構造工学論文集 Vol.56A（2010 年 3 月） 土木学会

吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の剛性を考慮した トンネル支保剛性の理論的検討

A theoretical study of stiffness of support of tunnel by taking into account shotcrete and steel arched support

大野孝*，三上隆**
Takashi Ohno, Takashi Mikami

*北海道大学大学院　博士後期課程　工学研究科北方圏環境政策工学専攻(〒 060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
**工博，北海道大学大学院　教授　工学研究科北方圏環境政策工学専攻(〒 060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

This paper presents a closed-form analytical equation for estimating the stiffness of the support of tunnel consisting of shotcrete and ribs. To this end, the tunnel is idealized as a perfectly cylindrical thin shell with two stiffening steel arched supports at ends. The equation is derived by using a cylindrical shell theory for shotcrete and by using a ring theory for steel arched supports. Several numerical examples are given to demonstrate the equation and to investigate the effects of various shell parameters including the thickness and radius on the stiffness of the support. The equation is useful for a better understanding of the characteristics of the stiffness of the support.

Key Words: stiffness of support of tunnel, steel arched support, shotcrete, , effective width, cylindrical shell theory
キーワード：トンネル支保剛性, 鋼アーチ支保工, 吹付けコンクリート, 有効幅, 円筒殻理論

1.　はじめに

山岳工法によるトンネルでは，吹付けコンクリート，ロックボルト，鋼アーチ支保工(鋼製支保工)を支保部材とするが，その支保工の役割，支保工設計については未だ議論が多い[1~5]．支保工の設計法としては，経験的な判断に基づく設計，及び力学的・定量的評価に基づく設計に概略大別され，前者の代表的なものには「地山分類に基づく設計」が，後者のそれとしては「特性曲線法に基づく設計」が挙げられる．

特性曲線法に基づく場合[5]は，トンネル壁面変位とトンネル壁面に作用する内圧との関係(初期応力が減少し，これにともないトンネルへ壁面変位が増加する)を表す「地山特性曲線」及び支保工変位(トンネルを掘削してから支保工の建て込み，吹付けコンクリートの施工に必要な時間内に生じる変形を考慮)と支保圧(支保工に作用する荷重)の関係を表す「支保工特性曲線」の 2 つの特性曲線を用いるが，本研究では後者の「支保工特性曲線」を対象にして，その傾き(支保剛性)の算定を取り扱っている．

本研究では，コンクリート覆工に先立って，トンネル掘削後に切羽近傍で用いられる吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工から成る支保剛性の理論的な検討を行ったものである．

従来の吹付けコンクリート及び鋼アーチ支保工による支保工から成る支保剛性算定式は，静水圧状に土圧が作用する円形トンネルの場合(トンネル問題で一番簡単な解析モデル)でさえ，それぞれ独立に，例えばリング(円筒)理論などを用いて求め，その結果，支保剛性はそれぞれの支保圧と変位の関係から得られる剛性の和として評価されるのが一般的である. しかしながら, この方法は, 非常に簡便で，かつ使い易いという利点がある一方で，必ずしも理論的な検討が十分でないため，吹付けコンクリート及び鋼アーチ支保工の役割分担を適切に説明できるもではない.

そこで本研究では, 吹付けコンクリートによる支保は, トンネル軸(長手)方向にはシェル構造としての機能が期待できることから，吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工のそれぞれの剛性(曲げ剛性と伸び剛性)の影響を考慮するために，吹付けコンクリートについては円筒殻理論

を，鋼アーチ支保工についてはリング理論を用いて，両者の剛性の影響を考慮の下に新たな支保剛性の算定式を導いた．なお，本論文の主な内容は以下である．

1) 従来の支保剛性算定式[1]は，その式中に現れる鋼アーチ支保工間隔 L を本論文で定義した“換算建て込み間隔 L^*”で置き換えればよいことを明らかにした．

2) L^* と実際の建て込み間隔 L との間の関係式 $L^*=\Phi L$ を提示し，“建て込み間隔係数” Φ を陽な形で示すとともに，L^* に与える各種パラメータの影響の検討を行った．

3) 鋼アーチ支保工のトンネル支保剛性に与える影響･効果を明らかにするために，応力問題で用いられる有効幅の概念[7]を導入した．

2. 吹付けコンクリート及び鋼アーチ支保工の剛性を考慮した支保工特性曲線(支保剛性)

本研究では以下のような仮定を用いる．

①地山は等方等質で, 初期応力状態は静水圧状態にある．

②トンネル形状は円形とし, 鋼アーチ支保工には H 形鋼を採用する．また，鋼アーチ支保の建て込み間隔は一定とする．

③吹付けコンクリート部分の挙動は薄肉円筒殻理論，鋼アーチ支保工の挙動は薄肉リング理論により記述できるものとする．

図－1(a)に示すように，吹付けコンクリート部分の両側に長さ L の等間隔に設置される鋼アーチ支保工を有し, 一定の支保内圧 p_r が作用する場合を考える．今，着目する鋼アーチ支保工区間の変形状態は，その前後の区間でも同様であり，変形は支保工区間の中央に関して対称なので，吹付けコンクリート部分の長手方向座標 x の原点を鋼アーチ支保工間の中央にとる(図－1(b))．

2.1 吹き付けコンクリートの定式化

吹付けコンクリート部分の挙動は，薄肉円筒殻理論[6]により記述できるものとすれば，基礎微分方程式は次式となる．

$$\frac{d^4 w_c}{dx^4}+4\beta^4 w_c=\frac{p_r}{D_c} \tag{1}$$

ただし，$\beta^4=3(1-\nu_c^2)/(Rh_c)^2$，曲げ剛性 $D_c=E_c h_c^3/\{12(1-\nu_c^2)\}$ であり，w_c=半径方向変位(外向きを正)，ν_c=ポアソン比，E_c=吹付けコンクリートの弾性係数，h_c=吹付けコンクリートの厚さ，R=半径である．

式(1)の特解 w_p は次式となる．

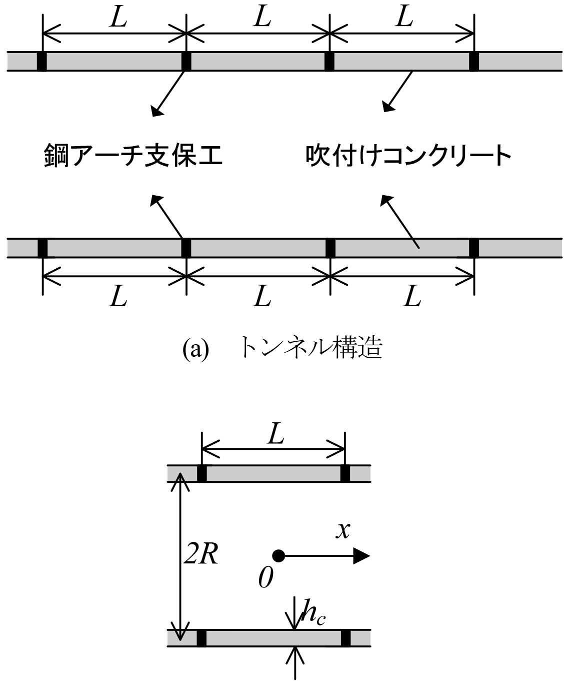
$$w_p=p_r R^2/(E_c h_c) \tag{2.a}$$

式(1)の余解 w_h は，x につき偶関数で与えられるので次式となる．

$$w_h=C_1\cosh\beta x\cos\beta x+C_2\sinh\beta x\sin\beta x \tag{2.b}$$

ここで，C_1 と C_2 は未定係数である．したがって，式(1)の一般解 w_c は，次式となる．

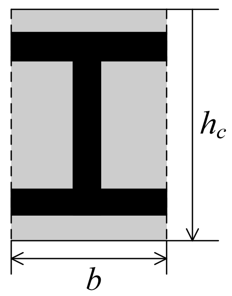
$$w_c=C_1\cosh\beta x\cos\beta x+C_2\sinh\beta x\sin\beta x+p_r R^2/(E_c h_c) \tag{3}$$



(a) トンネル構造

(b) 解析モデル

図－1 本研究で対象とするトンネルとその解析モデル



図－2 鋼アーチ支保工のモデル化

2.2 鋼アーチ支保工の定式化

鋼アーチ支保工位置における挙動はリング理論を用いて表す．ただし，鋼アーチ支保工(H 形鋼，フランジ幅=b)は，図－2 に示すように，吹付けコンクリートに埋め込まれた場合を考える．

鋼アーチ支保工位置における円周方向の軸力 N_θ^*は，断面積 A_s, 弾性係数 E_s の鋼アーチ支保工及び断面積 A_c^*，弾性係数 E_c の吹付けコンクリートで分担するものとし，また鋼アーチ支保工位置における半径方向変位を w^* とすれば，円周方向ひずみは w^*/R と表されるので，円周方向軸力 N_θ^*は次式となる．

$$N_\theta{}^*=\frac{A_s E_s(1+\delta)w^*}{R} \tag{4}$$

ここで，δ は鋼アーチ支保工位置における吹付けコンクリート部分の伸び剛性と鋼アーチ支保工の伸び剛性の比である．

$$\delta = \frac{A_c^* E_c}{A_s E_s} \tag{5.a}$$

なお，鋼アーチ支保工の存在によって，その周りのコンクリートの吹付けが容易ではない場合を考えられるが，ここではその状況を δ=0 で表すことになる．ただし，

$$A_c^* = bh_c - A_s \tag{5.b}$$

さて，鋼アーチ支保工に作用する荷重は，鋼アーチ支保工に隣接する吹付けコンクリート部分から伝達されるせん断力 $Q_x(L/2)$と $Q_x(-L/2)$である．ただし，$Q_x(L/2)= -Q_x(-L/2)$の関係があるので，図－1 に示す $x=\pm L/2$ の位置において，鋼アーチ支保工に作用する合力 $2Q_x(L/2)$による軸力 N_θ^*は次式となる．

$$N_\theta^* = 2Q_x(L/2)R \tag{6}$$

ここで，式(4)と式(6)を等値すれば，鋼アーチ支保工位置における半径方向変位 w^*は次式となる．

$$w^* = \frac{2Q_x(L/2)R^2}{E_s A_s (1+\delta)} \tag{7}$$

ただし，$Q_x(L/2)$は，$Q_x=D_c d^3 w_c/dx^3$ の関係式より得られ，式(3)を用いれば次式となる．

$$Q_x(L/2) = -2D_c\beta^3\{(\cosh\alpha\sin\alpha+\sinh\alpha\cos\alpha)C_1 - (\sinh\alpha\cos\alpha-\cosh\alpha\sin\alpha)C_2\} \tag{8}$$

ここで，

$$\alpha = \beta L/2 = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu_c^{\,2})}L}{2\sqrt{Rh_c}} \tag{9}$$

2.3　支保工特性曲線及び支保剛性の導出

式(3)に現れる未定係数 C_1 と C_2は，次の二つの条件より定められる．

$$x=L/2 : w_c(x) = w^* \tag{10.a}$$

$$x=L/2 : \theta(x) = dw_c(x)/dx = 0 \tag{10.b}$$

なお，式(10.b)は，式(3)を用いれば次式で表される．

$$\theta(L/2) = \beta(\sinh\alpha\cos\alpha-\cosh\alpha\sin\alpha)C_1 + \beta(\cosh\alpha\sin\alpha+\sinh\alpha\cos\alpha)C_2 \tag{11}$$

ここで, 式(10)の条件より求められた C_1 と C_2 を示せば以下となる．

$$C_1 = -\frac{(\cosh\alpha\sin\alpha+\sinh\alpha\cos\alpha)\{p_r R^2/(E_c h_c)\}}{Det} \tag{12.a}$$

$$C_2 = -\frac{(\cosh\alpha\sin\alpha-\sinh\alpha\cos\alpha)\{p_r R^2/(E_c h_c)\}}{Det} \tag{12.b}$$

ここで，Det は次式である．

$$Det = \cosh\alpha\sinh\alpha+\cos\alpha\sin\alpha+\frac{\lambda(\cosh^2\alpha-\cos^2\alpha)}{\alpha(1+\delta)} \tag{13}$$

ただし，λ は次式で与えられる．

$$\lambda = \frac{E_c h_c L}{E_s A_s} \tag{14}$$

吹付けコンクリート部分の半径方向変位 $w_c(x)$は, 式(3)と式(12)より，以下となる．

$$w_c(x) = \frac{p_r R^2}{E_c h_c}\left(1+\frac{f(x)}{Det}\right) \tag{15}$$

ここで，関数 $f(x)$は以下となる．

$$f(x) = (\sinh\alpha\cos\alpha-\cosh\alpha\sin\alpha)\sinh\beta x\sin\beta x - (\sinh\alpha\cos\alpha+\cosh\alpha\sin\alpha)\cosh\beta x\cos\beta x \tag{16}$$

式(15)を支保圧 p_r について解けば支保工特性曲線として次式が得られる．

$$p_r = \frac{kw_c}{R} \tag{17}$$

ここで，k は吹付けコンクリート及び鋼アーチ支保工の剛性を考慮した支保剛性であり，次式となる．

$$k = \frac{E_c h_c/R}{1+f(x)/Det} \tag{18}$$

なお，$f(x)$の表示式(18)及び Det の表示式(13)から分かるように，吹付けコンクリート及び鋼アーチ支保工の剛性を考えた場合の支保剛性を特徴付ける定量的指標は，式(5.a)の δ，式(9)の α 及び式(14)の λ である．

2.4　特別な条件下における x=0 及び $x=L/2$ における支保剛性

式(5)で与えられる δ が δ=0 の場合(鋼アーチ支保工周りに吹付けコンクリートの充填が無い)について, 鋼アーチ支保工の建て込み間隔 L の影響を調べてみる. すなわち，式(9)の α の表示式に現れる $L/\sqrt{Rh_c}$ が小で，$\alpha\to 0$ とみなせる場合について，x=0(鋼アーチ支保工設置間の中央位置) と $x=L/2$(鋼アーチ支保工位置)における支保剛性式を式(18)を用いて算出してみる．

ここで準備として, x=0 と $x=L/2$ における $f(x)$の値を求めておく．式(16)より，

$$f(0) = -(\sinh\alpha\cos\alpha+\cosh\alpha\sin\alpha) \tag{19.a}$$

$$f(L/2) = -(\sinh\alpha\cosh\alpha+\cos\alpha\sin\alpha) \tag{19.b}$$

さらに, 式(13)及び式(19)に現れる三角関数と双曲線関数は，次のべき級数で表すことにする．

$$\sin\alpha \fallingdotseq \alpha-\alpha^3/6,\quad \cos\alpha \fallingdotseq 1-\alpha^2/2 \tag{20.a}$$

$$\sinh\alpha \fallingdotseq \alpha+\alpha^3/6,\quad \cosh\alpha \fallingdotseq 1+\alpha^2/2 \tag{20.b}$$

式(18)において $g(x)=(1+f(x)/Det)^{-1}$ と表し，式(20.a)及び(20.b)を用いて $g(0)$と $g(L/2)$を整理すると以下となる．

$$g(0) = \frac{2\lambda+2+\alpha^4/6}{2\lambda+\alpha^4/3} \tag{21.a}$$

$$g(L/2) = \frac{2\lambda+2+\alpha^4/6}{2\lambda} \tag{21.b}$$

したがって，式(18)で与えられる支保剛性は，式(21.a)及び(21.b)において $\alpha\to 0$ とおけば次のようになる．

$$k(0) = k(L/2) = \frac{E_c h_c}{R}+\frac{E_s A_s}{RL} \tag{22}$$

式(22)は，後述する従来の考え方による支保剛性の結果と同じである．このように，吹付けコンクリートと鋼アーチ支保工の剛性を考慮して導出した支保剛性は，$L/\sqrt{Rh_c}$ が小で，$\alpha\to 0$ 及び δ=0 の条件の下で，従来の支保剛性と同じになる．

3.　支保工に関する幾つかの考察

3.1　従来の考え方による支保剛性 [1)]

吹付けコンクリートによる支保圧 p_c と変位 w_c の関係，及び鋼アーチ支保工による支保圧 p_s と変位 w_s の関係は，薄肉リング理論によれば，それぞれ以下のように与えられる．

吹付けコンクリートに対して：

$$p_c = \frac{k_c^* w_c}{R} \tag{23.a}$$

ここに，k_c^*は吹付けコンクリートによる支保剛性で以下となる．

$$k_c^* = \frac{E_c h_c}{R} \tag{23.b}$$

鋼アーチ支保工に対して：

$$p_s = \frac{k_s^* w_s}{R} \tag{24.a}$$

ここに，k_s^*は鋼アーチ支保工の支保剛性で以下となる．

$$k_s^* = \frac{E_s A_s}{RL} \tag{24.b}$$

k_s^*は，リング剛性 E_sA_s/R を支保工間隔 L で除しており，均等化･平均化されたものと考えることができる．また，(A_s/L)は単位長さ当たりの断面積を表すことになる．

なお，$w_c=w_s=w$ として，各支保圧の和 p_r をとれば次式となる．

$$p_r = \frac{k^* w}{R} \tag{25}$$

ここで，支保剛性 k^*は次式で与えられる．

$$k = \frac{E_c h_c}{R} + \frac{E_s A_s}{RL} \tag{26}$$

なお，上式は $\alpha\to 0$ 及び $\delta\to 0$ として求めた式(22)と同じ式である．

3.2　鋼アーチ支保工位置における本算定式による支保剛性

式(18)おいて $x=L/2$ とおけば，鋼アーチ支保工位置における支保剛性 $k=k(L/2)$は，式(26)に類似な表示式で整理され，コンクリート部分の剛性及び鋼アーチ支保工部分の剛性の和として以下のように表される．

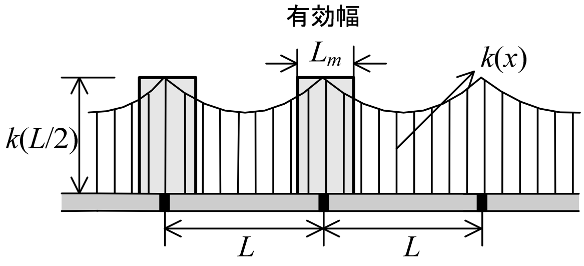
$$k(L/2) = \frac{E_c h_c}{R} + \frac{E_s A_s}{RL^*} \tag{27}$$

上式の右辺第一項は式(23.b)で与えられた吹付けコンクリート部分の剛性を，右辺第二項は式(24.b)に類似なものであり，鋼アーチ支保工部分の剛性と理解できる．改めて，右辺第二項を次式で表す．

$$k_s = \frac{E_s A_s}{RL^*} \tag{28}$$

ここで，L^*は次式である．

$$L^* = \Phi L \tag{29}$$



図−3　有効幅の定義

ただし，Φ は以下で与えられる．

$$\Phi = \frac{\left(\cosh^2\alpha - \cos^2\alpha\right)}{\alpha(1+\delta)(\sinh\alpha\cosh\alpha + \cos\alpha\sin\alpha)} \tag{30}$$

式(29)から明らかなように，L^*は吹付けコンクリート部分と鋼アーチ支保工の剛性を考慮した場合の鋼アーチ支保工の見かけの建て込み間隔(以下，換算建て込み間と呼ぶ)と解釈できる．また，式(29)は，L^*と実際の建て込み間隔 L との間の関係を表すもので，ここでは Φ を建て込み間隔係数と呼ぶことにする．

なお，従来の算定式(26)は，式中の L を式(29)の L^*に置き換えた場合に相当することが分かる．さらに，鋼アーチ支保工部分の剛性(式(28))と鋼アーチ支保工位置における支保剛性(式(27))の比 k_s/k は次式となる．

$$k_s/k = \frac{1}{1+\lambda\Phi} \tag{31}$$

ただし，λ は式(14)で与えられる．

式(24.b)に現れる(A_s/L)は単位長さ当たりの断面積を表すことになるが，式(28)では見かけの単位長さ当たりの断面積は(A_s/L^*)でとなる．したがって，単位長さ当たりの断面積の間の関係式は次式となる．

$$\left(A_s/L^*\right) = \frac{\left(A_s/L\right)}{\Phi} \tag{32}$$

3.3　鋼アーチ支保工の有効幅

後の数値計算で示すように，鋼アーチ支保工位置の支保剛性 $k(L/2)$は，吹付けコンクリート部分のそれより大きい．

ここでは，平板に補強材等が結合された応力問題の解析でしばしば用いられる有効幅の概念[7)]を用いて，鋼アーチ支保工位置の支保剛性 $k(L/2)$の検討を試みる．

図−3 に示すように，鋼アーチ支保工位置の支保剛性 $k(L/2)$で以て，鋼アーチ支保工位置の前後で同じ支保剛性になるものと考えると，有効幅 L_m は次式で定義できる．

$$L_m k(L/2) = 2\int_0^{L/2} k\,dx \tag{33}$$

ここで，$k(L/2)$は式(27)で与えられ，また被積分関数 k は式(18)で与えられる．なお，式(33)の積分にはガウス求積法[8)]を用いた．

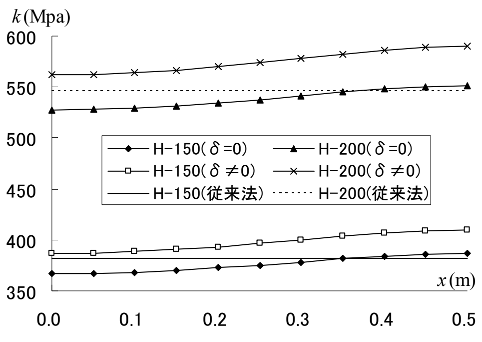
4. 数値計算例

以下の数値計算では，鋼アーチ支保工にはＨ形鋼を用い，吹付けコンクリート厚さ h_c(m)と鋼アーチ支保工の種別の組み合わせを固定し，ここでは，(h_c, Ｈ形鋼) =(0.15, H－125)，(0.2，H－150)，(0.25，H－200)，(0.3，H－250)とした．また，吹付けコンクリートのポアソン比は v_c=0.2 とし，鋼アーチ支保工の弾性係数 E_s は E_s= 206 GPa(GPa=10^3N/mm^2)とする．

支保剛性に与える影響の検討に用いたパラメータは，トンネル径 R，鋼アーチ支保工間隔 L 及び吹付けコンクリート弾性係数 E_c であり，表－1 のようにそれらの値を設定した．数値例で，特定のパラメータの影響を調べるときには，表－1 の範囲内で変化させ，他のパラメータについては表－1 の基準値を用い，また吹付けコンクリート厚さと鋼アーチ支保工の種別の組み合わせとしては，(h_c, Ｈ形鋼)=(0.2，H－150)を用いた．なお，吹付けコンクリートの弾性係数 E_c は，若材令時から硬化時における影響を検討するために範囲を設定したが，その基準値は土屋の研究[9]を参考に定めた．

4.1 従来法と本算定式による支保剛性の比較

図－4 は，支保剛性 $k(x)$の x 方向の分布形状を(h_c, H 形鋼) =(0.2，H－150)，(0.25，H－200)の場合について求め，従来法の結果(k^*)とともに示したものである．横軸で x=L/2=0.5 は鋼アーチ支保工設置位置を，x=0 は吹付けコンクリート部分中央を表す．図より明らかなように，鋼アーチ支保工の規模が同じ場合には，本算定法の結果は $k(0)<k(0.5)$となり鋼アーチ支保工設置位置の剛性が大きい．また，H 形鋼の周りが完全に吹付けられた結果($\delta\neq$0)は，そうでない場合(δ=0)よりも大きい(H－150 で 6%，H－200 で 7%)．



図－4　支保剛性の分布状況

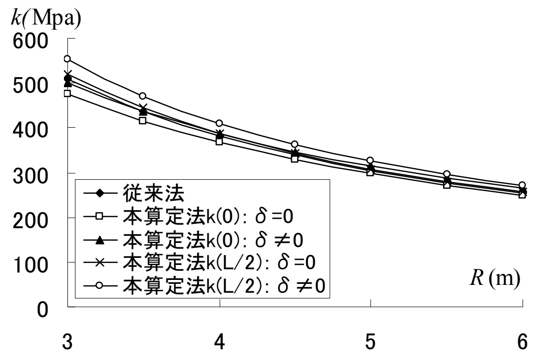
表－1　解析に用いたパラメータとその基準値

解析パラメータ	解析の範囲	基準値
R(m)	3~6	4
L(m)	0.7~1.5	1
E_c(MPa)	(1.0~10.0)×10^3	3.5×10^3

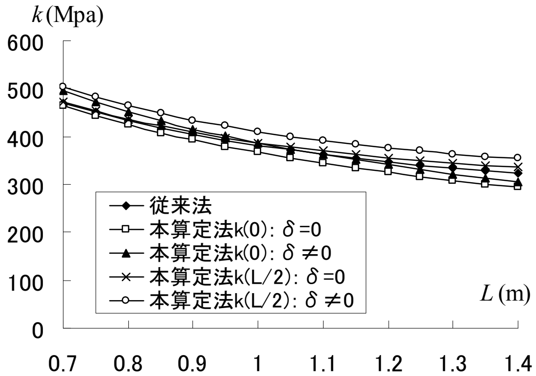
MPa= N/mm^2

表－2　従来法と本算定法による支保剛性の数値的比較

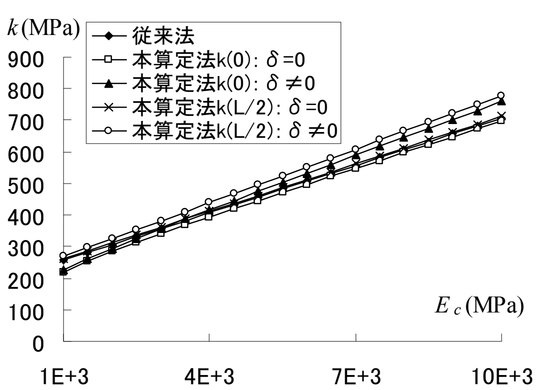
(h_c,H 形鋼) h_c (m)	従来法(MPa) k^*	本算定法(MPa) $k(0)$	$k(L/2)$
(0.15,H-125)	287	268	294
		279	309
(0.20,H-150)	382	367	387
		387	410
(0.25,H-200)	546	528	551
		562	590
(0.30,H-250)	737	716	742
		768	801



(a)　半径 R の影響



(b)　鋼アーチ支保工間隔 L の影響



(c)　弾性係数 E_c の影響

図－5　各種パラメータの支保剛性 $k(0)$及び $k(L/2)$に与える影響

従来法の結果 k^*と $\delta\neq0$ の本算定法の結果との差が大きくなるのは，H 形鋼の規模が大きい場合は $x=L/2$ の位置で，同様に $\delta=0$ のときは，H 形鋼の規模が小さい場合は $x=0$ の位置である．

表－2 は，4 ケースの(h_c，H 形鋼)について，従来法及び本算定法による支保剛性の数値的比較を示したものである．なお，本算定法の欄における各ブロック内の数値で，上段の数値は $\delta=0$ の結果を，下段のそれは $\delta\neq0$ の結果である．本算定法による $\delta=0$ と $\delta\neq0$ の結果及び従来法と本算定法の差の傾向は，図－5 と同様である．なお，本算定法の結果は，最大で約 10%程度，従来法のそれより大きめの結果を与える． 以下では，本算定法の結果のみを示すことにする．

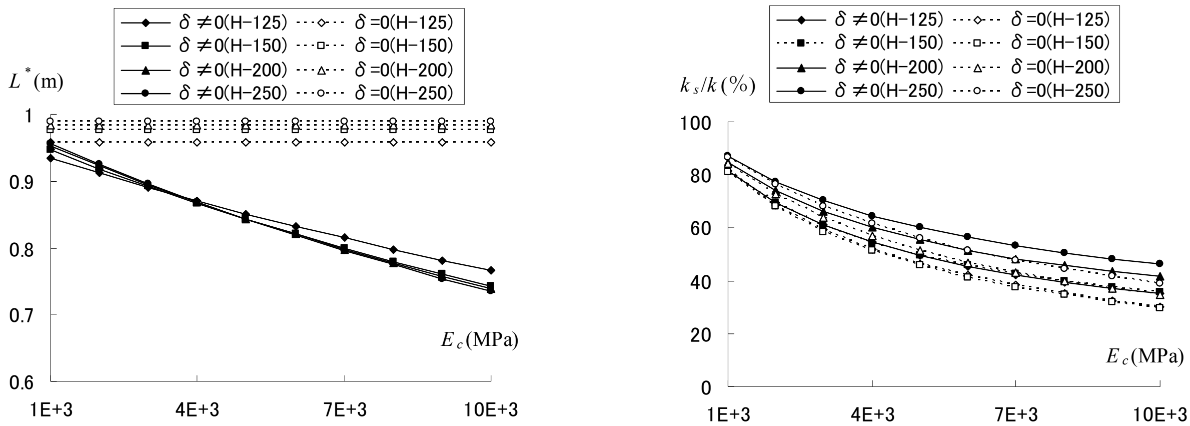
4.2　各種パラメータの支保剛性 $k(0)$及び $k(L/2)$に与える影響

ここでは，トンネル径 R，鋼アーチ支保工間隔 L 及び吹付けコンクリート弾性係数 E_c の支保剛性 $k(0)$，$k(L/2)$に与える影響を図－5(a)~(c)に示す．なお，各図において，縦軸は支保剛性，横軸は各種パラメータ(R,L,E_c)である．

図－5(a)は半径 R の影響をみたものである．支保剛性は，式(28)から明らかなように，R の増加とともに双曲線的に単調減少し，その変化率は R の小さい範囲で著しい．

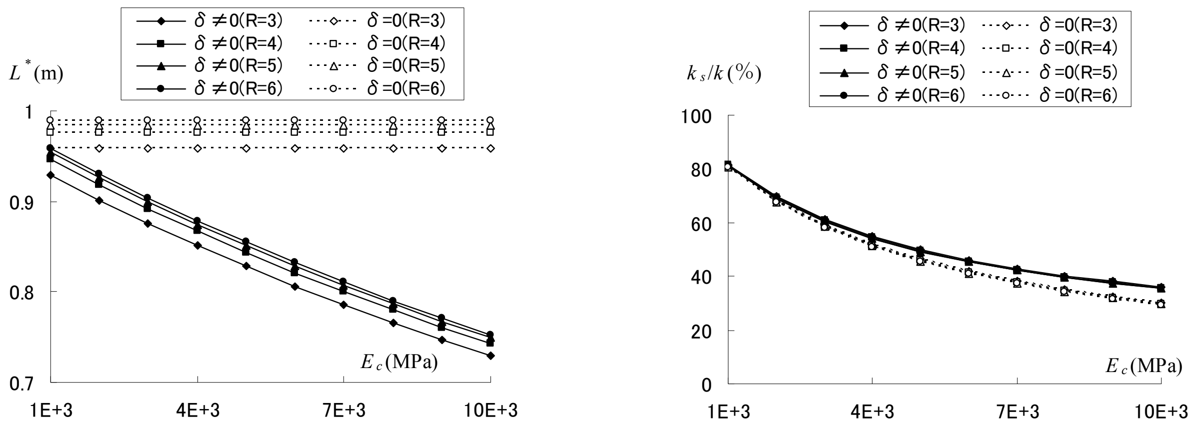
図－5(b)は鋼アーチ支保工間隔 L の影響をみたものである．支保剛性は，鋼アーチ支保工間隔 L の増加につれて単調に減少している．ここで，$k(L/2)$の評価式(28)を用いて検討を加えてみる．この計算例における支保剛性は吹付けコンクリート部分の剛性 E_ch_c/R=175(MPa)に，鋼アーチ支保工分の剛性 $E_sA_s/(RL^*)$が加わることになるが，この剛性は L の増加(換算建て込み間隔 L^*の増加)とともに減少する．参考のために，L=0.75，1.0，1.5(m)に対する L^*を示せば，L^*=0.67，0.88，1.21(m)である．なおこの計算例では，吹付けコンクリート部分の剛性は E_ch_c/R=175(MPa)と一定であるので，L の小さいときの支保剛性は，鋼アーチ支保工の寄与が大きいことも分かる．

図－5(c)は，吹付けコンクリートの弾性係数 E_c を変化させ，若材令時から硬化時までの支保剛性に与える影響をみたものである．支保剛性は，弾性係数 E_c の増加とと



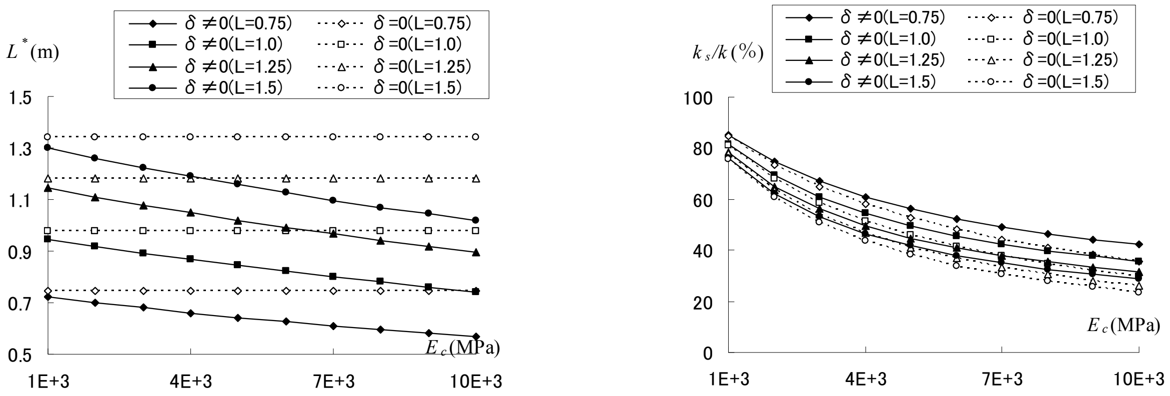
(a)　L^*について　　　(b)　k_s/k について

図－6　吹付けコンクリート厚さと H 形鋼の組み合わせ(h_c，H 形鋼)の換算建て込み間隔 L^*及び鋼アーチ支保工の剛性分担比 k_s/k に与える影響



(a)　L^*について　　　(b)　k_s/k について

図－7　トンネル半径 R の換算建て込み間隔 L^*及び鋼アーチ支保工の剛性分担比 k_s/k に与える影響



(a)　L^*について　　　　(b)　k_s/k について

図－8　鋼アーチ支保工間隔 L の換算建て込み間隔 L^* 及び鋼アーチ支保工の剛性分担比 k_s/k に与える影響

もに，ほぼ直線的に増加している．ここでも $k(L/2)$の評価式(28)を用いて検討を加えてみる．式(28)に現れる換算建て込み間隔 L^* も E_c の値とともに変化するが，例えば，E_c=1000，3500，7000，10000(MPa)に対しては，L^*=0.95，0.88，0.80，0.74(m)のように，E_c の増加とともに減少する．したがって，式(28)から明らかなように，吹付けコンクリート部分の剛性と鋼アーチ支保工部分の剛性は E_c の増加とともに大きくなることになる．

4.3　各種パラメータの鋼アーチ支保工の換算建て込み間隔 L^* 及び剛性分担比 k_s/k に与える影響

図－6(a)，(b)～図－8(a)，(b)は，それぞれ吹付けコンクリート厚さと H 形鋼の組み合わせ(h_c，H 形鋼)，トンネル径 R 及び鋼アーチ支保工間隔 L について，鋼アーチ支保工の換算建て込み間隔 L^*(式(29))と鋼アーチ支保工の剛性分担比 k_s/k(式(31))に与える影響を示したものである．なお各図において，横軸には吹付けコンクリートの弾性係数 E_c (1.0×10^3MPa～10.0×10^3MPa)をとり，図(a)には換算建て込み間隔 L^*の結果を，図(b)には剛性分担比 k_s/k の結果を整理した．ここで用いた計算諸元の範囲内であるが，以上の結果より以下の点を指摘できる．

①鋼アーチ支保工の換算建て込み間隔 L^*は，鋼アーチ支保工周りの吹付けコンクリートの充填状況を表すパラメータ $\delta(=A_c^*E_c/(A_sE_s))$の影響を大きく受ける．$L^*$の値は常に $L^*<L$ であるが，$\delta=0$(充填されていない)の場合では弾性係数 E_cの値によらず一定値をとり，$\delta\neq0$ では弾性係数 E_c の値の増加とともに(吹付けコンクリートの硬化)に単調に減少している．なお，$L^*<L$ となることは，式(22)および式(27)より明らかなように，従来理論の結果は本算定法の結果に比べ常に小さめの評価を行うこと，また $\delta\neq0$ の結果は弾性係数 E_c の値の増加とともに，鋼アーチ支保工による剛性が大きくなることを意味している．

②鋼アーチ支保工の剛性分担比 k_s/k は，δ の条件によらず弾性係数 E_c の値の増加とともに単調に減少している．しかし，$\delta\neq0$ の剛性分担比 k_s/k は $\delta=0$ のそれより大きく，その傾向は弾性係数 E_c の値が大きいときに明確になる．

③鋼アーチ支保工の剛性への寄与は，弾性係数 E_c の値の小さいときに顕著であり($\delta\neq0$，$E_c<1.0\times10^3$MPa で k_s/k >50%)，E_c の値が大きくなるにつれて吹付けコンクリート部分の剛性の寄与が大きくなる．

なお充填の有無の影響は，鋼アーチ支保工部分の剛性 k_s(式(28))及び鋼アーチ支保工の換算建て込み間隔 L^*(式(29))に影響を与えるが，その詳細は付録を参照されたい．

4.4　各種パラメータの鋼アーチ支保工の有効幅 L_m に与える影響

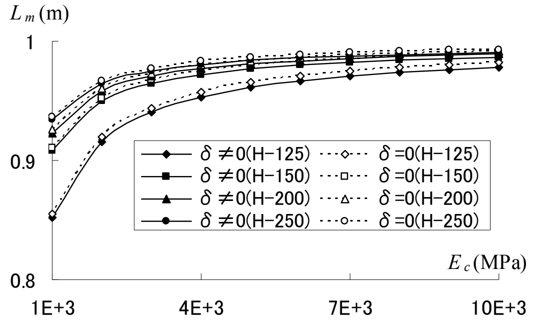
図－9(a)，(b)及び(c)は，それぞれ吹付けコンクリート厚さと H 形鋼の組み合わせ(h_c，H 形鋼)，トンネル径 R 及び鋼アーチ支保工間隔 L の鋼アーチ支保工の有効幅 L_m に与える影響を，横軸に吹付けコンクリートの弾性係数 E_c(1.0×10^3MPa～10.0×10^3MPa)を取り示したものである．ここで用いた計算諸元の範囲内であるが，各図より以下のようなことが分かる．

①いずれのパラメータに対して，有効幅 L_m は吹付けコンクリートの弾性係数 E_c の増加とともに単調に増加するが，その変化率は弾性係数 E_c の小さいときに大きく，弾性係数 E_c の増加とともに一定値をとる．言い換えれば，鋼アーチ支保工の効果は，吹付けコンクリートの硬化とともに発揮される．

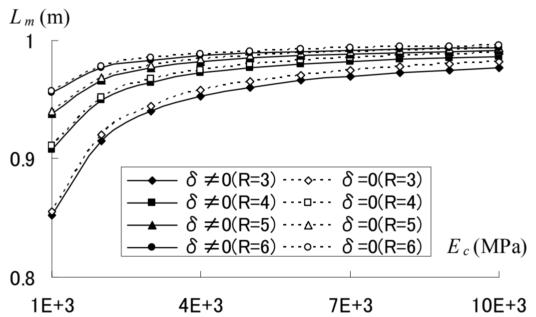
②$\delta=0$ の場合の有効幅 L_m は，$\delta\neq0$ のそれの結果より大きいが，その差は僅かである．

③鋼製アーチ支保工間隔 L が一定の場合，有効幅 L_m が大きくなるのは，支保規模が大きい場合，半径が大きい場合である．

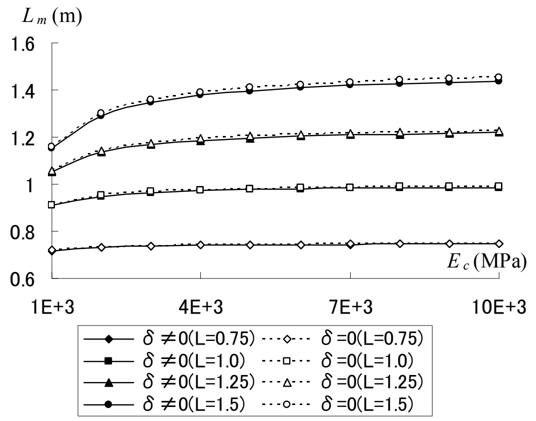
④鋼製アーチ支保工間隔 L の値が小さければ，弾性係数 E_c の値が小さくても，L_m/L≒1 の関係が成立する．例えば，E_c(MPa)= 1.0×10^3～10.0×10^3 に対して，L=0.75m の場合は L_m/L=0.96～0.99，L=1.5m の場合は L_m=0.76～0.97 である．



(a) (h_c,H 形鋼)の影響



(b) 鋼アーチ支保工間隔 L の影響



(c) 弾性係数 E_c の影響

図－9 各種パラメータの有効幅 L_m に与える影響

5. まとめ

本研究では，トンネル支保の設計において，これまで報告例がみられない鋼アーチ支保工の役割に着目し，吹付けコンクリート部分の挙動は薄肉円筒殻理論で，鋼アーチ支保工の挙動は薄肉リング理論を用いて表し，両者の剛性を考慮したトンネル支保剛性の解析的・理論的な算定式を導出したものである．

得られた主な結果は以下である．

1)鋼アーチ支保工位置の支保剛性 $k(L/2)$は，従来の算定式と同形の次式で与えられる．

$$k(L/2)=\frac{E_c h_c}{R}+\frac{E_s A_s}{RL^*} \tag{a}$$

ここで，L^*は本研究で導入された換算建て込み間隔(見かけの建て込み間隔)で，実際の建て込み間隔 L との間には次の関係が成立する．

$$L^*=\Phi L \tag{b}$$

ただし，建て込み間隔係数 Φ は以下となる．

$$\Phi=\frac{\left(\cosh^2\alpha-\cos^2\alpha\right)}{\alpha(1+\delta)\left(\sinh\alpha\cosh\alpha+\cos\alpha\sin\alpha\right)} \tag{c}$$

2)従来の算定式は，式(a)において Φ=1 の場合に相当する．本研究での数値例が示すように，トンネル支保においては常に $L^*<L$，すなわち $\Phi<1$ であることから，従来の算定法の結果は，本算定式(a)のそれより過小の評価をする．しかし，ここで用いた計算諸元の範囲内であれば，その相違は最大で 10%程度の差であり，従来法を実用上，十分使用可能と判断できる．なお，この誤差の程度は，従来明確でなかった支保剛性式が式(a)のように導出されて明らかになったものである．

3)本研究で導いた任意位置の支保剛性 $k(x)$の算定式(22)は，$L/\sqrt{Rh_c}$ が小で，α(式(9))→0 及び δ(式(5))=0 の特別な条件下で，従来の支保剛性算定式となる．

4)トンネル支保剛性に与える鋼アーチ支保工の効果・影響を明確にするために，応力問題で用いられる有効幅の概念を導入し，式(33)で定義した．

5)提示した鋼アーチ支保工位置の支保剛性式は，支保剛性を支配するパラメータのみで表されているので，特性を理論的に理解するにも有益である．同様に，有効幅は鋼アーチ支保工の役割等を定量的に理解する上にも有効である．

なお本研究(支保剛性評価式)では，吹付けコンクリート部分の挙動及び鋼アーチ支保工の挙動を，それぞれ薄肉円筒殻理論及び薄肉リング理論で記述したが，支保剛性評価式(a)の適用範囲を明確にするために今後は，修正円筒殻理論及び厚肉リング理論を用いた検討を試みる予定である．

付録

式(30)において，δ=0 の Φ の値を Φ_0 で表し，そのときの鋼アーチ支保工の換算建て込み間隔 L^*を L_0^*及び鋼アーチ支保工部分の剛性を $k_s(0)$と表すことにする．ここで，$\delta\neq 0$ の場合の鋼アーチ支保工部分の剛性 k_s 及び鋼アーチ支保工の換算建て込み間隔 L^*をそれぞれ，式(28)及び式(29)より求めれば次式となる．

$$k_s=(1+\delta)k_s(0) \tag{d}$$

$$L^*=L_0^*/(1+\delta) \tag{e}$$

参考文献

1)福島啓一：わかりやすいトンネルの力学，土木工学社，pp.53-54，1994.
2)今田徹：トンネル支保構造物の設計思想，土木学会論文集，No.672/VI-50，pp.1-12，2001.

3)高橋英邦，河田孝志，熊坂博夫：山岳トンネルの新技術(22), (23), トンネルと地下, 第 20 巻 1 号, pp.59-65, 第 20 巻 2 号，pp.62-66，1989.
4)原田史也：山岳トンネルの新技術(24), トンネルと地下, 第 20 巻 3 号，pp.61-67，1989.
5)土木学会編：都市 NATM とシールド工法との境界領域－荷重評価の現状と課題－，トンネル・ライブラリー第 13 号，pp.4-6，2003.
6)S.P. Timoshenko and S. Woinowsky-Kreieger：Theory of Plates and Shells，Second Edition，McGraw-Hill，pp.466-468，1959.
7)土木学会編：構造力学公式集，pp.59-60，1986.
8)山内二郎，宇野利雄，一松信：電子計算機のための数値計算法Ⅲ，培風館，pp.279-281，1972.
9)土屋敬：トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, 土木学会論文集, 第 364 号, pp.31-40, 1985.

(2009 年 9 月 24 日受付)