

JNC TJ8400 2001-021

# 人工バリアにおける緩衝材挙動評価研究

(核燃料サイクル開発機構 研究委託内容報告書)

## 概要版

2001年2月

株式会社 間 組

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村大字村松 4 番地 49  
核燃料サイクル開発機構  
技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:  
Technical Cooperation Section,  
Technology Management Division,  
Japan Nuclear Cycle Development Institute  
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki, 319-1184  
Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)  
2001

人工バリアにおける緩衝材挙動評価研究  
(概要版)

千々松正和\*

雨宮 清\*

山下 亮\*

要 旨

地層処分を確実にこなうためには、人工バリアの健全性を確保する必要がある。人工バリアの健全性において重要な要因の一つとなるのが緩衝材の施工技術である。緩衝材が設計要件に基づいて施工されることによって人工バリアの健全性は確保することが出来ると考えられる。本研究では、緩衝材をブロックで施工した場合に考えられるブロック間や岩盤あるいはオーバーパケットとの隙間の充填性に関する検討を実施した。

また、施工された緩衝材内には、処分後、廃棄体からの発熱、地下水の浸潤、周辺岩盤からの地圧や緩衝材の膨潤といった連成挙動が発現すると考えられる。これらの現象を理解、評価するためには、人工バリアを対象とした原位置での実規模試験の情報に基づき、適切なモデルを構築する必要がある。ここでは、スウェーデン・エスポ島で行なわれている実規模緩衝材を用いた実証試験 (Prototype Repository Project) の技術検討を実施した。さらに熱-水-応力連成現象に関する国際共同研究 (DECOVALEX III) に参加し、連成モデルの開発と評価を実施した。

---

本報告書は、株式会社間組が、核燃料サイクル開発機構の委託により実施した研究の成果である。

サイクル機構担当部課室および担当者：環境保全・研究開発センター 処分研究部

処分バリア性能研究グループ

\*：株式会社間組

## Research on Evaluation of Buffer Materials in the Engineered Barrier

Masakazu Chijimatsu\*  
Kiyoshi Amemiya\*  
Ryo Yamashita\*

### Abstract

In order to achieve the geological disposal of radioactive waste in safe, it is necessary to ensure the stability of the engineered barrier system (EBS). One of the most important factors for the stability of the EBS is the disposal technology. It is considered that the stability of the EBS is secured by the properly emplacement based on the design requirement. In this research, the methods filling the gap between buffer and rock or buffer and overpack were examined. Bentonite pellets were tested as the filling materials.

After emplacement of the engineered barrier system, it is expected that the near-field environment will be impacted by phenomena such as heat dissipation by conduction and other heat transfer mechanisms, infiltration of groundwater from the surrounding rock in to the engineered barrier system, stress imposed by the overburden pressure and generation of swelling pressure in the buffer due to water infiltration. In order to recognize and evaluate these coupled phenomena, it is necessary to make a confidence of the mathematical models and computer codes based on the information about the in-situ experiments regarding the engineered barrier system. In this research, technical investigations about the in-situ full-scale experiment (called Prototype Repository Project) in Äspö HRL facility by SKB of Sweden were performed. Furthermore, the thermo-hydro-mechanical (THM) code named THAMES was validated at the international project, DECOVALEX III.

---

Work performed by Hazama Corporation under contact with Japan Nuclear Cycle Development Institute (JNC).

JNC Liaison: Waste Technology Development Division, Geological Isolation Technology Section

\*: Hazama Corporation

# 目 次

1. はじめに	1-1
2. 実施工程	2-1
3. 隙間充填性の品質評価	3-1
3.1 実施内容	3-1
3.2 充填工法	3-2
3.3 ベントナイトペレットを用いた透水試験	3-3
3.3.1 ペレット形状	3-3
3.3.2 円形状容器を用いた透水試験	3-4
3.3.3 楔形状の隙間に対する透水試験	3-8
3.4 ベントナイトペレットを用いた膨潤試験	3-10
3.5 ペレット製作技術の検討	3-10
4. 実規模人工バリア試験の評価	4-1
4.1 エスポ地下研究施設 (ÄHRL) の概要	4-1
4.1.1 サイト調査 (1986 年～1990 年)	4-2
4.1.2 建設期間 (1990 年～1995 年)	4-2
4.1.3 操業期間 (1995 年～)	4-2
4.2 Prototype Repository Project の概要	4-3
4.2.1 試験の概要	4-3
4.2.2 計測機器	4-5
4.3 検討内容	4-7
5. 人工バリアにおける連成挙動の評価	5-1
5.1 DECOVALEX III の概要	5-1
5.2 Task1 の概要	5-2
5.2.1 FEBEX 試験の概要	5-2
5.2.2 実規模室内試験の概要	5-2
5.2.3 実規模原位置試験の概要	5-3
5.2.4 解析の概要	5-4
5.3 TASK3 BMT1 の概要	5-12
5.3.1 Task の概要	5-12

5.3.2	膨潤応力の温度・密度依存性に関する検討	5-12
5.3.3	釜石試験のキャリブレーション解析	5-19
5.4	TASK3 BMT2 の概要	5-24
5.4.1	Task の概要	5-24
5.4.2	亀裂の幾何学的情報	5-24
5.4.3	クラックテンソル理論	5-26
5.4.4	モデル規模と弾性コンプライアンス ( $C_{ijkl}$ ) との関係	5-27
5.4.5	モデル規模と異方透水性を示すクラックテンソル ( $P_{ij}$ ) との関係	5-31
5.4.6	まとめ	5-32
6.	最後に	6-1

## 目 次

3. 隙間充填性の品質評価	
図 3-1 隙間充填の研究フロー	3-1
図 3-2 ベントナイトペレット	3-3
図 3-3 通水試験状況	3-5
図 3-4 ペレット通水試験（水との接触時間～通水量）	3-6
図 3-5 ペレット通水試験（水との接触時間～見かけの透水係数）	3-6
図 3-6 透水試験結果	3-7
図 3-7 既存データとの比較	3-7
図 3-8 透水係数の経時変化	3-9
図 3-9 試験終了後の供試体の様子 (S-1-1)	3-9
図 3-10 圧力の経時変化	3-10
4. 実規模人工バリア試験の評価	
図 4-1 試験坑道の概要	4-4
図 4-2 試験ピットの概要	4-4
図 4-3 解析モデル概要図 (Part A)	4-8
図 4-4 有限要素メッシュ図 (Part A)	4-8
図 4-5 解析モデル概要図 (Part B)	4-9
図 4-6 隙間の取り扱い方法に関する検討	4-9
5. 人工バリアにおける連成挙動の評価	
図 5-1 実規模室内試験の詳細図	5-3
図 5-2 実規模原位置試験の詳細図	5-4
図 5-3 ベントナイトブロックおよび鋼製ライナーの設置状況	5-4
図 5-4 ヒーターの設置状況	5-4
図 5-5 解析モデル鳥瞰図	5-5
図 5-6 解析モデル図	5-5
図 5-7 有限要素メッシュ図	5-6
図 5-8 掘削ステップ	5-6
図 5-9 間隙水圧の経時変化	5-6
図 5-10 湧水量の経時変化	5-6
図 5-11 透水係数分布図 ( $\log(K)$ (m/s))	5-10

図 5-12	試験坑道の区間 50~71.4m における湧水量の経時変化	5-11
図 5-13	観測ポイント P3 および P4 における間隙水圧の経時変化	5-11
図 5-14	膨潤応力測定結果	5-12
図 5-15	平衡膨潤応力と温度との関係	5-12
図 5-16	有効粘土密度と膨潤圧の関係	5-13
図 5-17	水分拡散係数	5-14
図 5-18	水分特性曲線	5-14
図 5-19	供試体内の水分ポテンシャルの経時変化 (温度 25℃)	5-15
図 5-20	供試体内の含水比の経時変化 (温度 25℃)	5-15
図 5-21	供試体内の応力の経時変化 (温度 25℃)	5-15
図 5-22	供試体内のひずみの経時変化 (温度 25℃)	5-15
図 5-23	供試体内の乾燥密度の経時変化 (温度 25℃)	5-16
図 5-24	膨潤応力の解析値と実験値との比較	5-16
図 5-25	供試体内の含水比の経時変化 (温度 60℃)	5-16
図 5-26	供試体内の応力の経時変化 (温度 60℃)	5-16
図 5-27	供試体内の含水比の経時変化 (温度 90℃)	5-16
図 5-28	供試体内の応力の経時変化 (温度 90℃)	5-16
図 5-29	連成試験装置概要	5-17
図 5-30	供試体内への水の浸潤量の経時変化 (実測値)	5-18
図 5-31	応力の経時変化 (実測値)	5-18
図 5-32	含水比の経時変化 (解析結果)	5-19
図 5-33	乾燥密度の経時変化 (解析結果)	5-19
図 5-34	供試体内への浸潤量の解析結果と実験結果との比較	5-19
図 5-35	圧力の経時変化 (解析結果)	5-19
図 5-36	解析モデル	5-20
図 5-37	水分拡散係数の測定値および関数式	5-21
図 5-38	解析に用いた水分特性曲線	5-21
図 5-39	温度の経時変化 (解析)	5-23
図 5-40	含水比の経時変化 (解析)	5-23
図 5-41	応力の経時変化 (解析)	5-23
図 5-42	ひずみの経時変化 (解析)	5-23
図 5-43	計算結果と実測値との比較 (温度)	5-23
図 5-44	計算結果と実測値との比較 (含水比)	5-23
図 5-45	計算結果と実測値との比較 (応力)	5-24
図 5-46	計算結果と実測値との比較 (緩衝材内のひずみ)	5-24
図 5-47	計算結果と実測値との比較 (岩盤内のひずみ)	5-24



図 5-48	モデルの一辺の長さ と $C_{xxx}$ の関係	5-29
図 5-49	モデルの一辺の長さ と $C_{xxx}$ の関係	5-29
図 5-50	Cut-off length(m) と $C_{xxx}$ の関係	5-30
図 5-51	垂直応力(深さ) と $C_{xxx}$ の関係	5-30
図 5-52	モデルの一辺の長さ と $P_{xx}$ の関係	5-31
図 5-53	Cut-off length(m) と $P_{xx}$ の関係	5-32

# 表 目 次

## 2. 実施工程

表 2-1 全体工程表	2-1
-------------	-----

## 3. 隙間充填性の品質評価

表 3-1 隙間充填事例	3-2
表 3-2 ペレットの製作実績	3-4
表 3-3 透水試験試料	3-4
表 3-4 含水比と乾燥密度分布の統計量	3-8
表 3-5 楔形状の隙間に対する透水試験の試験ケース	3-8
表 3-6 ベントナイトペレットの検討比較	3-11

## 4. 実規模人工バリア試験の評価

表 4-1 PRP で使用される計測機器の数量	4-5
表 4-2 解析スケジュール	4-7

## 5. 人工バリアにおける連成挙動の評価

表 5-1 DECOVALEX III のスケジュール	5-1
表 5-2 解析に用いた亀裂特性	5-9
表 5-3 掘削ステップ (連成解析)	5-10
表 5-4 解析に用いた力学特性	5-10
表 5-5 平衡膨潤応力の測定結果 (MPa)	5-12
表 5-6 式(5-22), 式(5-23)における各係数の値	5-14
表 5-7 その他の物性値	5-14
表 5-8 解析の出力ポイント	5-20
表 5-9 解析に用いた物性値一覧	5-22
表 5-10 亀裂の幾何学的情報	5-25

## 1. はじめに

地層処分を確実に行うためには、人工バリアの健全性を確保する必要がある。人工バリアの健全性において重要な要因の一つとなるのが緩衝材の施工技術である。緩衝材が設計要件に基づいて施工されることによって人工バリアの健全性は確保することが出来ると考えられる。ここでは、緩衝材をブロックで施工した場合に考えられるブロック間や岩盤あるいはオーバーパックとの隙間の充填性に関する検討を実施する。また、施工された緩衝材内には、処分後、廃棄体からの発熱、地下水の浸潤、周辺岩盤からの地圧や緩衝材の膨潤といった連成挙動が発現すると考えられる。これらの現象を理解、評価するためには、人工バリアを対象とした原位置での実規模試験の情報に基づき、適切なモデルを構築する必要がある。ここでは、緩衝材および岩盤を含めた人工バリア周辺における連成現象に関する試験データを収集し、適切な連成モデルを構築する。そして、国際共同研究を通して構築された連成モデルに関しての適用性を検討する。

## 2. 実施工程

本研究の実施工程は表 2-1 の通りである。

表 2-1 全体工程表

	平成 12 年					平成 13 年	
	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月	1 月	2 月
隙間充填性の品質評価	—————						
実規模人工バリア試験の評価	—————						
人工バリアにおける連成挙動の評価	—————						
報告書の作成						—————	

### 3. 隙間充填性の品質評価

#### 3.1 実施内容

緩衝材の隙間充填についての研究フローを図 3-1 に示す。このうち、昨年度実施した「緩衝材製作施工技術の評価」において②、④、⑤を実施し、ベントナイトペレットを用いて充填性の確認を行なった。今年度は、引き続き、ベントナイトペレットの充填性に関する検討を行なったのでその結果を報告する。今年度は、ブロック間の隙間で発生すると考えられる楔形状の隙間に対する充填性についての検討を行なった。本章では、昨年度得られた成果を合わせてベントナイトペレット充填に関する知見を示す。

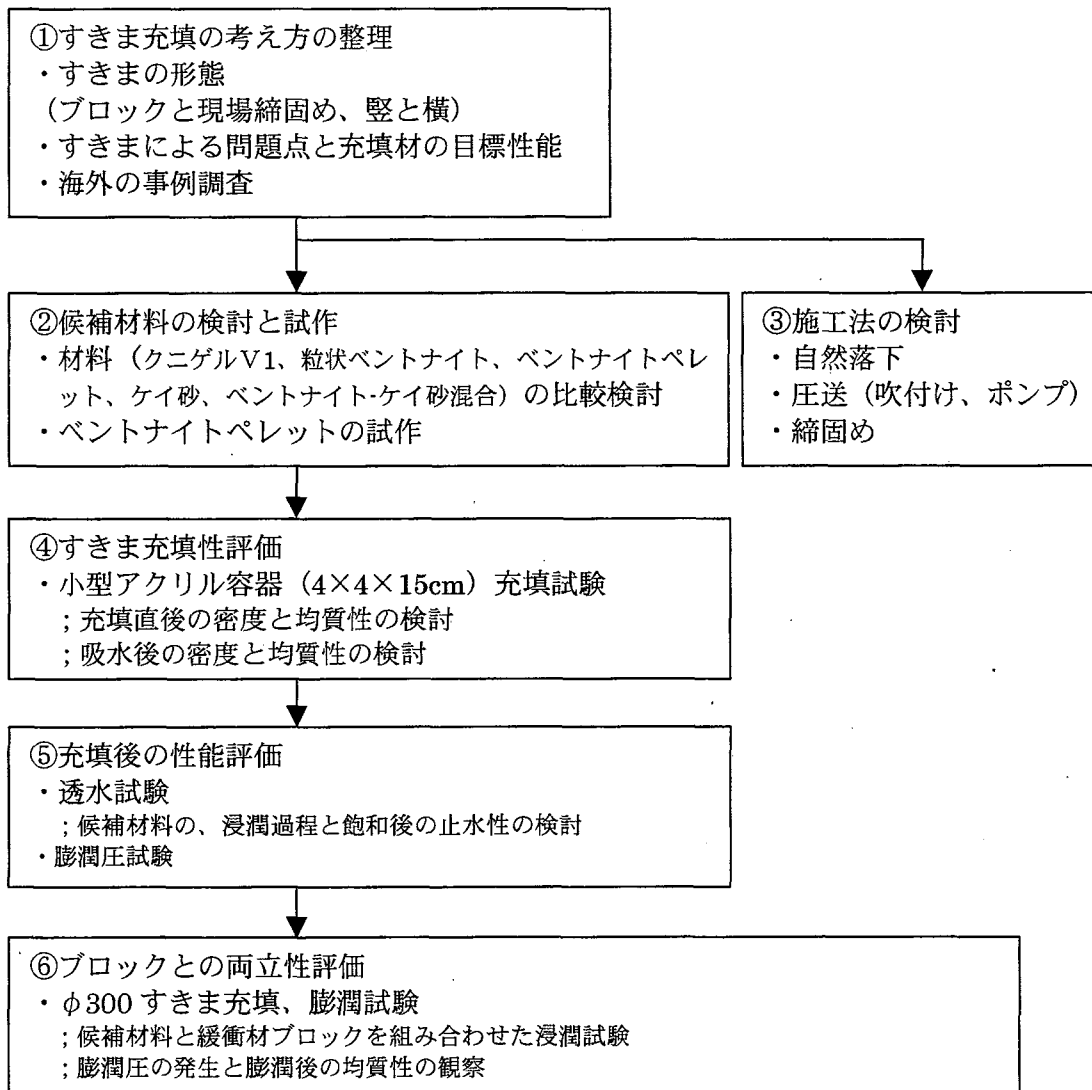


図 3-1 隙間充填の研究フロー

### 3.2 充填工法

すきま充填は以下の問題に対処するために重要である。

- ① 緩衝材が流出する
- ② ブロックの継ぎ目をとおり地下水が廃棄体に接触する
- ③ すきまの空気層によって温度が上昇する
- ④ 緩衝材の全体（平均）密度が低下する

隙間の寸法とその処理方法に関しては、内外で表 3-1 のように検討されている。

表 3-1 隙間充填事例

機関	形態	内側すきま	外側すきま	
		幅/充填材料	幅/充填材料	
JNC	縦・ブロック	2cm/材料未定	4cm/材料未定	
	横・ブロック	同上	同上	
	縦・現場	同上		
	横・現場	同上		
電力	縦・ブロック	1cm/材料未定	4cm/材料未定	
	横・ブロック	同上	同上	
AECL	縦・現場	両側で11cm(片側2.5cm以上)/乾燥ケイ砂の自由落下		AECL-10715
SKB	縦・ブロック	≒1cm/空気 (水 or ベントナイトスリ-も検討)	≒5cm/ベントナイト粉 (ペレットも検討)	
NAGRA	横・ブロック	数 cm/空気	数 cm/空気	
ENRESA	横・ブロック	2cm/空気(但し内側ラフ付)	すきまなし (ブロックの継ぎ目も合わせて、void 体積を 3-5%に想定)	FEBEX

### 3.3 ベントナイトペレットを用いた透水試験

#### 3.3.1 ペレット形状

図 3-2 に今回の試験に用いたペレットの形状を示す。

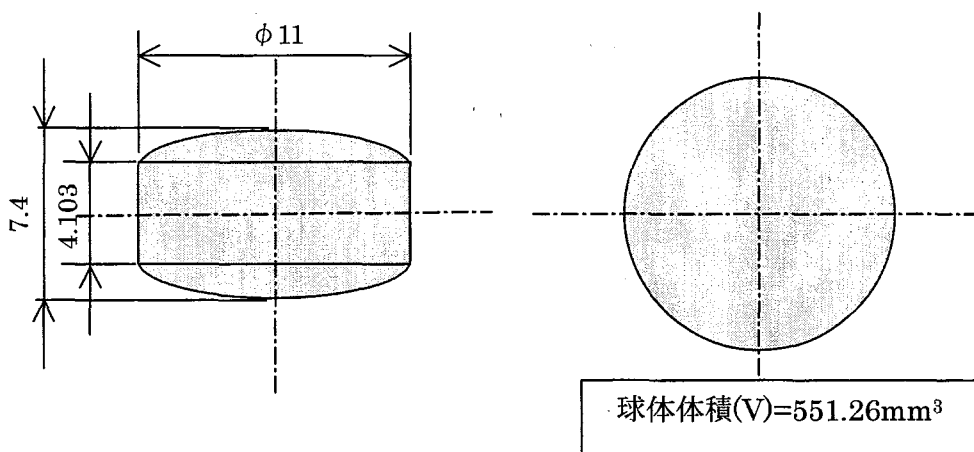


図 3-2 ベントナイトペレット

製作するペレットの条件は、以下のとおりとした。

- ① 目標乾燥密度  $\geq 2.0 \text{ g/cm}^3$
- ② 製作時の飽和度  $\leq 97\%$
- ③ 初期含水比 10%で製作可能

注) 製作時の含水比が小さいほど高密度のペレットが製作できる。しかし、本研究ではベントナイトの含水比調整は行なわないものとした。クニゲル V1 の含水比は「10%以下 (メーカー管理値)」であり、10%の製品を用いても製作可能な密度を目標値として定めるものとした。

- ④ 含水比管理精度  $\pm 1.5\%$
- ⑤ 秤量精度  $\pm 0.005 \text{ g}$
- ⑥ リバウンド体積 5% (実測値より)

ペレット 1 個あたりの材料の重量、含水比を変化させたときの製作時と製作後 (リバウンド 5% を許す) の密度、飽和度を試算し、この試算結果と上記の条件から、ペレットの製作は次の範囲で行なうものとした。

- 湿潤重量  $1.28 \pm 0.005 \text{ g}$
- 含水比  $9 \pm 1.5\%$
- 製作時乾燥密度  $2.09\text{--}2.17 \text{ g/cm}^3$
- 製作時飽和度 73-94%
- 製作後乾燥密度  $1.99\text{--}2.07 \text{ g/cm}^3$
- 製作後飽和度 60-78%

### 3.3.2 円柱状容器を用いた透水試験

#### (1) 試験条件

透水試験では、「膨潤前の通水試験」、「飽和後の透水係数測定」、「試験後の密度分布測定」を実施した。試験には、ペレットとクニゲルV1を用いた。ペレットの設計寸法は、図3-2に示すようにφ1.1cm高さ0.74cmである。製作されたペレットから20個を取り出してノギスで寸法を実測した結果を表3-2に示す。この20個の試料について含水比と重量を実測した結果は、それぞれ平均で9.45%、1.237gとなった。また、透水試験に供したクニゲルV1の含水比は9.12%であった。以上から、本試験に用いたペレットは、1個あたりの重量1.24g、体積0.5946m<sup>3</sup>、含水比9.5%、湿潤密度2.085g/cm<sup>3</sup>、乾燥密度1.905g/cm<sup>3</sup>となる。今回、ペレットの乾燥密度の製作目標値は、上記のように1.99-2.07g/cm<sup>3</sup>である。しかし、実際は1.905g/cm<sup>3</sup>と、これより小さい値となった。この原因は、製作現場での秤量精度（目標値は1.28g）とリバウンドによる体積の超過によるものである。透水試験用セルはアクリル製で、直径5cm、高さ3cm、容積58.9cm<sup>3</sup>である。ここに、表3-3の3種類の試料（ペレットのみ、ペレット+クニゲルV1、クニゲルV1のみ）を自然落下で充填し試験を実施した。

表 3-2 ペレットの製作実績

	直径 (cm)	高さ (cm)
設計値	1.1	0.74
平均	1.122	0.7705
標準誤差	0.000917663	0.0005
中央値 (メジアン)	1.12	0.77
最頻値 (モード)	1.12	0.77
標準偏差	0.004103913	0.002236068
分散	1.68421E-05	5E-06
尖度	0.698529412	20
歪度	1.624465724	4.472135955
範囲	0.01	0.01
最小	1.12	0.77
最大	1.13	0.78
合計	22.44	15.41
標本数	20	20

表 3-3 透水試験試料

	試料	ペレット個数/重量	クニゲルV1重量 (g)	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )
T-1-1	ペレット	55/68.43g	0	1.16	1.057
T-2-1	ペレット +クニゲルV1	55/68.43g	21.77	1.53	1.396
T-3-1	クニゲルV1	0/0	45.75	0.78	0.711

容器体積 58.9cm<sup>3</sup>、ペレットの乾燥密度 1.905g/cm<sup>3</sup>、クニゲルV1 含水比 9.12%、ペレット含水比 9.45%

#### (2) 膨潤前の通水試験

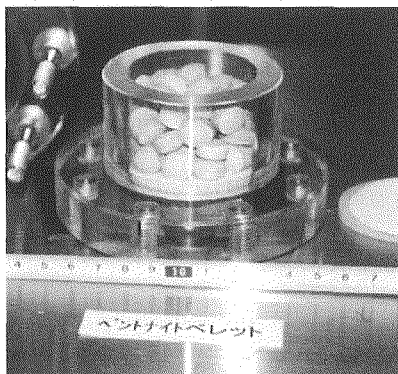
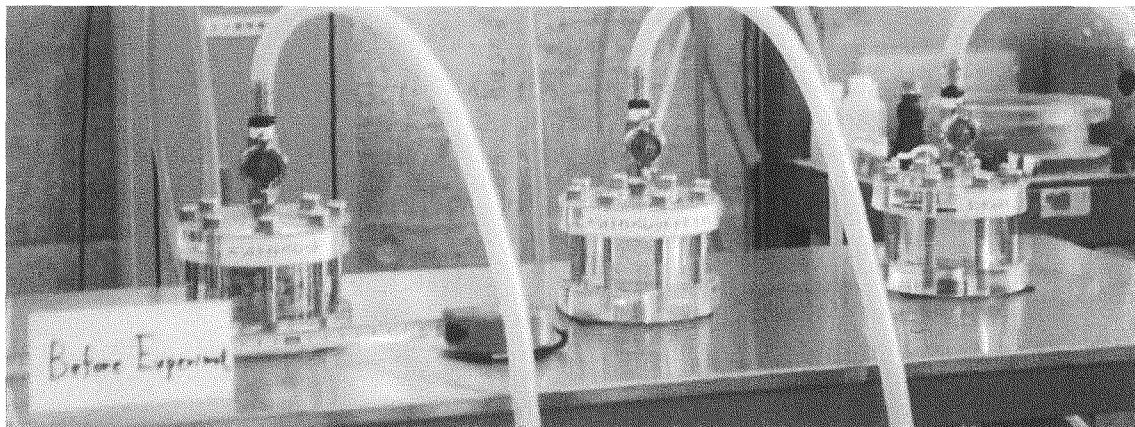
隙間充填においては材料の投入後、流入する地下水によって充填材料が流出しないことが重要である。ここでは、隙間に投入された3種類の材料に、0.01MPaの圧力で水を注水し、流出量の変化を測定、遮水性を検討した。



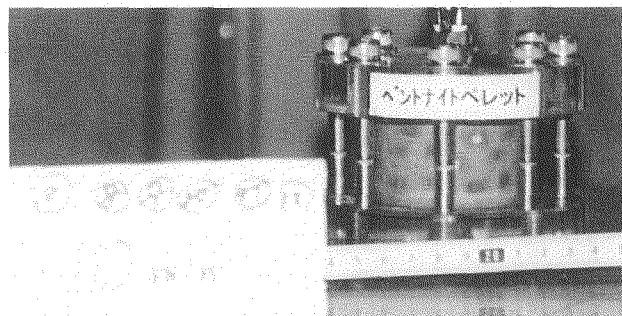
まず、0.01MPaの圧力で30秒通水し、その後、バルブを閉めた。そして、静水中で5分間ベントナイトを吸水膨潤させた。この手順を繰り返し、隙間がシールされる状況を観察した。試験ケース T-2-1 (ペレット+クニゲル V1) と T-3-1 (クニゲル V1) では、通水開始とともにわずかに水が漏れるが、これは第1回目の通水で停止し、以後、漏水は生じなかった。一方、T-1-1 (ペレットだけのケース) では、隙間を通して水は流出する。この流出量はベントナイトの吸水膨潤によって減少し、本試験条件では、約2時間後にゼロとなった。ただし、その後圧力を0.05MPaまで上昇させると水の流出が再び始まった。これは、図3-3に示すように、2時間の膨潤では密度は均質とはならず、低密度の部分が0.05MPaの水圧で水みちになったと考えられる。

図3-4に通水量の経時変化、図3-5には通水量と圧力から計算される(試料は飽和していないので透水係数を意味するものではないが)見かけの透水係数を示す。

これらの結果から、ペレット単体の場合は動水勾配のない状態ではベントナイトの膨潤によって図3-4に示すような遮水性を時間とともに発揮する。しかし、水圧が加わる場合はペレット間の空隙にベントナイトの粉末を充填することが、遮水性を向上させる効果があることがわかった。ただし、本試験では、水圧を加える時間は30秒ずつの繰り返しであり、連続して水圧を加えた流水環境下での遮水性やベントナイトの流出の程度を観察することは今後の課題として残る。



試験前 (ペレット)



93分膨潤後 (ペレット)

図3-3 通水試験状況

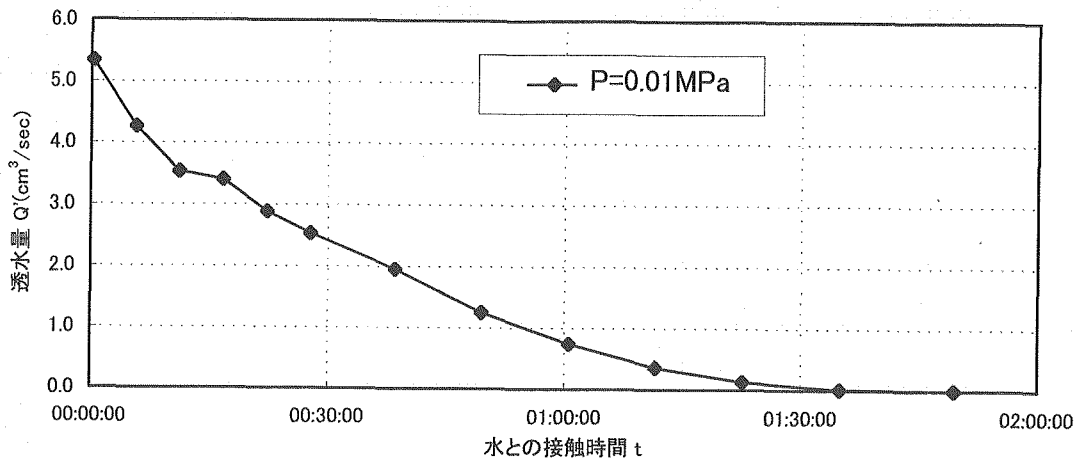


図 3-4 ペレット通水試験（水との接触時間～通水量）

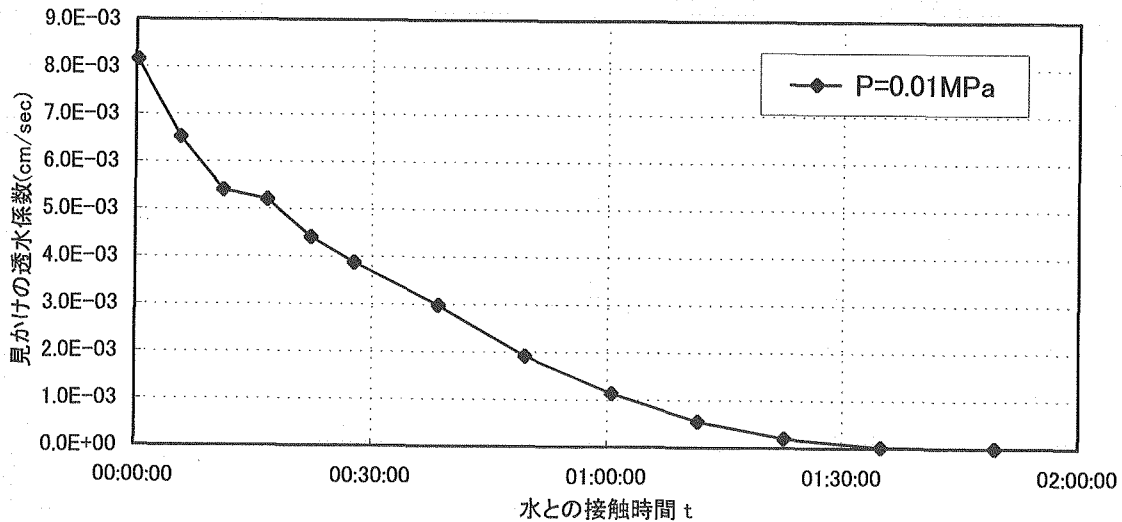


図 3-5 ペレット通水試験（水との接触時間～見かけの透水係数）

### (3) 透水試験

透水試験後に、水圧を 0.01MPa から 0.15MPa まで順次上昇させ試料を飽和させた。水の透過が始まるまでの時間（試料が飽和したと判断できる時間）は、ペレットとクニゲル V1 を混合した T-2-1 の場合 47 日であった。その後、0.15MPa の圧力で透水試験を開始した。透水係数の経時変化を図 3-6 に示す。測定された透水係数は、試験用セル内の粘土全体の乾燥密度が大きいほど小さくなる傾向を示している。また、ペレット単体でも本試験条件では、 $3 \times 10^{-10} \text{cm/s}$  以下という小さい値を示した。これにクニゲル V1 を添加する (T-2-1 の場合) ことは、透水係数の低下よりも、すでに述べた初期の遮水性向上効果としての意義が大きいことがわかる。

また、図 3-7 には透水係数を固有透過度に換算し、JNC 殿により取得された固有透過度の値と比較したものを示す。有効粘土密度で整理すると固有透過度は図中に示す式でケイ砂混合率に関

係なく整理できるとされており、この結果と今回ペレットを用いた試験で得られた固有透過度の値とを比較した。その結果、ペレットを用いた試験の結果得られた固有透過度は関数式に比べ若干大きな値を示したが、傾向はほぼ一致した結果となった。

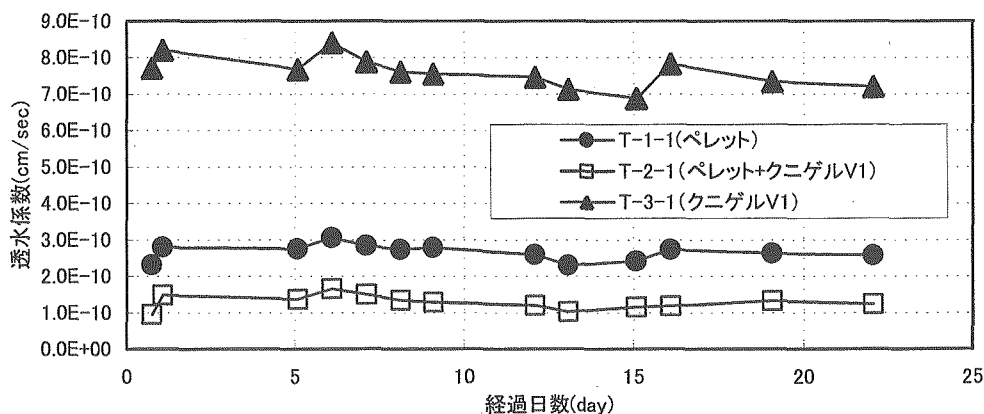


図 3-6 透水試験結果

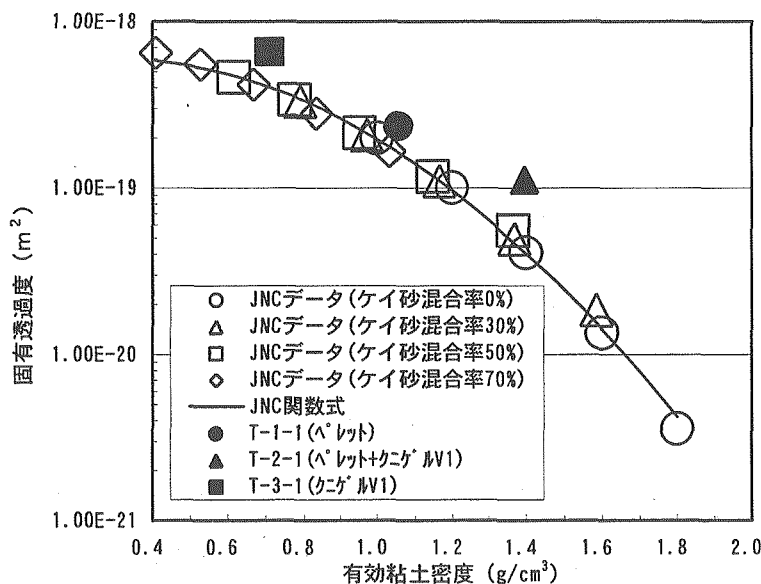


図 3-7 既存データとの比較

#### (4) 密度測定

透水試験後の試料を 24 分割（鉛直 3 段×8 分割）し、密度分布を測定した。通水試験開始から密度測定までの時間、つまり試料が水と接触している時間は 80 日である。解体時に供試体の表面を観察したところ、クニゲル V1 のみで製作した供試体は他に比べ表面がきれいであることが分かる。また、ペレットのみの場合と、ペレットとクニゲル V1 を用いた供試体を比較すると、後者の方が若干、斑が強く残っている感じであった。含水比と乾燥密度分布の測定結果の統計量を表 3-4 に示す。表 3-4 から、密度の平均値をみると、T-1-1; 1.08g/cm<sup>3</sup>、T-2-1; 1.41g/cm<sup>3</sup>、T-3-1; 0.70g/cm<sup>3</sup> である。これは表 3-3 に示した試験用セル全体での粘土の乾燥密度の計算値 T-1-1 ; 1.06g/cm<sup>3</sup>、T-2-1 ; 1.40g/cm<sup>3</sup>、T-3-1 ; 0.71g/cm<sup>3</sup> とほぼ等しい。試料の分割の人為的な誤差はあるが、平均値としての計測は正確であったことがわかる。また、表 3-4 から、含水比と密度のばらつきは、

クニゲル V1 単体をもっとも大きく、ペレットのみの場合がばらつきは小さいことがわかる。以上から、充填時にペレット間の空隙によって密度の不均質性を持つ場合でも、飽和後には比較的均質になり、十分に小さい透水性（顕著な水みちが生じていない）を発揮していることがわかる。ここで、今回の試験においてクニゲル V1 単体の供試体が最も密度のばらつきが大きかった原因としては、初期の充填密度が小さかったために、浸潤面に近い部分に浸潤初期に発生した膨潤の影響が強く残ったことが考えられる。

表 3-4 含水比と乾燥密度分布の統計量

	T-1-1	T-2-1	T-3-1
	ペレット	ペレット+クニゲル V1	クニゲル V1
	含水比		
平均	56.2	35.7	109.1
中央値 (メジアン)	56.4	36.0	95.2
標準偏差	5.3	3.7	21.7
分散	28.5	13.3	472.6
範囲	16.5	11.3	50.3
変動係数 (%)	9.51	10.23	19.92
	乾燥密度		
平均	1.08	1.41	0.70
中央値 (メジアン)	1.07	1.35	0.72
標準偏差	0.06	0.18	0.11
分散	0.00	0.03	0.01
範囲	0.24	0.64	0.35
変動係数 (%)	5.72	12.72	15.18

### 3.3.3 楔形状の隙間に対する透水試験

鋭角部におけるベントナイトペレットの充填性を確認することを目的に、楔形状の隙間に対するペレット充填および透水試験を実施した。試験用のセルは、3.3.2 節で使用したセルと同じものを用いた。そして、通水部が角度の異なる 3 種類の楔形状となるようなシリコンを作成し、試験用セル内に設置した。表 3-5 には、実施した試験ケースを示す。試験ケース S-1-1 と S-1-2 は楔部の形状は異なるが、ベントナイトが膨潤後の密度は一緒になるように設定したケースである。また、S-1-2 と S-1-3 は楔形状部は同じであるが充填するベントナイトペレットの個数を変え、最終的な密度が異なるように設定したケースである。

表 3-5 楔形状の隙間に対する透水試験の試験ケース

試験ケース	試料	楔形状部 体積 (cm <sup>3</sup> )	試験前			
			容器質量 (g)	(容器+試料)質量 (g)	試料質量 (g)	初期密度 (g/cm <sup>3</sup> )
S-1-1	ペレット 6 個	10.53	151.07	158.57	7.50	0.71
S-1-2	ペレット 13 個	22.42	136.06	152.17	16.11	0.72
S-1-3	ペレット 17 個	22.42	134.92	156.22	21.30	0.95

図 3-8 には、試験開始からの各時間毎の試験セル内の通過水量から計算された透水係数の経時変化を示す。通水開始当初はペレット間の隙間を水が通るため通水量は大きくなっている。しかし、通水開始 1 日後には透水係数は  $10^{-9}$  cm/s 程度となっており、20 日程度経過すれば透水係数はほぼ定常に達している。定常となった透水係数の値を 3.3.2 節に示した透水試験の結果と比べると (T-3-1 と S-1-3)、楔形状部における透水係数の方が若干大きい結果となった。そこで、定常に達した後、試験装置を解体し、内部のベントナイトの状況を観察することとした。

図 3-9 には試験終了後の供試体の様子 (S-1-1) を示す。左側が試験用セルから取り出した状態で、右側がシリコンを外した状態である。左図より鋭角部奥まで十分に粘土が充填されている様子が観察できる。しかし、シリコンを外したところ、鋭角部では粘土の密度がかなり低く、かなり柔らかい状態であった。特に、鋭角部の角度の小さいケース S-1-1 においてその傾向が顕著であった。すなわち、ベントナイトペレットの膨潤により鋭角部奥まで粘土は充填されるが、得られる密度は若干小さくなり、その影響で透水係数も若干大きくなるものと考えられる。しかし、大きいとはいえ透水係数は  $10^{-9}$  cm/s 程度であるため緩衝材の要件である低透水性は十分に確保できると考えられる。

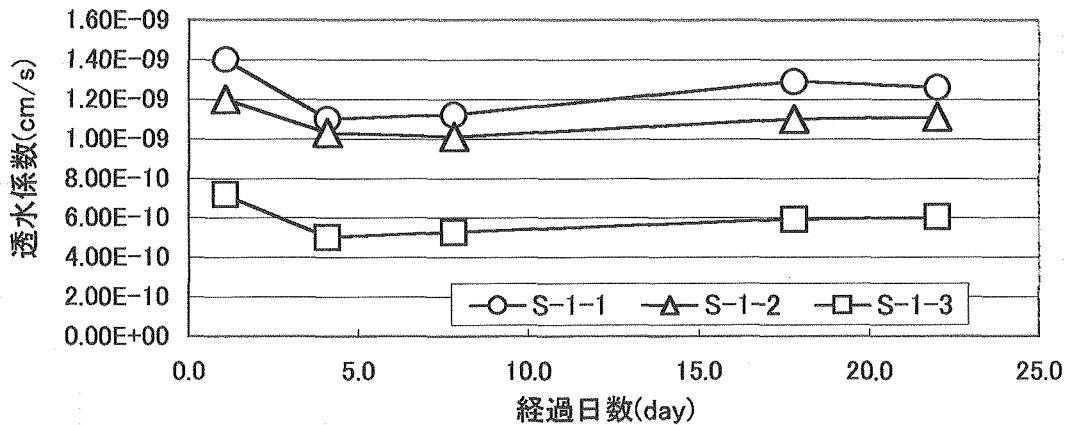


図 3-8 透水係数の経時変化

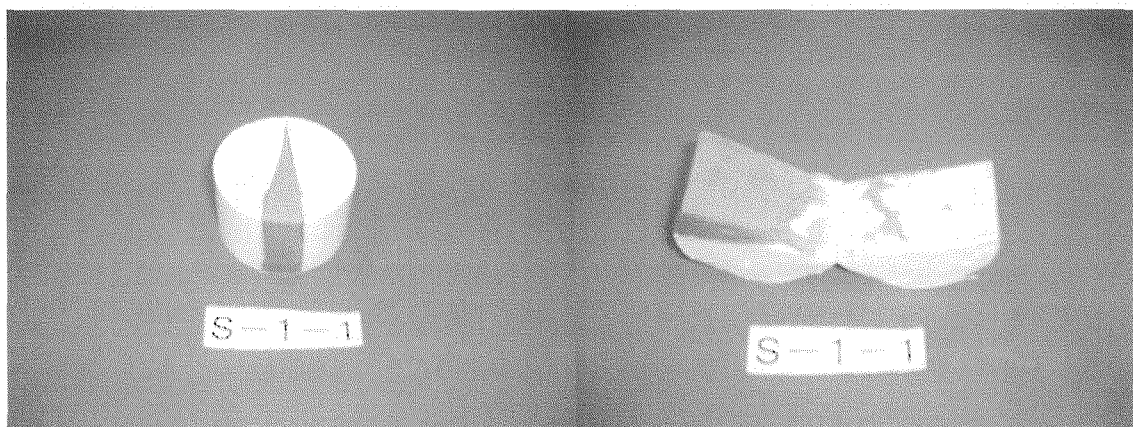


図 3-9 試験終了後の供試体の様子 (S-1-1)

### 3.4 ベントナイトペレットを用いた膨潤試験

ベントナイトペレットを用いて膨潤試験を実施した。試験用セルはステンレス製で内径 30mm、高さ 30mm である。セル内にベントナイトペレットを 19 個挿入し試験を実施した。図 3-10 には圧力の測定結果を示す。設置時ペレットを押し込んでいるため、初期値はゼロではない。そして、浸潤開始とともに圧力は低下していく。これは、浸潤により膨潤したペレット表面が隙間を塞ぐことにより使われるとともに表面が軟らかくなることから、設置時の硬いペレット同士のツツパリがなくなり、セル内の形状に合わせてペレットが変形していくため（なじみによる圧力低下）であると考えられる。しかし、さらに浸潤が進んでペレット間の隙間が塞がりセル内でひとつの系としてペレットが膨潤していくことにより徐々に圧力は高くなっており、最終的には約 0.2MPa の圧力となっている。解体による観察からもペレット間の隙間が塞がれてひとつの固まりとなっていることが分かった。

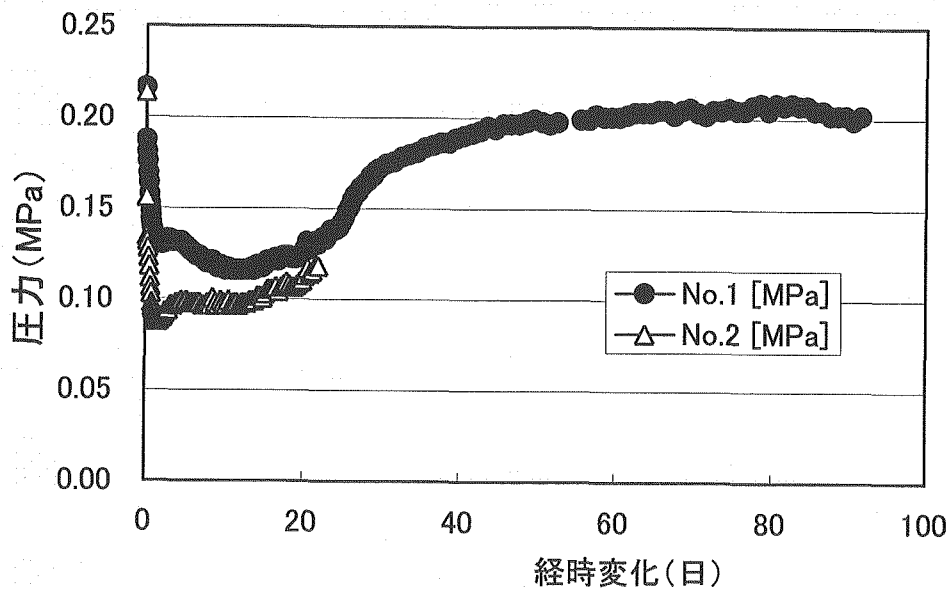


図 3-10 圧力の経時変化

### 3.5 ペレット製作技術の検討

本節では、内外の事例を調査し、高密度ペレットの製作の可能性を評価する。また、直径 30mm のベントナイトペレットの製作機械を設計する。

ベントナイトペレットを高レベル廃棄物処分の緩衝材に適応する検討は、フィンランドにおいて 1980 年代に実施されている。ここでは、寸法、直径 24mm 高さ 15mm のペレットの製作を検討している。製作は、一軸のプレスにより行ない、気乾状態での密度は、 $2.4 \text{ g/cm}^3$  とし、ベントナイトは MX-80 を用いている。製作されたペレットは、ブロック型緩衝材の代替として処分ピットに投入充填される。充填後の密度は、2 種類の寸法のものを用いて、湿潤密度で  $1.8 \sim 1.9 \text{ g/cm}^3$  と示されている。

この事例を参考に、ペレットの製作機器と緩衝材としての使用の可能性を検討する。今回検討したペレット製作装置により製作されるペレットの寸法は直径 30mm、高さ 25mm、体積 30cm<sup>3</sup>である。これは、粉体供給量制御装置、圧縮成型機、ペレット搬出コンベアーからなる。成型は、回転テーブルに取り付けた 6 連のシリンダーに供給されるベントナイトを油圧でプレスすることで行なわれる。乾燥重量 60g ベントナイトを秤量供給することで、乾燥密度 2.0g/cm<sup>3</sup> のペレットを製作する。また、1 時間あたりの生産量 2400 個の能力を持つ。このペレットに MX-80 の粉体を混合し投入することによって、乾燥密度 1.5g/cm<sup>3</sup> の緩衝材を現場で施工することが可能となる。

上記のふたつのペレット製作技術と品質に関する検討を、本研究における小型ペレット（φ11mm）の製作実績とあわせて表 3-6 に示す。

表 3-6 ベントナイトペレットの検討比較（斜線は今後検討が必要な項目）

	TVO フィンランド Salo(1989)	人工バリアにおける緩衝材 挙動評価研究 (製作実績)	人工バリアにおける緩衝材 挙動評価研究 (机上検討)
用途	代替緩衝材	すきま充填（粒径小）	すきま充填（粒径大）
材料	MX-80	ケナール VI	ケナール VI
寸法	φ 30mm、H15mm φ12.4mm も混合	φ 11mm、H7.4mm (体積 0.55cm <sup>3</sup> )	φ 30mm、H25mm (体積 30cm <sup>3</sup> ) 乾燥重量 60g/個
製作条件	気乾ペレットの密度 2.4g/cm <sup>3</sup> プレス 100MPa	湿潤重量 1.28±0.005g 含水比 9±1.5% 製作時乾燥密度 2.09~2.17g/cm <sup>3</sup> 製作時飽和度 73~94% 製作後乾燥密度 1.99~2.07g/cm <sup>3</sup> 製作後飽和度 60~78%	
製作方法	2.5m <sup>3</sup> /day (4.75ton/day)	静的プレス	回転テーブル式ベントナイト圧縮成型機 1440 個/hr, 17280 個/日 (12 時間) =1037kg/日
充填密度	緩衝材の目標密度は 1.8~1.9g/cm <sup>3</sup> (湿潤) 2 種類のペレットを 80%の充填率で 1.92g/cm <sup>3</sup>	充填試験の結果 2.0g/cm <sup>3</sup> のペレット充填で乾燥密度 1.12g/cm <sup>3</sup> すきまにケナール VI を加え; 1.41 すきまに MX-80 を加え; 1.5	左を参考 ペレット乾燥重量 1.12ton/m <sup>3</sup> MX-80 乾燥重量 0.38ton/m <sup>3</sup>
必要量	トータル 90 キリスター、10 年 90 本/年の処分 9.24m <sup>3</sup> ペレット/処分ピット 823m <sup>3</sup> ペレット/年 必要なベントナイト 1600ton/年 4m <sup>3</sup> /日のペレット型緩衝材必要 1 台で 2.5m <sup>3</sup> /日のプレス能力 (4.75ton/日)		
透水性	1.9g/cm <sup>3</sup> の透水係数: 10 <sup>-13</sup> ~10 <sup>-14</sup> m/s	初期の止水; ペレットのみでは水が浸入 飽和後; ブロックと同等	
膨潤圧	ブロック相当というデータがある	測定中	
廃棄体支持力	たぶん十分。さらに強度が必要なときは廃棄体の下にリガ型緩衝材を置く。		
熱伝導率	測定されていない。 但し、ブロックの熱伝導率 (0.75W/mK) より、小さくなる可能性		
長期安定性	ブロックと同等		

## 4. 実規模人工バリア試験の評価

### 4.1 エスポ地下研究施設（ÄHRL）の概要

スウェーデンでは、使用済燃料深地層処分場の正確な設計および立地はまだ決定されていないが、20年以上にわたって、様々なデータが室内および現場における広範な研究活動を通じて収集されている。SKBは、現在得られている知識をまとめ、深地層処分場で使用される手法を実際の自然条件の下で実証するために、Äspö島に地下実験施設（Äspö Hard Rock Laboratory、エスポ地下研究施設）を建設した。エスポ地下研究施設は、Oskarshamn原子力発電所の近くに有り、その深度は約460mで、坑道の総延長は3600mである。

エスポ地下研究施設の目的は、処分で想定される深度の乱されていない地下環境に、研究開発とデモンストレーションの場を与えることにある。つまり、

- サイト調査手法の開発
- モデルの検証
- 天然、および人工バリアの機能の確認
- 処分技術のデモンストレーション

が試験の焦点であり、1986年以降のような活動が展開されている。

エスポ地下研究施設における試験は3段階（サイト調査段階、建設段階、操業段階）に分けられている。サイト調査段階（1986-1990）においては、サイト調査および詳細な特性調査に関する様々な方法がテストされてきた。また、これらのデータを用い、地質構造モデルの作成、建設段階における水理場の変化予測等が実施された。建設段階（1990-1995）には、地表面下460mまでの坑道の掘削、ベンチレーションのための立て坑掘削等が実施され、また同時に、さらなる地質調査も実施された。また、地下水の化学的性質や地下水流動の変化等も計測された。こうして得られた結果は、坑道掘削前に実施された予測、すなわち、岩種の分布、破碎帯の分布、地下水の化学的性質の変化、地下水流動に関する予測等のチェックに用いられた。操業段階は1995年半ばから開始された。以下に、各フェーズの概要を示す。

#### 4.1.1 サイト調査（1986～1990年）

エスポ地下研究施設では、サイト調査および詳細な特性調査に関する様々な方法がテストされてきた。これらの方法は今後、深層処分場候補サイトの特性調査に使用されることになる。また、こうした調査により、岩盤の局所的な特性に深層処分場を適合させる方法に関する情報や、深層処分場の安全評価にとって重要なデータも入手される。地表およびボアホール調査の結果が、エスポ地下研究施設が建設された岩盤内の様々な条件をモデル化するために利用されている。これらのモデルは、岩種の分布、破碎帯の位置および特徴、地下水の科学的な特性、研究施設地下部分の建設が地下水の移動に及ぼすと予想される影響などを記述するものである。



#### 4.1.2 建設期間 (1990～1995年)

建設期間には、坑道掘削と平行して広範な調査が実施された。地下水の化学的性質や地下水流動の変化が、建設期間中および期間後に記録された。そしてこうして新たに得られた結果が、坑道掘削が始まる前になされた予測、すなわち岩種の分布、破碎帯、地下水の化学的性質および地下水流動に関する予測のチェックに用いられた。

その結果、一般的に見て、予測と坑道内で観察された実際の結果の間には良好な一致がみられた。HRLの国際モデル化タスクフォースが地下水流に関する三次元モデルをテストし、これらのモデルが実際の条件を良好に表していることが示されている。

#### 4.1.3 操業期間 (1995年～)

エスポ研究施設の建設は1995年に完了し、この時点から使用済燃料の定置に使用される技術の開発、試験および実証を目的とした計画が開始された。この技術を深層処分場で使用する前に、エスポ地下研究施設の現実的な環境において様々な試験が実施された。

エスポ地下研究施設は国際的にも大きな関心を集めている。このプロジェクトへの参加契約に署名している国として、カナダ、フィンランド、フランス、ドイツ、日本、スペイン、スイスおよび英国が挙げられる。

このエスポ地下研究施設での作業は、今では廃山となっている Stripa 鉄鉱石鉱山で1977年に開始された現実的な深層処分場環境における国際協力と現場実験の伝統を受け継ぐものである。

操業段階の試験の目的は以下の通りである。

- ・ サイト調査段階における調査手法の検証
- ・ モデルの検証
- ・ 天然および人工バリアの機能の確認
- ・ 処分技術のデモンストレーション

4番目のデモンストレーション目的のためには種々の要因に関して試験を行なう必要がある。これらの要因を満足するために ÄHRL においては以下の試験が実施されている。

- ・ Prototype Repository
- ・ Demonstration of Deposition Technology
- ・ Canister Retrieval Test
- ・ Backfill and Plug Test
- ・ Long Term Test of Buffer Material (LOT Project)

“Prototype Repository”は、実際の処分を模擬した実規模の試験であり、処分坑道内に6本の模擬処分を行なう。この試験の目的は、処分場の総合機能に関するデモンストレーションと解析モデルによる解析結果との比較を行なうことである。この試験には、処分坑道の構造モデル作成手法の確認、処分孔の掘削工法の確認、緩衝材・キャニスター・埋め戻し材の定置技術の確認、

プラクの構築、計測機器の設置等が含まれている。

“Demonstration of Deposition technology”は、4本の実規模の模擬処分孔において実施される。この試験の目的は、実際の処分において必要な定置技術、定置装置等を開発および確認することである。そのために、この試験では、放射線を隔離するという条件のもとで緩衝材およびキャニスターを定置するための装置を実規模で製作する。

“Canister Retrieval Test”においては、2本の実規模の処分孔を使用し、再取り出しのため処分坑道の埋め戻しは行なわない。この試験の目的は、飽和した緩衝材の中からキャニスターを取り出す技術を確認することである。

“Backfill and Plug Test”においては、処分坑道の埋め戻しおよびプラグの構築が実施される。この試験の目的は、種々の埋め戻し材の比較、埋め戻しおよびプラグ構築技術の確認、および、埋め戻し材、プラグ、岩盤の総合機能に関する研究を実施することである。この試験は、“Prototype Repository”の一部を用いて実施される。

“Long Term Test of Buffer Material (LOT Project)”は、実際よりは小規模のサイズにおいて実施される試験である。この試験の目的は、人工バリアの長期の挙動について観測することである。

## 4.2 Prototype Repository Project の概要

### 4.2.1 試験の概要

本節では、これらの試験のうち、実規模で実施する連成試験である“Prototype Repository”についてその試験の詳細を記述する。

この試験の主な目的は以下の通りである。

- ・ KBS-3 コンセプトの具現化
- ・ 処分場のふるまいの観察とモデル（概念および理論）による予測との比較
- ・ 工学的な基準と品質保証方法の開発、試験、デモンストレーション
- ・ 処分場設計、建設手順の模擬
- ・ 最低 20 年におよぶ長期のオペレーション
- ・ 参加各機関のモデルに対する Confidence building

Prototype Repository は釜石粘土充填・熱負荷試験や FEBEX などと比べ、これまでに無い特徴として「設計、建設、操業までの一連の作業が実規模で行われること」、「ガスの挙動評価」、「化学、微生物の影響観察」等がある。また、図 4-1 に示すように処分坑道内に計 6 本のキャニスターを設置し、これらの相互作用等についての観察も行なう。各試験ピットでは図 4-2 に示すような形状のキャニスターおよびベントナイトブロックが設置される。岩盤とベントナイトブロックとの隙間にはベントナイトペレットが充填される。処分坑道は図 4-1 に示すように 2 つのセクションに区分けされており、セクション II の試験期間は約 5 年、セクション I の試験期間は約 20 年である。

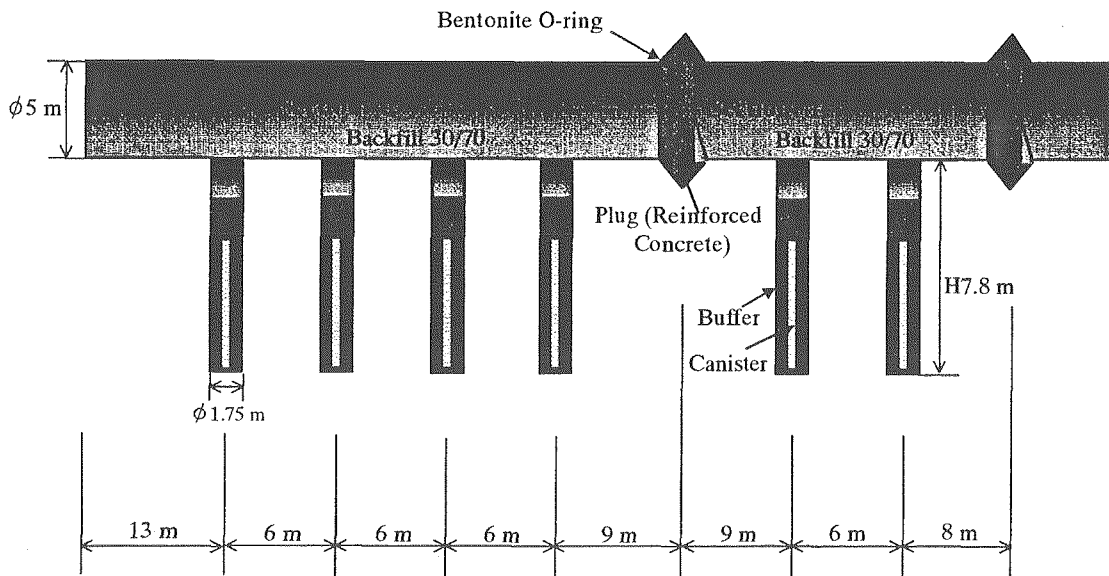


図 4-1 試験坑道の概要

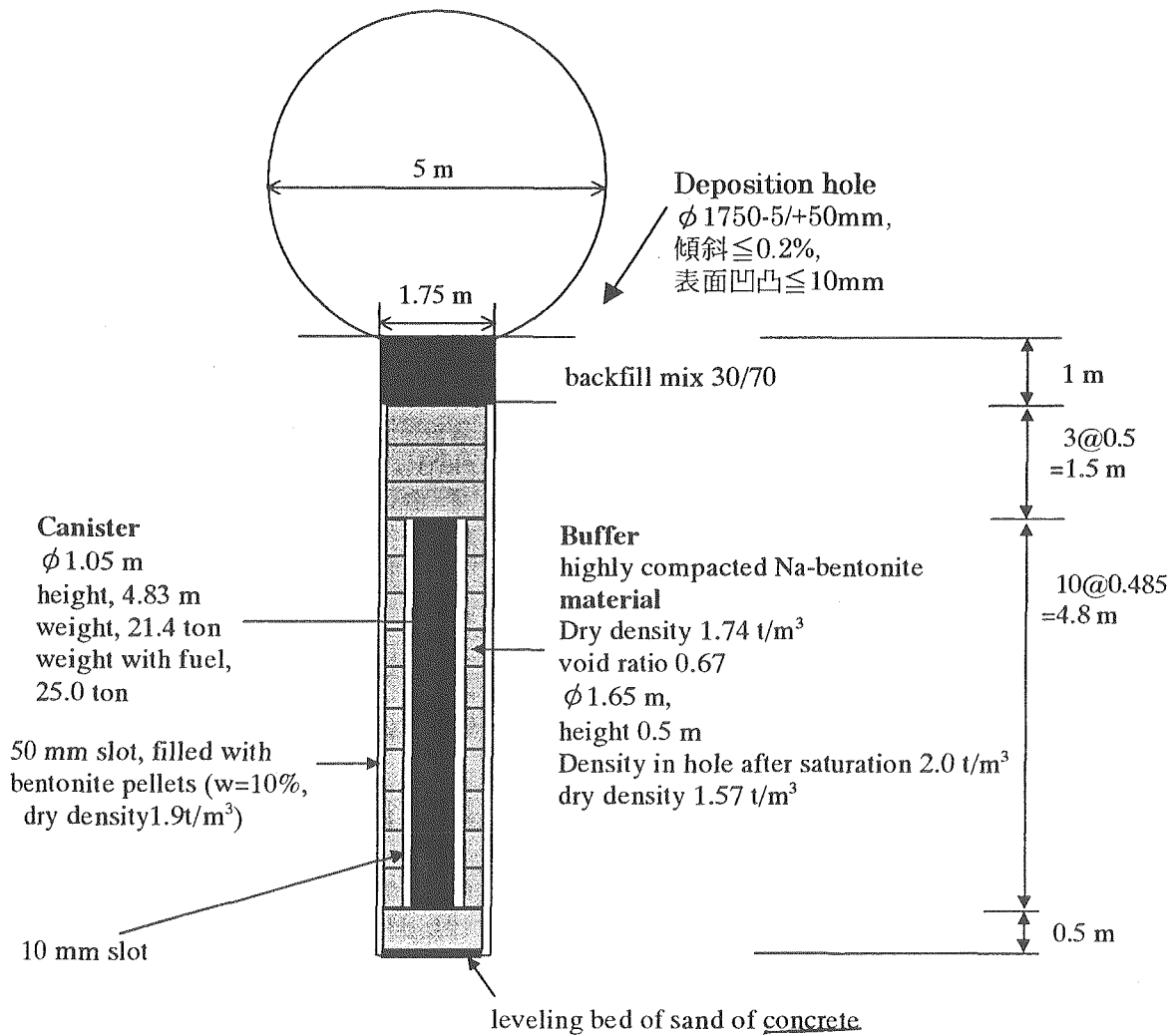


図 4-2 試験ピットの概要

キャニスターは、銅／炭素鋼製で長さ 4830mm、直径 1050mm、重量 21.4ton である。また、ヒーターは表面で温度が 100℃を越えない（設計温度 90℃）ように制御される。さらに、ヒーターは温度の減少を考慮できるように設計されている。

キャニスターと岩盤との間には高密度に圧縮されたナトリウム型ベントナイト（MX-80）ブロックが充填される。隙間充填後の乾燥密度が一定となるように初期のベントナイトブロックは設計されており、その結果、キャニスターの上部および下部のベントナイトブロックの初期乾燥密度は 1.66g/cm<sup>3</sup>、キャニスター周囲のベントナイトブロックの初期乾燥密度は 1.78g/cm<sup>3</sup> となっている。また、初期の含水比は 17%となっている。

試験坑道はベントナイトと碎石を用い原位置施工により埋め戻される。締固め層厚は 20cm で、35° の傾斜で原位置締固めが実施される。ベントナイトと碎石の混合率は 30 : 70 である。また、試験坑道では2つのコンクリートプラグが構築される。コンクリートプラグは 4.5MPa の水圧と 100kPa の埋め戻し材による膨潤圧に耐えるように設計される。

#### 4.2.2 計測機器

試験期間中は岩盤内、緩衝材内および埋め戻し材内において THM に関する種々の計測が実施される。また、ガス挙動、間隙水の化学変化、微生物活動等に関する調査も行われる。THM の挙動は適切な位置に設置された計測機器で計測される。エスポ地下研究施設は海底下であるため地下水の塩濃度は 1.2%から 1.5%である。また、温度がヒーター近くで 90℃近くにまでなること、応力が 15MPa 程度、間隙水圧が 5MPa 程度と高いこと、および、試験期間が長期に渡ることを考慮して計測機器の開発が行われた。計測機器の材質に関しては、ステンレス、インコネル（ニッケル 80%、クロミウム 14%、鉄 6%から成る高温、腐食に強い合金）、チタン、プラチナ、プラスチック等の多くの候補材料の中から、最終的に上記の試験環境を考慮してチタンを使用することとなった。表 4-1 には、計測機器による計測項目および数量を示す。

表 4-1 PRP で使用される計測機器の数量

計測項目	計測機器	個 数		
		Section I	Section II	計
温度	熱電対	113	72	185
	光ファイバ	16	10	26
圧力	振動弦式	56	35	91
	光ファイバ	56	35	91
間隙水圧	振動弦式	37	23	60
	光ファイバ	37	23	60
含水比	TDR	45	27	71
	湿度計	84	56	140
	サイクロメータ	50	24	74
計		493	304	797

温度は、T、J、Kの各タイプの熱電対により計測される。また、光ファイバーシステム、抵抗式温度計等も使用される。これらの計測機器による計測範囲は0～200℃である。計測機器は耐食性の材質で作られた外被やシースで保護され設置される。

圧力および間隙水圧は、油圧式の測定器により間接的に計測されるか、圧力計により直接的に計測される。圧力計には振動弦式（Vibrating wire）および電気抵抗式の両者が用いられる。圧力計の計測範囲は、間隙水圧が0～5MPa、圧力が0～15MPaである。また、圧力計は以下の温度に耐えうるように設計されている。

- ・ 埋め戻し材内：0～40℃
- ・ 緩衝材内：0～120℃

含水比の測定は、以下の方法で行われる。

- ・ 電気容量式センサーによる相対湿度の測定
- ・ TDRによる体積含水率の測定
- ・ サイクロメータによる相対湿度の測定
- ・ 抵抗式センサーによる体積含水率の測定

サイクロメータは埋め戻し材内の含水比の測定に主として使用される。また、サイクロメータは緩衝材内においては緩衝材が飽和に近づいた時点で有効となる。各計測機器の測定範囲は以下の通りである。

- ・ 電気容量式センサー：0～100%（相対湿度）
- ・ TDR：0～100%（体積含水率）
- ・ サイクロメータ：95～100%（相対湿度）
- ・ 抵抗式センサー：0～100%（相対湿度）

また、これらの計測機器も圧力計と同様の温度に耐えうるように設計されている。さらに、圧力および間隙水圧にも以下のように対応している。

- ・ 埋め戻し材内：0～40℃
- ・ 緩衝材内：0～120℃
- ・ 圧力：0～15MPa
- ・ 間隙水圧：0～5MPa



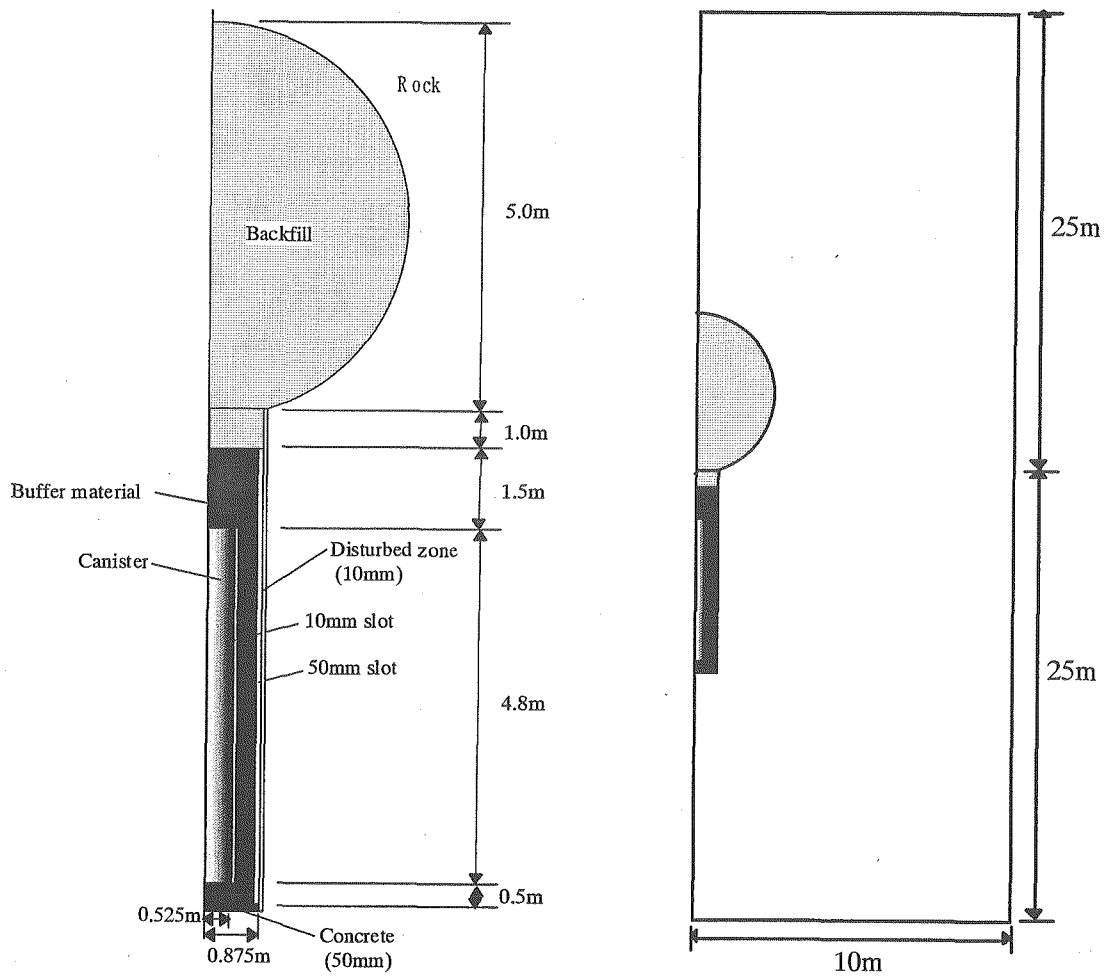


図 4-3 解析モデル概要図 (Part A)

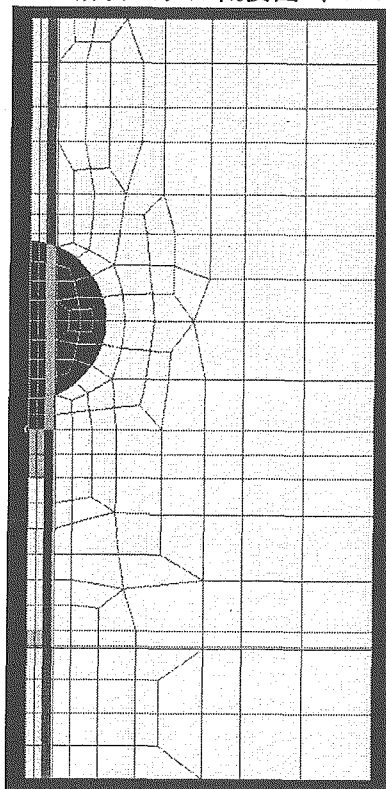


図 4-4 有限要素メッシュ図 (Part A)

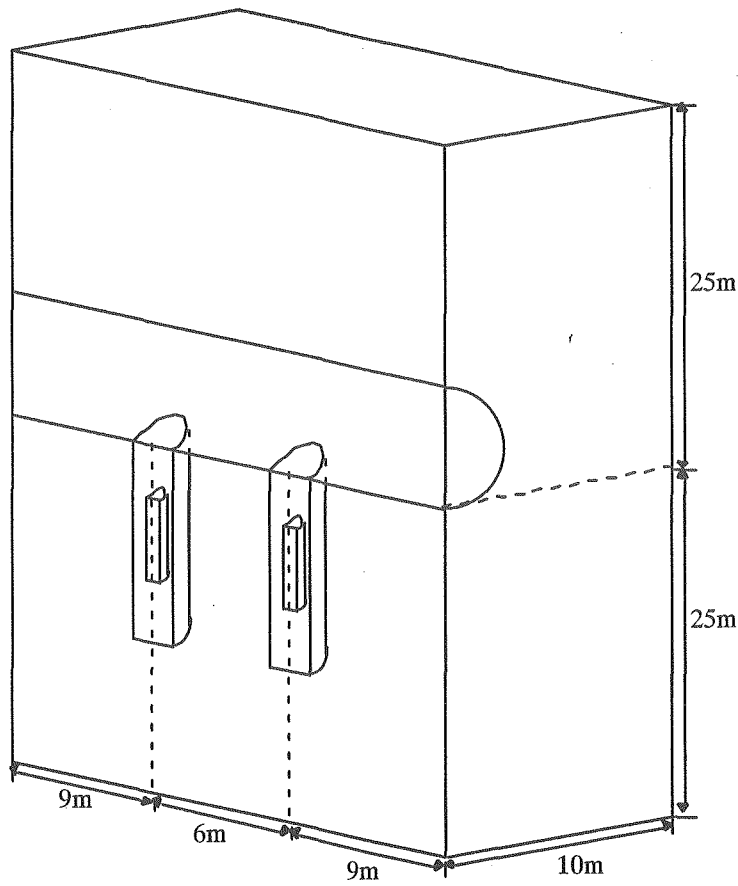


図 4-5 解析モデル概要図 (Part B)

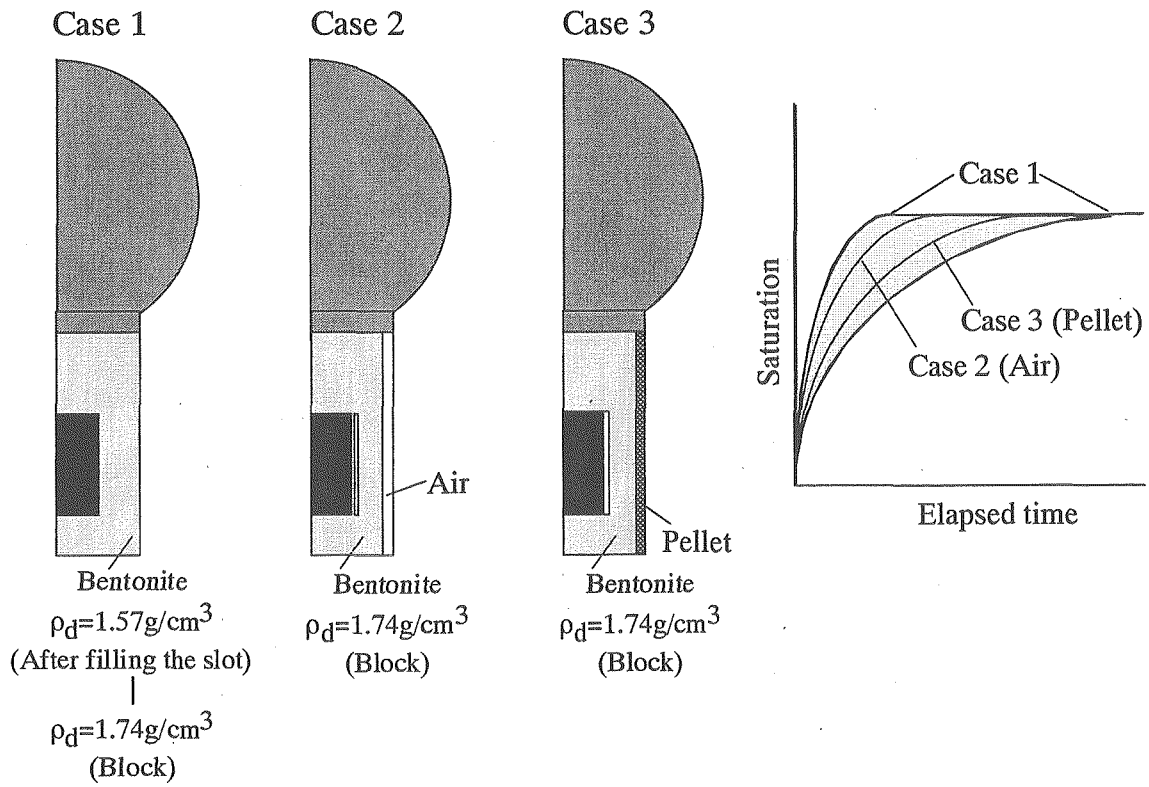


図 4-6 隙間の取り扱い方法に関する検討





参加機関は DECOVALEX III 開始時点において DECOVALEX II の時から 2 機関増えていた。一つは DOE (USA) で、もう一つは NRC (USA) である。NRC は DECOVALEX I には参加しており、今回復帰した。また、2001 年よりさらに 2 機関追加された。CEA (France) および BGR (Germany) である。したがって、現時点での参加機関は 9 カ国、14 機関である。日本チームは、TASK 1、TASK 2、BMT1、BMT2 に参加することとしている。

今年度は、2 回 Workshop が開催された。1 回目は 6 月にスイスで、2 回目は 1 月に日本で開催された。また、各タスクにおける Task Force Group Meeting は適時実施されており、今年度日本からは 4 月にカナダで開催された BMT1 のミーティングに参加した。

以降では、弊社が担当しているタスク (Task1、Task3 BMT1、Task3 BMT2) の概要および検討結果を示す。

## 5.2 Task 1 の概要

### 5.2.1 FEBEX 試験の概要

FEBEX (Full-scale Engineered Barriers EXperiment) は ENRESA (Spain) および NAGRA (Switzerland) のもと 3 カ国 (Spain, France, Germany)、7 機関の協力により実施されているプロジェクトであり、実規模原位置試験および実規模室内試験から構成されている。試験の形態はスペインの結晶質岩における処分形態に乗っ取って実施されている。すなわち、キャニスターは坑道内に水平に定置されており、キャニスターの周囲は高密度に圧縮されたベントナイトブロックで埋め戻されている。実規模室内試験は“Mock-Up test”と呼ばれており、マドリッドの CIEMAT において実施されている。一方、実規模原位置試験はスイスのグリムゼルテストサイト (Grimsel Test Site, GTS) において、新規に掘削された試験坑道において実施されている。

これらの試験の目的は以下の通りである。

- ・人工バリアシステムの実現性のデモンストレーション
- ・ニアフィールドにおける熱-水-応力連成現象の研究
- ・ニアフィールドにおける熱-水-地球化学連成現象の研究

また、ベントナイトはスペイン産であり、その主要物性は以下の通りである。

- ・モンモリロナイト含有率：88%~96%
- ・液性限界：98%~106%
- ・真比重：2.67~2.75
- ・膨潤圧：4~6MPa (乾燥密度 1.60g/cm<sup>3</sup>)
- ・飽和透水係数：4.2×10<sup>-14</sup>~7.6×10<sup>-14</sup>m/s (乾燥密度 1.60g/cm<sup>3</sup>)

以下に、各試験の概要および計測項目等について示す。

### 5.2.2 実規模室内試験の概要

本試験では、原位置試験と異なり周辺岩盤の不均質性等は考慮できないが、周囲からの浸潤をコントロールすることにより境界条件を原位置試験よりは明確に出来るのが特徴である。本試験結果は解析コードの検証 (verification) に使用される。試験装置の概要を図 5-1 に示す。試験

は原位置試験と同じ構成で実施されている。キャニスターを模擬した電気ヒーターは2個であり、その周囲に厚さ0.64mのベントナイトが定置されている。試験装置内空の直径は1.615m、長さは6.0mであり、装置は厚さ7.0cmの炭素鋼および厚さ0.5cmのステンレスで製作されている。

加熱・浸潤試験は1997年2月から開始されており、約3年間継続される予定である。試験中はHeater Control System (HCS) により温度は自動制御されており、設置された約500個の計測機器により自動計測がなされている。計測されたデータはData Acquisition System (DAS) により収集・整理されている。温度はヒーター表面で100℃となるように制御されている。製作されたベントナイトブロックは4種類であり、設計乾燥密度は1.77g/cm<sup>3</sup>である。この密度は、ベントナイト等の設置時に必要な隙間部分がベントナイト膨潤後に埋まった後に、ベントナイトの乾燥密度が1.65g/cm<sup>3</sup>となるように設定されている。また、ベントナイトの初期含水比は12.5%から15.5%の間に設定されている。

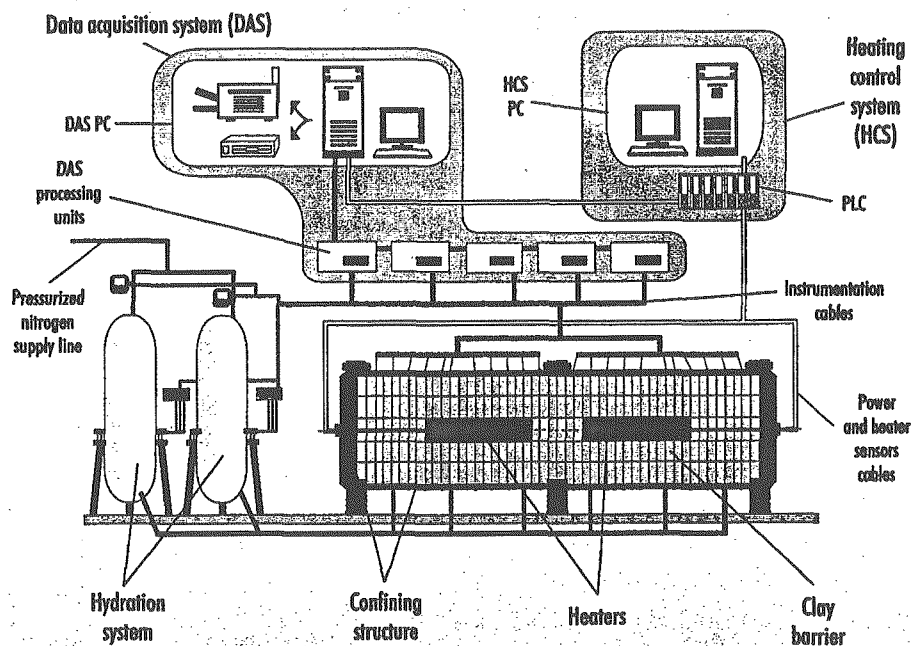


図 5-1 実規模室内試験の詳細図

計測条件が、高圧力下 ( $\geq 5\text{MPa}$ )、高温下 (100℃近く) であることから、計測機器はこれらを考慮し選択された。設置された計測機器は全部で507個であり、これらのうち大半は自動で計測が実施され、19個(変形に関する計測機器)のみ手動で計測が実施されている。加熱・浸潤試験終了後、試験装置は解体され、人工バリアの抜取、検査およびサンプリングが実施される。

### 5.2.3 実規模原位置試験の概要

実規模原位置はGTSの地下実験場の北部に新規に掘削された坑道において実施されている。試験坑道内の配置は図5-2に示す通りとなっており、坑道長は70.4m、坑道径は2.28mである。ヒーターは2個設置されており、鋼製のライナーで支持されている。ヒーターは実際のキャニスターと同サイズである。ヒーターの仕様は以下の通りである。

- ・材質：炭素鋼

- ・外径：0.90m
- ・長さ：4.54m
- ・重量：11ton

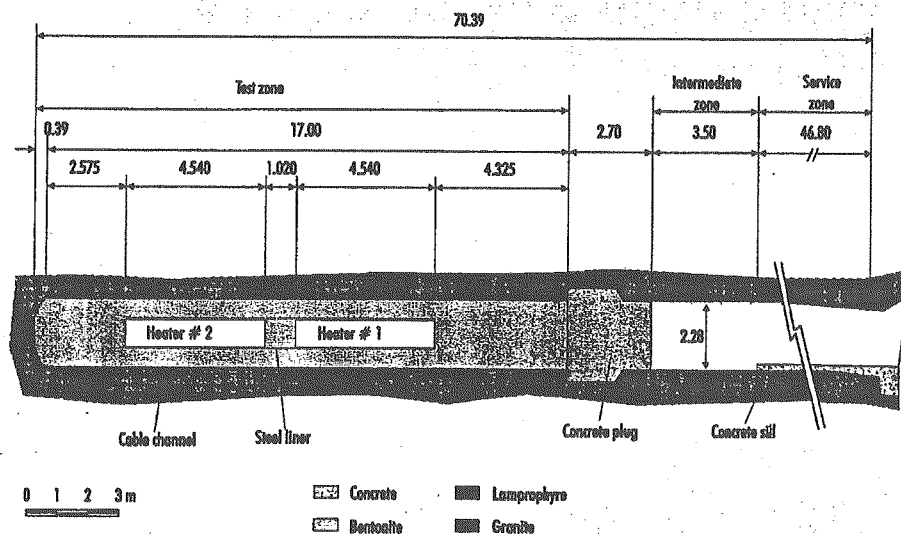


図 5-2 実規模原位置試験の詳細図

緩衝材としては高密度に圧縮されたベントナイトが用いられている。ベントナイトブロックは平均含水比 14.4%、平均乾燥密度  $1.70\text{g/cm}^3$  で製作されている。本仕様のもとでは、隙間充填後の緩衝材の乾燥密度は  $1.60\text{g/cm}^3$  となる。

試験は緩衝材の最高温度が  $100^\circ\text{C}$  となるように制御され実施されている。人工バリア内および周辺岩盤内には計 632 個の計測機器が設置されている。また、図 5-3 にはベントナイトブロックおよび鋼製ライナーの設置状況を、図 5-4 にはヒーターの設置状況を示す。

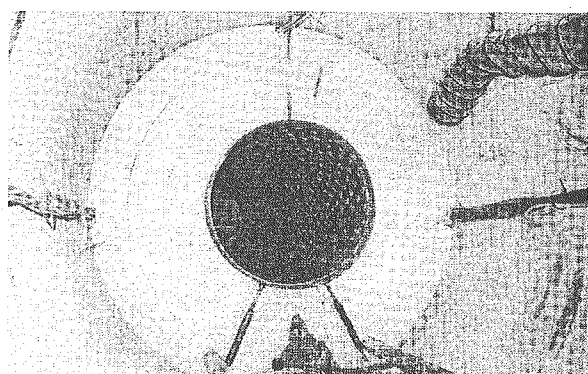


図 5-3 ベントナイトブロックおよび鋼製ライナーの設置状況

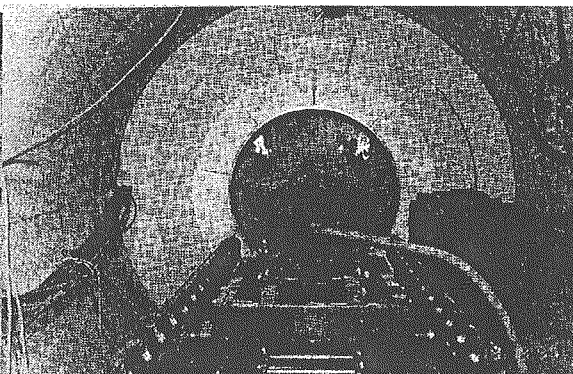


図 5-4 ヒーターの設置状況

#### 5.2.4 解析の概要

##### (1) 水理解析による坑道掘削の解析

DECOVALEX III では Task 1 として FEBEX における原位置試験の解析を実施する。まず、Part A として、試験坑道掘削の解析を行なった。ここでは、最初に実施した水理解析の結果を示す。図

5-5 に解析モデルの概要を示す。試験坑道断面に平行な面は  $50\text{m} \times 50\text{m}$  とし、坑道奥行き方向には  $150\text{m}$  とした。また、図 5-6 には解析モデルの平面図および断面図を示す。座標軸は東方向を X 軸、北方向を Y 軸、鉛直上向きを Z 軸とした。また、試験坑道の長さは  $71.4\text{m}$  である。解析による出力は、試験坑道に平行に掘削されている試錘孔 FEBEX95.002 の観測点 P3 および P4 における間隙水圧の経時変化、試験坑道奥部 ( $54.0\text{--}71.4\text{m}$ ) における湧水量の経時変化、掘削開始から 100 日後の試験坑道奥部 ( $54.0\text{--}71.4\text{m}$ ) における湧水量である。また、図 5-7 には解析に用いた有限要素メッシュを示す。掘削は試験坑道部のメッシュを順次除去していき、坑道壁面部に対応する節点の間隙水圧をゼロに固定することにより表現した。図 5-8 には実際の掘削ステップと解析に用いた掘削ステップを示す。

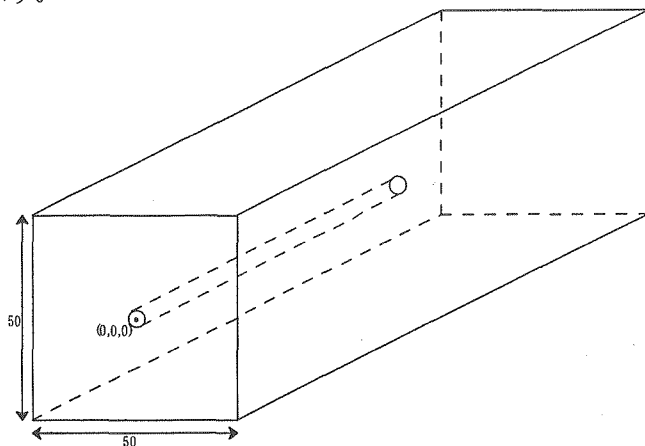


図 5-5 解析モデル鳥瞰図

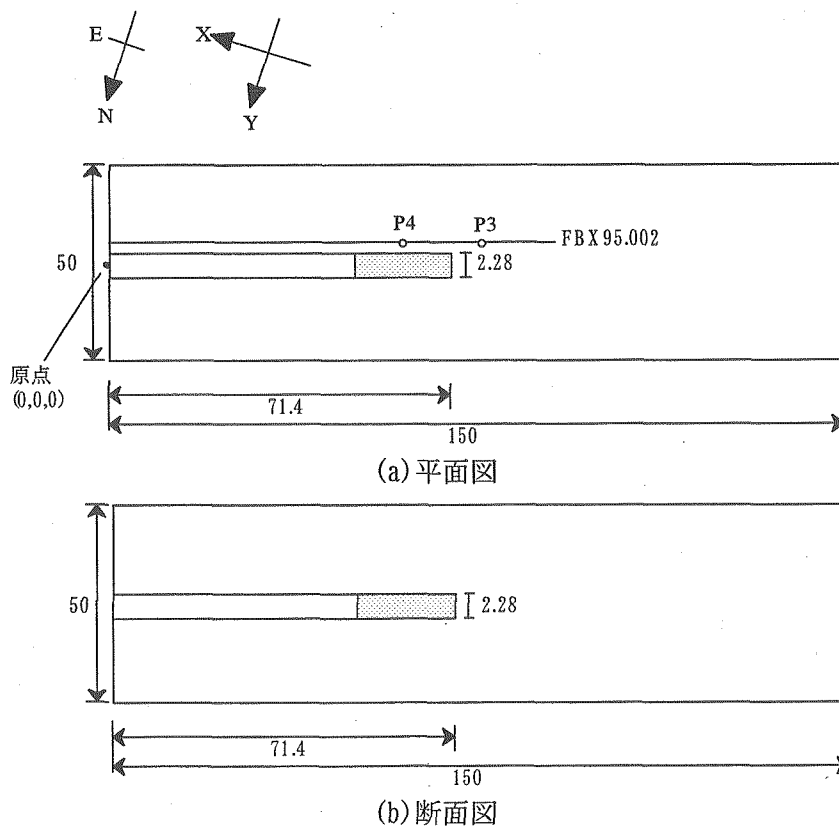


図 5-6 解析モデル図

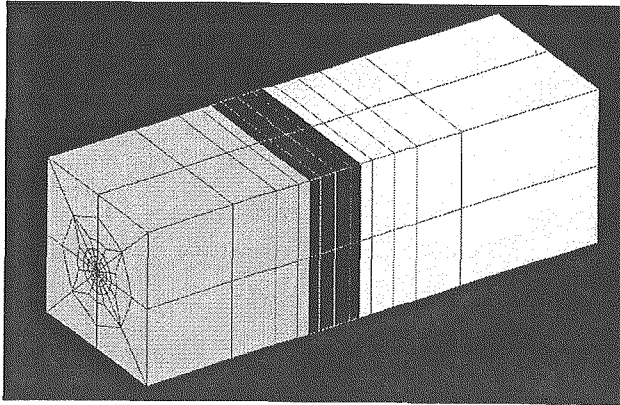


図 5-7 有限要素メッシュ図

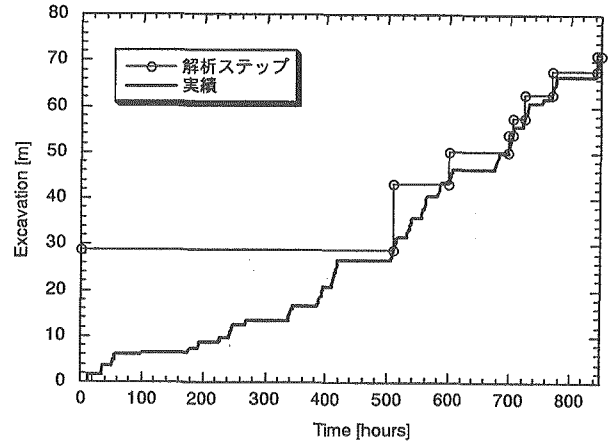


図 5-8 掘削ステップ

今回の解析では、岩盤は均質とし、変形も考慮せずに解析を行なった。用いた岩盤の物性は以下の通りである。

- ・ 透水係数： $2.0 \times 10^{-11} \text{m/s}$
- ・ 間隙率：0.016
- ・ 密度： $2640 \text{kg/m}^3$

解析の結果得られた出力点における間隙水圧の経時変化を図 5-9 に示す。また、湧水量算出対象区域（試験坑道奥部 54.0-71.4m）における湧水量の経時変化を図 5-10 に示す。湧水量は算出対象区域を掘削し始めると徐々に増加し始め、掘削が終了した時点で最大となっている。そして、掘削終了後は徐々に減少していき掘削開始から 100 日後では約  $7 \text{ml/min}$  となっている。間隙水圧は対象区域を掘削中に急激に減少し、掘削終了後は緩やかに減少している。そして初期には  $800 \text{kPa}$  であった間隙水圧は、掘削開始から 100 日後には、 $200 \sim 300 \text{kPa}$  となっている。

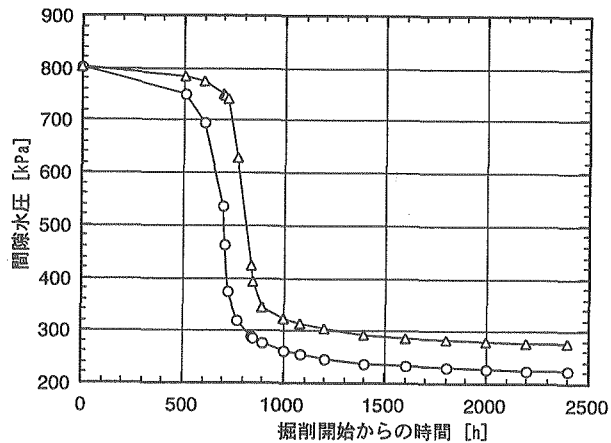


図 5-9 間隙水圧の経時変化

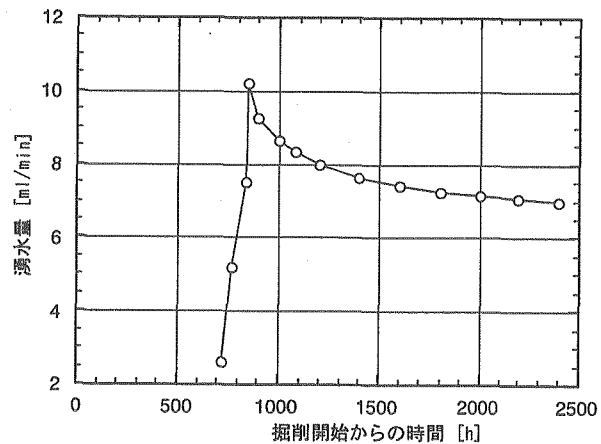


図 5-10 湧水量の経時変化

## (2) 水理-力学連成解析による坑道掘削の解析

### 1) 解析モデルの概要

ここでは、水理と力学を連成させた解析による坑道掘削の解析結果を示す。亀裂性岩盤に対する等価連続体モデルは Oda (1986) による crack tensor theory と、Barton and Bandis (1985; BB

model)による構成モデルを組み合わせることにより作成した。このモデルを用いることにより、crack tensor theoryにより媒体の異方性を、BB modelにより非線形な力学および水理挙動を表現できる。すなわち、媒体内の物性値は掘削過程において不均質そして異方的に変化することになる。BB modelによると、応力変化に伴う垂直剛性およびせん断剛性の変化はJRC (Joint Roughness Coefficient) および JCS (Joint Compression Strength)を用いることによって表現できる。セット I における平均値  $JRC_n^I$  および  $JCS_n^I$  (MPa)を用いることによって、亀裂の初期垂直剛性  $K_{ni}$ (MPa/mm)はセット毎に以下のように計算される。

$$K_{ni}^I = -7.15 + 1.75JRC_n^I + 0.02(JCS_n^I / a_j^I) \quad (5-1)$$

ここで、 $a_j$ (mm)は初期の亀裂幅であり、次式で求められる。

$$a_j^I = \frac{JRC_n^I}{5} \left( 0.2 \frac{UCS}{JCS_n^I} - 0.1 \right) \quad (5-2)$$

ここで、UCSは岩石の一軸圧縮強度である。

各セットにおける垂直応力 $\sigma_n$ は $\sigma_{ij}n_i^I n_j^I$ となる。ここで、 $\sigma_{ij}$ は各要素において計算された応力であり、 $n_i^I$ は各セットにおける単位垂直ベクトルである。したがって、この垂直応力を用い、亀裂の垂直剛性は時間ステップ毎に次式により更新される。

$$K_n^I = K_{ni}^I \left[ 1 - \frac{\sigma_n^I}{V_m K_{ni}^I + \sigma_n^I} \right]^{-2} \quad (5-3)$$

また、せん断剛性は次式から求められる。

$$K_s^I = \frac{100}{L^I} \sigma_n^I \tan \left[ JRC_n^I \log_{10} \left( \frac{JCS_n^I}{\sigma_n^I} \right) + \phi_r^I \right] \quad (5-4)$$

ここで、式(5-3)における $V_m$ は式(5-2)における $a_j^I$ と等しいと仮定する。 $L^I$ は各セットの平均亀裂長(mm)であり、 $\phi_r$ は残留内部摩擦角である。

$h^I = K_n^I L^I$  および  $g^I = K_s^I L^I$  の関係式を用いると、弾性コンプライアンス  $C_{ijkl}$  および透水テンソル  $k_{ij}$  は次のようになる。

$$C_{ijkl} = \sum_T \left( \frac{1}{h^I} - \frac{1}{g^I} \right) F_{ijkl}^I + \frac{1}{4g^I} (\delta_{ik} F_{jl}^I + \delta_{jk} F_{il}^I + \delta_{il} F_{jk}^I + \delta_{jl} F_{ik}^I) \quad (5-5)$$

$$k_{ij} = \sum_{I=1}^N \frac{1}{12} e^{I3} (P_{kk}^I \delta_{ij} - P_{ij}^I) \quad (5-6)$$

ここで、弾性コンプライアンスおよび透水テンソルはセット毎に求める。また、 $\delta_{ij}$  は Kronecker delta である。 $F_{ijkl}$ 、 $F_{ij}$  および  $P_{ij}$  はそれぞれ次式から求められる。

$$F_{ijkl}^I = \rho^I \frac{\pi}{4} L^{I3} n_i^I n_j^I n_k^I n_l^I \quad (5-7)$$

$$F_{ij}^I = \rho^I \frac{\pi}{4} L^{I3} n_i^I n_j^I \quad (5-8)$$

$$P_{ij}^I = \rho^I \frac{\pi}{4} L^{I2} n_i^I n_j^I \quad (5-9)$$

ここで、 $\rho^I$  はセット  $I$  における亀裂密度である。

$F_{ijkl}$ 、 $F_{ij}$  および  $P_{ij}$  の値は、解析の過程で変化しない。また、各セットにおける亀裂幅の増加量は次式で与えられる。

$$\Delta V^I = \frac{\Delta \sigma_n^I}{K_n^I} \quad (5-10)$$

したがって、各セットにおいて亀裂幅は次式により更新される。

$$e^I = e_{int}^I - \Delta V^I \quad (5-11)$$

ここで、 $e_{int}^I$  は次式により計算される。

$$e_{int}^I = \sqrt[3]{\frac{18 \times \mu_l \times K_{mean}}{9.8 \times P_{KK}^I}} \quad (5-12)$$

ここで、 $\mu_l$  は水の粘性係数であり、 $K_{mean}$  は平均透水係数である。ここで、原位置における透水係数の測定結果は平均値であると仮定する。また、 $K_{mean}$  の分布は地盤統計学手法により得られる。

上記の非線形等価モデルを熱-水-応力連成解析コード THAMES (Ohnishi et al., 1985) に導入し、3次元有限要素法により解析を行なう。地下水の連続式は以下ようになる。

$$\left\{ \frac{\rho_l g k_{ij}}{\mu_l} h_{,j} \right\}_{,i} - \rho_{l0} n S_r \rho_l g \beta_p \frac{\partial h}{\partial t} - \rho_l \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \frac{\partial h}{\partial t} - \rho_l S_r \frac{\partial u_{i,i}}{\partial t} = 0 \quad (5-13)$$

ここで、 $\rho_l$  は水の密度、 $g$  は重力加速度、 $n$  は間隙率、 $S_r$  は飽和度、 $\beta_p$  は水の圧縮率、 $u_i$  は変位ベクトル、 $h$  は全水頭、 $t$  は時間である。



応力の釣り合い式は以下の通りである。

$$\left[ \frac{1}{2} T_{ijkl}^{-1} (u_{k,l} + u_{l,k}) + \chi T_{ijkl}^{-1} C_{kl} \rho_l h \right] + \rho b_i = 0 \quad (5-14)$$

ここで、 $T_{ijkl} = (M_{ijkl} + C_{ijkl})$ であり、 $M_{ijkl}$ は岩盤のマトリックス部の弾性コンプライアンス、 $C_{ij}$ は  $C_{ij} = C_{ijkl} \delta_{kl}$ である。

## 2) パラメータの設定

亀裂セットの情報は主として Technical Report 87-14E に示してある。表 5-2 には、解析に用いたデータを示す。ここで、亀裂長は平均長さの 1/10、亀裂密度は単位長さ当りの亀裂数の 10 倍と仮定している。このように仮定したのは、上記レポートに示してある平均長さは 15m 以上であり、このような長い亀裂が FEBEX トンネルの掘削に伴う周辺岩盤の物性変化に作用するとは考えにくいからである。したがって、ここでは、平均長さの 1/10 の亀裂が掘削により影響を受けると仮定した。すなわち、影響範囲は試験坑道から数 m である。単位長さ当りの亀裂数は interlying unjointed zone (上記レポートにおける Figure 36 における  $b$ ) の厚さから求められる。また、全亀裂数と矛盾しないように、亀裂密度は実際の 10 倍としている。

一軸圧縮強度は、実測の平均値を用いた。また、JCS は一軸圧縮強度の 80% であると仮定した。JRC の値は、レポート (Interner Bericht 81-01) における直接せん断試験における図から以下のように推測した。

$$JRC = \left[ \arctan \frac{\tau}{\sigma_n} - \phi_r \right] \left[ \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right]^{-1} \quad (5-15)$$

ここで、 $\sigma_n$ 、 $\tau$ 、 $\phi$  は、図から求めた。

Lamprophyre が支配的なゾーンは、それで一つのセットとし、走向傾斜はセット 3 と同じとした。

表 5-2 解析に用いた亀裂特性

Set	System	Density(Num/m <sup>3</sup> )	Length(m)	Dip direct./Dip	JRC	JCS(MPa)	UCS(MPa)	
Material 1	Set 1	S1+S2	1.00	2.44	155/70	2.99	82.4	103
	Set 2	S3	0.83	1.63	188/81			
	Set 3	K2	1.05	1.83	210/75			
	Set 4	K3	0.72	2.41	258/80			
Material 2	Set 3	Lamprophyre	10.5	1.83	210/75	2.81	63.5	79.4

## 3) 解析条件

解析モデルの上面は初期間隙水圧 0.8MPa で固定とし、その他の境界は不透水境界とした。また、力学的には全面スライド境界とした。

試験坑道の掘削は表 5-3 に示すステップで行なった。掘削は試験坑道部のメッシュを順次除去していき、坑道壁面部に対応する節点の間隙水圧をゼロに固定することにより表現した。

表 5-3 掘削ステップ (連成解析)

Time(day)	Excavation depth (m)
14	16
22	36
26	50
27	58
28	61.9
29.5	66.65
32.5	71.4
42.5	
53	
73	
100	

#### 4) 透水係数の分布

各観測地点における透水係数はレポートに示されている透水量係数の値から算出した。また、クリギングを用い、解析領域全体における透水係数分布を推定した。さらに、式(5-12)から解析領域全体における初期亀裂幅の分布を求めた。クリギングに用いた透水係数の幾何平均値は  $4.4 \times 10^{-11} \text{m/s}$  である。図 5-11 にはクリギングにより得られた初期透水係数分布を示す。示しているのは透水係数の対数値 ( $\log(K) \text{ (m/s)}$ ) である。

#### 5) その他の物性値

解析に用いた、その他の物性値を表 5-4 に示す。

表 5-4 解析に用いた力学物性

	Young's modulus of intact rock (GPa)	Poisson's ratio
Material 1	32	0.25
Material 2	25	0.25

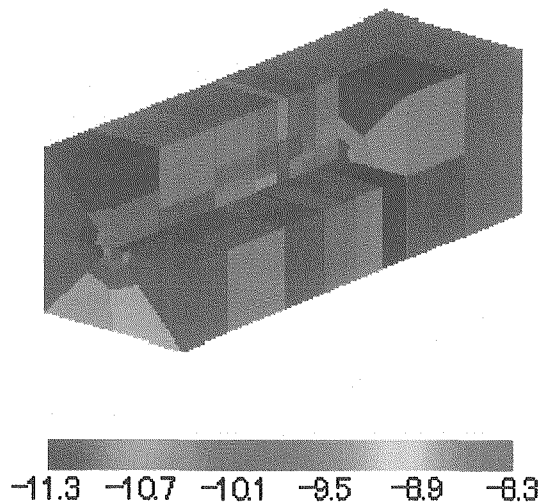


図 5-11 透水係数分布図 ( $\log K \text{ (m/s)}$ )

## 6) 解析ケース

解析は2ケース実施した。最初のケースは、上述の異方非線形な力学および水理物性を用いたケース (Case 1) である。2番目のケースは、力学物性は線形等方弾性体モデルで、水理物性は異方不均質なケース (Case 2) である。Case 2 においては、力学物性に関して crack tensor を考慮していない。また、比較のために (1) で実施した変形を考慮しない水理解析の結果を Case 3 として示す。Case 1、Case 2 においては Lamrophyre zone および初期における他の zone の力学物性は均一である。ただし、透水係数に関しては、クリギングにより初期の亀裂幅分布が得られているため不均一となる。Case 3 においては、透水係数はモデル領域全体において均一で  $2.0 \times 10^{-11} \text{m/s}$  である。Case 2 および Case 3 においては、物性値は掘削過程において常に一定であるが、Case 1 では掘削に伴い岩盤の水理および力学物性は変化する。Case 1 および Case 2 は力学-水理の連成解析であり、Case 3 は非連成の水理解析である。

## 7) 解析結果

図 5 - 12 に試験坑道の区間 50~71.4 m における湧水量の経時変化を示す。Case 2 における湧水量は Case 1 に比べ大きい値となった。これは、掘削に伴い Case 1 では試験坑道周辺の透水係数が減少したためであると考えられる。また、Case 3 は最も大きな値を示した。これは、Case 1 および Case 2 では、透水係数の分布が不均一であることにより流れが複雑になり、その結果、全体の透水性が見かけ上、領域全体に平均の透水係数を与えた Case 3 に比べ小さくなったためではないかと推測される。掘削開始から 100 日後の湧水量は Case 1 で 0.39 ml/min、Case 2 で 1.04 ml/min、Case 3 で 7.0 ml/min であった。

図 5 - 13 には観測ポイント P3 および P4 における間隙水圧の経時変化を示す。Case 1 においては、P3 における間隙水圧は掘削により急激に減少し、負圧も発生している。しかし、その後は緩やかに回復し初期値に近い値まで戻っている。一方、P4 の挙動は Case 1、Case 2 とほぼ同じである。すなわち、P4 においては掘削の影響は小さく非線形の影響は生じていないといえる。逆に、P3 においては非線形な変形挙動が強く生じたと考えられる。Case 2 においては掘削直前に微量の圧力上昇が見られたが、他のケースではこのような上昇は見られなかった。

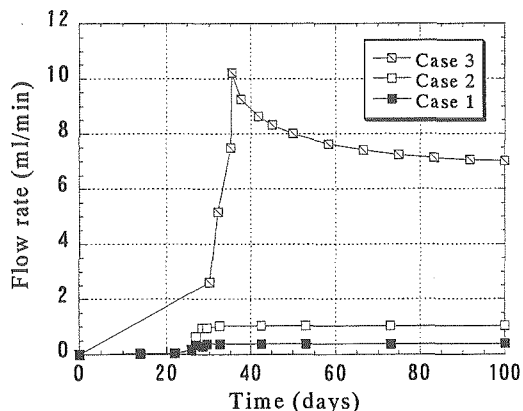


図 5 - 12 試験坑道の区間 50~71.4 m における湧水量の経時変化

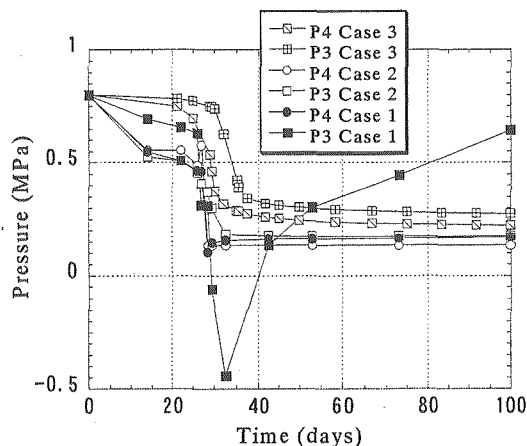


図 5 - 13 観測ポイント P3 および P4 における間隙水圧の経時変化

### 5.3 TASK3 BMT1の概要

#### 5.3.1 Taskの概要

本ベンチマークテストは、緩衝材の再冠水挙動に関してPAの観点から検討を行なうことを目的としている。ベンチマークの設定に際し、より実際的な問題を解くという観点から、日本の処分仕様をモデルとして検討が進められる。問題はJNCの第2次取りまとめレポートにおける結晶岩系縦置き方式を対象として設定されている。この仕様に対し、周辺岩盤の透水性、亀裂のモデル化等の影響により再冠水挙動がどのように影響を受けるかを解析評価する。BMT1ではまず、モデルのキャリブレーションということで、釜石粘土充填・熱負荷試験のキャリブレーション解析を実施することになっている。そこで、ここでは実施した釜石粘土充填・熱負荷試験のキャリブレーション結果を示す。

#### 5.3.2 膨潤応力の温度・密度依存性に関する検討

##### (1) 概要

サイクル機構において取得されたデータに基づき、膨潤応力の温度依存性および密度依存性を考慮したモデル化を行い、実験結果と解析結果との比較を行う。対象とした緩衝材材料はケイ砂混合ベントナイト（ケイ砂混合率30%）である。

##### (2) 膨潤応力の温度、密度依存性

###### 1) 温度依存性

図5-14にケイ砂混合体の膨潤応力の測定において温度を変化させていった結果を示す。また、表5-5には平衡膨潤応力の値を示す。図5-15には平衡膨潤応力と温度との関係をグラフにして示す。この試験においては、温度60℃の時に膨潤応力の値は温度25℃の時に比べ大きくなっているが、一般には膨潤応力は温度の上昇に伴い減少するとされているので、ここでは、図5-15に示すように膨潤応力の値は温度の上昇に伴い線形に減少すると仮定した。

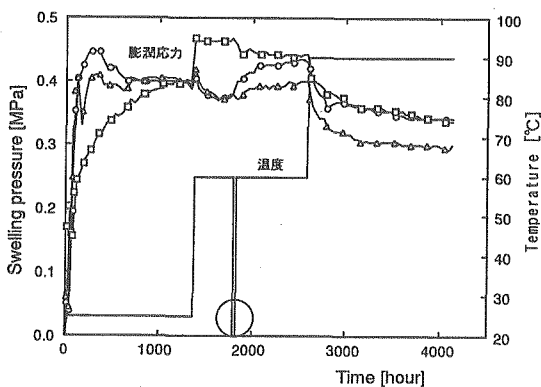


図 5-14 膨潤応力測定結果

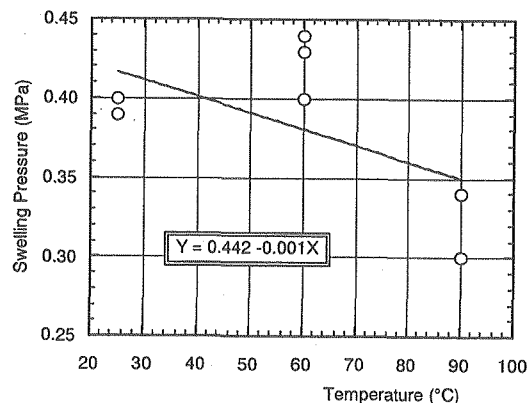


図 5-15 平衡膨潤応力と温度との関係

表 5-5 平衡膨潤応力の測定結果 (MPa)

温度	25℃	60℃	90℃
平衡膨潤応力	0.39	0.43	0.34
	0.40	0.40	0.30
	0.40	0.44	0.34

得られた温度と膨潤応力の関係は式(5-16)の通りとなる。

$$\sigma = 0.44 - 0.001T \quad (5-16)$$

式(5-16)に基づくと温度 25°Cの時の膨潤応力は 0.415MPa となる。

## 2) 密度依存性

図 5-16 に膨潤応力と有効粘土密度との関係を示す。また、この関係は式(5-17)で与えられている。有効粘土密度は式(5-18)に示す通りである。ケイ砂混合率 30%、乾燥密度 1.6g/cm<sup>3</sup>の場合、有効粘土密度は 1.368g/cm<sup>3</sup>となり、式(5-17)によると、その時の膨潤応力は 0.48MPa となる。ここで、土粒子密度は 2.65g/cm<sup>3</sup>とした。

$$\sigma = \exp(3.85\rho_e^2 - 7.33\rho_e + 2.09) \quad (5-17)$$

$$\rho_e = \rho_d(100 - R_s)/(100 - \rho_d R_s/\rho_s) \quad (5-18)$$

ここで、 $\rho_e$ は有効粘土密度 (g/cm<sup>3</sup>)、 $\rho_d$ は乾燥密度 (g/cm<sup>3</sup>)、 $R_s$ はケイ砂混合率 (%)、 $\rho_s$ は土粒子密度 (g/cm<sup>3</sup>) である。

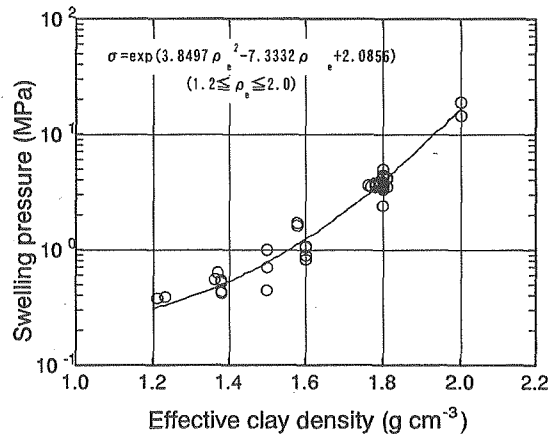


図 5-25 有効粘土密度と膨潤圧の関係

## 3) 膨潤応力のモデル化

上記の結果より、膨潤応力を式(5-19)のように温度と有効粘土密度の関数として仮定する。また、熱-水-応力連成解析の際には式(5-20)に示すように膨潤応力が水分ポテンシャルの変化に伴い発生すると仮定しモデル化し、式(5-20)における係数  $F$  を実験結果の逆解析から同定している。そこで、温度 25°C、乾燥密度 1.6g/cm<sup>3</sup>、ケイ砂混合率 30%の状態において得られた膨潤応力値から同定した係数の値を  $F_0$  とし、式(5-21)のような  $F$  の値を用い解析を行なった。

$$\sigma = \exp(3.85\rho_e^2 - 7.33\rho_e + 2.09) - 0.001T \quad (5-19)$$

$$\sigma = F |\Delta\psi| \quad (5-20)$$

$$F = F_0 \times \left\{ \frac{\exp(3.85\rho_e^2 - 7.33\rho_e + 2.09) - 0.001T}{\exp(3.85\rho_{e0}^2 - 7.33\rho_{e0} + 2.09) - 0.001T_0} \right\} \quad (5-21)$$

$$T_0 = 25^\circ\text{C}, \rho_{e0} = 1.368\text{g/cm}^3$$

(3) 温度、密度依存性を考慮した解析モデルの評価

1) 膨潤試験の解析

各温度における膨潤試験の解析を行い、解析値と実験値との比較を行なった。解析は温度を25℃、60℃、90℃として実施した。解析に用いたケイ砂混合ベントナイトの水分拡散係数、水分特性曲線をそれぞれ図 5-17、図 5-18 に示す。水分拡散係数に関しては式(5-22)に示す実験式、水分特性曲線に関しては式(5-23)に示す van Genuchten による関数モデルを用いて解析を実施した。各式における係数の値は表 5-6 に示す。また、その他の物性値に関しては表 5-7 に示す値を用いた。

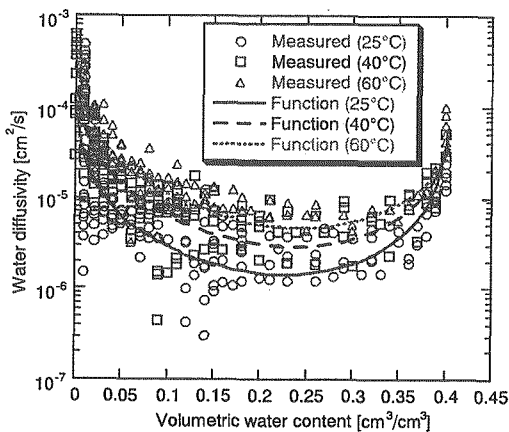


図 5-17 水分拡散係数

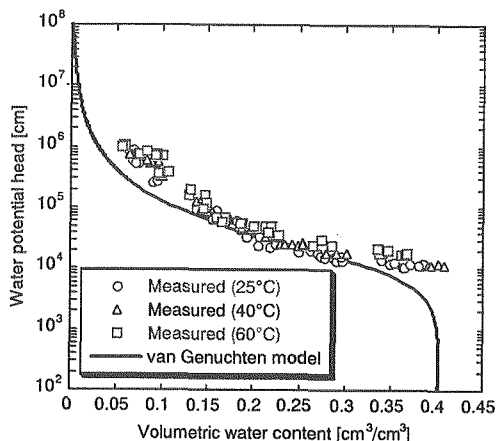


図 5-18 水分特性曲線

$$D_{\theta} = \frac{a_1(\theta - \theta_s)}{(\theta - b_1)(b_1 - \theta_s)} + \frac{a_2\theta}{b_2(\theta - b_2)} \quad (5-22)$$

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + |\alpha\psi|^n \right\}^{\left(1 - \frac{1}{n}\right)} \quad (5-23)$$

表 5-6 式(5-22)、式(5-23)における各係数の値

係数	値
$a_1$	$2.99 \times 10^{-8}T - 3.74 \times 10^{-7}$
$a_2$	$-1.50 \times 10^{-8}T + 1.49 \times 10^{-7}$
$b_1$	$-2.49 \times 10^{-3}$
$b_2$	$5.59 \times 10^{-4}T + 3.93 \times 10^{-1}$
$\theta_s$	0.403
$\theta_r$	0.000
$\alpha$	$8.0 \times 10^{-5}$
$n$	1.6

表 5-7 その他の物性値

物性	値
弾性係数 (MPa)	50.0
ポアソン比	0.3
固有透過度 (m²)	$4.0 \times 10^{-20}$
熱伝導係数 (W/m/K)	$4.44 \times 10^{-1} + 1.38 \times 10^{-2}\omega$ $+ 6.14 \times 10^{-3}\omega^2 - 1.69 \times 10^{-4}\omega^3$
比熱 (kJ/kg/K)	$(34.1 + 4.18\omega) / (100 + \omega)$
熱膨張係数 (1/K)	$1.0 \times 10^{-5}$
温度勾配水分拡散係数 (m²/s/K)	$7.0 \times 10^{-12}$

図 5-19 には温度が 25℃の時ににおける供試体内の水分ポテンシャルの経時変化を示す。凡例は供試体下部、すなわち浸潤面からの距離を示す。また、図 5-20 には同様に供試体内の含水比の経時変化を示す。供試体内の含水比は浸潤面に近い側から順に増加しており、約 300 時間後に供試体全体が飽和となっている。図 5-21 には供試体内の応力の経時変化を示す。水分ポテンシャルの変化に伴い膨潤応力が発生するというモデルを用いているため、膨潤応力の発生は水分ポテンシャルの変化と傾向がよく似ており、水分ポテンシャルの変化がなくなった時点で、膨潤応力は平衡に達している。また、各供試体高さにおける応力の値を比較してみると、浸潤面に近い側の方が若干小さくなっているが、それほど大きな違いはない。図 5-22 には、供試体内のひずみの経時変化を示す。正が圧縮ひずみ、負が引張ひずみである。浸潤開始直後に浸潤面近く（供試体下部）に引張ひずみが発生しており、それに伴って順次浸潤面と反対側（供試体上部）に圧縮ひずみが発生している。そして、浸潤が進むにつれて、供試体下部の引張ひずみ、供試体上部の圧縮ひずみとも小さくなり、供試体が飽和した時点で、供試体全体においてひずみがゼロとなっている。図 5-23 には供試体内部の乾燥密度の変化を示す。浸潤開始直後に発生した供試体下部における引張ひずみの影響で供試体下部においては乾燥密度が初期の値より低下している。一方、供試体上部においては反対に乾燥密度が初期の値より増加している。乾燥密度のばらつきも膨潤応力が平衡となった時点で終了しており、その後は供試体内で均一となっている。図 5-24 には膨潤応力の解析値と実験値との比較を示す。実験は 5 回実施しているが、試験毎に異なる値を示している。解析はこれらのほぼ平均値を得るように  $F_0$  の値を設定した。

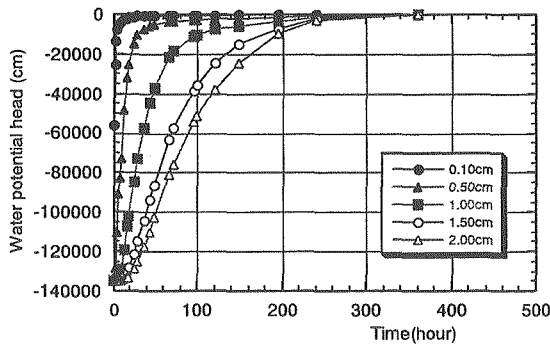


図 5-19 水分ポテンシャルの経時変化 (温度 25℃)

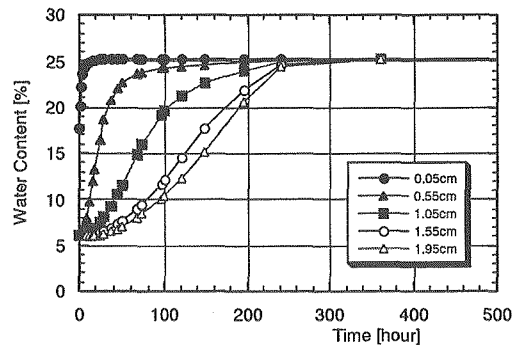


図 5-20 含水比の経時変化 (温度 25℃)

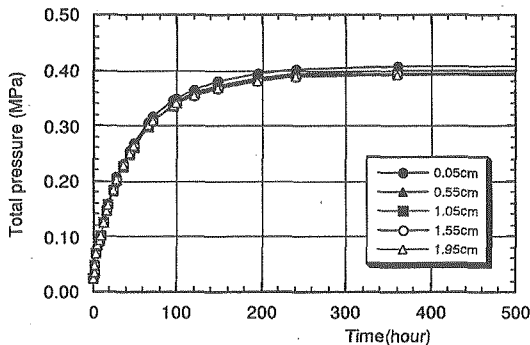


図 5-21 応力の経時変化 (温度 25℃)

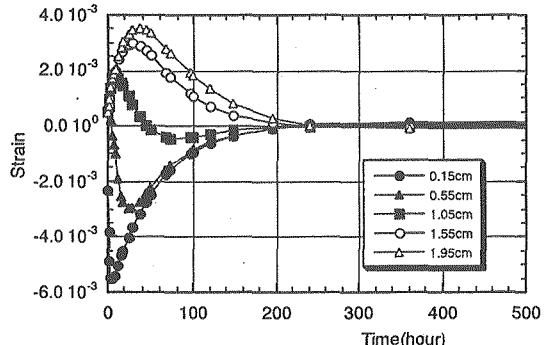


図 5-22 ひずみの経時変化 (温度 25℃)

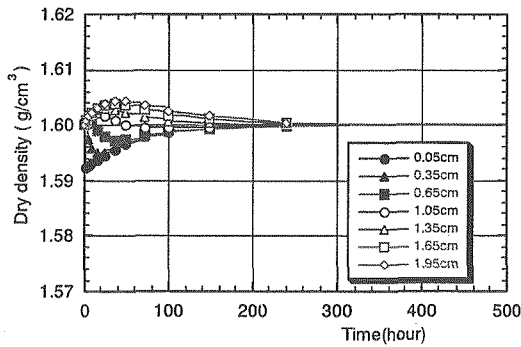


図 5-23 乾燥密度の経時変化 (温度 25°C)

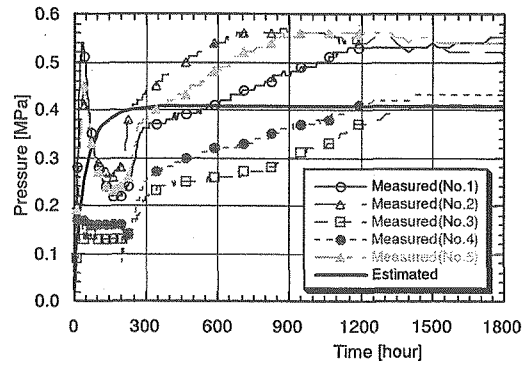


図 5-24 膨潤応力の解析値と実験値との比較

図 5-25、図 5-26 には温度が 60°C の時の供試体内の含水比、応力の経時変化を示す。また、図 5-27、図 5-28 には同様に温度が 90°C の時の供試体内の含水比、応力の経時変化を示す。温度の上昇とともに供試体が飽和となる時間が早くなっており、それに伴って発生する膨潤応力が平衡に達する時間も早くなっている。また、温度が上昇するにつれて平衡膨潤応力値も小さくなっていく。

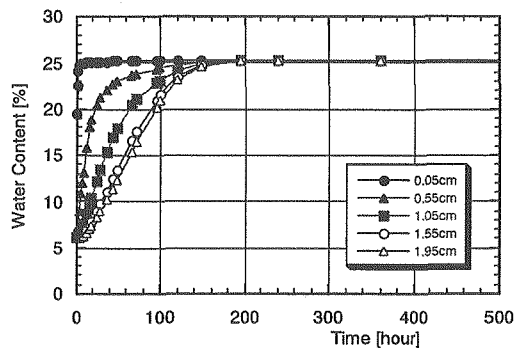


図 5-25 含水比の経時変化 (温度 60°C)

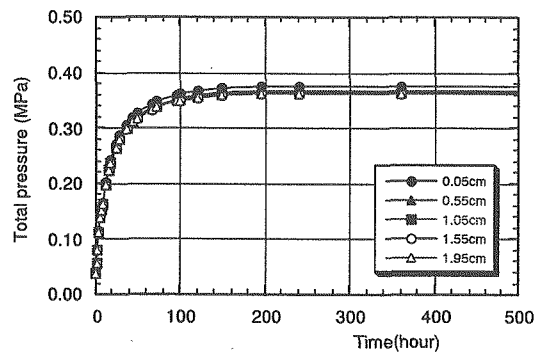


図 5-26 応力の経時変化 (温度 60°C)

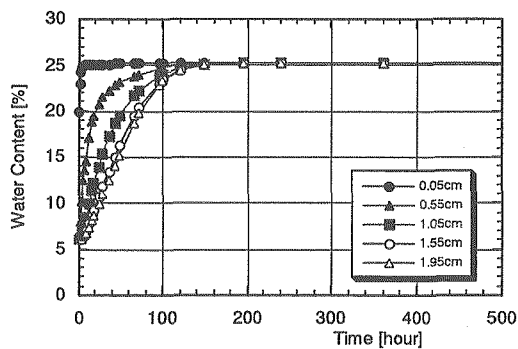


図 5-27 含水比の経時変化 (温度 90°C)

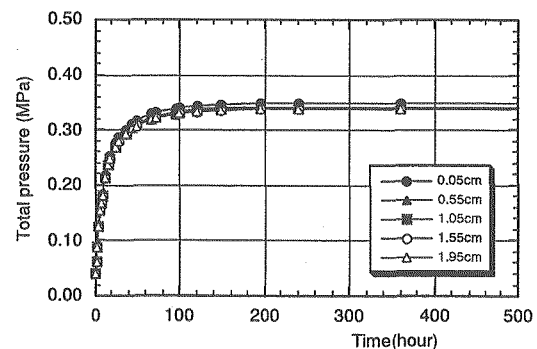


図 5-28 応力の経時変化 (温度 90°C)

## 2) 連成試験の解析

### (a) 試験概要

ここでは、上記のモデルを用い、サイクル機構において実施された室内連成試験の解析を行う。図 5-29 に試験装置の概要を示す。供試体内の温度勾配は循環式恒温水槽により試験装置の上端、下端を異なる温度で固定し与える。さらに、供試体上部より 100cm の圧力水頭により供試体上面



の金属焼結フィルターを介して水を供給する。測定項目は供試体内への水の浸潤量、温度および膨潤応力の分布である。供試体内の温度は、供試体下部より 0.2、2.0、4.0、6.0、8.0、9.8cm の位置に取り付けた計 6 本の熱電対により測定した。膨潤応力は試験装置上面と側面に取り付けた計 6 個のロードセルによって測定した。試験装置側面のロードセルは供試体下部より 1.0、3.0、5.0、7.0、9.0 の位置に取り付けられている。水分分布は、所定の時間経過後に供試体を厚さ 1.0cm の円盤状に 10 分割し、含水比を測定して求める。

### (b) 試験結果

供試体内への水の浸潤量の経時変化を図 5-30 に示す。これより、供試体内には約 65cc の水が浸潤し、約 7000 時間で定常となっていることがわかる。理論的に供試体内へ浸潤できる水の量は約 60cc であり、実測値がこの値より大きくなっているのは、試験が長期に渡っていることによる水の蒸発等の影響であると考えられる。また、図 5-31 には応力の経時変化を示す。応力も約 7000 時間でほぼ定常となっており、これは、供試体内への水の浸潤が定常となった時間と一致する。そして、応力は供試体上部で約 0.4MPa、供試体下部で約 0.2MPa であり、供試体上部の方が大きい結果となっている。供試体上部は水の供給側であり、温度勾配を与えた時の低温側である。試験終了後には供試体を 10 分割し、供試体内の含水比を測定した。本試験条件において理論的に求められる供試体の飽和含水比は約 25% であることから、供試体全体を見れば飽和していると判断することが出来る。供試体内の含水比の分布は、水の浸潤面部分と供試体中央部で高い値となっていた。浸潤面部分は、浸潤面がゲル化したために含水比が高くなったものと考えられる。また、供試体中央部は供試体の製作上、密度が供試体上下部より低くなってしまったため、その影響で飽和含水比が高くなってしまったものと考えられる。また、全体的な傾向としては供試体下部の高温側の方が含水比は小さくなっている。

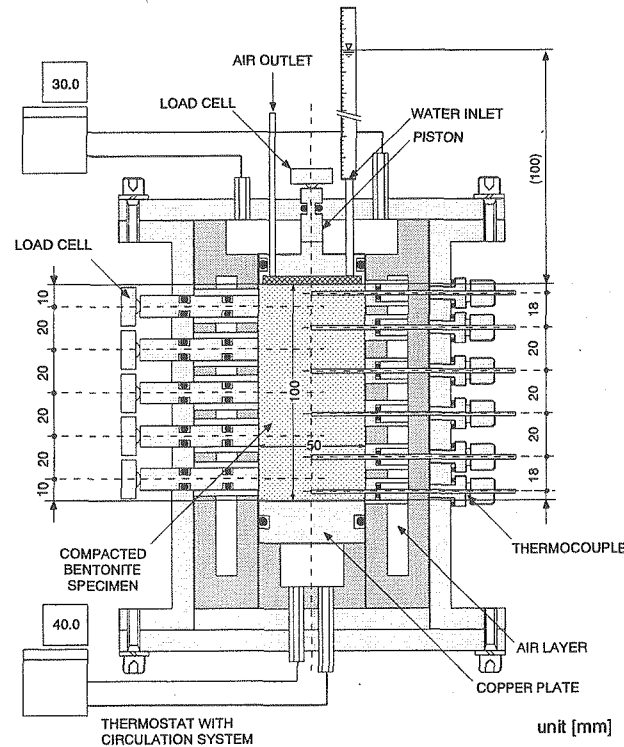


図 5-29 連成試験装置概要

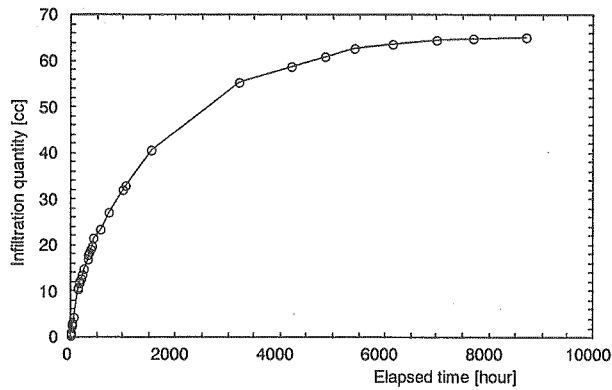


図 5-30 供試体内への水の浸潤量の経時変化 (実測値)

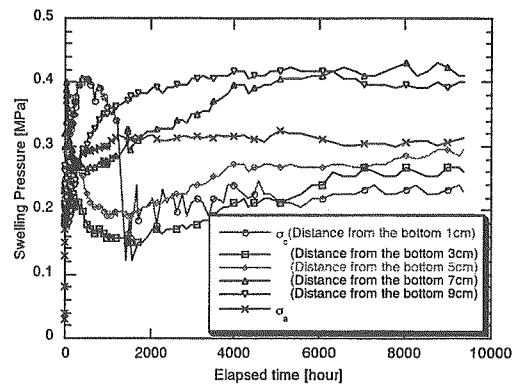


図 5-31 応力の経時変化 (実測値)

### (c) 解析モデル

解析は軸対称モデルで実施した。境界条件として、熱に関しては上端を 30℃、下端を 39℃で固定とし、側部は断熱境界とした。また水理に関しては上端に 100cm の圧力水頭を与え、側部および下部は不透水境界とした。また力学に関しては全てスライド境界とした。ベントナイトの初期含水比は 6.0%とした。

### (d) 解析結果

図 5-32 にベントナイト内の含水比の経時変化を示す。X は供試体下端からの距離を表している。すなわち、X=0cm が高温側、X=10cm が低温側である。100cm の圧力水頭を与えている低温側の方が高温側に比べ早期に飽和に達していることが分かる。また、下端部は温度勾配により初期に若干含水比が低下しているが、その影響は小さく、その後、含水比は上昇している。約 8000 時間後にほぼ定常に達しており、その際に上部の含水比は約 25% と飽和に達しているが、下部の含水比はそれより小さい値となっている。一方、図 5-33 には乾燥密度の経時変化を示す。図 5-33 より、下部は浸潤に伴う膨潤により浸潤面側の上部では初期に乾燥密度が小さくなっているが、最終的には高温側の方が乾燥密度は小さくなっている。その結果、飽和含水比は 25% より大きくなるものと考えられる。しかし、解析の結果、下部の含水比は 25% より小さくなっていることから、この部分は解析では飽和に達していないことがわかる。図 5-34 には供試体内への浸潤量の実験結果と解析結果との比較を示す。解析結果は実験結果と傾向的には良く一致しているものの、実験結果の方が若干浸潤量は多くなっている。しかし、初期含水比を 6.0% とした場合の理論的な最大浸潤量は 60cc であるので、解析上は浸潤量がこの値を越えることはない。実験では最終的な浸潤量は 65cc 程度となっており、この理論的な最大浸潤量との差の 5cc は実験上の誤差あるいは実験が長期に渡っているため生じた供試体からの蒸発による影響と推察される。図 5-35 には圧力の経時変化を示す。図 5-31 の実測値と比較すると、値的には差があるものの、高温側の方が発生する圧力が低い点等の傾向は一致している。

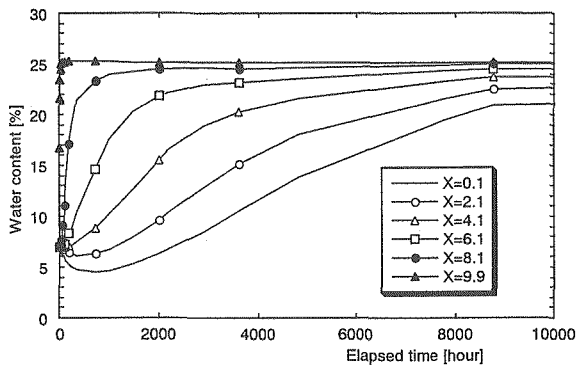


図 5-32 含水比の経時変化（解析結果）

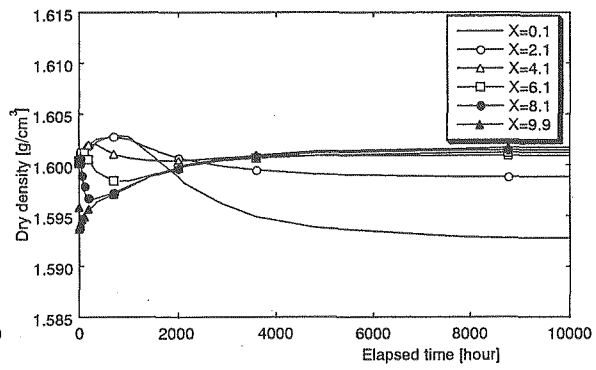


図 5-33 乾燥密度の経時変化（解析結果）

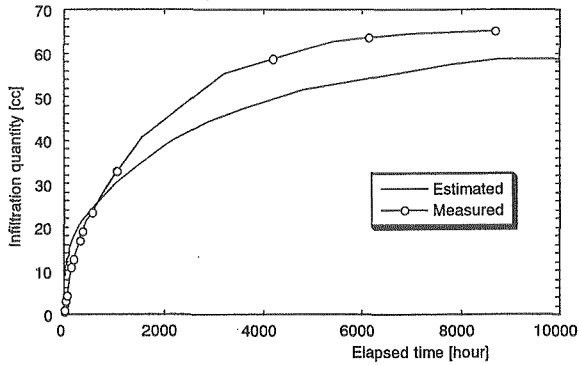


図 5-34 供試体内への浸潤量の解析結果  
と実験結果との比較図

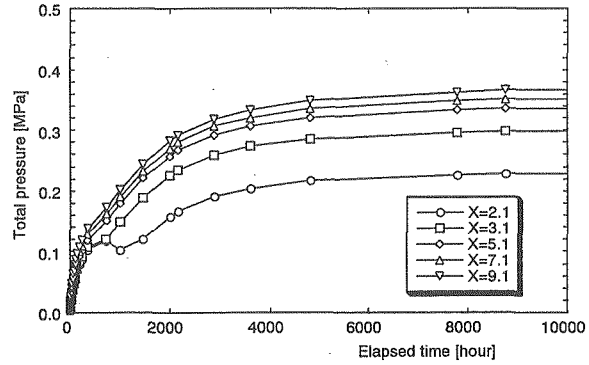


図 5-35 圧力の経時変化（解析結果）

### 5.3.3 釜石試験のキャリブレーション解析

#### (1) 概要

上記の検討の結果を踏まえ、釜石粘土充填・熱負荷試験の解析を実施した。解析は、図 5-36 に示す簡易モデルを用い行なった。

解析の境界条件および初期条件は以下の通りである。

#### 【境界条件】

$r=0.47\text{m}$

- ・  $T=100^{\circ}\text{C}$ （加熱フェーズ）
- ・ 不透水境界

$r=10\text{m}$

- ・  $T=12^{\circ}\text{C}$
- ・ 変位固定
- ・ 水圧固定 ( $p=3.9\text{kPa}$ )

#### 【初期条件】

- ・  $T=12^{\circ}\text{C}$
- ・ 岩盤内の水圧 ( $p=3.9\text{kPa}$ )
- ・ 緩衝材の含水比 ( $\omega=15\%$ )

解析は加熱フェーズ（258日間）、減熱フェーズ（180日間）の両フェーズに対して行い、出力ポイントは次表の通りである。

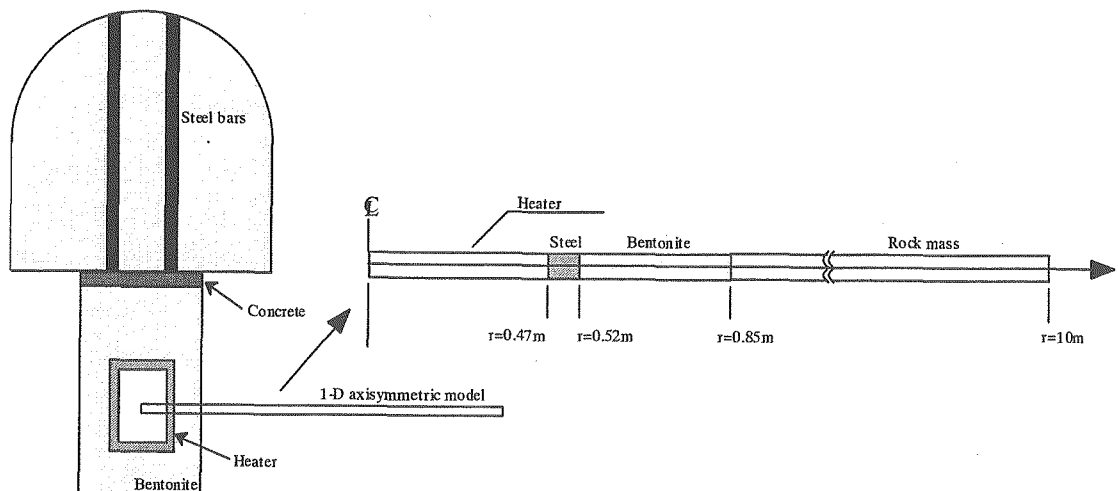


図 5-36 解析モデル

表 5-8 解析の出力ポイント

Point	r (m)
1	0.52
2	0.685
3	0.85
4	1.45

## (2) 解析に用いたパラメータ

緩衝材の物性は基本的には室内要素試験から直接算出される。しかし、水分拡散係数、水分特性曲線、温度勾配による水分移動の係数及び膨潤応力に寄与する係数に関しては、室内試験の結果から逆解析的に同定した。以下に設定した各物性値を示す。

### 1) 水分拡散係数及び水分特性曲線

解析に用いた緩衝材の固有透過度  $K$  [ $\text{m}^2$ ]及び水分拡散係数  $D_\theta$  [ $\text{cm}^2/\text{s}$ ]は以下の通りである。固有透過度は透水試験から、水分拡散係数は水分拡散試験から直接算出した。水分拡散係数  $D_\theta$ は水蒸気による拡散係数  $D_{\theta_v}$ と液状水による拡散係数  $D_{\theta_l}$ の和として式(5-25)のように表している。図5-37には測定された水分拡散係数値および式(5-25)の関数式による値を示す。本関数モデルにより、含水量の低いところおよび高いところで水分拡散係数の値が大きくなっていること、および、温度が高くなるに従い水分拡散係数の値が大きくなっていることが良く表現できている。

$$K = 2.00 \times 10^{-20} \quad (5-24)$$

$$D_\theta = D_{\theta_v} + D_{\theta_l} = \frac{(3.68 \times 10^{-8} T - 2.08 \times 10^{-7})(\theta - \theta_s)}{(\theta + 1.00 \times 10^{-3})(-1.00 \times 10^{-3} - \theta_s)} + \frac{\theta(-3.58 \times 10^{-9} T - 2.19 \times 10^{-7})}{0.41(\theta - 0.41)} \quad (5-25)$$

ここで、 $\theta_s$  は飽和体積含水率である。

サクシオン $\psi$  [cm]はサイクロメータを用い直接計測されるが、解析を行なう際にはサクシオンと体積含水率の関係（水分特性曲線）を関数式として与えておく必要がある。ここでは、実測されたサクシオンと体積含水率の関係を直接用い、水分特性曲線を作成した。図 5-38 には用いた水分特性曲線を示す。水分特性曲線には、水分拡散係数ほど顕著な温度依存性は見られなかった。

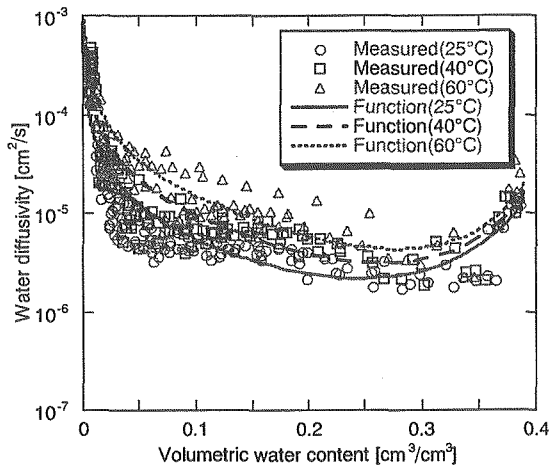


図 5-37 水分拡散係数の測定値および関数式

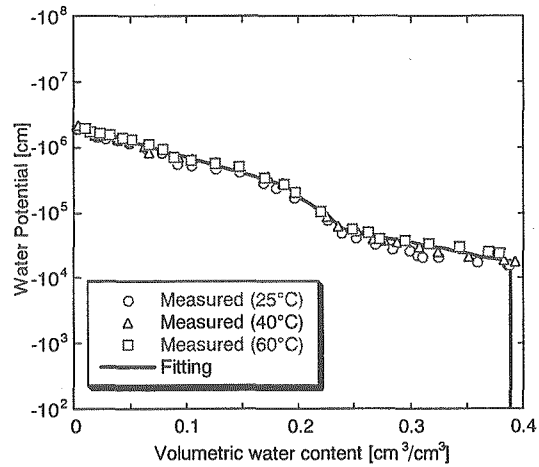


図 5-38 解析に用いた水分特性曲線

## 2) 温度勾配による水分移動に関する係数

温度勾配による水分移動に関する係数  $D_T$  [cm²/s°C] は次式のように温度の関数として設定した。

$$D_T = D_{T_0} \exp\left(\alpha_T \frac{T - T_0}{T_0}\right) \quad (5-26)$$

ここで、 $D_{T_0}$  は基準となる係数の値、 $T_0$  は基準温度、 $\alpha_T$  は温度に対する非線形性の度合を調整するパラメータでスカラー量である。

これらの値は、室内要素試験結果から逆解析によって求めた。同定された式(5-26)における各パラメータは以下の通りである。

$$D_{T_0} = 8.5 \times 10^{-8} \quad (5-27)$$

$$\alpha_T = -1.5 \quad (T < 60^\circ\text{C}), \quad 1.5 \quad (T \geq 60^\circ\text{C}) \quad (5-28)$$

$$T_0 = 60^\circ\text{C} \quad (5-29)$$

## 3) 膨潤応力に寄与する係数

供試体内部において膨潤圧が発生したときに拘束境界面に作用する応力を膨潤応力と定義する。膨潤応力の値はベントナイトの微視的構造による影響等により膨潤圧とは必ずしも等しくならない。したがって、膨潤応力に寄与する膨潤圧 $\pi'$ は、膨潤圧 $\pi$ にある係数  $F$  を乗じて表わされると考える。ここでは原位置試験の結果得られた応力の値をもとに  $F$  の値を定めた。設定された  $F$  の値は以下の通りである。

$$F = 0.010$$

(5-30)

また、緩衝材の熱膨張係数も原位置試験結果をもとに設定した。

#### 4) その他の物性値

表 5-9 には解析に用いた物性値を示す。材料としては、ヒーター（スチール）、緩衝材（粒状ベントナイト）、岩盤の 3 種類とした。ここで、緩衝材の弾性係数  $E$ 、比熱  $c$ 、熱伝導率  $\lambda$  に関しては、含水比  $\omega$  の関数とした。

表 5-9 解析に用いた物性値一覧

物性値	ヒーター	緩衝材	岩盤
弾性係数 [MPa]	$2.0 \times 10^5$	式(5-31)	$2.81 \times 10^4$
ポアソン比 [-]	0.3	0.3	0.3
密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	7.80	2.04	2.75
固有透過度 [m <sup>2</sup> ]	$1.0 \times 10^{-27}$	$2.0 \times 10^{-20}$	$1.98 \times 10^{-16}$
比熱 [kJ/kg°C]	0.46	式(5-32)	0.833
熱伝導率 [W/m°C]	53.0	式(5-33)	2.71
熱膨張係数 [1/°C]	$1.64 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-6}$

$$E = 254.9 - 8.854\omega \quad (5-31)$$

$$c = \frac{42.6 + 4.18\omega}{100 + \omega} \quad (5-32)$$

$$\lambda = 0.050\omega + 0.503 \quad (5-33)$$

#### (3) 解析結果

図 5-39、図 5-40、図 5-41、図 5-42 に解析結果を示す。図 5-39 には各出力ポイントにおける温度の経時変化を示す。当初の問題設定における温度の境界条件は  $r=10\text{m}$  の地点で  $100^\circ\text{C}$  に固定であったが、この場合、計算結果と実測値に大きな隔たりがあったため、 $r=2.5\text{m}$  の地点で温度を  $100^\circ\text{C}$  に固定した。加熱時には温度はどの地点も急激に上昇し早期に定常となった。また、減熱時の温度低下も急激であり、早期に温度が低下した。図 5-40 には緩衝材内の含水比の経時変化、図 5-41 には応力の経時変化を示す。加熱時の応力は全出力点とも上昇しており、Point 1 における応力の値が最も大きくなっている。ヒーターを停止すると同時に Point 1 における応力の値は瞬時に減少しているが、その後、緩衝材内の含水比が上昇するに伴い緩やかに上昇している。Point 2 および Point 3 においてはヒーター停止後も引き続き応力は緩やかに上昇している。図 5-42 には緩衝材内および岩盤内のひずみの経時変化を示す。正が引張、負が圧縮である。加熱試験開始とともに緩衝材内には圧縮ひずみが発生し、岩盤内には引張ひずみが発生している。ヒーターを停止することにより、それぞれひずみの絶対値が小さくなっている。

図 5-43～図 5-47 には出力ポイントにおける計算結果と実測値の比較を示す。図 5-43 は温度の比較、図 5-44 は緩衝材内の含水比の比較である。温度に関して、計算結果は実測値と良く一致している。また、含水比に関しては Point 2 以外は良く一致している。図 5-45 には Point 1 における応力の経時変化の比較を示す。実測値は計測断面によって絶対値が異なっているが、ほぼ

同じ傾向を示している。すなわち、過熱時に値が上昇し、ヒーターの停止とともに値が減少している。解析結果もほぼ同じ傾向を示しており、BBC 断面における計測結果と良く一致している。また、図 5-46、図 5-47 には緩衝材内および岩盤内におけるひずみの経時変化の比較を示す。緩衝材内、岩盤内とも過熱試験開始初期に大きな引張応力が出ているが、解析では十分に表現できていない。しかし、その後は実測値と計算結果でほぼ同じ傾向を示している。但し、緩衝材内に関しては絶対値に大きな違いがあり、岩盤内に関しては、ヒーター停止後、実測では圧縮ひずみが発生しているが、計算結果では圧縮ひずみは発生していない。この原因としては、力学構成則の問題、岩盤および緩衝材の物性値の問題等が考えられる。

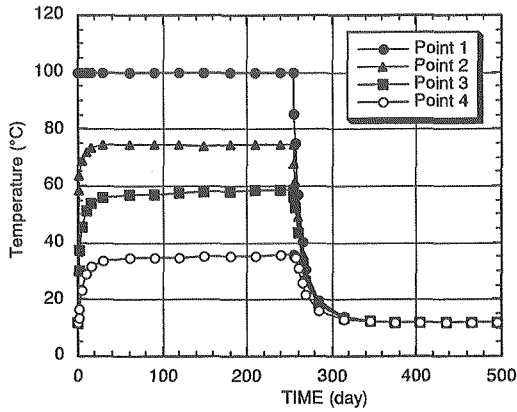


図 5-39 温度の経時変化 (解析)

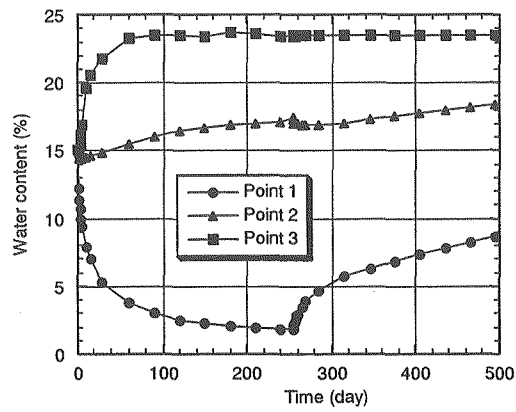


図 5-40 含水比の経時変化 (解析)

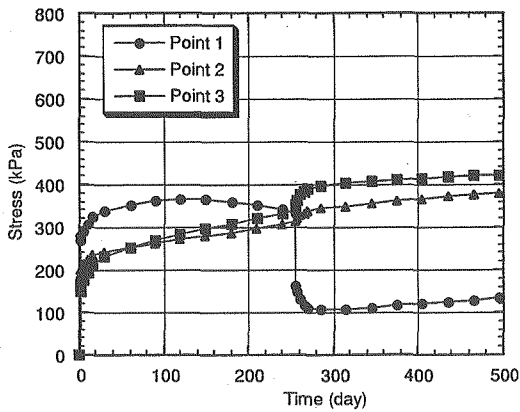


図 5-41 応力の経時変化 (解析)

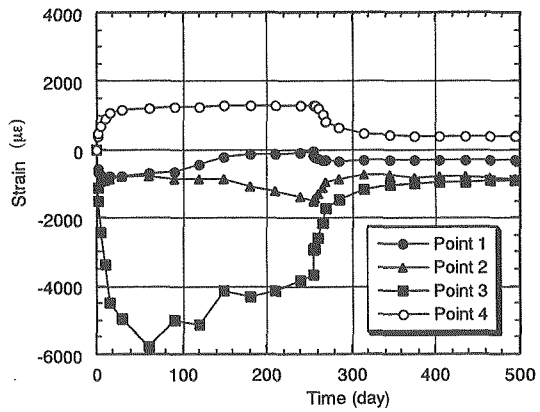


図 5-42 ひずみの経時変化 (解析)

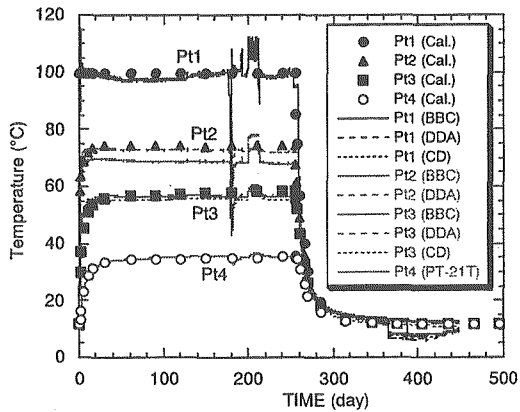


図 5-43 計算結果と実測値との比較 (温度)

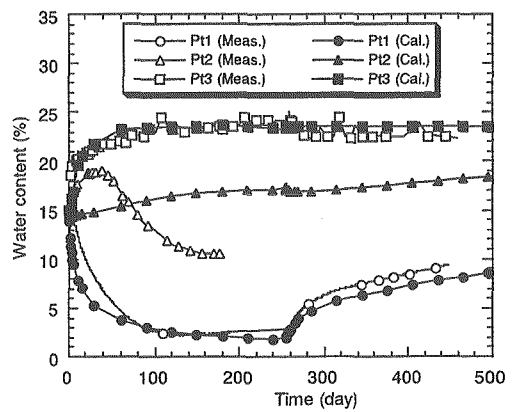


図 5-44 計算結果と実測値との比較 (含水比)

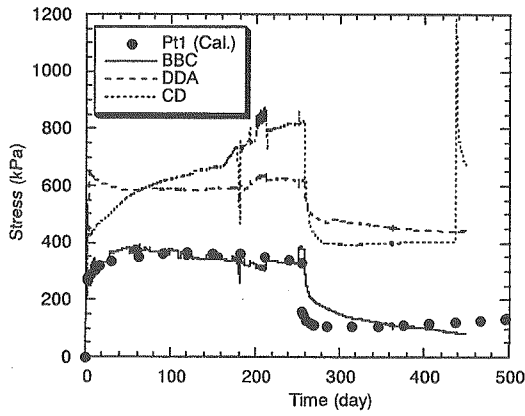


図 5-45 計算結果と実測値との比較  
(応力)

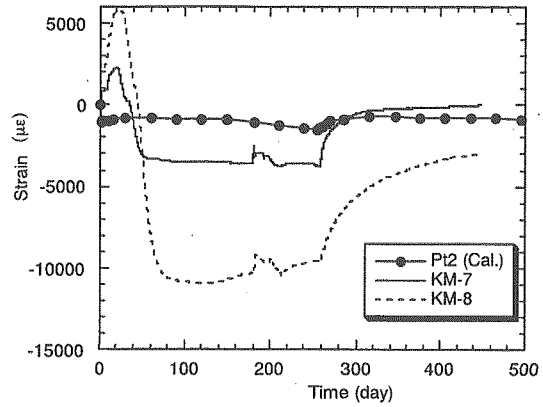


図 5-46 計算結果と実測値との比較  
(緩衝材内のひずみ)

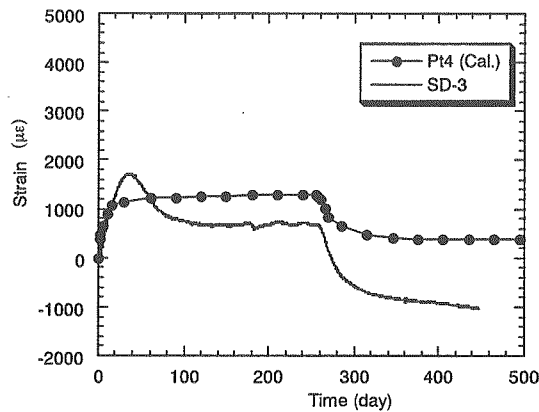


図 5-47 計算結果と実測値との比較 (岩盤内のひずみ)

## 5.4 TASK3 BMT2 の概要

### 5.4.1 Task の概要

Task3 BMT2 は、モデル化する対象領域を小さいスケールから大きいスケールへと Upscaling することによる、不連続性岩盤の評価の違いを考察することを目的としている。具体的には、DECOVALEX 事務局により示された原位置でのデータに関して、クラックテンソル理論を用いて下記の 2 点に着目し考察していく。

- ・ Upscaling することでどれだけの情報が失われるか？
- ・ Upscaling することが、不連続性岩盤を評価する際にどれほど有効な手法であるか？

### 5.4.2 亀裂の幾何学的情報

#### (1) 方向性

表 5-10 は、亀裂の幾何学的情報を方向性で区分したものである。亀裂は Formation 1、Formation 2、Fault Zone の 3 種類に分類されている。



表 5-10 亀裂の幾何学的情報

Formation 1 (Based on Bulk Longlands Farm Member)

	Mean dip (°)	Dip direction (°)	Max spacing Vertical (m)	Mean spacing vertical (m)
Set 1	8	145	5.35	0.29
Set 2	88	148	2.21	0.26
Set 3	76	21	2.01	0.28
Set 4	69	87	3.54	0.31

Formation 2 (based on Altered Longlands Farm Member)

	Mean dip (°)	Dip direction (°)	Max spacing vertical (m)	Mean spacing vertical (m)
Set 1	25	28	4.29	0.51
Set 2	81	156	2.5	0.35
Set 3	72	20	3.83	0.28
Set 4	68	90	2.26	0.41

Fault Zone (based on Faulted Longlands Farm Member)

	Mean dip (°)	Dip direction (°)	Max spacing vertical (m)	Mean spacing vertical (m)
Set 1	8	21	1.43	0.18
Set 2	76	150	1.41	0.18
Set 3	72	21	1.06	0.19
Set 4	74	85	1.32	0.22

## (2) 亀裂長さ

亀裂長さは、スキャンラインサーベイ・岩盤露頭面のトレースマップ・航空写真より測定されたデータであり、亀裂長さ  $L$  (m) と単位面積当たり ( $\text{km}^2$ ) の亀裂本数  $N$  の関係式は式 (5-34) で与えられる。また、式 (5-34) にはトレース長の短い亀裂はあてはまらないため、0.5m 以下の亀裂を考慮しないことが望ましい。

$$N = CL^{-D} \quad (5-34)$$

ここで、 $N$  は単位面積当たり ( $\text{km}^2$ ) の亀裂本数、 $C = 4 \times 10^6$ 、 $D = 2.2 [+/- 0.2]$  である。

## (3) 亀裂密度

Cut-off length (m) と亀裂密度の関係は式 (5-35) で与えられる。つまり  $x$  (m) 以上の亀裂密度を表す式である。

$$\text{Density}(m^{-1}) = a \times x^{-E} \quad (5-35)$$

ここで、 $x$  は Cut-off length (m)、 $E = -1$ 、 $a = 2.4$  である。

式(5-34)、(5-35)で求まる密度は、それぞれ二次元、一次元であるが三次元でも同じ値を持つとする。また、各セットの密度はそれぞれ等しいとし亀裂総数を等分する。

### 5.4.3 クラックテンソル理論

#### (1) クラックテンソル

クラックテンソル理論は、不連続面を含む岩盤あるいはそれによって形成される異方性岩盤を等価な連続体に置き換えることのできる手法のひとつである。実岩盤において、調査領域の岩盤に対し、対象とするクラックの大きさ・方向・開口幅の頻度分布を求めて式(5-36)、(5-37)に示す無次元量の二階と四階のクラックテンソルを決定する。

$$F_{ij}^I = \frac{\pi}{4} \frac{n_i^I n_j^I}{V_r} \sum_{k=1}^{m^I} L_k^{I^3} \quad (5-36)$$

$$F_{ijkl}^I = \frac{\pi}{4} \frac{n_i^I n_j^I n_k^I n_l^I}{V_r} \sum_{k=1}^{m^I} L_k^{I^3} \quad (5-37)$$

ここで、 $V_r$ は体積、 $m^I$ は考えている体積 $V_r$ 中に含まれる各セットのクラックの総数、 $I$ はセット数である。

亀裂を含む岩盤全体の変形が岩盤を構成する岩石実質部分の変形と亀裂部分の変形の和で表されるとし、それぞれの弾性コンプライアンスを $T_{ijkl}$ 、 $M_{ijkl}$ 、 $C_{ijkl}$ とすれば、これらの間には式(5-38)の関係が成立する。式(5-39)は不連続面の弾性コンプライアンスであり $K_n$ 、 $K_s$ は不連続面の力学特性を表す垂直剛性、せん断剛性である。

$$\bar{\varepsilon}_{ij} = \bar{T}_{ijkl} \bar{\sigma}_{kl} = (\bar{M}_{ijkl} + \bar{C}_{ijkl}) \bar{\sigma}_{kl} \quad (5-38)$$

$$C_{ijkl} = \sum_I \left( \frac{1}{h^I} - \frac{1}{g^I} \right) F_{ijkl}^I + \frac{1}{4g^I} (\delta_{ik} F_{jl}^I + \delta_{jk} F_{il}^I + \delta_{il} F_{jk}^I + \delta_{jl} F_{ik}^I) \quad (5-39)$$

$$h^I = K_n^I L^I, g^I = K_s^I L^I$$

#### (2) Barton and Bandis モデル

クラックテンソルの決定には、式(5-39)に示されるように不連続面の垂直剛性( $K_n$ )、せん断剛性( $K_s$ )といったパラメータが必要となる。これらの値は、原位置での計測で決定できるものであるがBMT2ではデータが少ないため(4つのサンプル亀裂でのみ試験を行っている)、Barton and Bandis モデル(以下BBモデル)を用い、これらの値を推測する。ここではBBモデルによる $K_n$ 、 $K_s$ の誘導について簡単に記述する。

##### 1) JRC および JCS

不連続面の粗度係数(JRC)は0~20の値に区分され凹凸が大きくなるほど大きな値をとる。不

連続面の壁面強度 ( $JCS$ ) はシュミットハンマー試験により推定される。本検討においては DECOVALEX 事務局より示された課題資料の Table2 により方向ごとの亀裂の平均  $JRC_{300}$ 、 $JCS_{300}$  が求まる。添え字の 300 (mm) は室内試験での亀裂長さを表す。 $JRC$ 、 $JCS$  にはスケール効果があり、室内試験試験で得られた亀裂長さ  $L_0$  の  $JRC$ 、 $JCS$  を  $JRC_0$ 、 $JCS_0$  とすると、式 (5-40)、(5-41) より任意のスケール  $L_n$  の値 ( $JRC_n$ 、 $JCS_n$ ) を推定する。

$$JRC_n = JRC_{300} \frac{L_n}{300}^{-0.02JRC_{300}} \quad (5-40)$$

$$JCS_n = JCS_{300} \frac{L_n}{300}^{-0.03JCS_{300}} \quad (5-41)$$

## 2) $K_{ni}$ (初期垂直剛性)

$K_{ni}$  (初期垂直剛性) は、不連続面の垂直剛性 ( $K_n$ ) を決定する際に必要となるパラメータであり式 (5-42) で与えられる。 $a_j$  (初期亀裂幅) は  $JRC$ 、 $JCS$  を用いることで式 (5-43) により表される。

$$K_{ni}^I = -7.15 + 1.75JRC_n^I + 0.02(JCS_n^I / a_j^I) \quad (5-42)$$

$$a_j^I = \frac{JRC_n^I}{5} \left( 0.2 \frac{UCS}{JCS_n^I} - 0.1 \right) \quad (5-43)$$

## 3) $K_n$ および $K_s$

不連続面の力学的特性を表す垂直剛性 ( $K_n$ )、せん断剛性 ( $K_s$ ) はクラック面への垂直応力に強く依存することが知られている。垂直剛性は 2) で示した初期垂直剛性 ( $K_{ni}$ ) を用いることで式 (5-44) で与えられる。ここで  $\sigma_n$  はクラック面への垂直応力を表す。BMT2 における初期応力は式 (5-45) により与えられている。せん断剛性 ( $K_s$ ) は垂直応力の一次関数で亀裂長さに反比例する関数式 (5-46) で表される。

$$K_n^I = K_{ni}^I \left[ 1 - \frac{\sigma_n^I}{V_m K_{ni}^I + \sigma_n^I} \right]^{-2} \quad (5-44)$$

$$\sigma_{vertical} = 0.02494D + 0.26622(MPa) \quad (5-45)$$

$$K_s^I = \frac{100}{L^I} \sigma_n^I \tan \left[ JRC_n^I \log_{10} \left( \frac{JCS_n^I}{\sigma_n^I} \right) + \phi^I \right] \quad (5-46)$$

### 5.4.4 モデル規模と弾性コンプライアンス ( $C_{ijkl}$ ) との関係

Upscaling することによる影響を調べるために、はじめに任意のモデル規模 (立方体) とその規

模内に存在する亀裂情報により求められた弾性コンプライアンスとの関係を求める。また本検討では、Cut-off の影響によるモデル規模と弾性コンプライアンスとの関係についても考察する。手法としては任意のモデル規模に存在する亀裂枚数を長さの確率密度関数をもとに乱数を用いて発生させ、その亀裂長さに応じた JRC、JCS より垂直剛性・せん断剛性の規模依存を考慮し、三次元クラックテンソルを用いて不連続面の弾性コンプライアンスを求める。ただし、領域の中心座標が深さ 500m 地点と仮定しているため、式(5-45)より求まる垂直応力は以下の(1)～(3)では一定となる。

#### (1) Cut-off を考慮しない場合

ここでは Cut-off を考慮しない場合、つまり任意のモデル規模(立方体)に存在する全ての亀裂情報を用いて弾性コンプライアンスを作成する。つまりモデルの一辺を超える長さの亀裂が存在したとしても、それを不連続体として扱うことはしない。ただし、ここでは、0.5m 以下の長さを有する亀裂は考慮しないこととする。また、原位置で観測された最大亀裂長さは 250m である。

#### 1) モデル規模と発生亀裂枚数の関係

すべてのモデル規模に対して存在する最小亀裂長さ  $L_{min}$ 、最大亀裂長さ  $L_{max}$  は  $L_{min}=0.5(m)$ 、 $L_{max}=250(m)$  であり、式(5-35)を用いることで式(5-47)に示すようにモデル規模( $m^3$ )とその領域内に存在する亀裂枚数が推定可能となる。

$$\text{Number of fractures} = (D(L_{min}) - D(L_{max})) \times \text{volume}(m^3) \quad (5-47)$$

#### 2) 発生亀裂枚数と亀裂長さの関係

任意のモデル規模に存在する亀裂枚数は、式(5-47)より求まる。次に発生させる亀裂長さが問題となる。そこで式(5-34)を  $L_{min}=0.5(m) \sim L_{max}=250(m)$  で積分することで求まる単位面積あたりの全亀裂本数 7653570 から、任意の長さ  $L(m)$  の分布関数  $f(L)$  を導く。また  $f(L)$  を  $L_{min}=0.5(m) \sim L_{max}=250(m)$  で積分することにより、長さ  $L(m)$  の確率密度関数、式(5-48)をもとに乱数を発生させ亀裂長さを決定する。

$$\begin{aligned} f(L) &= \frac{4 \times 10^6}{7653570} L^{-2.2} \\ P(L) &= \int_{0.5}^L f(L) dL = \frac{4 \times 10^6}{7653570} \left[ -\frac{1}{1.2} L^{-1.2} \right]_{0.5}^L \\ &= \frac{4 \times 10^6}{7653570} \left( -\frac{1}{1.2} \right) (L^{-1.2} - 0.5^{-1.2}) \end{aligned} \quad (5-48)$$

#### 3) 力学定数

1)により発生亀裂枚数、2)により個々の亀裂長さが決定される。ただし前述したように BB モデルを用いることにより、亀裂長さに応じた JRC、JCS より垂直剛性( $K_n$ )、せん断剛性( $K_s$ )の規模依存を考慮した三次元クラックテンソル、弾性コンプライアンスを求める。

#### 4) 結果

上記より求めたモデル規模と弾性コンプライアンスとの関係を図 5-48 に示す。ここでは、弾性コンプライアンスの代表値として  $C_{xxxx}$  を用いる。図より一辺 250m 以上のモデル規模で弾性コンプライアンスが安定することがわかる。ここでは、対象とするモデル以上の長さを有する亀裂も考慮しているために、原位置での最大亀裂長さが 250m であることを考慮すれば、一辺 250m のモデル規模で弾性コンプライアンスが安定することは当然の結果といえる。つまり、モデル規模の一辺を超える亀裂を連続体としてとらえることは非現実的であると考え、今後このような亀裂は不連続体として扱うこととする。

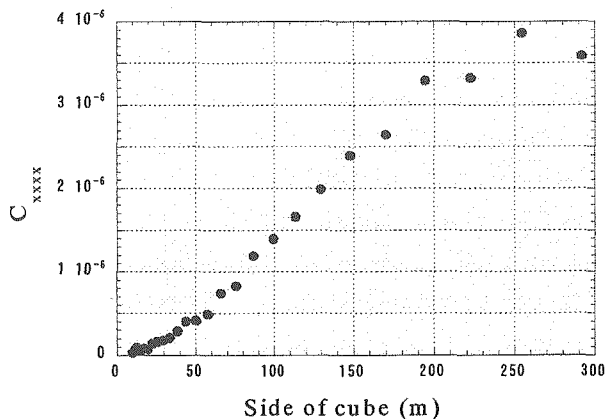


図 5-48 モデルの一辺の長さ  $C_{xxxx}$  の関係

## (2) 最大亀裂長さを制限した場合

(1)ではモデル規模内に存在する全ての亀裂を考慮したが、ここではモデルの一辺の長さを超える亀裂は不連続体(ジョイント要素等)として取り扱うという条件で、モデル規模と弾性コンプライアンスの関係性を求めた。つまり、すべてのモデル規模に対して存在する最小亀裂長さ  $L_{min}$ 、最大亀裂長さ  $L_{max}$  は  $L_{min}=0.5(m)$ 、 $L_{max} = \text{“モデルの一辺の長さ(m)”}$  として 5.4.4(1) 1)~3)の手順で弾性コンプライアンスを導く。

図 5-49 にモデル規模と弾性コンプライアンスとの関係性を示す。図よりモデルの一辺を超える亀裂を不連続体で考えた場合、モデル規模の増加に伴い弾性コンプライアンスは安定しないことがわかった。

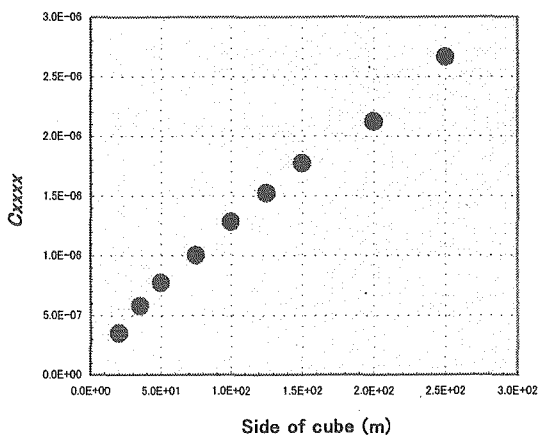


図 5-49 モデルの一辺の長さ  $C_{xxxx}$  の関係

### (3) Cut-off を考慮した場合

(2)よりモデルの一辺の長さを超える亀裂を不連続体として取り扱った場合、弾性コンプライアンスは安定しなかった。そこで Cut-off という概念を導入することにする。Cut-off とは、長さ  $L(m)$ 以下の亀裂を考慮しないということである。大きなモデル規模では、長さの短い亀裂の影響は少ない可能性もあるので、任意のモデル規模において様々な Cut-off length(0.5~一辺の長さ/10)で弾性コンプライアンスを求めてみた。つまり、任意のモデル規模に対して存在しうる最小亀裂長さ  $L_{min}$ 、最大亀裂長さ  $L_{max}$  は  $L_{min} = \text{Cut-off value}(m)$ 、 $L_{max} = \text{“モデルの一辺の長さ}(m)\text{”}$ として5.4.4(1) 1)~3)の手順で弾性コンプライアンスを導く。

図 5-50 にモデル規模と弾性コンプライアンスとの関係を示す。図よりモデル規模が  $50m \times 50m \times 50m$ の立方体までは Cut-off length の影響はほとんどない。つまり、その領域では、短い亀裂が支配的であるといえる。一方、図より Upscaling していくことで Cut-off の影響が顕著に生じ、ある Cut-off length 以上で安定した値となる。例えば一辺 150m のモデル規模では 10m 以下の亀裂を Cut-off したときに、弾性コンプライアンスは安定する。もろい岩盤の弾性コンプライアンスは大きいことよりこのモデル規模では 10m 以下の亀裂を考慮せずにクラックテンソルを作成することは、安全側に岩盤挙動を評価していることにつながるので合理的な手段といえよう。

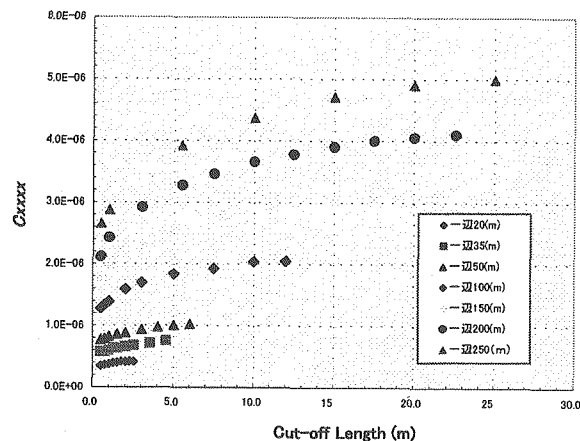


図 5-50 Cut-off length(m)と  $C_{xxxx}$  の関係

### (4) 垂直応力と弾性コンプライアンスとの関係

(1)~(3)では、深さ 500m 地点における弾性コンプライアンスを求めており、垂直応力は一定である。ここでは、垂直応力を変化させることでの弾性コンプライアンスの影響を調べることにする。ただしモデル規模は一辺 100m と一定とし、垂直応力以外の条件は(3)と同じである。また対象領域の中心となる深さと垂直応力は正の比例関係がある。

図 5-51 に対象領域の中心となる深さ (m) と弾性コンプライアンスの関係を示す。図より垂直応力の増加に伴い、弾性コンプライアンスが小さくなるのがわかる。また、安定する Cut-off length は全ての領域でおおよそ 5m であり、短い Cut-off length で安定するといえる。また、深さ 100m~200m では、垂直応力の変化に伴い弾性コンプライアンスは大きく減少している。これらのことより、不連続性岩盤を、クラックテンソル理論を用いて等価な連続体として評価する際には、モデル規模の影響に加え垂直応力への依存性も大きいといえる。

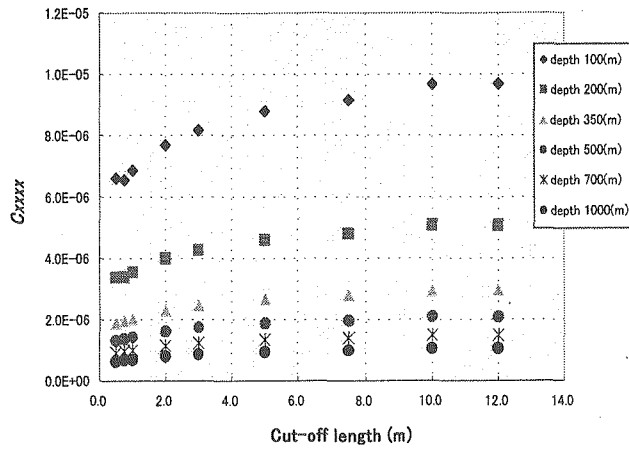


図 5-51 垂直応力(深さ)と  $C_{xxxx}$  の関係

#### 5.4.5 モデル規模と異方透水性を示すクラックテンソル( $P_{ij}$ )との関係

5.4.4 ではモデル規模と弾性コンプライアンスとの関係を検討したが、ここではモデル規模と式(5-49)で表される  $P_{ij}$  との関係を考える。ただし、ここでは代表値として  $P_{xx}$  を用いる。また、弾性コンプライアンスと同様 Cut-off による  $P_{xx}$  の影響についても考察する。

$$P_{ij}^I = \frac{\pi n_i^I n_j^I}{4 V_r} \sum_{k=1}^{m^I} L_k^2 \quad (5-49)$$

##### (1) Cut-off を考慮しない場合

5.4.4 と同じ条件、つまり Cut-off を考慮せずにモデルの一辺を超える亀裂は不連続体として扱い、その他のすべての亀裂情報を用いて  $P_{xx}$  を作成した。その結果を図 5-52 に示す。図よりモデル規模の増加とともに弾性コンプライアンスは増加しているのに対して (図 5-49 と同じグラフである)、 $P_{xx}$  は減少している。クラックテンソル  $F_{ij}$ 、 $F_{ijkl}$  には  $L^3$  の項があるのに対して、 $P_{xx}$  では  $L^2$  の項となるために起こったものと考えられる。BMT2 では亀裂長さの確率密度関数が指数関数であり長さの-2.2 乗で減少する。したがって、式(5-34)より長さの-0.2 乗で  $P_{ij}$  は変化する。逆に  $C_{ijkl}$  は長さの 0.8 乗で変化する。このように長さの密度分布が各係数の規模依存性に大きな影響を与えていることがわかる。

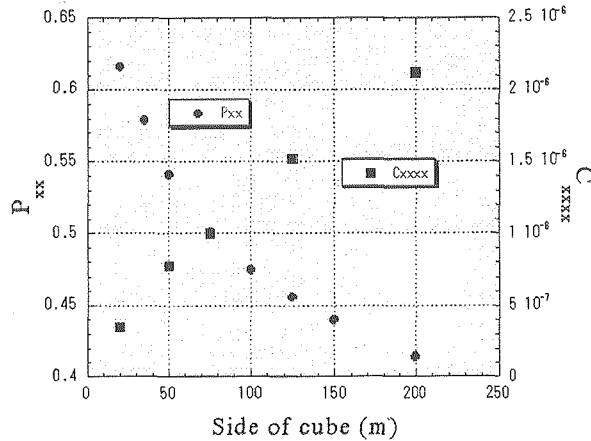


図 5-52 モデルの一辺の長さ と  $P_{xx}$  の関係

## (2) Cut-off を考慮した場合

5.4.4 と同じ条件を用いて  $P_{xx}$  を作成した。結果を図 5-53 に示す。図より  $P_{xx}$  と弾性コンプライアンスとを比べると(図 5-50)、 $C_{ijkl}$  は一辺の長さの 1/10、 $P_{xx}$  は 1/20 程度で安定することがわかる。また Cut-off することによって、最終的に  $P_{xx}$  がモデル規模に依存せず安定した値(0.7)となることより、Cut-off することで、図 5-52 で示した  $P_{xx}$  の規模依存性の影響をなくすることが可能ともいえる。

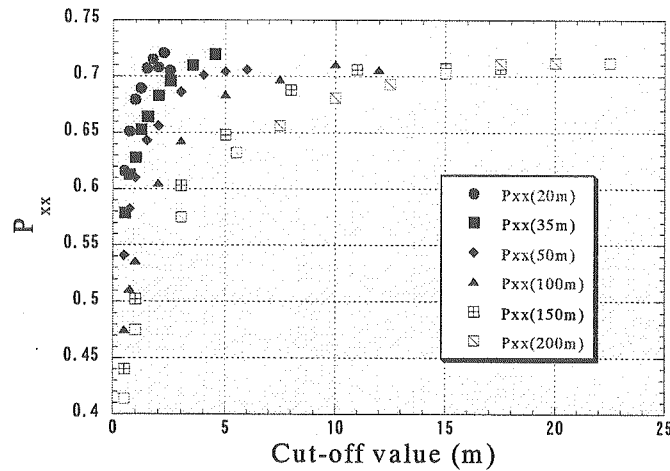


図 5-53 Cut-off length(m)と  $P_{xx}$  の関係

## 5.4.6 まとめ

不連続性岩盤の浸透問題では、Cut-off することでモデル規模に依存しない  $P_{ij}$  を得ることができた。つまり、Upscaling することによる規模依存性を Cut-off することで防ぐことができる。一方、変形問題を考える際には Upscaling による規模依存性を防ぐことができないことがわかった。

## References

- Barton, N, Bandis, S and Bakhtar, K: Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints, Int. J. Rock M.M.S.G.A, 22,3,pp.121-140, 1985
- Oda, M. : An Equivalent Continuum Model for Coupled Stresses and Fluid Flow Analysis in Jointed Rock Masses, Water Resour. Res. Vol. 22, No. 13, pp.1845-1856, 1986
- Ohnisi, Y. Shibata, H. Kobayashi, A.,: Development of finite element code for the analysis of coupled thermo-hydro-mechanical behaviors of saturated-unsaturated medium, Proc. Int. Symp. Coupled Processes Affecting the Performance of a Nuclear Waste Repository, Berkeley, 263-268, 1985.



## 6. 終わりに

本研究では、人工バリアの健全性において重要な要因の一つとなる緩衝材の施工技術のうち、緩衝材をブロックで施工した場合等に考えられるブロック間や岩盤あるいはオーバーパックとの隙間の充填性に関する検討を実施した。隙間充填材としてベントナイトペレットについて検討し、ペレットを充填し浸潤飽和した後の特性の把握を行なった。その結果、浸潤飽和後の透水係数は、飽和後の乾燥密度相当の値となることがわかった。また、膨潤応力の発現も観察できた。すなわち、ベントナイトペレットを適切に充填すれば所定の品質の緩衝材となること確認できた。また、施工された緩衝材内には、処分後、廃棄体からの発熱、地下水の浸潤、周辺岩盤からの地圧や緩衝材の膨潤といった連成挙動が発現すると考えられる。これらの現象を理解、評価するためには、人工バリアを対象とした原位置での実規模試験の情報に基づき、適切なモデルを構築する必要がある。そこで、緩衝材および岩盤を含めた人工バリア周辺における連成現象に関する試験であるスウェーデン Äspö 等における HRL において実施されている Prototype Repository Project に参加し、試験データの収集等を行なった。さらに、国際共同研究 DECOVALEX III にも参加し、各タスクの解析を実施した。今後の、引き続き、このような国際共同研究に参加し、解析モデルの充足を図っていくことが重要であると考えられる。