岩盤の時間依存性挙動と施工過程を考慮した掘削解析手法の提案

宮野前俊一¹・野本康介²・森田篤²・松井幹雄³・梨本裕³・大久保誠介⁴

1 正会員 前田建設工業株式会社 土木本部 土木技術部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8 J.CITY)

2 正会員 工修 前田建設工業株式会社 土木本部 土木技術部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8 J.CITY)

3 正会員 工博 前田建設工業株式会社 土木本部 土木技術部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8 J.CITY)

4 正会員 工博 東京大学教授 工学系研究科 地球システム工学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

岩盤構造物の長期安定性に関する検討に際し、岩盤の時間依存性挙動を重要視しなければならない場合があり、その挙動は支保の剛性や設置時期に依存することが知られている。

本論文では、大久保らにより提案された岩盤の時間依存性挙動を比較的容易に表現できるコンプライアンス可変型構成方程式を用い、施工過程を考慮できるよう増分型の応力-ひずみ関係式を誘導し、FEMへ適用する手法を提案する。またいくつかの解析例を示し、本手法の岩盤構造物の設計や維持計画への適用性について述べる。

Key Words : *compliance variable model, time dependency, long-term behavior, FEM*

1. はじめに

岩盤構造物の設計や施工計画にあたり、様々な荷重条件において岩石を用いた試験が実施されている。これまで、岩種により程度の違いはあるものの、岩石は載荷速度依存性や応力緩和特性およびクリープ特性のように、一般に時間依存性と称される特性を有することが知られている¹⁾。

新第三紀の泥岩や凝灰岩などの軟岩中に構築される岩盤構造物の施工においては、内空変位や支保に発生する応力の経時的な増加が観測されることがある。大久保らは、地表下 400m の鉾山坑道において約 3 年間、内空変位、岩盤内変位、ロックボルト軸力を計測し、それらが時間の経過とともに増加したことを報告している²⁾。熊坂らは、地表下 300m 以上のトンネルにおいて約 15 年間、内空変位が増加し、覆工に変状が生じていることを報告している³⁾。Boidy et al. は、地表下 250m の調査坑において約 1 年間、内空変位、岩盤内変位を計測し、それらが時間の経過とともに増加したことを報告している⁴⁾。表-1 に示すこれら計測結果は、岩盤が時間依存性挙動を示すことの証左と捉えることができる。

強い時間依存性を示す岩盤構造物の施工においては、支保構造を剛なものにした結果、変形が抑制され安定化した例が多い⁵⁾、⁶⁾。またそのような岩盤構

造物に対し、掘削断面を早期に閉合する重要性が指摘されている⁷⁾。多重に支保を施し安定を図った例もある⁸⁾。着目すべきは、施工時に大きな変形が生じた岩盤構造物であっても、多くの場合、変形は持続するがその速度は小さくなっていくことである。これらより適切な支保を施工することができれば、時間依存性挙動による岩盤構造物の不安定化が軽減できると考えられる。

近年、高レベル放射性廃棄物の地層処分⁹⁾や地下空間の多角利用¹⁰⁾に代表されるように、新たな大深度・大規模岩盤構造物を構築し、長期にわたり供用する計画が検討されている。また補修や補強により、既存の岩盤構造物の長期的な維持を図ることも土木工学における今後の重要なテーマとなっている¹¹⁾。先に述べた事例は、岩盤構造物の長期安定性を検討する上で、岩盤の時間依存性挙動および施工過程(支保の剛性や設置時期)を考慮する重要性を示唆している。

これらを考慮し、長期にわたる岩盤挙動を予測可能な数値解析手法は、長期の使用が求められる岩盤構造物の設計や計画における意思決定のための一つの有用な手段となり得ると考えられる。このような解析手法はこれまでいくつか提案されている¹²⁾が、代表的なものとしてパネやダッシュポットといった模型要素を様々な形で組み合わせた力学的模型が挙

表-1 岩盤構造物の長期計測事例

著者	大久保, 福井, 西松 ²⁾	熊坂, 朝倉, 小島, 松長 ³⁾	Boidy, Bouvard, Pellet ⁴⁾
岩種	角礫凝灰岩 (ヤング率 5.0GPa)	緑色凝灰岩 (ヤング率 0.5GPa)	泥岩
深度	400m (地山強度比 1.4)	300m (最大 680m)	250m
内空 断面	幅 4.5m×高さ 3.3m (アーチ形)	幅 4.6m×高さ 5.5m (馬蹄形)	半径 2.4m (円形)
支保	ロックボルト (3m×9 本)	覆工 (厚さ 45cm)	覆工
変位	80mm(内空変位)	20~100mm(内空変位)	2mm(壁面変位)
計測期間	3 年	15 年	1 年

げられる¹³⁾。各模型要素の持つ意味は明瞭であり、実用性は高いと考えられるが、岩盤構造物の長期安定性を検討する上で重要である岩盤の非線形性や破壊現象を取り扱うのは困難である。そこで本論文では大久保らにより提案され、これらを比較的容易に表現できるコンプライアンス可変型構成方程式¹⁴⁾を用い、施工過程を考慮できるよう増分型の応力-ひずみ関係式を誘導し、FEMへ適用する手法を提案する。また増分型の応力-ひずみ関係式を用いない手法との比較を行いながら、いくつかの解析例を示し、提案する手法の妥当性について考察するとともに、本手法の岩盤構造物の設計や長期維持計画への適用性について述べる。

2. 構成方程式と FEM への適用

(1) コンプライアンス可変型構成方程式

本構成方程式は、大久保らにより提案された非線形粘弾性方程式である。詳細については文献¹⁵⁾に委ね、ここでは最小限の説明にとどめる。一般応力状態における本構成方程式の型は複雑であるが、基礎方程式は式(1)のように表すことができる。

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a \cdot (\sigma^*)^n \cdot (\lambda^*)^m \quad (1)$$

$$a = \frac{\{m/(n+1)\}^{m/(n-m+1)}}{t_0} \quad (2)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}} \quad (3)$$

$$n = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}}{\sigma_c} n_0 \quad (4)$$

ここに

λ^* : ひずみ ε と応力 σ の比であるコンプライアンス $\lambda (= \varepsilon/\sigma)$ を初期値 λ_0 (初期ヤング率 E_0 の逆数) で基準化した値 ($=E_0/E$)

t : 時間

a : 強度を表すパラメータ (式(2))

t_0 : 定ひずみ速度試験を行ったとき、ピーク強度に達するまでの時間 (載荷速度 $d\varepsilon/dt$ に反比例する)

σ^* : 破壊接近度 (式(3))

σ_1 : 圧縮応力を正とした場合の最大主応力

σ_3 : 圧縮応力を正とした場合の最小主応力

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}$: 破壊強度

n : 時間依存性の程度を表すパラメータ (式(4))

m : 延性の程度を表すパラメータ

n_0 : 一軸応力下での n

σ_c : 一軸圧縮強度

またポアソン比 ν は、コンプライアンス λ^* の増加に伴い、式(5)に従い増加すると仮定する。

$$\nu = 0.5 - \frac{0.5 - \nu_0}{\lambda^*} \quad (5)$$

ここに、 ν_0 : 初期ポアソン比 (弾性領域での値)

式(5)は体積弾性率を一定としたことと同じであり、ダイレタンシーを伴う岩石の変形挙動とは厳密には合わないものの、この仮定が多くの試験結果をうまく再現するとの研究結果が報告されている¹⁶⁾。式(1)より明らかなようにコンプライアンス λ^* は単調増加するため、ポアソン比 ν は λ^* の増加に伴い 0.5 に近づく。

本構成方程式では、岩盤構造物を対象とした数値解析で用いるヤング率やポアソン比といった一般的なパラメータに、時間依存性の程度を表す n 、延性の程度を表す m を加えることにより、後述するような様々な荷重条件における岩石の時間依存性挙動を

図-1 計算手順模式図

表現できる。またそれらのパラメータは比較的簡単な圧縮試験により取得することができる。これまで岩石に対するいくつかの破壊包絡線が提案されているが、検討の対象とする岩盤に見合うものを選択し、破壊接近度 σ^* (式(3)) を求めることも容易である。

(2) 増分型の応力-ひずみ関係式の誘導と FEM への適用

一般に材料の非線形応力-ひずみ関係を考慮した FEM においては、増分法を用いる場合と増分法を用いない場合（以降、本論文では便宜的に非増分法と称する）とがある¹⁷⁾。後に例を示すが、解析途中において、掘削や支保部材の設置を表現するための要素の削除や新たな追加による剛性変化がない場合には、両者の解は一致する。このような場合には、解析プログラムへの組込みの手間などを考えると、必ずしも増分法を用いる必要はない。そのような立場から、これまで大久保らはコンプライアンス可変型構成方程式を FEM に適用する際、i～iiiのような手順で解析を行っている¹⁸⁾。この計算手順の模式図を図-1(a)に示す。

- i 時刻 t_1 における各要素の全ひずみ ε_{t1} 、全応力 σ_{t1} を、時刻 t_1 におけるコンプライアンス λ 、ポアソン比 ν から FEM により計算する。
- ii 時刻 t_1 における全応力 σ_{t1} より、時間増分 Δt におけるコンプライアンスの変化 $\Delta \lambda$ 、ポアソン比の変化 $\Delta \nu$ を式(1)～(5)により求め、新たなコンプライアンス $\lambda (= \lambda + \Delta \lambda)$ 、新たなポアソン比 $\nu (= \nu + \Delta \nu)$ を各要素に割り当てる。
- iii 時刻 t_1 を t_2 にして以降繰り返す。

なおここでいう全ひずみ、全応力は、それぞれひずみ、応力の初期値からの総量を意味する。後述する解析例においては、これらの初期値を圧縮試験の解析においては初期載荷時の値、掘削解析においては掘削時の値としている。また手順より明らかなように、コンプライアンス λ とポアソン比 ν の履歴が計算に反映されている。

一方、岩盤構造物を対象とした解析においては、掘削や支保部材の設置、補強部材の追加を表現する目的で、要素の削除や追加が必要となる。またこれら施工過程は、岩盤構造物の長期挙動に影響を及ぼすと考えられる重要な要因である。このような場合には、ひずみや応力の履歴が計算において重要となるが、非増分法ではそれらの履歴の影響を考慮できない。

そこで本論文では、コンプライアンス可変型構成方程式に従う応力速度-ひずみ速度関係式を新たに作成し、これを増分型の応力-ひずみ関係式に差分化し、FEM に適用することとした。増分法を用いた場合の計算手順を I～III に示す。また計算手順の模式図を図-1(b)に示す。図中に示す $\Delta \sigma_r$ を以降、本論文では緩和応力と称する。

- I 前の時刻からのひずみ増分 $\Delta \varepsilon$ 、応力増分 $\Delta \sigma$ を、時刻 t_1 におけるコンプライアンス λ 、ポアソン比 ν 、前の時刻からのコンプライアンスの増分 $\Delta \lambda$ 、ポアソン比の増分 $\Delta \nu$ から、以降に述べる増分型 FEM により計算する。前の時刻における全ひずみ ε 、全応力 σ に、それぞれ $\Delta \varepsilon$ 、 $\Delta \sigma$ を加え、時刻 t_1 における各要素の全ひずみ ε_{t1} 、全応力 σ_{t1} とする。

- II 時刻 t_1 における全応力 σ_{t1} より、次の時間増分

Δt におけるコンプライアンスの変化 $\Delta \lambda$, ポアソン比の変化 $\Delta \nu$ を以降に述べる方法により求める。

Ⅲ 時刻 $t1$ を $t2$ にして以降繰り返す。

以降, 増分型の応力-ひずみ関係式の誘導と, それを FEM へ適用する手法について述べる。

応力速度-ひずみ速度関係式を式(6)で定義する。

$$\{\dot{\sigma}\} = [D] \cdot \{\dot{\varepsilon}\} - \{\dot{\sigma}_r\} \quad (6)$$

$$\{\dot{\sigma}_r\} = -[\dot{D}] \cdot \{\varepsilon\} \quad (7)$$

$$[\dot{D}] = \frac{\partial D}{\partial E} \dot{E} + \frac{\partial D}{\partial \nu} \dot{\nu} \quad (8)$$

ここに

- $\{\dot{\sigma}\}$: 応力速度ベクトル
- $[D]$: 弾性係数マトリクス
- $\{\dot{\varepsilon}\}$: ひずみ速度ベクトル
- $\{\dot{\sigma}_r\}$: 緩和応力速度ベクトル (式(7))
- $[\dot{D}]$: 弾性係数速度マトリクス (式(8))
- $\{\varepsilon\}$: ひずみベクトル
- $\dot{E}$: ヤング率の変化速度
- $\dot{\nu}$: ポアソン比の変化速度

式(6)~(8)を微小時間増分 Δt 内で差分化することにより, 式(9)~(11)を得る。

$$\{\Delta \sigma\} = [D] \cdot \{\Delta \varepsilon\} - \{\Delta \sigma_r\} \quad (9)$$

$$\{\Delta \sigma_r\} = -[\Delta D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (10)$$

$$[\Delta D] = \frac{\partial [D]}{\partial E} \Delta E + \frac{\partial [D]}{\partial \nu} \Delta \nu \quad (11)$$

ここに

- $\{\Delta \sigma\}$: 応力ベクトルの増分
- $\{\Delta \varepsilon\}$: ひずみベクトルの増分
- $\{\Delta \sigma_r\}$: 緩和応力ベクトル
- $[\Delta D]$: 弾性マトリクスの増分
- $\{\varepsilon\}$: ひずみベクトル
- ΔE : ヤング率の増分
- $\Delta \nu$: ポアソン比の増分

式(1)より明らかなように, コンプライアンス λ は単調増加するため, その逆数であるヤング率 E は単調減少する。よってヤング率の増分 ΔE が負値となることを考慮し, それぞれの式における符号が決定されている。

平面ひずみ状態を仮定した場合を例にとると, 弾

性係数マトリクス $[D]$, および弾性係数マトリクスの増分 $[\Delta D]$ はそれぞれ式(12), 式(13)にて表される。

$$[D] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0.5-\nu \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$[\Delta D] = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0.5-\nu \end{bmatrix} \Delta E + \frac{E}{(1+\nu)^2(1-2\nu)^2} \begin{bmatrix} 2\nu(2-\nu) & 1+2\nu^2 & 0 \\ 1+2\nu^2 & 2\nu(2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & -2(0.5-\nu)^2 \end{bmatrix} \Delta \nu \quad (13)$$

ヤング率 E と基準化したコンプライアンス λ^* は式(14)の関係にある。

$$\frac{d\lambda^*}{dE} = \frac{d}{dE} \left(\frac{E_0}{E} \right) = -\frac{E_0}{E^2} \quad (14)$$

ここに, E_0 : 初期ヤング率

よって式(1)および式(14)から式(15)の関係が成り立ち, ヤング率の増分 ΔE は式(16)にて表される。

$$-\frac{E_0}{E^2} \Delta E = a \cdot (\sigma^*)^n \cdot \left(\frac{E_0}{E} \right)^m \cdot \Delta t \quad (15)$$

$$\Delta E = -a \cdot (\sigma^*)^n \cdot E_0^{m-1} \cdot E^{2-m} \cdot \Delta t \quad (16)$$

また式(17)で表されるポアソン比 ν とヤング率 E の関係から式(18)を得る。

$$\frac{d\nu}{dE} = \frac{d}{dE} \left(0.5 - \frac{0.5-\nu_0}{E_0} E \right) = -\frac{0.5-\nu_0}{E_0} \quad (17)$$

$$\Delta \nu = -\frac{0.5-\nu_0}{E_0} \Delta E \quad (18)$$

以上のようなコンプライアンス可変型構成方程式から得られる増分型の応力-ひずみ関係式を FEM に組み込むことにより, 式(19)で表される増分型マトリクス方程式が得られる。

$$[K] \cdot \{\Delta u\} = \{\Delta f\} + \int_V [B]^T \cdot \{\Delta \sigma_r\} \cdot dV \quad (19)$$

ここに

$$[K] : \text{接線剛性マトリクス} \\ (= \int_V [B]^T [D] [B] dV)$$

- $\{\Delta u\}$: 節点変位増分ベクトル
- $\{\Delta f\}$: 節点荷重増分ベクトル
- $[B]$: 節点変位からひずみに変換するマトリクス
- $[B]^T$: 節点変位からひずみに変換するマトリクス B の転置マトリクス

V : 解析領域

式(19)は増分法を用いたFEMで通常用いられる式と同様であるが、右辺の荷重増分ベクトルに緩和応力ベクトルによる荷重が加えられている点が通常と異なる。

解析における注意点としては、手順より明らかなように陽解法を採用していることから、時間分割を細かくしないと、誤差が大きくなることが挙げられる。

3. 提案する手法の妥当性の検証

(1) 一次元における比較

これまで述べてきた非増分法によるi～iiiの手順で得られる結果と、本論文で提案する増分法によるI～IIIの手順で得られる結果を、簡単な条件下にて比較する。ここでは一次元において議論を進めることとし、図-2に示すように初期ヤング率が E_r である岩盤に $\alpha\sigma_0$ の応力が瞬時に作用した後、 $\alpha\sigma_0$ を保持したまま時間 T が経過し、岩盤と一体となって変形するヤング率 E_s の支保（線形弾性体）が瞬時に施工され、 σ_0 の応力と瞬時に釣合う場合を考える。これらの条件を掘削問題に照らし合わせると、 σ_0 は掘削相当外力、 α は応力解放率、 T は支保が施工されるまでの時間にそれぞれ相当する。表-2に示す条件において得られるひずみ-時間関係を図-3(a)

図-2 一次元における比較モデル

表-2 一次元における比較条件

岩盤	ヤング率 E_r (MPa)	100
	一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	1
	時間依存性の程度を表すパラメータ n	30
	延性の程度を表すパラメータ m	20
支保のヤング率 E_s (MPa)		200
掘削相当外力 σ_0 (MPa)		1
応力解放率 α		0.8
支保が設置されるまでの時間 T (day)		0.125

に、支保発生応力-時間関係を図-3(b)に示す。

図-3より非増分法によるi～iiiの手順で得られる結果と、本論文で提案する増分法によるI～IIIの手順で得られる結果は、支保の施工前は一致し、支保の施工後は一致しないことが分かる。非増分法では支保の施工により、それ以前までに発生したひずみがあたかも押し戻される結果となる。また増分法では、ひずみと支保の負担力が時間の経過とともに徐々に増加するのに対し、非増分法では支保施工後、変化が生じていないことが分かる。これらは付録に示されるように、非増分法では応力とひずみの履歴が考慮されず支保施工直後の岩盤の負担力が、支保施工直前に比較し小さくなるためである。

以上より解析途中において支保が施工される場合、非増分法による手順では、付録に示されるように解の補正を行う必要があることが分かる。しかしここで取り上げた一次元問題のように、簡単な条件においては補正が比較的容易であるが、岩盤構造物を対象とした解析において時刻毎に全ての追加要素に対して解の補正を行うのは困難である。

よって岩盤構造物を対象とした解析において、支保部材や補強部材の施工の効果を表現する目的で解析途中に要素の追加を行う場合には、本論文で提案する増分法による手順を用いる必要があることが分かる。

(a) ひずみ-時間関係

(b) 支保発生応力-時間関係

図-3 一次元解析結果

表-3 圧縮試験条件

荷重条件		拘束圧 σ_3 (MPa)
定ひずみ速度	$d\varepsilon_1/dt=3\times 10^{-5}$ (s ⁻¹)	0.0, 1.0, 2.0
クリープ	$\sigma^*=0.7$	0.0
	$\sigma^*=0.8$	
	$\sigma^*=0.9$	
応力緩和	$\varepsilon_1=0.004$	1.0
	$\varepsilon_1=0.005$	2.0
	$\varepsilon_1=0.006$	0.0

 ε_1 は軸ひずみを表す

表-4 岩盤の掘削条件

ヤング率 E_0 (GPa)	1.0
ポアソン比 ν_0 (—)	0.2
一軸圧縮強度 σ_c (MPa)	10.0
引張強度 σ_t (MPa)	1.0
初期地圧 σ_0 (MPa)	5.0
円形空洞直径 D (m)	5.0

図-4 泥岩で得られた n_0 , m ^{22), 23)}

(2) 様々な荷重条件における比較

既に大久保らが報告しているように、コンプライアンス可変型構成方程式は、様々な荷重条件における圧縮試験で観察される岩石の挙動を表現できる¹⁵⁾。ここではこれまで述べてきた増分法を用いた手法の検証および後述する解析の見通しを良くする目的で、ひずみ速度一定、クリープ（応力一定）および応力緩和（ひずみ一定）条件における圧縮試験を対象とした解析を増分法および非増分法により軸対称条件で行う。なおここでは岩石の破壊包絡線として、式(20)で表せる Janach の基準を用いる。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf} = \sigma_c \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t}} - \sigma_3 \quad (20)$$

ここに

- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}$: 破壊強度（式(3)右辺の分母）
 σ_c : 一軸圧縮強度
 σ_3 : 圧縮応力を正とした場合の拘束圧
 σ_t : 引張強度

各圧縮試験の解析における荷重条件を表-3 に示す。これは表-4 に示す条件において、岩盤中に円形空洞が掘削されるとした場合に、弾性理論¹⁹⁾より求まる空洞壁面近傍の応力状態（後に示す図-7(a)中の掘削直後における値）、ひずみ状態（後に示す図-7(b)中の掘削直後における値）を想定している。表-4 に示す岩盤物性は地下深部で想定され得る値である²⁰⁾。初期地圧は既往の計測結果²¹⁾（軟岩地域、地表下300m）を参考に想定した。また時間依存性の程度を表すパラメータ n_0 、延性の程度を表すパラメータ m

の基本となる値を、既往の試験結果^{22), 23)}を参考に、それぞれ 30, 20 とし適宜変化させた。図-4 は既往の試験結果を示したものであり、湿潤状態の泥岩の一軸圧縮試験から求まった値である。大久保らによれば、岩石がとり得る n_0 の値はおよそ 10 から 100 の範囲である。 m は最も簡単な方法としてピーク強度以降の応力-ひずみ曲線の傾きから求まる²⁴⁾。図-4 の試験結果の範囲では m は n_0 のおよそ 1/3 から 1 倍である。

表-3 の荷重条件における解析結果を図-5 に示す。ここで図中の曲線は先に述べた i ~ iii の手順による結果であり、プロットは本論文で提案する手順（I ~ III）によるものである。いずれの図においても両者の結果はほぼ同じであり、提案する手法を適用した FEM で得られる結果が妥当なものであることが分かる。図-5(a) よりピーク強度以降の応力の低下程度が、 m の大小により表現できることが分かる。図-5(c) (f) よりクリープおよび応力緩和条件における時間依存性の程度が、 n_0 の大小により表現できることが分かる。図-5(d) (g) より高い応力状態である（破壊接近度が大きい）ほど、時間依存性が顕著となることが分かる。また図-5(b) (e) (h) より拘束圧が大きいほど、ピーク強度、残留強度が大きくなるとともに、時間依存性が顕著でなくなっていくことが分かる。なお図-5(c) (d) (e) においては、結果を分かりやすく表示するため、各時刻で得られるひずみから、初期載荷時の弾性ひずみを差し引いた値を用いて結果を整理している。

図-5 圧縮試験を対象とした解析結果

4. 掘削解析への適用

本論文で提案する手法を用いて、表-4 に示した条件において、円形空洞の長期挙動について解析的な検討を試みる。時間依存性の程度を表すパラメータ n_0 、延性の程度を表すパラメータ m は、先に述べた解析例と同様に、それぞれ 30, 20 とする。解析に用いたモデルは図-6 のようであり、ここでは平面ひずみ条件を仮定した。解析は掘削以降、10 年経過後までの挙動を対象とした。掘削以降の経時的な応力変化は、切羽の進行に伴う応力再配分および時間依存

性挙動による応力再配分によるものと考えられるが、ここでは後者のみを取り扱った。時間分割は、初期値を 1 分とし、以降の時間増分を前の時間増分に対し 1% ずつ増加させた。

(1) 支保がない場合

支保の施工を行わず時間が経過するとした場合に得られる結果を図-7 に示す。図-7(a) は岩盤の破壊接近度 σ^* と r/D (空洞壁面からの距離 r を掘削直径 D で除した値) の関係を、図-7(b) は主ひずみ ε (空洞周方向ひずみ) と r/D の関係を、図-7(c) は r/D

が0.01, 0.1, 0.25, 0.5の位置における破壊接近度 σ^* と経過時間 t の関係を、図-7(d)は同位置における主ひずみの増加量 $\Delta \varepsilon$ （掘削直後の主ひずみ ε からの増加量）と t の関係を示している。

図-7(a)(c)より時間の経過に伴い空洞壁面近傍から次第に遠方へ応力再配分が行われることが分かる。図-5で示した結果より、破壊接近度が大きい状態においては、ヤング率が時間の経過とともに低下（コンプライアンスが増加）し、図-1(b)より明らかなように緩和応力 $\Delta \sigma_r$ （式(10)）が周辺要素に再配分されることになる。

また時間の経過に伴う応力状態の変化により、次第に円形空洞の変形が進行し、その程度は空洞壁面に近いほど大きいことが図-7(b)(d)より分かる。また時間の経過に伴い変形は進行していくもののその速度は次第に減少していくことが分かる。

変形状態に着目すれば、施工条件は異なるものの、本論文で得られた結果は、表-1に示したこれまでの事例に矛盾しない。一方、長期にわたり岩盤内の応力状態の変化を計測した例はなく、検証は今後の課題と言えるが、弾性波計測結果などにに基づき、空洞周辺岩盤のゆるみ領域（損傷領域）が拡大し、時間依存性挙動を示すとした考え^{25), 26)}と同様の結果が得られる。ゆるみ領域の一般的な定義は明確でなく、従来の掘削解析でよく用いられる完全弾塑性解析で

は、塑性化した領域（本論文でいう破壊接近度 σ^* が1の領域）をそのように称することがあると思われる。それに対し本論文では、応力状態と時間に依存し剛性が低下した領域（ヤング率が初期値より小さくなった領域）をゆるみ領域と称している。具体的には図-7(a)において、空洞壁面（ r/D が0.0）から σ^* がピークを示す位置までの領域である。また完全弾塑性解析とは異なり、例えば図-7(c)の r/D が0.1の結果では破壊接近度 σ^* が1より小さな状態でピークを示す。これは図-5(d)に示したように破壊接近度 σ^* が1より小さく、かつ一定であっても時間の経過とともにヤング率が低下する、すなわちクリープの影響を考慮しているためである。

図-6 円形空洞の長期挙動解析モデル

(a) σ^* と r/D の関係

(b) ε と r/D の関係

(c) σ^* と t の関係

(d) $\Delta \varepsilon$ と t の関係

図-7 支保がない場合の結果

(2) 支保がある場合（付加剛性による影響）

空洞壁面に支保が施工され、時間が経過した場合を考える。NATM 工法では吹付けコンクリートとロックボルト、鋼製支保工による支保が一般的である。Hisatake²⁷⁾は、吹付けコンクリートの強度発現特性や非線形応力-ひずみ特性等を考慮する重要性を指摘している。また岩盤と同様にコンクリートが時間依存性挙動を示すことが知られている²⁸⁾。本論文で提案する手法においてはこれらの考慮も可能であるが、ここでは以下のような理由から鋼製支保工による支保機能のみを考慮した。本論文では通常の道路トンネルや鉄道トンネルと比較し、小さな空洞直径（5m）を想定している。このような空洞の施工においては、吹付けコンクリートが十分に硬化する前に、掘削が進行する可能性がある。また放射性廃棄物の地層処分を例に挙げれば、特有の問題として、コンクリートによる緩衝材（人工バリア材料）への化学的影響が懸念されている²⁹⁾。このような場合、吹付けコンクリートの使用量が制限される可能性がある。これらを鑑み、本論文では便宜的に鋼製支保工のみに支保機能を期待することとし、応力-ひずみ関係をヤング率 210GPa で線形と仮定して、線要素でモデル化した。鋼製支保工は掘削 1 時間後に施工されることとし、施工間隔は 1.5m とした。

図-8(a)に r/D が 0.01 の位置における破壊接近度 σ^* と経過時間 t の関係を、図-8(b)に同位置における主ひずみの増加量 $\Delta \varepsilon$ （掘削直後の主ひずみ ε からの増加量）と経過時間 t の関係を示す。これらより鋼製支保工の剛性が大きいほど、壁面近傍の応力低下および空洞の変形が緩慢であることが分かる。これは空洞の内空側への変形により、支保からの反力が内圧として作用することで、破壊接近度 σ^* が低減されるとともに、時間依存性の程度を表すパラメータ n （式(4)）が増加するためであり、その程度は支保の剛性が高いほど大きい。また鋼製支保工の剛性が小さいほど、空洞の変形が大きく、図-9 に示すように支保の発生応力は大きくなる。ここで鋼製支保工の応力状態は、発生応力を降伏強度（245N/mm²）で除した値 σ_s^* として示している。

(3) 支保がある場合（施工時期の影響）

鋼製支保工を H150 とし、その施工時期を変化させた場合の結果を示す。

図-10(a)に r/D が 0.01 の位置における破壊接近度 σ^* と経過時間 t の関係を、図-10(b)に同位置における主ひずみの増加量 $\Delta \varepsilon$ （掘削直後の主ひずみ ε からの増加量）と経過時間 t の関係を示す。また、図-11 に鋼製支保工の降伏強度に対する接近度 σ_s^* と

(a) σ^* と t の関係

(b) $\Delta \varepsilon$ と t の関係

図-8 支保がある場合の結果（付加剛性の影響、 $r/D=0.01$ ）

図-9 剛性が異なる場合の鋼製支保工の応力状態

経過時間 t の関係を示す。

これらより鋼製支保工の施工時期が早いほど、壁面近傍の応力低下および空洞の変形が緩慢であることが分かる。図-10(b)において鋼製支保工を 1 時間後に施工した場合と、7 日後に施工した場合の掘削 0.1 年後のひずみ差は 5.0×10^{-4} であるが、掘削 10 年後のその差は 6.0×10^{-4} であり、鋼製支保工の施工時期が早いほど、空洞の変形の進行速度が小さいこ

とが分かる。よって鋼製支保工の施工時期が早いほど、鋼製支保工の発生応力の増加速度（傾き）が小さいことが分かる（図-11）。

(4) 提案する手法の適用性

時間依存性変形を示す岩盤のうち、その程度が特に大きなものは膨張性地山あるいは押し出し性地山と呼ばれ、そのメカニズムとして吸水膨張説やせん断破壊説が支持されてきた¹⁾。仲野³⁰⁾、アイダシラ³¹⁾は膨潤性粘土鉱物が存在しても必ずしもそのような現象が生じないことや、生じても局所的なものであると考え、「掘削により応力集中が生じ、それにより地山がせん断破壊を生じ、ダイレタンスーによる体積増加と卓越して発達するせん断面（またはゾーン）に沿っての岩塊の塑性流動により地山が押し出してくる」と考えるせん断破壊説が支配的であると判断した。この説を支持すれば、時間の経過に伴う進行性のせん断破壊をなるべく生じさせないような施工が、岩盤構造物の長期の安定化に有効であると考えられる。

このような観点で解析結果を見ると、支保の施工により空洞の内空側への変形に対する反作用力が岩盤に内圧として作用し、その程度は支保の剛性が高く、施工時期が早いほど大きい。その結果、空洞の変形や応力再配分が緩慢となる結果を得た。このことは時間依存性を示す岩盤構造物の長期安定を図る上で、剛性の高い支保による早期閉合が有効であることを具体的に示しており、提案する手法が時間依存性を示す岩盤構造物における施工法の検討に役立つものと考えられる。

本論文で用いたコンプライアンス可変型構成方程式は、岩盤構造物を対象とした数値解析で用いるヤング率やポアソン比といった一般的なパラメータに、時間依存性の程度を表す n 、延性の程度を表す m を加えることにより、荷重条件を選ばず岩石の時間依存性挙動を表現できる。パラメータが少ないことから、計測結果を用いた逆解析による将来予測にも向いていると考えられる。また式(1)より明らかにように、基礎方程式が基準化された形となっているため、条件が異なる場合の結果の目安を得ることができる。例えば表-4に示した条件で、ヤング率のみを $1/x$ 倍とし、図-7と同様の解析を行った場合、図-7(a)(c)に示した結果は変わらず、図-7(b)(d)に示したひずみ（縦軸）がそれぞれ x 倍となる結果を得る。図-3や図-5に示したように単純な条件において比較的容易に解を得ることができるので、岩盤構造物を対象とした解析を行う前に、ある程度の挙動の目安を立てることができる。

(a) σ^* と t の関係

(b) $\Delta \epsilon$ と t の関係

図-10 支保がある場合の結果
(施工時期の影響, $r/D=0.01$)

図-11 施工時期が異なる場合の鋼製支保工(H150)の応力状態

また本論文で提案する増分法を用いた手法では、解析途中において新たな要素の追加が可能であるため、岩盤構造物の長期維持計画³²⁾への適用も可能である。対象とする時間のスケールは異なるが、例えば図-8と図-10を比較することにより、岩盤構造物の計画段階、設計段階において将来の補修や補強の規模とその時期を考慮した検討を行うことができる。また本論文では取り扱わなかったが、増分法を用い

た手法であるため、必要に応じ他の非線形応力-ひずみ関係を持つ材料と組み合わせて解析を行うことも可能である。

したがって長期的な岩盤構造物の安定性が重要となる場合には、本論文で提案した計算手法が有効であると考えられる。

5. おわりに

本論文では、大久保らにより提案された岩盤の時間依存性を比較的容易に表現できるコンプライアンス可変型構成方程式を用いて、増分型の応力-ひずみ関係式を誘導し、FEMに適用する手法を提案した。

本手法を用いて円形空洞の長期挙動シミュレーションを行い、長期の使用が求められる岩盤構造物の設計や維持計画への適用性について述べた。

設計の観点からは、時間依存性を示す岩盤構造物の長期安定を図る上で、剛性の高い支保による断面の早期閉合が有効であることを述べた。しかし場合によっては溶存メタンガスが掘削に伴い圧力解放され、時間依存性挙動の要因となることなども考えられるが、本論文ではこのような現象を考慮していない。岩盤の進行性の破壊現象ではなく、このような現象が支配的である場合においては、剛性の高い支保ではなく、柔な支保による対応が有効である可能性もあることを指摘しておく。

維持計画の観点からは、支保材料の劣化現象やライフサイクルコストについても念頭におく必要があると考えている。

今後は、これらを考慮しつつ、ある時点までの計測結果から以降の挙動を予測する解析を行い、以降に得られる計測結果との比較を行うことで、本手法の信頼性を高めることを考えている。

付録 非増分法による解の補正

3章(1)節で述べた一次元問題において、非増分法を用いた結果の補正例を示す。簡単のため、時刻 T における岩盤のヤング率を E_r 、ひずみを ε_1 とすると、応力とひずみの釣りは式(A-1)で表せる。

$$\varepsilon_1 = \frac{\alpha \sigma_0}{E_r} \quad (\text{A-1})$$

ここで α は作用応力 σ_0 の解放率である。

時刻 T において瞬時にヤング率 E_s の支保が設置され、応力が σ_0 まで増加すると仮定すると、非増分法ではそれまでの応力とひずみの履歴は考慮されない

ので、岩盤の負担応力を σ_r 、支保の負担応力を σ_s 、ひずみを ε_2 とすると、応力とひずみの釣りは式(A-2)で表せる。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= E_r \cdot \varepsilon_2 \\ \sigma_s &= E_s \cdot \varepsilon_2 \end{aligned} \quad (\text{A-2})$$

ここで $\sigma_0 = \sigma_r + \sigma_s$ であることを考慮すると、非増分法の場合のひずみ増分 $\Delta \varepsilon$ ($= \varepsilon_2 - \varepsilon_1$) は式(A-3)で求まる。

$$\Delta \varepsilon = \frac{(1-\alpha) \cdot \sigma_0 - \frac{E_s}{E_r} \cdot \alpha \cdot \sigma_0}{E_r + E_s} \quad (\text{A-3})$$

一方、増分法の場合においては、岩盤負担応力の増分を $\Delta \sigma_r$ 、支保負担応力の増分を $\Delta \sigma_s$ とすると、応力とひずみの釣りは式(A-4)で表せる。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_r &= E_r \cdot \Delta \varepsilon \\ \Delta \sigma_s &= E_s \cdot \Delta \varepsilon \end{aligned} \quad (\text{A-4})$$

ここで $(1-\alpha) \sigma_0 = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_s$ であることを考慮すると、増分法の場合の $\Delta \varepsilon$ は式(A-5)で求まる。

$$\Delta \varepsilon = \frac{(1-\alpha) \sigma_0}{E_r + E_s} \quad (\text{A-5})$$

よって求まる $\Delta \varepsilon$ は非増分法と増分法とで異なることが分かる。 $\Delta \varepsilon$ が異なれば、岩盤と支保の負担応力が異なるため、時刻 T 以降の挙動に差が生じる。

そこで非増分法の場合、支保の負担応力 σ_s を式(A-6)で補正すると、求まる $\Delta \varepsilon$ は増分法の場合と同じになる。

$$\sigma_s = E_s \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \quad (\text{A-6})$$

ここで取り上げた一次元問題のように、比較的簡単な条件における解の補正は比較的容易であるが、岩盤構造物を対象とした解析においては、時刻毎に全ての支保要素に対して補正を行うのは困難である。

参考文献

- 1) 地盤工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用，1987。
- 2) 大久保誠介，福井勝則，西松裕一：トンネル変形の巨視的指標の提案，トンネルと地下，第35巻3号，pp.223-227，2004。
- 3) 熊坂博夫，朝倉俊弘，小島芳之，松長剛：地山の時間依存性を考慮したトンネル変状解析手法の適用性に関する検討，土木学会第32回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.33-40，2003。
- 4) Boidy, E., Bouvard, A. and Pellet, F.: Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone, Tunnelling and Underground Space Technology, 17, pp.415-424, 2002。
- 5) 中村良明，羽田勝，木曾伸一：超膨張性泥岩を克服 上

- 信越自動車道日暮山トンネル, トンネルと地下, 第 24 巻, 1 号, pp.7-16, 2003.
- 6)奥村皓一, 和地強, 怡土一美: SFRC 覆工で収束しない変位に対抗 東北新幹線 岩手トンネル女鹿工区, トンネルと地下, 第 29 巻, 5 号, pp.7-18, 1998.
 - 7)井上博之, 足立宏美, 三谷浩二: トンネル変位抑制工の事前設計に関する一考察, 土木学会第 32 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.233-238, 2003.
 - 8)豊原正俊, 早坂治敏, 江戸川修一: 鋼製支保工の高耐力化と早期閉合で膨圧を克服 北陸新幹線 朝日トンネル東工区, トンネルと地下, 第 29 巻, 12 号, pp.7-17, 1998.
 - 9)原子力発電環境整備機構: 高レベル放射性廃棄物地層処分技術と安全性, NUMO-TR-04-01, 2004.
 - 10)大深度地下利用技術調査小委員会: 大深度地下利用技術調査小委員会報告書, 日本トンネル技術協会, 2000.
 - 11)土木学会: トンネルの変状メカニズム, 2003.
 - 12)土木学会: トンネルの地質調査と岩盤計測, 1983.
 - 13)西松裕一: 岩盤力学, 東京大学出版会, 1999.
 - 14)大久保誠介, 何昌榮, 西松裕一: 一軸圧縮応力下における時間依存性挙動, 日本鉱業会誌, 103, pp.177-181, 1987.
 - 15)大久保誠介: コンプライアンス可変型構成方程式の解析的検討, 資源・素材学会誌, 108, pp.601-606, 1992.
 - 16)趙顕, 福井勝則, 大久保誠介: 岩石の寸法効果と時間依存性挙動の計算機シミュレーションによる検討, 資源と素材, 111, pp.595-600, 1995.
 - 17)矢川元基, 吉村忍: 計算力学と CAE シリーズ 1, 有限要素法, 培風館, 1991.
 - 18)大久保誠介, 西松裕一, 緒方義弘: 非線形粘弾性モデルによる坑道変形のシミュレーション, 日本鉱業会誌, 103, pp.293-296, 1987.
 - 19)H.カスナー原著 金原弘訳: トンネルの力学, 森本出版, 1974.
 - 20)核燃料サイクル開発機構: わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第 2 次取りまとめ—, 分冊 2 地層処分の工学技術, JNC TN1400 99-022, 1999.
 - 21)核燃料サイクル開発機構: 高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する研究開発—平成 14 年度報告—, JNC TN1400 2003-004, 2003.
 - 22)大久保誠介, 福井勝則, 木村有仁: 土丹の力学的特性と構成方程式, トンネルと地下, 第 33 巻, 1 号, pp.45-50, 2002.
 - 23)羽柴公博, 大久保誠介, 福井勝則: 泥岩の周圧下での時間依存性挙動, 平成 15 年資源・素材学会春季大会講演要旨集, pp.69-70, 2003.
 - 24)大久保誠介: 岩石の粘弾性に関する FAQ, 資源・素材学会北海道支部 平成 12 年度春季講演会講演概要集, pp.1-5, 2000.
 - 25)Rabcewicz, L. and Golder, J.: Application of the New Austrian Tunnelling Method to the underground works at Tarbela, Water Power, October, pp.330-335, 1974.
 - 26)北原正一: 超膨圧トンネルにおける NATM と岩盤力学的考察, '82 トンネル技術講演会テキスト, 日本トンネル技術協会, pp.25-33, 1982.
 - 27)Hisatake, M.: Effect of steel fiber reinforced high-strength shotcrete in a squeezing tunnel, Tunnelling and Underground Space Technology, 18, pp.197-204, 2003.
 - 28)土屋敬: ロックボルト・吹付けコンクリート工法の設計に関する研究, 京都大学学位論文, 1986.
 - 29)電力中央研究所・電気事業者連合会: 高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術, 1999.
 - 30)仲野良紀: 膨張性地山の実態, トンネルと地下, 第 6 巻, 10 号, pp.15-25, 1975.
 - 31)アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤孝, 川本桃万: スクイーミング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について, 土木学会論文集, No.448/III-19, pp.73-82, 1992.
 - 32)中川光雄, 里優, 蔣宇静, 棚橋由彦: 岩盤強度の時間依存性を考慮したトンネル変状シミュレーション, 土と基礎, 52, pp.28-30, 2004.

(2004.7.28 受付)

NUMERICAL SIMULATION OF TUNNEL EXCAVATION
CONSIDERING TIME DEPENDENT BEHAVIOUR OF ROCK MASS
AND THE EFFECT OF TUNNEL SUPPORT

Shunichi MIYANOMAE, Kousuke NOMOTO, Atsushi MORITA, Mikio MATSUI,
Yutaka NASHIMOTO and Seisuke OKUBO

Time dependent behavior of rock mass should be considered for the evaluations of long-term stability of tunnel.

In this paper, the FEM analysis based on incremental method was carried out to evaluate the effect of tunnel support, assuming various stiffnesses and setting timings, for long-term stability of a deep underground tunnel in soft rock. Time dependent behavior of rock mass was numerically simulated using compliance variable model proposed by Okubo et al.

The results showed validity of the methods proposed in this paper, and its applicability for design and long-term assessment of tunnel was discussed.