

NATM のための地山支保力の定量化と支保特性曲線の構成 —Fenner-Pacher 曲線の極小点は周辺地山の破壊点なのでは？—

Quantitative evaluation of the load bearing capacity of surrounding rock mass and
theoretical construction of the characteristic curve of tunnel-support for NATM
- Is the minimum point of Fenner-Pacher curve a failure point of surrounding rock? -

木山 英郎 Hideo KIYAMA (鳥取大学工学部)



トンネル掘削に伴い、支保工のみならず、周辺地山も掘削解放応力の一部を負担し、空洞維持に寄与する。この地山の支保能力を有効に利用するのが NATM の支保理念とされる。そこで円形ライニングの2次元弾性解析によって、ライニングや地山の支保力を定量化し、それを内空変位に直結するライニング支保剛性、地山支保剛性および総支保剛性の形で提示する。ついで、これら支保剛性から Fenner-Pacher 曲線相当の地山支保特性曲線を理論的に構成する手法と、特性曲線の力学的な意味や入力物性値の影響について述べる。その結果、Fenner-Pacher 曲線の極小点を狙おうとする NATM の支保理念は少々危険を伴い再考する必要のあることを指摘する。

キーワード：NATM, 支保特性曲線, 地山支保力, 支保剛性, 弾性解析, DEM
(IGC: H05, G04, K11)

1. はじめに

トンネルの標準工法となった NATM は、Fenner-Pacher¹⁾型支保特性曲線を概念として定着させ、地山の支保能力を十分に活用するための工夫として、岩盤損傷の少ない掘削法や迅速・適正な支保工の採用、より科学的な設計・施工をめざす岩盤分類や変位計測の標準化など、在来工法にみられない特色を發揮している。しかしながら、基本となる地山支保力や特性曲線を定量的に取り扱う方法が確立していないため、支保工は実績に基づく標準パターンを中心に施工者の経験と勘による段階的な現場合わせに頼らざるを得ず、膨大な変位計測データも十分に活かされているとは言い難いのが現状である²⁾。つまり、地山支保力の定量化とそれに基づく支保特性曲線の具体化が、NATMの研究と実務の双方にとって基本的かつ一級の課題であるといえる。

トンネル断面の掘削に伴い、周辺地盤が空洞維持のために發揮する支保工相当力を地山支保力と定義すれば、地山支保力とライニング支保力(支保工、覆工などによる支保力の総称に用いる)は両者の相対剛性により負担割合を変化するが、両者を合わせた総支保力は与えられた地盤で常に一定で変化しない(掘削断面が負担していた支保力に等しい)。したがって、通常の内空変位計測等で評価されるのは、地山とライニングを合わせた総支保剛性であり、掘削断面が發揮していた初期剛性からの減少分として現れる。このような観点から、支保効果の定量的指標として、初期地盤剛性で相対化した地山支保剛性 \bar{K}_E 、ライニング支保剛性 \bar{K}_L およびそれらを合せた総支保剛性 \bar{K}_T を先に提案³⁾した。

本報告は、これを精査・発展させるために実施した最近の3編の論文^{4), 5), 6)}をもとに、一般的な地山支保

特性曲線の構成と、実地盤における Fenner-Pacher 型支保特性曲線の P_{\min} の意味に焦点を合わせて論じることとする。

2. 円形ライニングの弾性解と代表応力, 代表変位

図-1に平面ひずみ状態の円形ライニング解析モデルを示す。地盤の初期応力を $\sigma_v^* = -p$, $\sigma_H^* = -kp$ とし、地盤のヤング率, ポアソン比を E, ν , ライニングのそれを $\bar{E}, \bar{\nu}$, 外半径(掘削断面)を b , 内半径を a とする。解析結果の詳細は文献⁴⁾を参照されたい。

全変形解 F と N は、埋設管のように無負荷状態でライニングを設置し、初期応力を載荷する場合に相当する。初期変形補正解 $F(C)$ と $N(C)$ は、トンネルのように初期応力による変形が完了した地盤を掘削し、無応力、無変

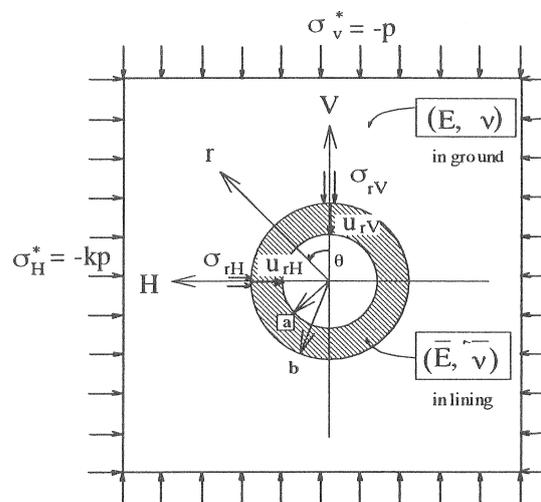


図-1 平面ひずみ状態のライニング解析モデル

$$k=0.5, \quad \nu=0.4, \quad \bar{\nu}=0.2, \quad a/b=0.95$$

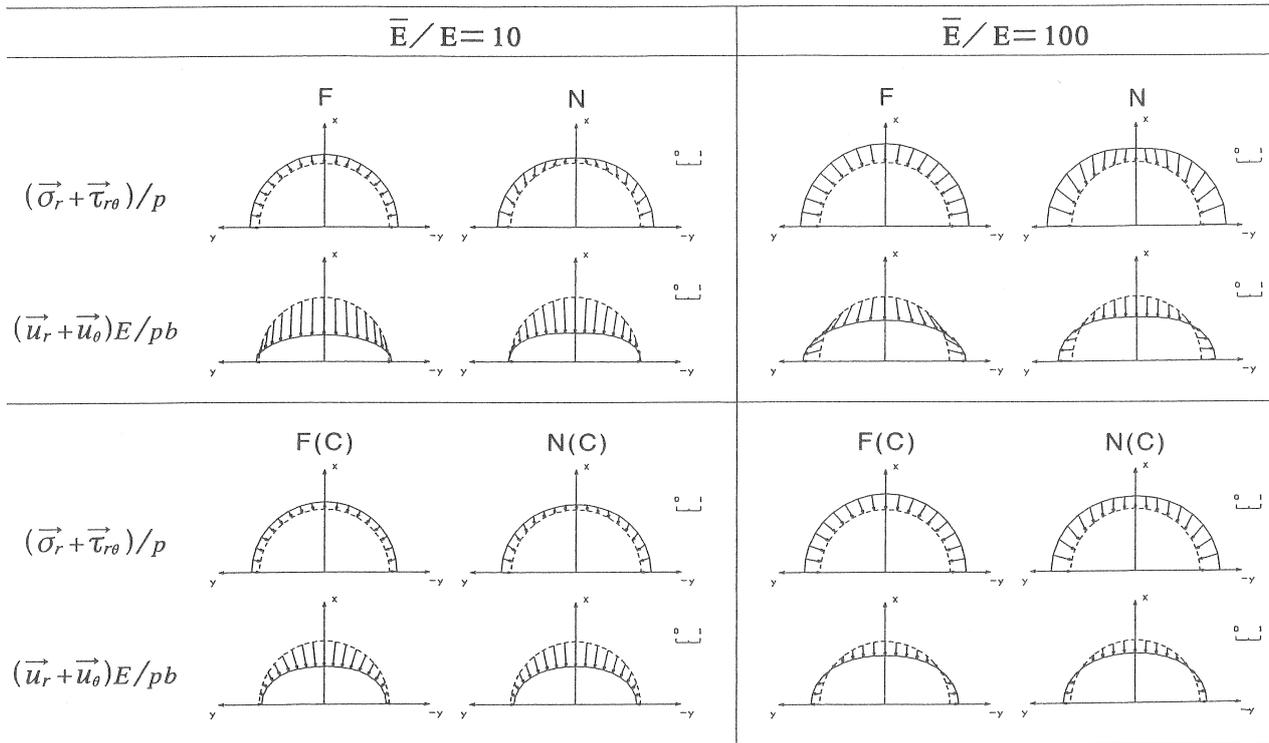


図-2 滑らかな、粗い境界条件と全変形解析、初期変形補正解析の組み合わせによる、ライニング外周 ($r=b$) の応力と変位の相違

形のライニングを建て付ける場合に相当する。なお、F と N の区別は、地盤とライニングの境界面が滑らかな Full-slip と粗い No-slip を表す。

(1) ライニング外周の応力分布と変形状

全変形の解 F, N と初期変形補正 F(C), N(C)の解を比較するために、一例として、図-2 にライニングの内外径比 $a/b=0.95$ (例えば、直径 10m のトンネルで巻厚 25cm)、初期応力比 $k=\sigma_H^*/\sigma_V^*=0.5$ 、地盤のポアソン比 $\nu=0.4$ 、ライニングの $\bar{\nu}=0.2$ の場合について、ライニング外周 ($r=b$) での合応力ベクトル $(\bar{\sigma}_r + \bar{\tau}_{r\theta})(1/p)$ と合変位ベクトル $(\bar{u}_r + \bar{u}_\theta)(E/pb)$ を表している。ライニングと地盤のヤング率比 $\bar{E}/E=10$ から 100 にすれば、応力と変位が当然大きくなる。ライニング境界が滑らかな F の方が、粗い N の場合より作用応力の分布が滑らかで無理が無い。なによりも、全変形解 F, N の変形が初期変形補正解 F(C), N(C)のそれにくらべて倍近く大きいのが最大の特徴である。

(2) 代表応力 σ_0 、代表変位 u_0

上述のように、両者の解で応力分布、変形状ともに、条件ごとに大きく異なることがわかる。このことは以後の整理を煩雑にするので、できればこの段階で初期応力比等による影響を避けるため、トンネルの天井 ($\theta=0$) と側壁中央 ($\theta=\pi/2$) を代表点に選び、それら 2 点の平均値を代表応力 σ_0 、代表変位 u_0 と記すことにする。これらは、ライニング外周上の動径方向の平均応力、平

均変位に一致し、その結果、地盤とライニングの境界面の滑らかな F、粗い N に無関係となり、後は全変形解か初期変形補正解かによって異なるのみとなる。

3. 支保剛性 $\bar{K}_T, \bar{K}_L, \bar{K}_E$ の算定

代表応力 σ_0 、代表変位 u_0 を用いて、各支保剛性の定義とその物理的意味をまとめると以下のようである。

まず、剛性の基準となる掘削前初期地盤の支保剛性 K_0^* は、トンネル掘削断面の地盤をライニング相当と考えた剛性で、代表応力 σ_0^* 、代表変位 u_0^* がそれぞれ地盤の初期応力、初期変位となることから、 k は消去され、等方圧の場合と同じ次式を得る。

$$K_0^* = \sigma_0^* / (u_0^* / b) = E / (1 + \nu)(1 - 2\nu) \quad (1)$$

掘削後のトンネルにおいて、上記の K_0^* で相対化した総支保剛性 \bar{K}_T は、式(2)に示すように簡単な代表変位の逆数で表される。

$$\bar{K}_T = K_T / K_0^* = u_0^* / u_0 \quad (2)$$

同じく K_0^* で相対化したライニング支保剛性 \bar{K}_L は、

$$K_L = (u_0^* / u_0)(\sigma_0 / \sigma_0^*) = K_T(\sigma_0 / \sigma_0^*) \quad (3)$$

同じく K_0^* で相対化した地山支保剛性 \bar{K}_E は総支保剛性とライニング支保剛性の差で与えられる。

$$\bar{K}_E = \bar{K}_T - \bar{K}_L \quad (4)$$

これら 3 つの支保剛性は解析解を用いて一般的に定式化されている (文献 5) 参照)。代表応力、代表変位が円周上の平均応力、平均変位であることが幸いし、

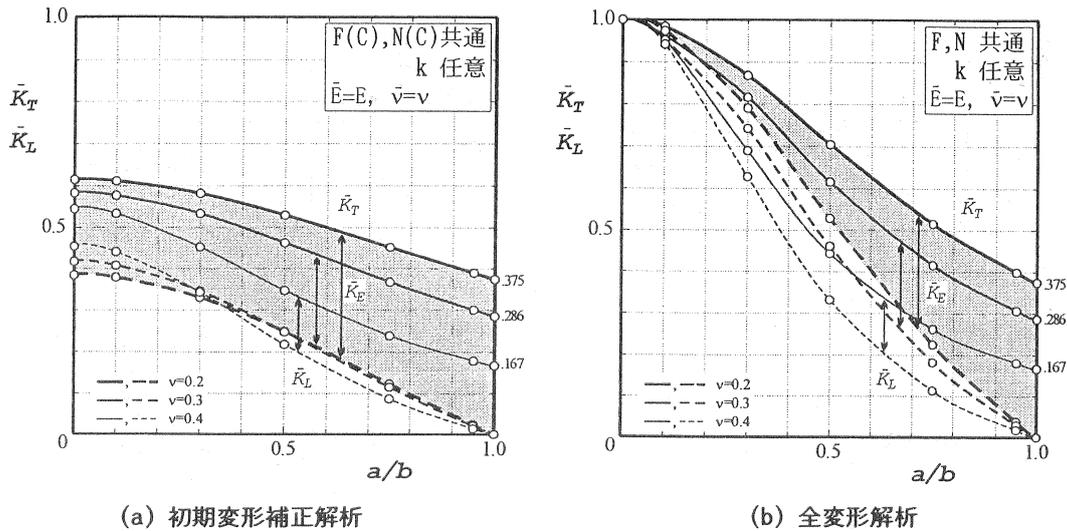


図-3 ライニング支保剛性、地山支保剛性および総支保剛性の基本図
(ライニング境界の粗さと無関係になる)

それら3つの支保剛性は初期応力状態 ($k = \sigma_H^* / \sigma_V^*$) および地盤とライニングの境界の粗さ (FとN) に無関係に定まり、地盤物性 (E, ν) とライニング条件 ($\bar{E}, \bar{\nu}, a/b$) の関連のみで普遍的に評価できることになる。すなわち、 $\bar{K}_L, \bar{K}_E, \bar{K}_T$ に関する以下の図は、初期応力が $k=0$ (一軸応力状態) から $k=1.0$ (等方応力状態) までの任意の k について、かつ、滑らかか粗いかの境界条件に無関係に成立するものである。

まず、全変形解析 F, N で基本となる $\bar{E}/E=1, \bar{\nu}=\nu$ の場合の $\bar{K}_L, \bar{K}_E, \bar{K}_T \sim a/b$ 関係を図-3 (b) に示す。地盤に $a=0$ から $a=b$ までの任意の大きさの孔をあけた時の、 $b-a$ 間をライニングと考えた場合に当たる。掘削前の初期地盤 ($a/b=0$) で $\bar{K}_T = \bar{K}_L = 1, \bar{K}_E = 0$ となり、掘削予定断面内の地盤が全支保力を負担している。 $a/b=1$ の素掘り状態で $\bar{K}_L = 0, \bar{K}_T = \bar{K}_E = (1-2\nu)/2(1-\nu)$ となり、地山支保力が全支保力を負担し、その支保剛性値は地山のポアソン比のみによって定まる。

初期変形補正解 F(C), N(C) の場合には同図は図-3 (a) のように変化する。素掘り状態では当然両者は一致するが、それ以外の a/b において後者は相当低い支保剛性に修正されることがわかる。ちなみに、後者は初期変形完了後にライニングに当たる厚さ ($b-a$) の地盤を一度抜き取って応力・変形を 0 に解放し、改めて差し込んだ状態を表し、その本来の剛性から期待される支保剛性よりもずいぶん低い値になることに注意が必要である。

4. トンネル支保特性曲線の構成

NATM の基本概念である Fenner-Pacher 曲線の図は横軸に内空変位 u_0 、縦軸に、必要なライニングの支保圧 σ_0 をとって、地山の $\sigma_0 \sim u_0$ 関係 (地山支保特性曲線) とライニングの $\sigma_0 \sim u_0$ 関係 (ライニング支保特性

曲線) が描かれる。本報では図-4 に模式的に示すように、 σ_0, u_0 を掘削前の初期応力と初期地盤変位 σ_0^*, u_0^* でそれぞれ相対化した $\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 関係を用いる。

(1) トンネル支保特性曲線の定式化

トンネル支保特性曲線について、解析解を用いて一般的に定式化すると以下のようなものである。

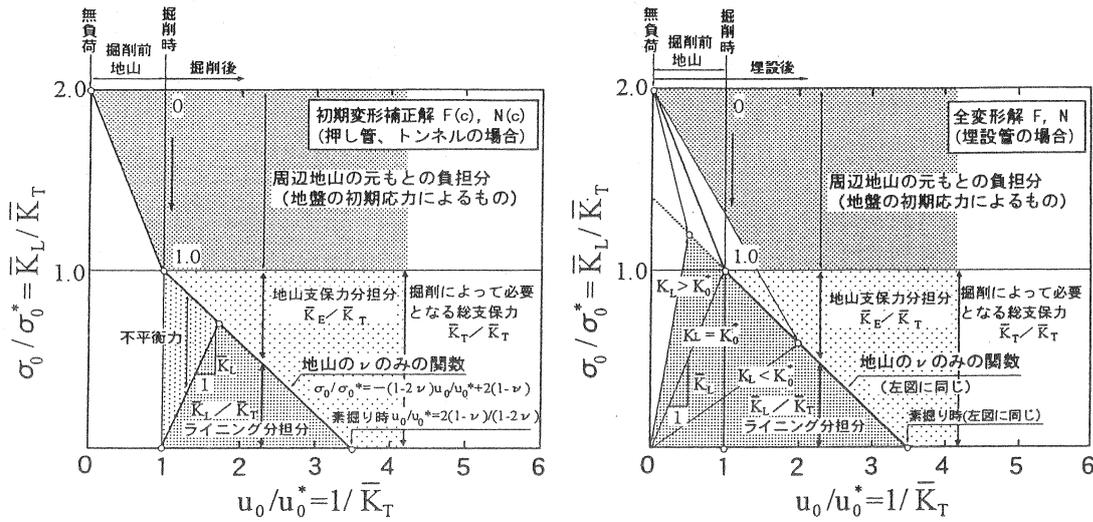
図-4 (b) の全変形解の場合も図-4 (a) の初期変形補正解の場合も、地山の $\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 関係は一致し、次式のように簡単な式で表される。

$$\sigma_0/\sigma_0^* = -(1-2\nu)(u_0/u_0^*) + 2(1-\nu) \quad (5)$$

これが地山支保特性曲線と呼ばれるもので、与えられた地山に対し全てのライニングが平衡状態において満足すべき基本式となる。これは掘削前の初期地盤状態を示す $\sigma_0/\sigma_0^* = 1, u_0/u_0^* = 1$ の点を通り、素掘りのときの $\sigma_0/\sigma_0^* = 0, u_0/u_0^* = 2(1-\nu)/(1-2\nu)$ なる点に至る、勾配が $-(1-2\nu)$ の直線となる。他の地盤条件 (E) やライニング条件 ($t (= a/b), \bar{\nu}, \bar{E}$)、初期応力条件 (k) に無関係に、唯一地盤のポアソン比 ν に依存することがわかる。これが弾性地盤の地山支保特性曲線である。

一方、全変形解の場合のライニングの $\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 関係は、無負荷状態の点 (0, 0) を通り、勾配がライニングの支保剛性 $(\sigma_0/\sigma_0^*)/(u_0/u_0^*) = \bar{K}_L$ の直線となる。ただし \bar{K}_L は地盤物性とライニング物性 ν 巻き厚の全て ($t (= a/b)$ と $\bar{\nu}/\nu, \bar{E}/E$) の関数となる。この点、Rabcewicz¹⁾ は Fenner-Pacher 曲線を導入するに際し、経験的にライニング支保力をライニング剛性による独立な特性と考えたが、それは間違いのようである。

初期変形補正解の場合は、ライニングの変形開始が $u_0/u_0^* = 1$ となるため、特性曲線の開始点が (0, 1) に移動するが、勾配は全変形解の場合と同じくライニング支保剛性 \bar{K}_L に等しい直線となる。全変形解と初期変形補正解の応力、変位の式は複雑な相違を示していたけれども、



(a)初期変形補正解 (ライニングの変形は $\bar{u}_0 = u_0 - u_0^*$) (b)全変形解 (ライニングの変形は $\bar{u}_0 = u_0$)

図-4 トンネル支保特性曲線の物理的意味

結局は、両者のライニング支保特性曲線（直線）の勾配は支保剛性 \bar{K}_L によって定まり、零点をライニング開始時に合わせれば良いという極めて単純で、理屈通りの結果を与えているといえる。この結果を利用すれば、トンネルの支保特性曲線の作成に関しては、単純な全変形解さえ求めれば、複雑な初期変形補正解を無理して求める必要はないということになる。

(2)トンネル支保特性曲線の力学的意味

以上の結果、図-4 (a)の初期変形補正解の場合において、図の上半部には掘削前の地盤が掘削断面も周辺地盤も共に無負荷状態から一様に初期応力 σ_0^* 、変位 u_0^* の状態（これを初期地盤と呼ぶ）まで負荷されている様子を示す。その様子は、図の上下を逆にして地山支保特性曲線を眺めればよい。それは周辺地盤の支保力-変位曲線となる。

初期地盤の応力 σ_0^* 、変位 u_0^* 、および剛性 K_0^* を基準値に使い、図中の点 $(\sigma_0/\sigma_0^*, u_0/u_0^*) = (1, 1)$ が初期地盤状態を表す。このとき、掘削予定断面内の地盤（ライニングに相当）と周辺地盤（地山）の負担分は、支保剛性で表すと $\bar{K}_L = 1, \bar{K}_E = 0, \bar{K}_T = 1$ となる。しかし、実際には両者は等しく σ_0^*, u_0^* を負担しており、周辺地盤（地山）についてはこの初期地盤状態 $(\sigma_0^*, u_0^*; \bar{K}_E = 0)$ を基準にトンネル掘削とともにどれだけ負担分が増加するかを、地山支保力として考えている。つまり、ここでいう支保力、支保剛性とは、初期地盤において掘削予定地盤が負担あるいは発揮していた支保力（剛性表示で $\bar{K}_T = \bar{K}_L = 1$ ）を単位にとって、掘削後それらをライニングと周辺地山がどのように負担し合うかを評価するものである。

つぎに、図の下半部、点(1,1)以降の地盤とライニングの挙動特性が、Fenner-Pacher 型支保特性曲線とし

てこれまで検討の対象とされてきた部分である。上記したように、地山とライニングの平衡点を表す地山支保特性曲線は、点(1,1)を始点、素掘り時の変位点を終点とする直線、式(5)で与えられる。この地盤に支保剛性 \bar{K}_L のライニングを施すとき、ライニング支保特性曲線は始点を点(1,1)、勾配 \bar{K}_L の直線となり、上記直線との交点がこの場合の求める平衡点となる。

ところで、この図では掘削によって必要となる総支保力が、地盤条件やライニング条件に関わらず縦軸上では常に 1.0 となるように、各支保力を総支保力（剛性表示で \bar{K}_T ）で相対化して $\bar{K}_L/\bar{K}_T, \bar{K}_E/\bar{K}_T, \bar{K}_T/\bar{K}_T$ のように表されている。したがって、地山支保特性曲線 $(\bar{K}_L/\bar{K}_T \sim 1/\bar{K}_T)$ 曲線は、その下方 $\bar{K}_L/\bar{K}_T = 0$ までの縦距が総支保力に占めるライニングの分担割合 (\bar{K}_L/\bar{K}_T) を、同曲線から上方 $\bar{K}_T/\bar{K}_T = 1.0$ までの縦距が地山の分担割合 (\bar{K}_E/\bar{K}_T) を表すところの、両者の分割線の意味を持つ。

一方、同図においてライニング自身の分担能力を $\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 関係で表したライニング支保特性曲線は、地盤条件とライニング条件の双方（つまり、 \bar{K}_L ）の関数であり、同一ライニングでも対象地盤によって直線の勾配が異なり、発揮し得る支保力が変化することを示す。また、決定されたライニング支保特性曲線が地山支保特性曲線との平衡点に達するまでの変形途中では、同図における両線の縦距差がその時々支保力の不足分を表すことになる。

同図(b)に示す全変形解の場合には、地山支保特性曲線は上記図(a)の場合と同一であるが、ライニング支保特性曲線は始点が(0,0)に移り、地盤の無負荷状態からの全変形につき合うこととなる。その勾配は \bar{K}_L であって、地盤とライニングの条件が同じ時には初期変形補正

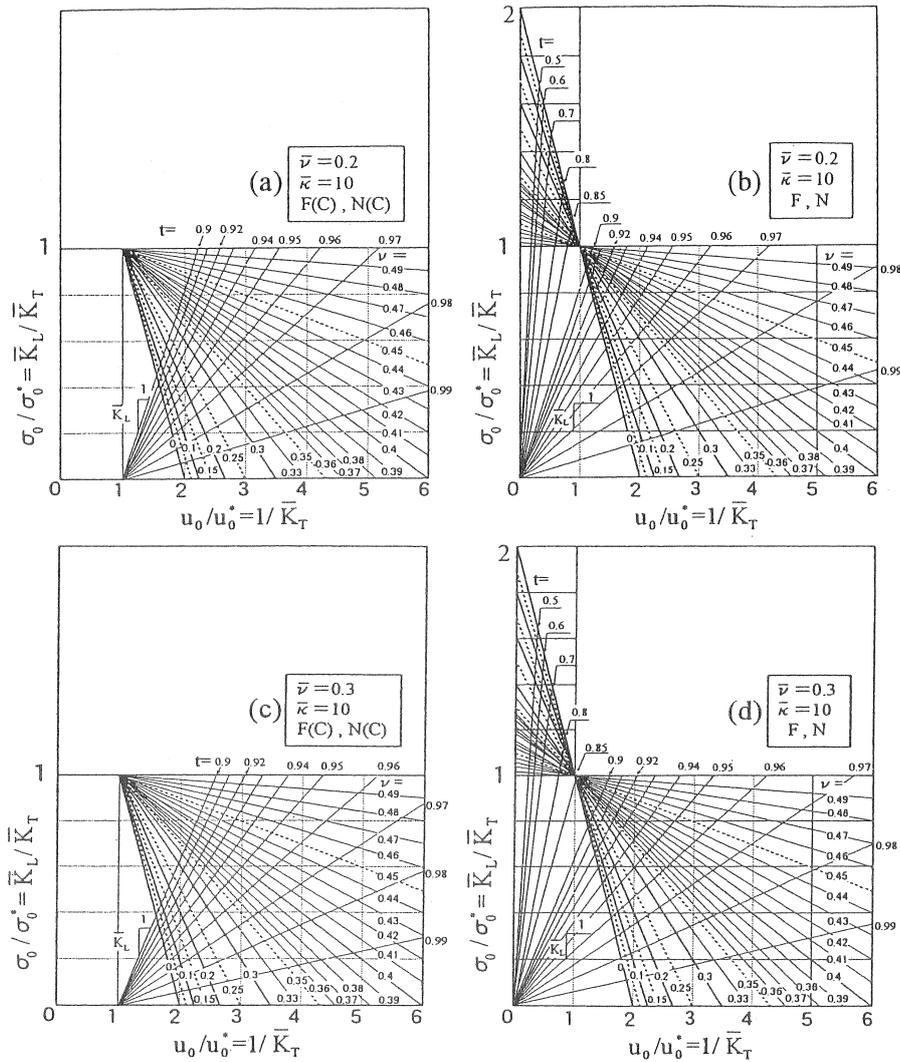


図-5 トンネル支保特性曲線の理論的構成 ($\bar{\kappa} = 10$)

解の図を平行移動したものとなる。同図(a)との最大の相違は、ライニングの支保剛性が初期地盤のそれより大きな場合には、 $u_0/u_0^* = 0 \sim 1$ 間においてライニング分担分 \bar{K}_L/\bar{K}_T が1.0以上の領域が存在することである。この値は ν が小さいほど大きくなり、極限 ($\nu = 0$) で $\bar{K}_L/\bar{K}_T = 2.0$ となり、周辺地山の元もとの負担分も全てライニングが負担することになる。

(3) 支保特性曲線の特徴

前述の定式化にしたがってトンネルの支保特性曲線を構成した例を図-5に示す。地山支保特性曲線は地盤のポアソン比 $\nu = 0 \sim 0.49$ の全域について、これら全ての図で共通である。同図(a)の初期変形補正解と(b)の全変形解との違いは、 $u_0/u_0^* < 1$ の領域の存在の有無のみである。

一方、ライニング支保特性曲線はその勾配 \bar{K}_L が地盤とライニング条件によって変化する。汎用性を考えると、物性値の組合せを $\bar{\nu}$ と $\bar{\kappa}$ で表し、ライニング厚さ $t (= a/b)$ をパラメータに図示するのが良い。 $\bar{\kappa} = 10$, $\bar{\nu} = 0.2$ あるいは 0.3 を固定した同図において、ライニング支保特性曲線は t のみによって区別される。

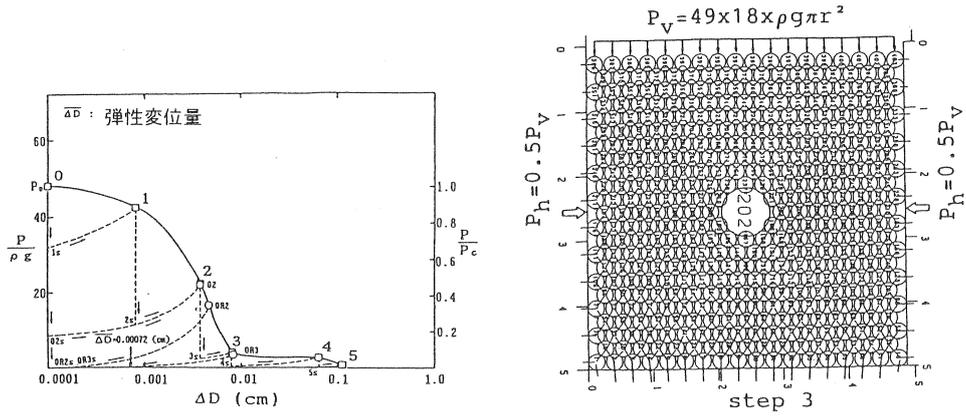
ここに、 $\bar{\kappa}$ はライニングと地盤の体積ひずみ比であって、

$$\bar{\kappa} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1+\bar{\nu})(1-2\bar{\nu})} \frac{\bar{E}}{E} \tag{6}$$

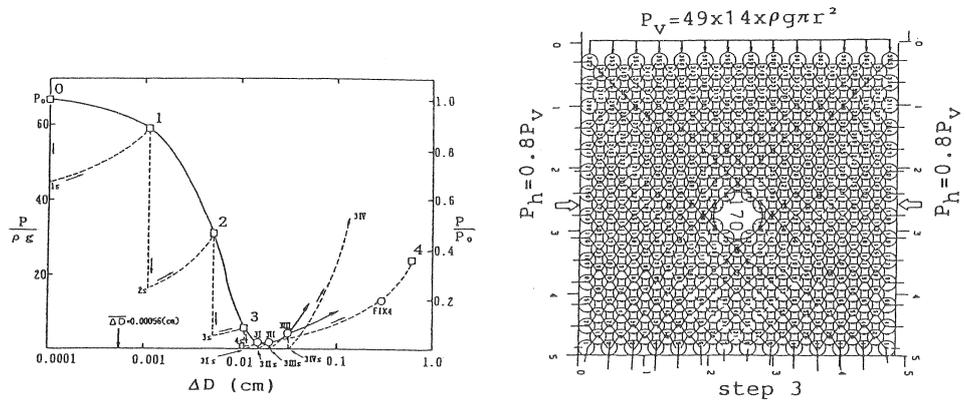
同図(a)と(b)あるいは(c)と(d)において、 t の等しいライニングは勾配が等しく、それぞれの支保開始点に平行移動したものとなっている。同図において、両支保特性曲線の交点はすべて平衡点であって、与えられた地盤とライニングの条件の組合せに対応している。同じ地盤条件、ライニング条件に対し、図(a)と(b)あるいは図(c)と(d)では平衡点の位置 (σ_0/σ_0^* , u_0/u_0^*) が大きく異なることに注意が必要である。同図からライニング支保特性曲線は、 t の増加 (巻厚の減少) や $\bar{\nu}$ の増加によって、敏感に勾配 \bar{K}_L が減少し、平衡点の支保力 (σ_0/σ_0^*) の低下と変形 (u_0/u_0^*) の増大を招くことが知れる。さらに、図にはないが、 $\bar{\kappa}$ の減少によっても同様な勾配 \bar{K}_L の減少が見られる。

5. DEM解析による Fenner-Pacher 型支保特性曲線

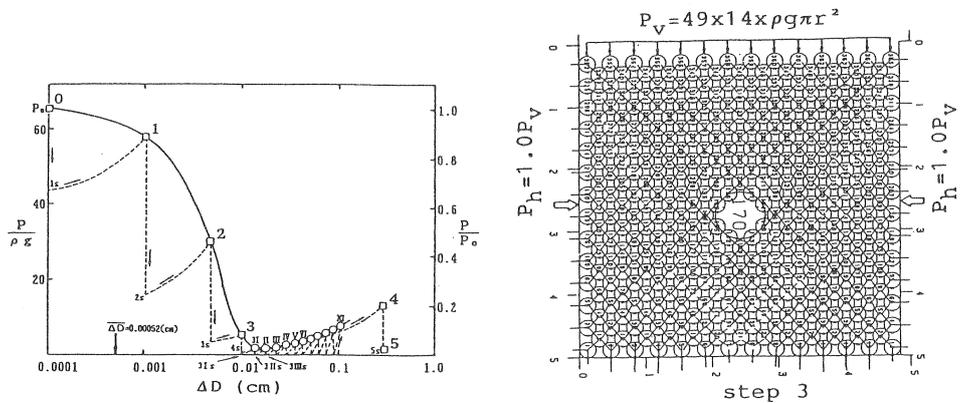
DEMを用いたトンネル掘削解析の1つの目標は、



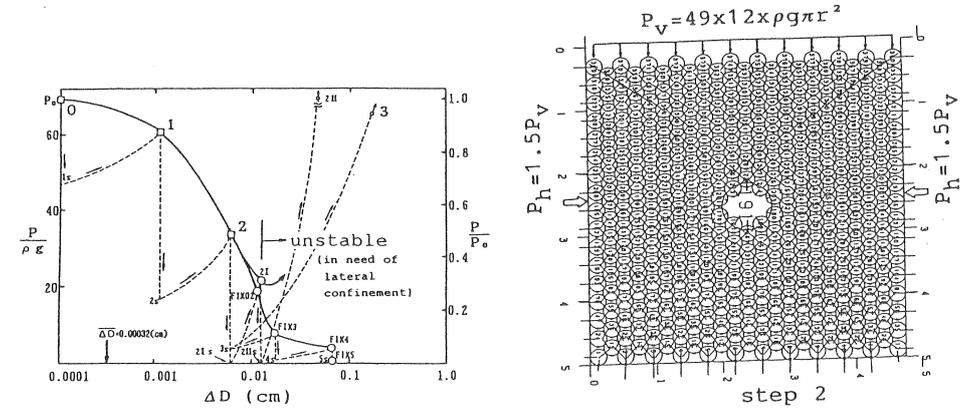
弾・塑性型特性曲線 (17/18配列, $P_h/P_v=0.5$)



不安定なFenner-Pacher型特性曲線 (13/14配列, $P_h/P_v=0.8$)



Fenner-Pacher型特性曲線 (13/14配列, $P_h/P_v=1.0$)



崩壊型特性曲線 (11/12配列, $P_h/P_v=1.5$)

図-6 DEM解析による Fenner-Pacher 型支保特性曲線の実現

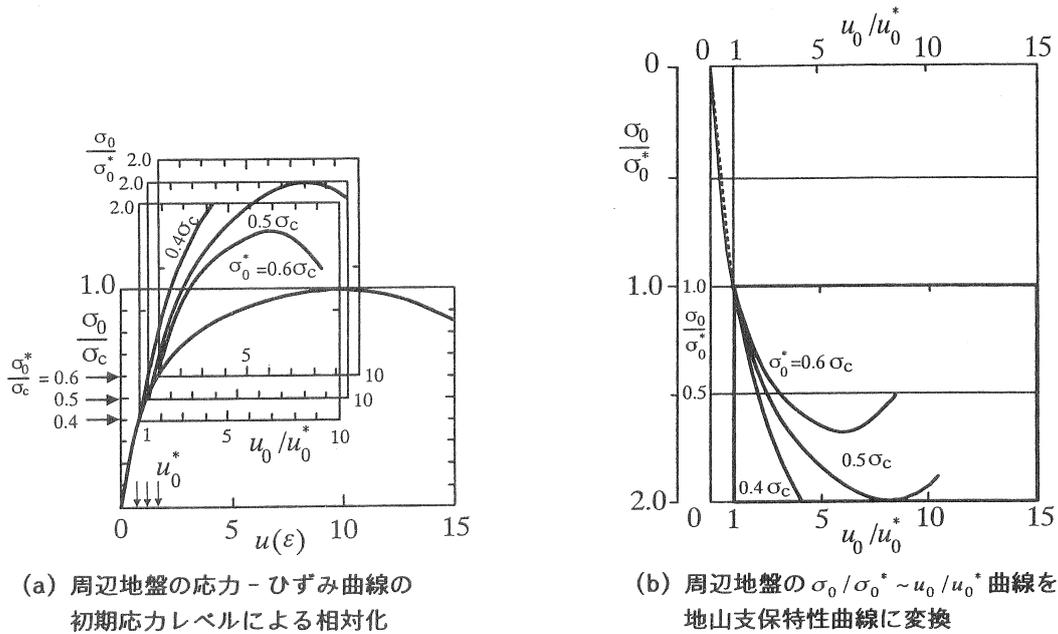


図-7 Fenner-Pacher 型支保特性曲線の P_{\min} の意味

NATM の基本概念をなす Fenner-Pacher 曲線¹⁾の検証にあった。NATM の普及とともに、Fenner-Pacher 曲線を理論的に導こうとする試みが、弾・塑性解析を中心にいろいろと進められてきたけれども、支保圧の極小値の存在とそれ以降のいわゆる‘ゆるみ荷重’による増大を説明するに至っていない。このことは、Fenner が経験的に想定した‘ゆるみ荷重’を表す地盤の降伏・軟化といった塑性論的取り扱いが容易でないことによるもので、地盤の潜在的な粒状性の評価などなんらかの不連続体的取り扱いの有効性を示唆する。粒状集合体の挙動解析に有力な DEM 解析を試みたゆえんである。

土砂地盤というよりは亀裂性岩盤といった粗さの粒状体地盤モデルを用いた DEM 解析⁶⁾を実施した。地下深所のトンネル掘削を考え、初期地圧に相当する鉛直応力と水平応力の作用のもとで、掘削部の重量と支保剛性の減少過程を解析し、実際の地山支保特性曲線を求めた。図-6に示すように、弾性解析の場合と違ってすべて非線形な支保圧～内空変位($P \sim \Delta D$)曲線となるが、内径変位の増加とともに支保圧が単調に減少する安定した特性曲線が存在するほか、 P_{\min} を示した後に比較的安定した支保圧の漸増を示す Fenner-Pacher 型曲線や、 P_{\min} の直後から支保圧あるいは内径収縮量の急激な増加を示すものや、ときには、ほとんど除荷過程もないまま急激な支保圧増加に至るものなど、極めて不安定な曲線の存在が示される。

この DEM 解析結果は、初期地盤の安定性を反映するところの、地盤強度に対する初期応力レベル（いわゆる地山強度比）の違いによって生ずるものと解釈される。だとすれば、いわゆる Fenner-Pacher 型特性曲線を有する地山において、 P_{\min} を目指して支保を設計施工することは本当に安全なのかという疑問を生ずる。地山支保

特性曲線における P_{\min} の存在の意味について再検討の必要があるとする所以である。

6. 周辺地盤の破壊と地山支保特性曲線（結語）

地盤もライニングも弾性体と仮定した場合、たとえば前出の模式図、図-4において初期地盤状態($\sigma_0/\sigma_0^*=1, u_0/u_0^*=1$)から掘削後ライニングとの平衡状態に達するまでの、 ν 一定とした地山支保特性曲線の縦軸である支保力(σ_0/σ_0^*)の低下は、安定に必要なライニング支保力の減少を意味するもので、地山支保力の増加に他ならない。そのため周辺地盤はいわゆる応力集中による破壊（弾性破損、あるいは塑性降伏）を生じる可能性がある。地盤の破壊にはベースとなる初期地盤の応力 σ_0^* あるいは変位 u_0^* を含め、絶対値(σ_0, u_0)としての一定応力あるいは一定変位の破壊条件を考える必要のあることは言うまでもない。

また、DEM 解析による図-6の曲線のように支保力の最小値を有する Fenner-Pacher 型の $\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 関係になるかどうかは、周辺地盤の破壊後を含む応力～ひずみ関係($\sigma_0 \sim u_0$ 曲線)と地盤の初期応力 σ_0^* レベルとの位置関係($\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 座標への変換)に依存することが推察される。

そこで、周辺地盤の破壊時の応力～ひずみ曲線($\sigma_0/\sigma_c \sim u_0$ 曲線)が例えば図-7(a)のように与えられたとする。地盤の強度に対する初期応力のレベル $\sigma_0^*/\sigma_c = 0.4, 0.5, 0.6$ のとき、それぞれを初期応力、初期変位として基準値 $\sigma_0/\sigma_0^* = 1.0, u_0/u_0^* = 1.0$ にとって、 $\sigma_0/\sigma_0^* = 1.0 \sim 2.0$ 区間の $\sigma_0/\sigma_0^* \sim u_0/u_0^*$ 曲線へ変換すると、同図上部に3枚に重なったそれぞれの図のようになる。

初期応力レベルが低い $\sigma_0^*/\sigma_c = 0.4$ の場合はこの

$\sigma_0/\sigma_0^* = 1.0-2.0$ 区間において破壊点が現れないが、それより高くなった 0.5 の場合には丁度破壊点が現れ、初期応力レベルが 0.6 の場合には楽々と破壊点を越えることになる。

これらの 3 つの曲線を初期応力、初期変位の基準点 $\sigma_0/\sigma_0^* = 1.0$, $u_0/u_0^* = 1.0$ に合わせて地山支保特性曲線に変換したのが図-7 (b)である。

外側の縦軸は、図-7 (a)の 3 つの初期応力 σ_0^* に対する図を、上述のように $\sigma/\sigma_0^* = 1.0$ の点を重ねて、上端を無応力状態の 0 として天地逆に写し取ったことを表している。このようにして写し取られた曲線を内側の縦軸 σ/σ_0^* で下端を 0, 上方 $\sigma/\sigma_0^* = 1.0$ で読むとき、先に図-4 で模式的に示したように、曲線より上方が周辺地山の支保力分担分、曲線より下方がライニングの必要な分担分を表すところの地山特性曲線となる。初期応力レベルが低い $\sigma_0^*/\sigma_c = 0.4$ の場合は素掘り可能な地山特性を示し、それより高くなった $\sigma_0^*/\sigma_c = 0.5$ の場合には素掘り状態になる点で丁度 P_{\min} となる Fenner-Pacher 型地山支保特性曲線となり、さらに初期応力レベルが高い $\sigma_0^*/\sigma_c = 0.6$ の場合には相当大きな P_{\min} を有する Fenner-Pacher 型地山支保特性曲線となることがわかる。

このように Fenner-Pacher 型地山支保特性曲線の P_{\min} が、その本来の現象として地山、つまり掘削断面周辺の地盤の破壊点近傍の応力状態を表していることから、ライニング等支保工でこの P_{\min} を目指すのが果たして安全性に問題がないのかどうか大いに疑問であると言わざるを得ない。NATM の基本理念であるだけに大いに検

討する必要がある。

謝辞

この研究をまとめるに当たって、常に良き共同研究者であり本報の原資料となる 3 編の論文 (4), (5), (6) の共著者である藤村尚氏、西村強氏、池添保雄氏の御厚意と御協力に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) Rabcewicz, L. V. : Stability of tunnels under rock load (Part I), *Water Power*, pp. 225-229, 1969.
- 2) 高橋英邦, 河田孝志, 熊坂博夫: 山岳トンネルの新技術(22)(23)および原田史也: 同上(24)~(26), トンネルと地下, 第 20 巻 1 号, pp. 59-65~第 20 巻 5 号, pp. 65-75, 1989.
- 3) 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強, 池添保雄: トンネル支保特性曲線の定量的評価に関する理論的考察, 材料, Vol. 41, No.463, pp. 417-423, 1992.
- 4) 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強, 池添保雄: 初期地盤の変形を考慮した円形ライニングの 2 次元弾性解—地山支保力の定量化へのアプローチ—, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp. 91-98, 1998.
- 5) 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強, 池添保雄: 2 次元弾性解をもとにしたトンネル支保特性曲線の構成, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.139-149, 1999.
- 6) 木山英郎, 藤村 尚, 西村 強: DEM 解析による Fenner-Pacher 型支保特性曲線の実現と考察, 土木学会論文集, No.394/III-9, pp.37-44, 1988.