

膨張性トンネルにおける鋼繊維補強高強度 吹付けコンクリートの支保効果

久武勝保

正会員 工博 近畿大学教授 理工学部土木工学科 (577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

本研究は時間的に強い膨張性を示すトンネルにおいて、鋼繊維補強高強度吹付けコンクリート（以後、SFRS）がどの程度支保効果を発揮するかを明らかにする事を目的としたものである。非線形数値解析においてはSFRSの時間依存強度発現特性、高い靱性、地山の時間依存力学特性、掘進速度などの施工条件等を考慮しており、普通吹付けコンクリートを施工した場合の実測結果と比較して考察した。その結果、ひずみ硬化特性を示す鋼製支保工と高強度、靱性を有するSFRSから構成される一次覆工は膨張性トンネルにおいて非常に有効であることが判明し、その支保効果を明らかにする事が出来た。

Key Words: squeezing tunnel, steel fiber reinforced shotcrete, high strength shotcrete, nonlinear numerical analysis, visco-elastic, elasto-plastic

1. 緒 論

吹付けコンクリートの支保効果は多くのトンネル現場で実証されており、現在ではNATMにおける主要支保材の地位を確保している。近年ではその性能向上の研究が進み、鋼繊維補強高強度吹付けコンクリート（以後、SFRS）の開発^{1),2)}が行なわれており、その膨張性トンネルへの適用に対して大きな支保効果が期待されている。

SFRSの力学特性の特徴は早期強度発現特性、高い靱性、強い非線形応力-ひずみ特性等である。これらの力学特性は時間の経過と共に変化するのでその解析的な取り扱いには複雑となる。また膨張性トンネルに適用されるSFRSの支保効果は上記で述べた材料力学的な特性のみによっては決まらず、トンネルの変形挙動に及ぼす地山の時間依存力学特性や掘進速度などの施工条件の影響を受ける事になる。したがってこれら複雑な諸条件を考慮に入れた膨張性トンネルにおけるSFRSの支保効果に関する研究は現在のところ見当たらない。

本研究は時間的に強い膨張性を示すトンネルにおいてSFRSの支保効果がどの程度期待できるかを究明することを目的とし、上記で示したSFRSの力学特性や施工条件を考慮してSFRSと鋼製支保工から成る一次覆工の支保効果について、非線形数値解析により検討する。

まず、SFRSの力学特性を実測値に基づき時間的に変化する非線形構成式で表現しておく。そして時間依存力学

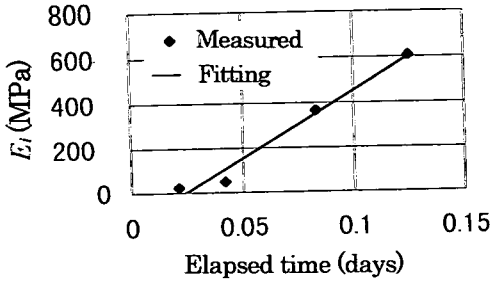
特性を有する地山での一次覆工の地圧、応力、変位について切羽の掘進速度やSFRSのひずみ軟化挙動等を考慮した解析手法を示す。その際、実験及び現場実測の結果から時間的に膨張するトンネル周辺地山は粘弾性体とし、またひずみ硬化により降伏後にも支保効果が見込まれる鋼製支保工は弾塑性体として、できるだけ現実の現象を取り入れるように努めた。次に、膨張性を顕著に示したトンネルに本解析手法を適用し現場実測地圧と本解析地圧を比較する事により本手法の現場適用性を検証した後、種々の施工条件下におけるSFRSの支保特性について普通吹付けコンクリートを適用した場合と比較しつつ考察を加える。

2. SFRSの時間依存力学特性の関数表現

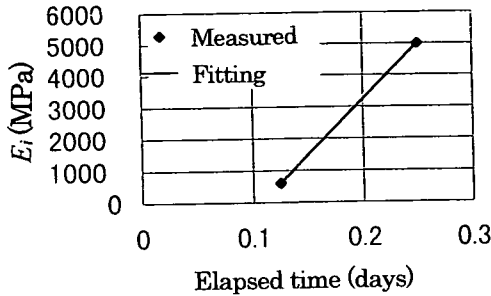
後の解析で必要となるためSFRS施工後任意時間における応力-ひずみ関係について、鋼繊維約1%を含む場合の実測結果をもとに関数表現をしておく。

(1) ピーク強度までの力学特性

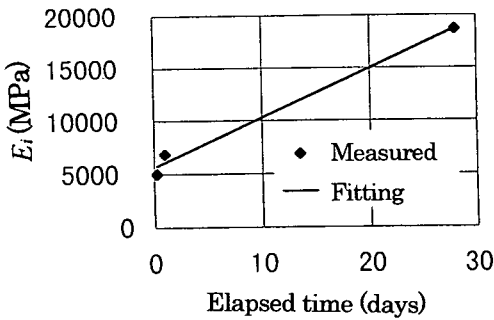
SFRSのピーク強度までの応力-ひずみ関係は強い非線形性を示すので以下のような双曲線で近似することとする³⁾。



(a) 経過時間 0~0.125 日



(b) 経過時間 0.125~0.25 日



(c) 経過時間 0.25~28 日

図-1 初期接線弾性係数の経時変化

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (1)$$

ここで、 σ と ε は軸応力と軸ひずみである。SFRS 施工後の時間により式 (1) で示される曲線は変化するので、従って定数 a 、 b は時間の関数である。式 (1) から接線弾性係数 E_c は

$$E_c = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{(1 - b\sigma)^2}{a} \quad (2)$$

理論ピーク強度 σ_{ult} と初期接線弾性係数 E_i は式 (1) から、

$$\begin{aligned} \sigma_{ult} &= \lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} = \frac{1}{b} \\ E_i &= \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{1}{a} \end{aligned} \quad (3)$$

式 (3) の a 、 b を式 (2) に代入すれば、 E_c が次のように応力の関数として表現される。

表-1 E_i の経時変化

Days	E_i (MPa)
$0 < t \leq 0.0241$	0.001
$0.0241 < t \leq 0.125$	$5975t - 144$
$0.125 < t \leq 0.25$	$35149t - 3787$
$0.25 < t \leq 28$	$467t - 5615$
$28 < t$	18702

表-2 σ_f と R_f の経時変化

Days	σ_f (MPa)	R_f
$0 < t \leq 0.125$	$12.7t$	$0.647t + 0.69$
$0.125 < t \leq 28$	$6.1(\ln t) + 16.2$	$-0.005t + 0.815$
$28 < t$	36.7	0.672

$$E_c = E_i \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_f} R_f \right)^2 \quad (4)$$

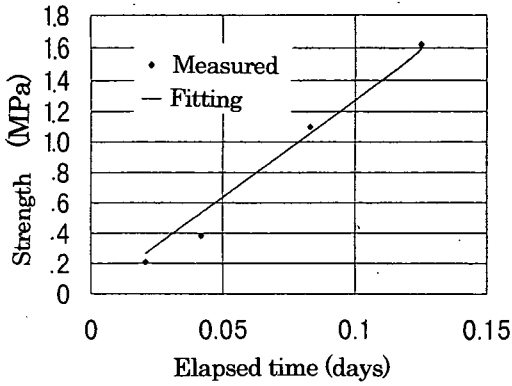
ここに σ_f は実測ピーク強度、 $R_f = \sigma_f / \sigma_m$ は非線形パラメータであり 0 と 1 の間の値をとり 1 に近いほど非線形性が強い。式(4)に含まれるパラメータ E_i 、 R_f 、 σ_f は時間の関数であり以下これらを実測結果²⁾に基づいて関数表現することにする。

さて、図-1 のプロットは E_i の経時変化の実測結果であり、これらは図中の実線で示される表-1 の関数で表現した。すなわち、 E_i の値は施工初期において変化率が大きく変化し、その推定値の誤差の解析結果に及ぼす影響は無視できない。そこで施工初期においては時間を細かく区分し、時間区分ごとに E_i 値を直線近似した。ただし 28 日以降の E_i 値は 28 日の値を採用している。

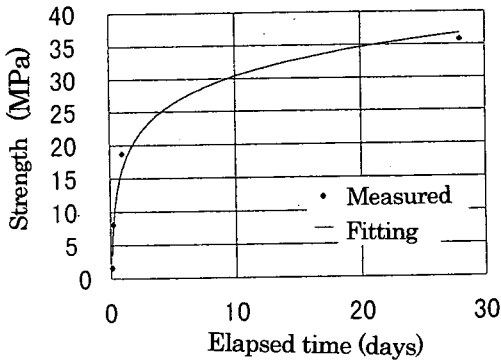
次に図-2 と図-3 は σ_f と R_f について図-1 と同様の関係を示したものである。 R_f 値は時間的な変化はあまりなく、大局的に見れば時間的にほぼ一定値 (0.75 程度) とみなせなくもないが、図-3(a)、(b) のように 2 本の直線で近似した。これらより σ_f と R_f を表-2 の様に関数表現することができる。

(2) ピーク強度後の力学特性

ピーク強度後の力学特性については施工 1 日目では強度低下はほとんど示さないが、強度が十分発揮した後では靱性はあるものの強度低下を示す。ただし強度低下の程度は鋼繊維の混入されていない場合に比べてはるかに

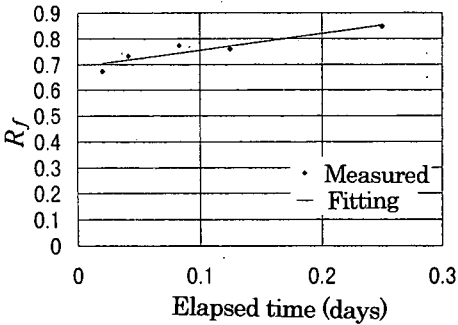


(a) 経過時間 0~0.125 日

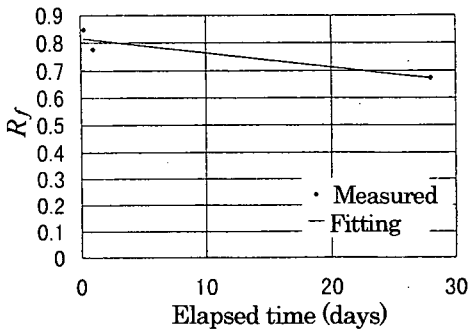


(b) 経過時間 0.125~28 日

図-2 一軸圧縮強度の経時変化



(a) 経過時間 0~0.25 日



(b) 経過時間 0.125~28 日

図-3 非線形パラメータの経時変化

表-3 ピーク後の応力-ひずみ曲線の接線係数

Days	E_c (MPa)
$t \leq 1$	0.0
$1 < t \leq 28$	$E_{28} \times \frac{t-1}{27}$
$28 < t$	$E_{28} = -817$

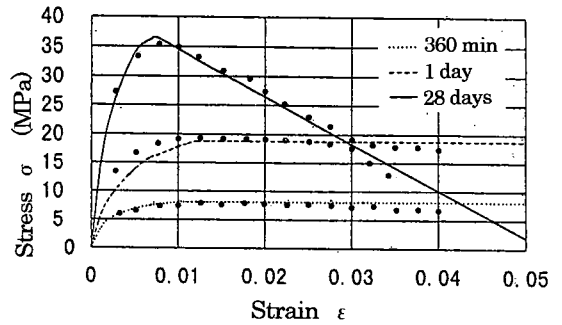


図-4 関数表現による任意時間の応力-ひずみ関係

(プロット値は実測値)

小である。そこでピーク強度後の挙動を直線で近似出来るのでその傾き E_c を実測結果から表-3の様に表現することとする。ここに E_{28} は施工後の時間 $t=28$ 日における応力-ひずみ曲線のピーク後の傾きであり、従って $1 < t \leq 28$ での E_c 値は表に示すように時間的に変化することになる。

図-4 は表-1 から表-3 の関数で決定したパラメータを用いて表現したSFRSの任意時間における応力-ひずみ関係と、それらの実測値を比較して示したものである。これより非線形特性、時間と共に増大する強度特性、降伏後のひずみ軟化特性が関数により妥当に表現されているのが確認できる。

3. 地山の時間依存力学性及び掘進速度を考慮した支保挙動の非線形解析

以下では等方初期応力 p の作用する線形粘弾性地山内に円形トンネルを速度 V で掘削し鋼製支保工と SFRS からなる一次覆工を施工する場合について、それらに作用する地圧、円周方向軸応力および変位の経時変化を求めることとする。なお SFRS のピーク後の強度低下特性や鋼製支保工の降伏特性を一貫して解析するために、SFRS

と鋼製支保工の両者の挙動を差分により表現する。鋼製支保工や SFRS の厚さはトンネル直径に比例して一般に十分小であり、また真円率の大きい吹付けコンクリートや鋼製支保工には地山から受働土圧が期待できるので支保部材に生じる曲げ応力は小さくなる⁹⁾ことが知られている。したがって、支保部材は軸力のみで地圧に抵抗するものと仮定する。なおこの点については実測結果をもとに後ほど検証することとする。また断続的に建て込まれる鋼製支保工はトンネル軸方向の単位奥行きあたりの量に換算評価し、トンネル軸方向の地山変位は無視する。

さて、 p_s, p_c をそれぞれ鋼製支保工、SFRS の分担する地圧とすれば、一次覆工施工後の時間 t_i を m 個に分割することにより地圧によるこれらの半径方向変位 u^s, u^c は次式のように表すことができる。

$$u^s(t_{m+1}) = \frac{a_0^2 L}{A} \sum_{k=1}^m \frac{p_s(t_{k+1}) - p_s(t_k)}{E_s(t_k)} \quad (5)$$

$$u^c(t_{m+1}) = \frac{a_0^2}{h_0} \sum_{k=1}^m \frac{p_c(t_{k+1}) - p_c(t_k)}{E_c(t_k)}$$

ここに、 a_0, L, A, h_0 はそれぞれトンネル半径、鋼製支保工の建て込み間隔、鋼製支保工の断面積、SFRS の厚さである。また、 E_s は鋼製支保工の接線弾性係数、 E_c は 2 で関数表現した SFRS の接線弾性係数であり、SFRS の施工後時間と応力の関数である。鋼製支保工と SFRS から地山に作用する応力 p_w はこれらの応力の和であるから、

$$p_w(t_{m+1}) = p_s(t_{m+1}) + p_c(t_{m+1}) \quad (6)$$

鋼製支保工と SFRS はほぼ同時に施工されるので地圧によるこれらのトンネル半径方向変位 u^s, u^c は近似的に等しいと考えられるから、

$$u^s(t_{m+1}) = u^c(t_{m+1}) \quad (7)$$

そこで式 (5) を式 (7) に代入し $p_c(t_{m+1})$ について解いた後、それを式 (6) に代入すれば、

$$p_s(t_{m+1}) = Z_1(t_m) p_w(t_{m+1}) + Z_2(t_m) \quad (8)$$

ここで Z_1, Z_2 は、次の通りである。

$$Z_1(t_m) = \frac{1}{1 + h_0 L E_c(t_m) / (A E_s(t_m))}$$

$$Z_2(t_m) = Z_1(t_m) \left\{ E_c(t_m) \sum_{k=1}^{m-1} \frac{p_c(t_{k+1}) - p_c(t_k)}{E_c(t_k)} - p_c(t_m) \right\}$$

$$+ Z_1(t_m) \frac{L h_0}{A} E_c(t_m) \left\{ \frac{p_s(t_m)}{E_s(t_m)} - \sum_{k=1}^{m-1} \frac{p_s(t_{k+1}) - p_s(t_k)}{E_s(t_k)} \right\}$$

一方、鋼製支保工の変位に関する境界条件は次のように表すことができる⁹⁾。

$$u^i(t_{m+1}) = \Delta u(t_{m+1}) - \frac{a_0}{2} \int_{\eta=0}^{t_{m+1}} \phi(t_{m+1} - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau \quad (9)$$

ここで一次覆工を施工する切羽からの距離を W で表せば、 Δu は一次覆工を施工しない場合に時間 $t_0 = (2a_0 + W)/V$ 以後に生じる変位であり次式で求められる。

$$\Delta u(t_{m+1}) = \alpha_0 \int_0^{t_0+t_{m+1}} \phi(t_0+t_{m+1}-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f(V\tau) d\tau - \alpha_0 \int_0^{t_0} \phi(t_0-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f(V\tau) d\tau$$

ここに $\alpha_0 = a_0 p / 2$ 、 f は 3 次元解析から求められるトンネル境界の半径方向変位に関する特性曲線、 $\phi(t)$ はせん断変形に関するクリープ関数である。また式 (9) 右辺の積分は時間間隔 $\Delta t_k = t_k - t_{k-1}$ が十分小ならば次式で近似できる。

$$\begin{aligned} & \int_{\eta=0}^{t_{m+1}} \phi(t_{m+1}-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau \\ &= \phi(0) p_w(t_{m+1}) - \phi(t_{m+1}) p_w(0) \\ & - 0.5 \sum_{k=1}^m \{ p_w(t_{k+1}) + p_w(t_k) \} \{ \phi(t_{m+1}-t_{k+1}) - \phi(t_{m+1}-t_k) \} \end{aligned}$$

そこで式 (8) の p_s を式 (5) の第一式に代入して u^s を求めそれを式 (9) に代入すれば、 $p_w(t_{m+1})$ のみを未知数とする式が得られるので、これを差分解析することより p_w は次式のように求められる。

$$p_w(t_{m+1}) = \frac{\Delta u(t_{m+1}) + M_1(t_m) + K_1(t_{m+1})}{M_2(t_m) + K_2(t_{m+1})} \quad (10)$$

ここで、 M_i, K_i は次の通りである。

$$M_1(t_m) = -B_1(t_m) Z_2(t_m), \quad M_2 = B_1(t_m) Z_1(t_m),$$

$$K_1(t_{m+1}) = -B_2(t_m) + 0.5 \alpha_0 \phi(t_{m+1}) p_w(0) + \frac{1}{4} \alpha_0 \times$$

$$\left[\left\{ \phi(0) - \phi(t_{m+1} - t_m) \right\} p_w(t_m) + \sum_{k=1}^{m-1} \{ p_w(t_{k+1}) + p_w(t_k) \} \{ \phi(t_{m+1} - t_{k+1}) - \phi(t_{m+1} - t_k) \} \right]$$

$$K_2(t_{m+1}) = 0.25 \alpha_0 \{ \phi(0) + \phi(t_{m+1} - t_m) \},$$

$$B_1(t_m) = \alpha_0^2 L / (A E_s(t_m)),$$

$$B_2(t_m) = \alpha_0^2 L \left\{ \sum_{k=1}^{m-1} \frac{p_s(t_{k+1}) - p_s(t_k)}{E_s(t_k)} - \frac{p_s(t_m)}{E_s(t_m)} \right\} / A$$

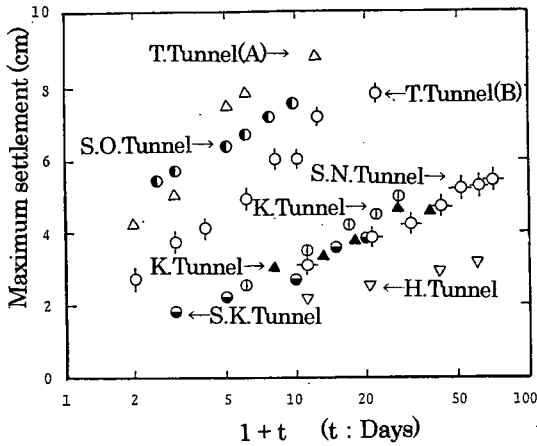


図-5 トンネル掘削による地表面の実測経時沈下

このようにして $p_w(t_{m+1})$ が求められればこれを式 (8) に代入することにより $p_s(t_{m+1})$ が得られ、また、 $p_s(t_{m+1})$, $p_w(t_{m+1})$ を式 (6) に代入すれば $p_c(t_{m+1})$ が求められる。さらに、変位も式 (5) から求めることが出来る。

次に、 $p_s(t_{m+1})$, $p_c(t_{m+1})$ が求められると鋼製支保工と SFRS の軸応力 σ_{ns} , σ_{nc} は地圧と軸力とのつりあい関係から次のように求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ns}(t_{m+1}) &= \frac{a_0 L}{A} p_s(t_{m+1}) \\ \sigma_{nc}(t_{m+1}) &= \frac{a_0}{h_0} p_c(t_{m+1}) \end{aligned} \quad (11)$$

4. 解析結果と考察

以下では、長期にわたり膨張性を顕著に示したトンネル⁹⁾に対して本解析手法を適用し、普通吹付けコンクリート又は SFRS を適用した場合について、これら支保特性を比較しつつ考察を加えることとする。

(1) 地山の力学定数の推定

図-5 は在来トンネル工法で建設されたトンネルにおいて、施工中に計測された地表面沈下量を示している。在来トンネル工法では鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトを切羽掘削直後に施工する近年の NATM 工法に比べて、支保の存在が沈下計測結果にそれ程影響を与えていないと考えられる。言い換えれば、地山の力学特性が沈下結果に強く反映している計測結果とみなせる。

表-4 膨張性トンネルの入力パラメータ

吹付け厚 (cm)	25.0
初期応力 (MPa)	8.2
トンネル直径 (cm)	760.0
掘進速度 (cm/day)	150.0
地山のクリープ係数 α (1/MPa)	0.0125
地山のクリープ係数 β (1/MPa)	0.0125
鋼製支保工の断面積 (cm ²)	76
鋼製支保工のヤング率 (MPa)	214000
降伏後の鋼製支保工のヤング率 (MPa)	1940
鋼製支保工間隔 (cm)	50.0
鋼製支保工の降伏ひずみ	0.0013
切羽に最も近い下半支保工と切羽との間の距離 (cm)	1500.0

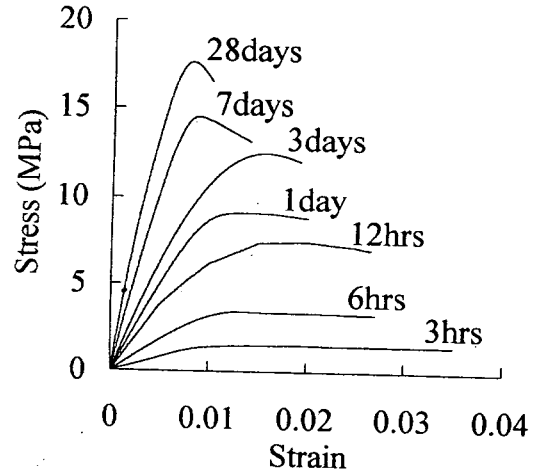


図-6 普通吹付けコンクリートの応力-ひずみ関係⁸⁾

また図-5 は、地表計測点直下にトンネル切羽が到達した時点を経験の初期値としている。これらの結果を逆解析する事により地山のクリープ関数は以下の対数関数により近似する事が出来る⁷⁾。

$$\phi(t) = \alpha + \beta \ln(1+t) \quad (12)$$

ここに、 $\alpha = 1/G$, $\beta = 1/G_r$ であり、 G と G_r は地山のせん断弾性係数と遅延せん断弾性係数、 t は時間 (日) である。また上記の逆解析結果及び種々の地質についての室内クリープ試験結果から、 α と β は近似的に等しいと置くことが出来る⁹⁾ ので以下その様に取り扱う。本トンネルの建設に先立ちその上部で掘削された円形調査坑において、半径方向経時変位が計測された。その結果

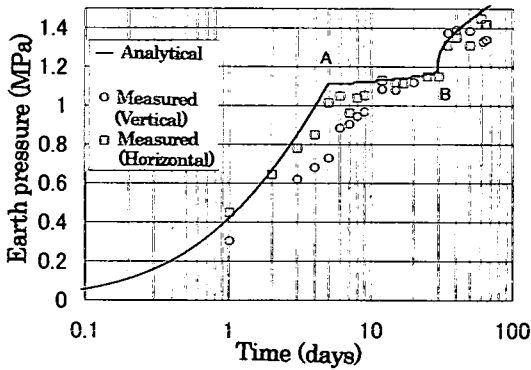


図-7 鋼製支保工の受ける実測地圧と解析地圧の比較

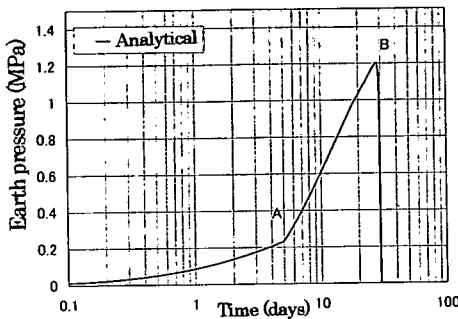


図-8 鋼製支保工と普通吹付けコンクリートを施工した場合の吹付けコンクリートに作用する地圧変化

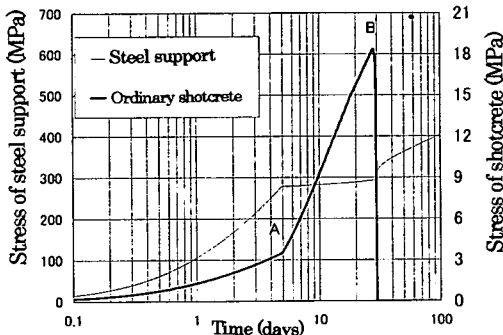


図-9 鋼製支保工と普通吹付けコンクリートの軸応力の変化

を逆解析する事より地山のクリープ関数が式(12)で表現できる事が確認できたと共に係数 α 、 β の値が0.0125(1/MPa)と求められた。

(2) 考察

まず、普通吹付けコンクリート(以後、吹付けコンクリートという)と鋼製支保工で施工された区間の実測と本解析の結果を比較して、本解析手法の現場適用性を検証する。次に、吹付けコンクリートの支保特性を明らかにした後、吹付けコンクリートとSFRSの支保特性を比

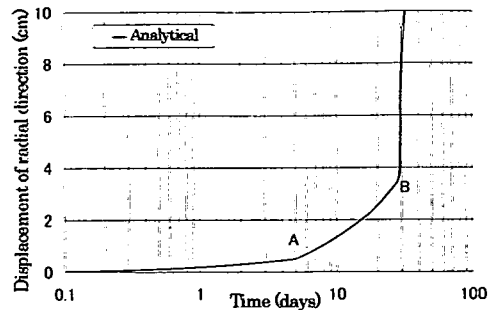


図-10 鋼製支保工と普通吹付けコンクリートを施工した場合のトンネル半径方向変位の変化

較しながら考察を加える。

表-4にD岩盤に分類できる地山に建設された本トンネルの基本パラメータを示す。吹付けコンクリートの力学特性については、従来得られた図-6⁸⁾など^{9),10)}を用いて決定した。

図-7は内部にセメントモルタルが注入された鋼製支保工に作用した鉛直および水平方向の実測地圧と解析地圧の経時変化を対比して示したものである。本トンネルではベンチ工法が採用され、切羽手前で上半支保が施工されるがそれに作用する地圧は下半が到達して全断面閉合時に一旦解放される。すなわち、下半掘削に伴い上半インバートが取り除かれるが、その際上半覆工地圧が解放され、全断面閉合後再び地圧は増加する。そこで一次覆工は全断面閉合時に打設されるとして解析を行っている。したがって、実測及び解析地圧は全断面閉合以降のものである。図中A、Bは解析より求めた鋼製支保工と吹付けコンクリートの降伏点をそれぞれ表している。実測地圧は鉛直と水平方向でほぼ等しいことから曲げによる覆工応力を無視し、等方的に地圧が作用するとした本解析仮定は妥当であることが確認できる。実測地圧は時間経過と共に増加し、時間 $t=6$ 日頃に降伏しているのが理解できるが、これらの結果は解析より求めた地圧増加傾向及び鋼製支保工降伏点(A点)とよく一致している。鋼製支保工に作用する実測地圧はその降伏後20日間程ほとんど増加せず $t=30$ 日頃に急激に増加しているが、これらの結果も解析結果とよく対応している。このような地圧増加の一時的停止とその後の急激な増加は以下の様に説明する事ができる。

図-8は吹付けコンクリートの解析地圧の経時変化を示したものである。鋼製支保工はその降伏する時間(図-7、図-8のA点)以降、その剛性が著しく低下するので、その後の地圧増分はほとんど見られず、吹付けコンクリートの方に地圧が作用ようになる。したがって、図-8に示すようにA点以降において吹付けコンクリートの地

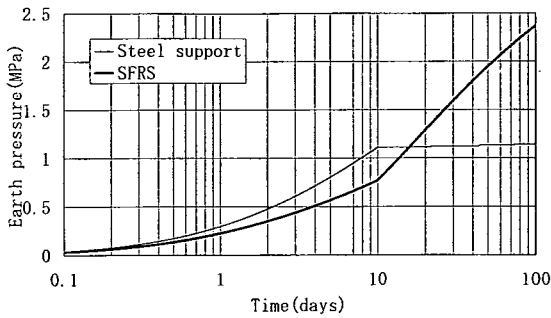


図-11 鋼製支保工と SFRS に作用する地圧

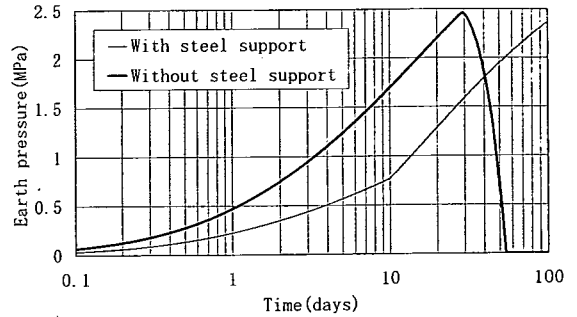


図-13 鋼製支保工の有無による SFRS に作用する地圧の違い

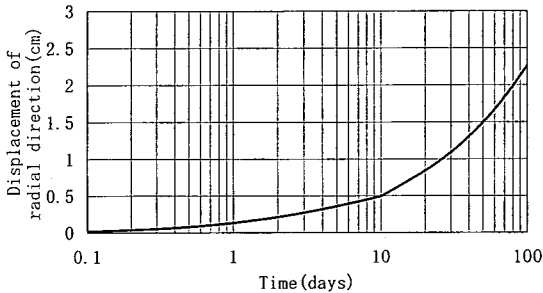


図-12 鋼製支保工と SFRS を施工した場合のトンネル半径方向変位

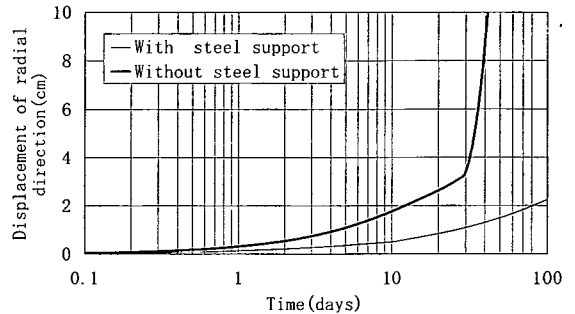


図-14 鋼製支保工の有無によるトンネル半径方向変位

圧が急増しているのがわかる。しかし吹付けコンクリートはその軸応力が降伏応力に達する(B点)と強度低下をきたし、地圧を急激に解放しているのがわかる。吹付けコンクリートは韌性に劣るのでこのような現象になったわけである。このような事から、吹付けコンクリートは一旦降伏すると急激に地圧を解放するので、その降伏後においては地山支持効果は期待できない状態に陥るという事が、図-8の結果から理解できる。また、吹付けコンクリートの地圧解放後には図-7のB点以降で示すように鋼製支保工の地圧が再び増加している。図-9は鋼製支保工と吹付けコンクリートの地圧分担特性をより明らかにするために、両者の軸応力の経時変化を対比して示したものである。これより一方の降伏により他方が大きく影響を受けているのがわかる。したがって、鋼製支保工の断面積や建て込み間隔、及び吹付けコンクリートの厚さ等は部材間の変位バランスを考慮して決定すべきであることが理解できる。

図-10は、解析で求めたトンネル半径方向変位を示したものである。これを見ると鋼製支保工降伏(A点)後に変位は増加傾向を強めるが、次に吹付けコンクリートの降伏(B点)後に変位は急増している。現場での変位計測によりA点以降の変位増加特性を把握しておき二次吹付けなどの対応策を施工しておけば、吹付けコンクリートを降伏させずに一次覆工を有効に生かすことも不可能で

はないと思われる。このようなことから現場では経時的に変位を計測しておき、それを的確に評価¹¹⁾して以後の施工に生かすことが重要と言えよう。

以上の考察からすれば、吹付けコンクリートの強度がより高ければそれは容易に降伏せず、また鋼繊維の混入により韌性を高めておけばたとえ降伏しても地圧の解放や変位の発生は急激には生じないので、二次吹付けなどの対応策がとりやすいと考えられる。そこで以下では、本トンネルにSFRSを適用したと仮定して上記の吹付けコンクリートを施工した場合の結果と比較しつつトンネル挙動を考察することにする。

図-11は鋼製支保工とSFRSの両者を施工した場合について、これらに作用する地圧の経時変化を示したものである。鋼製支保工は図-10と同様に比較的少ない変位で降伏するが、SFRSは初期強度及び28日強度共に高いので容易に降伏せず地圧をしっかりと支保しているのが理解できる。この場合のトンネル変位を図-12に示す。SFRSが降伏していないので急激な変位出現は見られない。これよりSFRSと鋼製支保工を組み合わせた一次覆工は膨張性トンネルにおいて大変有効である事が理解できる。

SFRSの地山支持効果が大きい事がわかったので、次に鋼製支保工を用いずSFRSを単独施工した場合と両者を施工した場合について、SFRSに作用する地圧を

図-13に、またトンネル変位を図-14に示す。これらの図より鋼製支保工を併用していない場合にはSFRSは $t \approx 30$ 日で降伏することから、SFRS単独で本トンネルを施工するには無理があり、鋼製支保工との併用が本トンネルにはふさわしい事が理解できる。しかしSFRSを単独施工した場合の降伏後変位出現特性(図-14)は吹付けコンクリートと鋼製支保工の両者を施工した場合の吹付けコンクリート降伏後の変位出現特性(図-10)に比べて穏やかであることから、この両者の比較ではSFRS単独施工の方が安全上及び対策上優れているといえる。なお以上の実測及び解析の結果から判断して、鋼製支保工降伏後のこのひずみ硬化特性は膨張性トンネルを支保する上で大変有効である事がわかる。

5. 結論

本研究は膨張性トンネルにおけるSFRSの支保効果を明らかにして合理的なトンネル施工法に寄与するために、SFRSと鋼製支保工からなる一次覆工挙動の非線形解析を行い、普通吹付けコンクリートと鋼製支保工からなる一次覆工挙動との比較を通して考察したものである。早期の高強度発現特性及び靱性を有するSFRSの膨張性トンネルへの適用は大変有効であり、その支保効果を究明する事ができた。膨張性の強い地山においてはSFRS単独の適用には限界のある場合もあるが、鋼製支保工のひずみ硬化特性を生かす事により両者による一次覆工が有効である事を力学的に明らかにする事が出来た。

参考文献

鋼繊維補強コンクリートを用いた設計・施工 (1) ~

(8), トンネルと地下, 第26巻10号~第27巻5号, 1995年10月~1996年5月。

- 1) 大窪克巳, 明道俊治, 伊東淳, 川上正史: 高強度鋼繊維補強吹き付けコンクリートの開発-工学的諸性質に関する考察-, トンネルと地下, 第29巻, 10号, pp.45-49, 1998.
- 2) Kondner, R. L.: Hyperbolic stress-strain response; Cohesive soils, J. Soil Mech. Fdns. Div. ASCE, 89, SM1, pp.115-143, 1963.
- 3) 足立紀尚, 木村亮, 岸田潔, 木村哲也: トンネル断面形状を考慮した覆工に作用する曲げモーメントに関する模型実験, 第33回地盤工学研究発表講演集, pp.1969-1970, 1998.
- 4) Ito, T. and Hisatake, M.: Analytical study of NATM, Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engg., Vol.1, pp.311-314, 1981.
- 5) 足立貞彦, 重松 治, 水出康雄: 紅葉山線・新登川トンネルの蛇紋岩区間の施工法と膨張土圧の測定結果について, 第5回トンネル工学シンポジウム, pp.621, 1969
- 6) 伊藤富男, 久武勝保: 粘弾性地山内の任意形状トンネル覆工に作用する地圧, 土木学会論文報告集, 第307号, pp.51-57, 1981.
- 7) Aydan, O., Sezaki, M. and Kawamoto, T.: Mechanical and numerical modeling of shotcrete, Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomech., pp.757-764, 1992.
- 8) 大久保誠介, 福井勝則, 楊 勤: 鋼繊維補強吹き付けモルタルの力学特性, トンネルと地下, 第28巻, 10号, pp.49-83, 1997.
- 10) 土屋 敬: ロックボルト・吹き付けコンクリート工法の設計に関する研究, 京大大学学位論文, pp.44-46, 1986.
- 11) 久武勝保, 村上讓二, 土岐晃生, 村上敏夫: トンネル覆工の簡易安定性評価法とその現場適用, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.249-256, 1994.

(2000.11.15 受付)

EFFECTS OF STEEL FIBER REINFORCED HIGH-STRENGTH SHOTCRETE ON MOVEMENT OF A SQUEEZING TUNNEL

Masayasu HISATAKE

In order to make clear reasonable executive conditions of steel fiber reinforced high-strength shotcrete (SFRS) constructed in a squeezing tunnel with time dependency, a numerical analysis has been conducted, by taking velocity of tunnel face progress, elasto-plastic behavior of steel supports and time dependency of strength of SFRS into account. It has been recognized that SFRS is a reasonable primary lining for a tunnel with sever geological conditions. Especially high strength at early stage of its execution and the toughness after its yielding contribute to the safety construction of a squeezing tunnel with time dependency.