

# 3心円泥水式駅シールド掘進による地盤変状解析と計測結果

## The field data analysis and the ground settlement with the Triple Circular-Face Shield excavation

梶山雅生<sup>1)</sup>・開米 章<sup>2)</sup>・山森規安<sup>3)</sup>

Masao KAJIYAMA, Akira KAIGOME, Noriyasu YAMAMORI

Triple circular-face shield machine has worked within the highly confined aquifer sand layer. It seems more difficult to maintain face stability than a circular-face shield, especially around the area of circle overlapping. Above the tunnel level, various important structures are found: the subway Tozai and Yurakucho Lines. The risk of causing ground subsidence is to be minimized, as is the possibility of affecting nearby structures. In this paper, the field data analysis and ground settlement on the shield excavation.

**Key WORDS:** tunnel, Triple circular-face shield, ground settlement, finite element method

### 1. はじめに

地下鉄12号線飯田橋駅3連形シールドは、シールドの到達部付近においてはR125mの急曲線で、営団地下鉄東西線、有楽町線の直下を離隔4mで通過する。3連形シールドは円形シールドに比べて切羽でのアーチ効果が期待できず、カモメ部の切羽安定性および急曲線施工時の余掘り(約130mm)地山の安定性に問題が残り、局部的地山の崩壊を契機として近接構造物に有害な変状を生ずることが懸念された。

そこで、工事に先立ち、3連シールドの特徴を考慮した有限要素地盤変形解析を行い、地下鉄線構築等への影響を評価して地下鉄線構築の補強、防護薬液注入などの対策を実施した。さらに、発進立坑から約100mの断面でトライアル計測を行い、地盤変位の実測値と計算値を比較して到達部断面での地盤変位を推定し、事前対策工の妥当性を事前に確認するとともに構築変状の計測管理を行い、無事掘進を終了した。

本文は、3連シールドの地盤変状解析、地下鉄線構築の対策工および計測結果について報告するものである。

### 2. 工事概要

飯田橋駅工区の概要を図-1に示す。地下鉄12号線環状部は、都心を一巡する形で計画された路線であり、飯田橋駅(仮称)

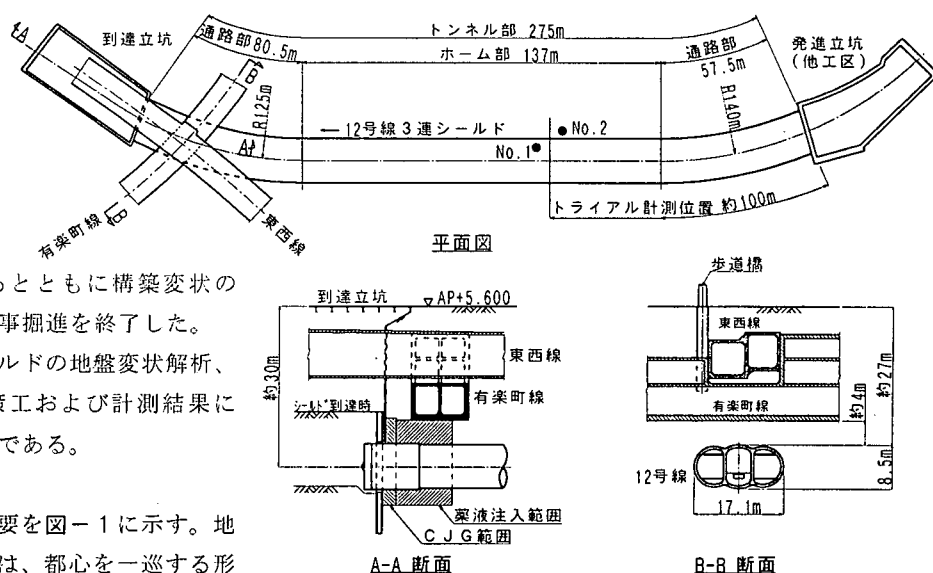


図-1 工事概要

工区は当該路線の北側ルート中間付近に位置し、飯田橋交差点から文京区後楽一丁目に至る延長 321.5m の地下駅を 3 心円泥水式駅シールド工法（トンネル幅 17.1m、延長 275m）と開削工法（幅 21.5m、延長 46.5m、深さ 38m）で施工するものである。シールドの平面線形は、ホーム部（137m）は直線、その両側の通路部（発進側 57.5m、到達側 80.5m）はそれぞれ R 140m、R 125m の曲線を含んでいる。土被りは約 27 m である。

3. 地質概要

当該地は、洪積世の海面変動に伴う浸食作用と火山活動による多量の火山灰の堆積によって形成された武蔵野台地に挟まれた沖積低地に位置している。地質構成は、図-2 のとおりである。上部より表土（Ts）、沖積粘土層（Ac）、東京礫層（Tog）、江戸川砂層（Eds）であり、地下水位は GL-4.0m 程度である。トンネル通過位置の地層は N 値 50 以上と非常に締まっているが被圧されており、間隙水圧はトンネル中心位置で、2.6kgf/cm<sup>2</sup> である。透水係数は 10<sup>-3</sup>cm/s、均等係数は 2~3 で、粒径は 0.1~0.4mm に 70% が含まれる細砂層である。すなわち、非常に硬いが、切羽において地下水の流動により容易に流動化しやすい地盤である。

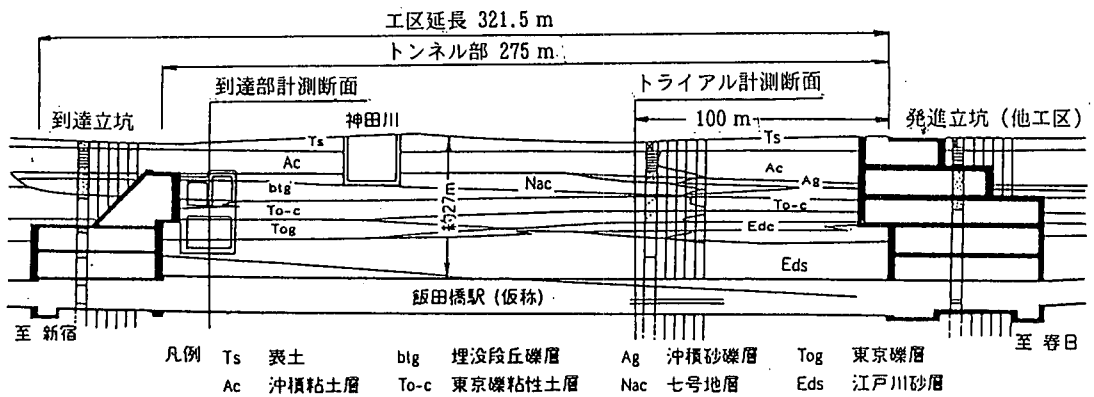


図-2 地質縦断面図

4. 解析

(1) 地盤変状予測解析

シールド到達付近は R 125 m の急曲線施工となり、地下鉄有楽町線と東西線の交差部直下を離隔 4 m で通過し、そのまま東西線と並走して到達する。これらの重要構造物へのシールド掘進の影響を評価するため、発進立坑から約 100 m の直線部断面（トライアル計測断面）と、到達付近の有楽町線断面で、線形弾性有限要素法による地盤変状解析を実施した。解析に際し、次の仮定を用いた。

- ①切羽での応力開放率  $\alpha$  : 洪積層での密閉型円形シールドによる事例を参考に  $\alpha = 35\%$  に設定した。ここで、 $\alpha = \sigma' / (\sigma_o + \sigma_s)$ 、 $\sigma'$  : 地盤の変位に寄与する解放応力、 $\sigma_o$  : 切羽での地盤の応力、 $\sigma_s$  : 切羽での泥水圧力である。
- ②地盤の変形係数 E、ポアソン比  $\nu$  : 砂質土地盤  $E = 25 \text{ N}$ 、 $\nu = 0.3$ 、粘性土地盤  $E = 210 \text{ N}$ 、 $\nu = 0.45$  を採用した。
- ③カモメ部の評価 : シールドカッタにより切削できない領域が残り、この部分をスキンプレート外周の固定ビットでほぐしながら掘進するため、地盤物性値が低減されると考え、図-3 に示す部分では現地盤の 1/2 の地盤剛性を採用した。
- ④急曲線施工時の余掘りと側方土圧の評価 : シールド全周に 130mm の余掘り領域を設定した。また、急曲線施工時にシールドとカーブ外側の地盤とのせりにより側方地盤が乱され、地盤剛性が低減すると考え、図-3 に示す部分では現地盤の 2/3 の地盤剛性を採用した。なお、横断方向は、プーシネスクの圧力球根による圧力低減が 50% となる範囲に設定した。

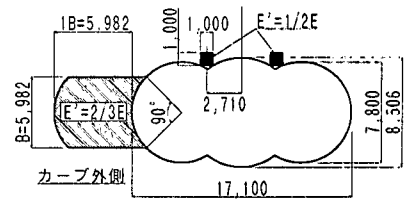


図-3 地盤のゆるみ範囲

シールド中心での切羽圧は、トライアル計測断面で間隙水圧 $+0.2\text{kgf/cm}^2=2.42\text{kgf/cm}^2$ 、到達部断面では、上限管理値=静止側圧 $+0.2\text{kgf/cm}^2=4.06\text{kgf/cm}^2$ と下限管理値=噴発防止圧 $=3.07\text{kgf/cm}^2$ の2ケースとした。

## (2) 構築の応力解析

到達部断面の地盤解析の結果、地盤の変位は泥水圧が低い方が大きく、シールド直上で約15mmの沈下が予想された。そこで、この地盤変位を用いて、有楽町線、東西線に対して縦断方向と横断方向の応力解析を行い、構築への影響を評価した。有楽町線構築の縦断方向の解析の結果、構築のシールド直上部分で、軸方向鉄筋の応力度が許容値を超える結果となったため、引張り側となる構築下半の側壁と中壁の壁面を鋼板(厚さ9mm)で補強するとともに、構築内部からの溶液型二重管複相薬液注入工法により、構築直下に防護工を実施した。(図-1 A-A断面参照)

また、東西線構築の応力は許容値内に収まることが判明したため、構築の変状計測とセグメントより補足裏込め注入を実施した。

## 5. トライアル計測

### (1) 計測位置と掘進状況

トライアル計測位置は、図-1に示すように発進立坑から約100m地点で、断面内には首都高速基礎、地下鉄南北線シールド、神田川分水路が存在する。地盤変位の計測断面を図-4に示す。計測地点はシールド上方(No.1)とシールドより2m側方(No.2)の2ポイントで、計器設置深度は、到達部断面での地下鉄構築下端深度、および、側方シールド直上、スプリングライン位置で、スプリング位置には間隙水圧計も設置した。地盤変位の経時変化を図-5に示す。計測断面の掘進は設定切羽圧 $2.42\text{kgf/cm}^2$ で、毎分1.5cmの速度で掘進した。裏込め注入はシールド左右上部2箇所からの同時注入で行い、設定注入圧はポンプ吐出口の圧力で $6\text{kgf/cm}^2$ 、注入率は約150%であった。

### (2) 計測結果

地盤変状は切羽到達約10m前より発生し、切羽到達時にシールド直上で約1.5mmの隆起が見られた。切羽通過後は沈下傾向を示し、テール通過時に3.2mm沈下した後、収束している。各計測点のテール通過時の変位を計算値と比較して表-1に示す。計測値の計算値に対する比率 $\beta$ は、層位置、水平方向位置により異なった値を示している。そこで、計測点①は主働崩壊線近傍、⑦はスプリングラインに位置することを考慮し、この2点を除く5点で平均して $\beta=0.21$ を得る。この結果から、到達部断面での地盤変位は、計算値の20%程度と推定され、地下鉄構築に対しては安全側で、事前対策工は妥当であると考えられた。

## 6. 地下鉄線の構築変位計測

### (1) 計測位置と掘進状況

図-6に有楽町線、東西線の計測位置を示

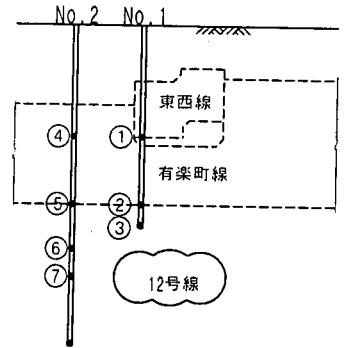


図-4 トライアル計測断面図

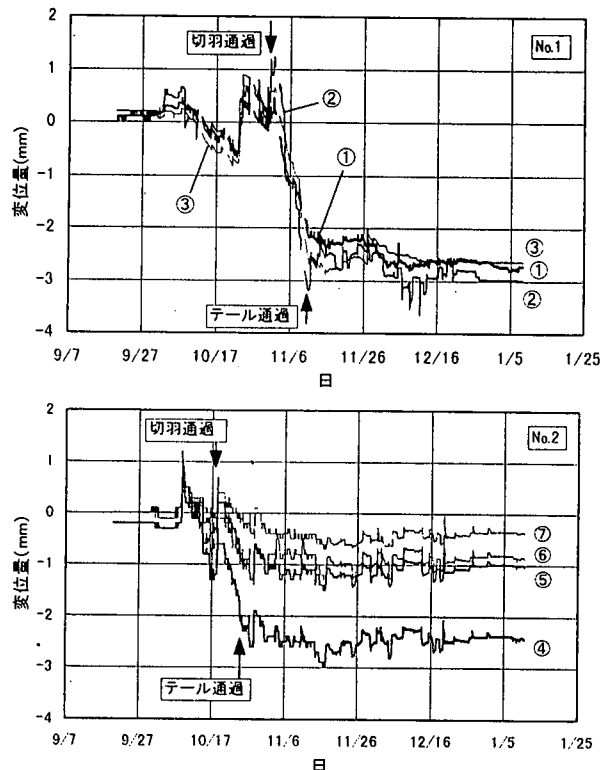
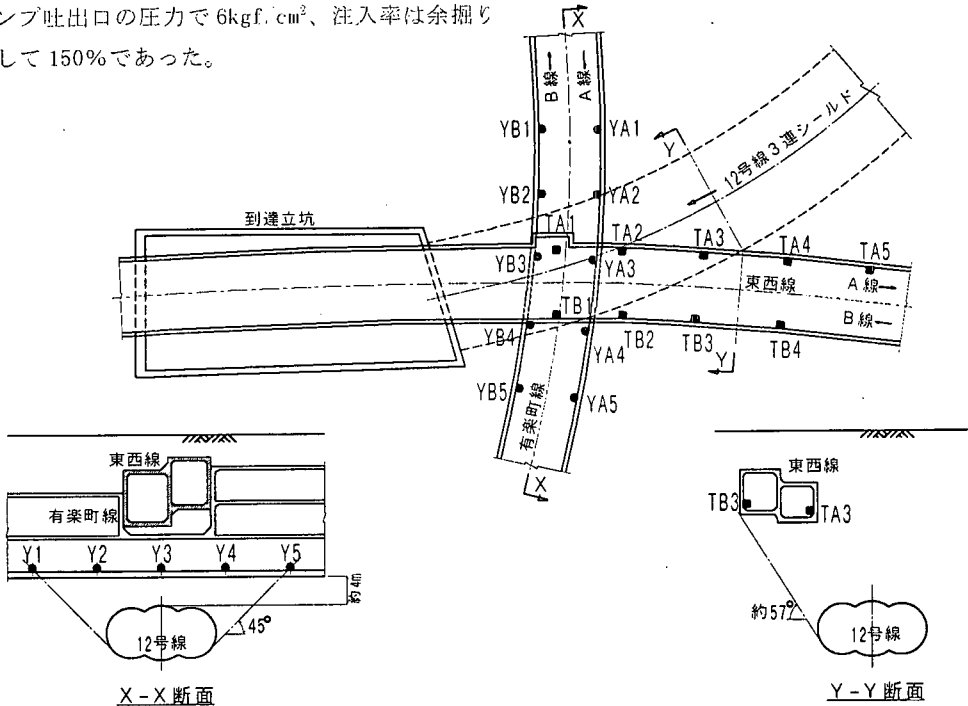


図-5 トライアル断面の地盤変位経時変化

す。それぞれ、構築底版での鉛直変位を、水盛り式沈下計により計測した。トライアル計測断面通過直後より、泥水の粘性と比重を調整しても逸水が多くなったため、設定切羽圧を当初設定圧より小さい値の、間隙水圧+0.2kgf/cm<sup>2</sup>=2.42kgf/cm<sup>2</sup>に下げざるを得ず、構築への影響を確認するため地盤変状解析を再度実施した。

R 125 m 区間の掘進は、中折れ角度 2°、曲線内側に 130mm、外側に 30mm の余掘りを行い、毎分 1 cm の速度で掘進した。シールド推力は、余掘りにより直線部よりやや低減し、5,000 t 程度であった。裏込め注入は、直線部と同様に同時注入方式で行い、注入圧力は、ポンプ吐出口の圧力で 6kgf/cm<sup>2</sup>、注入率は余掘りを考慮して 150%であった。



図－6 有楽町線、東西線構築変位計測位置

(2) 設定切羽圧低減に伴う安全検討

設定切羽圧の低減を考慮した解析の結果、最大変位量はシールド直上で 19.8mm となった。表－2 に示すように、トライアル計測から得られた計測値の計算値に対する比率  $\beta$  =0.21 を考慮すると 4.1mm となり、これは、対策工の根拠とした当初解析の最大沈下量 14.8mm の 0.28 倍で、地下鉄線への影響は十分安全側であると判断された。

(3) 有楽町線構築計測結果

沈下は、A 線側、B 線側ともに、シールド軸心に近い YA3、YB3 で最も大きく、各々の計測値と相対変位量の経時変化を図－7 に示す。計測点 YA3 では、シールドが 20 m 前後に近接した時点より沈下が発生し、切羽通

表－1 地盤鉛直変位の計算値と計測値の比較  
(トライアル計測断面)

| 計測位置と深度                 | 計算値<br>a (mm) | 計測値<br>b (mm) | $\beta$<br>=b/a |
|-------------------------|---------------|---------------|-----------------|
| No 1                    |               |               |                 |
| ①AP- 9.2m (東西線下端)       | -13.6         | -2.7          | 0.20            |
| ②AP-17.0m (有楽町線下端)      | -15.6         | -3.0          | 0.19            |
| ③AP-19.0m (シールドの2m直上)   | -16.0         | -3.2          | 0.20            |
| No 2                    |               |               |                 |
| ④AP- 9.2m (東西線下端深度)     | -5.8          | -2.4          | 0.41            |
| ⑤AP-17.0m (有楽町線下端)      | -4.6          | -1.0          | 0.22            |
| ⑥AP-21.0m (シールド頂部)      | -3.8          | -0.9          | 0.24            |
| ⑦AP-25.5m (シールドスリットライン) | -3.3          | -0.4          | 0.12            |
| $\beta$ の平均値 (④、⑦を除く)   |               |               | 0.21            |

切羽泥水圧: 2.42kgf/cm<sup>2</sup>

表－2 地盤鉛直変位の計算値と推定値 (到達部付近断面)

| 解析位置               | 修正解析<br>切羽泥水圧<br>2.42 kgf/cm <sup>2</sup> |         | 当初解析<br>切羽泥水圧<br>3.07 kgf/cm <sup>2</sup> |               | $\gamma$<br>=d/e |
|--------------------|-------------------------------------------|---------|-------------------------------------------|---------------|------------------|
|                    | 計算値<br>c (mm)                             | $\beta$ | 推定変位量<br>d=c $\cdot\beta$                 | 計算値<br>e (mm) |                  |
| ①AP- 8.2m (東西線下端)  | -15.5                                     | 0.21    | -3.2                                      | -11.8         | 0.27             |
| ②AP-18.0m (有楽町線下端) | -18.0                                     |         | -3.8                                      | -13.6         | 0.28             |
| ③AP-20.9m (シールド頂部) | -19.8                                     |         | -4.1                                      | -14.8         | 0.28             |

過時に若干隆起が見られた。切羽通過後は沈下傾向を示し、テール通過時点で最大 2.5mm となり、その後裏込め注入とシールド後方で補足裏込め注入圧による隆起が見られ、テール通過 10 日目には 2mm 程度に落ち着いている。また、YB3 の変位は、YA3 に比べて全体的に滑らかに変動し、最終変位は YA3 とほぼ等しい。これらの相対変位は、切羽が YB3 通過時に最大 1.6mm を生じ、その後徐々に解消している。

図-8 は、A 線側、B 線側それぞれ最大沈下を生じる時点で、沈下量の構築軸方向分布を示したものである。最大沈下量に着目すると、計測値の計算値（表-2 参照）に対する比率は、 $\beta = 2.5 / 18.0 = 0.14$ 、実応力開放率  $\alpha = 0.14 \times 35\% = 5\%$  となり、トライアル計測断面に比べて小さいものとなる。これは有楽町線下部地盤に実施した地盤改良と、解析上考慮していない構築の剛性が寄与した結果と考えられる。

なお、構築の沈下、相対変位ともに曲線内側で大きい傾向が見られる。この要因として、曲線内側の余掘りが大きいこと、曲線外側でのシールド側方反力による山留め効果が期待できることにより、地山安定の点で、曲線内側は外側に比べて不利となることが推定される。

#### (4) 東西線構築計測結果

図-9 に、沈下の最も大きい位置（TA3, TB3）の計測値とそれらの相対変位量の経時変化を示す。計測点 TA3 においては、シールドが 20 m 前後に近接した時点より沈下が生じて、テール通過時点で最大 4.1mm の沈下を示し、補足裏込め注入による隆起の後、沈下は 3mm 程度に収束している。

また、計測点 TB3 においては、TA3 に比べて沈下量は小さく、最大値は 0.9mm であった。補足注入後は、0.5mm 程度に収束しているが、構築に約 2.3mm の相対変位が残留しており、有楽町線に比べ大きい値を示している。

図-10 は、東西線構築の最大沈下発生時、すなわち、シールドテールが TA3 地点通過時点の、A 線側、B 線側変位の軸方向分布を示したもので、T3 断面と同様に、シールドに近い A 線側の変位が全体に大きくなっている。この理由には、東西線との斜交差して構築軸方向に並走するため、構築横断方向の不等沈下や、掘進の影響が縦断方向へ累積されやすいことが考えられる。

図-11 は、シールド到達後の A 線側、B 線側変位量の平均値と、対策工の検討根拠とした解析結果を比較したもので、計測値は計算値の 1/3 程度で、東西線に対しては十分安全側であった。しかし、T2、T3 位置の計測値を比べると、シールド通過位置により近い T2 の方が小さく、計算値と傾向が異なっている。これは、有楽町線下と到達部に行った地

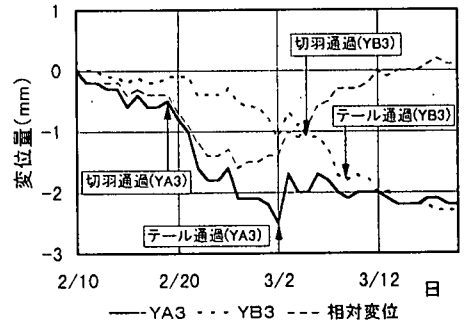


図-7 有楽町線構築変位の経時変化

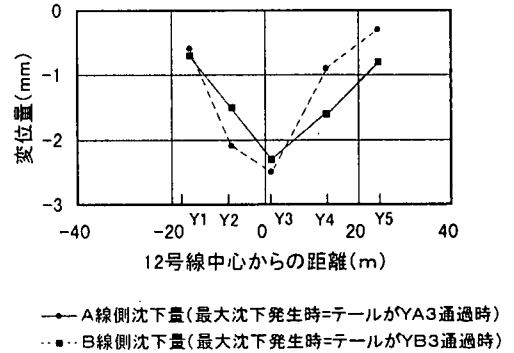


図-8 有楽町線構築変位量

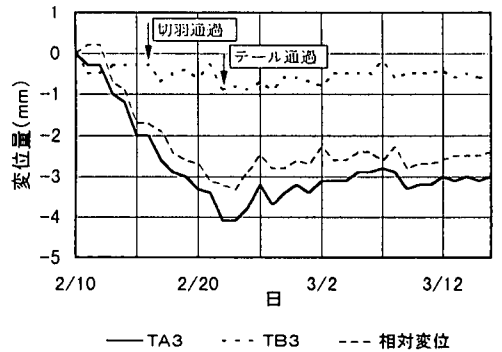


図-9 東西線構築変位の経時変化

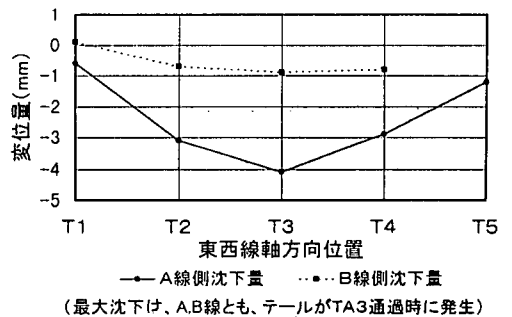


図-10 東西線構築変位量

盤改良の効果、および、有楽町線構築に支持されていることにより、到達側の変位が抑制されたものと考えられる。

構築の最大沈下は、前述のようにシールド軸心より 7m 側方となる TA3 で沈下量 4.1mm であり、また、シールド軸心直上部 (TA2) での最大沈下量は 3.1mm であった。これらの計測値を同位置における計算値と比較すると、計測値の計算値に対する比率は、TA3 において  $\beta=4.1/11.2=0.37$ 、 $\alpha'=0.37\times35\%=13\%$ 、TA2 において  $\beta=3.1/15.5=0.20$ 、実応力開放率  $\alpha'=0.20\times35\%=7\%$  となり、有楽町に近い TA2 で有楽町線とほぼ等しく、有楽町線からより離れた TA3 位置では約 2 倍大きい。

## 7. 解析条件の検証

### (1) 応力解放率

表－3 に、各計測断面において、計測値と計算値の比率から算定した実応力解放率をまとめて示す。実応力解放率は、トライアル断面で 7%、有楽町線断面で 5%、東西線断面で 7～13% であり、曲線部の地盤改良等の防護工を実施していない断面で最も大きい値となった。しかし、いずれも解析に採用した 35% より小さい値であった。

表－3 計測値と計算値の比率と実応力解放率

|                   | 検討対象測点                                                        | トライアル計測断面<br>(直線区間) | 到達付近断面 (R125m区間) |            |                      |  |
|-------------------|---------------------------------------------------------------|---------------------|------------------|------------|----------------------|--|
|                   |                                                               |                     | 有楽町線             |            | 東西線                  |  |
|                   |                                                               |                     | シールド中心：YA3       | シールド中心：TA2 | シールド中心より<br>7m側方：TA3 |  |
| 解析条件              | 切羽泥水圧                                                         |                     | 2.42 kgf/cm2     |            |                      |  |
|                   | 応力解放率                                                         |                     | $\alpha=35\%$    |            |                      |  |
| 計測値の計算値<br>に対する比率 | 計測項目                                                          | 地盤の鉛直変位             | 構築の鉛直変位          |            |                      |  |
|                   | $\beta = \text{地盤変位の計測値} / \text{地盤変位の計算値}$<br>(構築変位=地盤変位と仮定) | 0.21                | 0.14             | 0.20       | 0.37                 |  |
| 実応力解放率            | $\alpha' = \alpha \cdot \beta$                                | 7                   | 5                | 7          | 13                   |  |

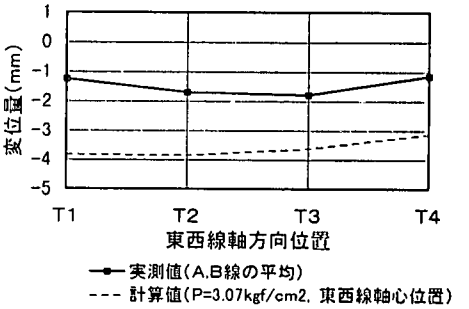
### (2) カモメ部、余掘り、側方地盤反力の評価

余掘り、側方地盤の剛性低下を考慮した解析の結果、カーブ外側の沈下量が内側に比べ約 5% 大きい値となったが、計測値は、曲線内側の沈下が外側に比べ大きくなる傾向が見られた。この理由として、次のことが考えられる。

- ①解析上はシールド全周に一定の余掘り量を考慮したが、実際は、曲線内側の余掘りを多くした。
  - ②曲線外側ではむしろ、シールド側方反力による山留め作用が考えられた。
- したがって、解析上は、曲線の外側よりも、内側の地盤剛性を低減する必要があったと考えている。
- 一方、カモメ部の剛性低下の有無による解析値の差は 1～2% であり、解析結果にあまり影響しないものであった。

## 8. まとめ

シールドの特徴を考慮した地盤解析と構築応力解析を行い、地下鉄線構築の補強、防護薬液注入などの対策工を実施するとともに、トライアル計測によって実測値と計算値の比率  $\beta=0.2$ 、応力解放率  $\alpha=7\%$  が得られ、対策の妥当性を確認した。しかし、掘進途中より切羽圧力を下げざるを得なくなり、修正解析の結果、沈下量は増大したが、トライアル計測結果を考慮すれば十分な安全なレベルであった。構築変位計測の結果、東西線の対策を実施していない断面での応力解放率はトライアル断面の約 2 倍であったが、許容値に収まり、地下鉄などの周辺構造物に有害な変位が発生することなく掘進を完了した。



図－11 シールド到達時の東西線構築変位量