

膨潤性土質材料の弾塑性構成則に関する研究

Study on Constitutive Model of Elastoplastic Behavior for Swelling Buffer Material

平井 卓*, 重野喜政**, 高治一彦**, 飯塚 敦***

Takashi HIRAI, Yoshimasa SHIGENO, Kazuhiko TAKAJI, Atsushi Iizuka

*工修, 竹中土木, 技術本部 (〒136-8570 東京都江東区新砂一丁目 1-1)

**工修, 竹中工務店, 技術研究所 (〒270-1395 千葉県印西市大塚一丁目 5-1)

*** 工博 神戸大学教授, 都市安全研究センター (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町一丁目 1)

New constitutive model of swelling soil material is proposed in this study to evaluate mechanical characteristics. From the consolidation test of the compacted bentonite material, it appears that nonlinearity at the unload stage of the test is greater in comparison with ordinary clay material. These characteristics are considered that original Cam-clay model is not applicable for the compacted bentonite material. Therefore, the new parallel system which includes the swelling element and the elast-plastic element to show the nonlinear behavior of the unload stage is introduced. From the result of the simulation of the triaxial compression test, it is demonstrated that the stress path and the relationship of stress-strain are approximately simulated by the new model.

Key Words: high-level radioactive waste, geological disposal, buffer material, bentonite, elastoplastic behavior, Cam-clay model

キーワード: 高レベル放射性廃棄物, 地層処分, 緩衝材, ベントナイト, 弾塑性挙動, Cam-clay モデル

1. はじめに

モンモリロナイトなど膨潤性の粘土鉱物を多く含む土質材料は, 「膨張性地山」と呼ばれ, 吸水膨潤性が高く, トンネルなど地盤掘削において膨潤圧や膨潤にともなう変位が工事の安全性や施工能率に大きな影響を与える場合がある. しかしながら, このような土質材料に関する精度の高い力学挙動評価手法がないため, 複雑な力学特性を示すと考えられる膨張性地山におけるトンネル掘削に関して膨潤性を構成則として取り入れたモデルによる解析などが行われた事例は少ない. そこで, このような膨張性地山のような膨潤性の高い土質材料の力学特性を精度良く評価可能な構成則を開発することができれば, 事前解析検討で効率的な支保工計画や施工管理を行うことが可能となると考えられる.

一方, 原子力分野における高レベル放射性廃棄物の深地層処分では, 人工バリアに用いられる緩衝材の一つとして, 膨潤性が高く亀裂などの自己シール性に優れたベントナイト混合材料が候補に挙げられている¹⁾. 緩衝材には, オーバーバックの支持性能や岩盤のクリープ変位などに起因しオーバーバックに発生する応力の応力緩和性能が長期に発揮されることが期待されている. したがって, 設定された緩衝材仕様で, 緩衝材の力学挙動を精度良く予測し,

上記の性能を確保できることやオーバーバックや緩衝材の破壊に対する安全性を確認する必要があるが, 最適な力学評価手法がないのが現状であり, 精度が高い構成則を用いた評価が求められている.

放射性廃棄物処分の分野における膨潤性土質材料の力学挙動評価に関する既往の研究としては, Börgesson がベントナイトを用いた緩衝材の断層影響に関する模型試験のシミュレーション解析を Drucker-Prager のモデルを用いて行っている²⁾. また, 高治らは人工バリアの長期挙動予測において, オーバーバックの自重沈下の影響を関口-太田モデルを用いて予測しており, オーバーバックの腐食膨張と岩盤クリープ変形の影響に関して修正 Cam-clay モデルで予測を行っている³⁾. また, 緩衝材の膨潤特性に関しては, 小峯が拡散二重層理論に基づき圧縮ベントナイトの膨潤ひずみと膨潤圧に関する関係式を提案し膨潤試験などを精度良く評価している⁴⁾. しかし, 上記の研究においては力学挙動の予測に用いた評価モデルに対して, せん断と体積変形の複合挙動に対する妥当性を検証した例はなかった. これに対して著者らは圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の室内試験結果を精度良く評価可能な Cam-clay モデルの改良案を示した^{5) 7)}. しかしながら, これらの研究において示された構成則は, 弾塑性要素と膨潤要素を直列に配置したモデルとしており, 全体積ひずみが弾塑性ひず

みと膨潤ひずみの和であると仮定しているために、膨潤ひずみが卓越する緩衝材においては弾塑性ひずみがほとんど無くなってしまふ場合がある。しかし、このような場合でも緩衝材が弾塑性挙動を示すことからこのモデルは実挙動と矛盾すると考えられる。そこで新たに弾塑性要素と膨潤要素を並列に配置するモデルの構築を試みた。ここでは、膨潤性土質材料として室内要素試験データの比較的多い高レベル放射性廃棄物処分における緩衝材に用いられる圧縮ベントナイトに着目して開発した構成則の適用性を検討した。

2. 圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の力学特性

2.1 緩衝材の仕様

図-1に、高レベル放射性廃棄物処分における圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の適用例を示す。また、表-1にこの緩衝材の仕様の一例を示す¹⁾。

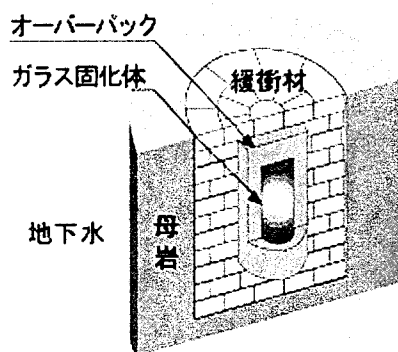


図-1 高レベル放射性廃棄物処分における緩衝材

表-1 緩衝材の仕様の一例

ベントナイト種別	クニゲルV1
硅砂混合率	30%
硅砂比率	3号：5号=1：1
乾燥密度	1.6 Mg/m ³

2.2 緩衝材の圧密特性

表-1の仕様の圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の圧密特性を把握するために、圧密試験を実施した⁸⁾。試験体寸法は、Φ60mm、高さ20mmとし、最初に側方拘束条件で圧縮成型したものを鉛直変位拘束条件で給水し吸水膨潤圧に相当する鉛直反力を計測した。鉛直反力が一定となった時点を超えて飽和完了とみなし、これを初期条件に圧密試験を実施した。載荷条件は、19.6MPaまで8ステップで載荷し(圧密過程)4ステップで初期吸水膨潤圧に相当する0.54MPaまで除荷した(除荷過程)後、4ステップで19.6MPaまで再載荷した(再載荷過程)。圧密、除荷、再載荷の各過程の各荷重ステップにおける圧密および膨張完了は、鉛直変位量と対数時間の関係から3t法を用いて判定した。

図-2に、同一条件で3体の試験体を用いて実施した圧密試験結果を示す。図より、緩衝材の圧密特性は、圧密圧

力の対数にほぼ比例するのに対し、除荷過程では、一般的な粘土に比べ非線形性が高く再載荷過程でループを描くことがわかる。

2.3 緩衝材のせん断特性

飽和した表-1の仕様の圧縮ベントナイトを用いた緩衝材のせん断特性を把握するために、非排水三軸圧縮試験を実施した⁸⁾。試験体は、圧縮成型した硅砂混合圧縮ベントナイトを飽和セル中で0.2MPaで加圧注水して約2か月飽和したΦ50mm、高さ100mmのものを用いた。また、載荷軸ひずみ速度は、0.01%/minと通常粘性土で用いられる速度0.05%/min⁹⁾より遅い設定とした。

図-3は、飽和した緩衝材の圧密非排水三軸圧縮試験結果より得られる各圧密応力 p_0' に対する軸差応力 q と平均有効応力 p の関係を正規化して示したものである。図より、正規化することにより応力経路はほぼ一つの曲線に集約され、限界状態係数の平均値はほぼ $M=q/p \approx 0.63$ となっていることがわかる。

図-4は、各圧密応力 p_0' に対する軸差応力 q と偏差ひずみ ε_d の関係を正規化して示したものである。図より、正規化した軸差応力と偏差ひずみの関係は圧密応力によらずほぼ一つの曲線に集約されることがわかる。

以上より、緩衝材のせん断特性は有効応力の概念で統一的に表すことができ、正規化した軸差応力と平均有効応力による降伏関数を設定することが可能と考えられる。

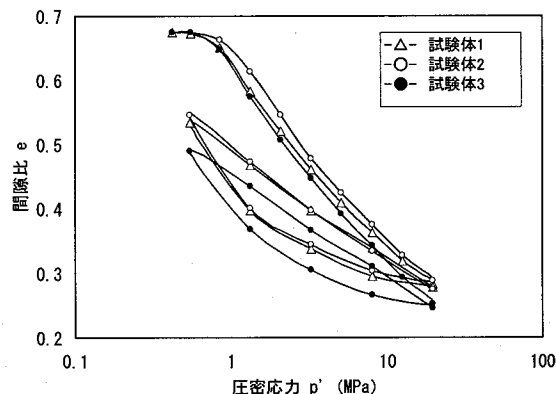


図-2 緩衝材の圧密試験結果

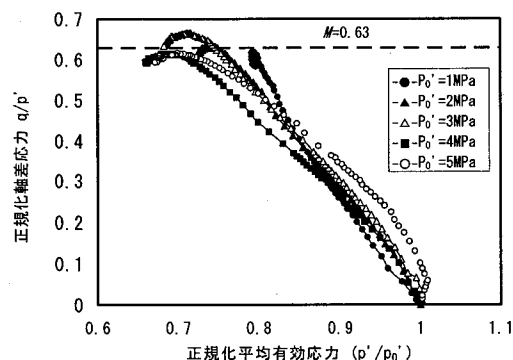


図-3 圧密非排水三軸圧縮試験による応力経路

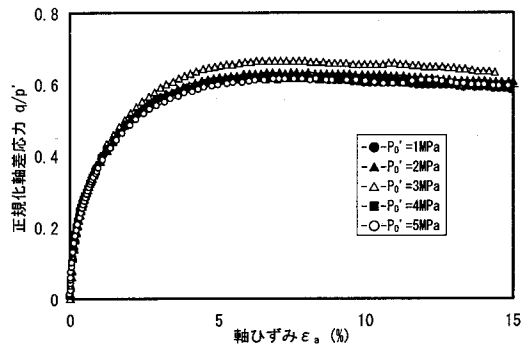


図-4 圧密非排水三軸圧縮試験による応力ひずみ関係

3. Cam-clay モデルの適用性検討

前述した緩衝材の圧密特性およびせん断特性より、以下の事が明らかになった。①圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の圧密過程の $e \log p$ 関係がほぼ直線と考えられること②非排水せん断の正規化軸差応力と正規化平均有効応力の応力経路がほぼ一つの曲線で表されること③非排水せん断の応力経路はせん断の初期からダイレイタンスの影響により過剰間隙水圧が増加する傾向が現れ、比較的曲率の小さな曲線となること④非排水せん断の正規化軸差応力ひずみ関係がほぼ一つの曲線で表されること。

以上のことから、圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の力学評価モデルとして一般粘性土の評価で実績のある Cam-clay モデルが適用できる可能性があると考えた。

Cam-clay モデルにおいて塑性仕事の釣り合い条件と Calladine の仮定より求められる降伏条件は次式のとおりである⁵⁾。

$$\frac{q}{Mp'} + \ln \frac{p'}{p_y} = 0 \quad (1)$$

ここに、 M : 限界状態係数、 p_y : 硬化パラメータ
また、全ひずみ ε^t は弾性ひずみ ε^e と塑性ひずみ ε^p の和として次式で表されるものと考えている。

$$\varepsilon^t = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2)$$

圧密特性に関して、間隙比 e と平均有効応力 ($\log p$) の関係が圧密過程、除荷過程ともに直線であるとする塑性体積ひずみ ε^p と p_y の関係が次式で表される。

$$\varepsilon^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p_y}{p_0} \quad (3)$$

ここに、 λ : 圧縮指数、 κ : 膨潤指数、 e_0 : 初期間隙比
(1),(3)式より、降伏関数 f は次式で表わすことができる。

$$f = \frac{q}{Mp'} + \ln \frac{p'}{p_0} - \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon^p \quad (4)$$

さらに、(関連流れ則が適用されるものとし、非排水条件 ($d\varepsilon_v = 0$) より、圧密非排水三軸圧縮試験の正規化した応力経路は(5)式のように求められ、軸差応力と偏差ひずみの

関係は(6)式のように求められる。

$$\frac{q}{p'} = \frac{M}{1 - \kappa/\lambda} \ln \frac{P_0}{P} \quad (5)$$

$$\varepsilon_d = \frac{2\kappa(1 + \nu)}{9(1 + e_0)(1 - 2\nu)} \left\{ \left(\frac{q}{p'} \right) - \frac{\lambda - \kappa}{2\lambda M} \left(\frac{q}{p'} \right)^2 \right\} - \frac{\kappa(\lambda - \kappa)}{\lambda M(1 + e_0)} \ln \left[1 - \frac{1}{M} \left(\frac{q}{p'} \right) \right] \quad (6)$$

ここに、 ν : 土の骨格に関する有効ポアソン比
緩衝材の圧密非排水三軸圧縮試験の応力経路および圧密試験結果より $\lambda = 0.114$, $\kappa = 0.08$, $M = 0.63$ を設定し、圧密試験、三軸圧縮試験のシミュレーションを実施した。図-5、図-6 にシミュレーション結果を示す。図-6 より、三軸圧縮試験結果の応力ひずみ関係は室内試験と誤差が大きく、圧密試験の除荷過程に関してもシミュレーションの精度が悪いことがわかる。

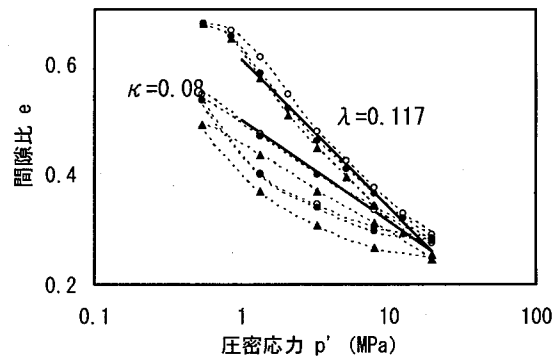


図-5 設定された λ , κ と圧密試験結果

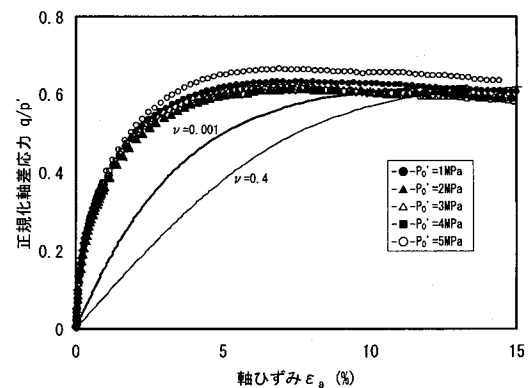


図-6 Cam-clay モデルによる応力ひずみ関係の評価

4. 緩衝材の除荷過程における非線形性

Cam-clay モデルによって緩衝材の力学挙動が精度よく評価できない原因として圧密試験における除荷過程の非線形性が考えられる。そこで、このような非線形性に関するベントナイトの吸水膨潤の影響について検討をおこなった。

圧縮ベントナイトの吸水膨潤特性に関しては、小峯らが乾燥密度やベントナイト混合率の異なる材料を用いた吸水膨潤量や吸水膨潤圧に関する室内試験結果を拡散二重層理論に基づく以下の式により精度良く評価している⁴⁾。

$$p_s = \frac{1}{CEC} \sum_{i=Na^+, Ca^{2+}, K^+, Mg^{2+}} [EXC_i \{ (f_r)_i - (f_a)_i \}] \quad (\text{kPa}) \quad (7)$$

$$(f_r)_i = 2nkT(\cosh u_i - 1) \times 10^{-3} \quad (\text{kPa}) \quad (7-a)$$

$$u_i = 8 \tanh^{-1} \left[\exp(-\eta_i d_i) \tanh \left(\frac{z_i}{4} \right) \right] \quad (7-b)$$

$$\eta_i = \sqrt{\frac{2nv_i^2 e^2}{\epsilon_e kT}} \quad (7-c)$$

$$z_i = 2 \sinh^{-1} \left(96.5 \times \frac{EXC_i}{S} \sqrt{\frac{1}{8\epsilon n kT}} \right) \quad (7-d)$$

$$(f_a)_i = \frac{A_h}{24\pi} \left[\frac{1}{d_i^3} + \frac{1}{(d_i + t)^3} - \frac{2}{(d_i + t/2)^3} \right] \times 10^{-3} \quad (\text{kPa}) \quad (7-e)$$

$$\epsilon_{sv}^* = \left\{ e_0 + \frac{\epsilon_{s \max}}{100} (e_0 + 1) \right\} \times \left\{ 1 + \left(\frac{100}{C_m} - 1 \right) \frac{\rho_m}{\rho_{nm}} + \left(\frac{100}{\alpha} - 1 \right) \frac{100}{C_m} \frac{\rho_m}{\rho_{sand}} \right\} \times 100 \quad (17-f)$$

$$e_0 = \frac{\rho_{solid}}{\rho_{d0}} - 1 \quad (7-g)$$

$$\rho_{solid} = \frac{\frac{100}{C_m} \frac{100}{\alpha} \rho_m}{\left\{ 1 + \left(\frac{100}{C_m} - 1 \right) \frac{\rho_m}{\rho_{nm}} + \left(\frac{100}{\alpha} - 1 \right) \frac{100}{C_m} \frac{\rho_m}{\rho_{sand}} \right\}} \quad (7-h)$$

$$d_i = \frac{\epsilon_{sv}^*}{100} \{ t + (R_{ion})_i \} + (R_{ion})_i \quad (\text{m}) \quad (7-i)$$

$$n = \frac{n_0 \times N_A}{1 + \frac{\epsilon_{sv}^*}{100}} \quad (\text{個数/m}^3) \quad (7-j)$$

$$S = \frac{C_m}{100} S_m + \left(1 - \frac{C_m}{100} \right) S_{nm} \quad (\text{m}^2/\text{g}) \quad (7-k)$$

ここに、

P_s : ベントナイトを含有する緩衝材の発生する吸水膨潤圧力(kPa)

$(f_a)_i$: 交換性陽イオン i に起因する反発力(kPa)

(i は Na^+ , Ca^{2+} , K^+ , Mg^{2+} のいずれかの交換性陽イオンを示す。以下に記述される i はこれと同様の意味である。)

$(f_a)_i$: 交換性陽イオン i に起因する引力 (kPa)

EXC_i : 交換性陽イオン i の交換容量 (mequiv/g)

CEC : 陽イオン交換容量 (mequiv/g)

d_i : 交換性陽イオン i の時の結晶層間距離の 1/2 (m)

v_i : 交換性陽イオン i の価数

e' : 電子電荷 ($=1.602 \times 10^{-19}$ C)

k : Boltzmann 定数 ($=1.38 \times 10^{-23}$ J/K)

T : 絶対温度(K)

n : 緩衝材の間隙水のイオン濃度(mol/m³)

n_0 : 緩衝材の間隙水のイオン濃度(mol/m³)

ϵ_e : 間隙水の誘電率 (C²J⁻¹m⁻¹)

A_h : Hamaker 定数 (モンモリロナイトの場合, $=2.2 \times 10^{-20}$ J)

t : モンモリロナイトの結晶層厚($=9.60 \times 10^{-10}$ m)

$\epsilon_{s \max}$: 緩衝材の最大膨潤率(%)

e_0 : 緩衝材の初期間隙比

C_m : ベントナイトのモンモリロナイト含有率(%)

ρ_{d0} : 緩衝材の初期乾燥密度(Mg/m³)

α : 緩衝材のベントナイト配合率(%)

ρ_m : モンモリロナイトの土粒子密度(Mg/m³)

ρ_{nm} : モンモリロナイト以外の鉱物の土粒子密度 (Mg/m³)

ρ_{sand} : 砂粒子密度(Mg/m³)

$(R_{ion})_i$: モンモリロナイト結晶層間中の交換性陽イオン i の非水半径 (m)

N_A : アボガドロ数 ($=6.023 \times 10^{23}$)

S : ベントナイトの比表面積(m²/g)

S_m : モンモリロナイトの比表面積(m²/g)

S_{nm} : モンモリロナイト以外の鉱物の比表面積(m²/g)

図-7 はこれらの評価式による吸水膨潤圧間隙比関係と同条件で行った CASE-A~CASE-C の試験結果における圧密圧力間隙比関係を比較したものである。表-2 に解析に用いた定数を示す。

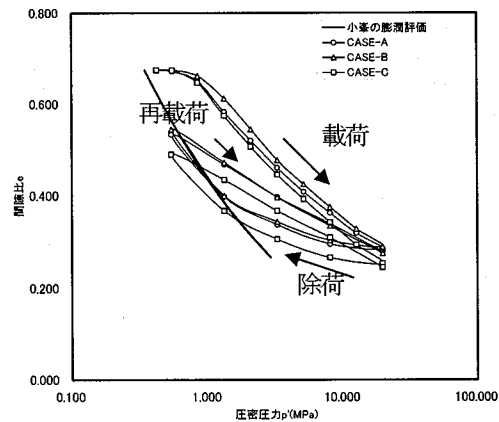


図-7 圧密試験と膨潤

表-2 小峯の吸水膨潤圧評価式の定数

定数名称	記号	単位	定数
桂砂混合率		%	30
ベントナイト混合率	α	%	70
緩衝材の圧密開始時間係数	e_0		0.68
緩衝材の除荷開始時間係数	e_a		0.28
緩衝材の圧密開始時乾燥密度	ρ_{d0}^*	Mg/m ³	1.6
緩衝材の除荷開始時乾燥密度	ρ_{d0}	Mg/m ³	2.1
モンモリロナイトの土粒子密度	ρ_m	Mg/m ³	2.77
モンモリロナイト以外の鉱物の土粒子密度	ρ_{nm}	Mg/m ³	2.81
砂の土粒子密度	ρ_{sand}	Mg/m ³	2.66
モンモリロナイトの比表面積	S_m	m ² /g	810.0
モンモリロナイト以外の鉱物の比表面積	S_{nm}	m ² /g	0.0
モンモリロナイト含有率	C_m	%	48.0
陽イオン交換容量	CEC	mequiv./g	0.732
間隙水の誘電率	ϵ	C ² /(J.m)	6.83×10^{-10}
緩衝材中の間隙水のイオン濃度	ρ_0	mol/m ³	45.0
温度	T	K	295.0
Na ⁺ : 当該陽イオン交換容量	EXC	mequiv./g	0.405
非水和半径	R_{ion}	nm	0.098
イオン価数	v		1
Ca ²⁺ : 当該陽イオン交換容量	EXC	mequiv./g	0.287
非水和半径	R_{ion}	nm	0.1115
イオン価数	v		2
K ⁺ : 当該陽イオン交換容量	EXC	mequiv./g	0.009
非水和半径	R_{ion}	nm	0.133
イオン価数	v		1
Mg ²⁺ : 陽イオン交換容量	EXC	mequiv./g	0.03
非水和半径	R_{ion}	nm	0.0835
イオン価数	v		2

図-7より、膨潤圧間隙比関係は除荷過程に圧密圧力が小さくなるところで漸近する傾向があることや圧密過程の圧密圧力間隙比曲線と膨潤圧間隙比曲線が類似した形状であることなどがわかる。したがって、圧密試験における除荷過程の非線形性は緩衝材の膨潤性が大きく関与しているものと推定される。

5. 膨潤性を考慮した構成則

5.1 直列モデルと並列モデル

膨潤性を有する土質材料の構成則を考える場合、図-8に示すような直列モデルと並列モデルの2つが考えられる。直列モデルは、弾性バネとスリップ要素からなる弾塑性要素と拡散二重層理論に基づく膨潤要素が直列で表され、全ひずみが弾塑性ひずみと膨潤ひずみの和とするモデルであり、モデルを構成する要素に作用する力は等しい。一方、並列モデルは弾塑性要素と膨潤要素が並列で表され、弾塑性ひずみと膨潤ひずみが常に等しく、全作用力は弾塑性要素に作用する力と膨潤要素に作用する力の和となる。膨潤要素は、土粒子表面が負に帯電しており、土粒子間には交換性陽イオンが分布し土粒子間にファンデルワース力による引力と交換性陽イオンによる反発が生じるが、この両者による力学場を力学要素として表したものである。

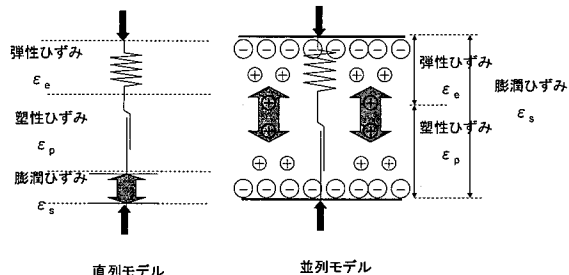


図-8 直列モデルと並列モデルのイメージ

5.2 直列モデル

著者らは体積変形に対してのみ直列モデルを適用した構成則の開発を行ってきた^{9,7)}。すなわち、(8)式のように体積ひずみにのみ吸水膨潤ひずみ ϵ_v^s を直列に導入し、さらに吸水膨潤ひずみと弾性体積ひずみの和が(9)式のように膨潤関数 ϕ を用いて表されるものと仮定した。

$$\epsilon_v^t = \epsilon_v^e + \epsilon_v^s + \epsilon_v^p \quad (8)$$

$$\epsilon_d^t = \epsilon_d^e + \epsilon_d^p$$

$$\epsilon_v^{se} = \epsilon_v^e + \epsilon_v^s = \frac{\phi}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p_0} \quad (9)$$

また、緩衝材の圧密試験における除荷時の非線形性の分析から ϕ が(10)式で表されるものと仮定した。

$$\phi = a \ln \frac{p'}{p_0} + b \quad (10)$$

これらの仮定により、圧密試験における除荷にともなう非線形性を評価可能とし、非排水三軸圧縮試験に関してもある程度精度良く評価可能であることを示した。

5.3 並列モデル

図-9は緩衝材の3回の圧密試験結果の平均に小峯モデルにより算出した膨潤圧と間隙比の関係を平行移動して示したものである。図より、膨潤圧と間隙比の関係を上方に平行移動すれば圧密試験結果の載荷課程の曲線とほぼ一致することがわかる。すなわち、圧密試験結果における圧密圧力の変化に対する間隙比の変化量は、圧密圧力の変化と同等の膨潤圧の変化に対する間隙比の変化量とほぼ一致している。したがって、前述した直列モデルを仮定した場合には、弾塑性要素と膨潤要素に作用する応力が等しくなるため、全体積ひずみが膨潤ひずみと等しくなり、弾塑性ひずみが0となって弾塑性挙動が生じないこととなり実現象と矛盾する。一方、並列モデルを考えれば膨潤ひずみと全ひずみが等しくなっても矛盾を生じず、弾塑性挙動と粘土科学的な膨潤が同時に評価可能となる。実際の緩衝材においては、土粒子の層間距離や間隙の分布は様々であるが、個々に電気化学的影響をもっていると考えられ、平均的な電気化学的影響と骨格の弾塑性挙動を並列可能と考えた。

並列モデルにおいては、全ひずみ、弾塑性ひずみ、膨潤ひずみが全て等しく(11)式のように表すことができる。

$$\epsilon_v^t = \epsilon_v^s = \epsilon_v^e + \epsilon_v^p \quad (11)$$

応力は平均主応力が骨格に作用する平均主応力と膨潤圧の和で(12)式のように表される。有効応力 σ_{ij} は平均応力のみ膨潤圧の影響を受けると考えられるので、(13)式、(14)式が成立する。

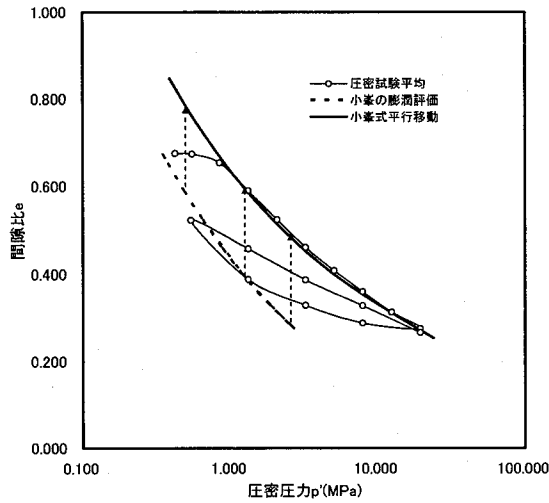


図-9 膨潤圧・間隙比曲線の平行移動

$$p' = \hat{p}' + p_{sw} \quad (12)$$

$$\sigma_{ij} = \hat{\sigma}_{ij} + \delta_{ij} p_{sw} \quad (13)$$

$$\hat{p}' = \hat{\sigma}_{ij} / 3 \quad (14)$$

ここに、 $\hat{p}'$ は土質材料骨格（弾塑性要素）に作用する平均有効応力、 $\hat{\sigma}_{ij}$ は土質材料骨格に作用する応力、 p_{sw} は吸水膨潤圧である。

(12)式が成立すれば、ある間隙比に対して土質材料骨格に作用する平均主応力は以下のように表すことが可能である。

$$\hat{p}' = p' - p_{sw} \quad (15)$$

膨潤圧・間隙比関係が可逆的で小峯モデルで示すような関係にあるものとする。と $K_0 \cong 1$ を仮定した場合骨格に作用する平均主応力と間隙比の関係は除荷、再載荷を含め図-10 のような関係となる。ただし、図-8、図-9 から圧密試験結果の除荷時の最小圧密圧力付近では、同じ間隙比に対して膨潤圧より圧密圧力が小さくなっているため、 $\hat{p}'$ は負となり骨格に引張が生じ物理現象と矛盾する。しかし、圧密試験の供試体は塑性指数が高い圧縮ベントナイトを用いており、リングと供試体間の摩擦も無視できないことや小峯モデルと供試体の膨潤にも誤差があることを考えると $\hat{p}'$ は実際には負にならないと考えられる。したがって、圧密試験結果が膨潤圧・間隙比曲線に漸近するものと考えた。図より、骨格に作用する圧密圧力に関する圧縮指数 $\hat{\lambda}$ は、ほぼ圧密圧力に対する圧縮指数 λ と等しいこと、除荷時の挙動がほぼ直線で表されることなどがわかる。

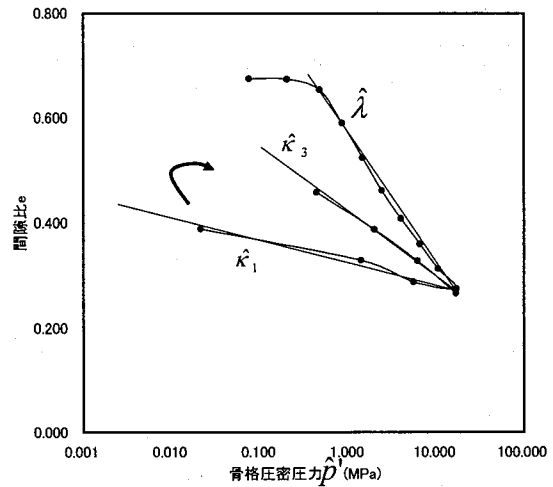


図-10 骨格の圧密圧力と間隙比の関係

前述したように、膨潤圧・間隙比関係の曲線と載荷課程における圧密圧力・間隙比関係の曲線が平行移動してほぼ重なることから $e - \log p_{sw}$ 関係もほぼ直線となると考え以下関係が成立するものと仮定した。

$$\epsilon_v' = \epsilon_v^s = \frac{\zeta}{1 + e_0} \ln \frac{p_{sw}}{p_{sw0}} \quad (16)$$

ここに、 ζ は吸水膨潤指数であり p_{sw0} は初期間隙比における膨潤圧である。また、圧縮ベントナイトを用いた緩衝材においては、

$$\zeta \cong \lambda$$

が成立するものと考えられる。この場合、膨潤圧と全体積ひずみの関係は、(17)式のように表すことができ、圧密時の平均主応力と全体積ひずみの関係と平行になる。

$$\epsilon_v' = \epsilon_v^s = \frac{\lambda}{1 + e_0} \ln \frac{p_{sw}}{p_{sw0}} \quad (17)$$

一方、土質材料骨格が関口・太田モデルの弾塑性構成則に従うものとするれば、塑性体積ひずみを硬化パラメータとして降伏関数が以下のように表すことができる。

$$f = \frac{\lambda - \hat{K}}{1 + e_0} \ln \frac{\hat{p}'}{\hat{p}'_0} + D \hat{\eta}^* = \epsilon_v^p \quad (18)$$

ここで、 $\hat{\eta}^*$ は(19)式で示される偏差応力に関するパラメータであり、 $\hat{s}_{ij}$ は土質材料骨格に作用する偏差応力である。

$$\hat{\eta}^* = \sqrt{\frac{3}{2} \left| \frac{\hat{s}_{ij}}{\hat{p}'} - \frac{\hat{s}_{0ij}}{\hat{p}'_0} \right|} \quad (19)$$

$$\hat{s}_{ij} = \hat{\sigma}_{ij} - \delta_{ij} \hat{p}'$$

関連流れ則の適用などにより、最終的に塑性ひずみ増分は(20)式のように表すことができる。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\varepsilon}_v^p \left\{ \frac{\delta_{ij}}{3} + \frac{3}{2\eta^*} \left(\frac{\hat{s}_{ij}}{\hat{p}'} - \frac{\hat{s}_{0ij}}{\hat{p}_0'} \right) \right. \\ \left. \hat{M} - \frac{3\hat{s}_{kl}}{\hat{\eta}^* \hat{p}'} \left(\frac{\hat{s}_{kl}}{\hat{p}'} - \frac{\hat{s}_{0kl}}{\hat{p}_0'} \right) \right\} \quad (20)$$

また、弾性ひずみ増分は(22)式で表すことができる。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \frac{\hat{\kappa}}{3(1+e_0)\hat{p}} (\dot{p}' \delta_{ij} + \dot{s}_{ij}) \quad (21)$$

膨潤指数 $\hat{\kappa}$ については、図-10 より通常弾性域と考えられる圧密試験における除荷と再載荷における勾配が異なることから、応力状態によって変化するものと仮定した。すなわち、塑性域にある土質材料骨格が(18)式で表される降伏関数 f を満足する応力状態である場合に、(22)式で示される代表平均主応力 $\hat{p}^*$ は、降伏関数において $\eta^* = 0$ となる場合の骨格に作用する平均主応力と一致する。圧密試験のシミュレーション解析においては代表平均主応力と平均主応力は一致するため、図-10 における $\hat{p}'$ は $\hat{p}^*$ と置換可能である。

$$\hat{p}^* = \hat{p}_0 \exp \left(\frac{1+e_0}{\lambda - \hat{\kappa}_3} f \right) \quad (22)$$

すなわち $\hat{\kappa}$ は以下のように変化するものとし、 $\hat{\kappa}_i$ は図-10 のように圧密試験結果と小峯モデルを用いて設定するものとする。

(除荷時 : $\dot{p}^* < 0$)

$$\hat{\kappa} = \hat{\kappa}_1$$

(再載荷開始時 $\dot{p}^* \geq 0, \hat{p}^* < \hat{p}_y^*$)

$$\hat{\kappa} = \hat{\kappa}_2$$

(再載荷時 : $\dot{p}^* \geq 0, \hat{p}^* \geq \hat{p}_y^*$)

$$\hat{\kappa} = \hat{\kappa}_3$$

再載荷における勾配変化点の代表平均主応力は、以下のように求められる。

$$\hat{p}_y^* = \hat{p}_c^* \exp \left(\frac{e_r - e_c}{\hat{\kappa}_3} \right) \quad (23)$$

ここで、 $\hat{p}_c^*$ は除荷開始時の代表平均主応力であり、 e_r 、 e_c はそれぞれ再載荷開始時、除荷開始時の間隙比である。(20)、(21)式より土質材料骨格の応力ひずみ関係は以下のように求められる。

$$\dot{\sigma}_{ij} = \hat{D}_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (24)$$

$$\hat{D}_{ijkl} = \hat{D}_{ijkl}^e - \hat{D}_{ijop}^e \left(\frac{f_{op} f_{mn} \hat{D}_{mnkl}^e}{f_{mn} \hat{D}_{mnqr}^e + \delta_{qr}} \right) f_{qr} \quad (25)$$

$$\hat{D}_{ijkl}^e = \tilde{\lambda} \delta_{ij} \delta_{kl} + \tilde{\mu} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (26)$$

$$f_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \hat{\sigma}_{ij}} \quad (27)$$

ただし、 $\tilde{\lambda}$ 、 $\tilde{\mu}$ はラメの定数であり以下の式で与えられる。

$$\tilde{\lambda} = \frac{3\nu'}{(1+\nu')} \frac{(1+e_0)}{\hat{\kappa}} \hat{p}' \quad (28)$$

$$\tilde{\mu} = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \frac{(1+e_0)}{\hat{\kappa}} \hat{p}'$$

一方、吸水にともなう膨潤に関しては、(16)式により以下のような膨潤応力ひずみ関係が求められる。

$$\dot{\varepsilon}_{ii} = \frac{\lambda}{1+e_0} \frac{\dot{p}_{sw}}{p_{sw}} \quad (29)$$

したがって、(13)式における有効応力中の膨潤応力は以下のように表される。

$$\delta_{ij} \dot{p}_{sw} = D_{ijkl}^{sw} \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (30)$$

$$D_{ijkl}^{sw} = \frac{1+e_0}{\lambda} p_{sw} \delta_{ij} \delta_{kl} \quad (31)$$

したがって、(24)式～(30)式および(13)式より有効応力ひずみ関係は以下の式で表すことができる。

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{ijkl} \quad (32)$$

$$D_{ijkl} = \hat{D}_{ijkl} + D_{ijkl}^{sw} \quad (33)$$

6. 並列モデルによるシミュレーション解析

5.3 で述べた、吸水膨潤を考慮した並列モデルを用いて緩衝材の室内試験のシミュレーション解析を実施した。解析には、飯塚らが開発した関口・太田モデルの FEM 解析コード DACSAR¹¹⁾を 5.3 で述べた構成則に対応するよう改良したものを用いた。図-11 に解析に用いた 1 要素平面ひずみモデルを示す。また、表-3 に解析に用いた定数を示す。

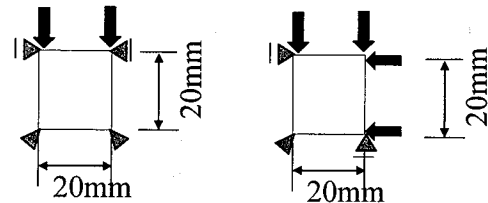


図-11 1要素平面ひずみ解析モデル

図-12 に圧密試験のシミュレーション結果と圧密試験結果を示す。図より、圧密・除荷過程が精度良くシミュレーションできている。再載荷過程に関しては、現在試験結果におけるヒステリシスの原因を究明中であり、モデル化には至っていない。図-13 は圧密非排水三軸圧縮試験における応力経路であり載荷初期の挙動以外は比較的精度良く評価できている。一方、図-14 は応力ひずみ関係について試験結果とシミュレーション結果を示したものである。ピーク強度やひずみはほぼ試験結果と一致しているが、載荷初期の挙動が応力経路と同様にうまくシミュレーションできていない。これは、解析は試験体を弾塑性体として実施しているが、試験結果には時間依存性も含まれるためと考えられる。そこで、今後は時間依存性についても評価できるような構成則を開発していく所存である。

以上より、吸水膨潤特性を考慮した並列モデルにより膨潤性を有する土質材料の1つである緩衝材の弾塑性挙動をある程度精度良く推定可能であることがわかった。

表-3 解析に用いた定数

M	0.63
λ	0.12
$\hat{\kappa}_1$	0.017
$\hat{\kappa}_2$	0.001
$\hat{\kappa}_3$	0.05
ν	0.4
e_0	0.675

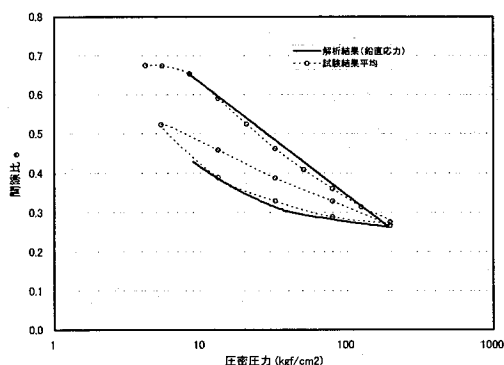


図-12 圧密試験の解析結果 (除荷過程まで)

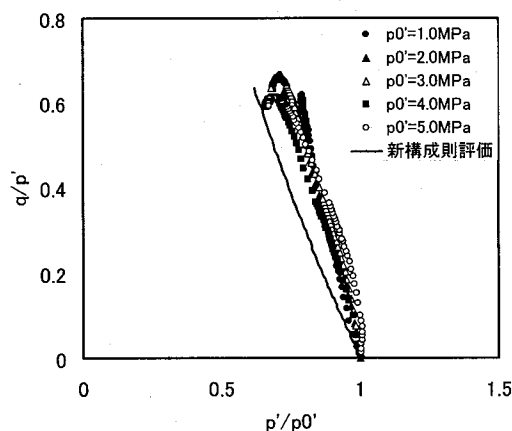


図-13 圧密非排水三軸圧縮試験の応力経路

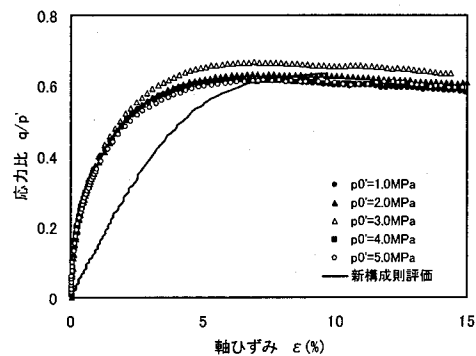


図-14 圧密非排水三軸圧縮試験の応力ひずみ関係

4. おわりに

膨張性の高い土質材料に適用する構成則として、膨潤要素と弾塑性要素を並列に配置したモデルを新たに構築し、その適用性を圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の室内試験結果に対してある程度示すことができた。今後、膨張性地山などへの適用性についても検討を進めていきたい。

参考文献

- 1)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 TN8400 99-038,1999
- 2)Lennart Börjesson：Interaction between rock,bentonite buffer and canister, SKB Technical Report, 92-30,1992
- 3)高治一彦, 杉野弘幸, 奥津一夫, 三浦一彦, 田部井和人, 納多 勝, 高橋真一, 杉江茂彦：ニアフィールドの長期構造安定性評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-043,1999
- 4)小峯秀雄：高レベル放射性廃棄物処分におけるベントナイト粘土の役割と技術開発動向, 粘土科学, 第41巻, 第4号, pp.182-189,2002
- 5)K.H.Roscoe, A.N.Schofield and A.Thurairajah: Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique, Vol.13, pp. 211-240,1963
- 6)平井 卓, 棚井憲治, 高治一彦, 大沼 敏：圧縮ベントナイトを用いた緩衝材の弾塑性挙動評価モデルに関する研究, 第48回地盤工学シンポジウム, 地盤工学会, p.389-396,2003
- 7)平井 卓, 重野喜政, 飯塚 敦：膨潤性を有する緩衝材の弾塑性構成モデル化, 応用力学論文集, Vol.8, pp.395-402,2005
- 8)高治一彦, 鈴木英明：緩衝材の静的力学特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-041,1999
- 9)地盤工学会：土質試験の方法と解説, pp.359-372,1996
- 10)石川博久, 石黒勝彦, 並河 努, 菅野 毅：緩衝材の圧密特性, 動燃技術資料, PNC TN8410 97-051,1997
- 11)飯塚敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学博士論文, 1988

(2006年4月13日 受付)