

粘弾性地山モデルによるトンネルの 最小掘削設計法の適用

梨本 裕*・高森貞彦**・今田 徹***

NATM では地山強度比が小さい低強度地山における設計法の確立が課題として残されている。低強度の弾塑性地山に対して最小掘削範囲を設計目標とするトンネルの設計法“最小掘削設計法”が有用であることを明らかにしてきたが、低強度地山では地山自身が強い時間依存性を示すことがまればない。本研究では、地山自身の時間依存性を Voight-Spring 型の 3 要素モデルで表現し、このような地山に対しても最小掘削設計法が有用であるかどうか検討した。

Key Words : ground characteristic curve, minimum excavation limit, minimum support pressure, low strength ground, NATM, viscoelastic ground

1. はじめに

NATM は山岳トンネルの標準工法として位置付けられているが、比較的良好な地山に対しては標準支保パターン¹⁾が作成されたものの、地山強度比が小さい低強度地山に対してはその作成がまだ課題として残されている。

従来から、地山の変位を適度に許せば支保工の規模を最小・最適にでき、地山特性曲線上の最小支保圧²⁾がその目標点であると言われてきた。しかし、その存在は経験的には認められているものの、理論的な裏付けが十分になされているとは言えないのが現状で、容易には設計法の確立に結び付きそうにないと考えられる。しかも、トンネルの経済性は支保工の規模だけでなく、掘削量も大きな要因になる。残土処理も含めればなおさらである。

著者らは、掘削量を支配する掘削範囲に注目し、最小掘削範囲^{3)~6)}の設計目標としての有用性を検討してきた。なお、掘削範囲は設計内空と覆工厚と地山変位の和で表される。この結果、最小掘削範囲の存在は最小支保圧のそれよりも確実で、少なくとも地山特性曲線上に最小支保圧が存在すれば最小掘削範囲も存在し、最小掘削範囲に対応する変位は最小支保圧のそれ以下になることを明らかにした。そして、トンネルの安全性と経済性を両立させるためには、最小支保圧よりも最小掘削範囲の方を設計目標とすべきであることを明らかにした。ただし、そこでは、低強度地山を弾塑性体としてモデル化していた。低強度弾塑性地山に対しては最小掘削範囲を設計目標とするトンネルの設計法“最小掘削設計法”の適

用が期待できるということである。

トンネル掘削時の地山挙動は時間依存性を示す。これは、切羽進行に伴う 3 次元の応力解放によるものと、地山自身が有する特性によるものに分けられる。後者は切羽が止まっても生じるものである。低強度地山では地山自身が強い時間依存性を示すことがまればない。

本研究では、地山自身の時間依存性を Voight-Spring 型の 3 要素モデルで表現し、時間依存性を示す地山に対しても最小掘削設計法が有用であるかどうか検討する。

2. 3 要素粘弾性地山における最小掘削設計法

(1) 3 要素粘弾性地山モデル

a) 地山自身の時間依存性

地山自身の時間依存性は、図-1 に示すような、変位が収束する Voight-Spring 型の 3 要素モデル (Ross モデル)⁷⁾で表現する。このモデルを採用するのは、モデルが単純で解析解の誘導が容易であり、しかも、地下発電所の調査・設計に関して利用実績が多い⁸⁾からである。このモデルでは、式 (1)~(3) が同時に成立する。

$$\epsilon_e = \sigma / E_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$\epsilon_{cr} = (\sigma - \sigma_{cr}) / E_2 \dots \dots \dots (2)$$

$$\sigma_{cr} = \eta_2 \cdot d\epsilon_{cr} / dt \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 ϵ_e : 弾性ひずみ

ϵ_{cr} : クリープひずみ

E_1, E_2 : バネの弾性係数

η_2 : ダッシュポットの粘性係数

σ : 3 要素モデル全体に作用する応力 ($\sigma = \text{const.}$)

t : 時間変数

式 (1)~(3) を、 $t=0$ のとき $\epsilon_{cr}=0$ として解くと、式 (4) が得られる。

* 正会員 前田建設工業 (株) 土木設計部 課長代理 (〒102千代田区富士見 2-10-26)

** 前田建設工業 (株) 土木設計部 課長

*** 正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科

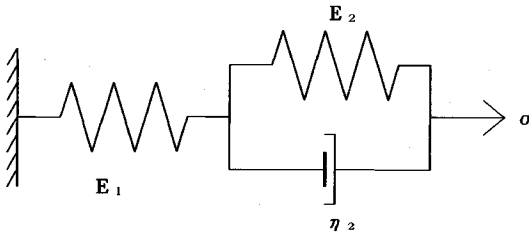


図-1 Voight-Spring 型の3要素モデル

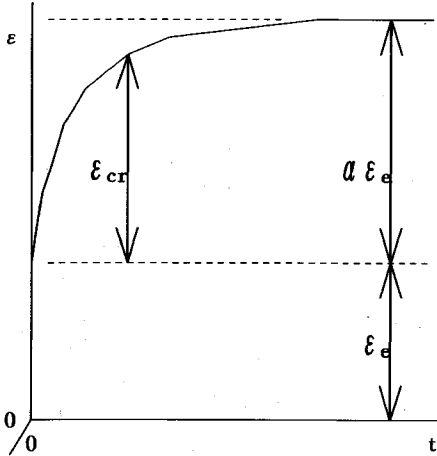


図-2 全ひずみ-時間関係

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_e \cdot E_1 / E_2 \{1 - \exp(-t \cdot E_2 / \eta_2)\} \dots \dots \dots (4)$$

したがって、 $\alpha = E_1 / E_2$ 、 $\beta = E_2 / \eta_2$ とすると、式 (5) に示す全ひずみ-時間関係が得られる。

$$\begin{aligned} \epsilon &= \epsilon_e + \epsilon_{cr} \\ &= \epsilon_e [1 + \alpha \{1 - \exp(-\beta \cdot t)\}] \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

ここに、 ϵ : 全ひずみ

α : 収束したクリープひずみと弾性ひずみの比を表す係数

β : クリープ速度に関する係数

式 (5) は図-2 に示すような全ひずみ-時間関係を表現する。

なお、地山は等方等質で、平面ひずみ状態にあり、初期地圧は等方一様に分布するものとする。そして、トンネル断面は円形とする。支保は吹付コンクリートによるものとし、円周方向の軸力だけを伝達するトラス材で表現する。最終的には掘削特性曲線^{3)~6)}に基づく検討を行うが、このとき、吹付コンクリートに許容値を越える応力の発生は許さないの、吹付コンクリートのクリープ特性は無視する。

また、二次元解析において切羽の三次元的な支保効果と吹付コンクリートの施工時期を考慮するために、応力解放率⁹⁾を利用する。すなわち、トンネル掘削と切羽の進行により初期地圧 σ_0 がすべて解放されるが、まず、トンネル掘削によりトンネル壁面の半径方向応力が σ_0

から $\Delta\sigma$ だけ解放され、支保後、切羽の進行により残りの応力が解放されると考える。このとき、応力解放率 A は式 (6) で定義される。

$$A = \Delta\sigma / \sigma_0 \times 100 = a \times 100 (0 \leq a \leq 1) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 a : 応力解放比 (= $\Delta\sigma / \sigma_0$)

b) トンネルの壁面変位と支保圧の関係を表す解析解初期地圧が支保なしですべて解放されたとき、トンネル壁面の弾性変位 U_0 は、弾性理論により、式 (7) で与えられる。なお、変位は半径方向成分のみになる。

$$U_0 = R \cdot \sigma_0 (1 + \nu) / E \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 R : トンネル半径

E : 地山の弾性係数 (E_1 に対応)

ν : 地山のポアソン比

トンネル掘削により $a \cdot \sigma_0$ の応力が解放され、 t_1 日後に支保が入るとすると、支保直前までのトンネル壁面の弾性変位 U_{e1} は式 (8)、クリープ変位 U_{cr1} は式 (9) で与えられる。なお、 U_{e1} は瞬時に発生し、クリープ変位だけが経日変化するものとする。

$$U_{e1} = a \cdot U_0 \dots \dots \dots (8)$$

$$U_{cr1} = a \cdot U_0 \cdot a \{1 - \exp(-\beta \cdot t_1)\} \dots \dots \dots (9)$$

支保後に切羽の進行により $(1-a) \sigma_0$ の応力が解放されるとき、これに伴うトンネル壁面の弾性変位 U_{e2} は式 (10) で与えられる。この U_{e2} も U_{e1} と同様瞬時に発生するものとする。

$$U_{e2} = f \cdot U_0 \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $f = (1-b)(1-a)$

式 (10) の b は支保後に解放される応力のうち支保に作用する応力の割合を表す。支保に作用する応力を P_s 、トンネル壁面地山に作用する応力を P_g とすると、式 (11) が成立する。

$$P_s + P_g = (1-a) \sigma_0 \dots \dots \dots (11)$$

P_s による支保の変位 U_s と、 P_g によるトンネル壁面の地山変位 U_g は、弾性理論により、式 (12) と式 (13) で与えられる。

$$U_s = P_s \cdot R^2 / (T \cdot E_c) \dots \dots \dots (12)$$

$$U_g = R \cdot P_g (1 + \nu) / E \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 E_c : 吹付コンクリートの弾性係数

T : 吹付コンクリートの厚さ

支保はトンネル壁面と一緒に変位し、式 (12) と式 (13) の U_s と U_g は等しくなければならないので、式 (14) が成立する。

$$P_g = P_s \cdot R \cdot E / \{T \cdot E_c (1 + \nu)\} \dots \dots \dots (14)$$

したがって、支保後に解放される応力のうち支保に作用する応力の割合を表す b は、式 (11) と式 (14) から式 (15) で与えられる。

$$b = P_s / (P_s + P_g)$$

$$=1/[1+R \cdot E / \{T \cdot E_c(1+\nu)\}] \dots\dots\dots (15)$$

U_{e2} の変位に対応して式(16)で与えられる支保圧 P_1 が発生する。

$$P_1 = b(1-a)\sigma_0 \dots\dots\dots (16)$$

支保がなければ、 U_{e2} の変位後 t_2 日経過するまでに、 U_{cr1} の残りのクリープ変位 U_{cr12} と、 U_{e2} に対応するクリープ変位 U_{cr2} が発生する。前者は式(17)、後者は式(18)で与えられる。

$$U_{cr12} = a \cdot U_0 \cdot \alpha [\exp(-\beta \cdot t_1) - \exp(-\beta(t_1+t_2))] \dots\dots\dots (17)$$

$$U_{cr2} = f \cdot U_0 \cdot \alpha (1 - \exp(-\beta \cdot t_2)) \dots\dots\dots (18)$$

これらの2つの変位の和を弾性変位と考え、これを発生させるために必要な解放応力 $\Delta\sigma_{cr}$ は式(19)で与えられる。

$$\Delta\sigma_{cr} = \sigma_0(U_{cr12} + U_{cr2}) / U_0 \dots\dots\dots (19)$$

実際には支保があるので、この応力は地山と支保に作用する。これによる変位 U_{cr3} は式(20)、支保圧 P_2 は式(21)で与えられる。

$$U_{cr3} = (1-b)(U_{cr12} + U_{cr2}) \dots\dots\dots (20)$$

$$P_2 = b \cdot \sigma_0(U_{cr12} + U_{cr2}) / U_0 \dots\dots\dots (21)$$

したがって、支保後 t_2 日経過した時点の地山変位 U と支保圧 P は式(22)と式(23)で与えられる。また、これまでの地山変位の経時変化は図-3に示すようになる。

$$U = U_{e1} + U_{cr1} + U_{e2} + U_{cr3} \dots\dots\dots (22)$$

$$P = P_1 + P_2 \dots\dots\dots (23)$$

そして、収束した U と P 、すなわち、 $t_2 \rightarrow \infty$ のときの U と P は式(24)と式(25)で与えられる。

$$U = U_0 [a + \alpha \{1 - \exp(-\beta \cdot t_1) + f + (1-b)\alpha \{a \cdot \exp(-\beta \cdot t_1) + f\}\}] \dots\dots\dots (24)$$

$$P = b \cdot \sigma_0 [1 - a + \alpha \{a \cdot \exp(-\beta \cdot t_1) + f\}] \dots\dots\dots (25)$$

(2) 地山特性曲線の作成方法

式(24)と式(25)で与えられる U と P から地山特性曲線を作成するが、その手順は以下のようなになる。

- ① 地山と支保の物性値、初期地圧、トンネル半径を設定する。
- ② 応力解放比 a を設定する。
- ③ 式(24)と式(25)から U と P を求める。
- ④ $0 \leq a \leq 1$ の条件の下で、②と③を必要な数だけ繰り返し、各 (U, P) を図上にプロットする。

(3) 地山特性曲線に及ぼすクリープ特性と支保特性の影響

地山がクリープ特性を有する場合、以下に示すように、支保圧と地山変位の関係を表す曲線は支保特性の影響を受けるが、この曲線を従来通り地山特性曲線と呼ぶことにする。

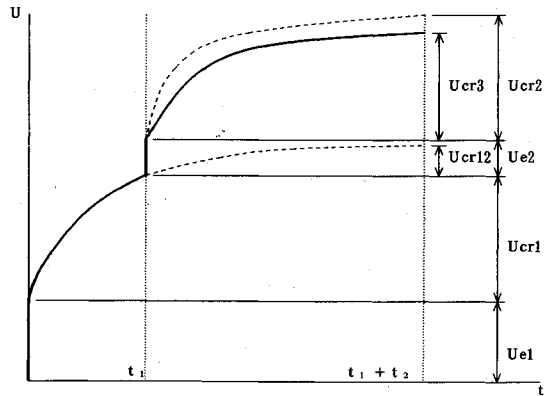


図-3 地山変位の経時変化

図-4に地山特性曲線とクリープ特性の関係、図-5に地山特性曲線と支保特性の関係を示す。前者は地山特性曲線に及ぼすクリープ係数の影響、後者は地山特性曲線に及ぼす吹付厚の影響を表したものである。

ただし、 $\sigma_0 = 200(t/m^2)$ 、 $E = 10\,000(t/m^2)$ 、 $\nu = 0.3$ 、 $E_c = 300\,000(t/m^2)$ としている。また、掘進速度が $V = 6m/日$ 、トンネル半径が $R = 5m$ 、としている。そして、計算を簡略化するために、切羽からの離れ $Z (0 \leq Z \leq 6R)$ とこの位置の応力解放比 $a (0 \leq a \leq 1)$ は正比例の関係にあり、切羽から $6R$ 離れた位置で応力解放の影響がすべてなくなると仮定している。すなわち、 $Z = 6R \times a$ と仮定している。また、掘削後支保が入るまでの日数を t_1 とすると、支保の設置位置では $Z = V \times t_1$ が成立する。したがって、支保の設置位置では t_1 と a の関係が式(26)で表されると仮定していることになる。これは以後の図においても同じである。

$$t_1 = 5a \dots\dots\dots (26)$$

なお、図中の○は、解析解の妥当性を検証するために実行したFEM解析結果である。解析プログラムは林・日比野により電力中央研究所で開発された粘・弾塑性解析法^{10),11)}に応力解放率を導入したものをを使用した。変位が大きくなるにしたがって解析解との差異が大きくなっているが、これは、FEMの解析領域が有限であるのに対して、解析解のそれが無限であることによる。このことを考慮すれば、両者は良く一致していると見なすことができる。

また、ここで、 $\beta = 0$ は、 β の値が非常に小さく極めて0に近いことを表している。

図-4では吹付厚を固定している。この図からは、地山特性曲線に及ぼす β の影響が α と共に大きくなり、 α が大きい場合、地山特性曲線が β が0のとき右上りの直線になり、 β が大きいき右下がりの曲線になることに加えて、地山特性曲線に極大かつ最大の支保圧を存在させる β があることが分かる。しかも、 α が大きい場合、早い時期に支保を入れると、 β の値に関係なく、支保圧

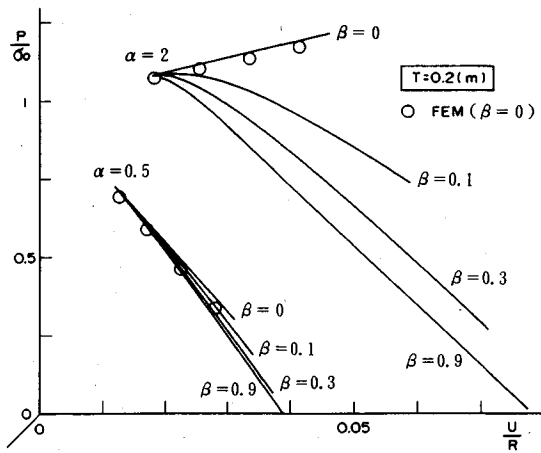


図-4 地山特性曲線に及ぼすクリープ特性の影響

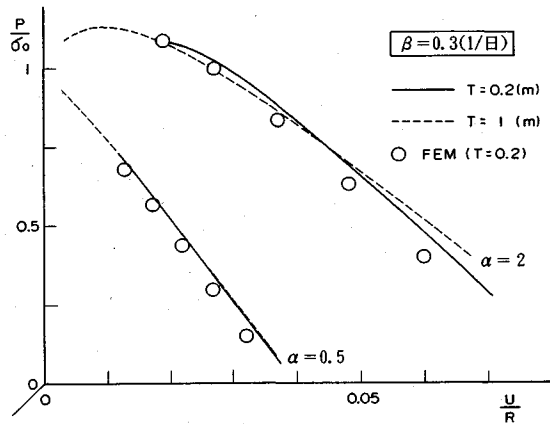


図-5 地山特性曲線に及ぼす支保特性の影響

は初期地圧以上になることが分かる。ただし、この結果は今回適用した粘弾性地山モデルやクリープ等価外力の計算方法に依存していると考えられる。これらが異なれば結果も異なると考えられる。しかし、支保圧が初期地圧以上になる事例はまだ報告されていないようだが、このような可能性を裏付ける解析的な研究成果¹²⁾が既に報告されており、膨張性地山では起こり得ると考えられる。

図-5では β を固定し、吹付厚 T が0.2mと1mのときの地山特性曲線を比較している。 $\alpha=2$ の場合、吹付厚 T が0.2mのときの地山特性曲線の変位比 U/R は0.0181~0.0709、吹付厚 T が1mのときのそれは0.0036~0.0677の範囲にある。また、 $\alpha=0.5$ の場合、吹付厚 T が0.2mのときのそれは0.0121~0.0372、吹付厚 T が1mのときのそれは0.0031~0.0364の範囲にある。吹付厚あるいは吹付厚×弾性係数($T \times E_c$)によって地山特性曲線の分布範囲が変化することが分かる。ただし、共通する範囲内においては、地山特性曲線に大きな差異は見られない。

$\beta=0$ のとき地山特性曲線は直線になるが、この傾き

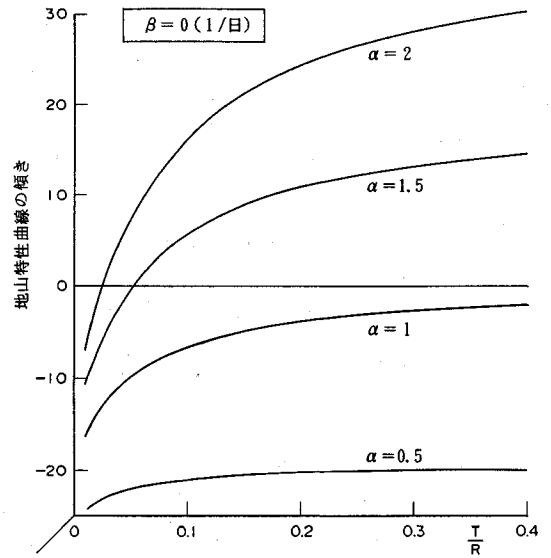


図-6 地山特性曲線が直線になるときの傾き

に及ぼす吹付厚と α の影響は図-6に示すようになる。 α が大きくなるにしたがって吹付厚の影響が大きくなることが分かる。 β が小さいときには吹付厚と α の大きさに注意する必要があると考えられる。式(5)から、 β が小さいということは t_1 が小さいということと等価であると考えられる。掘進速度が大きくなれば見掛上 β は小さくなるということである。地山のクリープ特性が支保に及ぼす影響は施工方法と関連づけて評価する必要があると考えられる。

また、図-6からは、 α が大きい場合、吹付厚が大きくなるにしたがって地山特性曲線の傾きが負から正に変わるが、 α がある値より小さい場合、吹付厚が大きくなっても負のままであることが分かる。この境界値を α_k とすると α_k は式(27)で与えられる。

$$\alpha_k = 1/b = 1 + R \cdot E / (T \cdot E_c (1 + \nu)) \dots \dots \dots (27)$$

これは、式(24)と式(25)において $\beta=0$ とし、両式から応力解放比 a を消去すれば、 P と U の関係が式(28)で表されるが、この式の右辺の U の係数で正負両方の値になりうるのは $(b \cdot \alpha - 1)$ だけだからである。

$$P = U \cdot \sigma_0 (b \cdot \alpha - 1) / [U_0 (1 + (1 - b) \alpha)] + \sigma_0 \dots \dots (28)$$

この $b \cdot \alpha$ の値は粘弾性地山における地山特性曲線の特徴を示す1つの指標になると考えられる。

(4) 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の作成方法

吹付コンクリートによる覆工だけで支保するトンネルを想定し、吹付コンクリートの応力が許容値と一致する状態で設計内空を確保するために必要な掘削範囲 R_0 と覆工厚 T を求める。

地山特性曲線が吹付コンクリートの支保特性の影響を受けない場合には、地山特性曲線上の P と U から式(29)

と式 (30) で R_0 と T を求めることができる³¹⁻⁶⁾。

$$R_0 = R_i \cdot \sigma_{ca} / \{ (1 - U/R) (\sigma_{ca} - P) \} \dots\dots\dots (29)$$

$$T = R_i \cdot P / (\sigma_{ca} - P) \dots\dots\dots (30)$$

ここに、 R_i : 設計内空半径

σ_{ca} : 吹付コンクリートの許容応力値

しかし、粘弾性地山においては覆工の支保特性によって地山特性曲線が変化するので、式 (29) と式 (30) は利用できない。ここでは、図-7 に示すように支保特性と応力解放比をパラメータにして繰り返し計算により求める。具体的には次のようになる。

① 地山の弾性係数 E 、ポアソン比 ν 、クリープ係数 α 、 β と初期地圧 σ_0 およびトンネル半径 R 、設計内空半径 R_i を設定する。ここでは $R = R_i$ とする。

② 掘削・支保の施工速度 (t_1/a) を設定する。

③ 吹付コンクリートの弾性係数 E_c と許容応力値 σ_{ca} を設定する。

④ 吹付厚 T を設定する。

⑤ 吹付後に解放される応力のうち支保に作用する応力の割合 b を式 (15)、吹付コンクリートの応力が許容値と一致するときの支保圧 P^* を式 (31) により計算する。

$$P^* = \sigma_{ca} \cdot T / R \dots\dots\dots (31)$$

⑥ 応力解放比 a を設定する。

⑦ 式 (24) と式 (25) により支保圧 P と地山変位 U を計算する。

⑧ $P = P^*$ かどうかを判定する。 $P = P^*$ であれば⑨に行き、 $P \neq P^*$ であれば⑥に戻る。 T によっては $P = P^*$ になる応力解放比 a がないことがある。このため掘削特性曲線と覆工厚特性曲線は地山特性曲線よりも分布する範囲が限られる。

⑨ 必要掘削半径 R_0 を式 (32) により計算し、このときの (T, U, R_0) を出力して④に戻る。

$$R_0 = R_i / (1 - T/R - U/R) \dots\dots\dots (32)$$

⑩ ⑨の (U, R_0) と (U, T) を図上にプロットする。前者が掘削特性曲線、後者が覆工厚特性曲線になる。

(5) 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に及ぼすクリープ特性と支保特性の影響

掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に及ぼすクリープ特性の影響を図-8 と図-9 に示す。これらの曲線は地山特性曲線と同じ条件の下で作成している。

地山特性曲線と同様、掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に及ぼす β の影響は α が大きくなるにしたがって大きくなり、 α が大きいと、 β によって右上りの曲線になったり右下がりの曲線になったりする。このとき、どちらの特性曲線也非常に似た変動を示し、掘削特性曲線が右上がりであれば、これに対応する覆工厚特性曲線も右上がりになり、前者が右下がりであれば、後者も右下がり

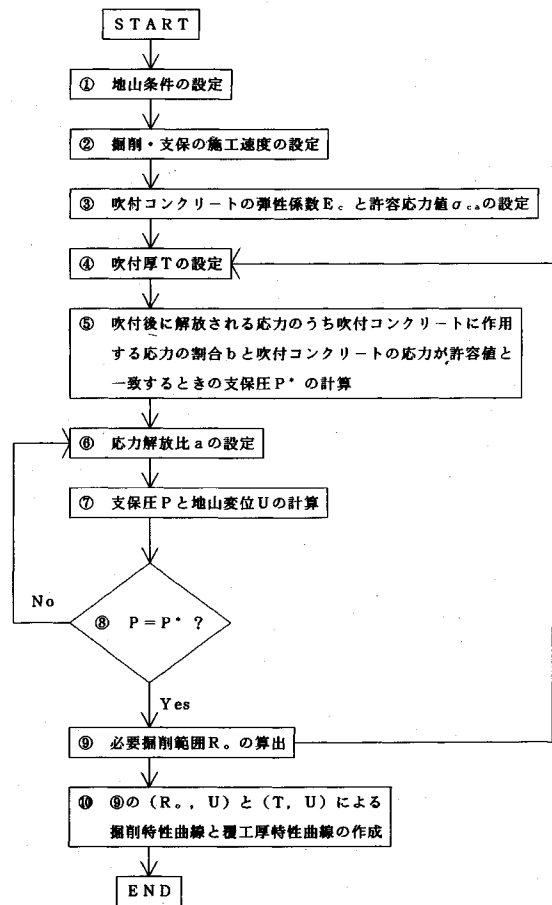


図-7 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の作成手順

になる。したがって、 β が大きい場合には変位を許せるだけ許し、 β が小さい場合には変位をできるだけ押さえることが望ましいと判断される。

なお、掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に不連続部が存在する場合がある。図-8 と図-9 の破線が不連続部である。吹付コンクリートの応力が許容値と一致する状態で設計内空を確保するために必要な掘削範囲と覆工厚は実線の部分にのみ存在し、破線の部分には存在しない。掘削特性曲線と覆工厚特性曲線を作成するために吹付厚 T を変化させていくと、図-10 に示すように、吹付厚 T が T_k のときに、実線から別の実線に飛び移る。

地山特性曲線は、既に図-4 と図-5 に示したように、クリープ特性と支保特性によってその形状が変化しますが、図-11 に示すように、支保圧 P の極大値が存在するものとしないものと大別することができる。掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の不連続部は、これらの特性曲線を作成するために設定した吹付厚 T に対応して作成できる地山特性曲線に $P = P^*$ になる点が 1 つだけ存在する場合と 2 つ存在する場合があることによって生じる。

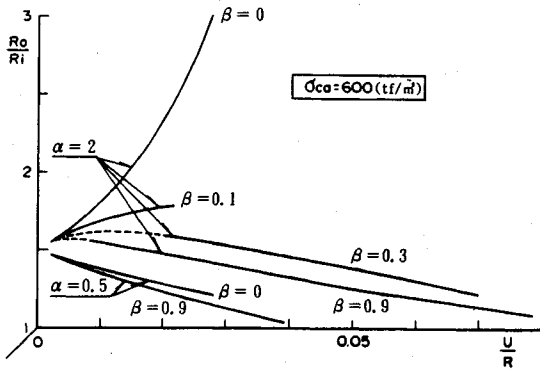


図-8 掘削特性曲線に及ぼすクリープ特性の影響

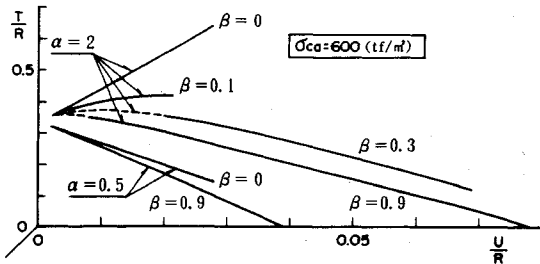


図-9 覆工厚特性曲線に及ぼすクリープ特性の影響

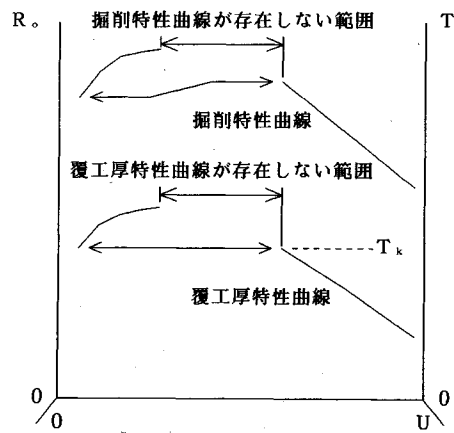


図-10 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の不連続性

掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の右側の実線の部分の吹付厚 T (図-10の $T < T_k$ を満足する T) に対応する地山特性曲線は、図-11のタイプAのように支保圧 P の極大値が存在しないものになるか、さもなければ、タイプBのように極大値が存在するものになる。しかし、タイプBのような地山特性曲線になっても $P = P^*$ になる点は②の部分に存在する。したがって、どちらにしても、 $P = P^*$ になる点は地山特性曲線上に1つしか存在しない。

左側の実線の部分の吹付厚 T (図-10の $T > T_k$ を満足する T) に対応する地山特性曲線は、タイプBのように極大値が存在するものになる。そして、 $P = P^*$ になる点は①の部分に2つ存在する。掘削範囲はできるだけ小さい方が望ましいので、掘削範囲は変位の小さい点の支保圧 P から計算する。これが掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に不連続部が存在する原因である。

このように、地山条件や支保条件によっては掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に不連続部が生じる可能性があることに注意する必要がある。

掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に及ぼす支保特性の影響を図-12に示す。ここでは、 $\alpha = 2, \beta = 0, \sigma_{ca} = 600 \text{ t/m}^2$ とし、 E_c だけを変化させている。 E_c が大きいときには掘削特性曲線と覆工厚特性曲線のどちらも右上がりの曲線になっているが、小さいときにはどちらも右下がりの曲線になっている。したがって、支保材料によって

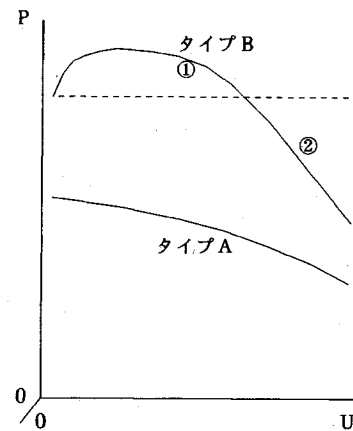
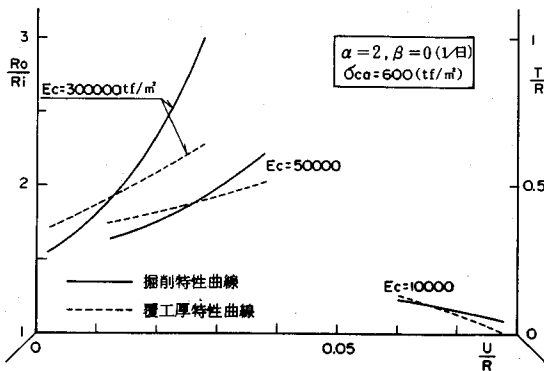


図-11 地山特性曲線のタイプ

変位を許せるだけ許した方がよい場合と変位をできるだけ押さえた方がよい場合とに別れることになる。支保特性の選択の自由度を増やすことも課題の1つになると考えられる。

以上より、3要素粘弾性地山モデルでは、地山特性曲線が支保特性によって変化するため、地山特性曲線だけでは合理的な設計は不可能で、どうしても掘削特性曲線と覆工厚特性曲線が必要になることが分かる。そして、この2つの特性曲線から、クリープ特性や支保特性によって、変位をできる限り押さえた方がよい場合と変位を許せるだけ許した方がよい場合とに別れることが分かる。ただし、どちらの場合でも、掘削範囲と覆工厚は変位に対して同じように反応し、掘削範囲が小さければ覆工厚も小さくなることに注目する必要がある。前者の場合、設計目標になる変位は0だが、これを実現させることはほとんど不可能なので、地山補強工、先受け工を含む支保施工の容易さ、経済性などを掘削量と比較しながら考慮して目標変位を設定する必要があると考えられる。後者の場合、掘削面のひずみ目が許容ひずみと一致す



図—12 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線に及ぼす支保特性の影響

る変位を目標変位にするなどの工夫が必要であると考えられる。許容ひずみの推定・設定方法の確立が今後の課題になると考えられる。

3. クリープ係数 α が非線形性を示す 3 要素粘弾性地山における最小掘削設計法

(1) クリープ係数 α が非線形性を示す 3 要素粘弾性地山モデル

a) 地山自身の時間依存性

膨張性地山のトンネル現場での実感から、クリープ係数 α は非線形性が強いと考えられる。ここでは、次の仮定が成立する 3 要素粘弾性地山モデルを想定して、最小掘削設計法の有用性を検討する。

① トンネル壁面変位が限界変位 U_L を越えるまではクリープ特性は現れない。限界変位 U_L は式 (33) で表される。

$$U_L = a_0 \cdot U_0 \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 a_0 : クリープ特性が現れ始める応力解放比

② クリープ特性は、切羽進行の影響が消え、初期地圧 σ_0 がすべて解放されてから現れる。したがって、 β は 0 ではないが極めて 0 に近い値を持つ。

③ クリープの大きさは弾性変位の限界変位に対する超過量に比例し、クリープ係数 α は式 (34) で表される。

$$\alpha = \Delta U_L / U_L = (a + f - a_0) / a_0 \dots\dots\dots (34)$$

ここに、 $\Delta U_L = U_{e1} + U_{e2} - U_L$

ただし、 $\alpha < 0$ のときは $\alpha = 0$ とする。

b) トンネルの壁面変位と支保圧の関係を表す解析解

上記の仮定が成立するとき、弾性変位が限界変位を越えると、支保がなければ、 U_{e2} の変位後 t_2 日経過するまでに、式 (35) で与えられるクリープ変位 U_{cr4} が発生する。

$$U_{cr4} = \Delta U_L \cdot \alpha \{1 - \exp(-\beta \cdot t_2)\} \\ = a_0 \cdot U_0 \cdot \alpha^2 \{1 - \exp(-\beta \cdot t_2)\} \dots\dots\dots (35)$$

この U_{cr4} を弾性変位と考えると、これを発生させるた

めに必要な解放応力 $\Delta\sigma_{cr4}$ は式 (36) で与えられる。

$$\Delta\sigma_{cr4} = U_{cr4} \cdot \sigma_0 / U_0 \\ = a_0 \cdot \sigma_0 \cdot \alpha^2 \{1 - \exp(-\beta \cdot t_2)\} \dots\dots\dots (36)$$

実際には支保があるので、この応力は地山と支保に作用する。これによる変位 U_{cr5} は式 (37)、支保圧 P_3 は式 (38) で与えられる。

$$U_{cr5} = (1 - b) U_{cr4} \dots\dots\dots (37)$$

$$P_3 = b \cdot \Delta\sigma_{cr4} = b \cdot U_{cr4} \cdot \sigma_0 / U_0 \dots\dots\dots (38)$$

したがって、支保後 t_2 日経過した時点の地山変位 U と支保圧 P は式 (39) と式 (40) で与えられる。また、これまでの地山変位の経時変化は図—13 に示すようになる。

$$U = U_{e1} + U_{e2} + U_{cr5} \dots\dots\dots (39)$$

$$P = P_1 + P_3 \dots\dots\dots (40)$$

そして、収束した U と P 、すなわち、 $t_2 \rightarrow \infty$ のときの U と P は式 (41) と式 (42) で与えられる。

$$U = U_0 \{a + (1 - b)(1 - a + a_0 \cdot \alpha^2)\} \dots\dots\dots (41)$$

$$P = b \cdot \sigma_0 (1 - a + a_0 \cdot \alpha^2) \dots\dots\dots (42)$$

(2) 地山特性曲線

2.(2) に示した地山特性曲線の作成手順に従い、式 (24) と式 (25) の代わりに式 (41) と式 (42) を利用すると、図—14 に示す地山特性曲線が得られる。トンネル半径、地山の弾性係数とポアソン比、吹付コンクリートの弾性係数および初期地圧は 2.(3) に示した地山特性曲線の作成条件と同じである。

これらの地山特性曲線には極小かつ最小の支保圧が存在する。その支保圧は吹付コンクリートの厚さが増すにたがって大きくなり、対応する変位は小さくなる。そして、変位を許し過ぎると支保圧が初期地圧よりも大きくなる。しかも、支保剛性が大きいほど支保圧が大きくなっており、膨張性地山において覆工が容易に破損することが説明できると考えられる。

(3) 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線

2.(4) に示した掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の作成手順に従い、式 (24) と式 (25) の代わりに式 (41) と式 (42) を利用すると、図—15 に示す掘削特性曲線と覆工厚特性曲線が得られる。トンネル半径、地山の弾性係数、ポアソン比、吹付コンクリートの弾性係数と許容応力値、初期地圧は 2.(5) に示した掘削特性曲線と覆工厚特性曲線の作成条件と同じである。この掘削特性曲線と覆工厚特性曲線には不連続部との境界に位置しているが極小かつ最小の掘削範囲と覆工厚が存在し、しかも、両者に対応する変位は一致している。したがって、この変位の実現を目指すことが最も経済性の高いトンネル建設に結び付くことになる。粘弾性地山あるいは膨張性地山におけるトンネルに対しても最小掘削設計法が適用可能であると考えられる。

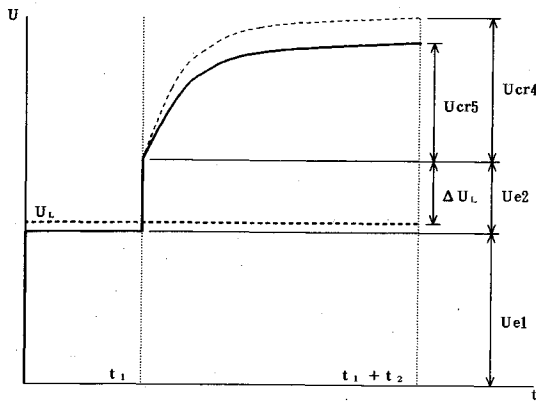


図-13 地山変位の経時変化 (クリープ係数 α が非線形性を示す場合)

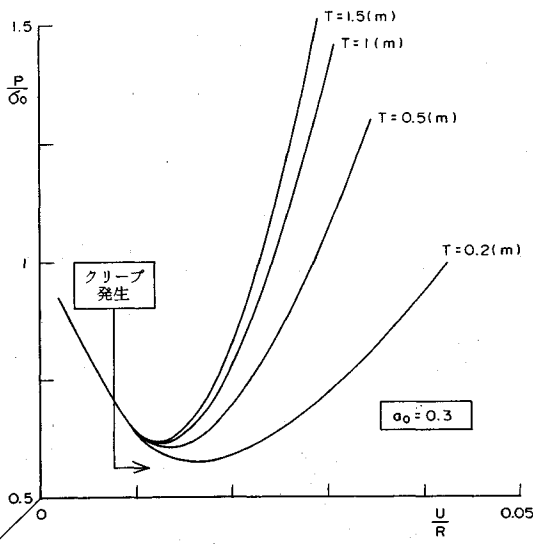


図-14 地山特性曲線 (クリープ係数 α が非線形性を示す場合)

4. ま と め

時間依存性を示す地山を Voight-Spring 型 3 要素モデルで表現し、このような地山におけるトンネルに対しても最小掘削設計法が適用可能かどうか検討した。その結果をまとめると以下ようになる。

クリープ係数 α が一定の場合と非線形性を示す場合のいずれでも次のことが言える。

① 粘弾性地山におけるトンネルの地山特性曲線は支保特性によって変化する。

② 地山特性曲線の支保圧が初期地圧以上になる場合がある。

クリープ係数 α が一定の場合には次のことが言える。

③ 地山特性曲線に極小かつ最小の支保圧は存在しない。逆に、極大かつ最大の支保圧が存在する場合がある。

④ クリープ特性や支保特性によって、変位をできる

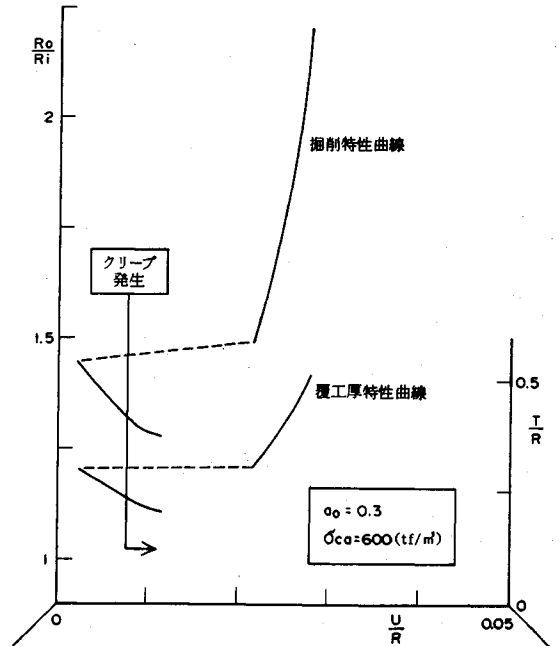


図-15 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線 (クリープ係数 α が非線形性を示す場合)

限り押さえた方が良い場合と変位を許せるだけ許した方が良い場合とに別れる。ただし、どちらの場合でも、掘削範囲と覆工厚は変位に対して同じように反応し、必要掘削範囲が小さければ必要覆工厚も小さくなる。

クリープ係数 α が非線形性を示し、弾性ひずみが大きくなるほどクリープひずみと弾性ひずみの比も大きくなる場合には次のことが言える。

⑤ 地山特性曲線に極小かつ最小の支保圧が存在する。

⑥ 掘削特性曲線と覆工厚特性曲線にも極小かつ最小の掘削範囲と覆工厚が存在し、最小掘削範囲と最小覆工厚に対応する変位が一致する。

今後、時間依存性を示す地山のモデル化に関してより詳細な検討が必要であるが、このような地山におけるトンネルに対しても最小掘削設計法は有用であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書 (山岳トンネル編)・同解説。
- 2) 谷本親伯：NATM における情報化施工，土と基礎，30-7 (294)，pp. 63~70，1982.7。
- 3) 梨本 裕・高森貞彦：悪質地山における NATM の合理的な設計，土木学会第 45 回年次学術講演会，pp. 584~585，1990.9。
- 4) 梨本 裕・高森貞彦・今田 徹：大深度低強度地山におけるトンネル設計の合理化，土木学会論文集，第 427 号，pp. 183~191，1991.3。

- 5) 梨本 裕・高森貞彦・今田 徹：孔内除荷模型実験による地山特性曲線とトンネルの最適設計，土木学会論文集，No. 444/VI-16, pp. 41-48, 1992. 3.
- 6) 梨本 裕・高森貞彦・今田 徹：低強度地山におけるトンネルの最小掘削設計法の提案，土木学会論文集，No. 444/VI-16, pp. 41-48, 1992. 9.
- 7) 土木学会：土木技術者のための岩盤力学（昭和50年度改訂版），p. 354.
- 8) 電力土木技術協会編：電力施設地下構造物の設計と施工（第3章地下発電所），pp. 305-473.
- 9) 亀村勝美・平野逸雄・竹田直樹・里 優：切羽進行を考慮したトンネルの解析と実際，第27回土質工学シンポジウム（NATM工法の設計と実際），pp. 55-60, 1982.
- 10) 林 正夫・日比野敏：地下の開削に伴う周辺地盤の緩みの進展に関する解析，電力中央研究所報告，No. 67095, 1968.
- 11) Hayashi, M. and Hibino, S. : Visco-Plastic Analysis on Progressive Relation of Underground Works, Proc. of the 2nd Congress of the International Society for Rock Mechanics, Beograd, No.4-25 (Vol.II), pp.565-575, 1970.
- 12) 桜井春輔：粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工について，土木学会論文報告集，第181号，pp.77-89, 1970.9. (1992. 9. 18 受付)

A TUNNEL DESIGN FOR MINIMUM EXCAVATION IN VISCOELASTIC GROUND

Yutaka NASHIMOTO, Sadahiko TAKAMORI and Toru KONDA

A design method for tunnel to be excavated by NATM in low strength ground is expected to be established. We showed previously that "the tunnel design method for minimum excavation" aimed at achieving the minimum excavation limit is effective for tunnel in low strength ground. It is not unusual, however, that low strength ground is also expansive, and the design and construction of tunnel in expansive ground inevitably depend on trial and error. The behavior of expansive ground can be regarded as creep. In this study, the applicability of the tunnel design method for minimum excavation to ground subject to creep has been investigated.