

円筒殻理論に基づくトンネル支保圧について

Tunnel Support based on Cylindrical Shell Theory

北海道大学工学部土木工学科 ○学生員
北海道大学大学院工学研究科 フェロー
北海道開発土木研究所 正員
(株)ドーコン 正員

藤田佳彦(Yoshihiko Fujita)
三上 隆(Takashi Mikami)
佐藤 京(Takashi Sato)
小池明夫(Akio Koike)

1. はじめに

わが国のトンネル支保構造物の標準設計は、ヨーロッパの使用例を参考に改良が加えられてきたものであり、「吹付けコンクリート」、「ロックボルト」、「鋼アーチ支保工」、「コンクリート覆工」の各支保工を地山分類(地山特性)に応じて、これらを適宜組み合わせられて用いられるが、各支保工の役割分担まで踏み込んだ分析は行われていない。そのため、過去の支保構造データに基づく経験的な手法や施工中の計測によって設計を確定していくなど特殊な方法が用いられている。一方、近年の土地利用上の制限や環境問題および建設の経済性などの社会的ニーズによって、厳しい条件下における工事が増加している。このような条件のもとでは、経験に基づく判断だけでは対処が難しく、トンネル全体の安全性に影響を及ぼす支保設計は、地上の構造物のように解析的、定量的評価に基づいて行うことが望まれている。現在のところ、必要な支保規模を設定する代表的な方法として、トンネル変形量とトンネル壁面に作用する内圧との関係を示す「地山特性曲線」に支保工変形量と支保に作用する荷重(支保圧)との関係を示す「支保工特性曲線」を重ねる方法、いわゆる「地山特性曲線法」が用いられている。本研究では、円筒殻理論から求めた支保剛性と従来の方法で求めた支保剛性に基づく支保圧の比較を行う。

2. 解析モデルと理論式

2. 1 円筒殻理論に基づく支保剛性の誘導

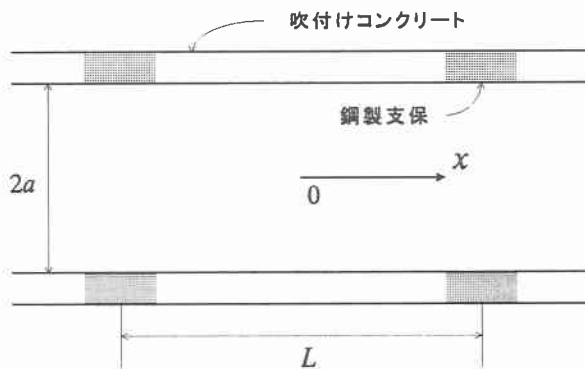


図-1 解析モデル

本研究では以下の仮定を用いる。

①地山は等方均質で、初期応力状態は静水圧状態にある

②トンネルの形状は円形とする

③鋼アーチ支保の建て込み間隔は一定である

吹付けコンクリートによる支保は長手(トンネル軸)方向に円筒シェルとしての強度を持つものとし、図-1に示すように等間隔 L に断面積 A_s 、弾性係数 E_s なるH型钢のアーチ支保で補強された半径 a の円筒殻が内圧 p_i を受ける場合について考える。

円筒シェルの曲げ理論(軸対称荷重の場合)を用いるものとする。吹付けコンクリート部分の基礎方程式は次のようになる。

$$\frac{d^4 w_c}{dx^4} + 4\beta^4 w_c = \frac{p_i}{K} \quad (1)$$

w_c は半径方向の変位である。

$$\beta = \sqrt[3]{3(1-\nu_c^2)/h_c^2 a^2} \quad (2)$$

$$K = E_c h_c^3 / 12(1-\nu_c^2) \quad (3)$$

E_c は吹付けコンクリートの弾性係数、 ν_c はポアソン比、 h_c は厚さである。

独立変数 x の原点を図-1に示すように中央にとると、式(1)の解は次のようになる。

$$w_c = A \cosh \beta x \cos \beta x + B \sinh \beta x \sin \beta x + \frac{p_i a^2}{E_c h_c} \quad (4)$$

ここで、 A 、 B は未定係数である。

鋼製支保に作用する荷重は、地山の圧力と隣接する円筒シェルからのせん断力 Q_x である。したがって、鋼製支保の半径方向の変位 w_s は次のようになる。

$$w_s = \frac{(p_i b - 2Q_x) a^2}{A_s E_s + E_c (b h_c - A_s)} \quad (5)$$

$$Q_x = -K \frac{d^3 w}{dx^3} \Big|_{x=\frac{L}{2}} \quad (6)$$

ここで、 b はH型钢製支保の幅であり、未定係数 A 、 B は以下の境界条件より求められる。

$$\frac{dw_c}{dx} \Big|_{x=\frac{L}{2}} = 0 \quad (7)$$

$$w_c \Big|_{x=\frac{L}{2}} = w_s \quad (8)$$

(7),(8)式から係数 A 、 B 以下のように得られる。

$$A = \frac{\cosh \beta \frac{L}{2} \sin \beta \frac{L}{2} + \sinh \beta \frac{L}{2} \cos \beta \frac{L}{2}}{I (\cosh \beta L - \cos \beta L) + \frac{1}{2} (\sinh \beta L + \sin \beta L)} F \quad (9)$$

$$B = \frac{\cosh \beta \frac{L}{2} \sin \beta \frac{L}{2} - \sinh \beta \frac{L}{2} \cos \beta \frac{L}{2}}{I (\cosh \beta L - \cos \beta L) + \frac{1}{2} (\sinh \beta L + \sin \beta L)} F \quad (10)$$

ここで、

$$I = \frac{E_c h_c^2 a \beta}{\{E_s A_s + E_c (b h_c - A_s)\} \sqrt{3(1-\nu_c^2)}} \quad (11)$$

$$F = \frac{p_i b a^2}{E_s A_s + E_c (b h_c - A_s)} - \frac{p_i a^2}{E_c h_c} \quad (12)$$

とする。吹付けコンクリート部分の半径方向の変位 w_c は式(9)、(10)と式(4)から求めることができる。

2. 2 支保圧

弾性地山内での変位 u_a と支保工の反力 p_i の関係(地山特性曲線)は次のようになる。

$$u_a = \frac{a(1+\nu)(p_o - p_i)}{E} \quad (13)$$

ここで, ν は地山のポアソン比, E は地山の弾性係数,

$$p_o = \gamma H \quad (14)$$

p_o は地山の圧力, γ は地山の単位体積重量, H は土かぶりである。

支保圧 p_i と支保変位 w_a の関係(支保工特性曲線)は次式のようになる。

$$p_i = k w_a \quad (15)$$

ここで, k は支保剛性を表す。

鋼製支保が掘削過程での壁面変位が $\alpha a(1+\nu)p_o/E$ のときに打設されたものとする。打設後の壁面変位量 $(u_a - \alpha a(1+\nu)p_o/E)$ は支保変位量 w_a に等しくなるから,

$$u_a = \alpha \frac{a(1+\nu)}{E} p_o + w_a \quad (16)$$

ここで, α は応力解放率である。

式(13),(15),(16)より,

$$p_i = \frac{ak(1+\nu)(1-\alpha)}{ak(1+\nu)+E} p_o \quad (17)$$

以下に従来の算定式から求めた支保剛性および円筒殻理論から求めた支保剛性を示す。従来の方法で求めた吹付けコンクリートと鋼製支保からなる支保剛性 k_s は,

$$k = k_s = \frac{h_c L E_c + E_s A_s}{a^2 L} \quad (18)$$

円筒殻理論から求めた鋼製支保工の位置($x=L/2$)での支保剛性 $k_{L/2}$ および支保間隔中央($x=0$)での支保剛性 k_0 は, 式(4)から,

$$k = k_{L/2} = \frac{p_i}{w_c|_{x=L/2}} \quad (19)$$

$$k = k_0 = \frac{p_i}{w_c|_{x=0}} \quad (20)$$

となる。

3. 数値計算例

数値計算に用いた基本的な諸元は, $a=500(\text{cm})$, $h_c=20(\text{cm})$, $L=100(\text{cm})$, $\nu=0.2$, $\nu_c=0.3$, $\alpha=0.3$,

$E=1.0 \times 10^4 (\text{kgf/cm}^2)$, $E_c=5.0 \times 10^4 (\text{kgf/cm}^2)$,

鋼製アーチ支保: $E_s=2.1 \times 10^6 (\text{kgf/cm}^2)$

$H=150$ [$A_s=39.65(\text{cm}^2)$, $b=15(\text{cm})$]である。

パラメータの影響を検討する時は, 注目したパラメータのみを変化させ, 他のパラメータは上記の諸元を用いるものとする。

図-2では吹付けコンクリートの弾性係数 E_c を $1.0 \times 10^4 \sim 1.0 \times 10^5$ まで変化させたときの吹付けコンクリートの弾性係数と支保圧の関係を示している。図より弾性係数が大きくなると支保圧も大きくなることがわかる。円筒殻理論から求めた鋼製支保工の位置での場合と支保間隔中央での場合において, 弾性係数が小さいときは支保圧に違いが見られるが, 弾性係数が大きくなるとほぼ同じ支保圧となっている。従来の方法の場合と円筒殻理論からの場合を比較すると, 従来の場合のほうが, 支保圧が大きくなっている。

図-3は支保の建て込み間隔 L を $80 \sim 200$ まで変化させたときの支保工の建て込み間隔と支保圧の関係を示している。支保の間隔が長くなるにつれて支保圧が減少して

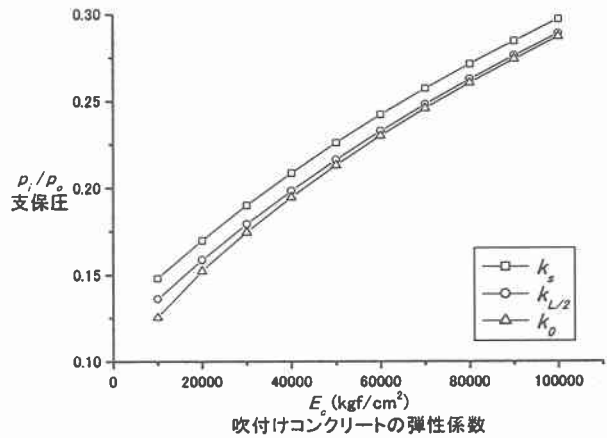


図-2 吹付けコンクリートの弾性係数と支保圧の関係

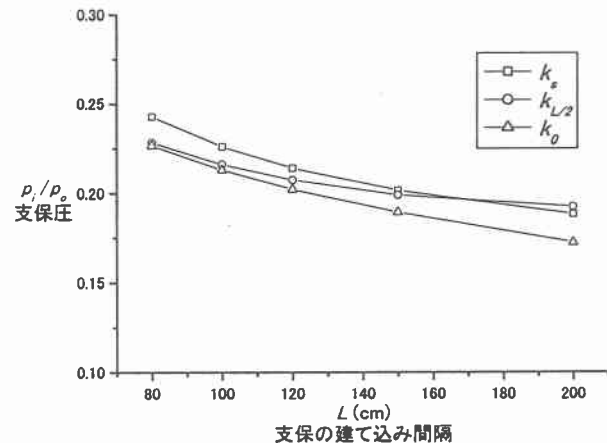


図-3 支保工の建て込み間隔と支保圧の関係

いる。建て込み間隔が $80(\text{cm})$ ときには, 円筒殻理論から求めた二つの場合はほぼ同じ支保圧であるが, 間隔が広くなるにつれて, 支保圧に差が生じてきている。

4. まとめ

本研究では, 吹付けコンクリートおよび鋼製アーチ支保工の支保圧を従来の方法から求めたものと円筒殻理論から求めたものを比較した。その結果, 従来の方法から求めた支保圧のほうが円筒殻理論から求めた支保圧よりも大きくなった。ただし, その差は最大で一割程度である。今後は, 塑性地盤の場合も検討する予定である。

参考文献

- 1) 三上隆, 佐藤京, 小池明夫, 蟹江俊仁: トンネルにおける吹付けコンクリートと鋼製アーチ支保の役割について, 平成 13 年度土木学会北海道支部論文報告集第 58 号, pp.100-101, 2002.
- 2) 福島啓一: わかりやすいトンネルの力学, 土木工学社, 1994.