

ベントナイト緩衝材の一面せん断試験のシミュレーション

名城大学大学院 学生会員 寺本優子
名城大学 正会員 小高猛司

1. はじめに

本研究の目的は、急激な地殻変動や長期的なクリープ破壊によって、高レベル放射性廃棄物最終処分場の周辺岩盤に局所的な変形が発生し、緩衝材にも破壊が伝播してせん断帯が形成されるというシナリオを想定し、その際にも緩衝材の基本性能が維持されるのかについて検討を行うことである。本報では、日本原子力研究開発機構(JAEA)の緩衝材基本特性データベースで一般公開されているベントナイト・珪砂 30wt%混合供試体の三軸試験結果から、SYS カムクレイモデル(文献 1)などを含む)の基本的なパラメータを決定し、飽和供試体による一面せん断試験²⁾について、2次元平面ひずみ条件下でシミュレーションを実施することにより、供試体内に発生するせん断帯の密度構成について検討を行った。

2. 三軸試験結果による弾塑性パラメータの決定

図1はJAEAの緩衝材データベースから引用した4種類の初期有効拘束圧における非排水三軸試験結果とSYSカムクレイモデルを用いたそれぞれのシミュレーション結果を示す。締固めにより作製された供試体の初期状態を予測するのは困難であるが、本解析では初期有効拘束圧 1.5MPaの実験を基準のデータとした。その理由は、別途 JAEA のデータベースで公開されている同条件の供試体による一次元圧密試験から圧密降伏応力が約 1.5MPa と読み取れることと、図1からわかるように初期有効拘束圧が 1.5MPa より小さい場合には過圧密土的な有効応力経路を呈していることである。

表1に本報で用いた緩衝材の弾塑性パラメータを示す。表中の $\tilde{\lambda}$, $\tilde{\kappa}$, N および v_0 は、上述の一次元圧密試験の結果を用いて設定した。また、 M については、図1に示した非排水三軸試験結果の有効応力経路から設定した。それ以外の表中の弾塑性パラメータは、1.5MPaの実験結果を説明するように設定した。一方、図1中に示す初期拘束圧 0.9MPa, 1.9MPa および 2.9MPa の各実験のシミュレーションでは、1.5MPaの実験結果で設定したパラメータと同一のものを用いている。すなわち、先行圧密応力が 1.5MPa であると仮定しているため、初期拘束圧 0.9MPa の供試体については、1.5MPa から 0.9MPa まで等方除荷を行い、初期拘束圧 1.9MPa, 2.9MPa の供試体については、1.5MPa から 1.9MPa あるいは 2.9MPa まで等方圧縮を行い、その後非排水条件で軸圧縮せん断を実施している。

図1に示すように、応力～ひずみ曲線、有効応力経路ともに、シ

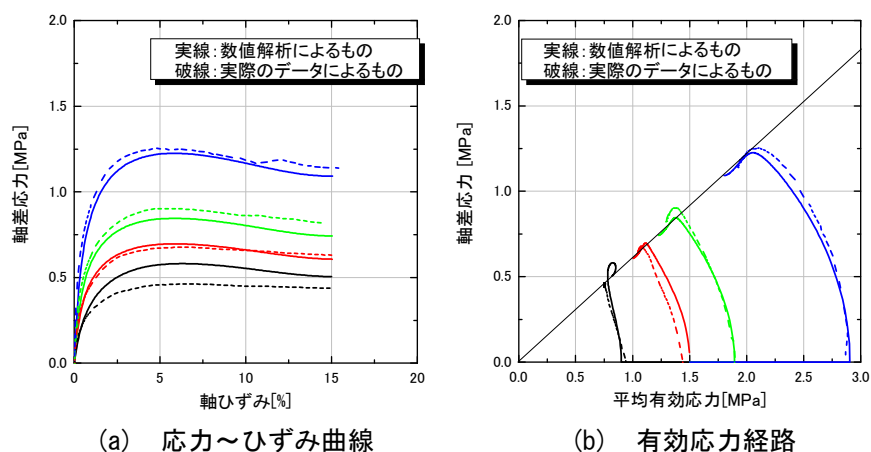


図1 非排水三軸圧縮試験結果とそのシミュレーション

表1 緩衝材の材料定数と初期値

基本的土質パラメータ	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.137
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.05
限界状態定数 M	0.6
正規圧密曲線の切片 N	2.063
ポアソン比 ν	0.2
初期値パラメータ	
初期比体積 v_0	1.69
初期平均有効応力 p_0 (MPa)	1.5
初期過圧密比 $1/R_0$	1.5
初期構造の程度 $1/R_0^*$	1.54
初期異方性 ζ_0	0.0
発展則パラメータ	
正規圧密土化指数 m	1.5
構造劣化指数 a ($b=c=1$)	1.2
回転硬化指数 b_r	0.001
回転硬化限界定数 m_b	0.5

ミュレーション結果は実験結果を非常によく説明していることがわかる。特に、初期有効拘束圧が大きい供試体においては、ひずみ軟化の程度が拘束圧に応じて大きくなることなどの一致度も高く、このSYS カムクレイモデルが緩衝材の力学挙動を非常によく説明できることが示されている。

3. 一面せん断試験のせん断帯生成の有限要素解析

次に、有限変形理論に基づく水～土連成解析手法である **GEOASIA** (文献 1),3)などを含む)を用いて、2次元平面ひずみ条件で解析を実施した。供試体寸法は、本研究の飽和供試体による一面せん断試験と同様に 5cm 角×2cm 厚とする。要素数は横 50 要素×縦 40 要素の合計 2000 要素であり、1 要素 4 節点のアイソパラメトリック要素を用いて、接点総数は 2091 節点である。せん断は上部せん断箱を右方向に強制変位させるものとし、境界は下部せん断箱に接する部分は固定境界とし、上部せん断箱に接している部分は等変位境界とした。また、試験と同様に、境界からの水の出入りはないと仮定し、定体積条件を満足するものとする。なお、緩衝材の透水係数には珪砂混合ベントナイトの標準的な値である $1.0 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ を用いた。

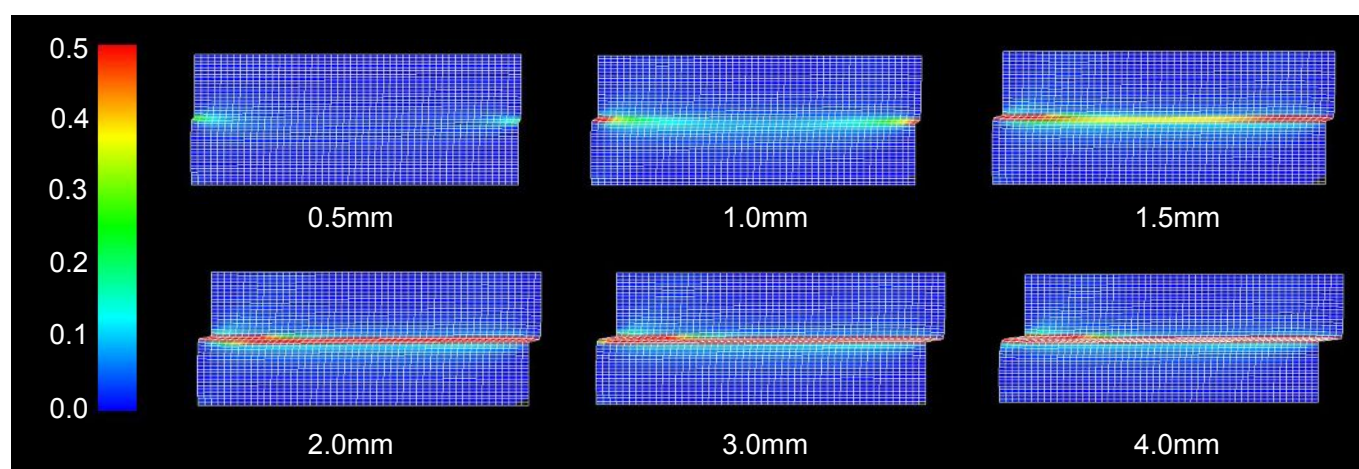


図2 一面せん断試験の数値シミュレーション (せん断ひずみ分布)

図2は解析によって得られたせん断ひずみ分布であり、水平変位 0.5mm から 4.0mm までを示したものである。上下せん断箱間の両端から発生したせん断ひずみの集中領域が水平変位 1.0mm を超えるあたりで明確に水平につながり、せん断帯を形成していることがわかる。緩衝材の遮水性能の維持としての観点では、せん断帯が発生することによって緩衝材のマクロな透水性がどのように変化するかが重要であるが、その判断材料となるのが図3の比体積の変化図である。圧縮を青、膨張を赤で示している。せん断帯の両端では、応力解放ならびに引張ひずみの発生によって膨張する領域があるが、供試体の中央部においては、比体積の変化は全く見られない。以上の傾向は、飽和圧縮ベントナイト供試体による実験での傾向とよく一致している²⁾。

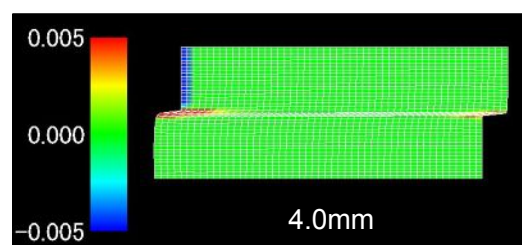


図3 比体積分布

4. まとめ

数値解析によって、一面せん断試験時の供試体内部の状態を予測することができた。今後はベントナイトの膨潤性能を適正に組み入れた構成式の整備を進める必要がある。なお、一面せん断試験後供試体のX線CT撮影や、せん断帯を含む供試体の透水試験により、損傷を受けた緩衝材の性能評価を別途実施している²⁾。本研究は、(財)中部電力基礎技術研究所の特別研究助成で実施したものである。記して謝意を表します。

参考文献：1) Asaoka et al.(2002), An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S&F, 42(5). 2) 元山他(2010), 一面せん断試験と透水性試験による飽和圧縮ベントナイトの性能評価, 平成 21 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集. 3) Noda et al. (2007): Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil. Soils & Foundations, 47(2).