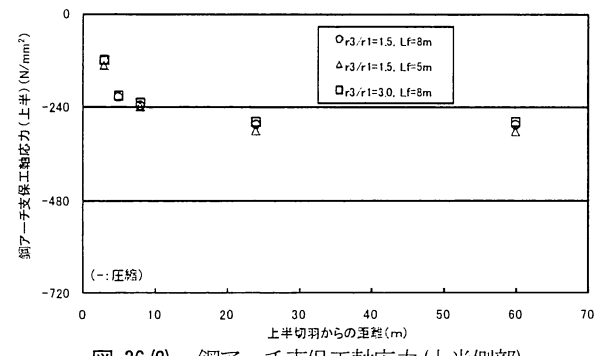


図-36 (2) 鋼アーチ支保工軸応力(上半側部)

7. まとめ

早期閉合トンネルの事例調査から、①早期閉合は、地山強度比 $\leq 1$ で行われており、支保構造体の安定確保と大変位の抑制に有効に機能する。②早期閉合トンネルに作用する土圧  $P_o$  は、土被り相当高  $H$  として、地山強度比による推定が可能であるなどの知見を得た。

3D-FDM によるトンネル掘削解析から、①自立安定する D I では、早期閉合効果は現われないが、自立困難な D II, E では、早期閉合効果が現れる。②地山強度比が 0.5

を下回る地山では、支保構造体の力学的安定性の向上や変形挙動の抑制に、早期閉合距離  $L_f$  の短縮が効果的である。などの力学挙動特性が得られ、この力学モデルや解析手法などの有効性が示された。

しかしながら、解析結果からの早期閉合トンネルに関する知見には、力学モデルや解析モデル、入力物性値などに不確か性を含むことから、施工時の計測データで精度を確認、評価する必要がある。

今後は、早期閉合に関するパラメータや挙動特性に関連するデータを蓄積するとともに、設計の高度化、パラメータの高精度化などを進め、合理的で安全、確実な脆弱地山のトンネル設計・施工技術として一般化を進める予定である。

謝辞：社団法人日本トンネル技術協会特別小委員会（委員長：首都大学東京西村和夫教授）委員ならびに関係各位より、貴重なご意見を頂いたことをここに記して、感謝を表します。

参考文献

- 1) 設計要領第三集トンネル編：トンネル本体工建設編,東日本高速道路(株),中日本高速道路(株),西日本高速道路(株),p.90,2009.
- 2) 高橋俊長, 中野清人, 垣見康介：高耐力支保構造で施工した脆弱地山のトンネル挙動特性, トンネル工学報告集, 第 19 巻, pp.107-117,2009.
- 3) 楠本太, 恩田雅也, 上岡真也：押出し性地山における大断面トンネルの力学パラメータに関する考察, 第 60 回年次学術講演会, 第Ⅲ部門, pp.427-428,2005.
- 4) 長尺切羽補強工技術資料：第 1 回改訂版, GFRP 切羽補強研究会,2009.
- 5) 試験研究所技術資料第 350 号：トンネルの標準設計に関する研究報告書, 日本道路公団試験所, 1986.

ANALYSIS OF BEHAVIOR OF EARLY-CLOSED TUNNEL AND ITS CURRENT PRACTICE

Kiyoto NAKANO, Kiyoshi OGAWA, Futoshi KUSUMOTO and Minoru TARUI

A database for early-closed tunnels has been constructed based on 22 actual tunneling cases that managed to control large deformation with mechanical stabilization of tunnel supports by the help of early closure in the squeezing grounds exhibiting low strengths. Analysis of the parameters for design of early closed tunnels based on the database has led us to understanding of the actual practice of structural specification and construction procedures for the tunnels with early closure as well as the characteristics of their mechanical behavior. In addition, three dimensional finite difference analyses have facilitated prediction of the influence of early closure on the mechanical behavior or stability of the tunnels.