

# NATMによる土砂地山大断面双設トンネル

## Large Diameter Twin Tunnel in Earth Ground by NATM

辰巳 正太郎\*  
Shōtarō Tatsumi

### 要 約

土砂地山での双設大断面 NATM において、フォアパイリングおよびエキスパンドメタル加工矢板を使用した。また、補助工法として薬液注入を実施した。その結果、吹付コンクリートの施工性を向上せしめ、その効果を有効に生かすとともに、初期の地山のゆるみ（肌落）を防止し、予定どおりの施工ができた。

### 目 次

- §1. はじめに
- §2. 工事概要
- §3. 地質
- §4. 設計
- §5. 施工
- §6. 計測
- §7. おわりに

このトンネル工事は、阪神高速道路公団北神戸線（西区伊川谷町～北区有野町）延長27.9kmの路線で（Fig. 1）神戸市の西北神地域における開発に伴い、市街化交通の連絡を円滑にするために計画されたもので、その内の起点側から2kmの地点に施工するものである。当初は開削トンネルで計画されていたが、諸般の事情により、急掘メガネトンネルに変更になったもので、標高100m程度の丘陵地に土被り19m、延長195mの、全国でも施工例の少ない土砂地山下での通称、メガネトンネルといわれて双設トンネルである（以下、単に双設トンネルという）。

### §1. はじめに

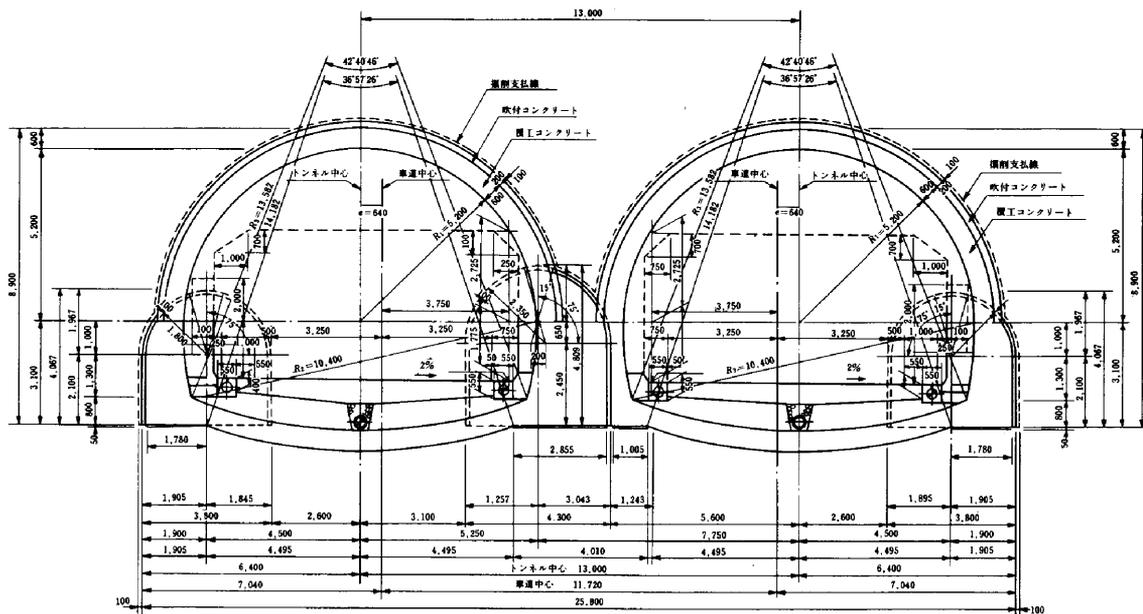


Fig.1 標準断面図

\*関西(支)西神戸(出)所長

本文は、その計画と施工経過について記述するものである。

## § 2 . 工事概要

- (1)工事名 阪神高速北神戸線井吹工区トンネル工事
- (2)発注者 阪神高速道路公団
- (3)工事場所 神戸市西区伊川谷町井吹
- (4)工期 昭和56年10月～60年3月  
(着手日・昭和58年4月25日)
- (5)工事内容 工区延長  $l=610\text{m}$  の内トンネル部  $l=195\text{m}$ , 本線土工部  $l=415\text{m}$  (Fig.1, Photo1)

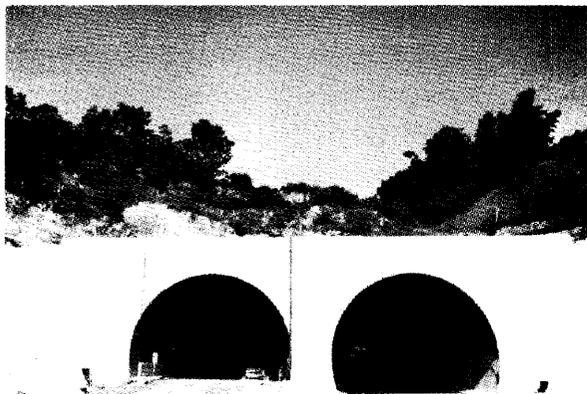


Photo1 坑口付近全景

## § 3 . 地質

地質は主として、第四紀洪積世の大阪層群と呼ばれる

砂礫層主体で、砂層、粘性土層を介在する  $N$  値50以上の比較的密な未固結層であり、上部は新生代第四紀沖積世の粘土混り砂礫層の段丘堆積物層で、やルーズなものになっている (Table1)。

## § 4 . 設計

土砂山双設トンネルは実績も少ないので、設計施工基準は未だ明確化されてない。当トンネルでは、片側断面覆工完了後に、もう一方の断面に着手するのが基本的な考え方である。最も重要な課題は、相互干渉した場合のゆるみ領域の成長範囲を定量的にとらえ得るかどうかである。また、施工サイドの計測結果が敏速にフィードバックされ、解析されることによって、トンネルの安定を確認することが重要である。当トンネルの当初設計では、FEM 解析に基づき中央導坑頂部に薬液注入を実施する事により、地山物性値を増加させ、相互干渉の影響を抑制した設計となっていた。また、完成後の覆工については、全土被荷重を載荷させて、強度がチェックされた。FEM 解析に使用した物性値は Table2 である。

## § 5 . 施工

### 5-1 施工法の検討

砂礫層での双設トンネルであるため、双方のトンネルによるゆるみの影響範囲が重なると、その合成で地上の干渉が起り、地山ゆるみ高さが、一般的に双設トンネル

Table1 土質特性

| 深 度 m                                     | 0~6.5     | 6.5~7.5   | 7.5~9.0          | 9.0~17.0             | 17.0~18.0        | 18.0~19.0 | *19.0~32.0                    |
|---|-----------|-----------|------------------|----------------------|------------------|-----------|-------------------------------|
| 層 相 区 分                                   | Tr        |           | O <sub>c-1</sub> | O <sub>g-1</sub>     | O <sub>r-2</sub> |           | O <sub>g-2</sub>              |
| 土 質 名                                     | シルト混り砂礫   | 礫混り砂      | 砂質シルト            | 砂 礫                  | シルト              | 砂質シルト     | 細粒分混じり礫                       |
| 日本統一土質分類 %                                | GF        | GP        | SM               | SF                   | ML               | SM        | GF                            |
| 粒 度                                       |           |           |                  |                      |                  |           |                               |
| 礫分(2.0mm以上) %                             | 46~52     | 43~71     | 0                | 27~39                | 0~3              | 0~0.5     | 55~46                         |
| 砂分(74μm~2.0mm) %                          | 32~34     | 26~52     | 33~58            | 58~49                | 11~35            | 60~81     | 38~32                         |
| シルト分(5~74μm) %                            |           |           | 49~29            |                      | 64~52            | 27~13     | 5~17                          |
| 粘土分(5μm以下) %                              | 15~22     | 3~5       | 18~13            | 15~12                | 25~19            | 12~6      | 3~5                           |
| 特 性                                       |           |           |                  |                      |                  |           |                               |
| 最大粒径 mm                                   | 25~38     | 16~19     | 0.42~0.85        | 10~32                | 2~9              | 4.8~13    | 51~38                         |
| 均等係数 $U_c = D_{60}/D_{10}$                | —         | 11~34     | —                | 11.5                 | 30~50            | 14~35     | 55~34                         |
| 曲率係数 $U_c = (D_{30})^2 / (D_{10}D_{60})$  | —         | —         | —                | 1.1                  | —                | 2.7~6.3   | 0.35                          |
| 単 位 体 積 重 量 (t/m <sup>3</sup> )           | —         | —         | 1.97~1.95        | —                    | 1.86             | 1.86~1.91 | 1.88                          |
| 比 重 G <sub>s</sub>                        | 2.61~2.67 | 2.65~2.66 | 2.67~2.66        | 2.63~2.65            | 2.66~2.67        | 2.66      | 2.65                          |
| 含 水 比 ω %                                 | 9~15      | 6~12      | 19~26            | 11~21                | 24~27            | 18~23     | 7~15                          |
| 1軸圧縮 試験                                   |           |           |                  |                      |                  |           |                               |
| 1軸圧縮強さ $\sigma_{\mu}$ kgf/cm <sup>2</sup> | —         | —         | 4.8~5.40         | —                    | 0.70             | 3.0~4.7   | —                             |
| 破壊ひずみ et %                                | —         | —         | 3.0              | —                    | 1.7              | 2.6       | —                             |
| 変 形 係 数 E kgf/cm <sup>2</sup>             | 456       |           | 256              | 328                  | 214              |           | 425                           |
| N 値                                       | 17~20     | 31        | 14~32            | 32~50                | 21~22            | 22~50     | 50                            |
| 透 水 係 数 k cm/sec                          | —         | —         | —                | $2.9 \times 10^{-4}$ | —                | —         | $1.7 \sim 6.7 \times 10^{-4}$ |
| 3軸圧縮 試験                                   |           |           |                  |                      |                  |           |                               |
| 粘 着 力 C <sub>u</sub> kgf/cm <sup>2</sup>  | —         |           | —                | —                    | 1.3              |           | * 0.4                         |
| セン断抵抗角 $\phi_{\mu}^{\circ}$               | —         |           | —                | —                    | 20'00"           |           | ** 35'00"                     |

\* トンネルは深度19.0~29.0m

\*\* 直接セン断試験による測定値

と普通トンネルとを比較して、1.5～2倍程度と推定される。よって、施工時の支保部材の地耐力不足及び上半工法の場合、下半足付時の問題点等から、地質の変化に比較的対応しやすい側壁導坑先進上部半断面掘削工法が採用された。また、後進トンネルの掘削に悪影響をおよぼさない様、支保材として鋼製支保工と吹付コンクリートを使用した。吹付コンクリートの適用目的は、鋼製支保工の補強と同時に地山に密着した薄肉ライニングを形成することによって、地山が塑性的にゆるむことを防止することにある (Fig.2, Fig.3)。

によるゆるみ領域の拡大防止に対処することとした。また、両坑口部の崖錐推積層下の掘削は、地山の安定を図る必要性からフォアパイリング (φ42.7mm 鋼管による縫地) 工法を併用する事により後進トンネルの施工が、安全にできるよう考慮した (Fig.3, 4)。

Table2 FEM解析物性値 上層 地表面～15m下  
下層 トンネルから4m下

|                            | CASE-1 |       | CASE-2 |       | CASE-3 |                  |
|----------------------------|--------|-------|--------|-------|--------|------------------|
|                            | 上層     | 下層    | 上層     | 下層    | 上層     | 下層               |
| 単位体積重量(t/m <sup>3</sup> )  | 2.0    | 2.1   | 2.0    | 2.1   | 2.0    | 2.1              |
| 弾性係数(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 700    | 1,300 | 700    | 1,300 | 700    | (2,000)<br>1,300 |
| 粘着力(kgf/cm <sup>2</sup> )  | 0      | 0     | 0.25   | 0.35  | 0.25   | (1.00)<br>0.35   |
| 内部摩擦角(°)                   | 35     | 40    | 35     | 40    | 35     | 40               |
| ポアソン比(ν)                   | 0.35   | 0.35  | 0.35   | 0.35  | 0.35   | 0.35             |

CASE-1 粘着力 C=0kgf/cm<sup>2</sup> ( )注入範囲の物性値  
 CASE-2 粘着力 C=0.25～0.35kgf/cm<sup>2</sup>  
 CASE-3 注入により物性値の変化

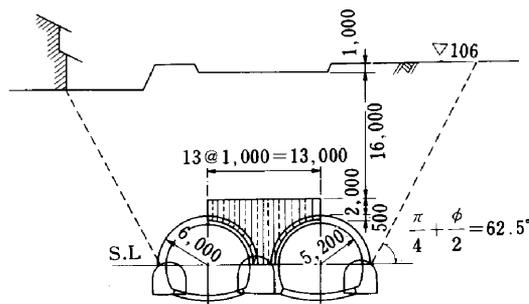


Fig.3 薬液注入パターン図

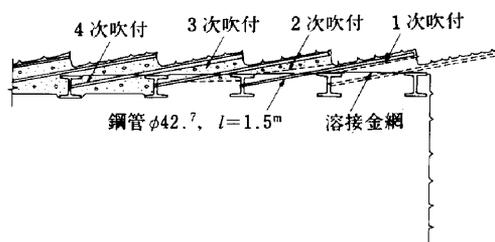


Fig.4 フォアパイリング断面図

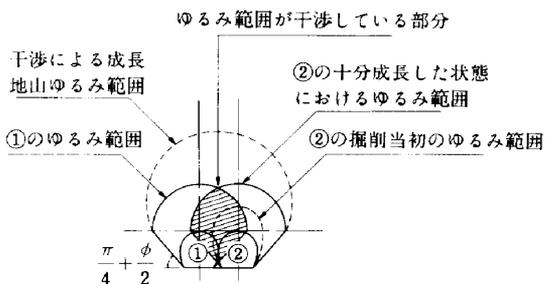


Fig.2 双設トンネルの干渉による緩み領域

5-2 補助工法

未固結地山の双設トンネル中央部は、切羽の安定、覆工コンクリートの偏圧及び地表面への影響を考慮し、薬液注入 (水ガラス系) を実施することにより、地圧干渉

5-3 施工順序

施工順序は、薬液注入を最初に行ってから、側壁導坑、中央導坑と順次掘削を行い、完了した箇所から側壁コンクリート、次いで上半掘削、アーチコンクリートの順で施工し、大背掘削、インバートコンクリートが完了してから後進トンネルの上半掘削を開始した。当現場で東行車線を先行させた理由は、トンネル上部に民家および高さ3m程度の石垣が縦断方向にあり、ゆるみによる影響を考慮した場合、地上の重要物件のある方から先行するのが妥当であると判断したからである (Fig.5 参照)。

5-4 薬液注入の目的

土被りの薄い双設トンネルであり、掘削による地表沈下、家屋及び道路への悪影響を極力少なくすると、後

Table3 設計支保パターン一覧表

| 区分                 | 加背割  |                     | 余掘 (cm) | 鋼製支保工              |       | 吹付コンクリート |          | 金網 150×150×5 | 覆工コンクリート |          | 変形 余裕量 (cm) |          |
|--------------------|------|---------------------|---------|--------------------|-------|----------|----------|--------------|----------|----------|-------------|----------|
|                    | 項目   | 断面(m <sup>2</sup> ) |         | 計(m <sup>2</sup> ) | 規格    | 間隔(m)    | 設計厚 (cm) |              | 余吹厚 (cm) | 設計厚 (cm) |             | 余巻厚 (cm) |
| 先進<br>トンネル<br>(東行) | 側壁導坑 | 14.0                | 107.2   | 10                 | H-125 | 1.0      | 10       | 5            | 60       | 5        | 5           |          |
|                    | 中央導坑 | 18.4                |         | 10                 | H-150 | 1.0      | 10       | 5            |          |          |             |          |
|                    | 上半   | 51.4                |         | 10                 | H-200 | 0.75     | 20       | 5            |          |          |             | 全周       |
|                    | 下半   | 23.4                |         | ---                | ---   | ---      | ---      | ---          |          |          |             | ---      |
| 後進<br>トンネル<br>(西行) | 側壁導坑 | 14.0                | 100.1   | 10                 | H-125 | 1.0      | 10       | 5            | 60       | 5        | 0           |          |
|                    | 上半   | 54.7                |         | 10                 | H-250 | 0.75     | 20       | 5            |          |          |             | 全周       |
|                    | 下半   | 31.4                |         | ---                | ---   | ---      | ---      | ---          |          |          |             | ---      |

進トンネルが先進トンネルのゆるみ領域内を掘進することとなり、その結果、支保部材の断面不足が生じたりする事により非常に危険性を伴う。よって地圧干渉によるゆるみ領域の成長を極力抑制するため、メガネ中央部に薬液注入を実施することによって施工の安全性を確保することを目的とするものである。

トンネルの注入方法は、一般的に地上からの注入と坑内からの注入が考えられるが、当トンネルは土被りが比較的浅いので、地上から施工する事とした。

使用薬液は、地盤の強度改良が主目的であるので、セメント系懸濁型が最適となるが、対象地盤が微細粒土を含む砂礫層で透水係数が、 $10^{-4}$ cm/secである。そこで実施前に三種類の試験注入を行い、その注入効果を貫入試験及び孔内水平載荷試験(LLT)を行った結果、経済的に勝る懸濁液型水ガラス系(LW)薬液を採用した。

施工法は、地上から間隔1mピッチで、油圧式ロータリパーカッションドリルにて、削孔水を使用しないプレボーリングを実施し、地盤内に削孔水が浸透するのを防止する工法を採った。この方法は地山の含水比を維持し、導坑内への逸水防止が可能で非常に効果的であった。その後、ボーリングマシンで再度、 $\phi 40.5$ mmのボーリングを改良深度まで行き、下からワンステップ50cmづつロッドを引き上げながら注入を実施し、注入圧力15~20kgf/cm<sup>2</sup>で管理を行った。また、工期短縮の意味から12台のボーリングマシンをセットしたので、プラントは集中管理方式とし、注入中のトラブルを少なくするため二重管ロッド方式を採用し、AB液をロッド先端で混合するようにして施工した。また、注入効果の確認は中央導坑内で原位置セン断試験を実施し、注入前後の地山物性値の変化を実験的に求めたのがTable4である。

5-5 掘削工

土砂や山での大断面双設トンネルであるために、特に地山のゆるみ、地表沈下等に、十分留意する必要があった。

補助工法としては、上半部の両坑口から20m間はフォアパイリングを併用し、地山の崩壊を防止しながらの掘削となり、中間部は中央導坑上部の薬注によるものとした。

掘削機械はロードヘッダ(MRH-S45)を使用することとした。その利点として次の事項があげられる。

- a) 周辺地山をゆるませることが少ないので地山の保有するアーチアクションを有効に活用することができきる。
- b) 電動機で駆動するため、騒音、振動が少なく排気ガスの心配もないので作業環境が良好である。
- c) 選択掘削方式なので断面形状も任意に仕上げられる。

などの長所がある。

一方、土砂山トンネルでは湧水があつたり切羽が自立せず、リングカット工法を採る場合は著しく作業能率が低下する等があげられる。

その他、使用した主要機械はTable5、6のとおりである。

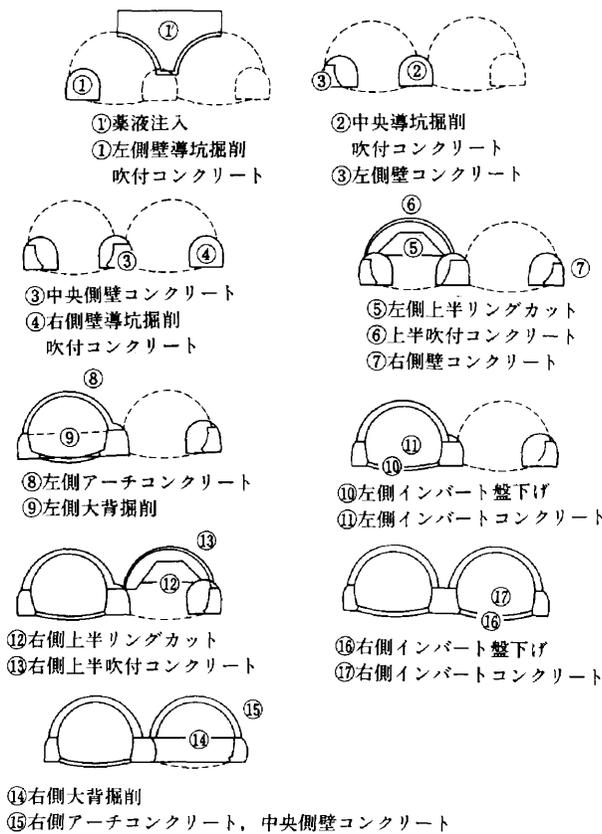


Fig.5 施工順序図

Table4 原位置調査試験結果表

| 項目    | 単位体積重量 t/m <sup>3</sup> |       | 含水比<br>$\omega\%$ | 変形係数<br>$E_m$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 現場一面セン断試験                     |              | 平板 載荷 試験                                |                                      |                                   |
|-------|-------------------------|-------|-------------------|---|-------------------------------|--------------|---|--------------------------------------|-----------------------------------|
|       | 湿潤                      | 乾燥    |                   |   | 粘着力<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$ | 鉛直地盤反力係数<br>$kvs$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | 変形係数<br>$E_B$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 降伏荷重<br>$P_y$ (t/m <sup>2</sup> ) |
| 地盤改良前 | 1,875                   | 1,760 | 6.7               | 425                                     | 0.4                           | 35°00'       | 21.6                                    | 462                                  | 120                               |
| 地盤改良後 | —                       | —     | —                 | 842                                     | 1.28                          | 27°13'       | —                                       | —                                    | —                                 |

Table5 主要機械一覧表

| 工種別       | 機種         | 仕様                             | 台数 |
|-----------|------------|--------------------------------|----|
| 側壁導坑掘削    | ロードヘッダ     | MRH-S45 78kW                   | 1  |
|           | ダンプトラック    | 2t                             | 3  |
|           | ダンプトラック    | 4t(中央導坑)                       | 2  |
|           | コールピック     | CA-7A                          | 2  |
| 上半掘削      | ロードヘッダ     | MRH-S90 170kW                  | 1  |
|           | バックホー      | 0.3m <sup>3</sup> 級            | 1  |
|           | トラクタショベル   | 955L                           | 1  |
|           | ダンプトラック    | 4t                             | 3  |
|           | リフトブルデッキ   | エレクター付トラックマウント                 | 1  |
|           | コールピック     | CA-7A                          | 2  |
|           | エアオーガー     | TYP A-1.6                      | 1  |
| 下半掘削      | バックホー      | 0.7m <sup>3</sup> 級            | 1  |
|           | ダンプトラック    | 11t                            | 3  |
|           | 振動ローラ      | 1t BW75S                       | 1  |
| 吹付コンクリート  | アリバー-260   | 5.5kW                          | 1  |
|           | ブースタポンプ    | 2.0kW max 20kg/cm <sup>2</sup> | 2  |
|           | ベルトコンベア    | 350W×7.0ℓ                      | 2  |
|           | ミキサ車       | 2.0m <sup>3</sup> 導坑用          | 2  |
|           | ミキサ車       | 4.5m <sup>3</sup> 上半用          | 1  |
|           | 吹付ロボット     | 0.3m <sup>3</sup> バックホー改造      | 1  |
| アーチコンクリート | スライドセントル   | ℓ=10.5(きのこ型へ改造)                | 1  |
|           | クローラドリル    | 1ブーム                           | 1  |
|           | コンクリートポンプ車 | 5吋 65m <sup>3</sup> /hr        | 1  |
|           | 鉄筋組立台車     | ホイスト2t付 ℓ=5.0                  | 1  |
| 側壁コンクリート  | スライドセントル   | ℓ=10.5                         | 1  |
|           | コンクリートポンプ車 | 5吋 65m <sup>3</sup> /hr        | 1  |

Table6 坑外仮設備

| 種別       | 機種          | 仕様                            | 台数 |
|----------|-------------|-------------------------------|----|
| 給気設備     | コンプレッサ      | 150kW 27.5m <sup>3</sup> /min | 1  |
|          | クーリングタワー    | 50RT 2kW                      | 1  |
|          | タービンポンプ     | φ65×2 3.7kW                   | 1  |
|          | レシーバタンク     | 1.8m <sup>3</sup>             | 1  |
|          | 換気扇         | φ350 2.2kW                    | 1  |
| 給排水設備    | タービンポンプ     | φ65×3 5.5kW                   | 2  |
|          | 水中ポンプ       | φ100                          | 3  |
|          | 水中ポンプ       | φ52                           | 4  |
| 換気設備     | コントラファン     | φ1,000上半 37kW×2               | 1  |
|          | コントラファン     | φ300導坑 5.5kW                  | 1  |
|          | 集塵機         | 500m <sup>3</sup> /min        | 1  |
| 吹付プラント設備 | コンクリートモービル  | CM-150 22kW                   | 1  |
|          | グラントホッパ     | 20m <sup>3</sup> バイブレータ付      | 1  |
|          | ベルトコンベア     | 450W×10ℓ~12m                  | 2  |
|          | セメントサイロ     | 横型 20トン                       | 1  |
|          | ポータブルコンプレッサ | 7.5kW                         | 1  |
|          | 棧橋          |                               | 1  |
| 荷卸設備     | 門型クレーン      | 2.8トン                         | 1  |
|          | 支保工運搬台車     | 4トントラック                       | 1  |
|          | 吹付機運搬台車     | 4トントラック                       | 1  |
|          | 集塵機運搬台車     | 2トントラック                       | 1  |
| 石屑捨場設備   | トラクタショベル    | D60s                          | 1  |
| 受変電設備    |             |                               | 1  |
| 薬液注入設備   |             |                               | 1  |

(1) 導坑掘削

導坑掘削断面は側部14m<sup>2</sup>・中央部18.4m<sup>2</sup>の加背で、鋼製支保工 H-125及び H-150をそれぞれ1m 間隔に建設した。

掘削機械はロードヘッダ (MRH-S45, 切削積込能力18m<sup>3</sup>/h)にて行ったが、断面形状を任意に仕上げられる利点があると一般的に言われているが、当現場のように未固結地山では所定の掘削面までカッタで切削すると余掘が大きくなり、30cm程度は人力によるピック掘りを併用した。懸念された夜間工事での騒音問題は皆無であり、礫出しは、左右導坑は2トンドンプカ、中央導坑は4トンドンプカで坑口付近の仮置場まで搬出を行った。掘削において、未固結地山の切羽の自立が当初から懸念されたように、切羽、土平部が自立しても、天端部は地山の強度、粘着力の不足により切削と同時に崩落する箇所もあり、吹付コンクリートの施工がブロッキングなしでは困難となり、支保工クラウン部分の本設計 (上平)は、ゆるみ土荷重を一時的に支え、しかも吹付コンクリートの効果を期待できるエキスパンドメタルを幅25cm×長さ1.4mで、鉄筋縁どり加工したものを使用し、仮設部 (導坑)は木矢板を使用して天端付近の崩落防止に努めた。後に上半掘削時に判明したが、木矢板による在来工法側は、天端のゆるみが大きく支保工上部から60cm~1m程度ゆるみ領域が拡大していた (Photo2)。

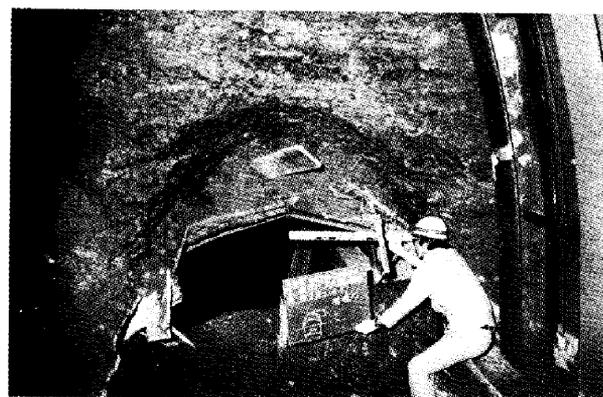


Photo2 導坑天端ゆるみ状況

(2) 上半掘削

側壁コンクリートの完成後、上半掘削を行うが、後進トンネルの場合は、先進トンネルの全面覆工が完成してから上半掘削に着手する。上半掘削は先進断面54.7m<sup>2</sup>、掘削半径6mもあり、大断面軟質地盤用ロードヘッダ (MRH-S90)標準型では、切削高さが不足し、リングカッタの対応ができないため、カッタユニット部のリーチアップを図った改造型を使用した。

掘削方法は、まずクラウン部の切削をし、礫は導坑部

の埋戻し、吹付用の備足場を作り早期に、手吹による一次吹付コンクリート ( $t=5\text{cm}$ ) を実施し、天端付近のゆるみによる肌落を防止してから、切羽中央部の掘削、4トンダンプカによる備出し、導坑支保工露出部の撤去後、エレクトラ付リフトブルデッキにて鋼製支保工（先進上半 H-200・後進上半 H-250）の建込みを行う。支保工間隔はいずれも75cmである。その後、溶接金網 ( $\phi 5\text{mm} \times 150 \times 150$ ) の取付け、二次吹付コンクリート ( $t=7\text{cm}$ ) の実施で1サイクルが完了する。その後、内空変位が収束すると、三次吹付コンクリート ( $t=8\text{cm}$ ) を吹付ロボットで施し、上半掘削がすべて完了する。上半掘削においてリングカット工法を採っても応力解放と同時に切羽天端崩落が懸念されたが、特に粘着力の乏しいルーズな細砂層は確実に崩落した。未固結層下の大断面で天端を抜いたら、ゆるみの成長が早く崩落が止まるまでブロッキング等の対処ができないことは、あらかじめ予想されていたので、フォアパイリング工法とエキスパンドメタル矢板を併用して崩落を抑え、肌落ち程度の場合は、エキスパンドメタル矢板で地山を抑える方法を採用した (Photo3)。

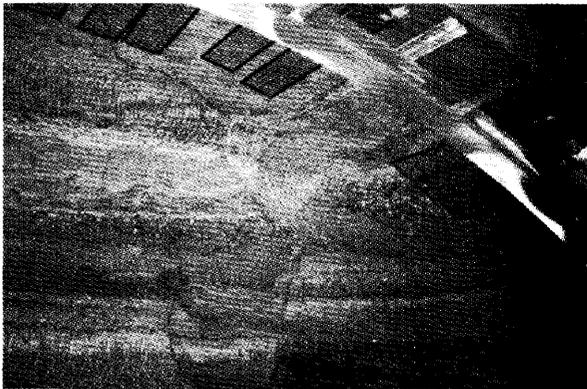


Photo3 エキスパンドメタル（幅=25cm、長さ=1.4m）による天端押え

### (3)フォアパイリング工法

この工法は、両坑口の崖錐地帯の上半リング掘削に切羽天端の地山を抑えることを目的として計画したが、その効果は極めて有効であり、トンネル中央部の細砂層にも使用することとなった。先進トンネルにおいては、薬液注入側の切羽は自立するので、片側フォアパイルが多く使用された。しかし、後進トンネルの場合、切羽天端の崩落は、注入側も未注入側も同程度であり、両側フォアパイルが多く使用された。このことから、先進トンネルでは、薬液注入の効果により、ゆるみ領域の発生は抑制されていたが、後進トンネルの影響でゆるみの度合いが増幅され、一見、効果を失ったような現象を程したもの

と思われる。ただし、実際には効果を失ったのではない。即ち、フォアパイリング施工によって崩落を防ぎ得たことからみて、薬液注入により、もとの地山程度の性状を確保することができたという効果があったといえよう。フォアパイリングとは、縫地矢板を鋼管に置換えたもので、切羽天端の安定を目的とする補助工法である。施工法は、支保工中央に穴をあけ、パイプの矢先が立たないように考慮し30cmピッチで打込んだ。打込みには、クローラドリル又はエアオーガを使用した。材料はSTK $\phi 42.7 \times 1500$ を使用した。この方法は土砂地山トンネルの初期ゆるみ対策には、最も有効な方法であったと思われる (Photo4)。

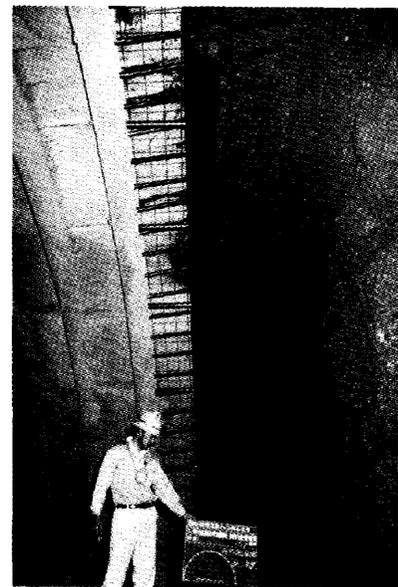


Photo4 フォアパイル (STK $\phi 42.7 \times 1,500$ ) 打設状況

### 5-6 吹付コンクリート（一次覆工）

掘削された地山を早期に被覆し、ゆるみを防ぐと同時に支保工相互をつなぐ事により剛性を増し、トンネル軸方向に筒として支保工と一体となり、線ではなく面で地山を支える効果を期待して、吹付コンクリートを行うものである。吹付工法は湿式と比較して早期強度の期待できる乾式工法を採用した。プラント設備は坑口付近の法面を利用し、骨材貯蔵用の20 $\text{m}^3$ グランドホッパ2基とコンクリートモービル CM-150を設置した。混練されたドライコンクリートは、トラックミキサで坑内に運搬してアリバー260型にて吹付を行った。一次吹付厚さ5cm、二次吹付厚さ7cmは支保工背面の吹付とリングカットの関係上、人力により行い、三次吹付8cmは足場上の問題から、吹付ロボットを使用した。また、切羽天端のゆるみによる崩落を抑えることと吹付コンクリートと地山を密

Table7 吹付コンクリート配合表

| 設計基準強度<br>$\sigma_{28}$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | 粗骨材の<br>最大寸法<br>(mm) | 水・セメ<br>ント比<br>W/C(%) | 細骨材率<br>S/A(%) | 単 位 量          |              |              |               |             |
|--|----------------------|-----------------------|----------------|----------------|--------------|--------------|---------------|-------------|
|  |                      |                       |                | セメント量<br>C(kg) | 水 量<br>W(kg) | 粗骨材量<br>(kg) | 細骨材量<br>S(kg) | 急結剤量<br>(%) |
| 210  | 15                   | 45                    | 60             | 360            | 162          | 758          | 1,130         | C×3~5%      |

着させる目的で使用したエキスパンドメタル矢板は、リバウンド量の低減とはく落防止に非常に効果的であったため、吹付割増し率は、全体平均で2倍程度に収めることができた。吹付コンクリートの配合および吹付コンクリートフローシートは、Table7, 8のとおりである。

5-7 覆工コンクリート (二次覆工)

側壁コンクリートは、吊下げ方式のスライドフォーム( $l=10.5m$ )を使用し、坑奥からコンクリートポンプ車にて、坑外から圧送して打設するが、中央隔壁は許容支持力70tf/m<sup>2</sup>以上必要とするため、平板載荷試験で確認しながら施工した。また、アーチコンクリートの場合は巻立前に、漏水防止とコンクリートのひび割れ防止効果を期待して、 $t=0.5mm$ ,  $l=3.0m$ の防水シートをコンクリート釘とブチルワッシャで吹付コンクリート面に張付け、防水シートの接合はブチルゴムを使用した。このように防水シート張付け後、アーチ鉄筋の組立になるが、安全管理上、移動式鉄筋組立ジャンボ( $l=5.0m$ ホイスト付き)を使用して行った。巻立開始は内空変位量が収束する20日経過後に実施し、先進トンネルは上半用スライドフォーム  $l=10.5m$ で、後進トンネルは中央側壁の化粧巻があるので全断面用のスライドフォームに改造し、側壁アンカ用にロックボルト  $\phi 22mm$ ,  $l=1.5m$ を打込み、コンクリートポンプ車による吹上げ方式にて打設した (Photo5)。

5-8 下半掘削

普通在来工法で行われている工法と同様に、先進トンネルは、アーチ覆工完了後、バックホー(0.7m<sup>3</sup>級)にて掘削し、後進トンネルは、上半掘削完了後、ショートベンチ工法にて覆工コンクリートの進捗に合せながら、同じくバックホーを使用して掘削し、礫は大型ダンプカにて処分した。サイロット工法により、下半掘削による一次覆工の変位は見受けられなかった。

5-9 工程管理

トンネルの場合は、切羽の状況、湧水の有無及び地山の硬軟程度により進捗が変る。特に大阪層群未固結層の双設トンネルにおいては事例がなく、後進トンネルの進捗が工期確保上、最も懸念されたが、当初に補助工法等入念に検討した効果があり、初期希望工程より早期に施工する事ができた (Table9 参照)。

Table8 吹付コンクリートの強度

| 材 令                        | 若材令強度(時間) |    |    |     | 長期材令(日) |     | 摘 要         |
|----------------------------|-----------|----|----|-----|---------|-----|-------------|
|                            | 3         | 12 | 24 | 72  | 7       | 28  |             |
| 圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> ) | 15        | 60 | 90 | 150 | 180     | 210 | 若材令はプルアウト試験 |

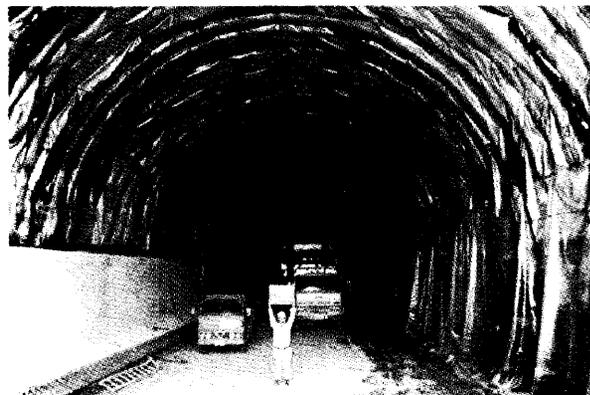


Photo5 防水シート布設状況 (後進トンネル全断面)

§ 6 . 計測

6-1 計測計画

土被りの薄い未固結地山に大断面双設トンネルを掘削した場合、地山がどのような挙動や変位を起し、それによってトンネルはどのように荷重を受けてゆくかを定量的に知ることは、最も興味深いことである。さらに設計時 FEM 解析の数値と計測値との相違を解析することも、今後の設計課題として重要なことである。このように地山の変位によりトンネルの支保工や、覆工の安定を把握し、さらに地上に家屋、市道等の上載物件がある以上、施工中の周辺地山の安定状況と地表沈下状況を知ることなしに施工を進めるわけにはいかない。

よって、慎重なる施工管理の必要性から、計測は不可欠なものとなり、日常の施工管理計測と将来の設計、施工に反映させられる資料を得るための目的別に分けた計測を実施した (Fig.6, Table10)。

6-2 計測管理

計測によって、トンネルが安全に施工でき、かつ変形を許容範囲内におさえるためには、計測管理基準値の設定が必要となる。この管理基準値の設定方法には、次の方法がある。

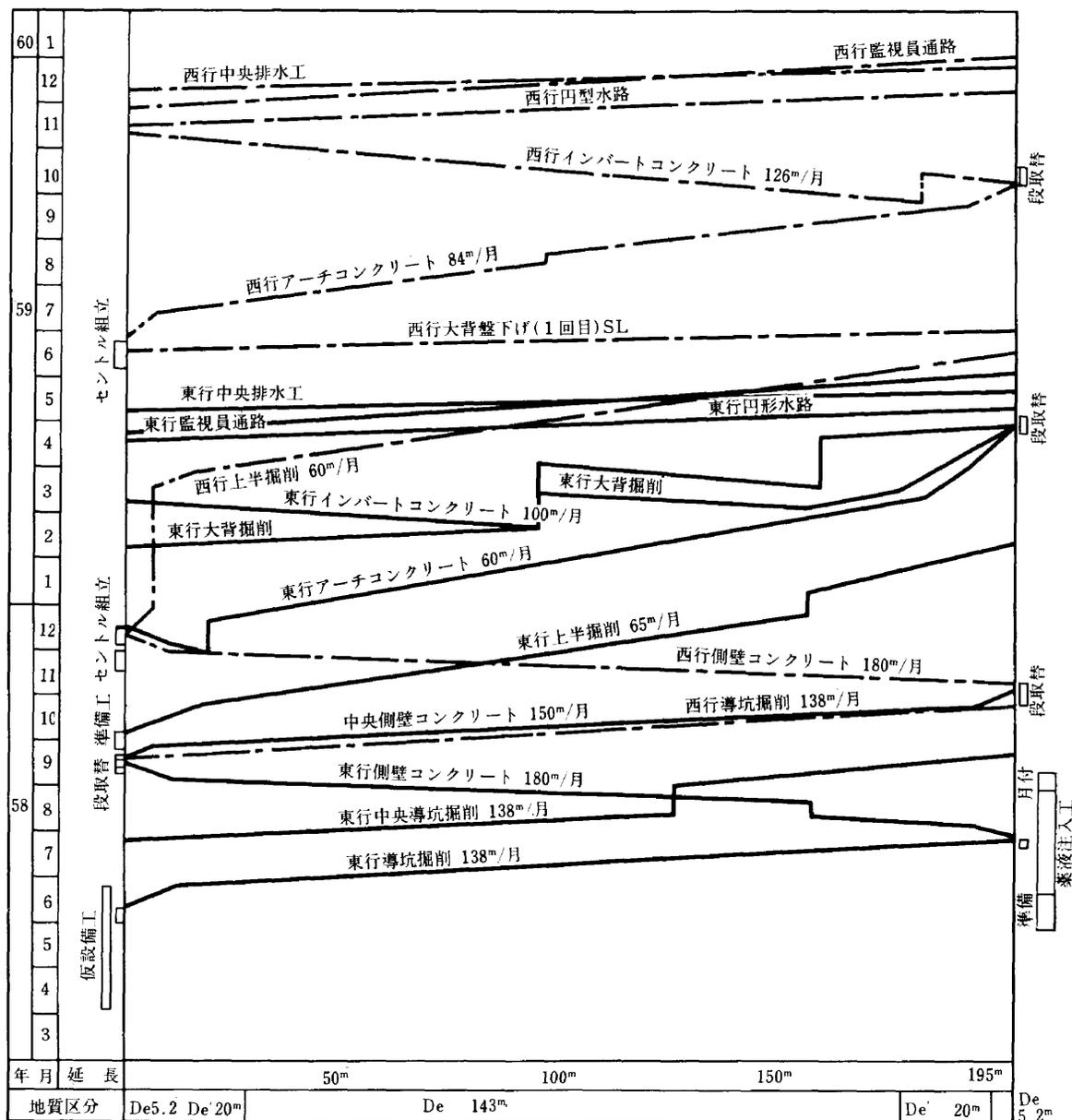


Table9 実施工程表

Table10 計測項目

| 記号                               | 計測項目         | 機械名称         | 型式                      | 測定精度             | メーカー     | 摘要        |
|----------------------------------|--------------|--------------|-------------------------|------------------|----------|-----------|
| C <sub>1</sub> ~C <sub>4</sub>   | 内空変位測定       | コンバージェンスメジャ  | KM-15                   | 10 <sup>-5</sup> | インターフェルス |           |
| S                                | 天端沈下測定       | レベル          |                         |                  | ニコン      |           |
| L <sub>1</sub> ~L <sub>4</sub>   | 地表沈下測定       | レベル          |                         |                  | ニコン      |           |
| T <sub>1</sub> ~T <sub>5</sub>   | 吹付コンクリート応力測定 | プレッシャセル      | 200 kgf/cm <sup>2</sup> |                  | グレーツェル   |           |
| R <sub>1</sub> ~R <sub>5</sub>   | 背面土圧測定       | コンタクトプレッシャセル | 50 kgf/cm <sup>2</sup>  |                  | グレーツェル   |           |
| N <sub>1</sub> ~N <sub>4</sub>   | 支保工応力測定      | 静歪計          | BS-8B                   | 10 <sup>-6</sup> | 共和電業     | SM-60D    |
| E <sub>1</sub> ~E <sub>2</sub>   | 地中変位測定       | 坑内           | 多点ロッドエクソテンメータ           | 0.01mm           | インターフェルス | 5点×18~20m |
| RE <sub>1</sub> ~RE <sub>3</sub> |              | 坑外           | 小型エクソテンソメータ             | 0.01mm           | インターフェルス | 5点×6m     |
| R <sub>1</sub> ~R <sub>5</sub>   | 二次覆工応力測定     | 鉄筋歪計         | BF-25-C                 |                  | 共和電業     |           |

(1)過去の類似トンネルの実績に基づき管理基準値を設定する方法。

(2)そのトンネル実績そのものを管理基準値として設定してゆく方法。

- (3) FEM 解析等による数値解析に基づいて管理基準値を設定する方法。
- (4) 周辺構造物の安全性確保のため管理基準値を設定する方法

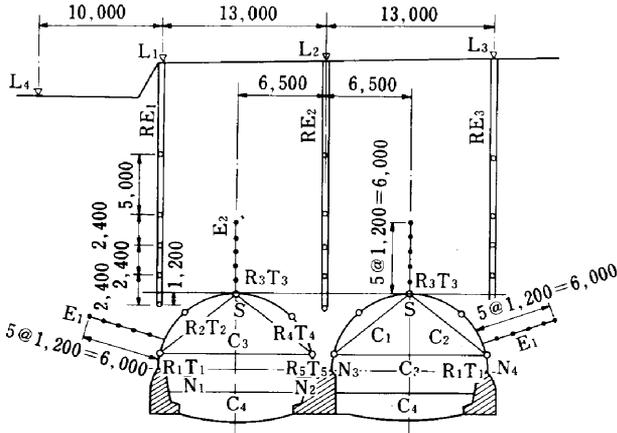


Fig.6 計測断面図

本トンネルでは、先進トンネルについては、FEM による数値解析に基づいて管理基準値を設定し、後進トンネルについては、先進トンネルの計測実績そのものを管理基準値とする方法と、内空相対変位の管理基準値を限界ひずみで決める方法とによった管理値を定めて計測を実施した (Table 11)。

6-3 計測結果

(1) 内空相対変位の測定

本測定は日常の施工管理として、周辺地山の安定性、

支保の妥当性、二次覆工及びインバートの打設時期等を把握するための基本となる計測である。変位の収束時期は先行トンネル、後行トンネル共に掘削後15~20日で約4Dで収束した。日最大変位速度はそれぞれ4mm/日で、収束値は平均11mm程度であり、管理基準値内で収まったが、特に後行トンネルについては、その値が先行トンネル実績値前後に収まっていると言えるので、先行トンネルの施工は十分に地山の安定が保たれながら施工ができたと言える。両トンネルの地山の变形挙動が似たような傾向を示している要因として、事前の薬液注入の効果と採用工法の妥当性があげられる。

(2) 地表面沈下の測定

地表の沈下測定は、地山安定状態の確認及び支保効果を把握すること、掘削による地表への影響範囲とその程度を予知し、第三者被害の発生を未然に防いだり、沈下防止のために施された対策工の効果を確認するための測定である。沈下は上半の切羽接近に伴い、手前2D(約25m)から表われ、通過後3D(約35m)で収束した。掘削終了時における沈下は、先進トンネルで両サイド12mm、中央部で20mmが最大値であり、後進トンネルでは、両サイド17mm、中央部で31mmであったが、FEM解析の値より小さな値で収束した。

(3) その他の計測

現在、計測値のまとめ、解析結果及びFEM解析との比較検討、直接ひずみ評価法による管理等、最終報告書を作成したばかりなので未発表の段階である。

Table11 日常の施工管理のための管理基準値

| 管理基準手法                | 計測位置 |    | 計測管理値   |           |                |           | 備考   |
|-----------------------|------|----|---|-----------|----------------|-----------|--|
|                       | 車線   | 記号 | 先行トンネルの一次覆工時  |           | 後行トンネルの一次覆工時   |           |  |
|                       |      |    | 変位速度<br>mm/day                                      | 全体<br>変化量 | 変位速度<br>mm/day | 全体<br>変化量 |  |
| 当初の管理基準値              | 東行   | C1 | —   | 35        | —              | —         | ・FEM解析による弾塑性解析の結果、得られた変位量で設定した。  |
|                       |      | C2 | —   | 35        | —              | —         |  |
|                       |      | C3 | —   | 15        | —              | —         |  |
|                       | 西行   | C1 | —   | —         | —              | 45        |  |
|                       |      | C2 | —   | —         | —              | 45        |  |
|                       |      | C3 | —   | —         | —              | 15        |  |
| 実績測定値                 | 東行   | C1 | 3   | 21        | —              | —         | ※全体変化量は、先行変位量率(0.46)を考慮した値である。   |
|                       |      | C2 | 4   | 21        | —              | —         |  |
|                       |      | C3 | 4   | 20        | —              | —         |  |
| フィードバックの結果、設定された管理基準値 | 西行   | C1 | —   | —         | 6              | 37        | ・全体変化量は限界歪より設定した。<br>・変位速度は、実績による予測式を基に計算した。<br>・ノモグラムは、先行変位量率を考慮した限界歪 $\epsilon_0' = 0.5 \times 0.54 = 0.27\%$ で設定した。 |
|                       |      | C2 | —   | —         | 9              | 37        |  |
|                       |      | C3 | —   | —         | 6              | 24        |  |
|                       |      | ΣC | ΣCはC1, C2, C3で、これが内挿する三角形の歪が限界歪を越えないこと。<br>ノモグラム参照。 |           |                |           |  |