2種類のコンプライアンス可変型構成方程式に よる坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション

羽柴 公博1*・大久保 誠介1・福井 勝則1

¹東京大学大学院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) *E-mail: hashiba@geosys.t.u-tokyo.ac.jp

2種類のコンプライアンス可変型構成方程式(1987年に提案された従来の式と2002年に拡張された式) を用いて, 坑道周辺岩盤挙動の有限要素解析を行った.まず感度解析により,各パラメータが計算結果に 及ぼす影響を調べた.次いで,従来の式と拡張した式による計算結果を比較した.拡張した式では計算開 始直後から内空変位速度が徐々に減少するが,強度破壊点以前の時間依存性挙動や1次クリープを考慮し ていない従来の式では,計算開始直後は内空変位速度がほぼ一定であることがわかった.さらに,これら の計算結果をもとにして,従来の式と拡張した式の原位置への適用性について検討した.その結果,岩盤 の粘弾性の程度や地圧の状況に応じて,2種類の式には適切な適用範囲があることが確認された.

Key Words : rock, numerical simulation, time-dependent behavior, constitutive equation

1. はじめに

地下構造物の長期安定性を評価するうえで,数値シミ ュレーションは有効なツールの一つである. そのため従 来から、岩石の時間依存性挙動を扱える種々のモデルが 提案されている.しかし、岩石の時間依存性挙動を検討 するうえで重要な次の3つの条件を備えたモデル、すな わち、①強い非線形粘弾性を考慮し、②強度破壊点以降 の挙動を扱え、③種々の荷重条件下に適用できるモデル は少ない. 大久保¹⁾ が提案したコンプライアンス可変型 構成方程式(以下,従来の式)は、この3つの条件を満 たすとともに、時間の経過にともなってコンプライアン スを変化させるだけで良いので、有限要素法などのコン ピュータプログラムに組み込みやすい. しかし、この構 成方程式は強度破壊点以降の挙動の再現に重きが置かれ ているため、強度破壊点以前の時間依存性挙動への適用 は難しい. そこで大久保他²⁾は, 強度破壊点以前から以 降までの広範囲の時間依存性挙動を再現するために、コ ンプライアンス可変型構成方程式を拡張した(以下、拡 張した式). 拡張した式は従来の式と同様にコンプライ アンスの変化を評価すれば良いので、有限要素法との相 性も良いと考えられる.

本研究では、従来の式と拡張した式を用いて、坑道周 辺岩盤挙動の有限要素解析を行った.まず感度解析によ り、構成方程式の各パラメータが計算結果に及ぼす影響 について検討した.次いで、従来の式と拡張した式による計算結果を比較した.さらに、従来の式と拡張した式の原位置への適用性について検討した.

2. 構成方程式

コンプライアンス可変型構成方程式は、従来の式、拡 張した式ともに、無次元化した形では次式のように表さ れる.

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = f(\lambda^*) g(\sigma^*)$$
(1)

ここで、コンプライアンス λ は歪 ϵ と応力 σ の比であり (= ϵ/σ)、初期値 λ_0 で正規化した値を λ^* (= λ/λ_0)と した.tは時間、 σ^* は三軸圧縮強さ σ_F で正規化した応力 である.従来の式ではfとgの関数形として次式を用い ている¹.

$$f(\lambda^*) = a_3(\lambda^*)^{m_3}$$
⁽²⁾

$$g(\sigma^*) = (\sigma^*)^n \tag{3}$$

ここで、a,は正値のパラメータである.m,は強度破壊 点以降の応力-歪曲線の形状を決める正値のパラメータ であり、この値が大きいほど強度破壊点以降の応力の低 下が急激になる.nは応力依存性を表すパラメータであ り,この値が大きいほど非線形性が大きくなり,例えば 載荷速度依存性やクリープ寿命の応力依存性が顕著にな る¹⁾.従来の式で応力一定の条件下では,時間の経過に 伴って d入* / dt が単調に増加するため,それに比例する 歪速度が減少していく1次クリープが再現できない.そ こで,拡張した式ではfの関数形を次のようにした²⁾.

$$f(\lambda^{*}) = a_{1}(\lambda^{*} - 1)^{-m_{1}} + a_{3}(\lambda^{*})^{m_{3}}$$
(4)

ここで、 m_1 は強度破壊点以前の応力-歪曲線の形状を 決める正値のパラメータである. λ * が小さいうちは右 辺第1項が第2項に比べて大きい. この場合,応力一定で は時間の経過に伴って $d\lambda$ * / dt が減少(歪速度が減少) していくため、1次クリープが再現できる. λ * が大きく なると右辺第2項が第1項に比べて大きくなり、従来の式 と同様に3次クリープや強度破壊点以降の時間依存性挙 動を扱える.

有限要素解析では、破壊条件としてJanach³⁾の提案した次式を採用した.

$$\sigma_{\rm F} = \sigma_{\rm c} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{\rm min}}{\sigma_{\rm t}}} - \sigma_{\rm min} \tag{5}$$

ここで、 σ_c は一軸圧縮強さ、 σ_t は一軸引張強さ、 σ_{min} は 圧縮を正とした場合の最小主応力である.また、式(3) 中のパラメータnは次式に従って変化するとした⁴.

$$\mathbf{n} = \frac{\sigma_F}{\sigma_c} \mathbf{n}_0 \tag{6}$$

ここで、 n_0 は一軸応力下での値である. ポアソン比vは 次式に従って変化するとした⁴.

$$v = 0.5 - \frac{0.5 - v_0}{\lambda^*} \tag{7}$$

ここで、 voはvの初期値である.

3. 計算モデルと計算方法

計算モデルは図-1の斜線部であり、二次元平面歪問題として扱った.過去の研究と同様に、あらかじめ円形坑道を設けた計算モデルの外部境界に、時刻t=0において瞬時に σ_{∞} が加わったとし、その後の経時変化を次のような陽解法を用いて計算した⁴.

- 有限要素弾性解析により λ* と νから各要素の歪と 応力を計算する.
- ② 計算結果にもとづいて時間刻み Δt の間に生じる λ*,
 v, nの変化を求める.
- ③ 各要素に新しいλ*, v, nを割り当てる.

①から③の手順を必要な回数だけ繰り返した.なお、1 回あたりの時間刻み Δt は1sよりはじめ、以降20%ず つ増加させた.

表-1	仮定した岩盤の物性値と計算条件
	*は標準値

ー軸圧縮強さ σ _c (MPa)	20
ー軸引張強さ σ _t (MPa)	2
初期コンプライアンス λ ₀ (1/GPa)	0.5
初期ポアソン比 v ₀	0.2
n_0	20*, 30, 40, 60
\mathbf{m}_1	$1, 5^*, 10$
m_3	$1, 5, 10^{*}$
地圧 σ _∞ (MPa)	$4, 6, 8^*, 10$



図-1 計算モデル

表-1 には仮定した岩盤の物性値と計算条件を示した. 一軸圧縮強さおよび引張強さ,初期コンプライアンス, 初期ポアソン比は一定とし, n_0 , m_1 , m_3 を変化させた. a_1 と a_3 は一軸圧縮強さが表-1 の値になるように決めた. ただし,拡張した式では a_1 と a_3 の比 a_1/a_3 は 0.1 と一定 とした.

また,地圧も変化させて計算を行った.なお,表中の *印を付けた値は標準値であり,以下の結果で特に断り がない場合は,この値を用いた場合の計算結果である.

4. 計算結果

(1) 拡張した構成方程式のパラメータの影響

拡張した式を用いて、計算結果に及ぼす各パラメータの影響を調べた. 図-2には、n₀を変化させたときの、



(b)内空変位の経時変化
 図-2 n₀を変化させた場合の拡張した式による計算結果
 u*は弾性解で正規化した内空変位

一軸圧縮試験での応力-歪曲線と内空変位の計算結果を 示した.なお、内空変位は弾性解で正規化した.強度破 壊点以前と以降の応力-歪曲線の形状は、それぞれ m_l / n_0 , m_3 / n_0 で決まる.図より、 n_0 が小さくなり m_l / n_0 が 大きくなると、強度破壊点以前の早い段階で応力-歪曲 線が直線からずれ始めることがわかる.また、 n_0 が小さ くなり m_3 / n_0 が大きくなると、強度破壊点以降の応力-歪曲線の傾きが急になる.内空変位は時間の対数に対し て下に凸の曲線を描きながら増加しており、 n_0 が小さい ほど変形が大きい.

図-3 には、m_l を変化させたときの計算結果を示した. m_l は強度破壊点以前の応力-歪曲線の形状に影響を及 ぼし、m_l が大きいほど強度破壊点以前の早い段階で応 カー歪曲線が直線からずれ始め、強度破壊点までに生じ る非弾性歪が大きくなる.一方、m_l を変化させても強 度破壊点以降の応力-歪曲線の傾きはほとんど変わらな い.その結果、m_l が大きいほど計算開始直後の内空変



(b)内空変位の経時変化
 図-3 m₁を変化させた場合の拡張した式による計算結果
 u*は弾性解で正規化した内空変位

位が大きいが,ある程度時間が経過すると m_lの影響は あまり見られなくなる.

図-4 には、m₃を変化させたときの計算結果を示した. m₃ は強度破壊点以降の応力-歪曲線の形状に影響を及 ぼし、m₃ が大きいほど強度破壊点以降の応力-歪曲線 の傾きが急になっている.また今回のパラメータの範囲 内では、m₃を変化させると式(4)中の第1項と第2項の 割合が変化し、強度破壊点以前の応力-歪曲線の形状に も若干の影響を与える.その結果、m₃が大きいほど計 算開始直後の内空変位は小さいが、ある程度時間が経過 すると逆に変形が大きくなっている.

図-5 には、地圧 σ_{∞} を変化させたときの内空変位の計算結果を示した。いずれの場合も、内空変位は下に凸の曲線を描きながら増加し、 σ_{∞} が大きいほど変形が大きいことがわかる。

(2) 従来の式と拡張した式による計算結果の比較



(b)内空変位の経時変化
 図-4 m₃を変化させた場合の拡張した式による計算結果
 u*は弾性解で正規化した内空変位

地圧 σ_∞ を変化させたときの, 従来の式による内空変 位の計算結果を図-6 に示した.また、従来の式と拡張 した式による内空変位速度の計算結果を、それぞれ細線 と太線で図-7(a)に示した. 図-5 も合わせて見るとわか るように、拡張した式では計算開始直後から内空変位は 増加するが、内空変位速度は両対数グラフ上でほぼ直線 的に減少している. これらの結果は、室内試験によるク リープ歪や、坑道における内空変位の計測結果とほぼ同 じ傾向を示している ^{9,0}. すなわち,内空変位速度が減 少する理由として、坑道周辺岩盤の1次クリープとアー チ効果の両者の影響が考えられる.一方,従来の式では 計算開始直後は内空変位の変化は小さく、内空変位速度 はほぼ一定である. これは強度破壊点以前の時間依存性 挙動や1次クリープを考慮していないためである. その 後、徐々に内空変位速度が減少していき、拡張した式に よる計算結果とほぼ重なる.1次クリープを考慮してい ないにもかかわらず変位速度が減少する理由として、坑



図-5 地圧σ_∞を変化させた場合の拡張した式による計算結果 u*は弾性解で正規化した内空変位



図-6 地圧 σ_∞を変化させた場合の従来の式による計算結果 u*は弾性解で正規化した内空変位

道周辺岩盤のアーチ効果により変形が抑えられていることが考えられる.従来の式では、σ_∞が小さいほど初期の内空変位速度は小さく、一定である時間が長いことがわかる.

図-7(b)には、 n_0 を変化させた場合の計算結果を示した。 n_0 を変化させた場合の結果は σ_∞ を変化させた場合と似ており、拡張した式ではグラフはほぼ直線であり、 n_0 が大きいほどグラフは下側にくる。従来の式では、 n_0 が大きいほど初期の内空変位速度は小さく、一定である時間が長い。

図-7(c)には、m₃を変化させた場合の計算結果を示した. 従来の式,拡張した式ともにm₃の影響は小さい. 図-7(a)と同様に,拡張した式ではほぼ直線的に内空変 位速度が減少しているが,従来の式では計算開始直後は ほぼ一定である. ある程度時間が経過すると,両者の差 は小さくなっている.



(a) 地圧 σ_∞ を変化させた場合の計算結果



⁽b)n₀を変化させた場合の計算結果



 (c) m,を変化させた場合の計算結果
 図-7 従来の式と拡張した式による計算結果の比較 u*は弾性解で正規化した内空変位 細線,細字:従来の式による計算結果 太線,太字:拡張した式による計算結果

5. 考察

拡張した式では,強度破壊点以前の時間依存性挙動や 1次クリープを考慮しているため,計算開始直後から内 空変位は増加し,内空変位速度は徐々に減少した.一方, 強度破壊点以降の時間依存性挙動の再現に重きを置いた 従来の式では,計算開始直後は内空変位の変化は小さく, 内空変位速度はほぼ一定であった.しかし,ある程度時 間が経過すれば,従来の式と拡張した式の計算結果の差 が小さくなることがわかった.

実際の原位置計測では、坑道掘削後ある程度時間が経 過してから計測器が設置されることが多い.本研究で示 したような数値シミュレーション結果は、計測を開始し てからの変位や変位速度の変化を予測・評価するうえで 重要である.しかし、原位置での調査で得られる情報は 限られており、拡張した式のように、多数のパラメータ を取得することは容易ではない.すなわち、従来の式と 拡張した式でほぼ同じような計算結果が得られる条件下 では、パラメータの数が少なく扱いやすい従来の式を用 いれば良い.そこで、図-7 を用いて、従来の式と拡張 した式の適用できる条件について検討してみる.

ここでは、坑道が掘削されてから計測器が設置され計 測が開始されるまでの時間を10⁵s(約1日)と仮定する. 図-7(a)より、n₀=20 であれば、地圧 σ_∞ が 8 MPa より大 きい場合, すなわち地山強度比 σ_c / σ_∞ が 2.5 より小さい 場合は、計測開始以降(10⁵s以降)の内空変位速度の変 化は従来の式と拡張した式でほとんど変わらないことが わかる. 一方, σ_c / σ_∞ が 2.5 より大きいと従来の式と拡 張した式(1次クリープを考慮するかしないか)の計算 結果の差が大きい、すなわち、今回検討したパラメータ の範囲内では、 $\sigma_c / \sigma_\infty > 2.5$ では拡張した式を用いる必 要があることがわかる. $\sigma_c / \sigma_\infty < 2.5$ では従来の式と拡 張した式の計算結果の差異は小さいため従来の式が適用 できる. 図-7(b)より, σ_c/σ_{∞} が2.5であれば, n_0 が20よ り大きいと従来の式と拡張した式の計算結果の差が大き い、すなわち、今回検討したパラメータの範囲内では、 $n_0 > 20$ では拡張した式, $n_0 < 20$ では従来の式を用いれ ば良いことがわかる. m, については、いずれの場合で も計測開始以降(10⁵s以降)では従来の式と拡張した式 の差は小さく、今回検討したパラメータの範囲内では、 maによらず従来の式が適用できる.

今回は, **表**-1 に示したように限られたパラメータの 範囲内で構成方程式の適用性を検討した.その結果,地 山強度比が大きく n_0 が小さい場合は,計測開始以降で 従来の式と拡張した式の計算結果の差異は小さく,パラ メータの数が少ない従来の式を適用できることがわかっ た.一方,地山強度比が小さく n_0 が大きい場合は拡張 した式を用いる必要があることがわかった.

6. まとめ

2 種類のコンプライアンス可変型構成方程式を用いて, 坑道周辺岩盤挙動の有限要素解析を行った.まず感度解 析により,拡張した式の各パラメータが計算結果に及ぼ す影響を調べた.次いで,従来の式と拡張した式による 計算結果を比較した.拡張した式では計算開始直後から 内空変位速度が徐々に減少するが,強度破壊点以前の時 間依存性挙動や1次クリープを考慮していない従来の式 では,計算開始直後は内空変位速度がほぼ一定であると いう差異があることがわかった.さらに,これらの計算 結果をもとにして,従来の式と拡張した式の原位置への 適用性について検討した.その結果,岩盤の粘弾性の程 度や地圧の状況に応じて,2種類の式には適切な適用範 囲があることが確認された.

本研究では、表-1 のような限られたパラメータの範囲内で2種類の構成方程式の適用性を検討した.しかし、 実際の岩盤の条件はより複雑であり、今回検討しなかった n_0 が小さく地山強度比が大きい場合や、逆に n_0 が大きく地山強度比が小さい場合もある.また今回は、破壊が比較的延性的な場合に限って検討した.実際に原位置に適用する際には、式(4)の第1項だけ、式(4)の第2項だ け,式(4)の第1項と第2項の両方という3種類の構成方 程式の適用性を明確にする必要がある.この点は今後の 検討課題である.

参考文献

- 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,資源と素材, No.108, pp.601-606, 1992.
- 2) 大久保誠介,福井勝則,羽柴公博:コンプライアンス 可変型構成方程式の拡張とクリープ試験結果による検 討,資源と素材, No.118, pp.737-744, 2002.
- Janach, W.: Failure of granite under compression. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 14 (4), pp. 209-215, 1977.
- 大久保誠介,金豊年:非線形粘弾性モデルによる円形 坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション,資源と素材, No.109, pp.209-214, 1993.
- 5) 大久保誠介, 天野勲三, 小泉昇三, 西松裕一:鋼アー チ支保部における計測結果とロックボルト支保部との 比較-坑道支保の効果に関する原位置計測(第2報) -, 日本鉱業会誌, No.100, pp.219-223, 1984.
- 6) 青木俊朗,中間茂雄,佐藤稔紀,大久保誠介:東濃鉱 山における長期岩盤変位計測とコンプライアンス可変 型構成方程式による数値シミュレーション,資源と素 材,No.121,pp.489-497,2005.

SIMULATION OF ROCK BEHAVIOR AROUND ROADWAY BY TWO TYPES OF VARIABLE-COMPLIANCE-TYPE CONSTITUTIVE EQUATIONS

Kimihiro HASHIBA, Seisuke OKUBO and Katsunori FUKUI

FEM analysis simulating rock behavior around circular roadway was conducted by two types of variable-compliance-type constitutive equations (original equation proposed in 1987 and extended one proposed in 2002). Effects of parameters in the equations on calculated results were examined and discussed. The calculated results showed some difference depending on the used equation. Just after the excavation of roadway, converging rate was continuously decreasing in the case of the extended equation, but was almost constant in the case of the original equation that cannot deal with the primary creep. These results indicated that the extended equation can be applied to wider range of conditions.