

(13) 空洞周りの岩盤と支保の相互作用機構の定量的解析

九州大学工学部 正 会 員 江崎哲郎

九州大学大学院 学生会員 蔣 宇静

国立環境研究所 正 会 員 木村 強

A quantitative analysis of ground-support interaction

Tetsuro ESAKI & Yujing JIANG

Faculty of Engineering, Kyushu University

Tsuyoshi KIMURA

The National Institute for Environmental Studies

Abstract

The stability of underground opening is not only dependent on the characteristics of surrounding rock but also interaction between ground and support due to its excavation. However, no quantitative expression of this interaction has been recognized yet.

This paper presents a method to evaluate quantitatively the ground-support interaction mechanism for a circular cross-section underground opening in a homogeneous and isotropic massive rock which exhibits elasto-plastic strain softening and dilatancy behaviors. The method is based on continuation conditions of the reduced radial stresses and the corresponding radial displacements at the interface. The effects of initial stresses, material behaviors of both the ground and the supports as well as radius of the opening on the interaction of them are investigated with some typical case studies. By applying the ground characteristic curve that was calculated with the proposed method, the minimum of the pressure applied to the support, which gives a useful information for a optimum design, can be evaluated. Calculated results are compared with field measurements and are showed a good agreement.

1. 緒言

地下空洞の安定性は、地山岩盤の力学的特性、特にひずみ軟化およびダイレタンシー挙動に大いに支配される¹⁾。一方、掘削による塑性領域や空洞の壁面変形を抑制して所要の空間を効果的に確保するには、支保工や覆工が不可欠であり、その合理的な設計の基礎となる岩盤と支保の相互作用を解明する研究はよく取り上げられている。しかし、その定量的評価はまだ明らかにされていない。

本研究は、著者らが先に提案したひずみ軟化およびダイレタンシー挙動を考慮した弾塑性解析法²⁾に基づいて、空洞周りの岩盤と支保の相互作用機構を解明し、地山特性曲線の定量的評価を試みる。その上で、最適内空支保圧の計算法と壁面ひずみの制御規準を提案し、実例との比較により解析法の有用性を考察する。なお、解析対象は静水圧的初期応力を受ける円形空洞と仮定する。

2. ゆるみ圧とその発生機構

(1) 地山支持リング

空洞は開削しても、地山岩盤の重さがすべて支保工の荷重になるわけではなく、岩盤の変形を多少許すことにより、支保に働く地山荷重が大幅に低減できることがよく知られているが、これは、地山内に支持リングが形成されるためであると考えられる。

初期応力 p 。の静水圧状態における円形空洞の弾塑性解析²⁾によると(図-1)、弾塑性境界の半径 R_0 と地山荷重 p_{ir} の間には式(1)のような関係がある。ここで、 ξ は2つの塑性領域半径の比($=R_1/R_0$)、 α はぜい性率($=\varepsilon_1'/\varepsilon_1^e$)、 h 、 f はダイレタンシー係数($=(1+\sin\phi^*)/(1-\sin\phi^*)$)、 ϕ^* はダイレタンシー角)、 σ_c は軟化応力($=\sigma_c-\sigma_c^*$)である。

式(1)に定義された地山荷重 p_{ir} が内空支保圧 p_i と密接な関係を有するものの、前者は岩盤が働いてくる荷重で、主としてその力学的性質などに依存するの

$$p_{ir} = \frac{\sigma_c^*}{1-K_p} + \left(N \zeta^{K_p-1} + \sigma_s \frac{1+h+2/(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)} \right) \left(\frac{a}{\zeta R_e} \right)^{K_p-1} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\zeta = \left(\frac{2}{\alpha(1+h) + (1-h)} \right)^{\frac{1}{1+h}}; N = 2 \left(\frac{p_o}{1+K_p} - \frac{\sigma_o}{1-K_p^2} - \frac{\sigma_s/(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)} \right)$$

に対し、後者は支保工そのものが発揮する支持力で、支保工の変形剛性と変形量に依存するものである。

さて、地山支持リングの支持力 $\Delta\sigma_{rm}$ は、弾塑性境界上の半径方向応力 σ_r^e と地山荷重 p_{ir} との差によって表されるとすれば、次式ようになる。

$$\Delta\sigma_{rm} = \sigma_r^e - p_{ir} \quad \dots\dots\dots (2)$$

それは塑性領域において隣接した要素間のせん断摩擦力と理解してもよい。

図-2は、 $\Delta\sigma_{rm}$ と空洞半径で無次元化した壁面変位(すなわち壁面接線ひずみ; $-u_a/a$)との関係を示す。 u_{ae} は弾性壁面変位を表す。入力データである S_{rp} 、 K_p 、 ϕ^* 、 E 、 μ はそれぞれに0.2、3、10°、1500MPa、0.25と仮定されている。ここで、 S_{rp} は地山強度比($=\sigma_c/p_o$)である。図-2(a)は残留強度 σ_c^* を一定に、また、図-2(b)はぜい性率 α を一定とした場合に依拠しているが、いずれも $\Delta\sigma_{rm}$ のひずみ軟化挙動依存性を示している。またぜい性率 α よりも、残留強度 σ_c^* の効果が顕著であることが分かる。本解析では、壁面接線ひずみを1%~2%程度に許せば、塑性領域における岩盤荷重のおよそ60%~80%が地山自身によって負担されることを明示している。

(2) ゆるみ圧の発生する条件の検討

空洞の近傍においては、ひずみ軟化領域とともに塑性流動領域が形成される場合が多い。塑性流動領域にある地山岩盤は支持力をほとんど失ってしまうので、支持リングの“役割”が発揮できず、その重量をすべて支保工に依存してくると考えられる。したがって、塑性流動領域をなるべく減らし、拡大させないことが、空洞の安定性維持と支保圧力低減の上で望ましい。

ここでは、塑性流動領域における放射方向の岩盤荷重をゆるみ圧と定義し、その発生を、極限地山強度比 $[S_{rp}]$ を用いて判断することにする。 $\zeta R_e=1$ に基づく²⁾、 $[S_{rp}]$ が次式のように導かれる。

$$[S_{rp}] = \left[2 - \frac{2\sigma_o(1+K_p)}{\sigma_c(h+K_p)} \left(2 - \frac{4(1-\zeta^{1-K_p})}{(1-\alpha)(K_p-1)} \right) \right]^{-1}$$

したがって、ゆるみ圧の発生は次の条件式に従う。

$$S_{rp} < [S_{rp}] \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(3)より、ゆるみ圧が主として内部摩擦角 ϕ 、ぜい性率 α 、残留強度比 $D(=\sigma_c^*/\sigma_c)$ 、体積ひずみの勾配 h などに支配されることが分かる。

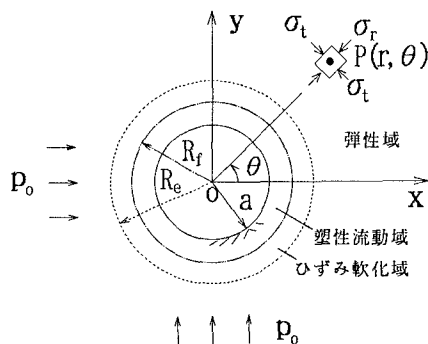


図-1 座標系と応力分量

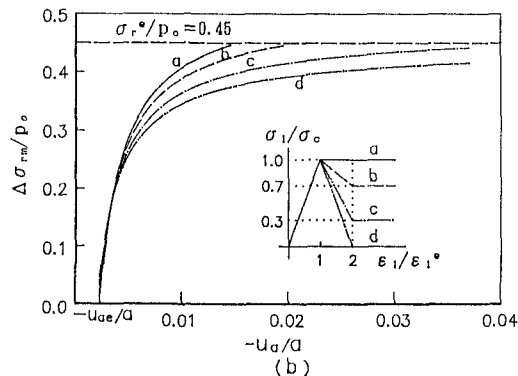
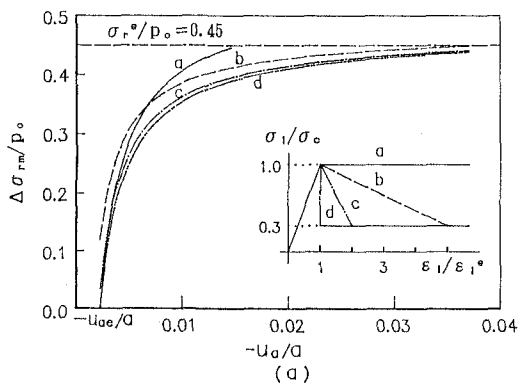


図-2 支持リングの支持力と壁面変位の関係

図-3は、 ϕ 、 α 、 h 、 D の影響を考えたゆるみ圧発生判定図である。入力データを $D=0\sim 0.6$ 、 $h=1\sim 3$ 、 $\alpha=1\sim 5$ 、 $\phi=0^\circ\sim 50^\circ$ と仮定した。斜線abは

ゆるみ圧の発生状況を定義する境界線で、その左側では $S_{rp} < [S_{rp}]$ のため、ゆるみ圧が発生するのに対して、右側はゆるみ圧が生じない領域となる。境界線 a は α 、 h 、 D に依存するが、 a の位置が α 、 D と関係せず h のみに、また、 b の位置が α と D によって決まる。この図によると、 $S_{rp} \leq 2$ しかも摩擦角 $\phi < 37^\circ$ の場合では、空洞の周りにゆるみ圧が必然に生じることが分かる。

次にゆるみ圧の計算法を説明する。ここでは、塑性流動領域における岩盤荷重の半径方向の分力のみをゆるみ圧として、それは次式によって表すことができる。

$$p_{iy} = \int_a^{R_f} \int_0^\pi \frac{\gamma(2r+dr) \sin \theta}{2\pi a} d\theta dr \quad \dots\dots (4)$$

$$= \frac{\alpha \gamma}{\pi} \left\{ \left[\frac{1}{u_3} \left(\frac{u_a}{a} + u_1 + u_2 \zeta^{-(1+h)} \right) \right]^{\frac{2}{1+f}} - 1 \right\}$$

ただし、 p_{iy} はゆるみ圧を、 γ は地山の単位体積重量を表す。また、 u_1 、 u_2 、 u_3 は次に示す係数である(ε_t° は弾塑性境界上の接線方向ひずみ²⁾を表す)。

$$\begin{aligned} u_1 &= \varepsilon_t^\circ (h-1)/(1+h) \\ u_2 &= 2\varepsilon_t^\circ (f-h)/[(1+h)(1+f)] \\ u_3 &= \varepsilon_t^\circ [\alpha(1+h)+1-h]/(1+f) \end{aligned}$$

3. 最適内空支保圧の定量的評価

(1) 支保と岩盤の相互作用について

支保と岩盤の相互作用を説明するために、地山特性曲線法がよく用いられていた。しかし、その中では、支保工の変形特性がほとんど考慮されていない。一般には支保工の支持力がその変形剛性および圧縮変形によって支配されるため、次式によって表される。

$$p_i = p_{i0} - (u_a - u_{a0}) k_c \quad \dots\dots (5)$$

ここで、 p_{i0} は支保工が設置された時点での表面支持力、 u_{a0} は切羽面においての先行変位、また、 k_c は支保工の半径方向の剛性係数を表す。

支保工の変形特性を考えて岩盤と支保との相互作用を解明すると、式(5)のように、内空支保圧が壁面変位 u_a に比例するため、壁面において放射方向の応力のみならず、半径方向の変位も連続条件を満足しなければならない。そのメカニズムを例示すると図-4のように、支保の支持力 p_i が壁面変位 u_a に依存する一方、塑性領域の半径 R_o 、 R_f に影響するため、壁面変位もそれによって変化する。この場合、塑性半径、壁

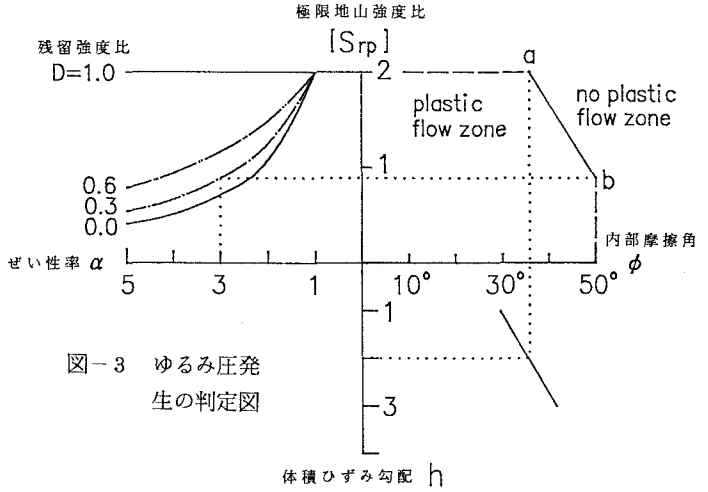


図-3 ゆるみ圧発生判定図

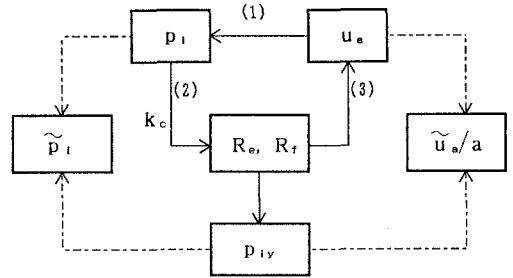


図-4 岩盤と支保の相互作用の解析法

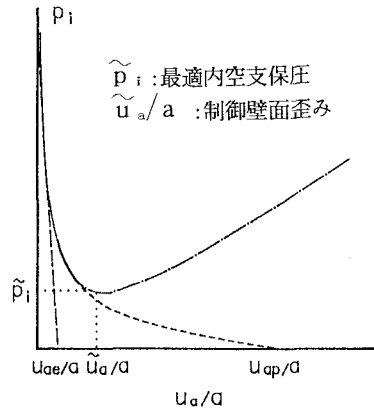


図-5 模式に示した地山特性曲線

面変位および支保工の支持力に関する安定的解答は壁面変位に関する収斂法によって求められる。

(2) 最適内空支保圧の定義

ここで定義する最適内空支保圧とは、空洞内部へ岩

盤崩壊を生じない安全が確保される範囲において、地山に支持リング効果を最大限度に発揮させる状態に対して必要とする内空支保圧を指すものである。連続体解析法においては、周辺岩盤の変形を許すほど、必要な内空支保圧が減少続ける。しかしながら、岩盤変形がある限度を超えたら、塑性破壊、とくに自立する力をほとんど持っていない塑性流動領域が誘起されるため、かえって支保工にゆるみ圧を与えてしまう。このような場合に生じたゆるみ圧はすべて支保工によって支えることになる。したがって、次式の間係を満足することにより最適内空支保圧を定める方法を考えた。 $p_i \equiv \max\{p_{ir}, p_{iy}\}; u_a/a \in (0, u_{ap}/a) \dots (6)$ ここで、 p_{ir} は式(1)に、また p_{iy} は式(4)によって定義される。 u_{ap} は無支保状態で、平面ひずみ軟化モデルを用いたときの最終壁面変位であって、その計算方法は文献2)を参照されたい。

図-5は、地山特性曲線を模式的に示すもので、長破線は弾性状態、短破線は岩盤自重を考えない弾塑性解析、また一点鎖線はここで提案する地山特性曲線を表す。この特性曲線は2つの部分より構成される。範囲 $u_a/a \leq \tilde{u}_a/a$ で、 $p_i = p_{ir}$ ； $u_a/a > \tilde{u}_a/a$ ならば、 $p_i = p_{iy}$ となる。 $u_a/a \leq \tilde{u}_a/a$ においては、ゆるみ圧が生じるものの、支持力 p_{ir} によって十分に支えられるが、 $u_a/a > \tilde{u}_a/a$ となれば、ゆるみ圧が次第に増加するため、特性曲線は、 $\tilde{u}_a/a$ 以降 p_i の変化が一点鎖線で描いたように右上がりの傾向を示すようになり、しかも $\tilde{u}_a/a$ に対応する支持力 $\tilde{p}_i$ が特性曲線上の最小値となる。ここで、 $\tilde{p}_i$ を最適内空支保圧、また、 $\tilde{u}_a/a$ を制御壁面ひずみ $\tilde{\varepsilon}_{at}$ と名づけることとする。それで、 $\tilde{p}_i$ に基づき内空支保圧を設計し空洞の壁面接線ひずみを $\tilde{\varepsilon}_{at}$ 以内に抑えることは、合理的であると言えよう。

(3) $\tilde{p}_i$ と $\tilde{\varepsilon}_{at}$ の解析手順

最適内空支保圧 $\tilde{p}_i$ と 制御壁面変位 $\tilde{\varepsilon}_{at}$ を決定する解析手順をまとめて示すと、次のようである。

① 地山の力学的特性値を式(3)に代入して、空洞周りにゆるみ圧が発生するか否かを予測する。

② ゆるみ圧の発生が判断されるならば、図-4に示した相互作用関係に基づき、壁面変位に伴う地山荷重の変化およびゆるみ圧の変化を解析する。

③ 関係式 $p_{ir} = p_{iy}$ に基づいて、 $\tilde{p}_i$ と $\tilde{\varepsilon}_{at}$ を求める。

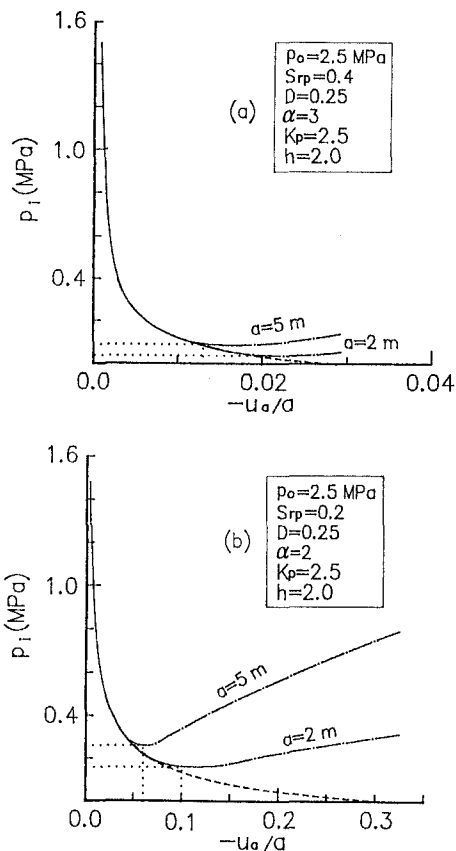


図-6 地山特性曲線の定量的解析例

(4) パラメトリックスタディ

式(6)の内容を検証するために、パラメトリックスタディおよび考察を行った。図-6(a)に示すように、解析結果を $p_i \sim (-u_a/a)$ 座標系にプロットすると、両曲線の交点に対応する $\tilde{p}_i$ および $\tilde{\varepsilon}_{at}$ を求めることができた。また、図-6(b)は地山強度比を半減した結果であり、 $\tilde{\varepsilon}_{at}$ と $\tilde{p}_i$ が2倍以上に増加した。これは、圧縮強度の低い地山ほど、塑性流動領域の範囲が相対的に大きくなり、その2乗に比例するゆるみ圧が急増するためであると考えられる。

また、同図より、地山特性曲線が空洞半径によって顕著に変化すること、あるいは $\tilde{\varepsilon}_{at}$ と $\tilde{p}_i$ が岩盤特性にのみならず空洞半径にも大いに依存することも明らかにすることができた。空洞半径を2mから5mに拡大すれば、 $\tilde{\varepsilon}_{at}$ がおよそ40%減少したものの、 $\tilde{p}_i$ が1.39~2.25倍に増加した。即ち、小断面空洞に比べて、

断面半径が大きいほど、周辺岩盤に対する壁面ひずみの制御が次第に厳しくなり、それに必要な内空支保圧が急増する。

このようにして、 $\tilde{\varepsilon}_{at}$ と $\tilde{p}_i$ が求められれば、支保工の変形特性値が式(5)を用いて逆解析できる。実際の支保工の事前設計に際して、ここに求められた $\tilde{p}_i$ に一定の安全係数を乗じることにより、支保工の特性値をやや余裕があるように設計することができよう。

4. 解析手法の適用例³⁾

次に、提案した解析手法をトンネル実例に適用して、その有用性を評価する。

対象としたトンネルは図-7 (a) に示す。新第三紀泥岩層が主体として分布している。とくに、STA. 231+00付近からSTA. 223+50付近までの約750m間は破碎質となり、膨脹圧的な挙動が多く見られたため、支保パターンの相次ぐ増強、ボルト増設などの補助工法を多用して適正支保工の設定に苦慮した。さらに、内空変位が非常に著しいSTA. 227+10～STA. 224+50の間ではウイングリブ型支保工を用いた支保パターンを採用している（ただし、支保と壁面の間には200mmの変形余裕を設けていた）。

ここでは、本トンネル地質条件に応じた制御壁面ひずみ（すなわち、内空支保圧が最小値となるときのひずみ）を用いて地山挙動と支保効果を評価することにする。図-7 (b) には、制御壁面ひずみをトンネル全長にわたる壁面接線ひずみの観測値と比較した結果を示している。STA. 224+75～STA. 232の区間では、壁面ひずみの観測値が制御壁面ひずみを大幅に上回ったため、塑性化した周辺岩盤が過大な変位で支保工に余分なゆるみ圧が働くと推定される。これは実際の切羽状況とよく一致しているものと評価できよう。なお、施された支保工は、本地山の崩壊挙動に十分に対応できるはずなもの、膨脹性の高い地山に対して、支保工と空洞壁面の間に変形余裕を設けるよりも、変形剛性のやや低い支保工を空洞壁面に密着させた方が、より有利になるのではないかと考える。

5. まとめ

岩盤と支保の相互作用機構の解明は、適切な支保設

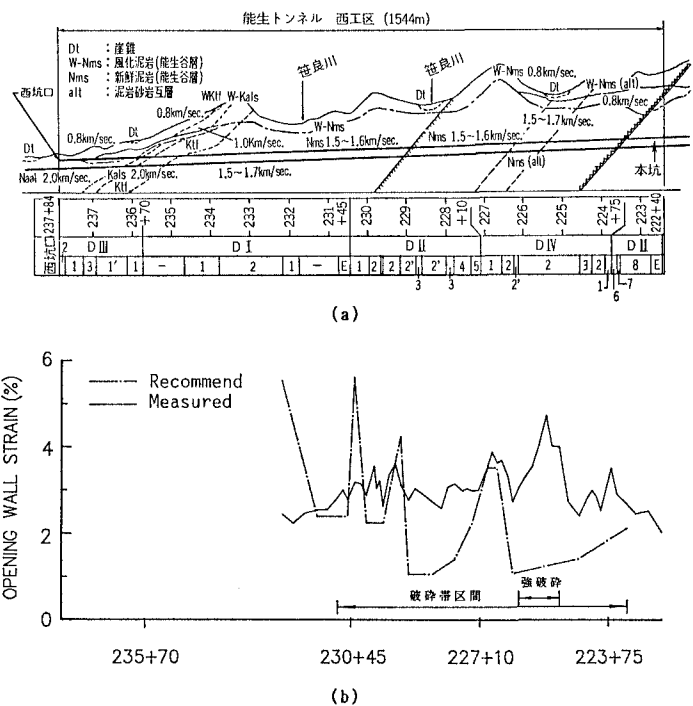


図-7 解析法の能生トンネルへの適用³⁾

計を行う鍵であるとされている。本論文では、岩盤と支保との相互作用機構を明らかにした上で、最適内空支保圧および制御壁面ひずみの定量的評価法を提案した。その結果をまとめると次のようである。

- (1) 周辺に地山支持リングが形成されるため、支保工に働く地山荷重は初期応力のわずかの部分であり、それは岩盤のひずみ軟化特性や壁面変位の許容程度に支配されることを定量的に明らかにした。
- (2) 塑性流動領域における岩盤荷重をゆるみ圧とし、その発生を予測するための判断式を提案した。
- (3) 岩盤と支保の相互作用を示す地山特性曲線を定量的に評価することにより、最適内空支保圧の計算法を示した。地山特性曲線が、初期応力、岩盤の力学的特性のみならず、支保工の特性と空洞の半径にも影響されることを定量的に説明した。また、本解析手法は、実例との比較によってその有用性を証明している。

参考文献

- 1) 蔣・江崎・木村・相川：第25回岩盤力学シンポジウム論文集，1993。
- 2) 蔣・江崎・木村：第8回岩の力学国内シンポジウム論文集，1990。
- 3) 佐藤他：トンネルと地下，Vol.18，No.9，1987。