

国鉄・構造物設計事務所 正員 垂水尚志

〃 〃 〇 山崎幹男

まえがき

トンネルを併設する場合のトンネルの相互干渉については、種々の研究があるが、併設の影響を設計に考慮するための定見がないのが現状である。しかしながら特にシールドトンネルの様に、軟弱地盤中に施工されることになり、市街地下ということとトンネル間隔が大きくできる場合が多いことを考えると、併設の影響について十分検討しておく必要がある。現在、併設の影響を定量的に明記している例としてBARTの設計法を掲げることができる。そこで、トンネル純間隔がトンネル直径の2倍以下になった場合に、併設距離に応じて地盤土圧を増加している。また、純間隔を原則としてトンネル直径以下にすべきとしている。さらに、地盤を弾性体と仮定して応力函数を用いて併設の影響を考慮し、トンネル間隔を曲げモーメント、軸力の関係を示している報告もある<sup>2)</sup>。わが国の施工例では、トンネル純間隔として通常の標準区間では、粘粘土、砂地盤ともトンネル径前後を採用している場合が多い。ここでは、トンネル併設の影響を評価する場合の考え方に ついて述べる。

表 後続トンネルによる直径の変化

| 場所                                | 地質                                                      | 覆工種類                                                     | 純間隔   | 鉛直圧                  | 後続トンネル通過時の変化率                                                        |
|-----------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-------|----------------------|----------------------------------------------------------------------|
| London <sup>(1)</sup><br>(1961年)  | ロンドン粘土<br>( $C \approx 4 \text{ kg/cm}^2$ )             | たわみ性大の<br>ゴフリートセメント<br>(径 $D = 4 \text{ m}$ )            | 2.3 m | 5.4 $\text{kg/cm}^2$ | $\frac{\Delta D}{D} = 0.12\%$<br>(40ヶ月後 0.32%)                       |
| London <sup>(2)</sup><br>(1961年)  | 同上                                                      | たわみ性大の<br>鋼製セメント<br>(径 $D = 4 \text{ m}$ )               | 2.3   | 5.0                  | $\frac{\Delta D}{D} = 0.11\%$                                        |
| Toronto <sup>(1)</sup><br>(1964年) | シルト質粘土<br>粘土質シルト<br>( $C \approx 0.4 \text{ kg/cm}^2$ ) | ホルト継手鋼製<br>セメント<br>(径 $D = 5.1 \text{ m}$ )              | 1.2   | 2.2                  | $\frac{\Delta D}{D} = 0.09\%$                                        |
| Toronto <sup>(2)</sup>            | 砂<br>粘土質シルト                                             | 同上                                                       | 同上    | 2.8                  | $\frac{\Delta D}{D} = 0.12 \sim 0.35\%$                              |
| Chicago<br>(1940)                 | シカゴ粘土                                                   | ホルト継手鋼製<br>セメント                                          | 2.2   | 0.8                  | 後続トンネル通過時<br>$\frac{\Delta D}{D} = -0.1\%$<br>ただし5年に移行し、<br>最終は0.25% |
| 馬喰町                               | 砂<br>一部固結シルト                                            | 平板形鉄筋コンクリート<br>セメント(鋼筋ハット)<br>( $D = 8.5 \text{ m}$ )    | 2.5   | 3.0                  | $\frac{\Delta D}{D} = 0.1\%$                                         |
| 浜松町                               | シルト質粘土<br>( $N$ 値 $\approx 2$ )                         | 平板形鉄骨鉄筋<br>コンクリートセメント<br>( $H$ 型鋼筋)( $D = 7 \text{ m}$ ) | 4.0   | 7.0                  | $\frac{\Delta D}{D} = 0.2\%$                                         |

## 測定結果

右表に後続トンネル通過時のリングの水平方向のたわみ変位量の測定結果を紹介する。着目ケースは、併設トンネルの間隔がトンネル直径  $D$  の0.3~0.6倍の場合である。なお、この間隔は新定区間の内トンネル間隔ということと全区間での間隔ではない。水平方向の増加たわみ量は、トンネル直径の0.1~0.4%である。わが国での後続トンネル通過時のリング変形についての報告例は数少ない。国鉄は総武・東海道両線増工事に際して現場測定を行なったところ、浜松町トンネルでは、後続トンネル通過時に覆工の内縁の圧縮力が約50  $\text{kg/cm}^2$  も増加し、その結果たわみモーメントが約10  $\text{t-m}$ 、軸力が60  $\text{t}$  程度増加した。この時の土圧変化状況を図-1に示した。図中の3本の線は3つのセグメントリングにおいて  $\phi 60 \text{ cm}$  の土圧計により測定した結果である。後続トンネル通過時にあるリングの右側部への土圧増加が大きい。後続トンネル通過の影響とこの土圧分布の変化は、必ず生ずるとは限されないが、通常地盤が乱れた場合には一時的には土圧分布に変化が生ずるのである。

## 計算結果

たわみ断面力：図-2に地盤係数(表)と  $\alpha = 0$  の時のた

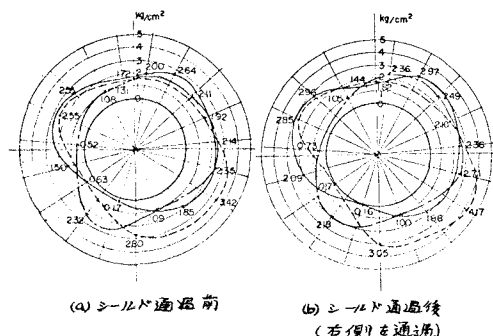


図-1 後続トンネル通過による土圧変化

わみと $\lambda$ の関係を示した。計算は慣用計算法により、鉛直土圧30%、リング圆心半径3.5m、平板形セグメント厚30cmの場合と想定した。曲が剛性有効率( $\eta$ )は0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0と1た。 $\eta$ が1より小さい場合には地圧に比べて地圧係数が大きく、 $\lambda$ が1以上の場合には $\eta$ が大きい程 $\lambda$ の影響を受けやすいが、図4で通常用いる $\lambda$ と $\eta$ のセグメントリングでは $\lambda$ は0.2程度であり $\lambda$ の影響は非常に小さいと考へられる。なお、側方土圧係数( $\lambda$ )が0.75、 $\lambda=0$ の時、たわみ量はトンネル径の0.5%であり、 $\lambda$ が0.05低減した場合に $\lambda$ は更に0.4%のたわみ増加を示す。図-3に断面力と $\lambda$ 、 $\eta$ の関係を示した(慣用計算法による)。前述の変位の場合と同様に、地盤係数が1以下の場合は

断面力の変位率が大きいが、このことは、軟弱地盤中の所設トンネルでは特に相互干渉に注意すべきで、トンネル間隔が小さい場合には後述トンネルの施工に際しては地山も乱しすぎないように細心の施工が必要であるということを示すものである。状況により2は地盤係数を期件しない場合の検討を設計時に行なうことになる。

**最大セリ断面力分布:** 図-4に地盤も完全弾塑性体と考へ、トンネル間隔を変えた場合の最大セリ断面力の分布を示す。トンネル間隔を6, 10, 18, 26mとし、地盤の地盤係数を1.2次のように各値を定めた: 変形係数=40+6 $\eta$ 、セリ強度=0.1+0.03 $\eta$  kg/cm<sup>2</sup> ( $\eta$ は深さ・m)、静止土圧係数=0.43、土の単位体積重量=1.6 t/m<sup>3</sup>。想定地盤の下、左端は掘削方向とも固定とし併設トンネルの対称軸では横方向を固定とし、有限要素法を用いた。図示の応力分布はトンネル掘削面の最大変位が10cm程度となる場合のものであり、初期応力から掘削面の掘削力を計算し、29%と段階的に掘削に加えて行く過程で得られたものである。トンネル間隔が6Dの時にはトンネル中間部の地山に生ずる応力集中は著しく、18D, 26Dではほとんど差がなく、中間部に応力集中が生じない。

あとがき

以上、主として述べた粘性土地盤では、併設の影響も側方土圧係数と地盤係数とで表わすことにより評価できると思われる。現状では、掘削剛性、トンネル直径、地盤条件を考慮できるおりの現場測定データはないが、たわみ、掘削応力の測定結果を参考として、ある程度実用的な定量化ができるであろう。

参考文献 1) Park, R.B. et al (1969), "Design of Tunnel Liners and Support Systems", Univ. of Illinois  
2) Rudek, H. et al (1971), "Der gegenseitige Einfluss benachbarter Kreistunnel", Beton- und Stahlbetonbau

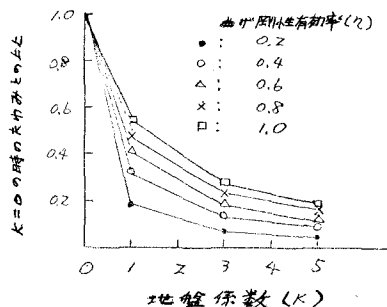


図-2 地盤係数とたわみ

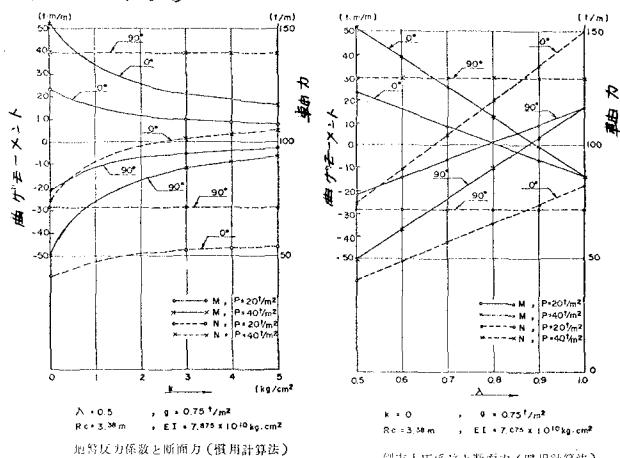


図-3 断面力と地盤係数、側方土圧係数

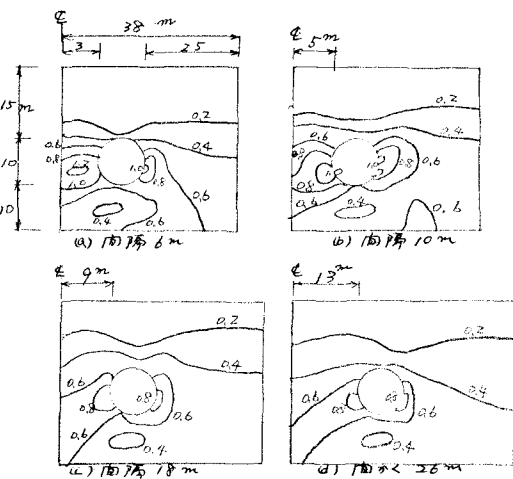


図-4 最大セリ断面力分布(単位: t/cm<sup>2</sup>)