

支保工の構造解析と作用荷重についての一考察

(独)土木研究所 基礎道路技術研究グループ(トンネル) 正会員 ○ 木谷 努¹⁾, 真下英人¹⁾, 砂金伸治¹⁾

1. はじめに

トンネル構造の設計に用いる解析的手法としては、FEM 解析と骨組み構造解析があるが、両者の荷重の考え方は統一化されていない。本研究では、支保工を解析的手法によって設計する際の解析モデルの確立を目的とし、支保工に FEM 解析と骨組み構造解析を適用した場合の解析モデルや荷重値について考察を加える。

2. 現場計測変位

図-1 は、天端沈下と内空変位の計測値について調査した結果である。天端沈下と内空変位は、支保工が設置された後、計測開始からの増分であり、切羽先行変位は含まれていない。これによると、計測データ（図中◆でプロット）は、天端沈下が増大すれば内空変位も増大し、内空変位の 1/2 と天端沈下の比である見かけの側圧係数 λ を傾きとする直線にはさまれた扇状の範囲に分布していることが分かる。なお、発生変位量は土被りにあまりよらなかった。

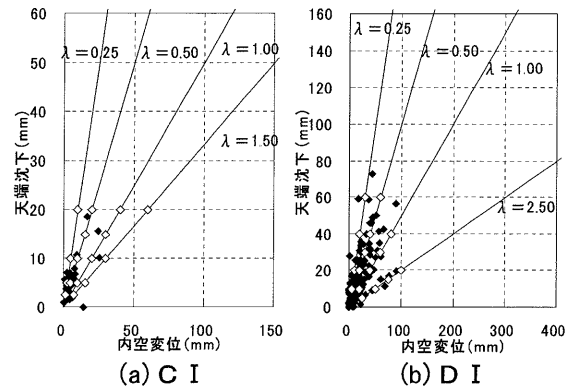


図-1 計測データの整理

3. FEM 解析による荷重

3.1 荷重の算定方法

地山を均一な線形弾性体、支保工を梁としてモデル化した FEM 解析を行い、解放力を変化させ、支保工に発生する変位と荷重の関係を算定した（図-2 参照）。解析は、初期応力解析を実施した後、施工ステップを考慮せず支保工を上下半に設置し初期応力を解放するものである。この FEM 解析は、完全な線形問題となるため支保工の発生変位と支保工の作用荷重は比例関係となる。なお、断面は、2 車線歩道付き断面の標準的なもの、支保パターンや各地山分類での地山物性値は、指針類や既存の技術資料を参考に設定した。また支保工は、吹付けコンクリート（弾性係数=4kN/mm²）と鋼アーチ支保工の合成部材と等価な剛性を有する梁としてモデル化した。

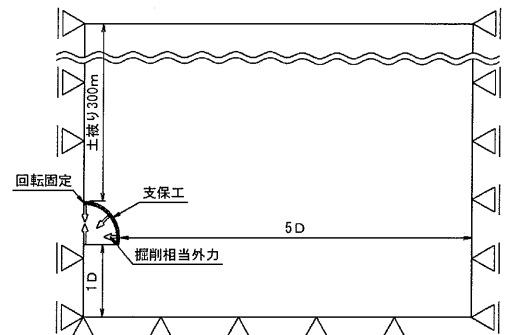


図-2 FEM での荷重算定モデル

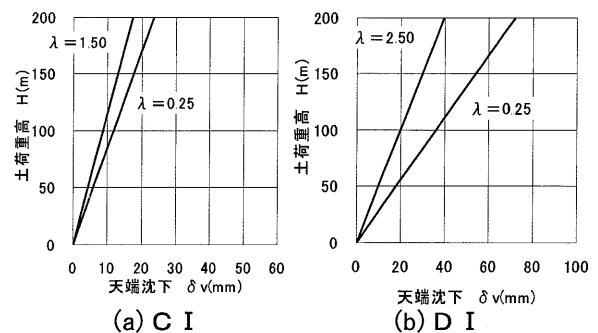


図-3 FEM 解析による算定荷重

3.2 荷重の算定結果

図-3 は、支保工打設後に作用する掘削相当外力（通常は初期応力の 60～70%の解放力）を荷重であると考え、支保工作用荷重を土荷重高さに換算したものと支保工発生変位の関係を示したものである。一般に用いられる支保工設置

後の応力解放率 60～70%は、土被り 300m のため、図-3 の土荷重高さでは 180m から 210m の範囲である。

図-3 によれば、同じ発生変位であっても支保パターンによって土荷重高さが異なり、実測で多かった CI での 10mm 以下、同 DI での 60mm 以下の天端沈下が支保工に発生する土荷重高さとしては、CI では 100m 程度、DI では 150m 程度以上となる。また、図-2 と同様の試算を土被り 200m として実施しても図-3 はほとんど変化がなく、同じ支保工発生変位に対する土荷重高さは変わらなかった。このことより現在の設計で行われているように、応力の解放率を土被りによらず一律とする方法は、問題があるものと考えられる。

次に、天端沈下に着目し、図-4に示す特性曲線法により支保内圧を算定する。この支保内圧は、擬似的に支保工に作用する荷重として考えることができる。結果を図-5に示す。これによれば、実測で多く認められた天端沈下 C I の 10mm 以下、D I の 60mm 以下に相当する土荷重高さとしては、C I では 2～5m 程度、D I では 40～120m 程度となる。図-4 特性曲線法

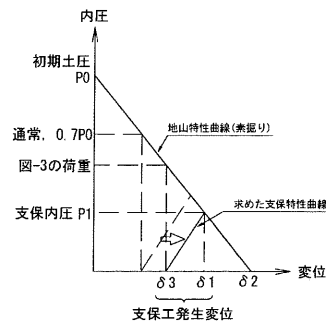


図-4 特性曲線法

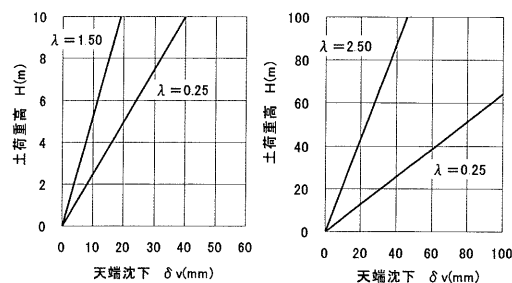
(a) C I (b) D I
図-5 支保内圧

表-1 解析モデルの概要

項目	モデル化
支保工	梁とし、剛性は吹付け、鋼アーチ支保工の合成値とした。 (吹付けの曲げを考慮し、弾性係数を岩材節時のものとした。) ※鋼アーチ支保工がない支保パターンを考慮し、吹付けも曲げに抵抗するものとした。吹付けの弾性係数は FEM 解析に準拠した。
地盤	地盤ばねとし、地盤反力係数は道路橋示方書の算定式を用いた。 地盤ばねは、支保工の法線と接線両方向に設置した。 (法線方向地盤ばね値は、法線方向の 1/3 とした。) ※法線方向の地盤ばねは、都市部山岳工法トンネル工工。シールドトンネルセグメントを参考に内空側変位に無効な非線形ばねとした。 ※接線方向の地盤ばねは、覆工と異なり防水シート等による接線方向の縁切り効果がないことを考慮し有効とした。法線方向地盤ばねとの比 1/3 は、開削トンネルでの考え方を参考とした。
支持条件	脚部を地盤ばね支点とした。 ※共下がり現象の再現性等を考慮した。
荷重形状	鉛直荷重を等分布 P_v 、水平荷重を等変分布荷重 P_h とした。 (天端高さで $P_h = k P_v$ 、 k は側圧係数とした。) ※簡便性とシールドトンネルでの考え方を参考とした。

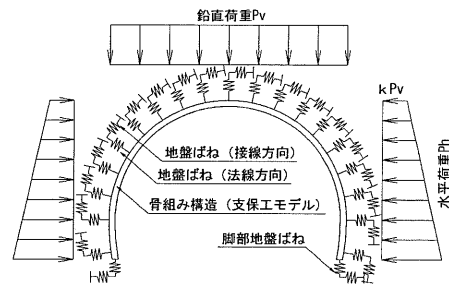


図-6 支保工の骨組み構造解析モデル

4. 骨組み構造解析による荷重

4.1 荷重の算定方法

支保工に骨組み構造解析を適用する場合のモデル化の考え方は現在定まったものがない。本研究では、骨組み構造解析でのモデルを表-1の考え方から、図-6に示すものに設定した。ここでは、図-6に示した解析モデルを用いて、現場計測より得られる変位量と解析により得られる変位量が一致する荷重を求めた。なお、骨組み構造解析は、トンネル内空側変位に無効な非線形地盤ばねを考慮しているため、一般に荷重と支保工変形は、完全な線形関係とはならない。そこで、荷重値の算定は、図-1に示す代表点（図中◇でプロット）での天端沈下、内空変位を用いた。なお、断面や支保パターン、地山物性値は FEM 解析と同一とした。

4.2 荷重の算定結果と FEM 解析との比較

算定された荷重値を図-7に示す。これらによると、実測で多く認められた天端沈下 C I の 10mm 以下、D I の 60mm 以下に相当する土荷重高さとしては、C I では 4m 程度、D I では 70m～120m 程度となる。

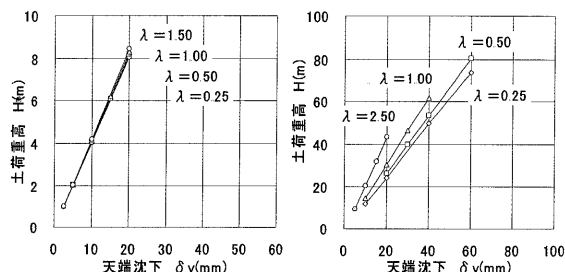
(a) C I (b) D I
図-7 骨組み構造解析による算定荷重

図-7の骨組み構造解析による算定荷重と、FEM 解析による図-3とを比較すると、骨組み構造解析によるものの方がかなり小さいことが分かる。これは、FEM 解析が支保工と地盤の両者が受け持つ荷重を考慮しているのに対し、骨組み構造解析ではトンネル内空側変位に対して地盤ばねが作用しないため、支保工のみに作用する荷重を考慮しているためであると考えられる。一方、図-7の骨組み構造解析での算定荷重と図-5の FEM 解析からの支保内圧は比較的一致している。これは、変位が内空側に発生することで地盤ばねが作用しない今回の骨組み構造解析のような場合には、支保内圧と骨組み構造解析における荷重が同じ意味を持つこととなることを表している。一方で、図-7の骨組み構造解析での算定荷重と図-5の FEM 解析からの支保内圧は、内空変位が小さくなるほど異なったものとなる傾向がある。これは、特性曲線法による支保内圧がある程度等方な荷重を前提としているためと考えられる。

5. まとめ

本研究では、FEM 解析と骨組み構造解析により、支保工に作用すると考えられる荷重を算定した。この結果、FEM 解析では、土被りによらず一定の解放率で考える方法では問題があること、特性曲線法により FEM 解析で算定される支保内圧は内空側へ変位する骨組み構造解析での荷重に近くなることが明らかになった。