

III-425

併設シールドトンネルにおける縦断方向の剛性を考慮した検討手法について

日本鉄道建設公団 正会員 ○堀地 紀行
日本鉄道建設公団 正会員 鳥取 孝雄
東洋大学工学部 正会員 小泉 淳

1. はじめに

交通、情報、エネルギー、地下空洞と、高密度な地下空間の利用が展開されている大都市部において、現在工事が進められている単線並列形の鉄道シールドトンネルは、既設構造物への影響、線路形状の問題、用地の高騰等から、トンネルの純間隔を近づける傾向にある。¹⁾シールドトンネルの設計施工指針(案)では、併設トンネルの影響として純間隔が、 $1.0 D_0 \sim 0.5 D_0$ (D_0 : トンネル外径)の条件において、全土被り圧を設計荷重としている場合、およびゆるみ圧を設計荷重としている場合の両者について、鉛直土圧を割り増すことで併設の影響を評価している。現在、当公団が建設中の京葉都心線において、泥水加圧シールド工法による純間隔が $0.1 D_0$ (80 cm) の場合、後行シールドの掘削が先行シールドに与える影響について、先行トンネルの縦断方向の剛性を考慮して検討を加えたので、その手法と数値計算の結果について概要を報告する。

2. 計算手法の概要

Fig-1 は、セグメントリングの形状および構造解析モデルを示したもので、セグメント継手を回転バネとした骨組構造解析モデルである。Fig-2 は、純間隔が $0.1 D_0$ 程度の場合、後行シールドの掘削の影響を受けて、先行トンネルの後行シールド側が泥水圧程度に減少し、地盤反力も散逸した状況を示している。数値計算にあたっては、先行トンネルの山側を静止側圧、後行シールド側を泥水圧として、地盤反力の影響も無視した。Fig-3 は、先行トンネルの縦断方向の剛性を評価する構造モデルを示したもので、ウィングラー基礎上の剛性一様な梁として、 L_L 区間に偏荷重による差分を載荷した。尚、³⁾シールドトンネルを剛性一様な梁と評価した場合の縦断方向の曲げ剛性は、リング間継手による剛性の低下を考慮して、リング間ボルトを鉄筋と考えた RC 中空円形断面梁の適合条件式より、有効剛性率 $\alpha = 1/6$ を得た。さらに、 L_L 区間の設定については、後行シールドの裏込注入が 24 時間後に硬化し、原地盤反力に回復するという評価よりシールド機の進行 8 m/day と、シールド機前面のゆるみ範囲をシールド機の外径程度とした 9 m から、 17 m を与えた。 L_{S1}, L_{S2} 区間は、地盤反力係数 5 Kg/cm^2 と、トンネル外径 8.1 m より分布バネ定数 $40,500 \text{ t/m}^2$ とした。区間の長さは、Fig-4 のウィングラー基礎上の梁の方程式(A)より、次のように導かれる。

$$Y = -\frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 \alpha EI} \{ R \cos \beta x + \beta M (\sin \beta x - \cos \beta x) \} \dots \dots (A)$$

$$\text{ここに } \alpha = 1/6, \quad \beta = \sqrt{\frac{K}{4\alpha EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

式(A)より、 $\beta x \geq 7$ を考慮すれば、曲げモーメント、せん断力の影響範囲は十分満たされるとして、 $L_{S1} = L_{S2} = 100 \text{ m}$ として数値計算を行なった。

先行シールドトンネルの縦断方向の剛性は、梁のタワミ量を $y \text{ (m)}$ 、分布バネ定数を $K \text{ (t/m}^2\text{)}$ 、荷

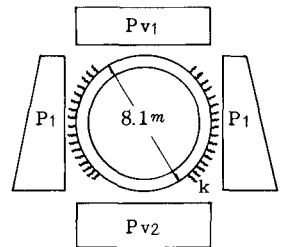


Fig-1

Pv1: 鉛直土圧 Pv2: 鉛直反力
P1: 静止側圧 k: 地盤反力係

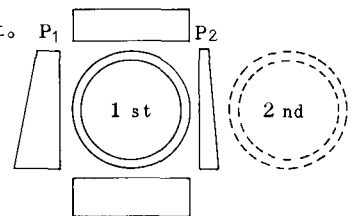


Fig-2

P1: 側圧 P2: 泥水圧

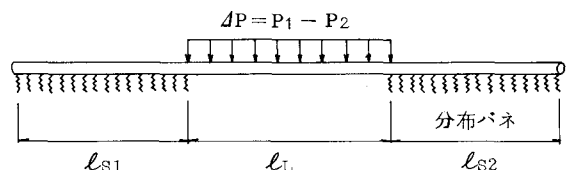


Fig-3

重強度を $q(t/m)$ とすると、簡単に $K = q/y \dots\dots\dots (B)$ で表わされる。
Fig-3 のモデルにおける数値計算の結果から、スパン中央のタワミ量 $y(m)$ と、荷重強度 $q(t/m)$ とから $K = 13,000(t/m^2)$ を得た。セグメントリングに作用するとバネに換算すると $k = 1.6(Kg/cm)$ となり、Fig-5 には、求められた縦断方向の剛性を組み入れたリング解析モデルを示す。

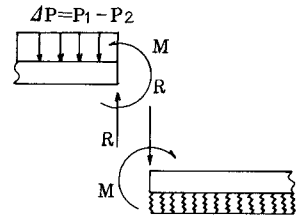


Fig-4

3. 数値計算の結果

Fig-6 は、 $k_\theta = 3,000 t \cdot m/rad$, $k_b = 1.6 Kg/cm$, $k_s = 12,000 t/m$ として、東京レキ層における土盛り 22.3m、地下水位 GL-10.8m で数値計算を試みた。図中の低泥水圧とは、地下水位 + 0.2 Kg/cm を、高泥水圧とは、主動土圧 + 地下水位 + 0.2 Kg/cm を、スプリングの位置で与えたものである。A の曲線は、簡易的に両側圧として高泥水圧を作用させた時の曲げモーメントを示した。最大曲げモーメントを M_{max} とすると $M_{max} = 80 t \cdot m$ であった。一方、静止側圧と高泥水圧を作用させた C は、 $M_{max} = 20 t \cdot m$ 程度で、縦断方向の剛性を考慮することで M_{max} が、 $1/4$ 程度となった。静止側圧と低泥水圧を作用させた B は、 M_{max} での C との比は 1.4 程度であった。参考として、両側低泥水圧とした場合における、A との M_{max} の比は 1.7 程度であった。Fig-7 は、静止側圧と低泥水圧の作用下における曲げモーメントの k_θ の値による動きに着目した図で、最大曲げモーメントの差は、 $1 t \cdot m$ 程度にも満たない。さらに、継手位置での発生モーメントは、 $k_\theta = 3,000 t \cdot m/rad$ の示す値が小さいものとなった。

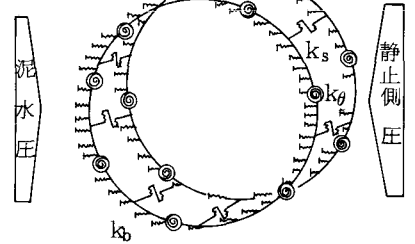


Fig-5

リング解析モデル

k_b : 縦断方向剛性バネ (Kg/cm)
 k_θ : 継手回転バネ ($Kg \cdot cm/rad$)
 k_s : リング間せん断バネ (Kg/cm)

4. おわりに

数値計算の結果から、縦断方向の剛性がリングの応力を減少させる結果を得た。さらに、片側の側圧が減少する偏圧ケースについては、セグメント継手の補強は、必ずしも効果的ではないことが示された。尚、実際の工事にあたっては、リング内の応力、地中内変位等の計測を予定しており、今後さらに検討を加えたいと考えている。

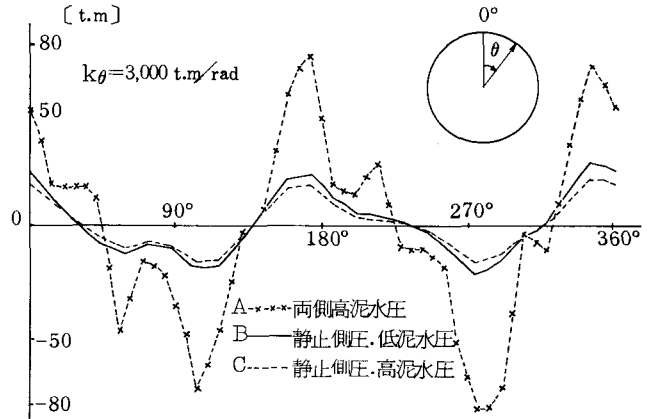


Fig-6

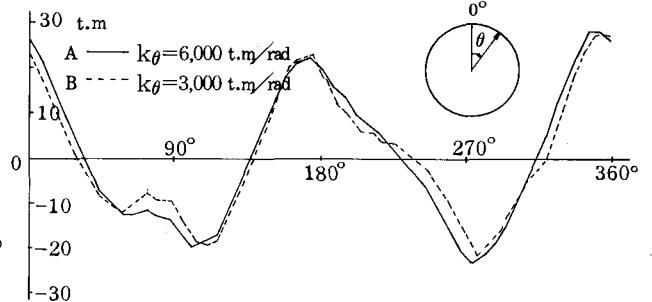


Fig-7

(参考文献)

- 1) シールドトンネルの設計施工指針(案)
昭和58年8月改正
- 2) 村上博智、小泉 淳：シールドセグメントの耐荷機構について 土木学会論文報告集 第272号 1978年4月
- 3) 鳥取孝雄：地盤沈下の影響を考慮したシールドトンネルの設計
構造物設計資料 第54 1978-6