Long-Term Stability of a Circular Roadway Subjected to Inner Pressure

by Seisuke OKUBO¹ and Katsunori FUKUI¹

1. Geosystem Engineering, The University of Tokyo, Bunkyo-ku, Tokyo 113-8656

It is the purpose of this study to clarify long-term stability of a circular roadway subjected to inner pressure $\sigma_r(r_i)$ together with rock pressure $\sigma_r(r_0)$. Circumferential stress at the wall $\sigma_\theta(r_i)$ obtained by the elastic analysis is equal to $\{2\sigma_r(r_0) - \sigma_r(r_i)\}$. Therefore, it is natural to consider that tensile failure possibly develops into the surrounding rock starting at the wall if $\sigma_r(r_i)$ is larger than $2\sigma_r(r_0)$. A question arises whether it can be properly applied to a circular roadway where large visco-elastic deformation is expected.

A non-linear rheological model proposed by this authors was used to simulate time-dependent behaviour of rock around a circular roadway. It was assumed that inner pressure gradually increases. Results of computer simulation indicate that, at first, the failed region develops and the roadway converges. As time goes by, inner pressure gradually increases, then convergence ceases and finally the roadway diameter starts to increase. We obtained interesting results as follows ;

1. Even if $\sigma_r(r_i)$ is larger than $2\sigma_r(r_0)$, $\sigma_\theta(r_i)$ is still remained in compression provided that Poisson's ratio increases with failure of rock.
2. Post-failure characteristics of rock, that is, slope of descending portion of stress-strain curve in the post-failure region is not so important.
3. Time-dependency of rock is very important, and affects long-term stability of a circular roadway.

Right now, we have only limited information concerning time-dependent behaviour of rock. It is especially important to obtain accurate knowledge concerning Poisson's ratio and behaviour of rock in tension.

KEY WORD : Rock, Simulation, Viscoelastic, Constitutive Equation, Inner Pressure, Roadway

1. は じ め に

著者らは、以前、非線形粘弾性論に基づいて開発したコンプライアンス可変型構成方程式を用いて、円形坑道の長期安定性について調べた(大久保・金, 1993)。その計算機シミュレーション結果によれば、時間の経過に伴って緩み領域が次第に坑壁より奥へと拡大していく様子を再現できた。また、岩盤の時間依存性の大きさや、強度破壊点以降の応力-歪曲線の傾きが、計算結果に及ぼす影響についても検討した。

さて岩盤内に設けた坑道中に、さまざまなものが貯蔵・保管されることが多くなりつつある(例えば福田, 1997)。その際、内側より圧力が加わる場合がある。この種の坑道の短期的な安定性については、弾性論や塑性論で議論できるかもしれないが、場合によっては数千年～数万年の挙動をある程度把握しておく必要がある。そこで本報告では、内圧を受ける坑道の長期安定性について、既報(大久保・金, 1993)で用いた構成方程式を採用し、計算機シミュレーションによって調べてみることにする。

既報では坑道の半径などについて具体的な数値を与えず、計算

結果についても無次元化した値のみ示したが、今回は問題を分かりやすくするため、廃棄物の地層処分場(PNC, 1996; PNC, 1997)を例にとってやや具体的に議論を進めることにする。ただし、本研究の目的は、計算機シミュレーションを通じて、内圧を受ける坑道の長期安定性の評価をするにはどのような基礎的検討が必要か、どのようなデータを収集する必要があるかを明瞭にすることであり、坑道内に置かれる充填材や廃棄物の特性・挙動の詳細は取り扱わない。

2. 計 算 モ デ ル

2・1 モデル化

図1に示すように、半径 r_i の円形坑道内にオーバパックに包まれた廃棄物が一定の間隔 s をとって横置きに並べられ、そのまわりにベントナイト等の充填材(緩衝材)が充填される場合を例にとる(豊田, 1995; PNC, 1997)。オーバパックは長さ L 、外径 d_0 、内径 d_i の円筒状で、徐々にではあるが表面から腐食していき、腐食した部分の体積は元の体積の数倍になる。充填材は隙間なく充填されるものとする。岩盤には、既報(大久保・金, 1993)にならって等方的な地圧が加わっているものとする。

以上のような状況を図2のようにモデル化する。既報と同様にモデルは2次元軸対象で、平面歪と仮定する。モデルの外周 $r = r_0$ に、一定応力 $\sigma_r(r_0)$ を加えることにする。なお、簡単のため物体力は無視する。坑道内部は静水圧 $\sigma_r(r_i)$ が加わっており、

* 1998年7月10日受付 10月27日受理

1. 正会員 東京大学教授 工学系研究科地球システム工学専攻

2. 正会員 東京大学助教授 工学系研究科地球システム工学専攻

[著者連絡先] FAX 03-3818-7492 (東大・地球システム)

E-mail: itokubo@geosys.t.u-tokyo.ac.jp

キーワード: 岩盤, シミュレーション, 粘弾性, 構成方程式, 内圧, 坑道

図1 処分場の概念図

図2 計算モデルと要素分割。要素分割数は15, 外径 $r_0 = 400$ m

長さ s の坑道を考えて、その値を次式より計算する。

$$\sigma_r(r_i) = K \{V(0) - V(t) + \Delta V(t)\} \quad (1)$$

ここに、 K は坑道内部の物質の体積弾性率である。 $V(0)$ は開削直後の坑道の体積で、時刻0で弾性変形した後の坑道半径を $r_i(0)$ として次式となる。

$$V(0) = \pi \{r_i(0)\}^2 s \quad (2)$$

$V(t) = \pi \{r_i(t)\}^2 s$ は時刻 t における坑道の体積である。 $\Delta V(t)$ は、時刻 t までに腐食によって膨張した体積である。

$$\Delta V(t) = C_v \pi \{[d_0(0)]^2 - [d_0(t)]^2\} L/4 \quad (3)$$

腐食によって膨張した体積は、腐食前の体積の C_v 倍になるとした。 $d_0(0)$ は腐食しない前のオーバーパックの外径である。腐食は単位時間当たり C_r ずつ内部に進行し、時刻 t では $d_0(t) = d_0(0) - C_r t$ まで進行する。

2・2 検討するパラメータの範囲と構成方程式

地層処分の具体的な案は決定していないが、仮に表1のような場合を考えることにする(豊田, 1995)。坑道半径は0.8~1.5 m程度とみなされるので、1 mと1.5 mの場合を考えることにした。(1)式からわかるように、坑道半径が小さいほど内圧の上昇は大きい、経費は安くなるので、標準条件は1 mとした。なお、表1では標準条件を太字で示す。

地表からの深さはおそらく500~1,000 mと考えられるので、500 mと1,000 mの場合を検討する。これらの深度に相当する地圧はそれぞれ12.5 MPaと25 MPaとした。

前述のようにオーバーパックは円筒状、坑道内横置きとし、坑道軸方向距離 $s = 4$ mごとに配置されるものとした。この距離は、周囲の温度があまり上昇しないよう決められるものである。オー

表1 計算条件

坑道半径: 1 m (Small) と 1.5 m (Large)	S or L
地表からの深さ: 500 m (Shallow) と 1,000 m (Deep)	S or D
地圧: 12.5 MPa (Shallow) と 25 MPa (Deep) (等方的に加わると仮定)	
オーバーパック: 円筒状, 坑道内横置き	
オーバーパック設置間距離: 坑道軸方向 4 m ごとに設置	
オーバーパック半径: 0.5 m	
オーバーパック肉厚: 0.2 m	
オーバーパック長さ: 2 m	
充填材(緩衝材)の体積弾性率: 1 GPa と 2 GPa	1, 2
腐食速度: 1, 2, 3, 5 μ m (毎年)	1, 2, 3, 5
腐食による体積膨張: もとの体積の2倍と3倍	2, 3
岩石の一軸圧縮強度: 100 MPa	
岩石の一軸引張強度: 50 MPa	
岩石のヤング率: 40 GPa	
岩石のポアソン比:	
初期値 0.1, 0.2, 0.4 で次第に増加	
常に 0.0, 0.2	
岩石の構成方程式のパラメータ:	
$n_0 = 10, m = 5$	1
$n_0 = 20, m = 10$	2
時間: 設置後 10 万年まで	

バパック半径は0.5 m, オーバパック厚さ(肉厚)は0.2 m, オーバパック長さは2 mとする。これらの数値は決定されているものではなく任意性がある。

坑道内の充填材の体積弾性率については不明な点が多いが、1 GPaと2 GPaの場合を検討することにした。充填材を仮にベントナイトとすると、初期の体積弾性率は1 GPaよりかなり小さいと予測されるが、次第に圧密されて体積弾性率が大きくなっていくと推察される。上記の数値は、シミュレーション期間における平均値を見積もった結果である。

腐食の進行(腐食速度)は最初大きいのが徐々に小さくなる(PNC, 1991)。ここでは簡単のため一定とした。検討した範囲は毎年1, 2, 3, 5 μ mの4ケースである。なお、腐食による体積膨張はもとの体積の2倍と3倍を検討することにした。

岩石の構成方程式としてコンプライアンス可変型構成方程式を採用した(大久保, 1992)。

$$d\lambda^*/dt = a(\Delta\sigma^*)^n(\lambda^*)^m \quad (4)$$

ここに、 λ^* は初期コンプライアンス λ_0 で規格化したコンプライアンス、 t は時間である。 $\Delta\sigma^*$ は、強度 $\Delta\sigma_0$ (破壊差応力)で規格化した差応力である。 n は時間依存性を決めるパラメータであり、一軸圧縮応力下での値を n_0 、一軸圧縮強度を σ_c として次式より計算する。

$$n = (\Delta\sigma_0/\sigma_c)n_0 \quad (5)$$

m は応力-歪曲線の形状を決めるパラメータであり、 m が大きいほど強度破壊点以降の応力-歪曲線が急になる。 a は強度を決めるパラメータであり、次式で与えられる。

$$a = (1/t_0)\{m/(n_0 + 1)\}^{m/(n_0 - m + 1)} \quad (6)$$

t_0 は強度 $\Delta\sigma_0$ を求めるときの試験時間であり、今回は120 sとした(大久保・金, 1993)。

岩石の構成方程式のパラメータ n_0 と m の組み合わせは、(20, 10)と(10, 5)の場合を主として検討したが、より脆性的な挙動を示す(20, 20)や(10, 10)の場合、あるいはより延性的な挙動を示す(20, 1)や(10, 0.5)の場合も適宜検討する。

岩石は、一軸圧縮強度 $\sigma_c = 100$ MPa、一軸引張強度 $\sigma_t = 5$ MPaで初期ヤング率 $1/\lambda_0 = 40$ GPaとした。想定したのは花崗岩で、強度、ヤング率とも実験室で求められる値よりかなり小さい値としたが、地表近くの構造物の設計に際して用いられる値

よりはかなり大きい値である。岩石の破壊基準は、 σ_3 を最小主応力として、次式で与えられるとした (Janach, 1977)。

$$\Delta\sigma_0 = \sigma_c(1 + \sigma_3/\sigma_t)^{0.5} - \sigma_3 \quad \dots\dots\dots (7)$$

ポアソン比 ν は、コンプライアンスの増大 (破壊の進行) に伴って増加するとした。

$$\nu = 0.5 - (0.5 - \nu_0)/\lambda^* \quad \dots\dots\dots (8)$$

ポアソン比の初期値 ν_0 を、0.0, 0.2, 0.4 と変えて検討する。また、適宜、ポアソン比を一定 (不変) とした場合も検討する。

計算は時刻 0s, 時間間隔を 1s よりはじめ、次第に時間間隔を増大して計算する (大久保・金, 1993)。すなわち初期値を、

$$t_0 = 0, \Delta t_0 = 1$$

として、

$$t_{i+1} = t_i + \Delta t_i, \Delta t_i = 1.1^i$$

とした。

3. 計算結果

表 1 に示すように計算条件を設定した。これらの条件の内、トンネル半径 1m を標準条件として省略記号 S (Small の略) であらわす。地表からの深さは、1,000m を標準条件として省略記号 D (Deep の略) であらわす。さらに、充填材の体積弾性率、腐食の進行、腐食による体積膨張 (体積の膨張がもとの体積の何倍になるか) の標準条件を、それぞれ 1GPa, $2\mu\text{m}$ (毎年), 2 倍とした。また、構成方程式中のパラメータ $n_0 = 20$, $m = 10$ を標準とし、省略記号 2 であらわす。標準条件の場合の省略記号を順に書くと、SD1222 である。

これまでの検討結果によれば、 n_0 が大きいときには時間依存性が小さく、時間経過に伴う岩盤の変形は小さい。本論文の目的は、内圧を受ける坑道の長期的な変形と安定性を論じることなの

で、まず、このパラメータ n_0 が比較的大きい場合と小さい場合にわけて検討してみる。

3・1 時間依存性の小さい岩盤の場合 ($n_0 = 20$)

内圧の加わらない場合はすでに既報で報告した。まず、充填材はあるが腐食の進行は全くない場合の結果を示しておく (省略記号: SD1022)。SD1022 は、坑道直径 Small, 深さ Deep, 体積弾性率 1GPa, 腐食 $0\mu\text{m}$ (毎年), 腐食により体積 2 倍, 構成方程式中のパラメータ ($n_0 = 20$, $m = 10$) の場合である。図 3(a) に、坑壁にもっとも近い要素の周方向の応力 $\sigma_{\theta i}$, 半径方向の応力 σ_{ri} および坑道半径の変化 Δr ($= r_i(t) - r_i(0)$) を、1 年後から 10^5 年後まで示した。1 年後の $\sigma_{\theta i}$ と σ_{ri} が坑壁での理論値 (弾性解) と少し違うのは、要素中心の応力を表示しているためと、最初の一年間にわずかではあるが変化したためである。 $\sigma_{\theta i}$ は 10^3 年以降に目立って低下するが、 σ_{ri} の変化はほとんどない。坑道の半径はわずかに縮小する。図 3(b) に、初期, 10^3 年後, 10^4 年後, 4×10^4 年後, 10^5 年後の周方向の応力 σ_{θ} と半径方向の応力 σ_r の分布を示す。坑壁に近い要素の σ_{θ} は時間の経過に伴って少しずつ低下する。5 本の曲線を描いたが、4 本にしか見えないのは、初期と 10^3 年後の曲線がほとんど重なるためである。また、図よりわかるように σ_r の変化はほとんどなく、5 本の曲線を重ねて書いているにもかかわらず、1 本のやや太目の線にしか見えない。注目すべきは、緩み領域が坑壁近傍にとどまってあまり広がらないことであり、これは充填材の支保効果の他にポアソン比の仮定にも依存していると思われる。なお、ここでいう緩み領域とは、坑壁より σ_{θ} が最大値をとる位置までを指す。

ポアソン比の影響は、圧肉円筒に関する弾性解 (日本機械学会, 1997; 鶴戸口ら, 1968) から定性的には伺えるが、詳しい検討は考察にゆずるとして、ここではポアソン比の影響が大きいことを示すために、他の条件は図 3 と同じとして、ポアソン比を常に

(a) 坑壁にもっとも近い要素の周方向の応力 $\sigma_{\theta i}$, 半径方向の応力 σ_{ri} および坑道半径の変化 Δr

(b) 初期, 10^3 年後, 10^4 年後, 4×10^4 年後, 10^5 年後の周方向の応力 σ_{θ} と半径方向の応力 σ_r の半径方向の分布

図 3 充填材はあるが腐食の進行は全くない場合の結果 (SD1022)

(a) $\sigma_{\theta i}$, σ_{ri} および Δr (図 3 と同じ形式)

(b) σ_{θ} と σ_r の半径方向の分布 (図 3 と同じ形式)

図 4 ポアソン比を常に 0 とした場合の結果 (SD1022)

0とした極端な場合を計算してみた。図3と同じ形式で、この場合の計算結果を図4に示す。図4(a)より、 $\sigma_{\theta i}$ の低下が激しいことがわかる。 10^3 年以降、 σ_{ri} が少し上昇するのは、坑道半径が小さくなって充填材が圧縮され、その結果、坑道内圧が上昇するためである。図4(b)よりわかるように、この場合は、坑壁より5m以上奥の σ_{θ} 、 σ_r まで変化する。

次に、腐食の進行が毎年 $1\mu\text{m}$ と緩やかに腐食が進行する場合の計算例を図5に示す(SD1122)。オーバパックの厚さを0.2mとしているので、すべて腐食するのに20万年を要することになる。計算では、内圧が次第に上昇すると、坑道は広がり、 $\sigma_{\theta i}$ が徐々に低下し、 σ_{ri} が増加する。あらかじめ予測できる常識的な結果といえる。この条件下では、地圧による岩盤の変形は比較的小さいので弾性計算結果とさして変わらない。腐食の進行を毎年 $2\mu\text{m}$ とした場合も計算してみた(SD1222)。全般的な傾向は、図5のSD1122と変わらないので図を省略する。腐食の進行を毎年 $3\mu\text{m}$ とすると(SD1322)、 $\sigma_{\theta i}$ は徐々に低下し一旦0に近い値となるが、その後増加する。内圧が上昇し続けているにもかかわらず、 $\sigma_{\theta i}$ が上昇するのは興味深い。さらに、この現象が顕著となる、腐食の進行速度が毎年 $5\mu\text{m}$ の場合について下記で検討する。

腐食の進行を毎年 $5\mu\text{m}$ としたとき(SD1522)の計算結果を図6に示す。この場合には、オーバパックがすべて腐食しつくすのは4万年後である。図6(a)よりわかるように、 $\sigma_{\theta i}$ は徐々に低下して、約3万年後に最小値となるが、その後増加に転ずる。図6(b)に σ_{θ} の半径方向分布を示す。これからわかるように、 σ_{θ} は時間の経過に伴って次第に低下する。しかし、 4×10^4 年後と 10^5 年後を比べると、坑壁の近傍の σ_{θ} は 10^5 年後の方が大きい。これは、大きな内圧による半径方向の応力で、坑壁付近に緩み領

域が生じ、周方向に大きく伸びるので、周方向の応力は圧縮に転じたと考えられる。周方向への伸びは当然ポアソン比の大きさに依存する。今回使用した構成方程式では、(8)式からわかるように、破壊の進行に伴ってポアソン比が初期値より徐々に増加し、次第に0.5に近づいていく。坑壁付近の応力の挙動は、ポアソン比の仮定に大きく左右されると推察された。そこでポアソン比に関する仮定を変えて計算してみることにした。

ポアソン比を常に0とした計算結果を図7に示す。この場合、 $\sigma_{\theta i}$ は約2万5千年後に0となりその後も低下する。そのため引張破壊が坑壁よりかなり奥まで進行する。また、腐食が終了しても破壊は時間の経過に伴い進行する。次いで、ポアソン比を常に0.2とした場合を計算してみた。結果は示さないが、傾向はポアソン比を常に0.0とした図7と同じであった。さらに、ポアソン比を常に0.4とした場合を計算してみた。その結果は、ポアソン比が徐々に増加して0.5に近づいていくとした図6の計算結果にむしろ近いものであった。

なお、ポアソン比の初期値の影響について調べるため、ポアソン比の初期値が0.0と0.4の場合についても計算してみた。この場合には、(8)式に従って、ポアソン比は破壊に伴って徐々に大きくなるとの仮定をおいた。その計算結果は図6に近く、仮定した条件下では、ポアソン比の初期値の影響は比較的小さいことがわかった。

以上の結果、ポアソン比に関する仮定が大きな影響を及ぼすことがわかったが、構成方程式のパラメータ m の及ぼす影響について調べてみることにした。既報で述べたように、強度破壊点以降における応力-歪曲線の傾きは m/n_0 に依存し、この値が大きいほど延性的となる。図8に、標準条件下で(SD1222)、 m/n_0 が両極端の場合の結果を示す。まず、図8(a)には $n_0 = 20$ 、 $m =$

図5 腐食の進行が毎年 $1\mu\text{m}$ と緩やかに腐食が進行する場合の計算結果(SD1122)

(a) $\sigma_{\theta i}$ 、 σ_{ri} および Δr

(b) σ_{θ} の半径方向の分布

図6 腐食の進行を毎年 $5\mu\text{m}$ としたときの計算結果(SD1522)

図7 ポアソン比を常に0とした場合の結果(SD1522)

(a) 延性的な場合($n_0 = 20$, $m = 1$)

(b) 脆性的な場合($n_0 = 20$, $m = 20$)

図8 岩盤が延性的な場合と脆性的な場合(SD1222)

図9 充填材はあるが腐食の進行は全くない場合の結果 (SD1021)

1とした場合の結果を示す。このようにパラメータを設定すると、一軸圧縮応力下では降伏したのちの応力の低下は緩慢である。図8(b)は $n_0 = 20$, $m = 20$ とした場合の結果である。この場合には、一軸圧縮応力下では、強度破壊点を超えた直後に応力が急激に低下する。両者を比較して、計算結果は意外と似通っており、この計算条件下では強度破壊点以降の応力-歪曲線の傾きはあまり影響しないことがわかる。これは、内圧により三軸圧縮状態となり、応力-歪関係が延性的になるためであると考えられる。

3・2 時間依存性の大きい場合 ($n_0 = 10$)

3・1と同様に、まず図3と同様に、腐食の進行のない場合の計算例を図9に示す (SD1021)。図9(a)より $\sigma_{\theta i}$ の低下がかなり大きいし、またわずかだが σ_{ri} が増加することがわかる。 n_0 が小さい場合、強度と比べて小さい応力が加わり続けても、長期間では大きな変形が生ずる。図9(b)に σ_{θ} と σ_r 、図9(c)に $1/\lambda^*$ と ν の半径方向の分布を示す。いずれも、図3(b)と同じく、初期、 10^3 年後、 10^4 年後、 4×10^4 年後、 10^5 年後の5本の曲線を重ね書きしたものである。両図より、 10^4 年後までの変化が大きくその後はあまり変化しないこと、緩み領域は坑壁から約0.5mの範囲であることがわかる。緩み領域では坑壁近くで $1/\lambda^*$ が減少し、それに呼応して ν が増大している。この場合も、ポアソン比の初期値を含め、常に $\nu = 0$ とした計算を行ったが、坑道径が急速に小さくなり緩み領域が大きく広がる。

次に、腐食の進行が毎年 $1 \mu\text{m}$ と緩やかに腐食が進行する場合の計算例を図10に示す (SD1121)。内圧が小さい間、坑壁近傍が緩むので $\sigma_{\theta i}$ は一旦低下する。やがて内圧の上昇に伴って $\sigma_{\theta i}$ が上昇するのが特徴的といえよう。 σ_{ri} は内圧とほぼ等しく、時間経過に伴って順次上昇する。腐食の進行が毎年 $2 \mu\text{m}$ の場合は (SD1221)、内圧の上昇速度が速いものの傾向としては

 図10 腐食の進行が毎年 $1 \mu\text{m}$ と緩やかに腐食が進行する場合の計算結果 (SD1121)

SD1121と変わらない。

なお、腐食の進行が毎年 $3 \mu\text{m}$ の場合を検討した (SD1321)。3・1のSD1322の場合、トンネル壁の応力が一旦引張となったが、今回はずっと圧縮のままであった。

さらに、腐食の進行を早くし毎年 $5 \mu\text{m}$ とした場合 (SD1521) を図11に示す。3・1の図6 (SD1522) の場合、 $\sigma_{\theta i}$ が一旦0近くまでとなったが、今回は約 10^3 年後に早くも上昇に転じた。この現象は次のように説明できるのではないかと考えられる。

① 図11(a), (b)よりわかるように、内圧が大きくなる前に坑壁付近が緩む。図11(c)よりわかるように、結果としてこの部分のポアソン比は大きくなる。

② 内圧が次第に大きくなると、 $\sigma_{\theta i}$ は少しずつ下がるが、その下がり方は小さい。この場合、坑壁近傍の岩盤のポアソン比が大きくなるので θ 方向の伸びが大きく、よって $\sigma_{\theta i}$ は引張とならない。

 図11 腐食の進行を毎年 $5 \mu\text{m}$ としたときの計算結果 (SD1521)

図12 深さが500mのときの計算結果 (SS1222) (n₀ = 20, m = 10)

図13 深さが500mのときの計算結果 (SS1221) (n₀ = 20, m = 5)

換言すると、坑壁近傍の緩み領域において、岩盤の剛性は低下しており、ポアソン比は大きい。坑壁に内圧が加わると、坑壁と健全な岩盤に挟まれた緩み領域は、半径方向に圧縮されるとともに周方向に膨らむので、坑壁近傍の周方向応力は圧縮側に増大することがある。

3・1と同様にポアソン比の仮定の影響を調べたところ、定性的な結果は3・1と同じであった。また、構成方程式のパラメータ m の影響についても調べたが、定性的な傾向は3・1と同じであり、この場合にも強度破壊点以降の応力-歪曲線の傾きの影響は少ないことがわかった。

3・3 地圧の小さいとき（深さ500mの場合）

まず、時間依存性の小さい岩盤の場合 ($n_0 = 20$) について検討した。内圧の加わらない場合 (SS1022) 粘性的変形はほとんど認められなかった。ついで腐食の進行速度が毎年 $1\mu\text{m}$ のとき (SS1122) を計算した。予想通り地圧が小さく、内圧の増加に従い、 σ_r は増加し $\sigma_{\theta i}$ は低下する。さらに腐食の進行速度を毎年 $2\mu\text{m}$ (SS1222) として計算したのが図12である。約4万5千年まではほぼ弾性的に振る舞い、それ以降、半径方向の応力によって緩み領域が進展した。周方向の応力は4万5千年の時点でわずかに引張応力が作用するが、緩み領域の発生によって圧縮側へと変化している。さらに腐食の進行速度の大きい場合 (SS1322) も計算してみたが、上記と同様の傾向が見られた。

次に、時間依存性の大きい岩盤の場合 ($n_0 = 10$) について検討した。内圧の加わらない場合 (SS1021)、坑壁付近は破壊する。腐食の進行速度を毎年 $1\mu\text{m}$ より順次大きくして計算した。傾向はさして変わらなかったため、毎年 $2\mu\text{m}$ の場合 (SS1221) のみ図13に示す。地圧が小さいので、弾性論から計算した $\sigma_{\theta i}$ は早期に引張となるはずであるが、計算結果では引張とならない。しかし、1万年を過ぎても $\sigma_{\theta i}$ が少しずつ低下し続ける。岩盤のかなり奥まで緩み領域は拡大し、このような場合には内圧により $\sigma_{\theta i}$ が圧縮側に増大する効果が小さくなる可能性を示唆している。この点については、考察で触れることにする。

3・4 トンネル径、ベントナイト体積弾性率、腐食による体積膨張率の及ぼす影響

ここまでは、坑道径が1.0mの場合について調べてきた。1.0m程度の坑道だとあらゆる作業を自動化する必要があるであろう。他方、1.5mであれば、機器の故障時などの緊急時には一時的に人が入って作業することは可能であろう。計算は、時間依存性の小さい岩盤の場合 (LD1122, LD1222 など)、時間依存性の小さい岩盤の場合 (LD1121, LD1221 など) について行った。坑道径が大きいと内圧の上昇は小さくなる。これはあらかじめ予測されたことである。

また、充填材の弾性率を大きくした場合 (SD2122, LD2122

図14 弾性解を用いて計算機シミュレーション結果を検討するためのモデル。坑道壁面から r_f までのコンプライアンスは λ_i 、ポアソン比は ν_i 。その外側のコンプライアンスとポアソン比は初期値のまま。 r_0 は r_i の300倍

など)、腐食による体積膨張率を変えた計算も行った。たとえば、ベントナイトの弾性率を大きくすると内圧の上昇が大きくなる。LD1222とLD2122（速度半分、体積弾性率倍）はほとんど同じ結果になった。

坑道径、充填材の体積弾性率、腐食による体積弾性率を変えて検討した結果も、あらかじめ予想した通りとなった。

4. 考 察

シミュレーションで現れた次の事項は重要と考えられる。すなわち、最初緩み領域が坑壁より順次奥へと広がるが、その後内圧が増加すると緩んだ領域は半径方向に圧縮されて周方向に伸びようとする。その結果、内圧の上昇に伴って $\sigma_{\theta}(r_i)$ が上昇する場合があることが、シミュレーション結果で示された。これは、坑壁近傍のコンプライアンスが低下した状態で内圧が加わると、坑壁での $\sigma_{\theta}(r_i)$ が圧縮になることを意味している。このようなことがありえるかどうかを、図14のように簡略化したモデルによって検討する。

図14では、坑道径 r_i より r_f までがコンプライアンスが異なる領域であり、この部分のコンプライアンスを λ_i 、ポアソン比を ν_i と記すことにする。 r_f より外径 $r_0 = 300r_i$ までのコンプライアンス λ_0 とポアソン比 $\nu_0 = 0.2$ は、初期値のままとする。このとき、 r_f における半径方向の応力 $\sigma_r(r_f)$ は、次式で与えられる（日本機械学会、1977；鶴戸口ら、1968）。

$$\sigma_r(r_f) = \frac{2\sigma_r(r_i)\lambda_i \frac{r_i^2}{r_f^2 - r_i^2} + 2\sigma_r(r_0)\lambda_0 \frac{r_0^2}{r_0^2 - r_f^2}}{\lambda_i(1-\nu_i)\lambda_0(1+\nu_0) + 2\lambda_i \frac{r_i^2}{r_f^2 - r_i^2} + 2\lambda_0 \frac{r_0^2}{r_0^2 - r_f^2}} \quad (9)$$

(9)式から計算した $\sigma_r(r_f)$ を次式に代入すれば、坑壁での $\sigma_{\theta}(r_i)$ が求まる。

$$\sigma_{\theta}(r_i) = -\frac{\frac{r_f^2}{r_i^2} + 1}{\frac{r_f^2}{r_i^2} - 1} \sigma_r(r_i) + \frac{2 \frac{r_f^2}{r_i^2}}{\frac{r_f^2}{r_i^2} - 1} \sigma_r(r_f) \quad (10)$$

比較的わかりやすいと思われる $\sigma_r(r_i)/\sigma_r(r_0) = 2$ の場合について検討してみる。この場合、全域のコンプライアンスとポアソン比が一定ならば $\sigma_{\theta}(r_i) = 0$ のはずである。

ポアソン比は(8)式に従って変化すると、(9)式と(10)式より計算した結果が図15である。横軸は λ_f/λ_0 であり、 r_f/r_i を1.1~2.0まで変えて計算したときの $\sigma_{\theta}(r_i)/\sigma_{\theta}(r_0)$ を示した。 r_f/r_i が比較的小さい場合、計算結果は右下がりの曲線となる。

図15 弾性解 (図14に示したモデル)。ポアソン比 ν_i は(8)式に従って大きくくなっているとした場合

図16 弾性解 (図14に示したモデル)。ポアソン比 $\nu_i = 0.2$

r_f/r_i が1.7ではほとんど横軸に平行となり、 r_f/r_i がそれ以上になると計算結果は右上がりの曲線となる。この計算結果より、 r_f/r_i がある範囲内にとどまっていれば、外圧 $\sigma_r(r_0)$ の2倍という大きな内圧 $\sigma_r(r_0)$ を受けていても、坑壁の周方向応力 $\sigma_\theta(r_i)$ は圧縮となる場合があるといえる。この結果は、多くの場合、内圧が大きくなると $\sigma_\theta(r_i)$ が上昇するとのシミュレーション結果と傾向が一致しているといえよう。また、図13のように坑壁からかなり奥まで岩盤が損傷した場合には、 $\sigma_\theta(r_i)$ の上昇はあまり期待できないことの定性的な説明にもなっている。

計算機シミュレーションによれば、ポアソン比が計算結果に及ぼす影響が大きかった。これを定性的に検討するために、他の条件は図15の場合と同じとして、ポアソン比は全域で初期値0.2であるとした計算結果を図16に示す。この場合は、 r_f が坑壁のごく近傍にとどまっている場合を除いて $\sigma_\theta(r_i)$ は引張となることがわかる。計算機シミュレーションでも、ポアソン比を同様に0.2のままとすると引張破壊が奥まで進行した。図16に示した結果は、この計算機シミュレーション結果をある程度説明していると思える。

(9)式と(10)式は多くの定数を含み、 $\sigma_r(r_i)/\sigma_r(r_0) = 2$ と仮定した場合でも、 r_0/r_i やポアソン比の初期値の及ぼす影響について検討する必要がある。この内、 r_0/r_i は、その値を大きくしても計算結果がほとんど変わらないように300とした。ポアソン比の初期値を変えた場合も検討したが、初期値が大きいほど坑壁の周方向応力 $\sigma_\theta(r_i)$ が圧縮となりやすいという予想通りの結果を得た。

なお、古くより内圧を受けた円筒の塑性が、検討されてきた。この場合は内圧が増加するのに従って $\sigma_\theta(r_i)$ は徐々に減少し最低値(引張応力)を取った後、上昇に転じる(Hill, 1971)。本研究のシミュレーションと関係のある事項であるが、閉じた解析解はないので指摘するだけにとどめる。

5. ま と め

計算結果によれば、ポアソン比の影響がもっとも大きい。すなわち、破壊の進行に伴ってポアソン比が増大する限り、内圧が増加しても坑道壁面の周方向応力は圧縮側にとどまるので、坑道周辺岩盤の損傷は比較的軽微である。多くの岩種にとってこの考えが成り立つ可能性がある。岩石の横歪は、強度破壊点以前のかなり早い段階より大きくなる。これをダイラタンシーと呼んでいる。ほとんどの岩石の場合、破壊の進行に伴って、シミュレーションで仮定したようにポアソン比が大きくなっていくであろう(Lama and Vutukuri, 1978)。ただし、不明な点がまだまだあるのでポアソン比に関する研究を続ける必要がある。特に主応力

の一つが引張となった場合にどうなるかは不明な点が多いので検討する必要がある。また、岩石と一口にいっても、多くの種類があり、例外的にポアソン比が異常な変化をする場合もありえるので、内圧の加わる坑道の候補地選定に当たっては慎重にポアソン比に関するデータを採取する必要があるだろう。

構成方程式のパラメータ n_0 と m については次の事項が判明した。まず、 n_0 の影響がかなり大きいことがわかった。短期的なデータは得られているが、長期にわたる現象についての数値は不明である。長期の場合には、 n_0 は変化する可能性がある(Anderson and Grew, 1977)。予想に反して m の影響は比較的小さい。坑道内に何もないと、 m が大きく脆性的な岩盤では急速に破壊が奥へと進行するが、今回検討したケースでは充填材が内部にある。このような場合、坑道壁面近傍のコンプライアンスが増加して内空変位が生ずると、内圧が上昇して急激な破壊の進行が緩和される。このような事象のため、 m の影響は比較的小さいと思われる。すなわち、内圧の増加は圧縮による緩み領域の拡大を押さえる効果があるので、岩盤が脆性でも破壊は急速に生じない。この点が通常の充填物のない場合と最も異なる点である。

今後の課題として、繰り返しになるが特に重要な点を2つ挙げておく。①ポアソン比の正確なデータの取得。②引張応力下での研究が決定的に不足しているので、このデータの取得。この2点は早急に対策を施す必要があると考える。

引 用 文 献

- Anderson, O. L. and Grew, P. C. (1977): Reviews of Geophysics and Space Physics, 15, p. 77-104
- Hill, R.: The Mathematical Theory of Plasticity, p. 106-114, Oxford Univ. Press (London)
- 福田善紀 (1997): 岩盤工学, 第8章, 森北出版(東京)
- Janach, W. (1977): Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 104, p. 209-215
- Lama, R. D. and Vutukuri, V. S. (1978): Handbook on Mechanical Properties of Rocks, Vol. 3, No. 1, p. 117-182, Trans Tech Publications (Aedermannsdorf)
- 日本機械学会編 (1977): 機械工学便覧, 第4編, p. 98-101, 日本機械学会(東京)
- 大久保誠介 (1992): 資源と素材, Vol. 108, p. 601-606
- 大久保誠介・金豊年 (1993): 資源と素材, Vol. 109, p. 209-214
- PNC (1991): 地層処分研究開発の現状 (PNC TN 141091-009), p. 30-38, 動力炉・核燃料開発事業団(東京)
- PNC (1996): 動燃技報 (100号記念特集号), No. 100, p. 215-253, 動力炉・核燃料開発事業団(東京)
- PNC (1997): 動燃技報 (高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発), No. 102, p. 3-20, 動力炉・核燃料開発事業団(東京)
- 豊田正敏 (1995): 高レベル放射性廃棄物地層処分の処分概念に関する研究, 第3章, 東京大学博士論文
- 鶴戸口英善・川田雄一・倉西正嗣: 材料力学 (第8版下巻), p. 387-391, 裳華房(東京)