

清水建設(株)土木本部技術部 正員 高崎 英 邦
 鉄道公団富山新幹線建設準備事務所 正員 福島 昭 男
 同 上 正員 北川 隆

1. はじめに

トンネルは、安定した一次応力状態から切羽近傍が通過する際の不安定な遷移領域を経て、再び安定した二次応力状態に達する。この領域では地山と支保材との間に複雑な相互作用が認められており、力学モデルによる定式化は多大な努力にもかかわらず未だ不十分と言えよう。

この報文では、ほぼ等方等質な地山条件下に小断面 NATM を施工した比較的シンプルな例を取り、地山と支保材挙動の相関性についていくつかの知見が得られたので報告する。

2. 地質とトンネルの概要

解析対象トンネルは、新潟県西頸城郡の北陸新幹線能生付近調査坑で、昭和56～58年にかけて掘削された。地質は比較的均一な新第三紀能生谷泥岩層で、その物性値は、坑内弾性波速度：2.5 km/sec、孔内載荷試験による変形係数： $((1.2 \sim 1.9) \times 10^4 \text{ kg/cm}^2)$ 、一軸圧縮強度：30～97 kg/cm²、自然含水比：11～13%、浸水崩壊度は大部分がCである。また土被りは最高130mと坑奥方向へ漸増する立地条件にある。トンネルの掘削断面積は約11m²であり、機械(ロッドヘッダー)あるいは発破工法による全断面で掘削した。一進行長は90cmであり、なお掘削中には膨張生は認められなかった。

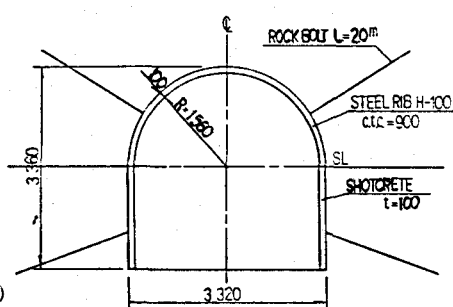


図-1 標準支保パターン

3. 内空変位と支保材軸力

トンネルの内空変位が増大するにつれ、支保材(吹付けコンクリート、鋼製支保工)に作用する半径方向荷重が減少することが知られている。しかしその反面トンネル周壁に沿う接線方向ひずみが大きくなることから、地山と密着した支保材の軸力増大をもたらすことが予想される。図-2はトンネル内空変位と支保材軸力の関係であり、ここで支保材軸力は吹付けコンクリートと鋼製支保工の和で示してある。また内空変位、支保材軸力とも同一断面内にある複数の測点を平均して表わしている。(T:支保材軸力、Ua:壁面変位、r:トンネル半径、σ:支保材応力、ε:周壁の接線方向ひずみ、s:支保材の断面積)

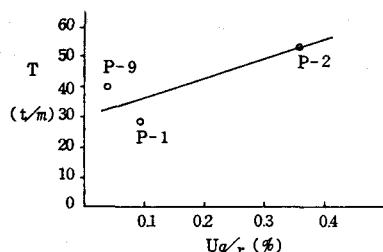


図-2 内空変位と支保材軸力

$$T = 64.6 (U_a / r) + 30 \quad (t/m) \cdots (1)$$

次に(1)式の関係を用いて支保材の等価弾性係数Eeを求めてみる。

$$Ee = \sigma / \epsilon = (T / s) / (U_a / 100r) \\ = 3000 (U_a / r)^{-1} + 6460 \text{ (kg/cm}^2) \cdots (2)$$

すなわち内空変形が大きくなると支保材の等価弾性係数は小さくなることが解る。例えば $U_a / r = 0.1, 0.4\%$ とした場合、それぞれ36460、13960 kg/cm²と大きく変動し、しかも吹付けコンクリートや鋼製支保工の弾性係数に比してかなり小さい。これは地山とのなじみや吹付けコンクリートの材令あるいは鋼製支保工との複合材料の影響などによるものと考えられ、トンネルを設計するに際しては、支保系の部材剛性をかなり低減させて入力する必要性を示唆している。

4. 地中変位とロックボルト軸力の相関性

一般に地中変位およびロックボルト軸力の測定は、深度方向に数測点持ちそれが時間経緯あるいは切羽距離の関数で変化する。分布形状が刻々変化してゆくため、図表類で (x, y, t) の3次元挙動を明確に把握するのは容易でない。そこで次に示す量を定義して、一方向数点の測定値を持つ分布関数の進行依存性を解析する。これは、壁面から L の地点に全変位量 A が集中していることを意味しており、測定値の大局的傾向を容易に理解できる。

$$\text{変位面積 } A = \int \epsilon(x) dx$$

$$\text{変位重心 } L = \int x \cdot \epsilon(x) dx / A$$

図-4、5に代表的測定結果を示すが、以下のような結論が導き出される。

- ・地山とロックボルトの変位面積の差は大きく、相互作用のモデル化ではせん断バネを介在させる必要がある。
- ・図-4の例では変位重心はロックボルト、地山ともほぼ1m点にあり合致している。これは地中ひずみの大きい個所でロックボルト軸力の大きいことを意味している。しかし図-5では差が認められ、これは以下に述べる相対すべりの発生も一因と考えられる。
- ・図-5ではロックボルトの変位面積が $3.8 \times 10^{-4} \text{ m}$ に達した以後漸減しており、地中変位には認められない。これは地山とロックボルト間にすべりが発生して応力が緩和したためと考えられる。
- ・以上の結果から、地山とロックボルト間に図-6に示すように、ある力までは $(K_1 + K_2)$ バネが作用し、それ以後は K_2 に低減する相互作用モデルを考えてやれば現象を説明できる。

5. 吹付けコンクリートと鋼製支保工の荷重分担

鋼製支保工や吹付けコンクリートの機能については諸種提案されており、特に前者については吹付けコンクリート強度発現までの仮支保材とするものや鉄骨コンクリートとするものなど論が多い。ここでは最終的に各々が分担する荷重の比を検討する。図-7によれば、

- ・支保材軸力が大きいと吹付けコンクリートの分担する割合も大きい。ほぼ支保材合計 40 t/m を境にして吹付けコンクリートの主体性は2分される。
- ・すなわち鋼製支保工の役割は、鋼製支保工設置すれば荷重分担機能が発揮され、設置当初から吹付けコンクリートと一体となって鉄骨コンクリート様の働きをする。特に荷重が小さい場合は主体的に支保する。

などが認められる。

6. おわりに

以上述べたいくつかの課題は、精度良い設計モデルの構築あるいは計測管理法の開発に欠かせないものであり、今後多くのデータを蓄積していく必要が有るものである。

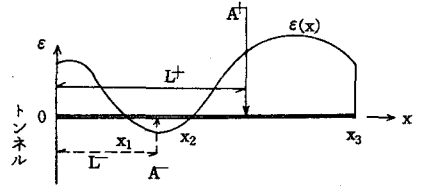


図-3 ひずみ分布と計量化

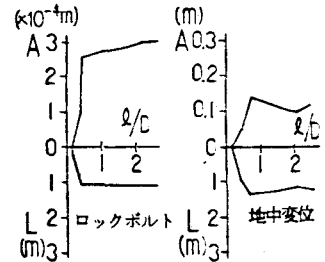


図-4 地中変位とロックボルト軸力の相関性 (1)

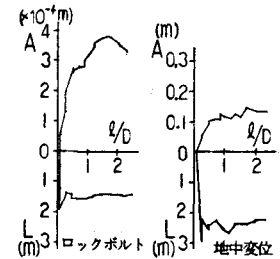


図-5 地中変位とロックボルト軸力の相関性 (2)

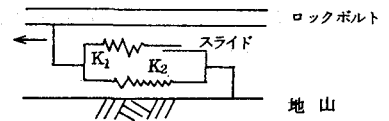


図-6 地山とロックボルトの相互作用モデル

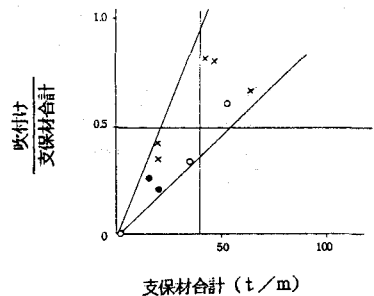


図-7 支保材荷重分担比