第5章 緩衝材の流出に関する検討

5.1 緩衝材表面近傍の止水性に関する評価

5.1.1 小型セルによる緩衝材流出試験

(1) 試験の目的及びこれまでの試験の概要

廃棄物地層処分施設は多重バリア構造を基本としており、ベントナイト系人工バリア、 オーバーパックやセメント系人工バリア、天然バリアなどで囲まれた構造になっている。 この異種材料界面は地層処分においては地下水の水みちとなることが懸念されているが、 評価が難しいため、現状であっても性能評価上は他の部位と同等に扱われており、界面の 影響は考慮されていない。界面近傍から選択的に地下水が浸潤した場合と、地下水流入位 置から緩衝材深部に地下水が浸潤する場合とでは、その後に緩衝材に発生する事象や事象 の順番などが異なってくるため、様々な影響が考えられる。

これまでに、SKB社では浸潤解析、およびモデル化を行っており[1]、界面近傍のペレットのモデル化や浸潤位置をパラメータとした浸潤解析がなされている。また、緩衝材と天然バリアの間にはSURFACE ELEMENTと呼ばれる解析モデルを導入した検討も実施しているが、力学的な特性の表現はしているが、水理的な観点でのモデル化はなされていない。さらに、SKB社は界面の透水性評価に関して、緩衝材と天然バリアの隙間に充填するペレットにおける水みちを検討している。この水みちはペレットのような低密度緩衝材が流出によって自己シール出来ない状態で水みちとして残るものであり、一旦、水みちが生じると、緩衝材がその性能を損ねる程の量が流出することも懸念されている。

また、SKB 社では、SKB 社 Report R-06-80 [2]や SKB 社 Report R-06-72 [3]において、 水みちに関して実験的な検討を行っている。これらの試験内容については、平成 26 年度ま でに調査[4]している。

SKB 社の既往の検討を踏まえ、本検討では、放射性廃棄物地層処分施設が再冠水する際 に、地下水が緩衝材に浸潤して行く過程で発生する事象のうち、 緩衝材表面近傍の止水性 能評価に着目する。HLW処分施設やTRU廃棄物地層処分施設は多重バリアになっており、 ベントナイト系人工バリア、オーバーパックやセメント系人工バリア、天然バリアなどで囲 まれた構造になっている。さらに処分施設は、建設操業時の力学的安全性の確保の観点から、 天然バリアの地質によってはグラウト、ロックボルト、鋼製支保工などが施されることが予 想される。このような緩衝材表面近傍は、再冠水時の水みちとなる可能性が指摘されている。

一方、ベントナイト系人工バリアの施工に着目すると、ベントナイト系人工バリアと異種 材料の界面近傍の止水性能は、その施工方法によって大きく異なる。例えば、原位置施工で は界面は異種材料と密着しているが、ブロック定置では隙間が存在する。その隙間にペレッ ト充填をしても大間隙が存在するため、再冠水の初期段階では高い止水性は期待できない。 そこで本検討では、この緩衝材の施工方法を考慮して、緩衝材表面近傍の止水性に関して 小型セルによる緩衝材流出試験による検討を行ってきた。

「原位置施工を模擬した小型セルによる緩衝材流出試験」では、原位置締固めを模擬したす き間のない試験を行い、破過現象は生じ難いことが分かった。実際の処分場に置き換えて考 えれば、HLW 地層処分施設は深度 300m 以深に建設されるため、地下水場は、本試験条件 と同様に高水圧、低流量であると考えられる。このような条件で破過現象が生じても、低流 量であるため破過後の水圧を維持するほどの地下水が供給されないため、水圧は瞬時に低 下し、緩衝材の膨潤挙動によって修復されると考えられる。

「ブロック定置・ペレット充填方式を模擬した小型セルによる緩衝材流出試験」では、異 種材料との界面に隙間の存在が想定されるブロック定置・ペレット充填方式(図 5.1.1-1) を模擬した試験系でベントナイト系人工バリア表面近傍の緩衝材流出の各現象の発生の有 無を検討した。



図 5.1.1-1 HLW 縦置き概念イメージ図

その結果、ペレットよりもブロックの方が緩衝材が流出し易い傾向にあることがわかっ た。これは、ペレットでの見かけの初期乾燥密度は 1.1Mg/m³であり、ブロックの見かけの 乾燥密度は 1.6Mg/m³であるため、ブロックの方が間隙の体積は小さい。そのため、給水速 度が 0.1L/min.で同じ条件であっても間隙を流れる水の速さはブロックの方が速いためで あると考えられた。また、ペレットの方が、流れが複雑となるために緩衝材流出を抑制する 作用があるものと考えられる。さらに、ペレットの見かけの乾燥密度を高くしても間隙の体 積が小さくなるため、間隙における流速が速くなり流出を防ぐことは出来なかった。同じ条 件で、給水液が蒸留水の場合と NaCl 水溶液の場合を比較した試験では NaCl 水溶液の方が 流出し難いという結果となった。これは、NaCl 水溶液の場合、沈殿の方が流出よりも卓越 しているためであると考えられた。

(2) 緩衝材流出の詳細検討

1) 概要

緩衝材表面近傍の止水性能評価のために、ブロック定置工法とペレット充填工法を取 り挙げて緩衝材の流出について実験により検討した。その結果、全てのケースで緩衝材の 流出を観察できた。この試験では、原則として流速を 0.1L/min.一定条件で行ったため、 図 5.1.1・2 に示すように膨潤が生じて間隙体積が小さくなると、間隙における流速は速く なる。間隙における流速が速くなると、ブロックやペレットの表面の膨潤したベントナイ トは流出する。流出が発生すると間隙は拡大するため流速が遅くなり、ベントナイトの流 出が収まる。このことから、水みちが発生するかどうかは、水みち内の水圧と緩衝材の膨 潤圧との大きさで決定されるものと考えられる。



図 5.1.1-2 膨潤による間隙体積の減少

さらに、生じた水みちは、発生当初は多数存在しても、時間が経過すると共に数本に収 斂し、最終的には1つの大きな水みちになる傾向が観察された。これは、ランダムに存在 する初期間隙やベントナイトの不均一な膨潤により、水みちごとに流れ易さが異なるも のと考えられる。通水液は流れ易い方に多く流れるため、流れ易い水みちは卓越し、ます ます流れ易くなり、流れ難い水みちは流量が低下するため膨潤が卓越し、ますます流れ難 くなる。このようなメカニズムにより水みちが数本に収斂していくものと考えられる。



図 5.1.1-3 水みちの収斂のイメージ図

仮に、この水みちの収斂現象が実際の処分孔でも生じるとすると、SKB 社や POSIVA 社で設定している処分孔の仕様である処分孔当たりの湧水が 0.1L/min.以下とう規定は、 最終的には1つの水みちの流速となる。すなわち、緩衝材に0.1L/min.の流速の水みちが 生じてもシール出来なければならなくなる。

この水みちが数本に収斂する現象は、緩衝材の仕様に大きく影響するため、確認する必要がある。その試験方法として、図 5.1.1-4 に示すように、ブロック状の緩衝材に人為的に水みちを作り、水みちが最終的に 1 つに収斂するかどうかを確認するという方法が考えられる。

また、本試験では、原則として流速を0.1L/min.一定条件で行ったが、流速を0.001L/min. まで低下させると水みちが非常に小さくなった。ただし、通水圧が大きくなっていないこ とから、シールされていないことが確認できた。ただし、試験初期から0.001L/min.の流 速で試験を行った場合にも同様に水みちが生成されるのかどうかは不明である。そこで、 試験初期から0.001L/min.など、流速をパラメータとした試験を行い、水みちよりも膨潤 が卓越する流速を取得することも重要である。



図 5.1.1-4 水みちの収斂現象の確認試験イメージ

2) 試験ケースと供試体作成方法

図 5.1.1-5 に水みちの収斂現象の確認試験の各ケースのイメージを示す。また、表 5.1.1-1 には各試験の試験条件をまとめて示している。

使用する液種は、蒸留水、NaCl水溶液、CaCl2水溶液、模擬幌延地下水の4種類である。NaCl水溶液とCaCl2水溶液のイオン強度は0.5であり、水みちの形成にイオン強度やCa型化が及ぼす影響を検討できる。模擬幌延地下水は前述の表2.3.3-1に示す配合で

作製されたものであり、より現実的な地下水組成での緩衝材の流出現象や水みちの収斂 状況を観察するものである。

先ず、Case1、Case2 では、事前に人為的に供試体に作製した水みちが通水過程で1本 に収斂していく状況を調べるものである。Case1 と Case2 では人為的な水みちの配置が 異なり、水みちが収斂する場所が人為的な水みちの配置に関係なく、膨潤性材料と非膨潤 性材料(本試験の場合はアクリルセル)の界面に収斂することを確認することが目的であ る。

Case3~Case6 では、大小のペレットを充填したケースで流速一定で通水試験を行った 場合にどの流速で水みちがシールされるかを調べるものである。平成23年度の試験では、 初期流速は全て100cc/min であり、蒸留水を使用して水みち形成を確認してから流速を 低下させた。この場合、1cc/min でも水みちがシールされることがなかったため、この結 果を基にして以降の試験ケースを決定した。

平成 24 年度の蒸留水のケースでは、試験計画段階では 100cc/min~0.1cc/min でも通 水試験を実施する計画であったが、流速が 1cc/min の場合に水みちのシールが確認され たため、5cc/min に変更した。Case7,Case8 はブロックとペレット充填部の界面が水みち とならず、膨潤性材料と非膨潤性材料(本試験の場合はアクリルセル)の界面に水みちが 収斂することを確認する目的で 100cc/min の流量で試験を実施した。

平成 25 年度の NaCl 水溶液のケースでは、100cc/min~1cc/min で通水試験を実施す るしたが、流速が 1cc/min の場合でも水みちがシールがされなかったために 0.1cc/min で も試験を実施した。Case7,Case8はブロックとペレット充填部の界面が水みちとならず、 膨潤性材料と非膨潤性材料 (本試験の場合はアクリルセル)の界面に水みちが収斂するこ とを確認する目的で 1cc/min の流量で試験を実施した。

平成 26 年度の CaCl₂ 水溶液のケースでは、NaCl 水溶液の結果に基づいて 100cc/min ~0.1cc/min で通水試験を実施した。Case7,Case8 はブロックとペレット充填部の界面が 水みちとならず、膨潤性材料と非膨潤性材料(本試験の場合はアクリルセル)の界面に水 みちが収斂することを確認する目的で 1cc/min の流量で試験を実施した。

平成 27 年度の模擬幌延地下水のケースでは、これまでの検討と同様に 100cc/min~ 0.1cc/min で通水試験を実施した。Case7,Case8 はブロックとペレット充填部の界面が水 みちとならず、膨潤性材料と非膨潤性材料(本試験の場合はアクリルセル)の界面に水み ちが収斂することを確認する目的で 1cc/min の流量で試験を実施した。

さらに、平成 27 年度では、花崗岩セルを用いて、平成 24 年度と同様に蒸留水を 100cc/min~0.1cc/min で通水した。これは、これまでに得られた水みちの生成状況がセ ルの材質に依らないことを確認するために実施したものである。

全てのケースで吸水方法は平成23年度と同様にフローポンプをリレーさせて常に一定 流量が供試体底面から上面に向かって流れるようにした。また、試験時間は1日とした。 ただし、Case3では0.1L/minで流出量と時間の関係を取得するため、長時間通水を行っ た。



図 5.1.1-5 水みちの収斂現象の確認試験全ケースのイメージ



表 5.1.1-1 水みちの収斂現象の確認試験全ケースの試験条件

図 5.1.1-6 に人為的な水みちを有する供試体作製状況を示す。写真に示すように予め水 みちを配置する場所にピンを配置して圧縮成型すれば水みちが出来るように圧縮供試体 を作製した。

表 5.1.1-2 には各試験ケースの供試体の乾燥密度を示す。比較のために、H24 以降に使用した供試体の乾燥密度も表中に示した。



図 5.1.1-6 人為的な水みちを有する供試体作製状況

Case	H24	H25	H26	H27	H27
	H_2O	NaCl	CaCl_2	模擬幌延地下水	H ₂ O(花崗岩)
	(Mg/m ³)	(Mg/m ³)	(Mg/m ³)	(Mg/m ³)	(Mg/m ³)
1	1.594	1.600	1.600	1.603	1.599
2	1.595	1.596	1.598	1.600	1.592
3	1.571	1.532	1.531	1.513	1.507
4	1.471	1.525	1.537	1.551	1.533
5	1.490	1.543	1.553	1.498	1.533
6	1.465	1.510	1.538	1.454	1.533
		1.520			
7	B1.601	B1.596	B1.600	$B\ 1.588$	B 1.594
	P1.074	P1.103	P1.106	P 1.051	P 1.027
	平均 1.348	平均 1.356	平均 1.358	平均 1.318	平均 1.315
8	B1.595	B1.595	B1.599	$B\ 1.588$	B 1.594
	P1.531	P1.554	P1.548	P 1.494	P 1.464
	平均 1.563	平均 1.575	平均 1.574	平均 1.541	平均 1.525

表 5.1.1-2 水みちの収斂現象の確認試験供試体の乾燥密度

3) 試験結果(蒸留水のケース)

a.Case1 の例

図 5.1.1-7 に水みちの形成状況を示す。内部を含めて複数をあった人工的な水みちは 通水初期段階でセルとの界面に設置した 1 本の水みちが大きくなり、最終的に 1 本に 収斂した。図 5.1.1-8 には供試体の解体状況を示している。写真から、大きな水みちが 側面に大きく形成され、内部の水みちは供試体底面でシールされていることが分かる。 また、大きな水みちにはケイ砂が沈殿しており、仮にベントナイトが膨潤してもシール を妨げる可能性がある。

図 5.1.1-9に Case1 の通水圧と流量の関係を示す。大きな水みちが形成されたため、 0.1L/min で給水しても通水圧は注入口と排水口の水位差程度しかない。



通水開始1分後

通水開始 240 分後

通水開始 1440 分後

図 5.1.1-7 水みちの形成状況 (Case1)

底面	上面	側面 1
側面2	断面	

図 5.1.1-8 解体状況 (Case1)



図 5.1.1-9 Case1 の通水圧と流量の関係

b.蒸留水による試験のまとめ

Case2 から Case8 までの試験においても、水みちは観察され、流出量を計測した。 Case によって、水圧のかかり方、流出の速度には変化があった[5]

図 5.1.1・10 には、ブロックを対象とした試験の総流量と流出量の関係の関係を示し ている。図には、SKB 社が MX80 のペレットを筒状のセルに充填して取得した、総流 量と流出量の関係も併せて示している。図から、MX80 とクニゲル V1 の総流量と流出 質量の関係は、どちらもほぼ同じ勾配であるが、クニゲル V1 に比べ、MX80 の方が流 出し易い材料であることが分かる。これはクニゲル V1 に比べ MX80 の方がモンモリ ロナイト含有率が多いためであると考えられる。



図 5.1.1-10 総流量と流出量の関係

4) 試験結果(NaCl水溶液:イオン強度 0.5 のケース)

図 5.1.1-11 には、NaCl を用いた試験における総流量と流出量の関係を示している。図に は、蒸留水のケースと SKB 社が MX80 のペレットを筒状のセルに充填して取得した、総流 量と流出量の関係も併せて示している。図から、MX80 と蒸留水を用いた場合のクニゲル V1 の総流量と流出量の関係は、どちらもほぼ同じ勾配であったが、NaCl 水溶液の場合、 蒸留水のクニゲル V1 場合に比べ、総流量と流出量の関係の勾配が急であることが分かる。 しかしながら、全体的に蒸留水の場合の総流量と流出量の関係よりも下側に位置しており、 流出する傾向は小さいと言える。これは、NaCl 水溶液のイオン強度の影響でモンモリロナ イトの膨潤が抑制されるため、水みち内の流水に分散せず、沈殿するためであると考えられ る。また、水みちが収斂した後では、緩衝材は沈殿し、セル外に流出されないため、総流量 と流出量の関係の勾配は水平である。これらの傾向は、底面から上面に向かって通水させて いるためであり、通水方向と排水箇所の位置関係に依存するものと考えられる。



なお、MX80の場合、塩水の方が、水道水よりも流出し易いという結果になっているが、 境界条件に依存するため、更なるデータの蓄積を行い、同じ条件同士で比較する必要である。

5) 試験結果(CaCl2水溶液:イオン強度 0.5 のケース)

図 5.1.1-12 に、図 5.1.1-11 に示した総流量と流出質量の関係に本試験結果を併せて示している。図から、CaCl2 水溶液を用いた場合のクニゲル V1 の総流量と流出質量の関係は、 NaCl 水溶液の場合の勾配とほぼ同じであることが分かる。ただし、クニゲル V1 の蒸留水のケースや NaCl 水溶液のケースに比べ、CaCl2 水溶液のケースの方が流出量が多い。これ は、Ca型化によってベントナイト等が塊状であり、沈殿した塊状のベントナイト等が目詰まりした後に破過する際に一気に流出するためである。また、破砕帯のような水みち形成されて流速が低下した後では、緩衝材は沈殿し、セル外に流出されないため、総流量と流出量の関係の勾配はほぼ水平である。これらの傾向は、底面から上面に向かって通水させているためであり、通水方向と排水箇所の位置関係に依存するものと考えられる。



図 5.1.1-12 総流量と流出量の関係

6) 試験結果(模擬幌延地下水のケース)

a.Case1

図 5.1.1-13 水みちの形成状況 (Case1) に水みちの形成状況を示す。内部を含めて複数 をあった人工的な水みちは通水初期段階でセルとの界面に設置した 1 本の水みちが大きく なり、最終的に 1 本に収斂した。

模擬地下水のイオン強度は 0.18 程度であり、これまでに実施したイオン強度が 0.5 の NaCl や CaCl₂の水溶液に比べてちいさいため、水みちが細い。

図 5.1.1-14 には供試体の解体状況を示している。供試体の解体状況を示している。写真から、人工的に設置した水みちは、1本を除いて底部のみが膨潤によってシールされ、供試体とセルの界面に設置した水みちに収斂していることが分かる。

図 5.1.1-15 に Case1 の通水圧と流量の関係を示す。水みちが形成されたため、0.1L/min で給水しても通水圧は 20kPa 程度しか発生してない。これらの傾向は、これまでの試験結 果と同等であった。このため、緩衝材流出のような浸潤と同時に発生するような現象に対す る地下水組成の影響は、イオン強度で代表できるものと考えられる。



図 5.1.1-13 水みちの形成状況 (Case1)



下面

上面





図 5.1.1-14 解体状況 (Case1)

図 5.1.1-15 Case1 の通水圧と流量の関係

b.Case2

Case2の供試体の作製方法も Case1 と同様である。すなわち、ピンの配置を Case1 から 変えて、全ての人為的な水みちが供試体内部にあるように配置して圧縮成型することによ って圧縮供試体を作製した。

図 5.1.1-16 に水みちの形成状況を示す。供試体内部にしか人工的な水みちを配置しなかったが、通水初期段階でセルとの界面近傍に水みちが形成され、次第に成長した。この水みちは、蒸留水や NaCl 水溶液の場合と同様に、最終的に1本に収斂した。

図 5.1.1-17 には供試体の解体状況を示している。写真から、人工的に設置した水みちは 底部のみが膨潤によってシールされ、別途、供試体とセルの界面に水みちが形成されている ことが分かる。

図 5.1.1-18 に Case2 の通水圧と流量の関係を示す。通水圧は最大で 100kPa 程度であ り、パルス的な増減を繰り返した。通水開始から 1100 分後ごろに、通水圧が 900 k Pa 程 度で一定となったが、最後まで水みちが閉塞することはなかった。



図 5.1.1-16 水みちの形成状況 (Case2)



下面

図 5.1.1-17 解体状況 (Case2)

上面

断面



図 5.1.1-18 Case2 の通水圧と流量の関係

c. Case3

Case3の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様であるが、通水速度は0.1L/minで一定であり、全ての材料が流出するまで試験を実施した。

図 5.1.1-19 に水みちの形成状況を示す。通水初期段階で供試体の大間隙を連ねた水みち が、供試体とセルとの界面に複数形成され、そのうちの1本の水みち形成に収斂し、次第に 成長した。写真から、通水開始から12時間で大きな水みちが形成されている。この水みち は、その後も太さや位置が変化することなく一定であった。 幌延模擬地下水のイオン強度が 0.18 程度であるため、イオン強度が 0.5M の NaCl 水溶 液や CaCl₂ 水溶液のように、流出された物質が塊状であったり、沈殿物が水みち内で上下 動するような現象は見られなかった。



図 5.1.1-19 水みちの形成状況 (Case3)

図 5.1.1-20 には、解体時の供試体の状況を示す。図から、供試体中央部では、まだ、膨 潤して一体化していないペレットが見える。このことから、緩衝材流出は供試体内部への浸 潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加によ り低密度化した表面が削られる現象であることが示唆された。



底部 図 5.1.1-20 解体状況(Case3)

断面

図 5.1.1-21 には、通水圧と流量の関係を示す。図から、0.1L/minの一定流量で給水され

ても 8000 分経過(6日目)頃までは通水圧が増加する傾向は見られなかったが、その後、 通水圧が急激に増加し、概ね 500kPa 程度で推移した。このことから、給水開始6日頃に供 試体内部も含めて複数経路あった水みちが1本に収斂したものと推察された。

図 5.1.1-22 には、総流量と流出量の関係を示す。図には、これまでに実施した試験結果 から得られた近似線も併せて示している。図から、模擬幌延地下水を用いても、蒸留水を用 いたケースと総流量と流出質量の関係の勾配は同等であることが分かる。このことから、本 試験の境界条件においては、緩衝材流出に対して模擬幌延地下水程度のイオン強度であれ ば、その影響は小さいと言える。



図 5.1.1-21 Case3 の通水圧と流量の関係



図 5.1.1-22 総流量と流出量の関係

d.Case4

Case4 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様である。流速は 0.01L/min で一定である。図 5.1.1-23 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.01L/min 一定で通水を行ったが、通水初期段階で供試体内に複数の水みちが形成されたが、蒸留水や NaCl 水溶液と同様に、1本に収斂した。図 5.1.1-24 には供試体の解体状況を示している。 図から、供試体中央部では、まだ、乾燥している領域が存在していることが分かる。このこ

とから、流出は供試体内部への浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度化した表面が削られる現象であると理解できる。 図 5.1.1-25 に Case4 の通水圧と流量の関係を示す。側面に水みちが形成されたため、 0.01L/min で給水しても通水圧は最大でも 50kPa 程度しかない。



図 5.1.1-23 水みちの形成状況 (Case4)



図 5.1.1-25 Case4 の通水圧と流量の関係

e.Case5

Case5 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様である。流速は 0.001L/min で一定である。図 5.1.1-26 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.001L/min 一定で通水を行った結果、セルとの界面に水みちが形成された。流量が小さい ことから形成された水みちは非常に細かった。

図 5.1.1-27 には供試体の解体状況を示している。写真から、供試体中央部では、まだ、

乾燥している領域が存在していることが分かる。このことから、水みちの形成は供試体内部 への浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増 加により低密度化した表面が削られる現象であると理解できる。

図 5.1.1-28 に Case5 の通水圧と流量の関係を示す。0.001L/min で給水した場合、通水 開始から約一時間後に通水圧がパルス的 100kPa 程度まで増加したが、その後は漸減し、 50kPa 程度で落ち着いた。本ケースでは、流量が小さいが形成された水みちが非常に細い ため、Case4 と比較して通水圧が大きめとなったものと考えられる。



図 5.1.1-26 水みちの形成状況 (Case5)



図 5.1.1-27 解体状況 (Case5)



図 5.1.1-28 Case5 の通水圧と流量の関係

f.Case6

Case6 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様である。流速は

0.005L/min で一定である。図 5.1.1-29 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.005L/min 一定で通水を行ったが、供試体内部に小さな水みちが複数形成されたが、最終 的には水みちが1本に収斂した。水みちの太さは、Case4(0.01L/min)とCase5(0.001L/min) の中間程度であった。

図 5.1.1-30 には供試体の解体状況を示している。写真から、供試体中央部では、まだ、 乾燥している領域が存在していることが分かる。このことから、流出は供試体内部への浸潤 よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により 低密度化した表面が削られる現象であると理解できる。図 5.1.1-31 に Case6 の通水圧と流 量の関係を示す。給水開始から線形で比較的早く最大の通水圧 50 k Pa 程度に到達し、その 後は漸減し 25 k Pa 程度に至った。この傾向は、Case 4 と同等であった。



図 5.1.1-29 水みちの形成状況 (Case6)



図 5.1.1-30 解体状況 (Case6)



図 5.1.1-31 Case6 の通水圧と流量の関係

g.Case7

Case7 の供試体の作製方法はブロック供試体を作製し、半分に切り、半分を大粒径ペレ ットで充填して作製した。流速は 0.1L/min で一定である。図 5.1.1-32 に水みちの形成状 況を示す。試験開始から 0.1L/min 一定で通水を行ったが、ペレット側の大間隙が完全にシ ールされることなく複数の水みちとして残留した。図 5.1.1-33 には供試体の解体状況を示 している。セルの上蓋を剥がす際に、ペレット部がそのままの形で付着して剥がれているこ とが分かる。このことから、供試体中央部では、まだ、膨潤して一体化していない領域が存 在していることが分かる。このことから、流出は供試体内部への浸潤よりも緩衝材表面近傍 の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度化した表面が削 られる現象であると理解できる。図 5.1.1-34 に Case7 の通水圧と流量の関係を示す。複数 の小さな水みちが形成されたため、0.1L/min で給水しても通水圧は最大で 10 k Pa 程度し か発生していない。



図 5.1.1-32 水みちの形成状況 (Case7)



図 5.1.1-33 解体状況 (Case7)



図 5.1.1-34 Case7 の通水圧と流量の関係

h.Case8

Case8の供試体の作製方法はブロック供試体を作製し、半分に切り、半分を大小粒径ペレットで充填して作製した。流速は 1cc/min で一定である。

図 5.1.1-35 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.1L/min 一定で通水を行ったが、 供試体内部に水みちが複数形成され、1本に収斂することなく残留した。水みちはペレット 部とブロック部の境目でセルとの界面に形成された。図 5.1.1-36 には供試体の解体状況を 示している。写真から、セルの上蓋を剥がす際に、ペレット部がそのままの形で付着して剥 がれていることが分かる。このことから、供試体中央部では、まだ、膨潤して一体化してい ない領域が存在していることが分かる。流出は供試体内部への浸潤よりも緩衝材表面近傍 の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度化した表面が削 られる現象であると理解できる。

図 5.1.1-37 に Case8 の通水圧と流量の関係を示す。給水開始から 15 時間後頃から給水 圧の増減がパルス的に発生した。給水圧は最大で 175 k Pa 程度であった。



図 5.1.1-35 水みちの形成状況 (Case8)



図 5.1.1-36 解体状況 (Case8)



図 5.1.1-37 Case8 の通水圧と流量の関係

7) 試験結果(花崗岩セル+蒸留水のケース)

図 5.1.1-38 に示す花崗岩セルを用いた試験は、使用水として蒸留水を用いて行った。図 に示すように、花崗岩セルでは側方からの水みち形成状況が確認できないため、上部から水 みちが形成される状況が観察できるように、排水が供試体と花崗岩の界面の観察を妨げな いように流れる工夫した。

この花崗岩セルを用いた試験は、実際の処分環境に近い多孔質なセルを用いても水みち 形成状況に変化がないことを確認する目的で実施しているが、この花崗岩(稲田花崗岩)は、 透水係数が 5×10⁻¹²m/s 程度[5]あり、試験中に花崗岩から水が滲み出てきたり、表面が湿っ たりするような現象は見られなかった。



図 5.1.1-38 花崗岩セルの概略図

a.Case1

図 5.1.1-39 に水みちの形成状況を示す。内部を含めて複数をあった人工的な水みちは完 全にシールされることはなかったが、セルとの界面に設置した 1 本の水みちが大きくなり 最終的に1本に収斂した。

図 5.1.1・40 には供試体の解体状況を示している。写真から、内部の水みちはシールされ ているが、界面に水みちが形成されていることが分かる。



図 5.1.1-39 水みちの形成状況 (Case1)



図 5.1.1-40 解体状況 (Case1)

図 5.1.1・41 に Case1 の通水圧と流量の関係を示す。大きな水みちが形成されたため、 0.1L/min で給水しても通水圧は 10kPa 程度しかない。これらの傾向は、アクリルセルの場 合と比較して同等であった。このため、流出に対するセルの材質の影響は小さいと考えられ る。



図 5.1.1-41 Case1 の通水圧と流量の関係

b.Case2

Case2の供試体の作製方法も Case1 と同様である。すなわち、ピンの配置を Case1 から 変えて、全ての人為的な水みちが供試体内部にあるように配置して圧縮成型することによ って圧縮供試体を作製した。

図 5.1.1-42 に水みちの形成状況を示す。供試体内部にしか人工的な水みちを配置しなかったが、通水初期段階でセルとの界面近傍に水みちが形成され、次第に成長した。

図 5.1.1-43 には供試体の解体状況を示している。写真から、セルとの界面近傍に比較的 大きな水みちが側面に大きく形成され、内部の水みちは供試体底面でシールされているこ とが分かる。また、大きな水みちにはケイ砂が沈殿しており、仮にベントナイトが膨潤して もシールを妨げる可能性がある。Case1 と Case2 から水みちは緩衝材内部には形成されず に、緩衝材と非膨潤性材料の界面に形成されるというアクリルセルを用いた試験によって 得られた知見は、花崗岩セルでも同様であることが分かった。 図 5.1.1-44 に Case2 の通水圧と流量の関係を示す。通水圧は通水直後に 200kPa 程度まで上昇したが、その後に大きな水みちが形成されたため、0.1L/min で給水しても通水圧は 漸減して最終的には 5kPa 程度であった。れらの傾向は、アクリルセルの場合と比較して同 等であった。このため、緩衝材流出に対するセルの材質の影響は小さいと考えられる。



図 5.1.1-42 水みちの形成状況 (Case2)



図 5.1.1-43 解体状況 (Case2)



図 5.1.1-44 Case2 の通水圧と流量の関係

c.Case3

Case3 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様であるが、通水速度は 0.1L/min で一定であり、全ての材料が流出するまで試験を実施した。

図 5.1.1-45 に水みちの形成状況を示す。通水初期段階では水みちが、供試体とセルと の界面だけでなく、供試体内部にも複数形成されたが、最終的には供試体とセルとの界面 の1本の水みち形成に収斂し、次第に成長した。写真から、通水開始から4日目には大 きな水みちとなり、通水を継続する過程で大きな隙間となった。図 5.1.1-46 には、解体 時の供試体の状況を示す。図から、供試体中央部では、まだ、膨潤して一体化していない ペレットが見える。このことから、流出は供試体内部への浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨 潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度化した表面が削ら れる現象であることが示唆された。



図 5.1.1-45 水みちの形成状況 (Case3)



底部 図 5.1.1-46 解体状況(Case3)

断面

図 5.1.1-47 には、通水圧と流量の関係を示す。図から、給水開始から1日(1440分)程度で 60kPa 程度まで増加した通水圧が 30kPa 程度まで急激に減少している。その後、通水圧は漸増し、最終的には 75kPa 程度まで増加している。

図 5.1.1-48 には、総流量と流出量の関係を示す。図には、これまでに実施した試験結 果から得られた近似線も併せて示している。また、図 5.1.1-22 示した、模擬幌延地下水 を用いたケースも併せて示している。図から、花崗岩を用いても、アクリルセルで蒸留水 を用いたケースと総流量と流出量の関係の勾配は同等であることが分かる。このことか ら、本試験の境界条件においては、流出に対してセルの材質の影響は小さいと言える。







図 5.1.1-48 総流量と緩衝材流出質量の関係

d.Case4

Case4 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様である。流速は 0.01L/min で一定である。図 5.1.1-49 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.01L/min 一定で通水を行った結果、これまでのアクリルセルを用いた試験結果と同様に、セルと供試 体の界面に水みちが出来ているのが分かる。図 5.1.1-50 には供試体の解体状況を示してい る。写真から、供試体中央部では、まだ、乾燥している領域が存在していることが分かる。 このことから、緩衝材流出は供試体内部への浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度 低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度化した表面が削られる現象である と理解できる。



図 5.1.1-49 水みちの形成状況 (Case4)



図 5.1.1-50 解体状況 (Case4)

図 5.1.1-51 に Case4 の通水圧と流量の関係を示す。側面に水みちが形成されたため、 0.01L/min で給水しても通水圧は 20kPa 程度しかない。アクリルセルの場合の同条件の最 大通水圧が 7kPa 程度であるため、セルの材質の影響は小さいと考えられる。



図 5.1.1-51 Case4 の通水圧と流量の関係

e.Case5

Case5 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様である。流速は 0.001L/min で一定である。図 5.1.1-52 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.001L/min 一定で通水を行った結果、セルとの界面に水みちが形成されたものの、破過と シールを繰り返した。

図 6.1.4 118 には供試体の解体状況を示している。写真から、供試体中央部では、まだ、 乾燥している領域が存在していることが分かる。このことから、緩衝材流出は供試体内部へ の浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加 により低密度化した表面が削られる現象であると理解できる。

図 5.1.1-53 に Case5 の通水圧と流量の関係を示す。水みちの形成と破過を繰り返してい るため、通水圧は増減を繰り返している。0.001L/min で給水した場合の通水圧は、最大で 700kPa弱であった。アクリルセルの場合の同条件の最大通水圧が3MPa程度であったが、 アクリルセルの方が水みちが閉塞されやすいとは考えにくいため、本ケースでも破過せず に閉塞する可能性もあったと考えられる。このため、セルの材質の影響は小さいと考えられ る。



図 5.1.1-52 水みちの形成状況 (Case5)



図 5.1.1-53 解体状況 (Case5)



図 5.1.1-54 Case5 の通水圧と流量の関係

f.Case6

Case6 の供試体の作製方法は前述の大小ペレット充填ケースと同様である。流速は 0.005L/min で一定である。図 5.1.1-55 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.005L/min 一定で通水を行った結果、これまでのアクリルセルを用いた試験結果と同様に、 セルと供試体の界面に水みちが出来ているのが分かる。

図 6.1.4 121 には供試体の解体状況を示している。写真から、供試体中央部では、まだ、 乾燥している領域が存在していることが分かる。このことから、緩衝材流出は供試体内部へ の浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加 により低密度化した表面が削られる現象であると理解できる。



図 5.1.1-55 水みちの形成状況 (Case6)



図 5.1.1-56 解体状況 (Case6)

図 5.1.1-57 に Case6 の通水圧と流量の関係を示す。0.005L/min で通水した場合の最大 通水圧は、水みちが形成されたため 15kPa 程度であった。アクリルセルの場合の同条件の 最大通水圧が 7kPa 程度であるため、セルの材質の影響は小さいと考えられる。



図 5.1.1-57 Case6 の通水圧と流量の関係

g.Case7

Case7の供試体の作製方法はブロック供試体を作製し、半分に切り、半分を大粒径ペレットで充填して作製した。流速は 1cc/min で一定である。

図 5.1.1-58 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.1L/min 一定で通水を行ったが、 ペレット側の大間隙が完全にシールされることなく、セルとの界面に複数の水みちが形成 された。

図 6.1.4 124 には供試体の解体状況を示している。上蓋を剥がす際に、供試体全体がくっ 付いて取れたためそのまま写真を撮った。写真から、供試体底部は膨潤によって言った幾何 が進んでいることが分かる。ペレットにでは、まだ、膨潤して一体化していない領域や大間 隙が存在していることが分かる。このことから、緩衝材の流出は供試体内部への浸潤よりも 緩衝材表面近傍の膨潤による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度 化した表面が削られる現象であると理解できる。

図 5.1.1-60 に Case7 の通水圧と流量の関係を示す。複数の小さな水みちが形成されたため、0.1L/min で給水しても最大通水圧は 4 k Pa 程度しかない。アクリルセルの場合の同条件の最大通水圧が 11kPa 程度であるため、セルの材質の影響は小さいと考えられる。



図 5.1.1-58 水みちの形成状況 (Case7)



図 5.1.1-59 解体状況 (Case7)



図 5.1.1-60 Case7 の通水圧と流量の関係

h.Case8

Case8の供試体の作製方法はブロック供試体を作製し、半分に切り、半分を大小粒径ペレットで充填して作製した。流速は 0.1L/min で一定である。

図 5.1.1-61 に水みちの形成状況を示す。試験開始から 0.1L/min 一定で通水を行ったが、 セルとの界面に水みちが複数形成され、1本に収斂することなく残留した。

図 6.1.4 127 には供試体の解体状況を示している。写真から、供試体中央部では、まだ、 若干乾燥しているペレットが存在していることが分かる。また、一部の大間隙がそのまま残 っている。このことから、緩衝材の流出は供試体内部への浸潤よりも緩衝材表面近傍の膨潤 による密度低下が優勢となり、膨潤に伴う流速の増加により低密度化した表面が削られる 現象であると理解できる。

図 6.1.4 128 に Case8 の通水圧と流量の関係を示す。通水圧は終始 10kPa 弱で推移した。 水みちが複数本残ったために、0.1L/min で通水しても通水圧が増加することはなかった。 アクリルセルを用いた場合でも、通水圧は最終的に 10kPa 前後で推移しており、セルの材 質の影響は小さいと考えられる。



図 5.1.1-61 水みちの形成状況 (Case8)



図 5.1.1-62 解体状況 (Case8)



図 5.1.1-63 Case8 の通水圧と流量の関係

- (3) 破過、緩衝材流出に対する人工給水効果の評価
 - 1) 試験概要

前述の小規模試験での破過、流出現象の検討において、生成された水みちにおいて、膨潤 による流速の増加に伴う緩衝材の流出と流出による水みち断面の増加に伴う流速の低下と いう相反する2つの現象が発生しており、再冠水の初期状態で、一旦、水みちが形成される と、緩衝材の膨潤によってその水みちをシールすることは難しいことが明らかとなった。

緩衝材に水みちが形成されないように制御しながら給水して、緩衝材が十分に膨潤すれ ば、界面には隙間や大間隙がなくなり、その後に地下水が浸潤しようとしても緩衝材内には 拡散でしか浸潤できず、水みちが形成され難いものと考えられる。

そこで本検討では、図 5.1.1-64 に示すように、破過、緩衝材流出現象に関する小規模試 験で検討したケースの内、ブロックと大小ペレットを併用したケースに対して、人工給水の 効果について検討を行った。なお、人工給水の方法は、①作成後供試体に 100cc/min で蒸 留水を通水、②供試体上面まで水が到達したら通水停止、③供試体下部通水口にビューレッ トを接続して1週間程度自然給水(図 5.1.1-65)、という手順で実施した。①の給水は、NaCl 水溶液や CaCl₂水溶液であっても、実際の人工給水を模擬するために、蒸留水を使用した。



図 5.1.1-64 水みちの収斂現象の確認試験全ケースのイメージ



図 5.1.1-65 水位差による人工給水状況

2) 試験ケース

試験は、図 5.1.1-64 に示したブロックと大小ペレットを併用した供試体に対して、液 種と流速をパラメータとして実施した。すべてのケースで、先ず給水して十分に膨潤させ、 その後に設定した流速で破過、緩衝材流出試験に移行した。給水膨潤中はセルの排水孔に ピンを差し込んで人為的に閉鎖した。これによりセル内は拡散場となるため、水みちを形 成することなく膨潤させることが可能となる。また、破過、緩衝材流出試験に移行する場 合は、排水孔に差し込んだピンを抜いて、前述の破過、緩衝材流出試験と同じ条件となる ようにした。

表 5.1.1-3 人工給水・流出試験の検討ケースに試験ケースを示す。今年度実施したの は試験ケース 15~18 である。通水液は幌延模擬地下水を使用し、底面から上面に通水した。

ケース	液種	通水方向	供試体乾燥密度	流速 (I /min)	備考
1			B:1 614 P:1 458	(L/min)	
-			AV:1.537	0.5	
2			B:1.600 P:1.456	0.1	
	蒸留水		AV:1.527	0.1	
3			B:1.608 P:1.446	0.01	B:ブロック部乾燥密度 P:ペレット部乾燥密度 AV:平均乾燥密度
4			B:1 610 P:1 485	0.001	
1			AV:1.537		
5	N-Cl-toxic	底面から上面	B:1.617 P:1.488	0.5	
-			AV:1.523		
6			B:1.601 P:1.457		
7	NaOI		R:1 606 P:1 514	0.01	
	1 1 0 12/2 0.0		AV:1.533		
8			B:1.606 P:1.517	0.001 0.1 0.01	
			AV:1.548		
9			B:1.599 P:1.526		
10	CaCla水溶液		AV-1.563 B:1 508 D:1 541		
10	イオン強度 0.5		AV:1.570		
11			B:1.599 P:1.531	0.001	
			AV:1.566		
12	蒸留水		B:1.599 P:1.546	0.1	
19		上面から 上面	AV:1.573 P:1 507 D:1 509	0.01	
15	CaCl₂水溶液 イオン強度 0.5		AV:1 550		
14			B:1.600 P:1.535	0.001	
			AV:1.569		
15	• 幌延模擬地 k 水	底面から 上面	B:1.597 P:1.509	0.5	
10			AV:1.547		
16			ΔV:1 569		
17			B:1.589 P:1.533	0.01	
			AV:1.562		
18			B:1.586 P:1.479	0.001	
			AV:1.532	0.001	

表 5.1.1-3 人工給水・流出試験の検討ケース

これまでの試験結果

人工給水の効果はこれまでに確かめられている。結果について以下に述べる。

a.底面から上面へ給水(ケース1~11)

図 5.1.1-66 と図 5.1.1-67 に通水圧と総流量の経時変化を示す。試験は流量制御で実施したため、総流量が所定の流速に合せて一定勾配で増加している。また、全てのケースで通水圧がアクリルセルの上限圧である 3MPa に達していることから、人工給水による膨潤によって、緩衝材流出が抑制できることが分かった。NaCl水溶液や CaCl2の場合には、流速の早いのケースで、一時的に送水圧が低下しているため、破過現象が発生したことが分かる。しかしながら、その後、再び送水圧が増加に転じており、緩衝材の流出には至っていない。また、前述の緩衝材流出試験における Ca型化の影響のように、ゆっくりとした給水であっても明確な Ca型化の影響は見られない。これは、人工給水することによって Caイオンが拡散でしか供試体内部に浸透できないためであると考えられる。そのため、人工給水は Ca型化やイオン強度の影響を緩慢にする作用があると言える。
さらに、前述の CaCl₂ 水溶液を用いた小規模緩衝材流出試験では、ペレット部分に複数 の小さな水みちが形成され、試験の終わりまで収斂することなく残留することが明らかと なったが、本検討から、蒸留水で人工給水を行うことによって、ペレット部の大間隙が Ca 型化により水みちとして残留することを防ぐことが可能であることが示唆された。ただし、 本試験では人工給水による膨潤後に供試体全体が Ca 型化するまで CaCl₂ 水溶液を供給で きていないため、長期的にも Ca 型化による水みち形成を抑制することができるかどうかは 更なる検討が必要である。





図 5.1.1-67 通水圧と総流量の経時変化 (Case9~11)

表 5.1.1-4 と表 5.1.1-5 には、各ケースの試験前、給水中、試験後の供試体上面の様子と 給水中の側面の様子を示している。全てのケースで排水側用の溝にベントナイトが膨潤し て止水し、水みちが形成されていないことが分かる。ただし、試験中の側面図の観察から、 ペレット側の底面では、通水圧が全応力として作用し、供試体を押し上げて圧縮し、隙間が 発生していることが分かる。同様の結果は SKB 社の検討(SKB 社 Report R-06-72[3])で もみられており、人工給水を行っても、湧水の圧力によって発生する隙間が流出箇所と連通 するような場合には破過現象が断続的に生じるものと考えられる。

Case	試験前	給水後	試験後	試験中側面
1 H ₂ O 0.5L/min				
2 H ₂ O 0.1L/min				
3 H ₂ O 0.01L/min				
4 H ₂ O 0.001L/min				
5 NaCl 0.5M 0.5L/min				
6 NaCl 0.5M 0.1L/min				
7 NaCl 0.5M 0.01L/min				
8 NaCl 0.5M 0.001L/min				

表 5.1.1-4 人工給水・流出試験の状況一覧 (Case1~8)

Case	試験前	給水後	試験後	試験中側面
9 CaCl2 0.5/3M 0.1L/mi				
n 10 CaCl2 0.5/3M 0.1L/mi n				
11 CaCl2 0.5/3M 0.1L/mi n				

表 5.1.1-5 人工給水・流出試験の状況一覧(Case9~11)

b.上面から上面へ給水

前述のように、供試体の密度と通水圧の大きさによっては、通水圧が全応力として作用し、 供試体を圧縮して隙間が発生する。仮に、そのような隙間が排水側と連通すれば、断続的に 破過が発生するものと考えられる。そこで、図 5.1.1-68 に示すような試験ケースを考えた。 図に示すように、人工給水を行って膨潤した供試体に上側から給水すると、給水圧が全応力 となって供試体に作用する。そのために、供試体を押し下げて、供試体上面に隙間を形成す る。この隙間が、上面にある排水口に連通すると、瞬時に水が流れるのと同時に水圧が下が り、隙間が塞がるという現象(破過)が繰り返されるものと考えられる。



通水 · 破過

図 5.1.1-68 湧水圧により発生する隙間が流出箇所と連通するような場合を模擬した実験 例

図 5.1.1-66 に通水圧と総流量の経時変化を示す。試験は流量制御で実施したため、総流 量が所定の流速に合せて一定勾配で増加している。底面から給水した場合では、全てのケー スで通水圧がアクリルセルの上限圧である 3MPa に達していたが、上面から給水した場合 では、断続的に破過が発生しており、人工給水によって必ずしも緩衝材の流出を抑止できる とは限らないことが明らかとなった。湧水箇所(地下水圧が作用する方向)と流出箇所の位 置関係などを考慮して、適切な対策を講じなければならない。



図 5.1.1-69 通水圧と総流量の経時変化(Case12~14)

表 5.1.1-6 には、各ケースの試験前、給水中、試験後の供試体上面の様子と給水中の側面の様子を示している。試験中の側面図の観察から、ペレット側の底面では、通水圧が全応力として作用し、供試体を押し下げて圧縮し、隙間が発生していることが分かる。この隙間は、排水側と連通するため、破過現象が断続的に生じたものと考えられる。



表 5.1.1-6 人工給水・緩衝材流出試験の状況一覧(Case12~14)

図 5.1.1-70、表 5.1.1-6 には、各ケースの水みちの形成状況を示す。Case12、Case13 では、ブロックとペレットの界面付近に水みちが形成されているが、Case14 ではブロック側に水みちが形成されている。本試験の場合、人工給水期間が1週間程度と短く、給水方法も下面から上面に向かって給水しているため、ブロック上面が十分に膨潤していなかった可能性がある。

図 5.1.1-70 水みちの形成状況 (Case12~14)

4) 試験結果(下面から上面へ給水、ケース15~18)

ケース 15~18 では、試験に使用した水が模擬幌延地下水であり、さらに人工給水も蒸 留水ではなく幌延地下水で実施した。前述のように、これまでの蒸留水で人工給水したケ ースでは、給水期間を1週間としたが、幌延地下水のケースでは、に示すように給水量が 定常にならなかったため約1か月に亘って人工給水を行った(図 5.1.1-71)。



図 5.1.1-71 模擬幌延地下水による人工給水状況

図 5.1.1-72 に通水圧と総流量の経時変化を示す。試験は流量制御で実施したため、総 流量が所定の流速に合せて一定勾配で増加している。流速が 0.5L/min の場合、通水初期 に 2.2MPa 程度、さらに 0.1L/min の場合、通水初期に通水圧が 1.5MPa 程度まで上昇 し、破過が発生した。一旦破過が発生すると、その後はほとんど通水圧は増加せず、水み ちが残された。このように、人工給水を行っても、一旦、破過が起きると、水みちが残留 することが分かった。

これまで実施したイオン強度 0.5 の NaCl や CaCl² の水溶液であっても、下面から上 面へ通水するケースでは破過が発生したことがないことから、人工給水を模擬幌延地下 水で実施したことによる影響が予想された。一方、流速が 0.1L/min 以下のケースでは、 破過が発生したケースと同様に模擬幌延地下水で人工給水を実施したにも関わらず、通 水圧がアクリルセルの上限圧である 3MPa に達して破過は発生しなかった。ことから、 破過の原因は、人工給水を模擬幌延地下水で実施したことだけでなく、人工給水後の通水 時の流速が大きい場合には供試体内に浸潤する模擬幌延地下水の割合が小さく、給水し た幌延地下水のほとんどが供試体とセルとの界面を流れようとするのに対して、流速が 小さい場合には人工給水後の通水中であっても供試体内に浸潤する模擬幌延地下水の割 合が大きく、膨潤が促進されて、さらに供試体とセルとの界面を流れる模擬幌延地下水の 割合が小さいことも考えられる。



表 5.1.1-7 には、各ケースの試験前、給水中、試験後の供試体上面の様子と給水中の側面 の様子を示している。流速が 0.1L/min の場合、破過が発生した後に、セルとの界面に水み ちが形成されていることが分かる。

特筆すべきは、破過がブロック側(ペレット部との界面近傍)で生じている点である。今

回、破過が生じたケースのブロック部分の乾燥密度は1.6Mg/m³弱であり、模擬幌延地下水 を用いた場合の膨潤圧は、図 2.3.21から0.7MPa 程度であると考えられる。破過圧は1.5 ~2.2MPa であり、破過圧と膨潤圧の明確な関係は見られない。仮に破過が膨潤圧と通水圧 の大小関係だけで決まるのであれば、乾燥密度が小さいペレット部で破過が発生するはず である。ペレット部ではなくブロック部(ペレット部との界面近傍)で破過が発生した理由 に関しては、模擬幌延地下水による人工給水で膨潤圧が十分に発揮されないことに加えて、 ブロック部の方が密度が高く界面を流れる模擬幌延地下水が供試体内に浸潤できないこと、 ペレット部の近傍では膨潤圧を発揮するための反力が十分に得られない(膨潤圧がペレッ ト部と同等)ことなどが挙げられる。これらのことから、破過は膨潤圧と通水圧だけでは決 まらず、地下水組成や給水と排水の位置関係(境界条件)や流速(供試体に浸潤する割合) などによる複合的な作用によって決まることが分かった。

本検討の結果、保守的に考えれば、模擬幌延地下水程度のイオン強度を有する地下水で 人工給水してもプレハイドレーション効果が十分に得られない可能性がある。ただし、実際 の処分場の規模やインフラ整備などに鑑みると、蒸留水や水道水などで人工給水すること が必ずしも現実的ではない可能性もあるため、どの程度のイオン強度であれば十分なプレ ハイドレーション効果が得られるかということに対する十分な知見を得ておくことは重要 である。このことに関しては、人工給水に用いる水溶液のイオン強度をパラメータとした検 討を実施する必要があるため、今後の課題である。

Case	試験前	給水後	試験前	給水後
15 模擬幌延 地下水 0.5L/min				
16 模擬幌延 地下水 0.1L/min				
17 模擬幌延 地下水 0.01L/min				
18 模擬幌延 地下水 0.001L/min				

表 5.1.1-7 人工給水・流出試験の状況一覧(Case15~18)

5.1.2 給排水の位置関係が緩衝材の流出に及ぼす影響

(1) 試験概要

流路長が緩衝材の流出に及ぼす影響を検討する試験を昨年度までに行った[5]。行った試験は、全てのケースで給水を供試体下面から行い、排水を供試体上面から行った。このため、 緩衝材に混合されているケイ砂の沈殿や、NaCl水溶液を用いたケースではベントナイト自 体の沈殿も観察された。この沈殿により、見かけ上、湧水のイオン強度が高いほど流出量が 少ないという結果となっているが、実際には、緩衝材本体から分離して沈殿している材料は 流出したものと見なした方が適切である処分形態も考えられる。

緩衝材の設計仕様は主に透水係数と厚さで規定されると考えられる。このような考えに 従えば、仮に湧水によって緩衝材が洗掘されたとしても、処分坑から流出せずに沈殿する場 合は、バルクの乾燥密度は変化せず、厚さも処分坑と同じで変化しないことになるため、緩 衝材の設計仕様は満足されると判断することが可能である。一方で、例えば、亀裂が処分孔 の底部に存在する場合や横置き処分概念の場合、沈殿物は処分坑外に流出する可能性があ る。この場合、バルクの乾燥密度が低下し、透水係数が増加すると共に、さらに流出が続け ば緩衝材の厚さの担保も困難になる可能性がある。

(2) 試験ケース

本試験では、沈殿物が試験セルから流出する系で同様の試験を実施し、緩衝材流出に対 するイオン強度の影響を調べることとした。具体的には、これまで使用していた緩衝材流 出試験機(図 5.1.2-1 緩衝材流出試験機全景)を横に倒した状態で試験を実施する。図 5.1.2-2 緩衝材流出試験セル(横置き処分ケース)に試験のイメージ図を示す。給水はセ ルの褄部の上部から行い、排水はセルの坑口部から行う。試験ケースを表 5.1.2-1 に示 す。イオン強度と陽イオン種をパラメータとして試験を実施した。

	液種	通水 方向	供試体	流速 0/min	試験数	備考
	蒸留水		膨調盗の亚均超		1	
界面の透水性評価 流出量と流量の関係の取得	NaCl 水溶液 イオン 強度 0.5	横置き	 加岡良(ジ) + 2042森 密度 1.6Mg/m³程 度 ケイ砂 30wt%含有 ベントナイトブ ロック 45 mm×h100 mm × 10 段 	0.1	1 最大通水压 1MPa	最大通水圧: 1MPa
	CaCl ₂ 水溶液 イオン 強度 0.5				1	

表 5.1.2-1 横置き 1000mm セルによる緩衝材流出試験ケース



図 5.1.2-1 緩衝材流出試験機全景



図 5.1.2-2 緩衝材流出試験セル(横置き処分ケース)

試験中は、これまでの1000mmセルを用いた流出試験と同様に、供試体をカメラで定点 観測し、水みちの形成状況、膨潤による自己シール状況などを観察した。さらに、試験中の 通水圧や排水に含まれる流出した物質を採水して吸光度(濁度)を計測した。計測した吸光 度は、モンモリロナイト含有量と吸光度の関係から排水中に含まれるモンモリロナイト量 に換算した。

(3) 試験結果

1) 蒸留水ケース (Case1)

図 5.1.2-3 に蒸留水の場合の送水圧と送水量の経時変化を示す。図から、給水による水みちの形成に伴って送水圧が増加して、5日目(122時間目)に最大送水圧 937kPa に達した。さらに、ここで破過が発生して一旦給水圧が低下したが、その後も送水圧は漸増した。

図 5.1.2-1 には水みちの形成状況を示す。写真に示すように、排水側の多孔板には流出した砂が堆積していたことから、この送水圧の増加は多孔板周辺の砂の堆積によるものと推察された。図 5.1.2-4 には、破過が起こる前後の水みちの変化と砂の体積状況の変化を示している。破過発生直後の5日目に水みちが急激に細くなっていることが分かる。また、破過が発生する前後1日の間に、砂が堆積しているフロント位置が下流側から上流側に100m

m伸展していることが分かる。このため、破過は、供試体上流部の水みちに堆積していたケ イ砂が下流に押し流された際に発生したものと考えられる。さらに、水みちに堆積していた 砂が下流に押し流されたため、堆砂フロントよりも上流側では膨潤を阻害する砂がなくな った為に水みちが細くなっている。破過が発生する前後で水みちの形状が変化した原因が 水みちに堆積した砂が押し流されたためであることが分かった。なお、破過後の水みちが、 水みちに残っている砂を避けるように蛇行していることが観察できた。このため、水みちの 形成にケイ砂が大きな影響を及ぼしていることが推察された。



図 5.1.2-3 送水圧と送水量の経時変化(蒸留水ケース)

位置 (mm)	2時間後	6時間後	24 時間後	4日後	5日後	6日後
0-165						
90-265			FE			
190-365	R- L	R	FF			
290-465		RE	and the second		THE STREET	ALL NO
390-565	de la					
490-665						
590-765						
690-865			F			
790-965						
890-1000						

図 5.1.2-1 試験状況(横向き流出試験:蒸留水)



図 5.1.2-4 破過前後の水みちと堆砂状況の違い(上:破過前(4日目)、下:破過後(5日 目))

2) NaCl 水溶液ケース (Case2)

図 5.1.2-5 に NaCl 水溶液のケースの送水圧と送水量の経時変化を示す。図から、給水開始から間もなく給水圧が 500 k Pa に増加するなど、増減を繰り返していることが分かる。 増減がパルス的であることから、破過現象が繰り返し発生しているものと考えられる。

写真 5.1.2-2 には水みちの形成状況を示す。写真 5.1.2-2 に示すように、試験当初は、供 試体上部に1本の水みちが形成されているが次第に蛇行している。また、形成された水みち は非常に細いが、排水側には多量の砂の堆積がみられる。これらの観察から、水みちが非常 に細く、蛇行している中でケイ砂が流されていく際に一時的に給水圧が増加したために、破 過現象のような給水圧の増減が計測されたものと考えられる。



図 5.1.2-5 送水圧と送水量の経時変化(NaCl水溶液ケース)

位置 (mm)	1時間後	5時間後	24 時間後	36 時間後	2 日後
0-165					
90-265					
190-365					
290-465					
390-565					
490-665					
590-765					
690-865					
790-965					
890-1000	-				

写真 5.1.2-2 試験状況(横向き流出試験: NaCl)

3) CaCl₂水溶液ケース(Case3)

図 5.1.2-6 に CaCl₂水溶液のケースの送水圧と送水量の経時変化を示す。図から、給水開始から 70 時間経過後から、給水圧が激しく増減を繰り返していることが分かる。増減がパルス的であることから、破過現象が繰り返し発生しているものと考えられる。最終的に給水 圧が 1MPa まで増加したために試験を終了した。

写真 5.1.2-3 には水みちの形成状況を示す。写真に示すように、試験当初は、供試体上部 に1本の水みちが形成されているが、給水開始から 24 時間以降に、次第に水みちが大きく なり、水みち周辺が崩壊したような状態になっている。このような現象は NaCl 水溶液のケースでは観察されなかったため、Ca 型化の影響と考えられる。同様の現象は、図 5.1.2-6 に示した CaCl₂水溶液を用いた小型の流出試験においても観察されている。

また、排水側には多量の砂とベントナイトの混合物の堆積がみられる。排水側の堆積物が 砂だけでなく流出したベントナイトもあることから、これらの堆積物が多孔板を閉塞させ 給水圧が増加したものと考えられる。



図 5.1.2-6 送水圧と送水量の経時変化(CaCl₂水溶液ケース)

位置 (mm)	1 時間後	4時間後	24 時間後	2 日後	5日後
0-165					
90-265					
190-365					
290-465					
390-565					
490-665					
590-765					
690-865					
790-965					
890-1000					

写真 5.1.2-3 試験状況(横向き流出試験: CaCl₂)

4) 送水量と流出量の関係

図 5.1.2-7 に各ケースの総流量と流出量量の関係を示す。図から、水みちの形成状況や送水圧の経時変化が異なるものの、総流量と流出量の関係は大きく異ならないことが分かる。 傾向としては、NaCl水溶液、蒸留水、CaCl2水溶液の順で総流量と流出量の関係の勾配が 急になっている。

図 5.1.2-8 には、他の流出試験結果との比較を示している。図に示すように、他の試験と は境界条件が異なるものの、総流量と流出量の関係は、これまでの試験結果と概ね同様の傾 向を示している。送水圧の経時変化などの供試体全体のアウトプットは流出物の閉塞など による影響を受けるために境界条件によって変化するが、流出現象は、基本的には水みち近 傍の現象であり、水みちが形成されてしまえば、水みち近傍は境界条件によって大きな差異 がないため、総流量と流出量の関係は境界条件の影響を受けにくいものと考えられる。ただ し、目視観察の結果から、多孔板の閉塞などの影響を排除した試験を実施した場合、液種の 影響により総流量と流出量の関係は大きく変化するものと考えられる。

今後、総流量と流出量の関係に対する影響が明確に取得できる試験条件で試験を実施す る必要がある。



図 5.1.2-7 総流量と流出量の関係



図 5.1.2-8 総流量と流出量の関係の比較

5.1.3 ベントナイトの粘度による緩衝材の限界流速の検討

(1) 試験概要

緩衝材は水と接触すると膨潤するために、体積拘束するような境界条件を課さない限り、 密度を減少させながらある程度の乾燥密度まで膨潤変形する。そのため、昨年度まで行った 模擬水みち試験による緩衝材の限界流速取得試験[5]は、初期に供試体の乾燥密度を設定し ても、実際に流出が発生している膨潤したベントナイトと水との界面付近の緩衝材の乾燥 密度を取得することができなかった。この膨潤したベントナイトと水との界面での流出発 生条件のイメージ図を図 5.1.3-1 に示す。図に示すように、膨潤した緩衝材は、水との界面 で最も乾燥密度が小さくなるため、これに伴いせん断強度も小さくなる。一方、水みちを流 れる水の粘性抵抗は、界面で最も大きくなるため、ある乾燥密度(せん断強度)以下まで膨 潤する、または緩衝材のせん断強度以上のせん断応力に流速が増加した場合、流出が発生す るものと考えられる。



図 5.1.3-1 水みちにおける水と緩衝材の界面での緩衝材流出現象発生条件のイメージ図

そこで、水みちを流れる水との界面近傍の膨潤した緩衝材を模擬したベントナイトス ラリーの濃度(乾燥密度)ごとのせん断強度を回転粘度計で取得し、同時に、水の相対速度 と粘性抵抗の関係を取得することにより、ある乾燥密度まで膨潤した緩衝材の限界流速を 取得することとした。試験手順は以下の通りである。

- ある濃度(乾燥密度) ρ_aの緩衝材スラリーを作製し、回転粘度計で回転速度をパラ メータとして粘性抵抗を濃度毎に取得する(図 5.1.3-2)。
- ② ①で取得した回転速度と粘性抵抗の関係から、回転速度ゼロ(Y切片)の値を外挿して求め、濃度(乾燥密度) ρ_aの緩衝材の降伏値とする(図 5.1.3-2)。
- ③ 水の粘性によるせん断応力と相対速度の関係を取得する(図 5.1.3-3 左)。
- ④ 濃度(乾燥密度)ρ_dの緩衝材と降伏値の関係と水の粘性抵抗と相対速度の関係から、
 水の粘性抵抗が緩衝材の降伏値よりも大きくなる相対速度を取得し、限界流速とする(図 5.1.3-3 右)。

水みちを流れる水の流速は、湧水量や緩衝材近傍の隙間の大きさなどに依存するため、サ イトが決定した場合に与条件として与えられる情報によって決定される。一方、このような 検討により、緩衝材の降伏値と乾燥密度の関係が一意的に得られれば、解析的な検討におい て流出の発生条件として活用することも可能である。



図 5.1.3-2 膨潤した緩衝材の降伏値の取得イメージ



図 5.1.3-3 限界流速のイメージ

(2) 試験ケース

表 5.1.3-1 に試験ケースをまとめる。試験は、蒸留水(ベントナイト含有率 0%に相当)を 含めて 8 ケースを実施した。各濃度で回転数を 5RPM~100RPM まで 5 速度で試験を実施 した。濃度に応じて回転子の形状(直径)を、適宜選択して使用した。

なお、蒸留水のケースでは回転数 5RPM において有意なトルクを計測できなかったため、 残りの4回転数を用いて粘性抵抗を評価した。

ベントナイト	水質量	ベントナイト質量	含水比	乾燥密度	回転数	備考	
含有量(%wt)	(g)	(g)	(×100%)	(Mg/m^3)	(RPM)		
0(蒸留水)	1000	0	—	0		各1	
2	1000	20	50.0	0.0199	F		
4	1000	40	25.0	0.0394	5	液種:蒸	
6	1000	60	16.7	0.0587	10 20	留水	
7	1000	70	14.3	0.0682	20 50		
7.5	1000	75	13.3	0.0730	100		
8	1000	80	12.5	0.0777	100		
9	1000	90	11.1	0.0871			

表 5.1.3-1 粘性による流速取得試験ケース

(3) 試験結果

図 5.1.3・4 と図 5.1.3・5 に蒸留水とベントナイトスラリーの相対速度とせん断応力の関係を示す。相対速度は、回転速度 R と回転子の直径 D を用いて π DR として求めた。また、 せん断応力は、試験によって得られるトルク T (m×mN) を回転子の半径 r で除して荷重 (F=T/r)に変換し、さらに回転子とスラリーの接触面積 A で除して応力 τ (F/A) としたものを用いた。

図に示すように、せん断応力は、粘性の影響により、相対速度が大きくなる程増加する傾向 がある。ベントナイトスラリーの試験結果を $\tau = \tau 0$ +aRb という近似関数でフィッティング させ、Y 切片を降伏値として取りまとめると図 5.1.1-6 のようになる。図には、ベントナイ トスラリー濃度を乾燥密度に変換し、乾燥密度ごとの降伏値 τ fを示している。



図 5.1.3-4 相対速度とせん断応力の関係(蒸留水)



図 5.1.3-5 相対速度とせん断応力の関係(ベントナイトスラリー)

図から、ばらつきが大きいが、乾燥密度が大きくなる程、降伏値が大きくなる傾向を示している。この傾向は、乾燥密度 0.07Mg/m³(7%濃度相当)程度を変曲点として急増していることが分かる。この試験結果を近似するに当たり、ベントナイト系人工バリア材料のせん断強度が ρ α ~ logP 平面において直線となるという既往の研究から、下記のような関数形を選択した。

$$\tau_f = 0.1 + 0.1e^{\left(\frac{0.6\rho_d - 0.009}{0.0045}\right)}$$
(数式 5.1.3-1)

ただし、このような非常に小さな乾燥密度のベントナイトのせん断挙動に関する研究は 例がないため、今後の今後のデータの蓄積が必要である。



図 5.1.3-6 乾燥密度と降伏値の関係

例えば、湧水量 100mL/min の処分坑に設置した緩衝材に水みちが 1 本形成され、その水 みちの流路断面積が 5mm×5 mm だったとすると、その際の流速は 0.067m/s となる。こ の際の水の流れによるせん断応力は、図 5.1.3-4 から、31mPa 程度となる。このせん断応 力が降伏値となるベントナイトの乾燥密度は、図 5.1.3-6 から 0.058Mg/m³程度となる。水 みち近傍のベントナイトが膨潤して、0.058Mg/m³以下になった場合、そのベントナイトは 削られて流出するものと考えられる。

水と接触している近傍のベントナイトの膨潤挙動(乾燥密度分布)は、水の浸潤挙動に起 因しており、本来、ベントナイト表面を流れる水の流速とは独立に決定するものであると考 えられる。そのため、水の浸潤に伴って水との界面近傍のベントナイトの乾燥密度分布やせ ん断強度が流速とは無関係に決定される。一方、流速は、湧水量や初期の隙間の面積、さら にベントナイトの膨潤量によって決まり、その際の流速に応じたせん断力がベントナイト に作用する。このせん断能力の推定は本試験結果を蓄積することによって整備されるため、 水の浸潤に伴うベントナイトの水との界面近傍の乾燥密度分布発生メカニズムが十分に整 備されれば、流出量を推定することも可能となる。

5-63

5.1.4 工学規模緩衝材流出試験

(1) 試験概要

小規模試験で明らかになった現象は、主に緩衝材と異種材料の界面に発生した水みち内 で発生しており、小規模試験といえども供試体寸法は水みちよりも十分に大きいために、こ れらの現象が試験規模に及ぼす影響は小さいものと考えられるが、確認が必要である。さら に、前述の小規模試験では、複雑な境界条件を考慮することが困難であったため、給水位置 と数(鉛直方向と水平方向)、処分孔の不陸、ペレットの粒径、流出対策の効果などの検討 には適さないと考えられる。

そこで、小規模試験よりスケールアップした工学規模試験において、試験規模の影響評価、 実際の処分孔を模擬した境界条件下での緩衝材流出現象の発生状況観察や発生条件の検討、 さらに流出現象のモデル化を行う。図 5.1.4-1 に工学規模緩衝材流出試験セルのイメージ を、図 5.1.4-2 工学規模緩衝材流出試験セルには工学規模緩衝材流出試験セルの写真を示 す。図 5.1.4-3 工学規模緩衝材流出試験供試体作成状況には供試体作成状況を示す。供試 体の作製では、SUS 製の半割れモールド内で、仕上がり層厚 1cm となるように静的締固め を 60 層実施した。完成後は、供試体の高さ調整の後に半割れモールドから脱型して、図 5.1.4-1 工学規模緩衝材流出試験セルのイメージに示したアクリルセル、及び上蓋などを 被せて供試体を完成させた。なお、底盤は供試体の静的締固め時から後述する緩衝材流出試 験まで、同じ底盤を使用することで、不要な供試体の移動を排除した。



図 5.1.4-1 工学規模緩衝材流出試験セルのイメージ



図 5.1.4-2 工学規模緩衝材流出試験セル



SUS 製半割れモールド

撒き出し状況

静的圧縮



供試体完成

脱型

アクリルセル設置状況



アクリルセル設置 アクリル製上蓋設置 反力盤設置(完成)図 5.1.4-3 工学規模緩衝材流出試験供試体作成状況

(2) 試験ケース

表 5.1.4-1 に試験ケースを示す。今年度は、ケース3およびケース4を実施する。流路の 違いによる緩衝材流出の挙動とそれに対する人工不陸の効果をみるために、セルとの間に 隙間がある条件で蒸留水を側面下方から反対側側面の上面に向かって蒸留水を通水させた。 供試体とセルの間の隙間は 30mm のリング状であり、水はこの隙間を回り込んで上面の排 水孔に向かって流れる。この際の流速は、シリンジポンプで 0.1L/min となるように制御し た。

ケース	対策	液種	通水 方向	供試体	流速 (L/min)	試験 数	試験項目	備考
1	無対 策	蒸留水	底面から上 面	 膨潤後の平均乾燥 密度 1.6Mg/m³程 度のブロック 寸法: 	0.1	1	通水圧 流出量 (濁度) 挙動の観察	新規 セル内径: 560 mm 高さ: 600 mm
2	人工 不陸	蒸留水	底面から上 面	 膨潤後の平均乾燥 密度 1.6Mg/m³ 程 度のブロック 寸法: 	0.1	1	通水圧 流出量(濁度) 挙動の観察	新規 セル内径: 560 mm 高さ: 600 mm
3	無対 策	蒸留水	側面から側 面	 膨潤後の平均乾燥 密度 1.6Mg/m³ 程 度のブロック 寸法: 	0.1	1	通水圧 流出量 (濁度) 挙動の観察	新規 セル内径: 560 mm 高さ: 600 mm
4	人工 不陸	蒸留水	側面から側 面	 膨潤後の平均乾燥 密度 1.6Mg/m³ 程 度のブロック 寸法: 	0.1	1	通水圧 流出量 (濁度) 挙動の観察	新規 セル内径: 560 mm 高さ: 600 mm

表 5.1.4-1 工学規模緩衝材流出試験ケース

(3) 平成 26 年度までの成果

1) 無対策(通水方向:底面から上面)ケースの試験結果

図 5.1.4・4 に送水圧と送水量の経時変化を示す。図から、給流量は試験開始から 3 ヶ月程 度の間 0.1L/min で一定であり、その後、1cc/min に流量を低減させた。通水圧は増減を繰 り返しながら、大局的には漸増傾向を示している。特に、給水量を 1cc/min に低減させてか らは増減が激しく、給水圧は最大で 500kPa 弱まで増加した。



図 5.1.4-4 送水圧と送水量の経時変化

図 5.1.1-1 に、試験初期段階の水みちの形成状況を示す。試験開始直後、0.1L/min で給水を開始したところ、供試体下段に発生した水みちが徐々に上段に向かって進展し、最終的には排水孔とつながった。このため、図 5.1.4-4 に示した通水圧の経時変化も低い値のままである。中段の水みちは、一見、シールされたように見えるが、緩いベントナイトがセルの表面に付着しているだけで、シールされてはいない。



図 5.1.4-5 工学規模緩衝材流出試験における水みち形成状況

(初期:0.1L/min)

さらに試験を、0.1L/min の流量で3ヶ月間、その後、1cc/min に流量を低下させて試験 を継続した。0.1L/min の流量で通水を続けることにより、緩衝材流出に伴う膨潤で水みち 周辺の乾燥密度が低下していることが予想された。流量を 1cc/min に低下させてからは、水 みちの大きさが細くなり、約1週間後には供試体底面に大きな隙間が発生した。これは、流 量の低下に伴う緩衝材の膨潤により水みちの閉塞したため、給水圧が、一時的に供試体底面 に全て外力として作用したためである。この期間では図 5.1.4・4 に示したように、流量と給 水圧の関係において給水圧が急激に上昇した。しかしながら、閉塞期間は一時的であり、閉 塞と破過が繰り返され、断続的に給水圧の増減が見られた。図 5.1.4・6 には、水みち形成観 察結果のイメージを示す。試験を観察すると、その膨潤は決して一様ではなく、上下方向、 円周方向に、膨潤が早期に発生する場所と遅れて膨潤する場所が存在する。早期に膨潤する 場所と遅れて膨潤する場所が上下に発生すると、遅れて膨潤する場所が横向きの水みちと して残り、早期に膨潤する場所が上下に発生する場所が円周方向に存在すると、遅れて膨潤 する場所が縦方向の水みちとして残る。水みちは階段状になっていたことからもこのよう な水みちの形成メカニズムが推測された。



図 5.1.4-6 水みち形成観察結果のイメージ

2) 人工不陸(通水方向:底面から上面)ケースの試験結果

緩衝材の流出は、回収可能性を担保する期間や廃棄体の処分場の成立性などにも影響を 及ぼす重要な課題である。そのため、何らかの工学的な対策が必要である。

前述の無対策ケースの水みち形成状況を観察した結果、図 5.1.4-6 に示したような膨潤 の遅延領域が水みちとして残ることが明らかとなった。このため、図 5.1.4-7 に示すよう に、系が閉じた膨潤遅延領域となるように人為的な不陸が設置できれば、有効な流出対策 になる可能性があると考え、試験を行った。



図 5.1.4-7 流出対策としての人工不陸の意味

さらに、前述の人工給水の効果に関する検討において述べたように、給水圧が供試体を排 水口に押し付ける(下面給水 - 上面排水)場合、いずれのケースでも破過や緩衝材の流出は 発生しなかったが、給水圧が供試体を押し下げる(上面給水 - 上面排水)場合、給水圧によ って押し下げられた供試体とセルの間の隙間が排水口と連通することによって破過が発生 し、水みちが発生した。この実験事実は、給水圧が水みちの形成を抑制する方向に作用すれ ば緩衝材の膨潤によって水みちの形成を抑制できる可能性を示している。この実験事実に 対して、人工不陸は図 5.1.4-7 に示すような効果も期待できる。

図 5.1.4-7 には、人工不陸と膨潤領域の拡大図も示している。図に示すように、人工不陸 の下面には緩衝材を押し付ける方向に給水圧が作用するため、仮に緩衝材とセルの界面に 沿って水みちが発生したとしても、人工不陸の下面に発生した水みちは給水圧によって押 し潰されることになる。この効果は給水圧が増すほど高くなるため、一旦閉塞すると、破過 などの現象も発生し難いと考えられる。

尚、本試験では、人工不陸と供試体の間隔は 1mm 程度であり、人工不陸がない箇所では 30mm 程度である。

図 5.1.4・8 に給水量と給水圧の経時変化を示す。試験は流量制御(0.1L/min)で実施してい るため、総流量は一定勾配で増加している。これに対して給水圧は、試験の給水段階(2 時間 40 分)の間で供試体の給水口と排水口の水位差(70cm 程度)に相当する圧力である 7kPa 程 度まで増加し、その後、供試体の膨潤に伴って漸増している。給水開始から 14 日目で給水 圧が 400kPa に、さらに 18 日目では 950kPa 程度まで急増した。その後、±100kPa 程度 の変動を繰り返しながら、試験開始から 22 日目で、給水圧は試験機の耐圧上限値 1100kPa に達したため試験を終了した。図 5.1.4・4 に示した無対策のケースに比べ、給水圧の増加状 況が急速であることから、人工不陸がベントナイトの膨潤に伴って流出抑制対策としての 効果を発揮したものと考えられる。



この試験では、人工不陸が緩衝材流出現象の抑止に対してある程度の効果が見込めることが分かった。

図 5.1.4-9 には、側面最下部に発生した水みちと人工不陸箇所の乾燥状況を示す。供試体 最下面は、底面と側面の 2 面から水が浸潤するため、他の場所よりも浸潤状況が進行して おり、他の箇所よりも早く緩衝材とセルが密着している。そのため、側面最下部にある人工 不陸未設置箇所では、水みちが発生している。しかしながら、この水みちは、人工不陸箇所 で消滅しており、人工不陸とセルの界面を水が流れているものと考えられる。



図 5.1.4-9 側面最下部に発生した水みちと人工不陸箇所の乾燥状況

図 5.1.4-10 には、試験開始から 20 日後のセルの全景を示す。人工不陸未設置箇所の膨 潤が進み、水みちが形成されている。さらに、人工不陸箇所とセルの隙間に流出した緩衝材 が沈殿して膨潤し、隙間をシールしていることが分かる。



図 5.1.4-10 人工不陸箇所と人工不陸未設置箇所の状況(20日後)

流出物の質量を計測した後、図 5.1.4-11 に示すような流出量と総流量の関係にまとめる ことにより、工学的対策の効果の評価が可能となる。既に実施した前述の無対策のケース に比べ、流出量と総流量の関係が下側にプロットされれば、同じ流量に対して流出の量が 少ないことになり、対策が有効ということになる。



図 5.1.4-11 工学的対策の効果の評価
3) 解体状況

図 5.1.4-12 に工学規模緩衝材流出試験の解体時のサンプリング位置を示す。サンプリン グは2つの直交する断面から面状に分布が得られるように実施した。

図 5.1.4-13 には、乾燥密度分布を示す。供試体表面の膨潤によって人工不陸に食い込ん でいる箇所は、乾燥密度が 0.8Mg/m3 程度となっており、初期に対して非常に密度が低下 している。また、給水側となる底面の角部と排水側となる上面の角部も乾燥密度が低いこと が分かる。

図 5.1.4-14 には、飽和度分布を示す。供試体表面の膨潤によって人工不陸に食い込んでいる箇所は、ほぼ飽和しており、また、給水側となる底面の角部と排水側となる上面の角部も 飽和していることが分かる。

このことから、供試体表面を流れる水は、供試体表面を流出させながら、一部は供試体内 部に浸潤していることが分かる。また、乾燥密度 0.8Mg/m3 程度であっても、人工不陸に食 い込むと 1MPa という高い通水圧が作用しても水の流れが止められたことから、人工不陸 に食い込んだ緩衝材の膨潤圧だけでなく、通水圧が全応力として供試体に作用したことに よる、人工不陸に供試体が押しつけられ、供試体の押し抜きせん断強度によっても止水が促 されたものと考えられる。



図 5.1.4-12 工学規模緩衝材流出試験のサンプリング位置



図 5.1.4-13 工学規模緩衝材流出試験の解体結果(乾燥密度分布)



図 5.1.4-14 工学規模緩衝材流出試験の解体結果(飽和度分布)

(4) 無対策(通水方向:側部から側部)ケースの試験結果

これまでの試験では、試験セルの底部から給水し上部から排水する系で緩衝材流出状況 を観察した。この結果、パイピングが発生する状況やパイピングのシールに対して人工不陸 (孔壁の不陸)という対策が有効であることが明らかとなった。また、この試験系では、通 水圧は供試体の下部から上向きに鉛直方向に作用するため、人工不陸はこの通水圧に直交 する水平方向に設置するのが効果的であることが分かった。

本試験では、この人工不陸による水みち形成の抑制効果やその原理を確認するために、図 5.1.4-1 に示すように、試験セルの側面上部から給水し、側面下部から排水した場合の緩衝 材流出状況を観察すると共に、その対策として人工不陸を垂直方向に設置した場合の効果 について検討する。



図 5.1.4-15 工学規模緩衝材流出試験の試験イメージ

1) 試験状況

図 5.1.3-1 に給水量と給水圧の経時変化を示す。試験は流量制御(0.1L/min)で実施しているため、総流量は一定勾配で増加している。これに対して給水圧は、試験の給水段階(2時間40分)の間で供試体の給水口と排水口の水位差(70cm 程度)に相当する圧力である 7kPa 程度まで増加し、その後、供試体の膨潤に伴って漸増している。給水開始から11日目で給水圧が急増したため、この時点で、供試体とセルとの隙間が膨潤によって概ねシールされたことが分かる。その後、変動を繰り返しながら、大局的には漸増傾向を示した。図 5.1.4-4 に示した無対策のケースに比べ、給水圧の値が若干小さいが、概ね同等と言える。



図 5.1.4-16 給水量と給水圧の経時変化

図 5.1.4-17 には、試験装置上面の膨潤状況を示す。上面では、給水後 2 時間 40 分で供 試体とセルの間の隙間が水で満たされ、その後、時間経過に伴って供試体が膨潤しながら隙 間をシールしている状況が分かる。供試体内部への浸潤も時間経過に伴って進行している。



図 5.1.4-17 工学規模緩衝材流出試験状況(上面)

図 5.1.4-18 には側面の膨潤状況を示す。写真から、膨潤によって締固め層境やブロックの間隔が一体化しているのが分かる。また、膨潤領域が下部に垂れ下がり、下部から先行して隙間がシールされている状況が分かる。



図 5.1.4-18 工学規模緩衝材流出試験状況(側面)

図 5.1.4-19 には、給水開始から 11 日後の供試体の状況を示す。写真から、上部まで供 試体が膨潤し、隙間がシールされていることが分かる。この結果は、図 5.1.3-1 に示した給 水量と給水圧の経時変化において、給水開始から 11 日後に給水圧が増加したことと整合す る。



図 5.1.4-19 工学規模緩衝材流出試験状況(側面:11日後)

図 5.1.4-20 には給水側での水みちの発生状況を示す。写真から給水箇所は水圧で凹んで おり、その窪みに空気が溜まっていることが分かる。この窪みから斜め上方向に水みちが発 生しており、あたかも窪みに溜まった空気の浮力によって膨潤領域が押し上げられたかの ように見える。その後は、窪みは次第に小さくなり、水みちの大きさが太くなっている。

通水開始から 48 日目には給水位置から上向きに形成された水みちが左向きに遷移し始めた。78 日目にメチレンブルーを通水して水みちを確認すると、従来の上向きに形成された水みちには全く水は流れておらず、新たに形成された横向きの水みちのみに収斂していることが分かる。

さらに 83 日と1時間経過時から1時間の間に、新たに下向きに水みちが形成された。 この水みちは、多数の分岐経路を持っており、従来と異なる傾向であった。この多数の水 みちは、1日程度で真下の方向の1本の水みちに収斂した。その後、88 日と7時間経過時 に新たに右方向に多数の分岐経路を有する水みちが発生し、最終的に1本の水みちに収斂 した。



図 5.1.4-20 工学規模緩衝材流出試験状況(給水側)

このような不安定ともいえる水みちの変遷は、側面に垂直に給水しているという境界条件に起因するものと考えられる。水みちの形成箇所は、本来、重力や膨潤による供試体表面の形状変化などによって決定するが、どの方向に水みちが発生するかはこれらの影響の大きさの大小関係で決まるものと考えられる。正に、せん断帯生成やバックリング現象などと同様な分岐現象の一種として水みちが形成されていると思われる。

一方、図 5.1.4-21 には、排水側のパイピングの発生状況を示す。11 日目には既に大き な水みちが形成されており、その水みちが、人工不陸設置用のボルト穴に沿っていること が分かる。ボルト穴にはスペーサーが設置されており、有意な凹凸はないが、ボルト穴の スペーサーとセルの内壁との僅かな凹凸によってボルト穴に沿って膨潤遅延領域が発生 し、水みちとなったものと思われる。この水みちには、83 日目までは水が流れていたもの と考えられるが、給水側の水みちが真下に向かって形成された時点から水みちの閉塞が始 まっている。当初は、給水箇所から時計回りに水が流れていたが、最終的には、給水方向 から反時計回り水みちが形成され、この水みちは閉塞された。



図 5.1.4-21 工学規模緩衝お材流出試験状況(排水側)

2) 解体状況

図 5.1.4-22 に工学規模緩衝材流出試験の解体時のサンプリング位置を示す。サンプリン グは2つの直交する断面から面状に分布が得られるように実施した。図には、給排水箇所も 示している。A-C 断面のA 側から給水し、C 側から排水している。

図 5.1.4-23 には、乾燥密度分布を示す。給水箇所のある A 側上部は乾燥密度が小さくなっていることが分かる。給水中、常に水の流れがあり、水みちも形成されていたため、流出と膨潤が継続的に生じていたためであると考えられる。また、水みちが形成されていた箇所は、概ね、乾燥密度の低下が観察された。

図 5.1.4-24 には、飽和度分布を示す。乾燥密度が低下している箇所は、飽和度の増加が 顕著であり、概ね飽和している状況であった。供試体内部で、部分的に飽和度が増加してい るところが見えるが、これはブロックの界面に水が選択的に浸潤したことによるものと考 えられる。解体時も、ブロックの一体化は供試体深部まで進んでいた。ただし、解体治具で ある程度の負荷をかけると、ブロック界面が平面的に剥がれたため、完全に一体化している とは言い難い状態であった。この給水を長時間進めることにより、ブロックの一体化が進み、 ブロック間の界面が、水理的弱部になる可能性は低いと考えられる。



図 5.1.4-22 工学規模緩衝材流出試験のサンプリング位置



図 5.1.4-23 工学規模緩衝材流出試験の解体結果(乾燥密度分布)



図 5.1.4-24 工学規模緩衝材流出試験の解体結果(飽和度分布)

(5) ペレット充填(通水方向:側部から上面)ケースの試験結果

1) 試験状況

エロージョンに対する工学的対策として隙間にペレットを充填する方法の有効性につい て検討を行った。にペレット充填供試体の作製工程を示す。図に示すように、先ず緩衝材ブ ロックを積層してアクリルセルを被せ、アクリルセルと緩衝材の間の幅 30mm の隙間をペ レットで充填した。ペレットは最大粒径 20mm 程度の大粒径ペレットを千鳥配置させ、そ の間を小粒径ペレットで充填し突き固めるという方法を 1 層ごとに行った。これにより、 ペレット部の乾燥密度は 1.469 Mg/m³となった。



図 5.1.4-25 ペレット充填供試体の作製工程

図 5.1.4-26 には、総流量と給水圧の経時変化を示す。図には人工不陸のケースも併せて 示してい得る。図から、ペレット充填ケースでは、給水圧が給水開始から 500kPa 程度で推 移しているのに対して、人工不陸のケースでは、給水開始から 15 日程度経ってから急激に 給水圧が増加しているのが分かる。これは、ペレット充填ケースでは、給水前から通水可能 な断面積が小さいのに対して、人工不陸のケースでは、緩衝材が膨潤しなければその効果が 発揮されないためである。このことから、実処分孔では、閉鎖直後はペレットが効果的であ り、ある程度緩衝材が膨潤してからは人工不陸が効果的である可能性がある。仮に人工不陸 とペレット充填を併用すれば、緩衝材のエロージョン現象に対して相乗効果が期待できる と考えられる。



図 5.1.4-26 総流量と給水圧の経時変化

図 5.1.4-27 には、試験装置上面の膨潤状況を示す。上面には、給水開始から約 50 分で浸 潤箇所が到達した。その後、ペレット部が先行して浸潤している状況が分かる。なお、ブロ ック部の上面の一部が浸潤しているように見えるが、ブロック上面とセルの上蓋にわずか に隙間があった為であり、内部まで水が浸透しているわけではない。また、時間経過に伴っ て水みちが変遷しているが、セルとの界面だけでなく、一時的にブロック部とペレット部の 界面に水みちが形成されている状況が確認できた。



図 5.1.4-27 工学規模緩衝材流出試験状況(上面)

図 5.1.4-28 には側面の膨潤状況を示す浸潤部が上面に到達した給水開始から 50 分後で も、ペレット部には乾燥領域が存在していることが分かる。ペレット部では、飛び石状に浸 潤領域が形成され、各浸潤領域がつながっていくような形で浸潤領域が拡大した。水みちは、 不規則に様々な箇所に変遷したが、最終的には、給水箇所から上向きに最短距離の排水箇所 に向かって水みちが形成された。水みちは非常に細いため、給水圧は他のケースと比較して 試験当初から 500kPa 程度と高めである。これは、ペレットを充填したことにより、バルク の乾燥密度が他のケースよりも大きく、膨潤圧が高いためであると考えられる。

図 5.1.4-29 には、流出量と給水量の関係を示す。図には比較のために、他のケースも併

せて示している。ペレットのケースは、前述の小規模のパイピング試験のケースから取得し たエロージョン量と給水量の関係と同様の傾向を示している。他のケースに比べ、同じ給水 量に対してエロージョン量が多いが、これは他の試験ケースに比べ、隙間の容積が小さいた めに、少量の給水量から流出が始まったためであると考えられる。逆に言えば、他のケース では試験装置の隙間の容積が大きいために,隙間を水で満たす分に加えて隙間がある程度 膨潤によって狭まり流速が増加するまでの間に給水された分だけ、流出開始までに必要な 注水量が大きくなり,試験結果が右方向にシフトしたものと考えられる。



図 5.1.4-28 工学規模緩衝材流出試験状況 (側面)



図 5.1.4-29 流出量と給水量の関係

5.1.5 緩衝材施工技術の高度化

(1) 本研究の目的

本研究では、施工技術の評価項目を工学上無視できる領域まで高度化すること、つまり、 緩衝材の長期性能に関して、施工方法による影響度を低減すること(例えば、密度差を生じ させない施工方法の開発)を目的[7]として、施工方法に関する検討および緩衝材施工技術 の高度化に取り組んでいる。緩衝材施工技術の高度化によって施工技術が緩衝材の長期性 能に及ぼす影響を低減できれば、再冠水中に緩衝材に発生する事象が、緩衝材の長期性能に 及ぼす影響を小さくすることが出来るため、長期性能評価技術の精度が向上し、緩衝材の建 設操業技術と長期性能予測に資するデータから、双方向に情報のやり取りが容易になる。こ の「施工方法による影響度の低減」については、平成21年度報告書の第一分冊「遠隔操作 技術高度化開発」3.4人工バリアの品質管理技術の検討における緩衝材の施工品質管理技術 の整理の検討成果(実規模縦型処分施設での吹付け施工に関する知見)等を活用する。

再冠水後長期間に亘り緩衝材の性能を適切に確保するためには、図 5.1.5-1 に示すように "長期性能の初期条件として再冠水後"の緩衝材の品質を評価した上で、緩衝材の長期性能 (劣化・変質等)を評価し、確認することが必要になる。長期性能の初期条件として再冠水 後の緩衝材の品質を評価するためには、建設操業時の施工品質を評価した上で、地下水の浸 潤等再冠水時の影響"を適切に評価することが必要となる。



図 5.1.5-1 本研究の位置付け

(2) 緩衝材の施工技術に関するこれまでの成果の概要

緩衝材の施工方法を高度化することによって密度分布や隙間がない緩衝材を構築できれ ば、再冠水に伴う様々な発生事象の影響を低減できる可能性がある。そのため、平成 22 年 度は密度分布が小さく、隙間が出来ない施工法である吹付け工法による緩衝材の施工試験 の前段階として MX80、Milos Ca bentonite、Friedland Clay の 3 種類のベントナイトの 吹付け箱試験を行った。 平成23年度は、緩衝材の施工技術の高度化による影響度の低減検討のための試験計画の 更新を行った。緩衝材表面近傍の止水性能評価試験の結果を参考にして、0.1ℓ/min.湧水を 有する処分孔を模擬した大型セルへの緩衝材施工に関して検討を行った。結晶質岩の亀裂 から勢い良く出る湧水や堆積岩の滲み出る湧水などをパラメータとした試験計画を立案し た。

実際の処分施設で緩衝材を施工する場合を想定して、湧水がある処分孔を模擬したモー ルドで吹付け試験を行い、湧水環境下における施工性、および施工品質の確認を行った。

吹付け試験では、HLW 地層処分の縦置きレイアウトの一部分を模擬した実規模大のモー ルドを使用し、モールドの周囲に配置した孔から堆積岩を模擬した面状の湧水、若しくは結 晶質岩を模擬した噴水状の湧水を発生させた。総湧水量は堆積岩のケースでは 27 の孔から 0.1ℓ/min、結晶質岩では 3 つの孔から 0.1ℓ/min と 0.01ℓ/min で実施した。なお、吹付け中 に漏水が発生した場合、ただちに視認できること、また、モールド底面に溜まった湧水をモ ールド外部に排水することを目的として、モールド側壁と底板の間には、約 5mm のクリア ランスを設けた。

平成24年度の試験条件では、湧水環境下における吹付け施工は可能であり、均質な密度 を得ることはできるが、施工時における止水は不可能であるという結論に至った。

平成24年度では、湧水の排水機能を目的として生じた特有の境界条件が設定されており、 実際には、施工完了後に粘土プラグや天然バリアで体積拘束される緩衝材の膨潤特性によ る止水性の評価はできなかった。そこで、吹付け施工後の緩衝材を体積拘束した状態におい て、湧水の止水性を評価可能な試験計画を立案した。

吹付け施工中において緩衝材に生じる水みちは、湧水箇所から緩衝材天端部にかけて発 生している。これは、緩衝材の天端部は、拘束圧がほぼゼロであるため、水みちが発生し易 いことが原因と考えられる。

体積拘束した緩衝材が膨潤することよって、吹付け施工時に発生した流出現象を抑制で きる可能性が示された。また、この抑制効果を向上させるためには、緩衝材全体を効率良く 膨潤させることが効果的と考えられる。

体積拘束した緩衝材への人工給水を長期間継続し、H25年度と同様の破過試験を行った。 その結果、最大送水(破過)圧はH25年度の結果よりも低くなり、人工給水による緩衝材 の膨潤効果を確認することができなかった。

緩衝材の膨潤効果が低下した原因としては、鋼製モールドから溶出した Fe イオンによっ て、ベントナイトが Fe 型化したことが考えられるため、本試験で用いた緩衝材の化学分析 や膨潤圧試験を実施して、ベントナイトの Fe 型化による膨潤性能の低下について詳細に検 討する予定である。

破過試験時に形成された水みちの経路を推測した結果、水みちは、リング型モールドの下 段からではなく、上・中段の送水孔から緩衝材天端に架けて形成されていることがわかった。 このことから、水みちの形成要因として、湧水の発生場所から緩衝材天端部まで距離が大き く関係していると考えられるため、詳細に検討する必要がある。

(3) 本年度の試験

1) 試験方法

平成 27 年度では、平成 26 年度まで緩衝材流出現象に対する緩衝材の膨潤効果について 検討を行った実規模 1/4 リング緩衝材の解体を行った。図 5.1.5・2 に実規模 1/4 リング緩衝 材供試体の解体状況を示す。供試体の解体は、土槽の上部に足場を組んで、ダブルコアチュ ーブによるボーリングによって行った。ダブルコアチューブはケーシングが 2 重管構造と なっており、ボーリング時の回転がコアに伝わらないため、コアを乱さずにサンプリングで きる。通常、ボーリングによる摩擦熱の除去と掘削くずの排出を目的として 2 重管の間に 水を供給するが、本試験では、緩衝材の膨潤を防ぐために圧縮空気を供給した(図 5.1.5・3)。



図 5.1.5-2 実規模 1/4 リング緩衝材供試体の解体状況その1



図 5.1.5-3 実規模 1/4 リング緩衝材供試体の解体状況その 2

図 5.1.5・4 にサンプリング位置を示す。原則的には堆積岩を模擬したケースと結晶質岩を 模擬したケースは同じ場所でサンプリングを実施したが、結晶質岩を模擬したケースでは、 アクリル製の上蓋を撤去する際に緩衝材表面が上蓋に付着して剥がれたために、上部のサ ンプリング位置を底盤から 500 mmの高さとして、上蓋に付着して剥がれた部分は、ブロッ ク状にサンプリングして諸量を計測した。



サンプリング高さ (mm)				
堆積岩ケー	結晶質岩ケー			
ス	ス			
525	600			
	500			
325	325			
125	125			

図 5.1.5-4 サンプリング位置

図 5.1.5-5 には、サンプリングコアの写真を示す。堆積岩ケース、結晶質岩ケース共に、 底部に鋼製セルの錆による変色がみられるが、概ね綺麗なコアが得られていることが分か る。

図 5.1.5-6 には、鋼製セルと接触している緩衝材周縁の変質部のブロックサンプリング状況とブロックコアの写真を示す。この写真から、堆積岩ケース、結晶質岩ケース共に、破過試験時などで大気と接触し易い表層部が赤サビで変色し、それ以深では黒サビで変色していることが分かる。これらの分析や力学特性に関しては、次年度以降に調べることとした。



堆積岩ケース 結晶質岩ケース 図 5.1.5-5 サンプリングコア(両コア共に左側が底部)



図 5.1.5-6 ブロックサンプリングによる変質部の採取(両ブロック共に左側が底部)

2) 試験結果

図 5.1.5-7 に堆積岩のケース、図 5.1.5-8 に結晶質岩のケースの解体結果を示す。両ケース共に、底盤からの所定の高さにおける乾燥密度と飽和度の分布を示している。

堆積岩のケースでは、廃棄体側ではどの高さも乾燥密度が 1.7Mg/m3 程度であり、吹付 け工法であれば緩衝材を所定の品質で施工できることが分かる。給水側は流出の影響で乾 燥密度が 1.5Mg/m3 程度まで低下している。サンプリングしたコアのバルクの乾燥密度は 1.610Mg/m3 であったが、流出期間が長くなればバルクの乾燥密度はさらに低下したもの と考えられる。飽和度に関しても、給水側は飽和度が計算上 100%を超えていることが分か る。施工時の飽和度が 83%程度であることから、全体的に飽和度は増加しているものの、 廃棄体側の飽和度は 90~95%程度であった。



図 5.1.5-7 解体結果(堆積岩ケース)

結晶質岩のケースでも、廃棄体側の緩衝材は概ね乾燥密度が 1.65Mg/m³程度であり、緩 衝材の原位置施工法として、吹付け工法の適用性が高いことが分かる。結晶質岩のケースの 場合、給水箇所が局所的であるため、流出による密度の低下領域が局所的であり、流出によ って形成された乾燥密度の低下領域では、乾燥密度が 1.55Mg/m³程度となっている。サン プリングしたコアの平均乾燥密度は 1.596Mg/m³であった。

なお、上蓋に付着したサンプリング(H=60 cm)の傾向は他の部分と傾向が異なるが、表面付近は施工時の凹凸によって給水時に水と直接接触するなど、他の部分と給水条件が異なる為、参考値として取り扱った。

飽和度に関しては、給水側に飽和度の増加がみられるが、廃棄体側での飽和度の増加量が 堆積岩のケースに比べ小さい。これは、局所的に吸水した場合、流出によって水みち近傍の みが局所的に飽和しながら膨潤し、流出するために、深部まで十分に水が供給されないため であると考えられる。同様の現象は、前述の流出試験でも見られており、流出に関わる現象 は、スケールに依らず、実規模でも同様に発生するものと考えられる。 結晶質岩のケースでも、廃棄体側の緩衝材は概ね乾燥密度が 1.65Mg/m³程度であり、緩 衝材の原位置施工法として、吹付け工法の適用性が高いことが分かる。結晶質岩のケースの 場合、給水箇所が局所的であるため、流出による密度の低下領域が局所的であり、流出によ って形成された乾燥密度の低下領域では、乾燥密度が 1.55Mg/m³程度となっている。サン プリングしたコアの平均乾燥密度は 1.596Mg/m³であった。

なお、上蓋に付着したサンプリング(H=60 cm)の傾向は他の部分と傾向が異なるが、表面付近は施工時の凹凸によって給水時に水と直接接触するなど、他の部分と給水条件が異なる為、参考値として取り扱った。

飽和度に関しては、給水側に飽和度の増加がみられるが、廃棄体側での飽和度の増加量が 堆積岩のケースに比べ小さい。これは、局所的に吸水した場合、流出によって水みち近傍の みが局所的に飽和しながら膨潤し、流出するために、深部まで十分に水が供給されないため であると考えられる。同様の現象は、前述の流出試験でも見られており、流出に関わる現象 は、スケールに依らず、実規模でも同様に発生するものと考えられる。



図 5.1.5-8 解体結果(結晶質岩ケース)

- 3) 今後の試験計画
- a.化学変質による膨潤性能低下の検証

前述の破過試験で述べたように、長期に亘る人工給水の影響が最大送水(破過)圧の増加 に結びつかなかった原因の一つとして、ベントナイトの変質による膨潤圧の低下が挙げら れる。そこで、今後の試験案として、図 5.1.5-6 に示した変質部のブロックサンプルを用い た、化学分析や物理量の計測、さらには膨潤圧などの力学特性を調べる計画である。変質前 後の膨潤圧と破過試験時の最大送水(破過)圧を比較し、化学変質による最大送水(破過) 圧低下の原因について考察を行う計画である。

①化学分析、飽和度、乾燥密度測定



図 5.1.5-9 今後の試験計画案

5.1.6 工学技術への反映

(1) 緩衝材や埋め戻し材等の材料特性としての許容流速の整理

SKB 社では、実験から取得した流量と流出量の関係を用いて処分孔の許容される流量と 流出量に対して基準を設けるべく検討を行っている[6]。その検討手順は、以下のようなや り方である。先ず、①流量と流出量の関係の取得しておく。次に、②処分場の地下水流動解 析から、各処分孔からの湧水量を算出する。③①の流量と流出量の関係の関係を地下水流動 解析結果に適用し、湧水量と同時に流出量を算出する。④許容される流速と流出量の基準に 照らして処分孔としての適性を評価する。また、検討では、流出を防ぐために、なるべく早 く処分孔を閉鎖する必要性を示しており、処分孔を閉鎖する順番による地下水挙動の変化 なども考慮して処分孔を閉鎖する順番などについても検討している。

この方法にならって、処分孔として許容される流量を決定するフローを考える。処分孔に おける緩衝材の性能は、力学・水理・化学・熱的な緩衝性である。この性能を満足している かどうかを評価するための代替パラメータとして乾燥密度 *ρ_d* に基準値 *ρ_d* が与えられている。

いま、施工した処分孔の緩衝材の体積V、乾燥質量Mとすると、施工した緩衝材は、

$$\bar{\rho}_d < \frac{M}{V}$$
 (数式 5.1.6-1)

を満足しなければならない。また、基準乾燥密度 $\bar{\rho}_a$ となる緩衝材の体積と乾燥質量がV、 \bar{M} で与えられるとすると、

$$\overline{
ho}_d = rac{\overline{M}}{V}$$
 (数式 5.1.6-2)

で表される。この時、処分孔当たりの許容される流出量(乾燥質量) E は、

$$E = M - \overline{M}$$
(数式 5.1.6-3)

で与えられる。ここで、流出量(乾燥質量)Eとなる総湧水量Qは、前述の室内試験から、

$$E = \beta Q^{\alpha}$$
 (数式 5.1.6-4)

で与えられるため、許容される総湧水量Qが、

$$Q = \sqrt[\alpha]{\frac{E}{\beta}} ($$
数式 5.1.6-5)

で与えられる。いま、ある処分孔において、緩衝材を施工してから(仮)閉鎖するまでの時間を*T*とすれば、許容される流速*q*が、

$$q = \frac{Q}{T} = \frac{1}{T} \sqrt[\alpha]{\frac{E}{\beta}} = \frac{1}{T} \sqrt[\alpha]{\frac{M-M'}{\beta}} (\text{XX 5.1.6-6})$$

で与えられる。ここで、許容される流速 q をなるべく大きくして処分可能な孔を多く確保す るためには、止水工法や地下水低下工法などで流速 q を小さくさせる以外には、閉鎖するま での時間 T を短くするか、施工する緩衝材の密度を高める(処分孔当たりの緩衝材の乾燥質 量 M を大きくする)以外に工学技術としての対策はない。また、許容される流速 q と緩衝材 が施工可能な流速の大小関係に関しても検討が必要である(図 5.1.6-1 参照)。



図 5.1.6-1 流量と流出量の関係における湧水対策の意味

1) 閉鎖を早める対策

前述のように、緩衝材の流出現象の対策の一つとして、閉鎖時期を早めるというものが考 えられる。その一方で、近年の地層処分事業に対しては、社会的な要請から廃棄体の再取り 出し可能性に関する検討が開始されている。なお、本検討では、再取出し可能な状態とは、 連絡坑道の埋戻しがなされない状態とする。

処分孔の掘削後から閉鎖までの想定される工程は、①緩衝材の施工、廃棄体定置、②処分 孔の端部プラグ設置、③閉鎖(連絡坑道埋戻し)、である。処分施設を閉鎖する前の段階で は、連絡坑道は水位が下がっており、地下水は処分坑道から連絡坑道に向かって流れるもの と考えられる。このような状態で、再取出し可能性を維持するためには、ある程度の緩衝材 の流出を許容する必要があり、再取出し可能性と流出現象はトレードオフの関係にある。

よって、流出抑制の観点からは、再取り出し可能な期間を全く設けずに、閉鎖した処分坑 道は、随時、埋め戻し、水位を回復させるという対策が考えられる。竪置き処分方式の場合 は、処分孔毎に端部プラグと埋め戻し材を施工し、人工給水させ、膨潤圧の反力は埋め戻し 材から取るという方法が考えられる。横置き処分方式の場合は、廃棄体定置後、その都度、 コンパートメントプラグを施工して人工給水し、所定量の廃棄体を定置した後に処分坑道 の端部プラグを施工する。処分済みの処分坑道までの連絡坑道を埋め戻し、地下水を回復さ せることが最も合理的であると考えられる。閉鎖時期を早める対策の場合、連絡坑道の埋め 戻しだけでなく、地下水位を回復させる必要があるため、水位回復用のプラグを段階的に設 置する必要がある。

2) 流量を減らす対策

廃棄体の再取り出し可能な期間を長期間維持したい場合、埋め戻したり、水位を回復させたりすることは難しいため、処分孔の湧水量を極力小さくする必要がある。そのためには、 揚水による地下水位の低下や裏面排水シートや一次・二次覆工などの水密構造を採用する などの対策が考えられる。しかしながら、この再取出し可能性を維持しなければならない間、 揚水し続けることや、有機物の防水シートで水密構造を維持し続けることは実績がなく、無 機の防水シートも存在しないことから実現性が不確実である。そこで、一次覆工と二次覆工 の間にベントナイト遮水層を介在させる水密構造が考えられる。このベントナイト遮水層 の構築は、吹付け工法か二次覆工の背面にプレキャストでベントナイトブロック設置する 施工も可能であると考えられる。この水密構造の処分孔を構築するためには、土圧と水圧に 耐える力学構造にする必要があり、施工費が大幅に増加するが、その一方で、湧水による緩 衝材の流出に対する対策を施工時から維持管理時まで実施する必要がなくなること、処分 孔からの排水処理をする必要がなくなるなどのコスト低減効果も見込める。

揚水による対策も実現性は高いが、排水に環境基準を上回る溶解物が存在する場合、再 取り出し可能な期間、ずっと排水処理費用が掛かるリスクを孕んでいる。



図 5.1.6-2 削孔→1次覆工→ベントナイト吹付け→2次覆工

3) 緩衝材の乾燥密度(乾燥質量)を高める対策

前述のような、許容される流出量が、総流量と流出量の関係から規定される場合、乾燥密 度が一定であれば、緩衝材の体積が大きい方が、許容される流出量が大きくなり、再取り出 し期間を長く設定できる。逆に、処分坑道の体積が一定であれば、乾燥密度を高くすれば、 再取り出し期間を長く設定できる。

乾燥密度の値は、施工方法によって達成可能な値が異なるため、このような対策は施工方 法選択条件となり得る可能性がある。一方、処分坑道の体積を大きくすることは、処分施設 の施工コストの増大を招くが、幅広く施工方法を選択できるという長所がある。緩衝材の乾 燥密度は、施工性や流出の観点からだけでは決定できないため、処分施設の施工コストの増 大を齎すが、処分坑道の体積を大きくする対策の方が現実的であると考えられる。

(2) 試験結果に基づく対策フロー

本検討では、処分孔の緩衝材表面近傍で発生する破過、流出の各現象の発生状況を小規模 試験によって観察した。その中で、湧水量が0.1L/minの場合、通水初期には多くの水みち が発生していても、最終的には1つの大きな水みちに収斂する可能性があることを示した。 このことは、蒸留水でも海水相当のNaCl水溶液でも同様であった。収斂した1本の水みち の大きさに対して試験系は十分に大きいため、実際の処分孔や処分坑道の孔壁と緩衝材の 間に多数の水みちが発生しても、最終的には1つの大きな水みちに収斂する可能性を示唆 している。このことは、仮に処分孔としての使用可否を処分孔当たりの湧水量によって決定 しても、処分孔当たりの湧水量が最終的には収斂した水みちを流れる湧水の流量となるこ とを意味している。このため、収斂した水みちの流量と流出が発生する流量の関係も考慮し たうえで処分孔としての使用可否を決定する必要がある。

さらに、実際の処分孔であっても最終的に1つの大きな水みちに収斂するのであれば、小 規模試験であっても、実際の処分孔で生じていることと同じ現象を観察できていることに なる。よって本検討をパラメトリックスタディーとして実施して、地下水イオン強度ごとの 流出が発生する流量を取得し、別途、施工可能な湧水量を施工試験によって取得できれば、 本検討結果によって処分孔としての使用可否、および湧水を有する処分孔の緩衝材の最適 な施工法などを決定する基準値を与えることができる。

図 5.1.6-3 に、処分孔としての使用可否、および湧水を有する処分孔の緩衝材の最適な施 工法などを決定するチャートにおける本検討結果反映先を示す。 なお、図 5.1.6-3 に示す フローは、ある一定期間、廃棄体を再取り出し可能な状態にするという前提の下で記述され ており、再取り出し期間を変化させるという対策は対象外としていることに注意が必要で ある。よって、下記のフローにおいて記述される限界流速は、実際には閉鎖を早めることで、 変化させることが出来る。



図 5.1.6-3 処分孔としての使用可否、および湧水を有する処分孔の緩衝材の最適な施工 法の決定チャートにおける本検討結果反映先

平成24年度の緩衝材流出試験のCase9の結果から、液種が蒸留水であり、

①湧水量 Le が 0.001L/min 以下の場合

処分孔において緩衝材流出は発生しないという結果になった(図 5.1.6·3①)。つまり湧水量が 0.001L/min 以下であれば、緩衝材の施工法として原位置施工のうち吹付け工法、 原位置閉め固め工法、ブロック定着工法、ブロック定着工法+ペレット充填工法の併用の すべてが採用可能である。

② 湧水量 Le>0.001L/min の場合(再取り出し可能期間は一定)

【対策1】:緩衝材ブロックの流出を防ぐために、ペレットを岩盤と緩衝材ブロックの間に 充填する対策が考えられる。これは、前述の緩衝材の乾燥質量を増加させる対策に類する。 さらに、水みちが収斂する時間を遅らせて、水みちの流速が急激に増加することを抑制する 効果も期待できる。さらに、供試体内への地下水浸潤量を増やし、界面の水流れを減少させ る効果や膨潤により岩盤から処分孔内への湧水量を減らすという効果も期待できる。これ らは、前述の流量を減らす対策に類するものと考えられる。

【不確実性】: 現段階では、許容される上限の湧水量が明確になっていないが、本検討結果 に基づいて決定すれば、0.001L/min では流出は発生せず、0.005 L/min では流出が発生 したことから、Le=0.005L/min と考えることができる。ただし、これは、緩衝材のみに 止水効果を期待する場合の値であり、処分孔や処分坑道の仮端部プラグの設置などの対策 があればその値を更に大きくできる。また、再取出し可能な期間によってもその値が変わる ことを付記する。

【対策2】: 吹付け工法、現場締め固め工法によって、緩衝材の隙間をなくし均質な乾燥密 度を施工する対策が考えられる。これは、前述の緩衝材の乾燥質量を増加させる対策に類す る。さらに、供試体内への地下水浸潤量を増やし、界面の水の流れを減少させる効果や膨潤 により岩盤から処分孔内への湧水量を減らすという効果も期待できる。これらは、前述の流 量を減らす対策に類するものと考えられる。

【不確実性】: 吹付け工法の場合、平成24年度の施工技術高度化試験において、総湧水量は0.1 L/minの条件で施工を行った。この場合の1つの孔当たり0.0037L/min(Case1)の場合と0.03L/min (Case2)および0.003L/min (Case3)である。施工は順次、湧水箇所を模擬したノズルを吹付けで閉塞させながら施工するものであり、最終的に残ったノズルからの湧水は0.1 L/min 程度と考えられる。それでも、施工自体は問題なく実施できたため、この本検討結果に基づいて施工可能な湧水量を決定すれば、0.1L/min となる。他の施工法に関しては、同様の検討が未実施であるため、取得する必要がある。

さらに、湧水環境下でも施工することは可能であったが、止水することはできなかったため、 施工中の湧水処理や施工後の仮止水による膨潤期間の設定など、施工以外の対策を検討す る必要がある。膨潤期間の設定に関しては、後述する。 ③ 湧水量 Le>0.001L/min の場合(再取り出し可能期間は一定)

【緩衝材の施工法以外の対策1】:室内試験の結果から、水みちは緩衝材と非膨潤性材料の 界面に収斂するということが明らかとなった。実際の処分施設では、処分孔や処分坑道の孔 壁と緩衝材の界面に水みちが形成されるものと考えられる。このため、孔壁に人工的な不陸 を設置するという対策が考えられる。これにより、膨潤後の緩衝材の表面に凹凸が形成され るため、緩衝材と地下水の接触面積が増加して緩衝材内部に浸潤する湧水が増加する効果 が期待できる。さらに、地下水圧が作用しても緩衝材の連続的な水みちが形成され難くなり、 緩衝材近傍に拡散場を作り易くなるなどの効果も期待できる。

【不確実性】:人工的な不陸の効果に関しては、前述の工学規模緩衝材流出試験において検証する必要がある。また、不陸の形状や施工手順などに関しても今後、検討する必要がある。

【緩衝材の施工法以外の対策2】:室内試験結果から、人工給水によって緩衝材を事前に膨 潤させる対策が考えられる。給水量を制御した状態で膨潤(プレハイドレーション)させ、 湧水箇所や流出箇所をシールできれば、処分孔や処分坑道を拡散場とすることができる。こ の場合、人工給水に伴う膨潤変形を拘束するためのコンパートメントプラグや端部プラグ などの緩衝材以外の対策も不可欠となる。

【不確実性】:緩衝材をプレハイドレーションさせると、地下水圧がほぼ全応力として緩衝 材に作用し、その圧力によって発生する隙間によって破過現象が発生する可能性がある。さ らに、その隙間が流出箇所と連通するような場合、湧水圧によって発生した隙間が亀裂など の流出孔と連通したら瞬時に水が流れるのと同時に水圧が下がり、隙間が塞がるという現 象が繰り返されるものと考えられる。このため、前述の人工的な不陸の設置を併用するなど、 複合的な対策を取る必要があると考えられる。

 ④ 塩水環境における仕様検討

【対策】:海水相当の NaCl 水溶液での室内試験の結果から、緩衝材の流出現象は、蒸留水 の場合と概ね同様であったが、0.0001L/min(0.1cc/min)でも破過現象とシールが繰り返され ており、塩水環境における許容される湧水量は不明である。ただし、0.0001L/min(0.1cc/min) 以下の流速を許容される湧水量とすることは現実的には厳しすぎるものと考えられるため、 緩衝材だけで止水させるのではなく、閉鎖時期や許容流出量の考えなどから妥当な限界流 速を決定する必要がある。

また、緩衝材が流出する際のケイ砂とベントナイトの分離傾向が著しく、水みちにケイ砂 が沈殿する傾向がみられるため、緩衝材と孔壁の界面近傍はベントナイト単体とするなど の対策が考えられる。

【不確実性】:塩水環境下では、ベントナイトが沈殿し易いため、流量の方向と流出位置の 関係が重要となってくる。堅置き処分方式で、底面から方面に向かって湧水が流れるような 場合では、削られた緩衝材は沈殿して、処分孔から流出しない可能性が実験から示唆された。 一方、横置き処分方式では、緩衝材が沈殿しても、流出位置によってはそのまま排出される 可能性もある。今後、塩水環境下においては、流量の方向と流出位置に関して考慮しながら 検討を進める必要がある。さらに、地下水組成として、Na/Ca イオン比もパラメータとす べきである。

(3) 解析技術への反映

本検討結果から、再冠水中に発生する破過、流出の各現象の発生によって、再冠水後(長 期性能評価の初期状態)では、必ずしも緩衝材は膨潤して均質な状態ではない可能性が示唆 できた。特に緩衝材流出のような現象は、緩衝材自体の機能を損なう可能性があり、流速が 速いと内部に地下水が浸潤する前に流出によって表面の膨潤した緩衝材が洗い流されてい く状況も観察できた。

この破過、流出の各現象を連続体力学の枠組みの中で取り扱うには、非常に高度な解析技 術が要求される。例えば、破過現象は、水みちを膨潤によって塞いだ緩衝材が水圧によって 押し抜きせん断される現象であり、緩衝材の膨潤に伴う強度や剛性の低下とせん断による 破壊現象を取り扱えなければならない。流出現象では、複数の水みちが1つの大きな水み ちに収斂しながら、水密の流速が増していくという現象を表現できなければならない。この 水みちの収斂には、緩衝材の膨潤や沈殿物の堆積による不整によって生じる分岐現象が表 現できる解析手法が必要となる。さらに、流出現象では、連続体として場に存在していた固 体が解析領域から流出するという現象を表現できる必要がある。

このような現象が緩衝材の性能を損ねる可能性があるとすれば、例え高度な解析技術が 必要であってもこれらの事象を考慮して解析的に長期性能への影響を調べる必要がある。 すなわち本検討結果は、解析技術に必要な根拠となるデータを与えているともいえる。

(4) まとめと今後の試験計画

本検討では、供試体高さが 100mm のセルと供試体高さが 1000mm あるセルを用いて破 過、流出の各現象の発生状況について、流量制御で調べた。その結果、供試体高さに拠らず、 概ね同様の挙動を取得することができた。すなわち、

- ▶ 0.1L/min.の流速で通水した場合、ブロック定置工法とペレット充填工法では流出 現象が発生する可能性がある。
- 流出現象は、当初は複数の水みちを形成するが、次第に少数に収斂し、ついには1 つの大きな水みちになる。
- ▶ 一旦、流出現象が発生し、大きな水みちに収斂すると、流速を下げない限り、その 水みちは維持し続ける。
- ▶ 蒸留水を通水した場合は、ペレットやブロックが膨潤して、ペレットの間隙やブロ ックとセルの隙間が水みちとして形成されていったが、NaCl 水溶液の場合、ペレ ットやブロックが崩れながら沈殿し、堆積した沈殿物の中に水みちが形成されてい った。さらにこの沈殿物の堆積が水みちの収斂の契機となっている。
- 大粒径ペレットと小粒径ペレットを混合したケースでは、小粒径ペレット内に小さな水みちが多数発生し、収斂して、結局大きな1つの水みちとなった。

さらに、本検討では、流量を 0.1L/min.から 0.0001L/min.まで低下させると、通水圧は上 昇したが、それよりも大きな値の場合、通水圧は低いままであった。ただし、試験開始時か ら流量を 0.0001L/min.にした場合と結果が同じであるかどうかは、調べる必要がある。ま た、水みちの収斂現象についても、人為的な水みちを配置した供試体で検証を行う必要があ る。これは、水みちが必ず収斂するのであれば、処分孔から流出する流量が収斂後の水みち の流量となるためである。

5.2 地下研究施設における緩衝材流出試験

5.2.1 はじめに

高レベル放射性廃棄物地層処分施設において、緩衝材の定置後再冠水期間に、処分孔への 地下水の浸入による水みち形成、流出が発生し、ベントナイトの自己修復作用を妨げる場合 には、長期性能に影響を与える可能性がある。

本研究は、岩盤中で緩衝材の流出現象(緩衝材内部に水みちができ、水と共に緩衝材が外部 へ流出すること)が発生する状況を確認し、緩衝材設計に際し考慮すべき重要な要素となる 緩衝材流出現象に関して知見を得ることを目的としている。

平成26年度[5]は、幌延深地層研究センターの地下施設の試験孔に緩衝材を定置し、地下 という実際の処分環境に近い状態において、岩盤中の緩衝材の挙動を確認する試験を実施 した。湧水量が比較的多い状況で、工学的対策を施さずに緩衝材を定置した場合の膨潤挙動 を確認したが、結果的に坑道の緩み域を含む複雑な試験系の影響等により、試験孔内の湧水 が緩衝材ブロックに対して十分作用したとは言えなかった。

本業務では、平成26年度において得られた成果を基に、複雑な地下水流れとなる割れ目帯 を回避するための試験孔の延伸、緩衝材へ作用した地下水の迂回先となる水みちを閉塞す るための試験孔へのモルタル打設、そして孔内湧水を制御するためのボーリング孔の掘削 を実施し、流出の計測を行うための試験環境の改善を行った。そのうえで、湧水の状態を制 御することによって、実際の岩盤で緩衝材の流出が起こる条件を確認した。

5.2.2 実施事項

(1) 緩衝材及び定置冶具の製作

緩衝材ブロックの製作に必要なベントナイト混合土を作成し、金型を用いた一軸プレス によって緩衝材ブロックを 96 個製作する。また、試験孔に定置する治具を1 基製作する。

(2) 試験環境の整備

路盤面/高透水帯から離れた位置で、試験体周辺の岩盤内で上下の連結の少ない区間で 試験を実施するため、以下の作業を実施して試験環境を改善する。 1) 既設試験孔の壁面モルタル打設および延伸

試験孔 2 および 3 にモルタルを充填し、試験孔上部壁面の割れ目部や崩れている箇所を 閉塞する。その後、削孔時と同じ ϕ 550mm のトリコンビットを装着したボーリングマシン を用いて再削孔し、両孔を腐食試験実施中の試験孔 1 と同程度まで延伸する。

2) パイピングに寄与する亀裂を模した注水ボーリング孔の削孔

注水ボーリング孔を、試験孔3のなるべく低い位置で貫通するように削孔する。なお、ボ ーリング孔が完全に試験孔を貫通する前に、ボアホールテレビ(BTV)による孔壁観察を行 う。削孔終了後はパッカーの設置、パッカーの抜けの防止、孔口の保護および口元湧水の低 減処置も併せて行う。

(3) 予備試験の実施

延伸後の試験孔 2 及び 3 において、試験孔内の湧水量を把握するため、測定対象以外の 孔を満水状態/排水状態として条件を変え、投げ込み式の水圧計による静水圧の連続測定 とする。

(4) 試験設備の整備

1) 排水機構の検討

緩衝材の流出を、採水試料の分析や排水量との関連等によって評価することを目的として、試験孔から排出される流量を測定しながら排水する方法について検討する。

2) 注水設備の設置

本業務で実施する加圧注水試験を行うための注水設備を設置する。加圧前の自然な状態 でパイピングが発生しているようであれば、注水試験は圧力制御ではなく流量制御の試験 とする。

(5) 短期加圧注水試験

緩衝材流出現象の原位置での発生条件を確認するため、緩衝材に作用する水圧を短期間 で段階的に変化させる注水試験を実施する。

試験体の設置

乾燥密度 1.6Mg/m³の緩衝材ブロックを 6 段(48 個)積上げた試験体を定置治具に乗せ て試験孔 3 内に設置する。試験体設置後は数日間(長くても 1 週間)静置し、自然の湧水状 態での緩衝材流出現象の発生の有無を目視で確認する。 2) 加圧注水試験

自然状態でのパイピングの有無に応じて、注水方法を以下のように定める。なお、いずれ のケースも試験終了後は時期を開けて再試験を行う。

a.試験体設置後、自然な状態で緩衝材流出現象の発生が確認されなかった場合

注水ボーリング孔より試験体に対して加圧注水する。注水は流量測定をしながら圧力制 御で行うものとし、段階的に圧力を上げ、注水量が急変する条件を探る。

b.試験体設置後、自然な状態でパイピングの発生が確認された場合 流量を変化させながら注水し、排水のサンプリングを行う。

3) 試験体の回収

注水終了後、試験体を引き上げて回収し、密度測定用コアを取得する。試験体の回収が終 了した後は、試験孔内をハイウォッシャー等によって洗浄する。

4) 採水試料の吸光度分析

注水試験中に出口側で採水したサンプルについて、吸光度分析による緩衝材成分の定量 評価を行う。

5) 採取コアの密度測定

試験体回収後に取得した試料について、室内試験室に持ち帰り、土の含水比試験(JISA 1203)、土粒子の密度試験(JISA 1202)、土の湿潤密度試験(JISA 1224)等の土質試験を 実施し、密度や含水比等の情報を収集する。

(6) 長期加圧注水試験

短期加圧注水試験の試験体回収後、新たに試験体を設置して注水を行い、継続的に各種デ ータを計測する。なお、長期加圧試験では連続的な常時監視はできないため、安全性を考慮 して圧力制御と併せた定流量注水試験とする。

1) 試験体の設置

乾燥密度 1.9Mg/m³の緩衝材ブロックを 6 段(48 個)積上げた試験体を定置治具に乗せ て試験孔 3 内に設置する。長期試験のための試験体の仕様、設置手順および付随設備等は 短期試験と同様とする。

2) 加圧注水試験

長期間注水し続け、継続的に注水状況に関する計測を行う。連続かつ継続的な管理が困難 であることから、定期的に巡回することで試験状況を確認する。注水条件については、短期 試験を踏まえて決定するが、注水試験の制御方法は、安全性を考慮して注水圧の急上昇および注水量の急増のいずれにも対処できる方法とする。

5.2.3 緩衝材および定置治具の製作

(1) 緩衝材用混合材料の製作

試験体を構成する緩衝材ブロックの製作に必要なベントナイト混合土を製作した。材料 は以下に示すベントナイト(クニゲルV1)とケイ砂とした。製作した材料は緩衝材ブロッ クの作成場所に送付した。

- ・ 材料: クニゲル V1 (70wt%)、3号 (15wt%) および5号 (15wt%) 珪砂、水道水
- ・ 配合:クニゲルV1: 3号珪砂:5号珪砂=70wt%:15wt%:15wt%
 ※ 含水比調整の加水量はブロックの仕様に応じて調整した。

以下に混合材料の製作について示す。

1) 使用材料

緩衝材に用いた混合材料(クニゲルV1と珪砂の混合土)を構成する使用材料および混合 材料の配合比について表 5.2.3-1 に示す。

使用材料	名称	配合重量比	備考
ベントナイト	クニゲル V1	70 wt%	クニミネ工業(株)
珪砂	珪砂3号	$15 \mathrm{~wt\%}$	日陶連原料(株)
	珪砂5号	$15 \mathrm{~wt\%}$	日陶連原料(株)
混合水	水道水	_	含水比はブロック仕様に応じて設定

表 5.2.3-1 混合材料の使用材料と配合

2) 含水比

既往の実績等より、ケイ砂混合率 30wt%、乾燥密度 1.6 Mg/m³および 1.9 Mg/m³の緩衝 材ブロックの製作時含水比を 10.5%と設定した。既往の知見等を以下に示す。

成型圧力が 20MPa および 50MPa のときの、ケイ砂混合率の異なる材料に対する既往 の締固め試験の結果を図 5.2.3-1 に示す。この結果より、ケイ砂混合率 30wt%では静的圧 力 20MPa と静的圧力 50MPa のいずれの場合でも含水比 10%程度で締固め性がよくなって いるので、含水比の製作目標値を 10%とし、バラつきを考慮した製作時の設定値を 10.5% とした。



3) 緩衝材ブロックの制作

緩衝材ブロックは、昨年度同様、ハンドリング性を考慮して、試験体を水平方向 8 分割、鉛直方向 6 分割の計 48 分割した同一形状のブロックとし、金型を用いた一軸静的プレスによる上記混合材料の加圧成型により作成した。

製作数量は表 5.2.3-2 に示すように、本業務で実施した短期加圧注水試験と長期加圧注水試験のいずれの試験も緩衝材ブロックを 6 段積みした試験体(各 48 個使用)を用いたため、 必要となる計 96 個の緩衝材ブロックを製作した。

項目	製作目標値		旧米ケ	
ケース	乾燥密度	含水比	间致	
短期試験	$1.6 \mathrm{~Mg/m^{3}}$	10.5%	48 個	
長期試験	$1.9~{ m Mg/m^3}$	10.5%	48個	

表 5.2.3-2 試験ケースごとの緩衝材ブロックの仕様

a.管理基準值

表 5.2.3・3 に衝材ブロックの製作上の品質・出来形確認項目・管理基準値を示す。なお、 材料の含水比によって出来形寸法に影響を受けるため、投入量については、試験用緩衝材ブ ロックの脱型後の乾燥密度が 1.92Mg/m³ または 1.6Mg/m³ となるように、現場にて適宜調 整をしつつ作業を行った。

項目	内容	設定値	管理基準値	頻度
材料 投入量	圧縮成型機の金型への 材料投入量を電子秤に て測定	設計投入量:材料ごとの含 水比に対して、成型後乾燥 密度が 1.92 もしくは 1.6 [Mg/m ³]となるように投入 量を調整	設計投入量±1%	
成型圧力	圧縮成型機のゲージ圧 力を目視確認	サンプルブロック製作時 の実績より成型圧力:約 31.61[MPa]	設定値 (出来形品質により圧 力を調整)	
圧縮保持 時間	圧縮保持時間をストッ プウォッチ等にて測定	実績より約 20[min]	設定値	
ブロック 寸法	圧縮成型機から脱型し たブロックの寸法(高 さ:4箇所、長さ:5箇 所)をノギスにて測定	長さ:165[mm] 「「「」」 「「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」 「」」	設計値±2mm	ブ ロ ッ ク 1 個 毎
ブロック 外観	圧縮成型機から脱型し たブロックの外観を写 真撮影 正面、右側面、 背面、左側面、上面、底 面の6面を撮影			
脱型後 乾燥密度	圧縮成型機から脱型し たブロックの質量を電 子秤にて測定し乾燥密 度を算出	目標燥密度: 1.92もしくは1.6 [Mg/m ³]	目標値±0.1[Mg/m ³]	

表 5.2.3-3 緩衝材ブロック製作時の品質・出来形確認項目・管理基準値
(2) 緩衝材定置治具等の製作

試験に必要な機能を有する定置治具の設計・製作を行った。製作した定置治具は幌延に送付した。以下に定置治具の製作について示す。

1) 定置治具図面

緩衝材ブロック用定置治具およびスペーサーについて、図面を図 5.2.3-2 に示す。



2) 定置治具の強度確認

a.緩衝材ブロック膨潤による外圧強度

流出試験用定置治具のスペーサーの緩衝材ブロックの膨潤による外圧強度の計算結果を 表 5.2.3-4 に示す。

強度確認のための前提条件として、材料は SUS316L、評価温度 40℃以下、膨潤によっ て作用する外圧を1 MPa とした。また、確認方法は JIS B 8265-2010 圧力容器の構造 -一般事項[9] 附属書 E の E4.2 項 円筒胴の計算厚さを使用した。

スペーサー外径 D_o、スペーサー長さ L、仮定した板厚 t より得られる L/D_oおよび D_o/t を用いて、文献[8][内に示される対応する形状曲線より係数 A が得られ、係数 A と対応す る文献[8]内に示される材料曲線より係数 B が得られる。膨潤によって作用する圧力 1MPa を許容圧力と仮定したとき、下記の式 1 を基に計算上得られる必要な板厚は t=3.8559mm となった。設計上のスペーサー板厚は 6mm であるので、強度は十分である。

$$P_a = \frac{4Bt}{3D_o} \quad (\text{数式 } 5.2.3\text{-}1)$$

項目	記号	単位	数值
スペーサー外径	D_o	[mm]	200
スペーサー長さ	L	[mm]	1,738
スペーサー板厚	T_N	[mm]	6
許容圧力	P_a	[MPa]	1
A値	A	-	0.000403
B 値	В	[N/mm ²]	38.92499
許容圧力を満たす板厚	t	[mm]	3.8559

表 5.2.3-4 外圧強度計算結果

b.定置治具引き上げ/吊り下げ強度

定置治具の作用荷重の内訳を表 5.2.3-5 に示す。緩衝材ブロックは緩衝材流出試験を対象として、5.2kg/個×8 個/段×6 段より 250kg とした。

表 5.2.3-5 作用荷重内訳

項目	記号	単位	数值
定置治具の質量	m_1	[kg]	140
試験ブロックの質量	m_2	[kg]	250
作用荷重	$F=m_1+m_2$	[N]	3,900

定置治具の各箇所の強度計算結果を表 5.2.3-6~表 5.2.3-9 に示す。定置治具の底板 の強度については機械工学便覧基礎編 *a3*材料力学の表 5.1 を基に、許容荷重を以下 に示す式 2を用いて算出した。なお底板の材料については SUS316L とし、評価温度 は 40℃以下として計算を行った。底板強度に対する許容荷重の算出に使用したパラメ ータと算出結果を表 5.2.3-6 に示す。

$$P_{1a} = \rho \cdot A = \left(\frac{\sigma_{y} \cdot h^{2}}{\beta_{15} \cdot a^{2}}\right) \cdot \left\{\pi \left(a^{2} - b^{2}\right)\right\} (\text{\sharpx$, 5.2.3-2)}$$

項目	記号	単位	数值
底板の径	2 <i>a</i>	[mm]	544
底板穴の径	2b	[mm]	100
内外半径比	bl a	[—]	0.184
底板の板厚	h	[mm]	12
eta 15	β_{15}	[—]	1.632
材料の耐力	$\sigma_{ m y}$	[MPa]	175
許容荷重	P_{1a}	[N]	46,871

表 5.2.3-6 底板強度計算結果

定置治具の溶接部の許容荷重については以下に示す式3および式4を用いて算出した。なお、溶接脚長は板厚(12mm)の70%として計算を行った。定置治具の溶接部に対する許容荷重の算出に使用したパラメータと算出結果を表 5.2.3-7 に示す。

 $P_{1b} = \sigma_y \cdot Aw \cdot \eta$ (数式 5.2.3-3)

 $Aw = \pi(110 - 0.7 \times 12) \times 12 \times 0.707 \times 0.7 \times 12 \quad (\text{Mst 5.2.3-4})$

項目	記号	単位	数值
溶接部の断面積	Aw	$[mm^2]$	1,709
材料の耐力	O_{Y}	[MPa]	175
溶接継手効率	η	[-]	0.3849
許容荷重	$P_{1\mathrm{b}}$	[N]	115,114

表 5.2.3-7 溶接部強度計算結果

ネジ部リングの許容荷重については以下に示す式 5 および式 6 を用いて算出した。な お、ネジ部リングの材料は SUS316L とし、評価温度は 40℃以下として計算を行った。ネ ジ部リングに対する許容荷重の算出に使用したパラメータと算出結果を表 5.2.3-8 に示 す。

$$P_2 = \frac{\sigma_y \cdot As}{1.5} \quad (\text{\pmx$, $5.2.3-5$})$$

$$As \ge \frac{\pi}{4} d_2^2 = \frac{\pi}{4} \times 30.701^2 \quad (\text{\pmx$, 5.2.3-6$})$$

P	· · • • • •		
項目	記号	単位	数値
ボルトの有効断面積	As	$[mm^2]$	2,920.898
ネジの有効径	d_2	[mm]	190.05
リング内径	d_i	[mm]	180
材料の耐力	σ_y	[MPa]	175
許容荷重	P_2	[N]	340,771

表 5.2.3-8 ネジ部リングの強度計算結果

スペーサーの管断面に対する許容荷重については以下に示す式 7 および式 8 を用いて 算出した。なお、スペーサーの材料は SUS316L とし、評価温度は 40℃以下として計算を 行った。スペーサーの管断面に対する許容荷重の算出に使用したパラメータと算出結果を 表 5.2.3-9 に示す。

$$A_{1} = \left\{ \pi \left(\frac{198 + 208}{1.5} \right) - 3 \times 40 \right\} \times 5 \quad (\text{35.2.3-7})$$

$$P_{3a} = \frac{\sigma_{y} \cdot A_{1}}{1.5} \quad (\text{数式 } 5.2.3-8)$$

表 5.2.3-9 スペーサー管断面の強度計算結果

項目	記号	単位	数值
管の断面積	A_1	[mm ²]	2,936.814
材料の耐力	σ_y	[MPa]	175
許容荷重	$P_{ m 3a}$	[N]	342,628

スペーサーの吊上げ部のせん断力について次の式を用いて算出した。スペーサーの管 断面に対する許容荷重の算出に使用したパラメータ及び管断面に対する許容荷重につい ては**表** 5.2.3-10 に示す。

$$A_{2} = 3 \times \left(40 - \frac{40}{2} \right) \times 5 \quad (数式 5.2.3-9)$$
$$P_{3b} = \frac{\sigma_{y} \cdot A_{2}}{1.5\sqrt{3}} \quad (数式 5.2.3-10)$$

項目	記号	単位	数値	
管の断面積	A_2	$[mm^2]$	630	
材料の耐力	σ_y	[MPa]	175	
許容荷重	$P_{ m 3a}$	[N]	42,435	

表 5.2.3-10 スペーサー吊上げ部の強度計算結果

表 5.2.3-6 から表 5.2.3-10 の強度計算結果より許容荷重(P_{1a}, P_{1b}, P₂, P₃の最小値) は 45,972 N であり、定置治具の作用荷重 F の 3,900N よりも大きいことから、定置治 具の強度は十分であると言える。

(3) 定置治具製作結果

緩衝材ブロック用定置治具の製作結果の定置治具の写真を次項に示す。



図 5.2.3-3 流出試験用定置治具

5.2.4 試験環境の整備

(1) 既設試験孔の壁面モルタル打設および延伸

路盤面/高透水帯から離れた位置であり、なおかつ試験体周辺の岩盤内で上下の連結の 少ない区間で試験を実施するため、以下の項目を実施して試験環境を改善した。

試験孔内に水中不分離の無収縮モルタル(図 5.2.4-1 参照)を孔口まで充填し、地下水の 迂回経路となる試験孔上部の割れ目部や壁面が崩れている箇所を閉塞したうえで、試験体 の設置位置を深くするため、削孔時と同じφ550mmのトリコンビットを装着したボーリン グマシンを用いて試験孔1と同程度(路盤面から計画深さ 1,500mm)を目安に試験孔を延 伸した。

試験孔の延伸作業は、試験孔 1 で別途実施中のオーバーパック腐食試験に対するバッフ アとするため試験孔 2 を先行して実施した。本業務では試験孔内に直接モルタルを投入し てハンドミキサーで練り上げることにより、短時間で試験孔内をモルタル充填することが できた。打設直後の様子を図 5.2.4-2 に示す。

試験孔2におけるモルタル使用量は17袋(340kg)、孔内水位と湧水量から推定される水 量は約150kgであり、水セメント比は推定でおよそ44%となった。打設から約24時間後 の翌日には、試験孔表面の硬化が進行しており(図5.2.4-3;左側)、削孔はやや難航したが、 計画通りの深さ1,500mmまで延伸することができた(図5.2.4-5;左側)。また、削孔後の 孔壁の仕上がりは平滑であり、試験孔2上部の亀裂内にはモルタルが充填されていた(図 5.2.4-6;左側)。なお、試験孔2のモルタル打設および再削孔の後、試験孔3では湧水が見 た目に増えており、試験孔2の亀裂が閉塞された結果として、湧水が試験孔3に回ったと 考えられる。ただし、施工中は連結している試験孔3に懸濁水の流入は見られなかった。

試験孔 2 の施工後の状態が良好であったため、試験孔 3 についても試験孔 2 と同様の手順で施工した。試験孔 3 におけるモルタル使用量は 18 袋 (360kg)、孔内水位と湧水量から 推定される水量は約 150kg であり、水セメント比は推定でおよそ 42%となった。試験孔 3 では、打設から 18 時間後に削孔の準備を開始したが、その時点の試験孔 3 の状態は試験孔 2 のときとは異なり、水で満たされて水没しており、排水しても湧水のため湿った状態であ った (図 5.2.4-3;右側)。このとき、排水後のモルタル表面を確認すると、試験孔内からの 湧水が湧き出ている穴がいくつか確認された (図 5.2.4-4 参照)。この状態でも、モルタル の内部は硬化していたため、予定通り削孔を行った。なお、試験孔 3 は前回掘削時に偏心が 確認されているため、今回の延伸では孔口から鉛直下方に試験体を設置するスペースを確 保できるよう調整しながら削孔した。試験孔 2 とは逆に、ビットに完全に硬化していない モルタルが挟まるなどして、途中削孔が難航することがあったが、こちらも計画通りの深さ 1,500mm まで鉛直に延伸することができた (図 5.2.4-5;右側)。ただ、壁面の仕上がりに 関しては、試験孔 3 の上部に見られた亀裂の内部にモルタルは充填されていたものの、試 験孔 2 と比較すると孔壁表面の付着は少なく、表面の凹凸が残っていた(図 5.2.4-6 右側)。 試験孔 3 では湧水が流れ続けていたため、亀裂への付着が弱く、削孔時に剥がれてしまっ



図 5.2.4-1 孔壁の充填に用いた材料(水中不分離無収縮モルタル)



図 5.2.4-2 モルタル打設完了時の状態(左:試験孔 2、右:試験孔 3)



図 5.2.4-3 削孔直前の状態(左:試験孔 2、右:試験孔 3)



図 5.2.4-4 試験孔3の湧水湧出箇所



図 5.2.4-5 削孔出来形の確認(左:試験孔 2、右:試験孔 3)



図 5.2.4-6 削孔直後の状態(左:試験孔 2、右:試験孔 3)

(2) 水みちの形成に寄与する亀裂を模した注水ボーリング孔の削孔 緩衝材ブロックに生じる緩衝材流出現象の発生条件を確認することを目的とした人為的 な注水を行うため、試験孔3のピット底部に向け、斜め45°にボーリング孔の削孔を行った。削孔径はパッカーおよび BTV ができるよう φ66 mm とし、試験孔のなるべく低い位置で貫通するように、削孔位置および角度を図 5.2.4-7 のように定めた結果、削孔長は2.78 m となった。また、削孔方向は、試験孔3の東側から西向き(試験坑道5の入口側から奥を向く方向)とした。なお、孔口保護のため、蓋が出来るようにねじ切り加工を施した長さ1m程度のケーシングを設置し、それをセメンチングにより固定した。

注水ボーリングの削孔は、試験孔に貫通させるため削孔精度が重要となることから、ボー リングマシンを使用した(図 5.2.4-8 参照)。なお、ボーリング孔内に透水性の割れ目が多 い場合、加圧しても散逸して、圧が立たない恐れがある。その場合は試験が成立しないため、 完全に試験孔を貫通する前に BTV 観察(図 5.2.4-9 参照)により、試験孔内の状態を確認 した。確認の結果、孔壁に確認される亀裂が少なかったため、削孔を再開したところ、ほぼ 所定の位置で試験孔 3 を貫通した。

削孔終了後は、加圧試験時のパッカー設置位置がピットになるべく近い位置かつ孔壁面の乱れが少ない箇所となるよう、図 5.2.4-10 に示す BTV 観察結果を基に、孔口から 1.92 ~2.47 m の範囲を選定した。また、0.41~0.96 m の範囲に口元からの湧水を止めるパッカーを併せて設置した。ここで、ロッド・パッカーは SUS 製とし、さらにパッカーの抜けの防止、孔口の保護および口元湧水の低減処置も併せて行った(図 5.2.4-11~図 5.2.4-13 参照)。



図 5.2.4-7 斜めボーリングの概念図



図 5.2.4-8 ボーリングマシンによる削孔状況



図 5.2.4-9 ボアホールテレビ実施状況



図 5.2.4-10 ボアホールテレビ実施結果



図 5.2.4-11 設置パッカーの確認



図 5.2.4-12 パッカー設置状況



図 5.2.4-13 抜け防止および口元配管実施結果

(3) 試験孔3の再止水

試験孔 3 の壁面の仕上がりは、試験孔 2 と比較すると孔壁表面のモルタルの付着が少な く、表面の凹凸が残っており、湧水が流れ出ている箇所も確認された(図 5.2.4-14 参照)。 そこで、以後の注水試験への影響を低減するため、試験孔 3 の止水を改めて実施した。

湧水の流れが顕著な箇所を止水するため、止水材には図 5.2.4-15 に示す急結材系のエレ ホンとカスターの 2 種類を用いた。止水材は試験孔口から手の届く範囲で亀裂の閉塞する ように塗布した(図 5.2.4-16 参照)。その結果、試験孔上部からの湧水の多くは停止あるい は滲み程度となった(図 5.2.4-17 参照)。



図 5.2.4-14 再止水前の試験孔3の状況(西側)



図 5.2.4-15 再止水に用いた止水材(左:エレホン、右:カスター)



図 5.2.4-16 止水作業状況



図 5.2.4-17 再止水後の試験孔 3 の状況 (西側)

5.2.5 予備試験の実施

(1) 湧水量測定ケース設定

「5.2.4 試験環境の整備」の終了後、試験孔3の状態を確認するための予備試験として、湧水量測定を実施した。測定方法は、昨年度と同様に投げ込み式の水圧計(図 5.2.5-1 参照)による静水圧の連続測定とし、測定対象は試験を行う試験孔3のみとした。測定ケースについては、5.2.4 (2) 節で設置したパッカーの効果と、5.2.4 (3) 節で行った再止水の効果の確認を行うため表 5.2.5-1 に示す4ケースとした。



図 5.2.5-1 水圧計 (S&DL mini およびバロメータ)

試験 ケース	湧水量 測定場所	再止水	パッカー
1	試験孔3	未	収縮
2	試験孔 3	未	拡張
3	試験孔3	済	収縮
4	試験孔 3	済	拡張

表 5.2.5-1 湧水量測定ケース設定

(2) 湧水量測定結果

湧水量の測定結果として、水位の経時変化を図 5.2.5・2 に、移動平均を適用して得た湧水 量と孔内水位の関係を図 5.2.5・3 に示す。なお、いずれのグラフについても、参考までに昨 年度の測定結果(試験孔 1 および 2 を満水としたケース 9)を併せてプロットした。ただ し、試験孔が深くなっているので、その分を嵩上げしてプロットしていることに注意が必要 である。また、表 5.2.5・2 に各ケースの平均湧水量を示す。なお、ここで言う平均湧水量は、 試験孔 3 の排水直後から掘削孔高さまでの水位上昇に要する時間で試験孔の容積を除して 求めたものである。

図 5.2.5・2 の試験孔 3 の水位の経時変化グラフからは、ケース 1~3 の 3 ケースは水位の 上昇傾向が概ね同じであるが、ケース 4 だけは水位上昇が非常に遅いことがわかる。この ことから、現在の試験孔内への湧水の大半は注水ボーリング孔からの湧水が占めることが 分かる。また、試験孔の再止水前はパッカー拡張により注水ボーリング孔からの流水を遮断 したとしても、試験孔内の別の水みちを介して試験孔 3 に流入していたが、再止水によっ てこの水みちが止水されたと考えられる。また、水位が 120cm を超えてからの水位上昇が 遅くなっていることからも、試験孔 3 上部における再止水の効果が示唆される結果となっ ている。なお、今年度のケース 1~3 と昨年度のケース 9 がほぼ同じ水位上昇を示している が、昨年度のケース 9 の湧水量は試験孔 2 からの流入の影響が大きいことがわかっており、 このことから、今年度の試験孔 2 に対するモルタル打設によって、試験孔 2 の湧水が試験 孔 3 に回ったと考えられる。

一方、図 5.2.5-3 の水位と湧水量との関係を示すグラフからは、再止水前にパッカーを収縮したケース 1 と拡張したケース 2 の平均湧水量が概ね同じ湧水量となっているが、再止水後はパッカーを収縮したケース 3 でも平均湧水量が低下したこと、パッカー拡張のケース 4 でさらに平均湧水量が低下したことがわかる。この結果から、再止水前のパッカー拡張は水みちを迂回させるだけであったが、再止水によって注水ボーリングと繋がる湧水の迂回路が閉塞されたことが想定される。また、ケース 4 の湧水量は、わずかな変曲点が孔底から 30cm 程度の位置にあるだけであり、このことからも試験孔上部からの湧水がほとんどなくなったと言える。なお、今年度のケース 1 および 2 の平均湧水量が、昨年度の湧水量よりも若干少なくなっていることから、試験孔 3 に対する最初のモルタル打設も一定の効果があったと言える。







試験 ケース	湧水量 測定場所	再止水	パッカー	平均湧水量 [L/min]
1	試験孔3	未	収縮	2.6
2	試験孔3	未	拡張	2.6
3	試験孔3	済	収縮	1.4
4	試験孔 3	済	拡張	0.3
昨年度	試験孔3	—	—	3.1

表 5.2.5-2 ケースごとの平均湧水量

5.2.6 試験設備の整備

排水機構の検討

本業務では、流出を採水試料の分析や排水量との関連等により評価する必要がある。その 際、試験孔の上方からの湧水が大量にある場合、試験体に接触した流出に関わる湧水と混合 してしまうと評価が難しくなる。そこで、今年度は試験体上方からの湧水と流出に寄与した 湧水を分離することを目的とした蓋の設置について検討を行った。

(2) 注水設備の設置

本業務で実施した加圧注水試験は、水みちの形成の有無によって試験内容を変更する予 定であったため、圧力制御と流量制御の両方を行うための注水設備を用意した。以下に各設 備の概要を示す。

1) 定圧注水試験設備

定圧注水試験における設備の概要を図 5.2.6-1 に示す。また、主要な設備類とその用途を 以下に示す。

- ・ コンプレッサーとレギュレーターで水タンクを加圧する方式で注水する。
- ・ 注水用水タンク(30L程度)を2台で切り替えて使用する。
- レギュレーターにより細かい圧力調整をしながら試験を行う(たとえば水頭 5m 程度ごと)
- ・ パッカーはハンドポンプを用いた加圧による水拡張とする。
- ・ 排水は排水ポンプで実施し、積算流量計で排水量を確認する。



図 5.2.6-1 試験設備の概要(定圧注水時)

2) 定流量注水試験設備

水みちが生じていることが明らかな場合、あるいは低い水圧で水みちが形成される場合 などは、注水試験は圧力制御ではなく流量制御の試験とする。定流量注水試験における設備 の概要を図 5.2.6-2 に示す。また、本業務の後期に実施する長期加圧試験についても、連続 的な常時監視はできないため、安全性を考慮して圧力制御と併せた定流量注水試験とする。 ただし、制御機構を有する定流量ポンプは、HPLC ポンプを使用した。以上を踏まえた試験 設備の一覧を表 5.2.6-1 に示す。

なお、本業務では後述のように、試験体設置後の水みち確認でパイピングが確認されたことにより、当初より定流量注水試験を適用した。図 5.2.6-3 に設置した注水設備を示す。



図 5.2.6-2 試験設備の概要(定流量注水時)

			数	
種別	名称	主な仕様(案)	量	備考
		外径: 38mm,ラバー外径: 36mm		
	パッカー	最大拡張: 86 mm	2	
		マンドレル内径:11mm	4	
		全長:930mm		
	ロッド	配管用ステンレス鋼管:20A	1	
	ロッドバンド	上記ロッド用ロッドバンド	1	
	オレタンノカ	注水ポンプ用	_	既設利用
		容量:2000 ℓ		
		HPLC(高速液体クロマトグラフィ		日本精密化学:NP-GXL-
		—)		1000(S)
	注水ポンプ	最大流量:1000cc/min	_	定流量設定範囲:
		最大圧力:5MPa		$0.7 \sim 1000$ cc/min
				定圧設定範囲:0~5MPa
		コリオリ式		KEYENCE : FD-SS2A
		定格範囲:0~2000cc/min		
注	法导针	精度:0~25%ofF.S.時±1%ofF.S.,	1	
	加里可	$25 \sim 100\%$ ofF.S. 時 ±	1	
水		0.5%ofF.S.		
排		仕様圧力範囲:0~5MPa		
1/1	完正注水田	容量:30L		専門業者製作品を利用
水	水タンク	耐圧:1MPa	2	
楼		材質:ステンレス鋼		
D2		設定圧力:0.01~0.8MPa		CKD : F3000-8-W-M
構	レギュレーター	設定感度:フルスパンの 0.2%以内	1	
お		繰り返し性:フルスパンの±0.5%以	1	
N 0		内		
よ	圧力計測進置	圧力変換器レンジ:0~2MPa		GE センシンク &インスヘ クション・テクノ
7 Ň	上刀印版浓色	精度:±0.04%FS(BSL)	1	¤ジーズ:PMP5033
0		出力:0~5V		
計		測定レンジ : ±5V		KEYENCE: TR-W550+NR-
涧	データ変換装置	AD 分解能:16bit	1	TH08
19.1		Ch 数:8ch		
部	データ表示・収録	表示・収録器:ノート型 PC	1	KEYENCE : TR-W500
	装置	計測ソフト:高機能解析ソフト	1	
		瞬間積算流量計		KEYENCE : FD-Q20C
	排水用積算流量計	流量範囲:3~60L/min	1	
		積算流量表示:0000000.0 L		
	排水ポンプ	最大吐き出し容量 : 0.06m³/min	2	鶴見ポンプ : LSP 型
	マカリーンギ	メッシュ#200		サンホープ : AKY-388
	スクリーン式		1	地下水の水タンクへの給水
	ノイルター			時使用(ポンプ故障防止)
	カートリッジ ナ	メッシュ#20		アズワン
	ルートリツン氏		1	地下水の水タンクへの給水
	ノイルター			時使用(ポンプ故障防止)
	十庄計	容量:2MPa	1	東京測器:KDE-2MPA
		φ 50mm、厚さ : 11.3mm	*	
	十圧計ロガー	測定点数:1点(TC-32K単体)	1	東京測器 : TC-32K
		測定速度:0.08秒/点(TC-32K単体)	Ŧ	

表 5.2.6-1 本業務に用いた設備の一覧



図 5.2.6-3 設置した試験設備

5.2.7 短期加圧注水試験

緩衝材流出現象の原位置での発生条件を確認するため、湧水が緩衝材に作用する条件を 短期間で段階的に変化させる注水試験を以下に示す手順で実施した。

(1) 試験体の設置

- ・ 短期試験に供する緩衝材ブロックの乾燥密度は 1.6Mg/m³(膨潤前)とし、試験体の構成は緩衝材ブロックのみ、段数は 6 段(48 個)とした。
- ・ 緩衝材ブロックを積み上げて製作した試験体を、試験体定置治具に乗せた状態で孔内に 設置した(図 5.2.7-1 参照)。
- ・ 計測機器類については、計測項目と方法について協議し、膨潤圧を計る土圧計、注水区 間の水圧計、注水条件を確認する水圧計と流量計、排水量を測定する積算流量計を設置 した(図 5.2.7-2 参照)。



図 5.2.7-1 試験体設置状況



図 5.2.7-2 計測機器類

(2) 加圧注水試験

1) 注水方法の選定

a.静置期間中の試験体の状態

試験孔内に試験体を設置して以降は、短期試験における注水方法を決めるため、図 5.2.7-3 に示すフローチャートに従って、試験体の状態確認を行った。

試験体を設置した直後から、注水ボーリングのパッカーを収縮した自然の湧水状態としたうえで、試験孔内の水位を試験体より約20cm程度上方になるよう、排水ポンプの自動運転により制御した状態を維持した。この状態で目視や水位計の値を基に膨潤状況を日々確認し、試験体の膨潤が進行するまで約2週間静置した。期間中、CCDカメラをパッカーロッド内に挿入して注水ボーリング孔内を観察したところ、緩衝材と孔壁の間に穴が確認され、浮遊物がその穴に向かって流れる様子が見られた。

最初の状態判断では、注水ボーリング孔出口に CCD カメラを設置し、目視による水の流 れの確認を明確にするため、注水孔から食紅を溶いた色水を注水して観察した。色水は注水 直後に上記の穴に吸い込まれ、10 秒程度で試験体表面の注水ボーリングの位置とは反対側 の一か所の窪みから湧出した(図 5.2.7-4 参照)。これにより、注水孔から1本の水みちが 形成されるパイピングが明確となったため、初回の判断過程を終了し、パッカーを拡張して 次の静置期間に入った。

パッカー拡張後は、試験孔内の湧水量の低下は明確であり、CCD カメラによる目視確認 でも、水みちと見られていた穴が日々塞がっていく様子が確認された(図 5.2.7-5 参照)。 しかし、この期間中の状況判断のために実施した色水の注水による確認では、前よりも湧水 は明確でなくなったものの、試験体表面に薄らと赤色が確認できること日が続いた。そのた め、曖昧な状態ではあったが、次のフェーズはパッカー再収縮によるパイピングの確認では なく、注水条件を把握しながら試験体の状態を確認できる「定量注水試験」に移行すること とした。

b.静置期間中の計測データ

上記の静置期間中に取得した排水量、注水孔の水位(全水頭)、土圧計、吸光度分析(暫 定値)のデータを図 5.2.7-6~図 5.2.7-9 に示す。

排水量は、試験体設置当初およびパッカー拡張直後にポンプの不調があったが、それ以降の安定した状態のグラフの勾配から孔内湧水量を推定できる。パッカー拡張前後でグラフの勾配が変化しており、拡張前が2L/min、拡張後が0.4L/minであった。

注水孔の水位は、測定した注水ボーリング孔内の注水区間の水圧を水頭換算し、その水圧 を静水圧として与える水面位置を、箱抜き部(ピット)の底版上面を高さの基準(z=0)と して表した全水頭のこととした。緩衝材ブロックの膨張前は、試験孔と注水ボーリング孔は 直接繋がっているため、注水孔の水位データは試験孔水位と同じ値を示し、試験孔水位を制 御している一定の範囲内で横ばいの値を示していた。緩衝材の膨張が進行してからも、パッ カー拡張前は水みちを介して試験孔との連動が継続していたが、パッカー拡張後はその連 動が徐々になくなり、定置開始 400 時間後ごろから注水孔の水位上昇が確認された。この ことから、水みちが閉塞傾向にあると判断され、静置期間を終了する目安となった。

緩衝材に固定して設置した土圧計は、試験孔の水位変動や水没時の静水圧は計測できた ものの、膨潤が進行してからは負圧を測定し続け、膨潤圧の測定はできなかった。ただし、 試験孔の水位変動に対する土圧計の応答が遅くなったことは、緩衝材ブロックの膨潤の進 行具合を判断するうえで参考となる情報となった。

吸光度分析の結果は、数値の上下動が激しい結果となった。この原因としては、排水ポン プの吸水口と緩衝材ブロックの距離が上方への膨潤によって近づいたことや、水みちの出 口から排出された緩衝材の粘土成分が吸水口の近くに積もり、それを定期的に巻き上げて 吸い出したためと考えられた。そのため、緩衝材との距離については、これ以降の試験では 近づきすぎないよう、随時確認と調整を行った。



図 5.2.7-3 試験方法決定フロー



図 5.2.7-4 初期の水みち確認結果の概要



図 5.2.7-5 パッカー拡張前後の注水ボーリング孔からの CCD 画像



図 5.2.7-6 静置期間中の排水量データ



※水位はピット底盤高さを0として換算









図 5.2.7-9 静置期間中のベントナイト濃度データ

2) 試験ケース

図 5.2.7-3 に示したフローに従い実施した試験ケースを下記に示す。短期注水試験は2回 実施した。試験状況などの制約から、試験条件はそれぞれの回において段階に分けて実施した。

	第1段階	第2段階	第3段階	第4段階
1回目	0.01L/min	0.10L/min	0.25L/min	0.50L/min
	0.05L/min	0.15L/min		
		0.20L/min		
2回目	0.05L/min	0.30L/min	0.65L/min	
	0.10L/min	0.40L/min	0.80L/min	
	0.20L/min	0.50L/min		

表 5.2.7-1 短期注水試験ケース

3) 流量制御による短期注水試験(1回目)

前項の試験体の状態確認の結果、短期試験における注水方法は、流量制御による定量注水 試験となった。ここでは、閉塞傾向にある水みちの状態が注水条件を変更することによって、 どのように変化するかに留意して試験を行うこととした。なお、ここでは最初に行う注水試 験を1回目とし、1回目終了後にベントナイトの自己修復を促すために一定期間静置した 後、再度行う注水試験を2回目として表記する。

a.試験の実施手順

削孔した注水ボーリング孔の下部をパッカーで閉塞し、試験体に対して定流量条件で注 水を行う。流量の制御は貸与された HPLC ポンプの設定で行うものとし、注水区間の圧力 測定をしながら、段階的に流量を上げ、注水区間の圧力が急変する(パイピングの発生)条 件を探る。試験手順の概要を以下に示す。

- ① 試験準備として、試験孔の水位が概ね一定になるように排水ポンプを設定するとともに、 試験用水を貯めている注水タンクからの送水管を注水ポンプに接続する。なお、当初は 排水ポンプによる排水を計画していたが、静置期間中に排水ポンプが堆積した大量のベ ントナイトを直接吸い上げてしまい、緩衝材流出量の評価が難しくなることが懸念され たため、排水とは別の採水専用小型ポンプを設けることとした。
- ② 指定された条件に HPLC 定流量ポンプを設定し、本試験の注水先を注水ボーリングに 切り替えた時点で試験開始とする。
- ③ 緩衝材の流出量を測定するためのサンプルの採水を行う。排水のサンプリング間隔は、 注水の開始後から、10分後、20分後、40分後、60分後、90分後の間隔とし、以後は

必要に応じて 30 分ごとに行う。なお、採水試料を「 7) 採水試料の吸光度分析」で 分析し、緩衝材成分の濃度を測定する。

④ 試験中に計測する流量計による排水量の計測データ、圧力計による注水区間の水位デー タ、土圧計による膨潤圧データ等により、注水条件および試験体の状態を確認する。その際、必要に応じて試験条件や設備について調整する。

なお、短期試験1回目は全4段階の注水条件を設定することとなっていたが、試験の状況に応じて各段階内でも調整を行うこととした。以下に短期試験1回目、4段階の実施概要および結果を示す。



図 5.2.7-10 定流量注水フロー

b.第1段階

短期試験1回目、1段階の概要と結果を図 5.2.7-11 に示す。使用した HPLC ポンプは最 大1L/min まで設定可能であったが、試験体にどの程度のインパクトとなるかが不明確で あったため、初期注水量は低めの 10 ml/min からスタートし、様子を見て少しずつ増やし ていった。当初の設定量では状態の変化がほとんど無かったため、注水量を増加(10 \rightarrow 50 [ml/min])した。これに連動して注水区間の水位がわずかに増加したが、この段階では大き な変化は確認できなかったため試験を終了した。



図 5.2.7-11 短期注水試験1回目(第1段階)の概要と結果

c.第2段階

短期試験1回目、2段階の概要と結果を図 5.2.7-12に示す。前の段階でほとんど応答が なかったため、この段階では前段階の倍の注水量(100 ml/min)から試験を開始したが、こ の注水量でも 12kPa で横ばい傾向であった。そこで、注水量をさらに増加(100→150 [ml/min])したところ、注水区間の水圧が約 15kPa になった後、水みちの拡張時に起こり 得る注水区間の圧力低下が確認され、約 11kPa まで低下した。ただし、注水区間の水位(全 水頭)は試験孔の水位よりも高い位置を保持しているうえ、水位が上昇傾向(詰りによる水 みち閉塞の可能性がある)となったため、「水みちの拡張はわずか」と推測して注水を継続 した。

その後、注水区間の水位は上昇傾向にあったものの、変動が概ね落ち着いて定常値に向かいつつあったので、注水量を150→200 [ml/min]に変更した。すると、先ほどと概ね同程度の注水区間の水位低下が再び確認されたが、前回よりは低下量は小さかった。しばらく経過を観察したが、前の設定流量と同じような傾向になったところで、この段階の試験を終了した。



d.第3段階

短期試験1回目、3段階の概要と結果を図 5.2.7-13 に示す。第3段階からは試験中の流 量変更が制限され、注水条件を終日一定として行った。この段階では、前段階の設定流量よ りも50 ml/min 大きくなるよう、注水量を終日 250 ml/min としたが、前段階と同じ結果 (注水区間の水位が最初に約 15kPa となったときに水位低下するが、その後は水圧上昇傾 向が継続)に終わったため、この段階の試験を終了した。



e.第4段階

短期試験1回目、1段階の概要と結果を図 5.2.7-14 に示す。これまでの注水量の変化で はほとんど影響が確認できなかったため、この段階では注水量を前段階の設定の倍である 500 ml/min まで増加したところ、これまでの応答とは異なり、注水区間の水位が約 1.3m まで急上昇した直後に、試験孔の水面に近い位置(約5kPa)まで一気に急低下した。さら に、これまで見られていた注水区間水位の低下後の再上昇傾向がなくなり、おおむね横ばい となった。これらの状況より、この時点で注水ボーリング孔から試験体表面に繋がる水みち が大きく開いたと考えられるため、ここで試験を終了した。



図 5.2.7-14 短期注水試験1回目(第1段階)の概要と結果

なお、試験終了後に食紅を溶いた色水を注水孔から流し入れて水みちを確認したところ、 図 5.2.7-15 に示すように、前回とは異なる位置(吸光度分析サンプル採取用のポンプ設置 箇所)から色水が湧出した。前回との共通点は排水/採水ポンプ付近が水みちの出口となっ ている点である。そこで、以後は採水ポンプ設置個所が、吸引によって弱部になっている恐 れがあるため、採水ポンプは孔壁側ではなく、中央のスペーサー側に設置することとした。 また、排水ポンプの設定は試験孔水位が概ね一定になるように、試験孔の水位がある高さに 到達した時にスイッチが入る設定としていたが、これでは吸水口からスイッチまでの間(数 + cm 程度の範囲)で水位が変動してしまい、今回はそれが計測結果に影響して評価しづら かった。そのため、以後は排水ポンプの設定を見直し、より水位が一定に保たれるように調 整した。

以上の結果をもって、短期試験1回目を終了した。試験終了後は、緩衝材ブロックの自己 修復を促すため、排水ポンプを停止し、約2週間試験体を静置した。


図 5.2.7-15 短期注水試験後の水みち確認結果の概要図

4) 流量制御による短期注水試験(2回目)

前項の短期試験1回目の終了後から、ベントナイトの自己修復期間として約2週間、試 験孔内の水位制御も停止した状態で静置した。この期間中の注水孔水位データの経時変化 を図 5.2.7-16 に示す。短期試験1回目の終了後、排水ポンプを停止しており、試験体は完 全に水没していたが、事前に試験孔内を排水したところ、注水孔の水位低下が確認された。 これは排水の過程で注水ボーリング孔の水位と試験孔の水位差が一時的に大きくなったた めと考えられる。そこで、2回目の試験の開始は、水位制御を再開してから一晩静置してか ら行うこととした。

なお、試験段階は4段階を基本としていたが、試験の経過に応じた協議の結果、最終的に 3段階で注水終了となった。以下に1から3段階までの試験概要と結果を示す。



図 5.2.7-16 ベントナイト自己修復期間中の注水孔水位の経時変化

a.第1段階

短期試験2回目、1段階の概要と結果を図 5.2.7-17 に示す。短期試験2回目の第1段階 の注水は、1回目の試験結果を踏まえて、50 ml/min から開始した。注水区間の水圧は、注 水直後の上昇以後、しばらくは上昇傾向を示したが、開始から2時間経過したころには、ほ ぼ横ばいとなり状態が落ち着いた。そこで、注水量を100 ml/min に上げたところ、注水区 間の水圧が上昇した直後にわずかな水圧低下が確認された。ただし、水圧低下は小さいうえ に一時的であり、これも2時間程度でほぼ横ばいとなったため、再び注水量を200 ml/min に上げた。この条件変更では、前の条件変更と同様だが大き目の水位低下が確認された。

協議の結果、2回目の第1段階はこの条件で一晩注水を継続して、比較的長い時間の経過 観察を行った。しかし、図 5.2.7-18 に示すように、注水区間の圧力が漸増したものの大き な変化は見られなかった。



図 5.2.7-17 短期注水試験 2 回目(第1段階)の概要と結果



図 5.2.7-18 短期注水試験2回目(第1段階および夜間)の概要と結果

b.第2段階

短期試験2回目、2段階の概要と結果を図 5.2.7-19に示す。第2段階は、一晩注水した 状況を確認した後、注水量を300 ml/minに変更して開始とした。注水量を変更した直後は、 注水区間の水位は約14kPa 増の42.4kPa まで急上昇した後、比較的ゆっくりと水位が低下 する傾向を示した。注水区間の水位は、流量変更前を下回っても徐々に低下を続けたが、2 時間後には概ね変化がなくなった。そこで、再び流量を400 ml/min に変更したところ、 5kPa 程度の水圧上昇の後、急激に水圧が低下した。結果的に、この時点で水みちが大きく 開いたと考えられ、次に 500ml/min へ変更したときのは、ほとんど注水区間の水圧変化は 見られなかった。



図 5.2.7-19 短期注水試験 2 回目(第 2 段階)の概要と結果

c.第3段階

短期試験2回目、3段階の概要と結果を図 5.2.7-20 に示す。第2段階の終了時点で、水みちは大きく開いたと考えられ、一晩明けて 650ml/min で第3段階を開始しても、水圧はほとんど横ばいであった。この状態は、2時間後に流量を 800 ml/min に変更しても同様であった。

そこで、大幅に注水量が増加したときの状態を確認するため、最後の流量変更としてパッ カーの収縮を行った。その結果、一時的に注水区間の水位が上昇したが、徐々に低下すると いう結果を示した。また、このときの吸光度分析の結果は、水位の低下傾向に近い傾向を示 したこと。このことから、水位が低下するときに流出による水みちの拡大が起こっている可 能性が示唆された。

注水を終了した後、1回目と同様に色水による水みち確認を行ったところ、1回目と同じ 場所から湧水が確認された。この結果をもって、短期注水試験を終了し、試験体の引き上げ に移行した。



図 5.2.7-20 短期注水試験2回目(第3段階)の概要と結果

5) 短期注水試験まとめ

注水試験において、定量注水を実施した期間のみを連続してプロットした結果を、図 5.2.7-21(1回目)および図 5.2.7-22(2回目)に示す。ここでは、各回の試験結果から想 定される緩衝材の緩衝材流出に関連する現象と、両試験の比較から想定される特徴等につ いて言及する。

1回目の試験では、注水量の設定を非常に低い値(10 ml/min)から開始して、徐々に流 量を上げていった。試験初期の注水量100 ml/minまでは、注水量の上昇に応じて注水区間 の水圧が増加するだけであった。その後、注水量設定が150 ml/minから250 ml/minの範 囲では、注水量を変更した直後に注水区間の水圧が上昇し、直後にわずかな水圧低下が起き た後、注水継続中は注水区間の水圧が漸増するという結果となった。さらに、流量を250 ml/minから500 ml/minに上げたときに、注水区間の水位の急増・急低下が生じており、 この時点で完全に水みちが開いたと考えられる。この後、赤色水の注水による水みち確認の 結果、湧出箇所は1ヶ所だけであることが確認されており、室内試験において、水みちが1 本に集約されるパイピング現象が原位置でも再現されたと言える。ただし、注水試験の前段 階で確認された水みちとは場所が異なっており、このときの排水/採水ポンプの設置状況 と湧出箇所が一致することから、ポンプアップによる吸水が水みちの形成に影響したと考 えられる。ただし、後述する試験体の回収時に、両者が内部で繋がっていたことが確認でき ている。

2回目の試験に先立って、1回目の注水試験終了後から2週間試験体を静置しており、こ

の間にベントナイトの膨潤による自己修復が想定されたが、結果的に自己修復は明確には 確認できなかった。2回目の準備中、試験孔の排水によって生じた水頭差で注水区間の水位 低下が生じたこと、最後の水みち確認で1回目と同じ場所から赤色水が湧出したことなど から、一度形成された水みちが弱部となっていた可能性が高い。

その一方で、注水量の設定が 50 mil/min から 200 ml/min の範囲において、注水区間の 水位の測定結果を 1 回目の試験の同じ注水量で比較したときに、2 回目は 1 回目の試験結 果よりも高い値を示した。このときの挙動は、注水量を変更した直後に注水区間の水圧が上 昇し、直後にわずかな水圧低下が起きた後、注水中は注水区間の水圧が漸増するという、1 回目の試験で確認された挙動と同様であった。この結果は、注水によって水みちから受ける 抵抗が、1 回目よりも 2 回目の方が高いことを示すものであるが、前述のとおり、元の水み ちが弱部になっているという想定とは矛盾するため、この現象を明確に説明することは難 しい。ただし、流量の設定や上げ幅が 1 回目と 2 回目では異なっており、そのことによっ て注水区間の状況に違いが生じることが考えられるため、単純な比較はできないと言える。

その後の傾向としては、流量の設定を 300 ml/min に上げたときにこれまでの挙動から変 化し、注水量を変更した直後に注水区間の水圧が上昇した後、徐々に水圧が低下して変更前 よりも低い水圧となっており、この注水量の変更後から水みちの拡張が顕著になってきた と考えられる。このことを示唆する測定結果としては、 7) 節で後述する吸光度分析結果 が挙げられ、水みち付近で採水したサンプルのベントナイト濃度の増加が大きくなってい ることから、流出による水みちの拡張を示唆する結果となっていると考えられる。この次に 設定流量を 400 ml/min に上げたときには、注水区間の水位の急増・急低下が生じており、 この時点で完全に水みちが開いたと考えられ、その後の注水量の変更に対する応答は小さ い結果となっている。

ただし、パッカー収縮による注水量の急増に対しては、大きな水圧上昇と緩やかな低下を 示している。このメカニズムは明らかではないが、これまでの試験結果を基に推測すると、 流量が急激に増加した場合は、水みちを一気に通過することができず、抵抗の増加および流 路の拡張が起こっているものと推測される。なお、完全に水みちが開いた後の注水区間の水 圧は、1回目、2回目ともにおよそ 5kPa と同程度であり、短期試験1回目と2回目で試験 環境が大きく変わっていないことが確認されている。

両試験結果およびその前段階の試験体の静置期間に得られる情報から得られた知見を以 下に示す。

- 流れの速い水の流れがある場合は、緩衝材が膨潤しても水みちを閉塞することは困難である。
- 形成された水みちは密度の小さい短期試験でも、室内試験と同様にパイピングによる水みちの経路の選択・集約がなされる。
- 一度、水みちが形成されると、水の流れを止めて膨潤を促進して、水みちが塞がったとしても、再び水が流れ出すとそこが弱部となってしまう可能性がある。
- 水みちの拡張と緩衝材の流出が関連していると考えると、注水孔の水位の測定結果が低

下しているとき、緩衝材の流出が生じているものと考えられる。







図 5.2.7-22 短期注水試験(2回目)の結果

6) 試験体の回収

加圧注水試験終了後、密度測定用コアの取得のため、定置治具ごと試験体を引き上げて回 収した。緩衝材が膨潤によって孔壁と密着していることが想定されたため、最初の引き上げ にはジャッキを用いて緩衝材と孔壁の縁切りを先行して行ったが、ジャッキアップによる 引上げでは、ほとんど摩擦による抵抗がなく縁切りすることができた。

壁面と試験体の縁切り後は、吊り具にかかる荷重を確認しながら、チェーンブロックによって引上げた。作業状況を図 5.2.7-23~図 5.2.7-26 に示す。引き上げた試験体について、水みちの出口となっていた付近を観察すると、孔壁と接する部分が浸食により抉れている様子が確認され(図 5.2.7-27 参照)、試験孔にも試験体に対応する孔壁の位置に染料が付着している様子が確認され(図 5.2.7-28 参照)、水みちは試験体と孔壁の間に形成されていたことが示唆された。

試験体を試験孔から完全に引き上げた後、「5.2.7 (2) 8) 採取コアの密度測定」に
供するサンプルを採取した。サンプルは「外側」、「中央」、「内側」の3か所を、試験体の
「最上段」、「中段」、「最下段」の3段から、計9か所で採取した。詳細については「5.2.7
(2) 8) 採取コアの密度測定」で後述する。

なお、試験体の回収が終了した後は、長期試験に備え、試験孔内をハイウォッシャーによって洗浄した。



図 5.2.7-23 引上げ用治具の取り付け状況



図 5.2.7-24 孔壁との縁切り用ジャッキ



図 5.2.7-25 チェーンブロックによる試験体引上げ状況(1)



図 5.2.7-26 チェーンブロックによる試験体引上げ状況(2)



図 5.2.7-27 引上げられた試験体に見られた水みちの痕跡



図 5.2.7-28 試験孔パノラマ写真に見られた水みちの痕跡

7) 採水試料の吸光度分析

注水試験において定期的に採水したサンプルについては、吸光度分析によりベントナイトの定量評価を行う計画である。

吸光度分析は特定の波長の光(単色光)を溶液試料に当てた際、通過した光の量を測定し、 試料が吸収した光(吸光度)を分析する方法であり、試料中に対象物質が多いほど、多量の 光が吸収される。つまり、吸光度は溶液の濃度に比例するため、あらかじめ標準試料の検量 線を作成すれば、溶液の濃度の算出が可能となる分析法である。

ただし、短期注水試験実施期間中は、緩衝材流出量の評価をわかりやすくかつ迅速に行う ため、昨年度求めた検量線を用いてベントナイト濃度を暫定的に算出して評価を定性的に 行った。今後は、室内で検量線の作成からサンプルの分析まで改めて行う予定である。以下 に吸光度分析による定量評価方法を示す。

a.使用機械

本業務の吸光度分析においては、昨年度同様「株式会社 日立ハイテクノロジー製 レシ オビーム分光光度計 U-5100」および「株式会社 エスエムテー製 超音波分散機 UH-50」 を用いた。U-5100 は波長範囲が 190~1,100nm と広く、通常の純水での測定と比較して不 確定な物質が混入している可能性のある幌延の地下水の測定において有効であると考えら れるため採用した。ベントナイトの主要鉱物であるモンモリロナイトの吸光度の変化率が 最も大きくなると考えられる 300nm についてもカバーしている。

制生去	(性) ロ 立 ハイテクテクノロジー
表現日	
型名/型番	U-5100
光学系	瀬谷-波岡マウント レシオビーム
波長範囲	190~1,100nm
スペクトルバンド幅	5nm
光源	キセノン(Xe)フラッシュランプ
ディフプレイ	LEDバックライト液晶モニタ
717701	120mm×90mm 320ドット×240ドット
セル	6セルターレット(自動)
サイズ(本体)	$355(W) \times 425(D) \times 235(H)(mm)$

表 5.2.7-2 分光光度計仕様

表 5.2.7-3 超音波分散器住

製造者	㈱エスエムテー
型 式	UH-50
出力	50W
周波数	20kHz
発信機能	連続・ハンドパルサー(手元スイッチ)
付属チップ	φ6 マイクロチップステップ型(MS-6)
電源	AC100V 50/60Hz
ᆈᇌᆉᅶ	発振器:182W×320D×110Hmm
ንኮ ፲፡፲ ፲፰	振動子:32φ×297Hmm
舌号	発振器∶約4kg
	振動子:約160g



図 5.2.7-29 分光光度計 U-5100 および超音波分散機 UH-50 (昨年度撮影)

b.キャリブレーション

測定に先立って、ベントナイト濃度が既知の検量溶液を作成し、吸光度との相関による 検量線の作成を行う。この検量線を用いて吸光度を換算し、排水中に含まれるベントナイ ト濃度を得る。

現時点では昨年度の検量線を暫定的に用いているが、室内で改めて行う吸光度分析で は、以下に示す手順で先立ってキャリブレーションを行う予定である。なお、季節変動等 の外乱による現地地下水の変化に伴う測定誤差を低減するため、キャリブレーション・検 量線の取得の作業は現地の地下水を採水して行う。試料の調製方法については、地盤工学 会基準(JGS0251-2000)の方法を基本とする。

- ① 現地地下水を使ってバックグラウンドの測定を行う。なお、現地地下水に分散剤を添加 するケースも併せて行い、分散剤の添加による影響を把握したが、添加量の差異に起因 すると思われる結果のバラつきが顕著になったため、以後は分散剤を使用せずに、マグ ネティックスターラを併用して十分に攪拌するようにした。
- ② 緩衝材サンプル(昨年度用いたベントナイトペレット)を現地地下水に加えて濃度既知の検量溶液を作成し、これを用いて複数の濃度既知の溶液を作成する。その際、希釈が必要となる場合には、バックグラウンドの状態を統一するため、希釈水には現地地下水を用いる。
- ③ 上記の溶液を用いて吸光度分析を行い、①のバックグラウンドの結果も踏まえて検量 線(濃度と強度の相関)を取得する。参考までに昨年度取得した検量線を図 5.2.7-30 に示す。



図 5.2.7-30 昨年度得られた検量線

c.緩衝材流出量の測定

加圧注水試験で捕集ビンに採水した試料は、吸光度分析器の容器に移して超音波等で分 散させ、吸光光度分析法によって試料中に含まれるベントナイトの濃度を測定し、これを 緩衝材流出量と見なすこととした。

吸光度分析においては、前項 b で得られた強度と濃度との相関関係を示す検量線を用い て、測定された吸光度をベントナイトの濃度へと換算した。以下に濃度測定方法を示す。

- ① 採取した試料は 200mL の採水ボトルに保存する。この採水ボトルからビーカーに移し、分散剤を入れる。
- ② マグネットスターラーで20分間撹拌する。最後の5分間は超音波分散器も併用して 撹拌を行う。

- ③ 撹拌後は溶液中に撹拌しきれないベントナイトが残っていないか確認して、石英ガラ スセルに入れ吸光度分析を行う。ベントナイトは沈殿するため、撹拌後はすみやかに 吸光度分析を行う。
- ④ 求められた吸光度から検量線を用いてベントナイト濃度を算出する。

d.短期試験における吸光度分析結果

短期試験で得られたベントナイト濃度の経時変化を、注水試験における注水区間の水位 変化と併せて、図 5.2.7-21(1回目)および図 5.2.7-32(2回目)に示す。なお、短期試 験1回目と2回目では、ポンプの制御方法や採水ポンプの設置位置が異なっており、1回 目では緩衝材ブロックの上方への膨潤変形による排水ポンプと試験体との接近や、降り積 もったベントナイトを巻き上げて排水するような過剰な流量設定等の問題が想定されたた め、2回目からは、これらの設定を改善してから行った。

短期試験1回目のときには、水位を制御する排水ポンプを緩衝材流出試験における採水 にも用いていた。そのため、排水される頻度が高いうえに1回あたりの排水量も多く、排 水の度にベントナイト成分を巻き上げて排出していたこととなっており、試験開始直前の ほとんど清水の状態で採水したサンプル以外は、得られた結果は誤差の範囲内でほとんど 横ばいであった。ただし、その中でも注水開始から計 700 分後に水みちが完全に開いた直 後は、しばらくの間、ベントナイト濃度が高めの値を示す結果となった。

これに対し、採水方法と水位コントロールの方法を改善した2回目は、1回目よりも濃 度変化の傾向が分かりやすい結果となった。具体的には、注水量変更直後に、突発的に増 加した湧水中に含まれていたものと思われるベントナイト濃度の上昇が確認されたことで ある。その他に特筆すべきことは、注水量設定変更直後のベントナイト濃度増加以降は、 濃度が落ち着く傾向を示すことが多い中、注水量変更後に注水区間の水位低下が起こって いる期間では、ベントナイト濃度が上昇するという結果が得られたことである。これは水 位低下とベントナイト濃度上昇の関連から、水位低下時に流出が発生していることを示唆 するものである。現時点の検量線が暫定であるため、定量的な評価は正確ではないが、定 性的にこのような傾向が確認できたことは興味深い結果となった。



図 5.2.7-31 短期試験の注水孔水位とベントナイト濃度の経時変化(1回目総括)



図 5.2.7-32 短期試験の注水孔水位とベントナイト濃度の経時変化(2回目総括)

8) 採取コアの密度測定

撤去した試験体の緩衝材ブロックから、深さ方向に上段、中段、下段(上から1段目、4 段目、6段目)の位置ごとに、円周方向に内、中、外の位置、計9箇所から分析(乾燥密度 測定)用のコアを採取した。なお、中段・外側の位置のコアサンプルについては、注水孔か らの水みちが確認された北側(No.6-1)とその反対側の南側(No.6-2)の2本を採取して、 水みちの有無に起因する差異について確認した。

採取した試料は、室内試験室に持ち帰り、土の含水比試験(JISA 1203)、土粒子の密度 試験(JISA 1202)、土の湿潤密度試験(JISA 1224)等の土質試験を実施し、密度や含水 比等の情報を収集した。試験結果を表 5.2.7-4 に示す。

得られた試験結果によると、試験体の乾燥密度の大きさは、概ね 中段 > 下段 >> 上段 の順であり、同一段内では、中 >> 外、内であった。この結果から、今回の試験で示唆され た事項について以下に示す。

- 深度ごとの乾燥密度の差については、常に水と接する状態にあった上段の密度低下が大きくなった。一方、昨年度は下段が試験体設置後に水と接する時間が長かったため密度低下も大きかったが、今回の短期試験では設置に手間取らなかったことや、定置治具に排水機構を付加したこともあり、下段の密度低下はあまり大きくならず、そのため中段と下段の密度差は小さい結果となった。
- 同一段内での乾燥密度の差については、最も水と接触しやすいと考えられ、試験孔との 隙間もあった試験体外側の含水比の増加および密度低下が大きく出る傾向が見られた。 スペーサーとの隙間があった内側については、上段と下段は含水比が高めに出ているが、 中段では含水比が低い結果となっている。乾燥密度も上段は低下が大きいが、中段はわ ずかである。なお、下段の内側は乾燥密度が初期の1.6よりも大きめに出ているが、こ れはコア寸法が短くなったための誤差か、コア取得時の力により若干圧密されたための いずれかが原因によるものと考えられる。中央部は各段とも含水比の増加、密度の低下 とも相対的に小さめに出る結果となった。
- 中段の外側は、水みちの見られた付近(No.6-1)とその反対側(No.6-2)の二か所でコアを取得した。含水比を見ると、水みちのあった No.6-1が42.4%と相対的に大きい結果となっており、流出によりベントナイトが洗い流された影響で水の浸透が進行しやすくなった可能性が考えられる。
- 昨年度の土質試験の結果は、密度を用いて算出される間隙比や飽和度は非常にバラつき が大きくなっていたため、コア寸法の取得で生じる誤差が課題であった。これに対応す るため、今年度は硬いコアに対応してコアドリルの重みを利用して採取する方法を用意 していたが、初期乾燥密度が1.6 Mg/m³と小さかったことに加え、昨年度のようにまっ たく水と接していないような場所があまりなかったため、柔らかいブロックが多く、こ の方法をあまり活用できなかった。
- コアの寸法測定の誤差の影響を受けない含水比は、いずれのサンプルも初期含水比の 11%から増加しており、短期試験の試験体が昨年度よりも吸水しやすい状態であったことが確認できた、見た目から想定される状況に合った結果が得られた。

 コア取得時の課題としては、昨年度から継続して、サンプルが折れて短くなってしまう ことによる寸法測定誤差の影響が挙げられるが、これに加えて、コアが柔らかいことに よって、採取時に圧密される恐れが挙げられる。例えば、サンプル No.7 は初期間隙比 0.667 を下回る間隙比 0.577 となっており、コア取得時に押さえつける力でわずかに圧 密させてしまった可能性がある。

			上段(1段目)			中段(4段目)				下段(6段目)		
		内	中	外	内	中	外*		内	中	外	
			No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6-1	No.6-2	No.7	No.8	No.9
湿潤密度	$ ho_t$	g/cm ³	1.622	1.729	1.607	1.630	1.761	1.764	1.675	2.042	1.641	1.809
乾燥密度	$ ho_d$	g/cm ³	1.004	1.238	1.038	1.431	1.531	1.239	1.306	1.689*	1.399	1.355
土粒子密度	$ ho_s$	g/cm ³	2.678	2.694	2.680	2.687	2.694	2.656	2.634	2.664	2.655	2.700
含水比	W	%	61.6	39.7	54.8	13.9	15.0	42.4	28.3	20.9	17.3	33.5
間隙比	е		1.667	1.176	1.582	0.878	0.760	1.144	1.017	0.577	0.905	0.993
飽和度	S_w	%	99.0	90.9	92.8	42.5	53.2	98.4	73.3	96.5^{*}	50.9	91.1
平均直径	D	cm	2.999	2.999	2.999	2.999	2.999	2.999	2.999	2.999	2.999	2.999
平均高さ	Н	cm	7.528	7.817	7.344	8.417	8.239	5.111	5.811	5.023	10.348	6.624
コア体積	V	cm^3	53.18	55.22	51.88	59.46	58.20	36.10	41.05	35.48	73.10	46.79

表 5.2.7-4 採取したコアの土質試験結果

※ No.6-1、6-2の違いは水みちの有無(有=6-1、無=6-2)

※ No.7 の乾燥密度と飽和度は高すぎるのでコア取得に難があったと考える

5.2.8 長期加圧注水試験

短期加圧注水試験の試験体回収後、再度試験体を設置して年度を跨いで長期的な注水を 行い、継続的に各種データを計測する予定である。

試験の実施手順

短期加圧注水試験の試験体回収後、再度試験体を設置して約半年間の長期的な注水を実施 中である。ここでは継続的に計測している各種データのうち、現時点で得られているものに ついて報告する。

(2) 試験体の設置

- ・ 長期試験に供する緩衝材ブロックの乾燥密度は 1.9Mg/m3(膨潤前)とし、試験体の構成は緩衝材ブロックのみ、段数は6段(48個)とした。
- ・ 設置手順は短期試験と同様とし、緩衝材ブロックを積み上げて製作した試験体を、試験 体定置治具に乗せた状態で孔内に設置した(図 5.2.7-1 参照)。
- ・ 付随設備等についても短期試験と同様とし、膨潤圧を計る土圧計(図 5.2.7-2 参照)、
 注水区間の水圧計、注水条件を確認する水圧計と流量計、排水量を測定する積算流量計
 を設置した。
- (3) 加圧注水試験
 - 1) 注水条件

短期試験では、試験体の設置後の状態を確認する静置期間を設けたが、長期試験では設置 直後から定量注水を開始し、流量条件を一定として長期間継続して注水し続けることとし た。注水量の設定は短期試験の結果を基に、緩衝材に急激な影響を及ぼさないことが確認さ れていることから、0.1 L/min を継続的に与えることとした。

- (4) 流量制御による定量注水試験
 - 1) 試験の実施手順

長期間の注水は短期試験同様に HPLC ポンプによる注水とし、注水中の計測項目については、短期試験と同様に膨潤圧、注水区間の水圧、注水条件(水圧と流量)、積算排水量と

した。試験手順の概要を以下に示す。

- 試験準備として、試験孔の水位が概ね一定になるように排水ポンプを設定するとともに、試験用水を貯めている注水タンクからの送水管を注水ポンプに接続した。また、短期試験同様に排水とは別の採水専用小型ポンプを設けた。
- ② 指定された条件(0.1 L/min)に HPLC 定流量ポンプを設定し、注水先を注水ボーリングに切り替えた時点で試験開始とした。
- ③ 緩衝材の流出量を測定するためのサンプルの採水を短期試験と同様に行った。排水の サンプリング間隔は、注水の開始後から、10分後、20分後、40分後、60分後、90分 後の間隔とし、以後は30分ごとに試験体設置当日の夕方まで行った。なお、採水試料 による緩衝材成分の濃度を測定は、短期試験と同様の方法で分析した。
- ④ 以後は、長期のため連続かつ継続的な管理が困難であることから、定期的に巡回することで試験状況を確認する。その際、必要に応じて試験条件や設備について調整する。

2) これまでに取得されたデータ

長期注水試験は約半年間の注水を予定しており、平成28年3月現在も注水を継続中である。これまでに取得されたデータの経時変化を図 5.2.8-1 に示す。また、ベントナイト濃度と注水孔水位だけに着目したグラフを図 5.2.8-2 に、緩衝材に設置した土圧計の出力データを図 8-5 にそれぞれ示す。

試験体設置直後は試験体と試験孔壁面との間に隙間があり、注水区間と試験孔は通じてい るため、注水区間の水圧計は制御している試験孔の水位変動に応じた静水圧を測定してい る。その後、膨潤が進行すると注水孔と試験孔が繋がっている空間が狭くなり、それにつれ て水みちから受ける抵抗が大きくなるため、注水区間で測定される水圧は大きくなる。今回 の試験では、注水開始から約3日経過したころから、注水区間の圧力が上昇傾向に転じ始 めた。注水区間の圧力が上昇している間は、水みちは狭まる傾向にあると見られるが、吸光 度分析によるベントナイト濃度がそれまでよりも高めの値を示しており、完全に閉塞され てはいないと考えられる。そして、およそ7日半経過したときに、注水区間の水圧が急低下 しており、そのときのベントナイト濃度も急増していることから、水みちが試験体上面のど こかと明確に繋がったと考えられる。このことは、これ以後の注水区間水位が試験孔内でコ ントロールしている水位の幅の中に納まっていることからも示唆されるが、目視ではそれ を確認できていないのが現状である。

一方、土圧計については、短期試験のときと同じ設置方法をとったこともあり、得られた値 も、短期試験と同様に設置直後から徐々に減少する結果となった。これまでの観察から、緩 衝材ブロックは膨潤すると崩れながら孔壁との隙間を埋めていくことがわかっており、今 回のような緩衝材ブロックの外縁にはめ込む方法で土圧計を設置しても、孔壁に達するこ となく、緩衝材の中に埋もれた状態になってしまうと推測される。今後、緩衝材の膨潤圧を 測定する場合は、孔壁側への設置が有効であると考えられるが、その場合は土圧計からのケ ーブルをどのように取回せば試験に影響しないかを検討する必要がある。



図 5.2.8-1 長期注水試験の経過



図 5.2.8-2 ベントナイト濃度と注水孔水位の比較



図 5.2.8-3 土圧計と注水孔の水位の比較

5.2.9 まとめ

実際の処分環境に近い地下環境下において、湧水の状態を制御することによって、実際の岩盤 で緩衝材のパイピングが起こる条件を確認することを目的として以下に示す事項を実施した。

本業務の流出試験で用いる緩衝材ブロックを作成した。ブロックの乾燥密度は短期試験に供する 1.6 Mg/m³のものと、長期試験に供する 1.9 Mg/m³ のものを作成した。併せて、これを試験孔 に挿入する際の定置治具の作成も行った。

注水試験に先駆け、実施場所である幌延 350m 水平坑道の試験坑道 5 の試験孔 2 および 3 の環 境改善として、モルタル打設による止水、リボーリングによる延長、亀裂を模擬した注水ボーリ ングの削孔を実施した。

予備試験として実施した湧水量測定では、止水により試験孔2の湧水が試験孔3に回った可能 性と、再止水によって試験孔3の上部からの湧水が止水され、試験孔3の湧水の大半が注水ボー リング孔からとなったことが確認された。

短期注水試験では、事前の試験体の膨潤状況の確認により、注水ボーリングのパッカーを収縮 した約2 L/min が流れ続ける状態ではパイピングが生じること、パッカーを拡張することによっ て湧水量が約0.4 L/min に低減すると、水みちが閉塞傾向となることが確認された。その後の定 流量注水試験では水の流れる流路が狭いときに、抵抗を受けて水圧が上昇すること、流路が拡張 する際に注水側の水圧が低下することなどが確認された。

上記の試験で試験孔からの流出水について、吸光度分析によってベントナイトの流出量を確認 したが、今回の試験では噴出時のベントナイトを排水時に回収しやすいことがわかった。 5.3 SKB 社による試験のレビューから得た知見

(1) 地下環境における水みちの形成の仕組みについて

SKB 社は、これまでの試験結果から、次に挙げる3つの関係を満たせば水みちが形成され、持続する考えが示された。

- 1. 水みちにおける地下水圧 puf が地盤及びその周辺からの圧力より高い場合
- 2. 緩衝材の透水係数が低く、緩衝材へ向かう水の流れが地下水圧 *p*_{wf},を保つために抑えられる場合。
- 3. 水みちが開通した状態が保たれるような地下水及び緩衝材の流れが存在する場合

この指摘から、スウェーデンと日本の地下環境を考慮した場合、現在試験を行っている堆 積岩の性質を考慮する必要性があり、また地下水圧、緩衝材膨潤圧及び岩盤の透水係数の関 係を取得する必要があるという知見を得た。

スウェーデンの地下の花崗岩系の岩盤では、透水係数が地下水圧が極めて高いため、上記 1の理由により、水みちが形成され、維持される可能性がある。一方、本調査で試験を実施 している幌延深地層研究センターは堆積岩であり、花崗岩の環境よりも透水係数が高いた め、水みちが形成されないと考えられる。このことから、緩衝材の水みちの形成を考える上 では処分孔の岩石の性質を考慮する必要があると考えられる。

現在、本研究では室内試験において、アクリルセルに比べ高い透水係数を持つ花崗岩セル を用いて、緩衝材流出試験を実施している(5.1.1 (2) 7))。この結果と、今後こう いった岩盤の性質を考慮した室内試験の結果を併せて、地下水圧、緩衝材膨潤圧及び岩盤の 透水係数の関係を取得する必要があると考えられる。



Piping:

- Condition for sustained piping P_w ≥ P_{sw}
- Flow rate Q is determined by hydraulic boundary condition and flow resistance of pipe.

Sealing:

- Water uptake into surrounding bentonite
- Swelling of surrounding bentonite

Loss of material:

- Erosion
- Sedimentation
- Advection

図 5.2.9-1. 緩衝材流出現象の概念図 P_{sw}が P_wを超える場合、パイピング収束する。

また、水みちの形成は、試験系の大きさにも依存することが指摘された。パイピングと地 下湧水量の関係を認めた理由は、試験系の大きさがパイピングの発生に影響があるためであ る。空隙が大きければそれだけ空隙を埋める時間もより多く経過することになる。大きな空 隙はその空隙が埋まるまでの時間が長い。そのため、通水圧 P_wが大きくなる前に、緩衝材 膨潤圧 P_{sw}が高くなる時間を多くとることができると考えられるためである。

(2) 今後の試験への反映

SKB 社より、流出するベントナイトが緩衝材供試体の上に積もらないようにするために、緩衝 材供試体の上の部分に蓋をつけることを提案されている。

これは、鉛直方向への膨潤の防止と、試験孔より流出した緩衝材の堆積の防止を目的としている。

前者は、蓋を付けていない現在の試験系では、処分孔の上に埋戻し材が設置されている実際の 処分孔と環境が異なることが理由である。また現在のように縦方向への緩衝材の膨潤がある場合、 横方向への膨潤、緩衝材の自己修復性が損なわれ、実際の処分環境では考慮しない状況が試験へ 反映されることが理由として挙げられる。後者は緩衝材供試体が地下水に触れている場合、水み ちから流出したベントナイトは、緩衝材供試体の上にに積もり、流出したベントナイト量が正確 に測定できない可能性があるためである。特に、今回試験を実施した幌延深地層研究センターの ような地下水に塩分が含まれている場合、緩衝材の流出が急速に進む可能性があるため、緩衝材 供試体の上部の水をくみ取り濃度を計測して流出したベントナイト量を測定することはできない 可能性がある。

5.4 SKB 社報告書全文

本年度、SKB 社から受領したコメントを以下に示す。

5.4.1 Introduction

RWMC are running a long-term project with the aim to study the processes of resaturation of bentonite. The project was initiated in FY2008 and is intended to run for around 10 years, until FY2018. FY2008 was reserved for the planning phase and FY2009 marks the start of the experimental phase. The experimental phase has a stepwise approach through elemental scale test, soil tank test to engineering scale test and possibly full scale tests.

RWMC recognizes that piping and erosion are important phenomena due to the expected amount of ground water flow in Japanese host rocks. Hence, counter measures for piping and erosion are a necessity to maintain the performance of the bentonite as a buffer material. RWMC aims, by FY2017, to confirm the behaviour of the buffer material during resaturation and show that the counter measures to reduce groundwater flow are efficient enough to maintain the performance of buffer material.

SKB International has since FY2008 reviewed proposed programs and experiments as well as experimental results and has contributed by transferring information and providing comments and recommendations based on the experiences from SKB's extensive RD&D programme.

5.4.2 Scope of SKB's work for FY2015

The scope of SKB's work for FY2015, as defined in a Contract (signed 6th of October), is to continue on the course set out in FY2010 to FY2014. This includes review of RWMC's programme including

- Results of performed laboratory scale experiments to confirm the behaviour of buffer materials during re-saturation.
- Plans for and results of in-situ experiments to confirm the occurrence of pipping and erosion in natural underground host rock.
- Activities related to the development of design and installation methodology of EBS.

The review mission for FY2015 includes one workshop in Tokyo and written correspondence during autumn 2015.

(1) Meeting in Tokyo, January 2016

A two days meeting was held in Tokyo, January 14-15, 2016. The meeting was hosted by RWMC, Tsukishima and Kajima Technical Research Institute, Tobitakyu.

Participants from RWMC, Taisei, Kajima and SKB participated. The following presentations were given:

- Laboratory test results (Kajima)
- Horonobe in-situ test result update (RWMC)
- Flow scheme of how to use test data for establishing design and installation criteria (RWMC)
- Ongoing work regarding requirements on buffer and backfill related to long-term safety (SKB)
- Analytical discussion about the buffer material installation quality (Kajima)
- Development of methods for water handling during installation of backfill (SKB)

5.4.3 Laboratory-scale experiments

RWMC and its sub-contractors have performed laboratory-scale experiments to confirm the behaviour of buffer materials during re-saturation. The major aim with the laboratory scale experiments is to investigate and confirm the behaviour of the buffer material during re-saturation. The scale of the tests is upgraded in a step wise manner, i.e. laboratory tests, soil tank test and engineering scale tests.

The bentonite materials used in the experiments are

- bentonite blocks: Kunigel VI including 30 wt% silica sand (mixture of coarse and fine silica sands).
- bentonite pellets: pure Kunigel VI.

5.4.4 Experimental plan

The overall experimental plan is shown in 🗵 5.4.4-1. At the meeting in Tokyo (January 2016) experiments related to piping/erosion breakthrough was the focus of the presentation and discussions.



☑ 5.4.4-1 Experimental plan, including step-wise increase of scale

5.4.5 Convergence of water channel (Granitic test cell)

These tests comprise piping/erosion tests with the aim to investigate the convergence of

water channels in bentonite samples. The experiments are performed either in a test cell made of acrylic resin or granite as in $\boxtimes 5.4.5$ -1

The test samples are composed of bentonite blocks (with or without artificial channels) and/or pellets (large or small), see $\boxtimes 5.4.5$ -2



☑ 5.4.5-1 Test plan for investigation on convergence of water channels due to piping. There is a gap between the specimen and the equipment



 \boxtimes 5.4.5-2 Experiment set-up, the part of the test cell that surrounds the specimen are either made of acrylic resin or granite with a hydraulic conductivity of 5 $\cdot 10^{-12}$ m/s

(1) SKB's comments

In summary the tests performed in the acrylic cell is in progress and the results were not discussed in detail. It can be concluded that small channels converge to one large piping channel.

If the permeability in the rock is higher than in the swelled bentonite, no piping is expected. The hydraulic conductivity of the fracture free granite in the cell is low, $5 \cdot 10^{-12}$ m/s, and a porosity of less than 1%. The effect of the granite on the test results is very limited and conclusion is that the permeability in this particular granite is too low to have any effect on the piping process. This seems to be different compared to the granite that was used in combination with bentonite in the test performed in 2010, see $\boxtimes 5.4.5$ -3 A suggestion is to use rock from Horonobe, which should have considerably higher permeability than the granite used in the current test cell.



 \boxtimes 5.4.5-3 The granite in the interface test performed in 2010.

The results from Cases 4 to 6 (🖾 5.4.5-4), with specimens made of large and small pellets, clearly shows the following. It is only in Case 5, with low water flow rate (1 mL/min), that the pellets have swelled (saturated) before the first breakthrough. The feeding pressure in that case gets up to values in the range of 400-600 kPa which probably is higher that the swelling pressure in the sample. A number of piping breakthroughs are observed in that test, but they all occur at a high feeding pressure. The maximum feeding pressure of the pump is an important parameter. It could be worthwhile to maximize the feeding pressure of the pump to the same value as the expected swelling pressure in the sample. The breakthroughs observed in Case 5 could be due to a "hydro-fracturing" process. No sealing is observed in tests with higher flow rate. This may be due a material property of the bentonite used, but it could also be due to the size of the test cell. A larger cell would take longer to flood, which would give the bentonite more time to swell.

In Case 7 (\boxtimes 5.4.5-4), with a specimen of bentonite block and pellets and high water flow rate (100 mL/min), the feeding pressure is very low during the whole experiment, this indicate that there is open pipes available through-out the test.



 \boxtimes 5.4.5-4 Test results

5.4.6 Breakthrough test – pre-hydration of bentonite

The performance of pre-hydrated specimens on the occurrence of piping and erosion has also been studied in the acrylic test cell, see section 5.4.5 . In this case the samples are pre-hydrated prior to exposure to water flow, see $\boxtimes 5.4.6$ -1.



 \boxtimes 5.4.6-1 Test cases with pre-saturated bentonite

(1) SKB's comments

The pre-saturated bentonite system is more efficient in preventing piping since there are no initial voids in the cell when the inflow of water starts. This case is, however, not mirroring the situation in a real repository.

In this test the measured water feeding pressure (1.5 MPa) is higher than the swelling pressure of the bentonite at breakthrough. This is an indication of the occurrence of another phenomenon than piping/erosion, probably cracking or fracturing of the bentonite block. This does not occur in the tests with lower inflow rates, where the pressure increases more slowly. It is interesting to note that the pre-saturated bentonite is able to withstand pressures substantially higher that the expected swelling pressure when the inflow rate is low.



 \boxtimes 5.4.6-2 Test results. .

5.4.7 Artificial unevenness as counter measure

A test with the aim to investigate if artificial unevenness is a potential counter measure to limit piping/erosion. The test set up, in engineering scale, is shown in $\boxtimes 5.4.7$ -1 The water flow is from bottom to top. There is a gap between the bentonite block and the walls of the test cell. The bentonite block has a dry density of 1.6 Mg/m³. It is to be noted is that the average dry density in the saturated material will be lower, due to the gaps in the test cell.

(1) SKB's comments

In this test no piping is observed and the water feeding pressure reaches the upper limit of the test cell, also without pellets in the gap. The bentonite close to an unevenness became saturated and the dry density is around 0.5 Mg/m³.

The results from the tests are very encouraging and show that an artificial unevenness effectively can prevent piping and erosion. This was actually rather unexpected, since there is no obvious reason why a pipe not should be able to "go around a bend". This, however seems to be the case. The explanation presented in Slide 69 (\boxtimes 5.4.7-1) is definitely plausible. This test also confirms the observations that pipes always follow the interface between the bentonite and the wall of the container (or rock). If pipes would be stable inside the bentonite itself, the observed sealing would not have occurred. Another interesting

observation is the obvious self-sealing that have occurred. In $\boxtimes 5.4.7$ -2 it can be seen that roughly 2,000 L of water were able to pass through the test before the sealing started. This means that the sealing is caused by the swelling and not by some artefact in the experimental setup.

The promising results lead to a number of related questions e.g.

- Would it be enough with one unevenness in a deposition hole?
- Would a machined slot into the rock wall of the deposition hole work? This would increase the swelling distance, but it would simplify the installation of the buffer.
- Would the use of pellets improve the performance and make sealing faster? 2 m^3 of water may still give some erosion, even though most of the water passes through empty voids in this case.

Even though the results from this particular test are very encouraging additional verification is needed before artificial unevenness can be adapted as the counter measure to piping/erosion in the repository concept.


 $\boxtimes~5.4.7\mathchar`-1$ Test cell



 \boxtimes 5.4.7-2. Test results .

5.4.8 In-situ erosion experiments in Horonobe test site

Part of the work scope for SKB during FY2015 is to give advice and review the in-situ erosion test at Horonobe URL.

The planning of a field test in Horonobe at 350 m depth in sedimentary rock was discussed within this project already in FY 2013. At that time recommended to clearly specify what the aim with the field test is and consider all the factors that comes in, e.g. boundary conditions, groundwater inflow to deposition hole (natural or artificial), consider the time it takes to reach equilibrium. A recommendation was to perform a small test in the field since these deliver results much faster than large tests. The Erosion Test at Horonobe URL was initiated during FY2014 and available results from the test was exchanged and discussed with SKB already during FY2014.

RWMC has documented the results from the Test performed during FY2014 and the experimental plan for FY2015 (RWMC 2015).

5.4.9 Experiments performed in 2014

(1) Design of tests

During FY2014 Bentonite blocks were installed in two vertical holes in Horonobe with the aim to study the swelling and erosion phenomena with and without pellets. Pellets (4 mm) surround the blocks in one of the holes (test 2). In the other hole the space between rock and pellets are unfilled (test 1).

Information on the tests performed 2014:

- Bentonite material:
 - 70 wt% Kunigel V1 and 30 wt% sand
 - Dry density: 1.9 Mg/m³ (at installation)
 - Water content: 10%
- Bentonite blocks
 - external diameter: 540 mm
 - internal diameter: 210 mm
 - thickness 0.1 m thick
 - geometry: 6 blocks (divided into 8 pieces) in the pile

The salinity in the groundwater is about 1/3 to 1/2 of that of sea water.

Water from the volume above installed blocks and pellets is pumped and eroded bentonite collected.

The water inflow is changing from 7.0 L/min to 0.8 L/min.

5 - 183

Duration of test: 1 month.

(2) Test results

In summary RWMC's the major conclusions from FY2014 tests were reported (RWMC 2015) to be as follows:

- The buffer (pellets and blocks) has swelled quickly and is in contact with the rock wall. The blocks were however almost dry.
- Piping erosion phenomena was not observed.
- The water flow seemed to by-pass the buffer, possibly above the bentonite or around the hole.

(3) SKB's comments

The piping test performed at Horonobe URL is the first ever dedicated in-situ erosion test. The reported observations are very interesting and can also be interpreted as positive. There are indications that the distribution of water flow is very different (more distributed) compared to the situation in the granitic rock in Forsmark and Äspö in Sweden. In the performed short term in-situ test piping was not observed which, if the result is correct, is positive. It is, however, important to verify that eroded material has not sedimented on top of the upper bentonite block instead of being pumped out and collected.

It is not clear from the presentation how the upper surface of the bentonite blocks was designed. Was there a cover, or was the bentonite block surface in direct contact with the water volume above? If the blocks were in contact with the water volume, it may be possible that the eroded bentonite coming from potential pipes in the pellets filling would sediment on the top of the blocks. Sedimentation could be rapid at the salinity encountered at the Horonobe site. Thereby no erosion can be detected in the water pumped out.

However, the explanation that water flow seems to by-pass the buffer may also be valid. According to the conceptual understanding for piping presented in SR-Site (SKB 2011, Section 10.2.4), piping will take place and the pipes remain open if the following three conditions are fulfilled at the same time:

- 4. the water pressure p_{wf} in the fracture, when the water flow is prevented, is higher than the sum of the counteracting total pressure from the clay and the shear resistance of the clay,
- 5. the hydraulic conductivity of the clay is so low that water flow into the clay is sufficiently prevented so as to keep the water pressure at p_{wf} ,
- 6. there is a downstream location available for the flowing water and the removal of eroded materials in order for the pipe to stay open.

It may very well be so that condition 1 above is not fulfilled at the Horonobe site. Even though the flow is high the water pressure in the rock may be lower than the swelling pressure that quickly develops in the pellets. The relatively large pellet volume in the tests ensures a large water storage capacity and the swelling pressure will have sufficient time to develop. The critical parameter in this case is the water pressure (p_{wd}) in the rock at the bottom of the deposition hole. In a Swedish granite rock the pressure is generally high, several mega Pascals, a few meters below the tunnel floor, but this may not be the case in Horonobe? If the pressure is low the water will stay in the rock and no pipes will be formed.

The results could hence be interpreted as positive for the disposal concept in Horonobe rock. However, if the high conductivity and low permeability is only valid for a disturbed zone below the tunnel floor the conditions in the real deposition hole will differ and the performed tests will not be representative. In order to give good advice on test design and evaluation of results general background information on the anticipated hydrological conditions are needed. I.e. what are the anticipated ground water pressure, water inflow and rock permeability along the deposition hole.

SKB recommend that a lid is installed on top of the bentonite pillar in future tests. The lid should cover both the bentonite blocks and the pellets. The basic idea behind this is presented in \boxtimes 5.4.9-1.



 \boxtimes 5.4.9-1 SKB's recommendation to install a lid and values.

The lid should be secured to the rock and would serve two purposes:

- 1. It would prevent expansion of the buffer. This is most likely not a big concern in the current experimental setup, but it is still good to have controlled boundary conditions.
- 2. It would prevent sedimentation on top of the buffer blocks.

Water coming out from the pellets filling or open slot should be collected through a number of valves placed in the lid on top of the pellets filling/open slot.

RWMC accepts the merit of the lid and will consider the adaption of lid in future test in FY2016.

If the water inflow to the hole is as high as 3-5 L/min it may not be necessary to artificially inject water. This value is based on experience from the installation in Äspö HRL of "Lasgit", a full scale test of how gas can move through the buffer. The inflow to the deposition hole was about 2 L/min and resulted in piping that was difficult to handle. This is, however, for the conditions in SKB's crystalline rock with high water pressure. If the inflow decreases with counter pressure as may be the case in Horonobe the behaviour will be more favourable. Water should not be injected at pressures much higher than the hydrostatic pressure at the bottom of the deposition hole. However, the bore hole planned is still a very good idea since it can be used to monitor the natural water pressure at the bottom of the deposition hole.

5.4.10 In-situ erosion test FY2015

(1) Design of test

The aim with the test FY2015 is to design a test with conditions where erosion is expected to occur (RWMC 2015). The aim is to use a number of measures that influence the distribution of water flow into the deposition hole.

The highly permeable zone is grouted with mortar and the hole, where the bentonite is installed, is made deeper than in previous test, by re-boring so that the installation of bentonite is located below the permeable zone. A borehole from the tunnel surface to the bottom of the deposition hole is introduced for pressurised water injection. Packers are installed in the borehole to avoid that water is injected into the rock. The water pressure will be gradually increased and the occurrence of piping erosion phenomena studied.

The test performed in FY 2015 is a pressurized water injection test in short term "Short term test". In this test the water pressure is changed gradually in order to identify at which pressure piping-erosion occurs. The duration of the test is a few days. The following is measured during the test: concentration and amount of eroded bentonite, amount of outflowing water, visual inspection of bentonite/rock contact (camera into borehole), and density of bentonite in nine samples.

Thereafter as a pressure injection test in long term "Long term test" will be performed. The planning of this test is in progress.

The buffer material and design are the same as in FY 2014 (see section 5.4.9 (1)) except for the dry density of the bentonite blocks in the "Short term test" that is lower, 1.6 Mg/m^3 .

(2) Summary of results "Short term test"

The results of the "Short term test" were presented at the meeting in Tokyo (see section 5.4.2).

Six bentonite rings are installed in the hole. Each ring comprises eight wedges with a dry density of 1.6 Mg/m³ (at installation). At installation there is a gap between the rings and the rock meaning that the average installed dry density in the hole is less than the given value. The swelling pressure of the bentonite towards the rock wall was not measured during the test. The bentonite could swell upward in the hole and the water level above the block pile was kept at 20 cm during the test. This was regulated by changing the position of the drainage pump.

The test cases are given.

. Piping occurred 14 days after installation in Case 0-1. The total flow rate 2.0 L/min is in in this Case the initial natural water flow rate. The injected water was coloured in red and the erosion position could be clearly seen.

Test series No 1 and No 2 include 8 cases each. Piping occurred in Case 1-8, i.e. at a flow rate of 0.5 L/min and a total flow rate of 0.9 L/min.

After the observation of piping the buffer was left to self-seal during 16 days prior to the start of the next test series. Piping occurred in Case 2-3, i.e. at a water flow rates ≥ 0.2 L/min and the size of the pipe increased (bigger piping hole) at higher water flow rates in Cases 2-4 to 2-8. The breakthrough position was the same in Cases 1-8 and Cases 2-3 etc.

The drawn conclusion from this test is that piping-erosion will depend on the water flow rate. It is the water head, not the quantity of injected water that determines the occurrence of piping-erosion.

After the test series, the buffer was easily removed, lifted out of the hole.

Case	Pumping	Total flow	Piping	Case	Pumping	Total flow	Piping
	flow rate	rate (L/min)			flow rate	rate (L/min)	
	(L/min)				(L/min)		
0-1	-	2.0	Yes	2-1	0.05	0.41	No
1-1	-	0.40	No	2-2	0.1	0.5	No
1-2	0.01	0.41	No	2-3	0.2	0.6	Yes
1-3	0.05	0.45	No	2-4	0.3	0.7	
1-4	0.1	0.50	No	2-5	0.4	0.8	Yes
1-5	0.15	0.55	No	2-6	0.5	0.9	Yes
1-6	0.2	0.60	No	2-7	0.65	1.05	Yes
1-7	0.25	0.65	No	2-7	0.8	1.2	Yes
1-8	0.5	0.90	Yes	3-1	-	2.0	Yes

表 5.4.10-1. Presentation of cases in "Short term test".

(3) SKB's comments on short term test

The experiment is very complex and impressing and the results are interesting and confirm that the test set-up works but eroded material cannot be distinguished from the expansion of material due to upward swelling of the buffer in the hole.

In Test series No 1 case 1-8, the pressure build up can clearly be seen until the piping breakthrough occurs and the pressure drops. The results of Test series No 2 are more complicated to evaluate as described below.

The measured water content in the blocks expressed as degree of saturation is 90% in the top block and around 20% inside the blocks. The water content of 20% shows that the blocks have not taken up water, which would be the case also in a real repository. The upward swelling, however, is not realistic since the buffer is confined in a real repository. Installation of a lid on top of the blocks would remove this artefact. It is not critical that the lid in kept in perfect place, the primary purpose of the lid is to separate eroded bentonite and bentonite from the top block. It is important that the water from the hole can pass through the vents in the lid without creating water pressure under the lid.

The test setup allows the bentonite to expand in the axial direction. This will not be the case in a real repository since that would decrease the buffer density. The axial expansion needs to be prevented either by rapid backfilling of the tunnels or by a secured lid. The axial expansion in the test may possible have a negative effect on the self-sealing ability, since the bentonite expands axially instead of radially.

The fact that the buffer could easily be removed from the hole indicates that the swelling

pressure in the contact zone between the bentonite and the rock wall is low. That the swelling pressure is low in this zone is also confirmed by the fact that piping-erosion occurs at a water-head difference of 1 m, which corresponds to 10 kPa (water pressure).

The important condition for piping-erosion is the bentonite swelling pressure, see schematic illustration in \boxtimes 5.4.10-1. SKB recommend that, if possible, stress sensors are installed in the rock in future tests since the swelling pressure is an important parameter for the occurrence of piping-erosion phenomenon.



⊠ 5.4.10-1 Conceptual illustration of piping/erosion. When P_{sw} exceeds P_w piping may stop

Piping-erosion is also dependent on the geometry. The reason for finding the relation between piping-erosion and the water inflow rate is that in the field is that the volume of the system will affect the occurrence of piping. A larger total void volume will make time it takes to fill the voids longer and this will the bentonite more time to develop a swelling pressure (P_{sw}) before the hydrostatic pressure (P_w) increases. It is however not certain that the entire void will be available, since local swelling may prevent water flow in certain directions. SKB's conceptual understanding of the conditions for piping are as described in section 5.4.9 (3) . The old criterion for occurrence of piping was *"water inflow to a deposition hole must not exceed 0.1 L/min"* is no longer valid. This statement may not have a clear reference at this stage. However, in one answer (in Swedish) to the regulator for supporting the license application, it is shown that inflows below 0.1L/min can give substantial erosion. This means that fulfilling the 0.1L/min criterion is no assurance that piping will be avoided. However, the 0.1L/min inflow criterion may still be a useful target for the selection of deposition holes at the Forsmark site, even though the value is more a rule-of-thumb than linked to any actual process.

However, the criterion for water inflow to a deposition hole of 0.1 L/min is still retained by SKB although it has not direct coupling to the piping/erosion effect. The reasons to keep the criterion are:

- 1. It gives guidance to the requirements on water management system required for the buffer installation.
- 2. An inflow of 0.1 L/min would be considered "high" in Forsmark. Avoiding high inflow positions is an advantage in the long-term risk assessment. Although, avoiding high inflows during the operational phase does not necessarily mean that all high-flow positions will be avoided after repository closure.

The fact that piping occurred at the same position in Case 1-8-3 and in Case 2-3 and that the phenomenon of piping is less clearly observed in measured data in Case 2 might be due to imperfect self-sealing (two weeks may be to short time) or that the pipe is filled with accumulated sand.

An efficient counter measure to piping-erosion is to fill the gap between the bentonite blocks and the rock with pellets since the pellets store water and swell fast, i.e. provide a high enough swelling pressure to prevent piping-erosion relatively fast.

5.4.11 Plan for "Long term test"

RWMC plan to use the same test lay-out in a planned long term water injection test with the aim to confirm piping-erosion "Long term test". The dry density of the bentonite blocks will be increased to 1.9 Mg/m³ compared to 1.6 Mg/m³ in the "short term test".

The "Long term test" will be located in the same hole in Horonobe as the "Short term test". Water will be injected through the bore hole at a rate of 0.1 L/min. The following will be measured; pore pressure in the bore hole, concentration of bentonite in the hole (measured weekly). The plan is to start the test in February 2016 and run it for six months.

(1) SKB's comments on long term test

A higher dry density may not necessarily prevent piping erosion. To prevent piping-erosion a fast development of the swelling pressure in the zone close to the rock is required rather than a high final swelling pressure in the saturated blocks. SKB therefore suggest that you fill the gap with pellets of pure bentonite. Pure bentonite pellets have an advantage compared to pellets made of bentonite/sand mixture, they can self-seal faster and there less risk for sand filled channels that. It could be a good idea to use the same type of pellets as in the laboratory tests at Kajima, since this will simplify the interpretation of results.

The automated installation of buffer pellets in full scale, in the relatively narrow space between buffer blocks and rock, is not considered problematic. SKB has tested different methods for the installation for the Prototype Repository and other large scale tests. Automated installation and retrieval of buffer protection will however require more development work. SKB is currently investigating installation methods where buffer protection is not needed. This is however for deposition holes with very low water inflow. Currently automated equipment that will install buffer blocks and pellets at the same time is considered for the case where no buffer protection is used.

5.4.12 Development of design and installation methodology

(1) Numerical analysis of water inflow to disposal pits

The water inflow to Japanese disposal pits has been modelled. The major aim is to develop numerical models to be used for evaluation of the effects of potential water inflow control techniques, e.g. grouting.

Based on information from the Horonobe site, a discrete fracture network model and a hydrogeological model has been developed. The calculation of statistic transmissivities of the fractures are based on performed in-site hydraulic tests. The modelling cover 10 disposal pits (5 m deep), with 6.6 m distance between the pits, in a 100 m long circular disposal tunnel at 350 m depth. The disposal tunnel is surrounded ty a 0.5 m excavation damage zone.

The location of inflow points in each disposal pit and the water inflow rate (L/min) at these locations were calculated.

The results show that the water inflow is

- < 0.1 L/min in 50% of the pits, and
- < 0.5 L/min in 86% of the pits.

The highest inflow to one pit is 5 L/min

The next step, which is ongoing, is to include grouting around the disposal pits in the model and evaluate its effect on the water inflow.

(2) SKB's general comments

In general the potential problems related to re-saturation behaviour can be divided into:

- 1. Practical installation issues
- 2. Not reaching the stipulated initial state (defined as the intended installed dry density for buffer and backfill
- 3. Harmful effects of early THM processes on Buffer and Backfill after installation
- 4. Other long term safety issues

Practical installation issues primarily concerns the backfilling of tunnels. If the inflow is too large the backfill may erode and collapse in a way that makes it difficult or impossible to continue backfilling and deposition sequence. Similar problems could occur for buffer and canister but are more unlikely.

Not reaching the stipulated initial state could be the result of THM processes during installation, e.g. swelling of buffer blocks and pellets during installation. For KBS-3V, SKB has investigated different methods for protecting buffer from inflowing water (SKB Intl 2015).

Harmful effects of early THM processes on Buffer and Backfill after installation concern THM processes after installation of barriers, e.g. decreasing density of buffer by upward swelling and redistribution of bentonite by piping and erosion.

There are a number of factors in repository design, barrier design and installation method that affect 1-4 above e.g.:

- a) Water inflow and distribution to deposition holes and tunnels (affected by adaptation to local hydrogeology, drainage grouting etc.
- b) Rock grouting (controlling water inflow or not)
- c) Ground water pressure (influenced by repository design)
- d) Length of deposition tunnels
- e) Installation sequence
- f) Installation method for buffer
- g) Installation rate for buffer and backfill
- h) Heat generated by decay power

Apart from this there are special measures that can be taken to decrease the negative influence of inflowing water for the installation and early evaluation of the barriers as was presented in the previous report FY2015 (SKB Intl 2015) and in section 5.4.16 .

Not reaching the stipulated initial state, point 2 above, defined as the intended installed dry density for buffer and backfill. The reasons for this can be:

- i. Loss of buffer density due to erosion
- ii. Loss of buffer density due to heaving

i) is discussed in chapter 5.4.3 and 5.4.8 in this report. ii) is influenced by an number of factors as described in section 5.4.16 :

- Thermal gradient caused by decay power
- Buffer block response to the ambient Rh
- Buffer installation method.
- Time before the buffer is supported by the backfill

These factors need to be considered when investigating what water inflow is acceptable for the Japanese case. Also the practical installation issues for the backfill will be important. All water flowing into the tunnel will need to be handled. SKB's current development work considering this was presented in the previous SKB report (SKB Intl 2015) and is discussed in section 5.3. Based on this an, from this perspective, integrated optimal layout / barrier design can be recommended.

(3) SKB's comments on performed modelling

The performed simulations described above give a good base (according to (a) above) and show that an efficient installation method is required in this type of rock. The results give a good view of the water inflow rates you can expect, and it also shows that there may very well be some disposal pits that are more or less dry.

The simulations show that most of the water enters the tunnel and it will take days to fill the tunnel, i.e. during this time erosion will occur. Based on simplified assumptions and reasoning, one could say that about 40% of the pits are doable according to the installation sequence proposed by SKB at Forsmark, whereas 50% of the pits are more challenging and puts additional requirements on the development of construction or installation techniques and counter measures.

The presence of the EDZ increase the water inflow with about 1-2 orders of magnitude. SKB has reached similar conclusion.

5.4.13 Safety functions, requirements and criteria

In general the design of a final repository and its engineered barriers and underground openings is an iterative process. The iterative process starts from internationally accepted

and agreed radiation protection and safety principles and the national legislations and regulations. Based on them safety functions for the specific final repository and its barriers and components can be stated. A technically achievable design capable of maintaining the safety functions and a production system that can produce it in a reliable way are to be outlined. The resulting design is described and feedback to the design based on technical feasibility is provided. The capability of the design to maintain safety is analysed in a postclosure assessment. Feedback based on the post-closure development of the repository is provided.

5.4.14 Use of test data to establish design and installation criteria

In line with the above, RWMC is in the iterative process to provide knowledge and information as bases for the work to define design and installation criteria. Information on the behaviour of bentonite is based on experimental or test data such as swelling behaviour, homogenisation, erosion, water inflow modelling etc. as well as required safety functions and repository long term performance.

(1) SKB's comments

The approach applied by RWMC is logic and in line with what SKB is doing, see section 5.4.15 .

It can be concluded that the Japanese repository concept is partly different compared to the KBS-3 concept. The Japanese concept comprises bigger deposition holes and bentonite with less swelling capacity. In addition, the conditions at the potential sites differ and in the Japanese case high water inflow is expected. Requirements and criteria have to be adapted accordingly.

The required swelling pressure (at saturation) differs, 0.6 MPa in the Japanese case and within the interval of 3 to 10 MPa in the KBS-3. In the Swedish case the lower value relates to microbial activity whereas 10 MPa is related to the strength of the copper canister to withstand mechanical loads in the repository. One reason for the higher swelling pressure in the KBS-3 concept is that KBS-3 has a strong focus on confinement, by the use of a copper canister. The H-12 concept is based primarily on retardation and therefore a lower swelling pressure, but more massive buffer may be a more adequate option.

In the Swedish case it is the long-term safety that forms the base for the technical design requirements. Other aspects such as production and installation issues are of course also considered. This is part of the iterative process as described above.

RWMC's presented approach to design and installation methodology is focused on the engineering matters. There are some issues that need to be considered are:

- All long term-safety aspects need to be addressed in the buffer requirements
- It is important to define a dry density /swelling pressure relation for any bentonite/mixture that could be used in the repository
- One specific issue is microbial corrosions, which may be prevented by a high swelling pressure
- A high swelling pressure is most likely not an issue in the Japanese concept, which only puts a lower limit criterion on the installed mass.
- Ion-exchange from Na-bentonite to Ca-bentonite may be of particular concern for a buffer with a relatively low swelling pressure.

A conclusion is that it is important to understand the evolution of the bentonite, from the installed engineered system, through re-saturation and in the long term after closure of the repository.

Concerning RWMC's idea to perform a large scale laboratory test to investigate early THM processes of the bentonite in the Japanese case; SKB's recommendation is that full scale tests should be used if the test is heated. SKB's experience is that many uncertainties arise when interpreting scale effects when a thermal gradient over the buffer is applied. In a down scaled test there is a choice between having a correct gradient or a correct temperature drop over the buffer. If tests without thermal gradient are considered smaller scale tests can be used.

A crucial issue is also the relation to margins in the system. Margins to the expected performance are needed for all components in a repository. The margins are however somewhat arbitrarily, since no standard exists (especially not for a service life exceeding 100,000 years). The margins for the installation of bentonite in the Japanese case may be easy to validate, since the relative volume of void spaces are small (large volume of bentonite in deposition holes).

5.4.15 SKB requirements on buffer related to long term safety

The design of a KBS-3 repository is the result of an iterative design and development process. The design cannot be determined directly from the radiation protection and safety principles and the safety functions related to them. Instead technically feasible designs are outlined based on them and their ability to maintain safety is analysed in post-closure safety assessments. The safety assessments provide more detailed requirements for the design as well as feedback on how the assessed designs may be improved to promote post-closure safety.

The current design requirements for the post-closure safety of a KBS-3-repository are

specified in the SKB license applications. SKB has presented requirements referred to as design premises relating to post-closure safety (SKB 2009), and in the post-closure safety assessment SR-Site (SKB 2011) demonstrated that an as-built repository design that conform to these design premises will maintain post-closure safety.

The next step in the next iteration of the design principles and premises for a KBS-3 repository includes effort towards a report that presents the consensus between SKB and Posiva in Finland, that are offered by the similarities in spent nuclear fuel types, available technology and the selected sites in the two countries.

The main bases for this report are

- The KBS-3 repository, designed according to the KBS-3 method:
 - the spent fuel is encapsulated in tight, corrosion resistant and load-bearing canisters,
 - the canisters are deposited in crystalline bedrock at a depth sufficient to isolate the encapsulated spent fuel from the surface environment,
 - the canisters are surrounded by a buffer which prevents the flow of water and protects them, and
 - the cavities in the rock that are required for the deposition of canisters are backfilled and closed.
- The national regulations and their requirements on a KBS-3 repository including also the terms and conditions stated by the authorities (STUK and SSM).
- Posiva's and SKB's respective requirements and requirement management

The report specifies safety function and technical design requirements for the different repository components, e.g. spent nuclear fuel, canister, buffer, backfill and plug, as well as host rock and underground openings.

The safety functions, directly or indirectly by protecting other barriers in the repository, contributes to contain radionuclides or to retain them and retard their dispersion into the environment. Safety functions are evaluated, assessed or verified in safety analysis. In order to quantitatively evaluate safety, it is desirable to relate or express the safety functions to measurable or calculable quantities, often in the form of barrier conditions. Furthermore, in order to determine whether safety functions is maintained or not, it is desirable to have quantitative criteria (performance target) against which the maintenance of each safety function can be evaluated. It is emphasised that the breaching of a performance target does not necessarily mean that the safety function is totally lost. Neither does it necessarily mean

that the repository as a whole will not maintain safety or comply with dose or risk limits. Breaching a performance target is an implication of caution. If a performance target is breached this requires that more elaborate analyses are needed in order to evaluate safety.

The KBS-3 repository shall be able to maintain the safety functions from the moment the engineered barriers are finalised in the underground openings and as long as they are required with respect to the radiation safety of the closed repository.

With respect to this the engineered barriers must be designed to withstand the conditions and stresses that may occur at repository depth and the underground openings must be adapted to the host rock so that the rock can maintain its safety functions. For the characteristics of the engineered barriers and underground openings that contribute to maintaining the safety functions, technical design requirements that can be inspected and verified in the production of the repository are stated based on the results of safety assessments and available technology. The characteristics of the barrier system shall fulfil the technical design requirements when the spent fuel is finally encapsulated, the canister finally deposited and the buffer, backfill and closure finally installed in the underground openings.

The (preliminary) safety functions with quantitative performance targets for the buffer are given in $\equiv 5.4.15$ -1.

Safety function	Performance target(s)
ensure diffusive transport	hydraulic conductivity < $10^{\cdot 12}$ m/s
	swelling pressure > 1 MPa
limit microbial activity	pending (see text below)
filter colloids	dry density > 1,000 kg/m ³
mitigate effects on the canister of rock shear	Mitigate effects on the canister of a rock
	shear 5 cm at a rate of 1 m/s to load
	acceptable for the canister
limit pressure on the canister	swelling pressure < 10 MPa
	no pressure increase: $T_{buffer} > -4$ °C
resist transformation	withstand temperature < 100 °C
	withstand pH between 5 - 11
keep the canister in position	swelling pressure > 0.2 MPa

表 5.4.15-1. Preliminary safety functions and performance targets for the buffer in a KBS-3 repository (vertical deposition of the canisters).

The performance target for the safety function "limit microbial activity" has not been specified yet Microbial activity in the buffer can produce chemical species that may accelerate the corrosion of copper. The important types of microbes are sulphate reducing bacteria, which produce sulphide. There is an indirect relationship between swelling pressure and microbial activity. This relationship is not sufficiently investigated and it is not currently clear which buffer characteristics that limit microbial activity. SKB and Posiva are currently working on a joint project to further investigate the viability of microbes in compacted bentonite clays.

The technical design requirements and related characteristics of the buffer are given in \overline{x} 5.4.15-2. The characteristics of the buffer shall fulfil the technical design requirements it is finally installed in the underground openings. In the design specifications the characteristics are specified in more detail by design parameters and their acceptable values, e.g. a required buffer density may be defined by the weight, dimensions and water content of buffer components.

Technical design requirement	Characteristic
related to	
Swelling pressure (3-10 MPa)	material specific relation dry density – swelling
	pressure
Hydraulic conductivity (10-12	material specific relation dry density – hydraulic
m/s)	conductivity
Shear strength	material specific relation dry density – shear strength
Installed buffer material mass	buffer mass (interval)
Buffer thickness	thickness
Content of impurities (organic	material composition
carbon, sulphide, sulphur)	
Thermal conductivity	thermal properties need to be known
Gas transport properties	transport properties need to be known

表 5.4.15-2 Preliminary technical design requirements and related characteristics for the Buffer in a KBS-3 repository (vertical deposition of the canisters).

One key property for the long term performance of the buffer is the swelling pressure. There is a strong relation between swelling pressure and (dry) density of the buffer. The swelling pressure is also dependent on the mineralogical composition of the bentonite, e.g. the montmorillonite content. The relation between swelling pressure and the (dry) density is specific for different types of bentonite. The previous safety assessment with related technical design requirements used generic criteria on density and montmorillonite content. The now suggested revision is based on the material specific relation between the dry density and the swelling pressure measured in specific standardised laboratory tests (lower value should be upheld for a fully calcium exchanged material in a 1 M CaCl₂-solution and the upper value should be the maximum for the delivered material in distilled water). The way forward is now to gather data for several materials as well as statistics to justify this approach.

The buffer shear strength is also an important buffer parameter when it comes to the rock shear scenario. The strength at the (dry) density given by the maximum swelling pressure has to be measured.

(1) SKB's comments on highly saline groundwater in the Japanese case

As presented above one key property for the long term performance of the buffer is the swelling pressure. A highly saline groundwater will lead to a lower swelling pressure in the saturated bentonite. This is especially true in bentonite with low density, which will be the case in the pellets filling. This may have an impact of the self-sealing ability after a piping event. It is not clear if erosion is more severe in the case of saline water, the decrease in swelling pressure is counter-acted by the more rapid agglomeration-sedimentation of the clay particles, may be the stronger effect in a vertical deposition hole.

The most crucial issue in a (very) saline environment is the overall design density of the buffer itself. A high salinity may require a higher installed density and this issue should be revisited to account for an appropriate buffer design.

A lid to keep the bentonite in place in the deposition hole and the dry density at the required level may be a solution if a slower pace for backfilling would be desired. If the lid also should stop piping an advanced design with a seal at the edge may be needed.

5.4.16 SKB's test in Äspö HRL on water handling during installation of backfill and buffer

SKB's development of counter measures against inflow of water is currently done in two ongoing projects. These projects are "Water handling during backfill installation" and "System design of buffer and backfill"

The first project "Water handling during backfill installation" covers the handling of water during the installation phase of the backfill. The main focus of this project is to store and delay the water transportation through the pellet filled slot between the rock walls and block stack, see \boxtimes 5.4.16-1. If the water moves faster than the installation front of the blocks stack, the water will catch up with the installation front and start pouring over the block front. This would cause problems with the continued installation because there would be no even surface to put the blocks.

In order to make a prediction of when inflows are large enough to require a counter measure a conceptual model has been developed. It is based on experiences from laboratory experiments were it can be seen that the wetting behaviour of the pellets is dependent on the inflow rate. From this conceptual model, an estimation of how fast the water front moves in the pellet slot depending on inflow can be done. Based on these estimations a preliminary plan on when different counter measures are needed has been compiled. The preliminary inflow limits are shown in $\equiv 5.4.16$ -1. The different counter measures that are considered are:

• Geotextile.

By placing a geotextile against the rock wall the inflowing water can distributed over a larger area which means that more water can be stored before the waterfront starts to move forward. The geotextile is typically placed from the inflow in a strip along the cross section of the tunnel.

- Geotextile with temporary drainage. This method is an extension of the geotextile method with the difference that a drainage pipe is placed in the pellet slot. The drainage pipe is removed after a certain length of backfill has been installed.
- Water storing section.

If an inflow is so large that the water cannot be handled by the pellet slot the idea is to make a water storing section. This water storing section is made by making two walls of concrete beams with a filling of a single size aggregate between them. These sections will be approximately 6 meters long and can store up to 55 m³ of water.

• Borehole to an adjacent tunnel.

This is planned to be used if no other method is available. In this method a borehole is made to an adjacent tunnel and the water is drained through this hole. After the installation is done this hole has to be sealed.

The last thing that is being investigated in this project is the possibility to construct temporary plugs which can be used if something goes wrong during the installation of backfill like a breakdown of important installation equipment. The plan is to construct a simple plug which can be constructed quickly and can be reinforced if needed.



 $\boxtimes~5.4.16$ -1 Backfill in deposition tunnel – bentonite block stack, pellet filling in slots, and

pellet bed. 5-200

Water inflow to	Max. water	Water handling method	Remark	Estimated
(l/min)	section			of tunnels
<0.5		No action	No inflow	
			measurement	
0.5-1.0	< 0.5	No action		
	0.5-1.0	Geotextile		
1.0-5.0	< 0.25	No action		
	0.25-1.0	Geotextile		
		Temporary drainage		
	1.0-5.0	Water storage section	Combined	
		Borehole to adjacent tunnel	with geotextile	
		Local freezing	etc.	
>5.0	< 0.25	No action		
	0.25-1.0	Geotextile	<5 l/min in	
		Temporary drainage	such sections*	
	0.25-1.0	Water storage section	> 5 l/min in	
		Borehole to adjacent tunnel	such sections	
		Local freezing	Combined	
			with geotextile	
			etc.	
	1.0-5.0	Water storage section	Combined	
		Borehole to adjacent tunnel	with geotextile	
		Local freezing	etc.	
	>5.0	Borehole to adjacent tunnel	Combined	
		Tunnel plug	with the other	
			techniques	
		I contraction of the second	1	

表 5.4.16-1 Preliminary plan on when different counter measures are needed.

* The total inflow in sections with inflow 0.25-1.0 l/min must be lower than 5 l/min

The second project where water handling is being addressed is "System design of buffer and backfill" where the water handling for the buffer is investigated. In the current reference design, the buffer is installed in all deposition holes in a deposition tunnel before the installation of backfill starts. This means that the installed buffer could be standing up to three months before the backfill is installed on top of it. During this time the buffer must be protected from inflow coming from the rock since the water will cause the buffer to expand and crack. To make the situation more complicated there are also heat generated from the canister which can redistribute water in the buffer. Tests that have been done earlier suggest the drying cracks are more predictable and generally located in a more favourable direction. Therefore it is believed that it is more advantages to keep the buffer in an environment where the buffer is in drying condition then in wetting condition.

Two main alternatives of protecting the buffer are currently considered. The first is to fill the slot between the buffer and the rock wall directly after installation. This would have the advantages that it does not matter if the buffer cracks and there is no equipment that needs to be removed when the backfilling starts. The downside is that it requires deposition holes with a low inflow. The second alternative is to use an open slot and let the thermal gradient over the slot create an environment close to the buffer block which has a relative humidity that is close to equilibrium for the used water content in the buffer blocks, 17%. In this case the desired relative humidity in the block surface would be approximately 70%. This method would be totally independent of inflow since the inflowing water can be pumped away from the bottom of the deposition hole.

Both of these methods will be tested in full scale in the Äspö HRL. The first method with a pellet filled slot has tested and the data is currently being analysed. The second test with an open slot is being planned and will be installed and carried out during the summer 2016.

第5章 参考文献

- Mattias Åkesson, Ola Kristensson, Lennart Börgesson, Ann Dueck: THM modelling of buffer, backfill and other system components, Critical processes and scenarios, SKB Technical Report TR-10-11 (2010).
- [2] Lennart Börgesson, Torbjörn Sandén : Piping and erosion in buffer and backfill materials Current knowledge, SKB Report R-06-80 (2006).
- [3] Torbjorn Sanden, Lennart Borgesson: Deep repository-engineered barrier system. Piping and erosion in tunnel backfill Laboratory tests to understand processes during early water uptake, SKB Report R-06-72 (2008).
- [4] (財)原子力環境整備促進・資金管理センター:平成 19 年度地層処分調査技術委託費 高レベル放射性廃棄物処分関連処分システム工学要素技術高度化開発報告書,第一分 冊,一遠隔操作技術高度化開発一(2/2)(2008).
- [5] (公財)原子力環境整備促進・資金管理センター:公益財団法人 原子力環境整備促進・ 資金管理センター:平成 26 年度 地層処分技術調査等事業 処分システム工学確証技 術開発 報告書(第2分冊)人工バリア品質/健全性評価手法の構築-緩衝材
- [6] RWMC と SKB 社の Workshop (2013).
- [7] (公財)原子力環境整備促進・資金管理センター:平成20年度地層処分技術調査等委託費高レベル放射性廃棄物処分関連処分システム工学要素技術高度化開発報告書(第1分冊)-人工バリア品質評価技術の開発-(2/2)(2009).
- [8] 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-,JNC TN1400 99-020~023, 1999.
- [9] 日本工業規格: JIS B 8265-2010 圧力容器の構造 一般事項

第6章 再冠水時の緩衝材のモデル化・解析に関わる検討

6.1 地下水流入低下工法に関する検討

6.1.1 研究目的

本業務では、高レベル放射性廃棄物の地層処分に係る工学技術として、処分場の操業期間中に おける人工バリアに用いる緩衝材の品質を確証するため、緩衝材の品質評価に影響を与える可能 性のある地下水流入量と工学的対策工の効果を評価する技術を確立することを目的とする。

昨年度の研究において、一般的な地下環境および幌延深地層研究センター(以下、幌延 URL) に関する文献等を参考とし、処分孔の水理解析を行うための「割れ目ネットワークモデル」を作 成した。

それとともに、作製したモデルを用いて、地下坑道における、各処分孔へ浸潤する地下水湧水 量、及びその分布の取得及び止水対策による湧水量低減の検討を行い、手法の有効性を示した。

本年度の本業務については、本年度に公開される幌延 URL350m 坑道の水理データをもとに、 「割れ目ネットワークモデル」の修正を行い、モデルの算出湧水量が現実的なものとなるように 改良する。

また改良したネットワークモデルを用いて、止水対策の感度解析を実施することにより、地下 水の止水に際して有効となる要素を抽出・検討することを目的とする。

本年度は、割れ目ネットワークモデルによる解析的検討により工学的対策が処分坑道周辺の水 理場に与える影響を評価する技術を確立することを目的としている。

本年度は、上記の最終目標を踏まえ、以下の項目を実施する。

- ① 割れ目ネットワークによる水理モデル構築のための幌延の地質・水理データの整理
- ② 幌延の実測データに整合する水理地質構造モデルの構築
- ③ 幌延の水理地質構造モデルに基づく止水工法の感度解析の実施
- ④ 幌延の水理地質構造モデルによる周辺坑道の影響評価解析の実施

6.1.2 割れ目ネットワークによる水理モデル構築のための幌延の地質・水理データの整理

本章では独立行政法人日本原子力研究開発機構 幌延 URL の 350m 調査坑道に関する資料を 基に、3章以降の割れ目ネットワークによる水理モデル構築のためのデータ整理を行った。

初めに、割れ目ネットワークモデル改良のため、幌延 URL の地質調査データに基づき、以下の割れ目の幾何学的パラメータセットを設定した。

・割れ目の方向分布を表現するパラメータ(割れ目卓越方向、フィッシャー分布係数など)

・割れ目の長さ分布を表現するパラメータ(べき乗分布など)

・割れ目の密度を表現するパラメータ(三次元割れ目密度など)

次に、水理地質構造モデル作成のため、幌延 URL の水理調査データに基づき、以下の水理パ ラメータを設定した。

・透水割れ目の割合

・割れ目を含む区間の透水係数(透水試験対象、試験区間長を含む)

・基質部の透水係数(透水試験対象、試験区間長を含む)

・掘削影響領域の幅、透水係数

最後に、水理地質構造モデルの境界条件設定のため、幌延 URL の実測データに基づき、以下の水理条件について整理を行った。

- ·間隙水圧分布
- ・坑道湧水量
- ・グラウト実績

(1) 割れ目ネットワークモデル作成のために必要な情報

幌延の 350m 坑道のうち、ほぼ同じ長さで互いに直交する西連絡坑道(N60E 方向: 50.62 m) と東連絡坑道(N30W 方向: 55.95m)で得られたデータを利用することによって、観察方向の偏 りの少ない整理が可能と考え、両連絡坑道の調査データに基づいて幾何学的パラメータセットを 設定した。



図 6.1.2-1 350m 坑道の平面図

(JAEA HPから転載)[1]

記載された割れ目のうち、掘削に伴う応力開放により形成されたと考えられる「ゆるみ割れ目 (記号:ex)」(表 6.1.2-2 参照)を除く割れ目は西連絡坑道で 428 本、東連絡坑道で 520 本であ った。両連絡坑道者を合わせると 928 本となり、統計量を推定するにあたり、十分な情報量と判 断した。

西連絡坑道の割れ目の方向分布を図 6.1.2-2、東連絡坑道の割れ目の方向分布を図 6.1.2-3、両 連絡坑道を合わせた割れ目の方向分布を図 6.1.2-4 と図 6.1.2-5 に示す。



図 6.1.2-2 西連絡坑道で観察された割れ目の方向分布



図 6.1.2-3 東連絡坑道で観察された割れ目の方向分布



図 6.1.2-4 西連絡坑道と東連絡坑道の両方で得られた割れ目の方向分布



図 6.1.2-5 西連絡坑道と東連絡坑道の両方で得られた割れ目の方向分布(コンター図)

図 6.1.2-4 および図 6.1.2-5 から、割れ目卓越方向を図 6.1.2-6 および表 6.1.2-1 に示すように 3 方向に分割することとした。



図 6.1.2-6 割れ目卓越方向の区分(シュミットネット表示)

	表 6.1.2-1	割れ目	卓越方向の	り区分	(表形式
--	-----------	-----	-------	-----	------

1千 ,未	割れ目の	走向	〕角	傾斜角			
小坦	セット	始点	終点	始点	終点		
工作的行法	Others	0	10	0	90		
四建給巩迫	NW	10	100	0	90		
 	NE	100	190	0	90		
术连帕机坦	Others	190	360	0	90		

得られた割れ目の幾何学的パラメータセットを表 6.1.2-2 に示す。

割れ目の方向分布を表現するパラメータは、全 928 本の割れ目を図 6.1.2-6 あるいは表 6.1.2-1 の区分に基づいて、NW 系、NE 系、その他に 3 区分し、それぞれを Fisher 分布に当てはめて、 卓越方向(表 6.1.2-2 では、極の走向角と傾斜角、あるいは走向傾斜表示として表記)とフィッ シャー分布係数(表 6.1.2-2 では、Fisher 係数と表記)を推定した。

割れ目の長さ分布を表現するパラメータは、平成 26 年度と同様に、既存文献 (Hatanaka et al., 2010 [2], Lim et al., 2010 [3]) に基づいて、べき乗数分布を 3.5、最小半径を 3.82m と設定した。

割れ目の密度を表現するパラメータは、西連絡坑道と東連絡坑道のそれぞれに設定された3本のスキャンライン(左、天盤中心、右)から、各割れ目セット(NW 系、NE 系、その他)について単位長さあたりの割れ目頻度 P10(本/m)を求め、その割れ目セットの卓越方向(表 6.1.2-2の極の走向角、傾斜角)を考慮した補正係数 C13を計算し、両者を掛け合わせて、三次元割れ目密度 P32(m²/m³)を計算した。採用した P32を求める方法は、鈴木ほか(2009)[4]が提案した方法である。

割れ目の卓越方向とスキャンラインのなす角によって補正係数 C13 が異なるため、各割れ目セットについて、西連絡坑道と東連絡坑道のそれぞれから P32 が計算される。表 6.1.2-2 では、これにそれぞれの坑道の長さを重み付けして、各割れ目セットの P32 を計算した。

さらに、平成 26 年度と同様に基質部のモデル化のために、計算された P32 の最小半径が 3.82m と考え、べき乗数 3.5 のべき分布に従い、最小半径が 1.25m のときの P32adj を計算し、表 6.1.2-2 に併記した。

				割れ目の方	向分布		割れ目の)長さ分布					割れ目の密	度				
坑道	割れ目の セット	割れ目数 (本)	極 の走向角 ([°])	極の傾斜角 ([°])	走向傾斜 表示	Fisher定数	べき乗数	最小半径 (m)	割れ目 データ	割れ目数 (本)	坑道の 走向角 ([°])	極と坑道の 交角 (°)	坑道の 長さ (m)	P10 (本/m)	C13 (1/本)	P3 (m²/	32 ′m³)	P32adj (m²/m³)
西連絡坑道	NW	566 68	69.0		16.0			西連絡坑道	19	30.0	52.1	50.62	0.13	1.73	0.22	0.54	0.04	
			00.9	JZ.Z	N 00.9 W 52.2 N	10.9	3.0	3.02	東連絡坑道	65	120.0	60.2	55.95	0.39	2.13	0.82	0.82	0.94
	NE	NE 208	120.1	50 F		12.6	2.5	2.00	西連絡坑道	13	30.0	83.0	50.62	0.09	4.38	0.37	0.25	0.44
+	INE		208 129.1	50.5	N 50.9 E 50.5 N	13.0	3.0	5.0 5.02	東連絡坑道	16	120.0	40.4	55.95	0.10	1.42	0.14	0.25	0.44
東連絡坑道	Othoro	hers 174	202.2	497	N 777 E 497 S	5.2	2.5	202	西連絡坑道	15	30.0	78.1	50.62	0.10	2.87	0.28	0.20	0.24
	Others		202.3	42.7	N //./ E 42./ 3	5.2	5.5	5.62	東連絡坑道	11	120.0	49.8	55.95	0.07	1.81	0.12	0.20	0.34
	合計	948	/			/				139	/		/	0.88	/		0.98	1.71

表 6.1.2-2 設定した割れ目の幾何学的パラメータセット

注1) 太字は入力値(確定値)

6-7

注2) 普通字が推定値

注3) 斜字は既往研究に基づく推定値

注4) 着色セルが割れ目ネットワークモデル作成のためのパラメータ

注5) P32adjは、P32を最小半径が3.82mのときの値と見なしたときに、最小半径を1.25mに延長した場合の値

設定した幾何学的パラメータセットに基づいて DFN モデルを構築して、西連絡坑道と東連絡 坑道方向に円形に近似した坑道を仮想的に掘削し、壁面に現れる割れ目の方向分布を描くと図 6.1.2-7 が得られる。同図と図 6.1.2-5 の類似性から、設定した幾何学的パラメータによって実測 の割れ目分布が適切に再現できていることが確認できる。



図 6.1.2-7 DFN モデルを用いて再現した仮想坑道の坑壁に現れる割れ目の方向分布

なお、本報告では、割れ目の方向を割れ目面の法線ベクトル(z > 0)で表して計算と計算結果の 表示に用いている。また、法線ベクトルの方向は走向角(ϕ)と傾斜角(θ)を用いて表している。こ のとき、下図のように、走向角は法線ベクトルの東方向から北回りの角度、傾斜角は法線ベクト ルの鉛直方向からの角度として表示している。



図 6.1.2-8 極座標系における走向角と傾斜角の定義 (Fisher et al., 1987 から転載) [5]

- (2) 水理地質構造モデル作成のために必要な情報
 - 1) 透水割れ目の割合

透水割れ目の割合は、観察割れ目のうち坑壁において湧水等が認められた割れ目(表 6.1.2-3 参照)の割合として設定する方法と、せん断性割れ目や引張性割れ目等の割れ目の成因(表 6.1.2-4 参照)に基づく割合として設定する方法が考えられる。

表 6.1.2-3 湧水の分類基準

(青柳・川手, 2015より転載)[6]

記号	分類基準	記号	分類基準
F	流下している	W	湿っている
D	滴下している	1	なし、不明

表 6.1.2-4 割れ目の分類基準

(青柳・川手, 2015から転載)[6]

記号	種類	分類基準					
F	断層(Fault)	断層岩が認められるもの					
g	癒着割れ目(Granulation seam)	固結した黒色細粒破砕物が認められるもの					
Q	ナノ 新生した日 (Shaan fragture)	鏡肌または条線が認められるもの(断層岩は認めら					
G	した時間では(Snear fracture)	れない)					
Т	申張割れ目(Tensile fracture) 羽毛状構造が認められるもの						
тa	引張せん断割れ目	引張性の痕跡(羽毛状構造)が優勢で,せん断性の					
15	(Sheared tensile fracture)	痕跡(鏡肌,条線)を伴うもの					
СT	せん断引張割れ目	せん断性の痕跡(鏡肌,条線)が優勢で,引張性の					
51	(Tensile shear fracture)	痕跡(羽毛状構造)を伴うもの					
	ゆるみ割れ目	掘削に伴う応力開放により形成されたと考えられ					
ex	(exfoliation fracture)	るもの(機械割れ目は含まない)					
	成因不明割れ目	上記のいずれにも当てはまらないもの (人為的と考					
u	(Unknown fracture)	えられる割れ目は含まない)					

まず、観察割れ目のうち坑壁において湧水等が認められた割れ目の割合を求めると表 6.1.2-5 得られる。

割れ目 セット	観察坑道	F	D	W	F+D+W	無記載	合計	F+D+W の比率	
NIW Z	西連絡坑道	2	16	16 26		149	193	01 00/	
NW 糸	東連絡坑道	17	19	42	78	295	373	21.6%	
NE Z	西連絡坑道	4	14	18	36	111	147	99.00/	
NE 糸	東連絡坑道	3	5	5	13	48	61	23.6%	
その仲	西連絡坑道	0	5	15	20	68	88	99,40/	
その他	東連絡坑道	0	8	11	19	67	86	22.4%	
	合計	26	67	117	210	738	948	22.2%	

表 6.1.2-5 坑壁において湧水等が認められた割れ目の割合 (F, D, Wの意味は表 6.1.2-3 を参照)

次に、坑壁において湧水等が認められた割れ目と成因に基づく分類との関係を表 6.1.2-6 に整 理した。

表 6.1.2-6 坑壁において湧水等が認められた割れ目と成因に基づく分類との関係 (F, D, Wの意味は表 6.1.2-3 を参照)

割れ目 成因	観察坑道	F	D	W	F+D+W	無記載	合計	F+D+W の比率	
素函	西連絡坑道	1	5	4	10	1	11	97.00/	
的層	東連絡坑道	3	5	2	10	2	12	87.0%	
S/ST	西連絡坑道	0	7	9	16	32	48	00 C0/	
(せん断)	東連絡坑道	11	11	20	42	156	198	23.6%	
T/TS	西連絡坑道	5	23	46	74	295	369	10.40/	
(引張)	東連絡坑道	6	16	35	57	250	307	19.4%	

注)割れ目の成因: S(せん断割れ目),ST(せん断引張割れ目),T(伸張割れ目),TS(引張せん断割れ目) 詳細は表 6.1.2-4 を参照

表 6.1.2-6 から、断層やせん断性割れ目の方が引張性割れ目よりも透水性が高いと考えられる。 そこで、各割れ目セットにおいて割れ目の成因分布を表 6.1.2-7 に整理した。

割れ目 せん断性 せん断性 S/ST 観察坑道 断層 T/TS その他 合計 セット 割れ目 割れ目比率 西連絡坑道 1700 $\mathbf{5}$ 1823193NW 系 27.7%東連絡坑道 373 5 129134 2381 西連絡坑道 $\mathbf{5}$ 18231240 147NE 系 26.4%東連絡坑道 293 32281 61 西連絡坑道 1 1213750 88 その他 32.8% 東連絡坑道 86 4 40 4441 1 合計 246 23269676 3 948 28.4%

表 6.1.2-7 せん断性割れ目の割合

注1)表中の「せん断割れ目」は断層とS/STの和を表す

注 2)割れ目の成因: S(せん断割れ目),ST(せん断引張割れ目),T(伸張割れ目),TS(引張せん断割れ目) 詳細は表 6.1.2-4 を参照

坑壁において湧水等が認められた割れ目の割合は 22.2%、断層とせん断性割れ目の割合は 28.4%と両者に顕著な差異はない。したがって、どちらの設定でも結果には大きな影響を及ぼさ ないものと考えられる。ここでは、坑壁において湧水等が認められた割れ目の割合である 22.2% を透水性割れ目の割合とすることを提案する。

なお、割れ目セットによる違いも比較的小さいため、今回の検討では割れ目セットごとに透水 割れ目比率を与えるのではなく、その平均値を一様に与える方法を提案する。

2) 割れ目を含む区間の透水係数

350m 坑道で実施された水理試験のデータは少ないため、平成26年度と同様に、表 6.1.2-8 に 示す換気立坑近傍のPB-V01 孔で実施された水理試験の結果を用いて設定した。

全体を網羅することを目的として実施された No.1, No.5, No.6, No.7 の 4 試験で得られた透水 係数の対数平均値である 6.0×10⁻⁹ m/s を設定値として提案する。いずれも試験区間長は 64.55 m であり、水理試験再現解析の試験区間長も 65 m とすることを提案する。

3) 基質部の透水係数

350m 坑道で実施された水理試験のデータは少ないため、平成26年度と同様に、表 6.1.2-8 に 示す換気立坑近傍のPB-V01 孔で実施された水理試験の結果を用いて設定した。

割れ目がほとんど無い区間を対象に実施された No.11, No.12 の2 試験で得られた透水係数の対数平均値である 1.8×10⁻¹¹ m/s を設定値として提案する。

区間	区間上端	区間下端	反明長	ᆂ	区明凯宁冬州	間隙水圧	透水量係数	透水係数	貯留係数	比貯留係数	試験	解析	約田	/世史	平成2	6年度	平成2	7年度									
番号	GL.m	GL.m	区间灭	地層	区间設定来针	MPa	m ² /s	m/s		1/m	方法	方法	単しば	「用くち	割れ目	基質部	割れ目	基質部									
No.1	-249.38	-313.93	64.55	稚内層	全体網羅を目的とする区間	2.843	9.30E-06	1.44E-07			SW2	Hvorslev	試験孔の近傍				0										
No.2	-167.78	-232.33	64.55	声問層	全体網羅を目的とする区間	2.038	4.22E-07	6.54E-09	4.71E-06	7.29E-08	SW	Copper	試験孔の近傍														
	000.00	055.41	14.05	1440		0.500	2.32E-06	1.65E-07			SW	Hvorslev	試験孔の近傍														
No.3	-263.36	-277.41	14.05	稚闪磨	流体電気伝導度検層の変化点を含む区間	2.720	9.47E-05	6.74E-06			RWS	Agarwal	より遠方		0												
	000.00	0.47.01	14.05	北中国	法は承存に満定込度で変化した。この現	0.400	1.12E-06	8.00E-08			SW	Hvorslev	試験孔の近傍														
N0.4	-233.80	-247.91	14.05	惟門漕	流体電気伝導度使層の変化点を含む区面	2.428	9.28E-06	6.60E-07			RWS	Agarwal	より遠方		0												
		500 55	04.55	1440	人は個別よりなしますこの	1.500	4.90E-07	7.59E-09			SW	Hvorslev	試験孔の近傍														
10.5	-444.00	-508.55	64.55	1世17月1日	主体朝維を日的とりる区间	4.709	1.11E-06	1.71E-08			SWS	Agarwal	より遠方	解析領域不明瞭			0										
No.6	-379.45	-444.00	64.55	稚内層	全体網羅を目的とする区間	1.194	6.91E-10	1.07E-11	1.43E-03	2.22E-05	PI	Copper	試験孔の近傍	Cooper不良, Hvorslev湾曲(参考值)			0										
No.7	-314.90	-379.45	64.55	稚内層	全体網羅を目的とする区間	3.489	3.10E-06	4.80E-08			SW	Hvorslev	試験孔の近傍				0										
				111 - La D			5.52E-07	3.67E-08			SW	Hvorslev	試験孔の近傍														
No.8	-461.00	-476.05	15.05	椎内層	流体電気伝導度検層の変化点を含む区間	4.688	2.77E-06	1.84E-07			SWS	Agarwal	より遠方		0												
No.9	-394.00	-409.05	15.05	稚内層	流体電気伝導度検層の変化点を含む区間	4.099	6.03E-11	4.01E-12	3.77E-04	2.50E-05	PI	Copper	試験孔の近傍														
N. 10	055.00	050.05	15.05	1440		0.040	1.29E-06	8.57E-08			SW	Hvorslev	試験孔の近傍														
No.10	-355.80	-370.85	15.05	15.05	15.05	15.05	15.05	15.05	15.05	15.05	15.05	稚内層	稚内層	流体電気伝導度横層の変化点を含む区間	3.643	5.51E-05	3.66E-06			RWS	Agarwal	より遠方		0			
No.11	-318.00	-333.05	15.05	稚内層	流体電気伝導度検層の変化点を含む区間	3.270	4.18E-07	2.78E-08	9.05E-07	6.01E-08	SWS	Agarwal	より遠方	試験法による差がなく、均質な場と考えられる。	0												
No.12	-486.00	-501.05	15.05	稚内層	割れ目がほとんどない区間	5.002	4.57E-10	1.09E-11			PI	Hvorslev	試験孔の近傍	Cooper不良, Hvorslev湾曲(参考値)		0		0									
No.13	-338.00	-353.05	15.05	稚内層	割れ目がほとんどない区間	3.486	4.57E-10	3.04E-11	1.51E-05	1.00E-06	PW2	Copper	試験孔の近傍			0		0									
	075.00	000.05	15.05	1445		0.040	4.59E-06	3.05E-07			SW	Hvorslev	試験孔の近傍														
No.14	-275.00	-290.05	15.05	椎内層	流体電気伝導度検層の変化点を含む区間	2.848	3.53E-05	2.35E-06			SWS	Agarwal	より遠方		0												
														対数平均透水係数(m/s)	7.62E-07	1.82E-11	5.96E-09	1.82E-11									
														平均試験区間長(m)	14.72	15.05	64.55	15.05									

表 6.1.2-8 PB-V01 孔における水理試験結果の一覧表
4) 掘削影響領域の幅、透水係数

掘削影響領域に関しては、日本原子力研究開発機構(2015)[7]に H4-2 孔のデータ(図 6.1.2-9) が、日本原子力研究開発機構(2014)[8]に H2-1 孔のデータ(図 6.1.2-10、図 6.1.2-11)が示され ている。

また、日本原子力研究開発機構(2014)[8]の本文には以下のように示されている。

「試験坑道3の側壁には掘削影響領域が20cm程度の厚さで薄く形成されていることがH2-1 孔の孔壁画像より確認され、その領域の透水性(区間2~4)は周囲の岩盤の透水性(区間5) より5桁程度高くなっていることが分かりました。(中略)掘削影響領域の幅は厚くても数+ センチメートルである可能性が考えられます。」



図 6.1.2-9 H4-2 孔の孔壁画像と透水試験結果 (a)ボーリング孔レイアウト(上図:鉛直断面;下図:水平断面) (b)孔壁画像 (c)試験区間の透水性

これらの情報から、掘削影響領域の幅は 0.50m、透水係数は 1.0×10⁻⁶ m/s と設定することを提案する。



図 6.1.2-10 透水試験孔 H2-1 のレイアウト (日本原子力研究開発機構, 2014) [8]



図 6.1.2-11 H2-1 孔の透水試験結果(間隙水圧・透水係数)と孔壁画像 (日本原子力研究開発機構, 2014)[8]

(3) 水理地質構造モデルの境界条件設定のために必要な情報

1) 坑道湧水量

水平坑道の総湧水量は、立坑水収支測定結果から推定した。すなわち、換気立坑と東立坑の排 水量の和から換気立坑、東立坑、西立坑の供給量を差し引いて推定した。

総延長約 760m の 350m 調査坑道は、平成 26 年 (2014 年) 1 月までに掘削が終了し、平成 26 年 4 月までに換気立坑および東立坑では深度 380m までの掘削が行なわれ、平成 26 年 6 月まで に施設整備事業が完了している。

これを踏まえて、平成26年1月以降の水平坑道からの総湧水量と水平坑道1mあたりの湧水量の経時変化を図 6.1.2-12 に示す。水平坑道の掘削が終了してから1年10ヵ月経過後(ほぼ最新 情報)の2015年10月5日から1週間の水平坑道1mあたりの湧水量は0.107 L/min/m(0.154 m³/day/m)である。



図 6.1.2-12 水平坑道からの総湧水量と 1m あたりの湧水量の経時変化

なお、井戸理論を用いて1年10ヵ月後の水平坑道1mあたりの湧水量0.154 m³/day/mに相当 する(均質な)透水係数を推定すると表 6.1.2-9 に示すように5.0×10⁻⁹ m/s が得られ、(2) 2) で設定した透水係数 6.0×10⁻⁹ m/s とほぼ一致する。

透水係数	水平坑道1mあたりの湧水量 (掘削から1年10ヶ月後の推定値)			
	(m³/s/m)	(m³/day/m)		
1.0E-10	5.14E-08	0.004		
3.0E-10	1.37E-07	0.012		
1.0E-09	4.07E-07	0.035		
3.0E-09	1.11E-06	0.096		
4.0E-09	1.45E-06	0.125		
5.0E-09	1.77E-06	0.153		
6.0E-09	2.10E-06	0.181		
1.0E-08	3.36E-06	0.291		
3.0E-08	9.32E-06	0.805		
1.0E-07	2.86E-05	2.474		
3.0E-07	8.02E-05	6.931		
1.0E-06	2.48E-04	21.453		
3.0E-06	7.04E-04	60.843		
1.0E-05	2.21E-03	190.598		
3.0E-05	6.28E-03	542.160		
1.0E-04	1.98E-02	1709.856		

表 6.1.2-9 井戸理論に基づいて推定した坑道湧水量と透水係数の関係 (Jacob and Lohman の定圧境界条件,比貯留係数 5×10⁻⁶ m⁻¹,坑道半径 2.5m,水頭差 350m) 2) 間隙水圧分布

日本原子力研究開発機構(2015)[7]によれば、350m 坑道の試験坑道 2 および試験坑道 4 周辺に は位置に水圧・水質モニタリング装置が設置され、間隙水圧分布が測定されている(図 6.1.2-13 参照)。



図 6.1.2-13 試験坑道 2 および試験坑道 4 周辺における水圧・水質モニタリング実施箇所 (日本原子力研究開発機構, 2015) [7]

C05 孔は、試験坑道 4 の南側約 3m の位置に掘削した孔長 52m のボーリング孔で、試験坑道 4 の掘削前から 4 区間で水圧・水質モニタリングが開始されている (図 6.1.2-14 参照)。

C06 孔は、試験坑道 2 の北側約 0.6m の位置に掘削された孔長 72m のボーリング孔で、試験坑 道 2 の掘削前から 4 区間で水圧・水質モニタリングが開始されている(図 6.1.2-15 参照)。

これらについて、隣接坑道掘削前の水圧の値と坑壁から測定区間までの距離を図から図 6.1.2-13のように読み取り、図 6.1.2-16 にプロットした。なお、表 6.1.2-10 と図 6.1.2-16 には、 図 6.1.2-11 に示した H2-1 孔の水圧と坑壁から測定区間までの距離も併記した。

図 6.1.2-16 に基づけば、坑道から 50m の位置に設定する解析領域の境界条件としては、深度 相当の水圧(350m 水頭)を設定することが適切であると考えられる。



図 6.1.2-14 C05 における水圧モニタリング結果 (日本原子力研究開発機構, 2015) [7]

(図中で急激に水圧が変化している箇所は、メンテナンスによる影響と考えられる。)





孔名	区間名	坑壁から測定区間 までの距離(m)	水圧(MPa)	水頭(mH2O)
	区間 4	1.0	0.46	46.9
110-1	区間 3	2.5	1.23	125.5
п2-1	区間 2	4.0	1.77	180.6
	区間 1	5.5	1.98	202.0
	区間 4	6.7	2.46	251.0
COF	区間 3	11.2	2.76	281.6
005	区間 2	17.0	2.62	267.3
	区間 1	7.5	1.94	198.0
	区間 4	5.0	1.98	202.0
C06 -	区間 3	10.0	2.43	248.0
	区間 2	19.0	1.79	182.7
	区間1	6.0	0.64	65.3

表 6.1.2-10 坑壁から測定区間までの距離と水圧の関係



図 6.1.2-16 間隙水圧と坑壁からの距離との関係

ところで、井戸理論を用いれば、任意の透水係数を設定したときの坑壁からの距離と水頭の関係を図 6.1.2-17 に示すように与えることができる。図 6.1.2-16 に示した実測値に一致するような透水係数を推定すると 10⁻¹¹ m/s オーダーが想定され(同図の黒線を参照)、(2) 3) で設定

した基質部の透水係数にほぼ一致する。すなわち、実測の間隙水圧分布はほぼ基質部の間隙水圧 分布を測定しているものと判断できる。



図 6.1.2-17 間隙水圧と坑壁からの距離との関係 (図 6.1.2-16に井戸理論を用いた推定値を重ね合わせた)

これに対して、C06 孔の区間 1 や区間 2 のように、坑壁までの距離が同じであってもその他の 区間に比べて水頭が小さい区間がある。透水係数を 6.0×10⁻⁹ m/s を与えるとこの点に近い距離と 水頭の関係が得られる(同図の赤線参照)。すなわち、解析領域境界の水頭が 200m 程度まで低下 しているという条件設定も考えられる。

なお、図 6.1.2-17 では、井戸理論を用いた距離と水頭の関係として、掘削後1ヵ月後のケース と坑道湧水量の設定と同等の 22ヶ月(1年10ヶ月)後のケースを併記した。実測値との比較に おいては前者を用いるのが妥当であり、解析領域の境界条件の設定においては後者を用いるのが 妥当であると考えられる。

3) グラウト実績

日本原子力研究開発機構(2013)[9]による幌延の換気立坑におけるプレグラウチングの施工手順においては、追加孔基準が1Luと示されている。この基準が350m坑道においても適用されているとすると、グラウト注入により坑道周辺は1.3×107 m/s以下に改良されていると想定できる。

(4) 整理結果のまとめ

幌延の実測データに基づき、割れ目ネットワークによる水理モデル構築のためにパラメータを 整理した結果についてまとめる。表 6.1.2-11 に割れ目ネットワークモデル作成のための幾何学的 パラメータセットを示す。また、表 6.1.2-12 に水理モデル作成のための設定値を示す。

	割れ目の方向分布				Б	割れ目の	長さ分布	割れ目	の密度	
割れ目の セット	走向傾斜 表示		Fisher定数	べき乗数	最 <mark>小半径</mark> (m)	P32 (m²/m³)	P32adj (m²/m³)			
NW	Ν	68.9	W	52.2	Ν	16.9	3.5	3.82	0.54	0.94
NE	Ν	50.9	Е	50.5	Ν	13.6	3.5	3.82	0.25	0.44
Others	Ν	77.7	Е	42.7	S	5.2	3.5	3.82	0.20	0.34
合計									0.98	1.71

表 6.1.2-11 割れ目の幾何学的パラメータセット

表 6.1.2-12 水理モデル作成のためのパラメータセット

	昨年度設定値	本年度設定値
透水割れ目のP32hydro	0.44×100%=0.44	1.71 × 22.2%=0.38
割れ目を含む透水係数	7.6×10 ⁻⁷ m/s 試験区間長 15m	6.0×10 ^{.9} m/s 試験区間長 65m
EDZ透水係数	1.0×10 ⁻⁸ m/s 幅 1.0m	1.0×10 ⁻⁶ m/s 幅 50cm
基質部透水係数	1.8 × 10 ⁻¹¹ m/s	1.8 × 10 ⁻¹¹ m/s

境界条件としては、坑道湧水量の実測値として、水平坑道 1m あたりの湧水量を 0.107L/min/m と設定する。昨年度の坑道湧水の解析結果は、1m あたり 14.89 L/min/m であったため、これより 2 オーダー低い値となる。

間隙水圧分布については、坑道からの離隔距離に対する実測値から、割れ目の少ない岩盤では 50m 離隔の境界値として 350m と設定しても問題ない。しかし、透水性が大きくなると 200m 程 度まで低下している結果も認められたため、境界の水頭の設定は、坑道湧水量を実測値と整合さ せる際のパラメータとして設定することとした。

坑道周辺のグラウトによる透水性の改良は、全線での実測値は無いが、グラウト追加孔実施基準から坑道周辺は 1.3×10⁻⁷ m/s 以下に改良されている可能性がある。坑道周辺の透水性についても坑道湧水量を実測値と整合させる際のパラメータとして設定することとした。

6.1.3 幌延の実測データの整合する水理地質構造モデルの構築

本項では 6.1.2 で設定した割れ目パラメータセットに基づき、幌延の実測データに整合する水 理地質構造モデルの構築を実施した。

初めに 100m³ レベルのモデル領域に、6.1.2 で設定した幾何学的割れ目パラメータセットに基 づき 3 次元割れ目ネットワークモデル (10 リアライゼーション)を作成した。この時の割れ目ネ ットワークモデルの作成方法は、石橋ら (2014) [10] が独立行政法人日本原子力研究開発機構 瑞 浪超深地層研究所 (以降、瑞浪超深地層研究所)の坑道調査データを元に作成した方法に準じる こととした。

次に、作成した割れ目ネットワークモデルの各割れ目に、透水係数を付与して水理地質構造モ デルを構築した。本解析に際しては、割れ目ネットワーク構造を管路網で表現されたパイプネッ トワークに変換した水理地質構造モデル[11]を用い、さらに割れ目以外の母岩の基質部の透水性 を考慮するものとして、昨年度の研究[12]で設定したのと同様、割れ目半径が一定値以下の小さ い割れ目を基質部としてモデル化することとして解析を行った。割れ目の透水量係数の付与に際 しては、各リアライゼーションにおいて水理試験をモデル化し、第2章で設定した水理パラメー タと整合させることで算定した。(水理試験再現解析)。本手法による水理地質構造のモデル化は、 中嶌ら(2014)[13]が瑞浪超深地層研究所のデータを元に実施した方法に準じることとした。

ここで構築した水理地質構造モデルの領域内に、処分坑道(1本)を、処分坑道を軟岩系岩盤 の処分坑道形状に合わせて設定した。処分坑道のモデル化に際しては、坑道周囲に透水係数の増 大した掘削影響領域(EDZ)を設定した。掘削影響領域の幅、透水係数は、第2章で設定した値 を適用した。坑道・ゆるみ域は放射方向・円周方向・坑道軸方向の格子状チャンネルにより設定 した。

この水理地質構造モデルに対しパイプネットワークによる地下水浸透流解析[14]を実施し、処 分坑道への湧水量を算定した。幌延 URL の研究坑道は軟岩系岩盤の処分坑道とほぼ同じ形状で あるため、ここでの湧水量の解析結果を第2章で整理した幌延 URL350mの実測湧水量データと 比較を行った。解析値と実測値が整合しない場合は、坑道周辺のグラウト施工の実績や間隙水圧 分布を考慮に入れ、実測値に整合させた水理地質構造モデルを作成した。

(1) 割れ目ネットワークモデルの作成

1) 割れ目ネットワークモデルの作成方法

6.1.2 で設定した割れ目の幾何学的パラメータセットに基づき、100m³レベルのモデル領域に、 3次元割れ目ネットワークモデルを10リアライゼーションずつ作成した。

割れ目ネットワークモデルの作成は、昨年度と同様、割れ目発生プログラムを使用して実施した。本プログラムは、図 6.1.3・1 に示す処理フローで、地質調査結果を整理して得られた割れ目統計量に基づき、確率論的手法で割れ目リストを生成することができる。ここでは、割れ目の密度分布、方向分布、半径分布及び空間分布を代表する特性値の独立性を仮定しており、特性値ごとに乱数を発生させてそれぞれの統計分布に見合う割れ目特性パラメータ(中心座標、方位ベクトル、半径)を算定し、それらを組み合わせて単一の割れ目を生成している。所定の三次元割れ目密度(P32)に達するまでこの操作を繰り返し行うことで、すべての統計量に合致する割れ目

ネットワークモデルを作成した。



図 6.1.3-1 割れ目発生プログラム処理フロー

この後で、割れ目ネットワークモデルからチャンネルネットワークモデルを作成し、解析コード LT-Flow による水理解析を行うが、割れ目以外の母岩部を考慮する必要があるため、基質部の モデル化を行っておく必要がある。

本検討では、昨年度実施した基質を考慮したモデル化と同様の方法で行った。すなわち割れ目 の最小半径を設定値の 3.82m より小さい 1.25m として小さい割れ目を発生させ、割れ目半径が 1.25m から 3.82m の亀裂を基質相当として反映させたモデルを設定した。図 6.1.3-2 にモデル化 の概念図を示す。

割れ目+基質部(割れ目)モデル



図 6.1.3-2 チャンネルネットワークによるモデル化概念図

2) 割れ目ネットワークモデルの作成結果

100m 立方のモデル領域に割れ目のネットワークモデルを作成した結果を示す。

割れ目ネットワークモデルを 10 リアライゼーションずつ作成した。表 6.1.3-1 には今回作成したモデルの割れ目数を示す。100m 立方の領域に平均で 77,813 枚の割れ目が作成され、その内、

半径 3.82m 以上の割れ目は 4,801 枚で、基質に相当する半径 1.25m から 3.82m の割れ目が 73,012 枚であった。図 6.1.3-3~図 6.1.3-7 には、各モデルの割れ目を三次元表示した結果を示す。上段 に割れ目と基質を合わせた表示を示し、その下に各々の割れ目を表示している。

作成したモデルと設定値との比較を次に行う。

UD EE100	 割れ目数							
HR-FF100	割れ目 (r ≧3.82)	基質分(r <3.82)	計					
R01	4,976	74,047	79,023					
R02	4,640	71,561	76,201					
R03	4,888	73,027	77,915					
R04	4,483	68,701	73,184					
R05	4,754	72,181	76,935					
R06	4,863	74,118	78,981					
R07	4,872	75,311	80,183					
R08	4,794	72,439	77,233					
R09	4,652	71,317	75,969					
R10	5,086	77,420	82,506					

表 6.1.3-1 作成したモデルの割れ目数















図 6.1.3-6 割れ目分布図 HR-FF100 (4)





a. 割れ目枚数

各リアライゼーションの割れ目枚数について整理した比較した結果を図 6.1.3-8 に示す。Set 別では Set1 が最も多く 42,003 枚で、Set2 より 2 倍程度、枚数が多いことが分かる。

三次元割れ目密度 (P32) を計算した結果を表 6.1.3-2 に示す。Set1、Set2、Set3 共に設定 した値を示すことが分かる。

RIz. No.	Set1	Set2	Set3	Total
R01	41,291	21,241	16,491	79,023
R02	39,000	21,114	16,087	76,201
R03	42,318	20,414	15,183	77,915
R04	40,910	18,121	14,153	73,184
R05	42,731	20,226	13,978	76,935
R06	41,428	21,745	15,808	78,981
R07	43,598	20,832	15,753	80,183
R08	42,653	19,260	15,320	77,233
R09	40,886	19,261	15,822	75,969
R10	45,216	19,652	17,638	82,506
Average	42,003	20,187	15,623	77,813



図 6.1.3-8 作成したモデルの割れ目枚数

RIz No.	S01	S02	S03
設定値	0.94	0.44	0.34
R01	0.940	0.440	0.340
R02	0.940	0.440	0.340
R03	0.936	0.440	0.340
R04	0.940	0.440	0.337
R05	0.940	0.440	0.340
R06	0.939	0.440	0.339
R07	0.933	0.440	0.340
R08	0.940	0.438	0.340
R09	0.940	0.440	0.340
R10	0.940	0.437	0.336

表 6.1.3-2 亻	乍成したモデルの三次元割れ	目密度
-------------	---------------	-----

b. 割れ目卓越方向

作成したモデルの内、一つのリアライゼーション(R01)の割れ目卓越方向のシュミットネットプロットを図 6.1.3・9 に示す。表 6.1.3・3 には、各リアライゼーションの割れ目方位、割れ目傾斜、フィッシャ定数の結果を示す。各パラメータセットの設定値と10 リアライゼーションの平均値を比較すると、ほぼ設定値と同じ値であることが分かる。



図 6.1.3-9 作成したモデルの割れ目のシュミットネットプロット

表 6.1.3-3 作成したモデルの卓越方向及びフィッシャ定数

割れ目方位	τθ			割れ目傾翁	ŧφ			フィッシャラ	定数 κ		
RIz No.	S01	S02	S03	RIz No.	S01	S02	S03	RIz No.	S01	S02	S03
設定値	291.1	230.9	77.7	設定値	52.2	50.5	42.7	設定値	16.9	13.6	5.2
R01	291.21	231.39	78.44	R01	52.11	50.56	42.86	R01	16.92	13.60	5.26
R02	291.21	231.04	78.01	R02	52.34	50.72	42.86	R02	16.90	13.59	5.24
R03	291.14	231.01	77.86	R03	52.21	50.48	42.76	R03	16.77	13.42	5.18
R04	291.10	230.99	77.87	R04	52.15	50.54	42.71	R04	16.82	13.59	5.28
R05	291.10	230.73	77.61	R05	52.15	50.54	42.86	R05	16.87	13.48	5.21
R06	291.09	230.92	78.06	R06	52.17	50.62	42.67	R06	16.92	13.43	5.22
R07	291.14	231.09	77.82	R07	52.08	50.55	42.53	R07	17.03	13.67	5.28
R08	291.25	230.85	77.49	R08	52.25	50.67	42.52	R08	16.77	13.58	5.30
R09	290.92	230.99	77.70	R09	52.26	50.58	42.85	R09	16.82	13.61	5.22
R10	291.19	230.74	77.94	R10	52.18	50.60	42.73	R10	16.83	13.77	5.17
Average	291.13	230.97	77.86	Average	52.19	50.58	42.73	Average	16.87	13.58	5.23

c. 割れ目半径分布

各モデルの割れ目半径に対する超過割れ目枚数を整理した結果を表 6.1.3-4 に示す。図 6.1.3-10 には割れ目半径を横軸にとり、縦軸に超過密度をとった両対数グラフを示す。割れ目 半径分布としてべき分布を仮定した場合、両対数グラフ上でのプロットは直線を成し、その傾 きは [1-べき乗数] で表される。本検討でのべき乗数の設定値は 3.5 であったため、グラフに おける傾きは-2.5 となるはずである。図 6.1.3-10 から傾きは-2.5 を示し、モデルは設定値を再 現できているといえる。

表 6.1.3-4 作成したモデルの割れ目半径に対する超過割れ目枚数

RIz No.	r≧1.25	r≧2	r≧5	r≧10	r≧20	r≧50	r≧100
R01	79,023	24,433	2,531	434	66	4	1
R02	76,201	23,585	2,391	393	78	10	2
R03	77,915	24,043	2,489	408	76	9	0
R04	73,184	22,715	2,313	371	77	13	1
R05	76,935	23,738	2,440	401	80	7	0
R06	78,981	24,485	2,490	421	76	6	0
R07	80,183	24,689	2,491	454	71	4	0
R08	77,233	23,796	2,427	425	78	7	0
R09	75,969	23,476	2,420	441	76	6	1
R10	82,506	25,723	2,578	398	69	4	0
Average	77,813	24,068	2,457	415	75	7	1
%	100.0%	30.9%	3.2%	0.53%	0.10%	0.009%	0.001%

割れ目半径超過枚数



図 6.1.3-10 セット毎の割れ目の半径分布

- (2) 水理試験再現解析による透水係数量分布の算定
 - 1) 水理試験再現解析による透水係数量分布の算定方法

本検討では、割れ目をパイプでモデル化したチャンネルネットワークによる解析コード LT-Flow を用いた水理解析を実施した。本解析手法は、埼玉大学と旧動力炉・核燃料開発事業団 が共同で開発した Don-Chan モデル(埼玉大学地圏科学研究センター,2002)[11]をベースに改良 を加えたものである。本解析では単一の割れ目を格子状に組まれたパイプで置き換え、割れ目の 特性値(割れ目透水量係数、割れ目幅)から、割れ目を介した地下水の透水量および流速が保存 されるようにパイプの透水係数および断面積を決定する。さらに、割れ目間の交線部に新たなパ イプを配置してパイプ同士の交差部を節点でつなぐことで割れ目と割れ目の連結をモデル化して いる(図 6.1.3-11)。この格子状パイプで構築される解析モデルに所定の境界条件を設定すれば、 水理地質構造モデルの特性に準拠した地下水流動解析や物質移動解析を実行できる。



図 6.1.3-11 格子状パイプによる水理地質構造のモデル化

このモデル化には、割れ目ネットワーク内の各割れ目に透水量係数を設定する必要がある(図 6.1.3-12)。ここでは同じ水理場の中で実施された水理試験結果を再現できるような透水係数の統 計量を各割れ目に振り分けることで、チャンネルネットワークによる水理地質構造モデルを構築 することを行った。このため、水理試験再現解析という手法により割れ目の透水量係数分布を求 めることとした。LT-Flow を用いるこの手法は、中嶌ら(2014)[13]が瑞浪超深地層研究所のデ ータを元に実施した手法に準じたものである。



図 6.1.3-12 水理地質構造モデルの概念図

本モデルにおいて、チャンネルネットワークを以下のように設定した。

透水割れ目は第2章で幌延のデータから検討したように、全体の割れ目の内、22.2%であると 考えられる。このことから、作成した割れ目(半径1.25m以上)の内、22.2%を透水割れ目とし て、チャンネルネットワークを作成する。ただし、チャンネルに水理特性を設定する際に、半径 3.81m以下の割れ目を基質と評価して基質相当の透水性を付与する。

透水性割れ目のみを抽出した割れ目ネットワークモデルを 10 リアライゼーションずつ作成した。表 6.1.3-5 には今回作成したモデルの割れ目数を示す。100m 立方の領域に平均で 17,275 枚の割れ目が作成され、その内、半径 3.82m 以上の割れ目は 1,067 枚で、基質に相当する半径 1.25m から 3.82m の割れ目が 16,208 枚であった。図 6.1.3-13~図 6.1.3-17 には、各モデルの透水割れ目を三次元表示した結果を示す。上段に透水割れ目と基質を合わせた表示を示し、その下に各々の割れ目を表示している。

IID FEODO	割れ目数						
HR-FF022	割れ目 (r≧3.82)	基質分 (r <3.82)	計				
R01	1,121	16,423	17,544				
R02	1,015	15,901	16,916				
R03	1,134	16,164	17,298				
R04	990	15,257	16,247				
R05	1,055	16,024	17,079				
R06	1,092	16,441	17,533				
R07	1,050	16,751	17,801				
R08	1,055	16,091	17,146				
R09	1,021	15,844	16,865				
R10	1,138	17,179	18,317				

表 6.1.3-5 作成したモデルの透水割れ目数



図 6.1.3-13 割れ目分布図 HR-FF022 (1)







図 6.1.3-15 割れ目分布図 HR-FF022 (3)







図 6.1.3-17 割れ目分布図 HR-FF022 (5)

次に、水理試験再現解析により、割れ目の透水量係数を求める。図 6.1.3-18 に水理試験再現解 析による割れ目透水量係数の算定フローを示す。全体の流れとしては、モデルごとに、リアライ ゼーションで得られた 10 個のモデル Ri (i=1, 2, …, 10) を順番に使用して水理試験再現解析を 行い、区間透水係数の実測値を再現する割れ目透水量係数を逆解析で求める。この結果、各モデ ルで 1 つの割れ目透水量係数が得られ、10 モデル分で同じ操作を繰り返すことによって 10 個の 透水量係数 Ti (i=1, 2, …, 10) が導出される。本検討では、モデル内の割れ目透水量係数は一律 に設定する。収束流となる水理試験では、試験区間周辺の動水勾配が大きく個々に分布する割れ 目の影響を受けやすい。したがって、リアライゼーションごとの割れ目分布に応じた水理試験区 間周辺部の平均的な割れ目透水量係数を求めることになる。



図 6.1.3-18 水理試験再現解析による割れ目量透水係数の算定フロー

上記の算定フローに基づいて各ケースで割れ目透水量係数を推定するための具体的な手順を、 以下の①~⑩に示す。

- ① リアライゼーションで得た解析用モデル(R_i: i=1,2,...,10)を順に選定する。
- ② ①で選定した解析用モデルに含まれる透水性割れ目のすべてに、適当な割れ目透水量係数 T_{tmp}を仮値として一律に割り当てる。
- ③ ②の解析用モデル中央部に設定された模擬試験区間(鉛直方向、区間長 L=65m)に水理試験の境界条件(Δs=100m)を設定する。
- ④ ③の解析用モデルの境界面を静水圧境界(全水頭 H=0m)として設定する。
- 5 ④の解析用モデルで定常流解析を行い、模擬試験区間からの揚水量 Qcal を取得する。
- ⑥ ⑤で導出した揚水量 Qcal から、模擬試験区間の区間透水係数 kcal を下式で算出する。

$$k_{cal} = rac{Q_{cal} \cdot \ln(2L/D)}{2\pi \cdot L \cdot \Delta s}$$
(数式 6.1.3-1)

- ここで、 L:試験区間長(65m)
 D:試験区間孔径(125mm)
 Δs:試験区間の水頭差(100m)
- ⑦ ⑥で得られる区間透水係数の解析値 kcal が、原位置水理試験で得られた実測値 kreal と一致しているかどうかをチェックする。実測値 kreal として、第2章で検討した割れ目を含む区間の原位置水理試験の対数平均値を使用した。

 $k_{real} = 6.0E - 9 \text{ (m/s)}($ 数式 6.1.3-2)

- ⑧ 区間透水係数の解析値 k_{cal} と実測値 k_{real} が一致するまで、①~⑦の操作を繰り返す。すな わち、 k_{cal} < k_{real} のときは解析用モデルの割れ目透水量係数の仮値 T_{tmp} を大きな値に、 k_{cal} > k_{real} のときは解析用モデルの割れ目透水量係数の仮値 T_{tmp} を小さな値に再設定して水理 試験再現解析を繰り返し行い、最終的に区間透水係数の実測値が再現された(k_{cal} = k_{real} となった)ときの割れ目透水量係数を、その解析用モデルにおける割れ目透水量係数 T_i と する。
- ⑨ ①~⑧の操作を 10 個のリアライゼーションで得た全解析モデルについて繰り返し、割れ目
 透水量係数 T の分布(T₁、T₂、...、T₁₀)を取得する。
- ⑩ ①~⑨の操作を各モデルで実施して、それぞれの割れ目透水量係数分布を取得する。

本モデルにおいては、半径 3.82m 以下の割れ目に、実測値に基づく 1.8×10⁻¹¹m/sec 相当の透 水量係数を与えて、これを固定値として割れ目の透水量係数を算出した。 2) 水理試験再現解析による透水係数量分布の算定結果

本モデルの水理試験再現解析結果を表 6.1.3-6 に示す。本モデルでは全てのリアライゼーションで試験が成立した。

モデル名	割れ目透水量係数 (m2/sec)
HR01_01	1.344E-08
HR01_02	1.496E-08
HR01_03	4.274E-08
HR01_04	4.825E-08
HR01_05	4.461E-08
HR01_06	3.616E-08
HR01_07	7.909E-09
HR01_08	3.129E-09
HR01_09	1.218E-08
HR01_10	1.317E-08

表 6.1.3-6 水理試験再現解析結果(今年度モデル(HR1))

図 6.1.3-19 に水理試験再現解析により求められた透水量係数分布を示す。平均透水量係数は 1.75×10⁻⁸m²/sec となり、昨年度のモデル HL12 と比べ2 オーダー小さいことが分かる。



モデル名	対数平均	対数標準偏差
HL12	3.01E-06	0.24
HR1	1.75E-08	0.39

図 6.1.3-19 水理試験再現解析による透水量係数分布

(3) 処分坑道、掘削影響領域のモデル化

(2) で構築した水理地質構造モデル領域内に処分坑道1本、掘削影響領域を設定した。処分坑 道の寸法やレイアウトは、「核燃料サイクル開発機構(1999):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」[15]における IV-209、図 4.2.2-2 に示す軟岩系岩盤の処分坑道断面形状に従い、昨年度と同様、次のように設定した。

処分坑道は処分坑道レイアウトを参照して、直径 5m の円形空洞とする(図 6.1.3-20)。坑道は 100m 立方の解析領域の中央に、X 軸方向(東西方向)に1本設置するとした。坑道周辺の掘削 影響領域(EDZ)の幅は2章での検討に基づき、坑道周辺に0.5m の均一厚さで分布すると設定 した(図 6.1.3-20)。



図 6.1.3-20 処分坑道及び掘削影響領域(EDZ)の設定

掘削影響領域(EDZ)は、図 6.1.3-21 に示すように、坑道周囲に放射方向・円周方向・坑道軸 方向の格子状チャンネルを追加することでモデル化を行った。このモデル化により軸方向の異方 性の設定を容易にすることが可能になる。図 6.1.3-22 には割れ目のチャンネルネットワーク内に 掘削影響領域を含む坑道をモデル化したイメージを示す。

掘削影響領域の透水係数については 6.1.2 での検討に基づき、初期設定値として k=1.0× 10⁻⁶m/sec を設定した。ただし、グラウトにより改良されている可能性があるため、次節で湧水量 を実測値と整合させる際のパラメータとして考慮することとした。

表 6.1.3-7 に本検討のモデル化において設定した各部位の透水係数の一覧を示す。昨年度は、 掘削影響領域に対し割れ目を含む岩盤の透水係数の方を大きく設定したが、本年度のモデルでは 掘削影響領域の透水係数の方を大きく設定した。一方、幅については、本年度の 1.0m に対して 0.5m と半分の大きさという違いがある。



掘削損傷領域(EDZ)

図 6.1.3-21 掘削影響領域 (EDZ) のモデル化



図 6.1.3-22 チャンネルネットワーク内への掘削影響領域のモデル化

表 6.1.3-7 本モデルにおける透水係数の設定値

部位	透水係数(m/sec)
岩盤(基質部)	1.8E-11
割れ目を含む岩盤	6.0E-9
掘削影響領域	1.0E-6 [*]
	※初期設定値

また、処分坑道への湧水量の解析時の境界条件は、図 6.1.3-23 に示すように設定した。周辺の 境界圧力については、2 章での検討に基づき、初期設定値として 350m と設定したが、周辺の坑 道掘削により低下している可能性があるため、次節で湧水量を実測値と整合させる際のパラメー タとして考慮することとした。

坑道の向き:X軸方向(東西方向) モデルの周辺境界条件:坑道軸面は不透水境界 後の4面は静水圧境界(全水頭350m^{*}) ※初期設定値

坑道内の境界条件:全水頭 0m



図 6.1.3-23 境界条件の設定

(4) 実測値に整合した水理地質構造モデルの構築

(3) で設定したチャンネルネットワークモデルに対し地下水浸透流解析[14]を実施し、処分坑 道への湧水量を算定した。各リアライゼーションの湧水量の解析結果を表 6.1.3-8 に示す。坑道 湧水量の平均値は 10.73L/min となり、1m 当りの平均湧水量は 0.107L/min/m となる。

リアライ	坑道湧水量	1m当り坑道湧水量
ゼーション	(L/min)	(L/min/m)
HR01_R01	7.10	0.071
HR01_R02	10.35	0.104
HR01_R03	2.84	0.028
HR01_R04	3.76	0.038
HR01_R05	3.20	0.032
HR01_R06	8.15	0.082
HR01_R07	10.78	0.108
HR01_R08	48.25	0.483
HR01_R09	2.06	0.021
HR01_R10	10.77	0.108
平均	10.73	0.107

表 6.1.3-8 坑道湧水量解析結果

幌延 URL の研究坑道は軟岩系岩盤の処分坑道とほぼ同じ形状であるため、ここでの湧水量の 解析結果を 6.1.2 で整理した幌延 URL350m の実測湧水量データと比較を行う。実測値は 0.107L/min/m であり整合した値となっている。このため、今回作成したモデルは実測値を反映し た水理地質構造モデルとなっていると言える。

比較のため、掘削影響領域をグラウトの改良目標 1.3×10⁻⁷m/sec と設定した場合の計算を行った。その結果を表 6.1.3-9 に示す。坑道湧水量の平均値は 4.40L/min となり、1m 当りの平均湧水量は 0.044L/min/m となり、実測値と比べ半分以下の湧水量となった。このため、以降の検討では掘削影響領域を 1.0×10⁻⁶m/sec、周辺の境界圧力 350m と設定した水理地質構造モデルで検討を進めることとした。

リアライ	坑道湧水量	1m当り坑道湧水量
ゼーション	(L/min)	(L/min/m)
HR01_R01	6.90	0.069
HR01_R02	0.77	0.008
HR01_R03	0.65	0.006
HR01_R04	0.80	0.008
HR01_R05	0.68	0.007
HR01_R06	5.82	0.058
HR01_R07	10.48	0.105
HR01_R08	7.04	0.070
HR01_R09	0.36	0.004
HR01_R10	10.50	0.105
平均	4.40	0.044

表 6.1.3-9 坑道湧水量解析結果(掘削影響領域 k=1.3×10⁻⁷/sec)

6.1.4 幌延の水理地質構造モデルに基づく止水工法の感度解析の実施

6.1.3 で幌延の湧水量に整合した水理地質構造モデルにおいて、処分孔(10箇所、6.6mピッ チ)を設定し、処分ピット掘削時の処分坑道への湧水量、処分孔への湧水量(初期値)を算定し た(図 6.1.4-1)。解析結果は、壁面の割れ目分布を図化し、割れ目ごとの湧水量、坑道区間湧水 量として整理した。

この後、止水対策として境界条件を変えて、処分孔や処分坑道への湧水量へ与える影響を評価 した。境界条件は、一定の湧水量を超過した処分孔周辺へのグラウトの対策工に対応する設定を 行った。この条件に基づき、処分孔への初期湧水量に対する低減率を求めると共に、この対策に より生じる処分坑道湧水や他の処分孔湧水量への影響を計算した。



図 6.1.4-1 割れ目ネットワークモデル内の処分坑道及び処分孔イメージ

(1) 処分孔のモデル化

6.1.3 で構築した水理地質構造モデル領域内に処分坑道1本、掘削影響領域及び処分孔10箇所を設定した。処分坑道や処分孔の寸法やレイアウトは、「核燃料サイクル開発機構(1999):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」 [15]における IV-209、図4.2.2-2 に示す軟岩系岩盤の処分孔断面形状、および IV-211表4.2.2-1 に示す軟岩系岩盤の処分孔の間隔、処分孔縦置き方式の事例に従い、昨年度と同様、次のように 設定した。

処分孔の形状は、核燃料サイクル開発機構(1999)[15]では直径 2.22m、深さ 4.13m の円柱であ る。また、処分孔は 6.66m 間隔で設置される。このことから図 6.1.4-2 に示すように、処分孔周 辺の半径 1.5m、底盤から 5.0m 範囲の境界条件を大気圧境界に設定することで処分孔を再現する こととした。処分孔間隔は核燃料サイクル開発機構(1999)では 6.66m であることから、6.6m ピ ッチで処分孔の中心点を設定した。すなわち、100m 立方のモデルでは処分坑道沿いに側方境界 から 20.3m の位置に 1 孔目を設置し、その後 6.6m ピッチで 10 箇所設置した。




6.6m

(2) 処分坑道及び処分孔湧水量の算定結果

1) 坑道湧水量及び処分孔湧水量

(1) で処分孔 10 箇所を設定した水理地質構造モデルにおいて、処分ピット掘削時の処分坑道 への湧水量、処分孔への湧水量(初期値)を算定した。リアライゼーション毎の解析結果を表 6.1.4-1 に示す。

処分孔掘削後の坑道湧水量は 10 リアライゼーション平均で 8.41L/min と初期湧水量 10.73L/min に比べて減少しているが、処分孔 10 孔の湧水量を加算すると 11.13L/min となり、 総湧水量としては増加している。

各処分孔の湧水量は平均で 0.27L/min であるが、リアライゼーションや処分孔により 0.00L/min から 5.54L/min の値を示し、ばらついている。これは割れ目の不均質性を反映した結果であるといえる。

湧水量が 0.1L/min 以下の処分孔は最小で 2 箇所/10 ピット、最大で 8 箇所/10 ピットで、全 100 孔の処分孔の内、51 孔で 0.1L/min 以下を示す。昨年度の解析モデル HL12 の止水対策前の孔数 は 38 箇所であったことから、そのモデルより湧水量が 0.1L/min 以下の処分孔の数量は多くなっ ている。また、湧水量が 0.5L/min 以下の処分孔に着目すると最小で 5 箇所/10 ピット、最大で 10 箇所/10 ピットで、全 100 孔の処分孔の内、86 孔で 0.5L/min 以下を示す。

リアライ	初期 坑道湧水量	処分孔掘削後 坑道湧水量				処		処分孔掘削後 総湧水量	湧水量 0.1L/min以下	湧水量 0.5L/min以下					
セーション	(L/min)	(L/min)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	(L/min)	の処分孔数	の処分孔数
HR1_R01	7.10	4.65	0.12	0.35	0.17	0.04	0.46	0.04	0.74	0.45	0.53	0.00	7.55	3	8
HR1_R02	10.35	8.82	0.12	0.19	0.04	0.02	0.16	0.25	0.28	0.09	0.23	0.27	10.48	3	10
HR1_R03	2.84	2.04	0.05	0.07	0.08	0.20	0.01	0.00	0.32	0.29	0.00	0.00	3.05	7	10
HR1_R04	3.76	3.21	0.21	0.02	0.05	0.00	0.01	0.12	0.04	0.09	0.02	0.02	3.79	8	10
HR1_R05	3.20	2.13	0.06	0.11	0.02	0.20	0.82	0.00	0.00	0.56	0.00	0.00	3.90	6	8
HR1_R06	8.15	6.55	0.09	0.23	0.11	0.42	0.16	0.64	0.01	0.14	0.02	0.06	8.43	4	9
HR1_R07	10.78	7.70	0.01	0.01	0.04	0.95	0.11	0.35	0.32	1.15	0.88	0.17	11.69	3	7
HR1_R08	48.25	38.19	5.54	0.48	1.04	0.71	0.40	1.47	0.78	0.34	0.05	0.01	49.01	2	5
HR1_R09	2.06	1.57	0.02	0.00	0.06	0.09	0.00	0.00	0.17	0.10	0.09	0.47	2.57	8	10
HR1_R10	10.77	9.22	0.07	0.19	0.97	0.03	0.14	0.07	0.05	0.04	0.01	0.04	10.83	7	9
平均	10.73	8.41		0.27									11.13	合計51孔	合計86孔

表 6.1.4-1 処分坑道及び処分孔湧水量の算定結果

※オレンジは 0.1L/min 以上 0.5L/min 未満の処分孔 ※ピンクは 0.5L/min 以上の処分孔 2) 坑道湧水量分布

各リアライゼーションの坑道 100m 長における総湧水量を図 6.1.4-3 に示す。総湧水量は最大 で RZ8 の 38.19L/min で、最少は RZ9 の 1.57L/min であった。

また、各リアライゼーションの坑道沿い 5m ごとに坑道湧水量を集計した結果を図 6.1.4-4~図 6.1.4-13 に示す。

坑道に交差する割れ目の内、1.0×10⁻⁴L/min 以上の流量をもつ割れ目の流量を表 6.1.4-2 に示 す。

また、各リアライゼーションの坑道壁面の湧水量分布を図 6.1.4-14~図 6.1.4-23 に示す。



図 6.1.4-3 各リアライゼーションの坑道 100m 長における総湧水量



図 6.1.4-4 HR1_R01 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-5 HR1_R02 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-6 HR1_R03 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-7 HR1_R04 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-8 HR1_R05 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-9 HR1_R06 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-10 HR1_R07 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-11 HR1_R08 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-12 HR1_R09 処分坑道区間湧水量



図 6.1.4-13 HR1_R10 処分坑道区間湧水量

リアライも	リアライゼーション1 リアライゼーション2		リアライセ	ビーション3	リアライセ	<u> ヹ</u> ーション4	リアライ・	ゼーション5	リアライも	<u>ゼーション6</u>	リアライセ	ヹーション7	リアライも	<u>ヹーション8</u>	リアライゼーション 9		リアライゼーション 10		
HR1_	R01tun	HR1_	R02tun	HR1_F	03tun	HR1_I	R04tun	HR1_	R05tun	HR1_	R06tun	HR1_F	R07tun	HR1_	R08tun	HR1_R	09tun	HR1_	R10tun
割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)
17544	5. 55E-01	16481	1.59E+00	16867	1.33E-01	16751	2.08E-01	17078	1.89E-01	17531	1. 32E+00	17802	2. 32E+00	17145	5.80E+00	16195	9. 03E-02	18307	6.11E-01
17299	1.60E-01	16480	6.11E-01	16882	1.24E-01	16710	1.76E-01	17052	1.65E-01	17517	7.11E-01	17697	2.76E-01	17147	4. 76E+00	16792	8.86E-02	18317	5.38E-01
17468	1.09E-01	16149	2. 40E-01	16375	1.08E-01	16760	1.73E-01	17046	1.56E-01	17153	1.86E-01	17750	1.81E-01	17128	2.38E+00	16557	8. 14E-02	18308	2.80E-01
17405	9. 73E-02	16350	1.59E-01	16329	3. 02E-02	16738	1.51E-01	17039	6. 11E-02	17514	1. 32E-01	17743	1.71E-01	17143	1.71E+00	16809	6. 52E-02	18203	2.51E-01
17489	8. 61E-02	16237	1.47E-01	16873	2. 49E-02	16473	1.01E-01	16399	4. 23E-02	17480	9. 92E-02	17540	1.20E-01	17141	6.91E-01	16511	6. 04E-02	18226	2.06E-01
17368	8. 31E-02	16238	1.40E-01	16654	1.58E-02	16709	6. 24E-02	16155	8.99E-03	17394	9. 23E-02	17605	1.15E-01	17113	5.75E-01	16196	5. 70E-02	18228	2.04E-01
17298	5. 29E-02	15931	1.27E-01	16363	1.53E-02	16410	5. 41E-02	16233	7.14E-03	17219	5. 31E-02	17773	9.60E-02	17088	3. 69E-01	16228	3.82E-02	17485	1.65E-01
17466	3. 76E-02	16322	1.08E-01	16855	1.38E-02	16660	5. 30E-02	16296	6.89E-03	17466	4. 99E-02	17769	8.88E-02	17118	3.06E-01	16227	3. 37E-02	18063	9. 26E-02
17226	3. 74E-02	15830	9.67E-02	16813	6. 92E-03	16622	1.53E-02	16727	3. 69E-03	17024	4. 47E-02	17686	7.34E-02	17002	2.99E-01	15984	2.00E-02	18280	7.98E-02
17113	3. 62E-02	16458	9.00E-02	15963	6.83E-03	15877	1. 27E-02	16771	2.65E-03	17330	2.89E-02	17096	5.97E-02	17074	2.93E-01	16532	1.58E-02	17484	5.48E-02
17412	2. 90E-02	16354	8. 45E-02	16367	6. 33E-03	16189	1.14E-02	16418	2. 39E-03	17230	2.86E-02	17706	5.26E-02	17017	2.55E-01	16153	1. 37E-02	17905	4. 19E-02
16955	2. 87E-02	15497	8.35E-02	16528	4. 82E-03	16159	8. 23E-03	16482	1.73E-03	16984	2. 49E-02	17333	3.62E-02	16556	1.87E-01	16594	1.11E-02	18016	3.96E-02
17515	2. 85E-02	15695	7.86E-02	16362	4. 64E-03	16406	8. 22E-03	17059	6.02E-04	16605	2. 48E-02	17110	3. 49E-02	17047	1.87E-01	16583	8. 63E-03	18029	2.90E-02
17369	2. 20E-02	16342	6.43E-02	16047	4. 39E-03	16322	6. 10E-03	3091	5.87E-04	17215	1.98E-02	17562	2.97E-02	16971	1.58E-01	16055	4. 34E-03	17398	2.83E-02
16547	1. 14E-02	16436	4.74E-02	15962	4. 33E-03	16491	6. 05E-03	9049	3.55E-04	16638	1.36E-02	16891	2.71E-02	17061	1.40E-01	16226	2. 10E-03	18030	2. 47E-02
16843	1. 12E-02	16305	4. 45E-02	16276	1.07E-03	15914	5.68E-03	11699	1.36E-04	16912	7.54E-03	17032	1.97E-02	17037	1.13E-01	16542	1.65E-03	17977	2.35E-02
17055	1. 07E-02	15829	4.32E-02	16631	4.83E-04	16127	5.58E-03			16728	6.84E-03	16783	1.53E-02	17124	1.12E-01	16090	1.27E-03	17991	1.88E-02
16844	9. 55E-03	16018	3.67E-02	4580	2.56E-04	16234	5.16E-03			16580	3. 17E-03	17481	1.34E-02	16258	8.21E-02	16496	1.24E-03	17696	1.65E-02
16524	8.98E-03	15517	1.59E-02	8049	1.73E-04	15841	4. 97E-03			16579	2. 31E-03	17323	1.32E-02	16625	6.87E-02	1309	9. 76E-04	18222	4.78E-03
17056	8. 63E-03	16406	1.30E-02	4575	1.45E-04	16188	4.56E-03			17382	1.56E-03	17136	7.55E-03	16657	6.65E-02			18121	3.07E-03
17204	7. 20E-03	16019	1.06E-02	15142	1.25E-04	16068	4. 44E-03			16624	1.14E-03	17466	7.42E-03	16906	6.44E-02			17854	2.80E-03
16849	2. 34E-03	16043	9.59E-03	2425	1.08E-04	16221	4. 14E-03			16544	1.01E-03	16753	3.13E-03	16789	4.80E-02			18093	1.76E-03
16713	6. 04E-04	14751	7.29E-03			13820	3. 44E-03			15993	5. 39E-04	17629	1.99E-03	16901	4. 72E-02			11280	1.56E-03
15673	5. 92E-04	15585	3.60E-03			16160	2. 21E-03			16872	4. 64E-04	16481	6.44E-04	16660	3.97E-02			17397	3.78E-04
13521	3. 92E-04	15837	1.63E-03			13979	1.73E-03			12335	3. 12E-04	16825	5. 22E-04	16448	2.68E-02			14810	2.30E-04
16714	2. 67E-04	12430	6.98E-04			15842	1.32E-03					1859	1.95E-04	16160	4. 20E-03				
2416	2. 02E-04	5806	1.62E-04			16409	1.70E-04					12138	1.46E-04	16500	3.87E-03				
10724	1.16E-04	11397	1.31E-04			8488	1.70E-04					16855	1.40E-04	15169	7.66E-04				
15105	1.06E-04	10053	1.12E-04			2042	1. 29E-04					15745	1.20E-04	8612	4. 03E-04				
						11700	1.07E-04					16123	1.19E-04	8878	1.63E-04				

表 6.1.4-2 坑道に交差する主要割れ目の流量算定結果(処分孔掘削時)

15756

15394

1.07E-04 1.06E-04



図 6.1.4-14 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R01)



図 6.1.4-15 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R02)



図 6.1.4-16 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R03)



図 6.1.4-17 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R04)



図 6.1.4-18 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R05)



図 6.1.4-19 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R06)



図 6.1.4-20 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R07)



図 6.1.4-21 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R08)



図 6.1.4-22 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R09)



図 6.1.4-23 坑道壁面の湧水量分布 (HR1_R10)

3) 処分孔湧水量分布

各リアライゼーションの処分孔毎の湧水量のグラフを図 6.1.4-24 に示す。

また、本解析では EDZ の透水係数を透水割れ目の透水係数より大きく設定したため、処分孔へ EDZ から湧水する量が多くなることが予想された。処分孔湧水に占める EDZ からの湧水量の割 合を表 6.1.4-3 に示す。昨年度の解析では EDZ からの湧水はほとんどゼロであったのに対し、本 解析では 12%から 45%、平均で 22%が EDZ からの湧水であった。

各処分孔と交差する割れ目の内、1.0×10⁴L/min 以上の流量をもつ割れ目の流量を表 6.1.4⁻⁴ ~表 6.1.4⁻⁵に示す。また、各リアライゼーションの処分孔と交差する 0.01L/min の流量を持つ 割れ目の分布と処分孔湧水量分布を図 6.1.4⁻²⁵~図 6.1.4⁻³⁴に示す。昨年度と比べ EDZ からの 湧水量が多いため、処分孔の坑道沿いに湧水箇所が分布していることが分かる。また、EDZ から の湧水量は 10⁻²L/min 以下のプロットが多いが、10⁻¹L/min 以上の湧水箇所は EDZ 以外であるこ とが多いことが分かる。

湧水量と割れ目の大きさとの関係を湧水量が最も多いリアライゼーション R08 で検討を行った。 図 6.1.4·35 には坑道湧水量と割れ目半径の関係を、図 6.1.4·36 には処分孔湧水量と割れ目半径 の関係を示す。半径が大きな割れ目ほど湧水量が多い傾向を示すことが分かる。この中で最大の 半径を示す割れ目 No.17147 と No.17145 に着目してその分布位置を示したものが図 6.1.4·37 で ある。割れ目 No.17147 は処分坑道と距離程 20·30m付近で交差し、処分孔では No.1、No.2 孔と 交差する。そのため、処分坑道湧水や処分孔でも各々に該当する位置で湧水量が多くなっている。 処分孔 No.1 で最大湧水量 5.54L/min を示すのはこの割れ目が原因である。割れ目 No.17145 は 坑道に平行な割れ目で広範囲に処分坑道と交差する。坑道とは距離程 35·60m付近で交差し、処 分孔では No.3、No.4、No.5、No.6 孔と交差し、各々に該当する位置で湧水量が多くなっている。 処分孔では交差する 4 孔共にこの割れ目から 0.1L/min 以上の湧水を示す。



図 6.1.4-24 処分孔毎の湧水量算定結果

				処分	1.湧水量の	DEDZ湧水	、割合				豆ち	
リアノイセーション	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	平均	
R01_01	39%	6%	10%	97%	5%	48%	15%	12%	6%	-	12%	
R01_02	58%	17%	46%	94%	4%	6%	45%	44%	37%	15%	28%	
R01_03	24%	24%	22%	20%	60%	-	0%	77%	84%	-	31%	
R01_04	5%	92%	91%	57%	85%	14%	99%	83%	99%	96%	43%	
R01_05	3%	74%	84%	6%	13%	_	4%	0%	1	-	12%	
R01_06	74%	1%	5%	12%	21%	0%	100%	20%	88%	100%	15%	
R01_07	100%	99%	100%	1%	63%	57%	85%	11%	0%	33%	20%	
R01_08	8%	10%	18%	6%	58%	7%	38%	40%	88%	95%	14%	
R01_09	65%	_	74%	2%	29%	_	8%	11%	100%	8%	21%	
R01_10	95%	55%	6%	92%	20%	61%	99%	62%	97%	96%	28%	

表 6.1.4-3 処分孔湧水に占める EDZ からの湧水量の割合

湧水量0.001L/min以下を除く

※ピンクは EDZ 割合 50%以上

IJ	アライゼーショ	ועו	IJ	アライゼーショ	ョン2	IJ	アライゼーショ	ョン3	IJ	アライゼーショ	ン4	IJ	アライゼーション	ン5
HR1_R01pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R02pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R03pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R04pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R05pit	割れ目番号	流量(L/min)
-	ゆるみ域	4. 79E-02		ゆるみ域	6.81E-02		ゆるみ域	1.25E-02	4	ゆるみ域	1.12E-02	-	ゆるみ域	1. 54E-03
1	17056	3. 44E-04	1	15585	2. 43E-02	1	9027	2.60E-04	I	16751	1.97E-01	I	17052	5. 50E-02
	17412	7. 34E-02		16019	2.46E-02		16859	3. 93E-02	0	ゆるみ域	1.67E-02		ゆるみ域	7. 89E-02
	ゆるみ域	2. 12E-02		ゆるみ域	3. 36E-02		ゆるみ域	1.63E-02	2	16751	1.51E-03		1420	2. 04E-04
	3653	1.00E-04	2	15517	2. 18E-03		15839	4. 25E-04		ゆるみ域	4.90E-02	0	3889	5. 16E-03
	12994	2. 41E-04		15837	1.57E-01	0	16276	2. 54E-04	0	4619	9.80E-04	2	4986	5. 43E-04
2	16849	1.85E-02		ゆるみ域	1.67E-02	Z	16572	2.95E-02	3	4621	9.80E-04		15105	2. 45E-04
	17458	4.66E-02	0	4238	7. 49E-03		16856	1.86E-02		16409	3.14E-03		17059	2. 17E-02
	17489	4.86E-03	3	11396	3. 44E-04		16882	3. 48E-03		ゆるみ域	1.13E-03		ゆるみ域	1. 37E-02
	17515	2. 60E-01		15837	1.19E-02		ゆるみ域	1.66E-02	4	12443	1.36E-04	3	15105	2. 52E-03
	ゆるみ域	1.65E-02		ゆるみ域	2. 15E-02	2	15962	2. 00E-03		14012	6.03E-04		15482	1.14E-04
	12135	1.04E-04	4	10359	9. 28E-04	3	15963	1. 45E-02		ゆるみ域	1.06E-02		ゆるみ域	1. 33E-02
2	12136	3. 26E-03		10763	3. 63E-04		16856	4. 38E-02	5	13144	1.55E-03		1657	1. 34E-04
3	16524	2. 29E-02	F	ゆるみ域	6. 87E-03		ゆるみ域	4. 01E-02		15530	3.98E-04	4	16296	5. 15E-03
	17332	1.32E-02	5	16406	1.53E-01	4	14698	1.01E-04		ゆるみ域	1.69E-02		16482	2. 15E-02
	17458	1.13E-01		ゆるみ域	1.53E-02	- 4	15490	2.61E-04		3993	1.70E-04		16713	1.64E-01
4	ゆるみ域	3. 50E-02		6401	1.97E-03		16869	1.64E-01	6	3997	1.09E-04		ゆるみ域	1. 10E-01
4	16011	1.19E-03	6	16237	2. 00E-02		ゆるみ域	4. 73E-03		13278	1.78E-04	F	14981	2. 07E-04
	ゆるみ域	2. 26E-02	7	16342	1.88E-03	F	13248	1.06E-03	7	16622	1.06E-01	- 5	15227	8. 36E-04
Б	2136	2. 11E-03		16407	2. 13E-01	5	15377	1. 28E-04		ゆるみ域	3.56E-02		17078	7. 09E-01
5	17466	4. 36E-01		ゆるみ域	1.28E-01		16867	1.95E-03	1	15914	1.91E-04	7	ゆるみ域	1. 39E-04
	17468	1.42E-03		10059	1.52E-04	7	ゆるみ域	8. 72E-04	0	ゆるみ域	7.06E-02		16283	2. 89E-03
	ゆるみ域	1.81E-02		16305	2. 69E-03		16505	3. 18E-01	o	16188	1.44E-02	0	14684	3. 99E-04
6	6755	3. 91E-03		16306	3. 12E-02		ゆるみ域	2. 19E-01	0	ゆるみ域	2.03E-02	o	16842	5. 59E-01
0	6758	1.27E-04		16407	1.19E-01	8	14560	1.61E-04	9	10871	1.29E-04			
	17298	1.54E-02		ゆるみ域	4. 02E-02		16855	6. 57E-02		ゆるみ域	1.61E-02			
	ゆるみ域	1.12E-01		14122	1.83E-04	0	ゆるみ域	2.88E-03	10	16159	2.26E-04			
	10728	3. 15E-03	8	15830	1.42E-03	5	15087	5. 42E-04		16710	4. 22E-04			
7	17088	1.42E-01		16238	9.09E-03									
	17368	8. 26E-03		16305	4. 12E-02									
	17467	4. 74E-01	0	ゆるみ域	8. 40E-02									
	ゆるみ域	5. 45E-02	5	16305	1.46E-01									
	15050	1.02E-04	10	ゆるみ域	4. 10E-02									
8	16844	5. 19E-04	10	16480	2. 28E-01									
	17368	1.07E-01												
	17369	2.83E-01												
	ゆるみ域	3. 10E-02												
٥	15590	7. 31E-03												
3	17368	2. 20E-01												
	17369	2. 74E-01												
10	ゆるみ域	1.69E-04												

表 6.1.4・4 処分孔に交差する主要割れ目の流量算定結果(処分孔掘削時)(1)

表 6.1.4-5 処分孔に交差する主要割れ目の流量算定結果(処分孔掘削時)(2)

リアライゼーション 6			IJ	アライゼーショ	ョン7	IJ	アライゼーショ	ョン8	IJ	アライゼーショ	ン9	リアライゼーション 10			
HR1_R06pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R07pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R08pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R09pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R1Opit	割れ目番号	流量 (L/min)	
	ゆるみ域	6. 59E-02	1	ゆるみ域	9.89E-03		ゆるみ域	4. 62E-01		ゆるみ域	1.32E-02		ゆるみ域	6. 67E-02	
1	4896	1. 24E-04	2	ゆるみ域	1. 36E-02		6262	2. 26E-04	1	15025	2.06E-04	1	12373	2. 45E-03	
	4899	2. 28E-02	-	16695	1.17E-04		12259	2. 48E-03		16809	6.95E-03		16212	7.81E-04	
	ゆるみ域	1.95E-03	3	ゆるみ域	4. 10E-02	1	16500	8. 62E-02		ゆるみ域	4. 29E-02	-	ゆるみ域	1.01E-01	
	11/3/	1. 44E-04		6/15	1.8/E-04		17088	6. 03E-01	3 –	13143	2.64E-04	-	2633	1. 23E-03	
2	1332/	1. 02E-03		ゆるみ或	1.37E-02		17110	1.91E-01		16265	2.62E-03		1/0/8	1.45E-02	
	15050	3. 23E-04		10905	3. 26E-04		17147	3. /9E-01 2. 91E±00		10200 ゆていせ	1. 22E-02		1747	2. 52E-03	
	17323	2. 21E-01 8. 21E-03	4	17540	0. TTL=04 7. 47F=03		1/14/	3. 81E+00	-	16090	1. 90L-03	-	17000	2 63E-02	
	17302	4 97E-03	-	17340	9 30F-01	2	16500	4. 59E 02	4	16265	1.02E 02	-	18226	1 97E-02	
	16638	8, 82F-02		ゆるみ域	7, 21F-02	L	17147	4, 19F-01		16266	6.39F-02		ゆるみ域	6, 12F-02	
3	17382	1. 47E-02	5	6995	9. 11E-05		ゆるみ域	1. 88E-01		ゆるみ域	7.46E-04		8030	2. 29E-03	
	17514	1. 75E-03	-	17773	4. 25E-02	0	13913	8. 57E-03	-	11238	3. 76E-04		16839	1.12E-04	
	ゆるみ域	4. 95E-02	G	ゆるみ域	2.01E-01	3	17047	3. 80E-01	F	14830	2.73E-04	3	17397	4. 42E-02	
1	15782	1. 13E-04	0	17773	1.50E-01		17145	4. 68E-01	5	14831	3. 41E-04]	17398	2. 15E-02	
4	17024	1.86E-02		ゆるみ域	2. 68E-01		ゆるみ域	4. 58E-02		15080	1.17E-04		18303	6.66E-02	
	17517	3. 48E-01	7	12039	1. 59E-02		4694	5. 28E-03		16055	6. 42E-04		18307	7. 73E-01	
	ゆるみ域	3. 51E-02		17605	3. 11E-02		12227	1. 38E-04		ゆるみ域	1.38E-02		ゆるみ域	3. 14E-02	
5	11265	6. 85E-04		ゆるみ域	1. 23E-01	4	15835	3. 45E-03	7	15984	4. 29E-02		4880	1. 40E-03	
	16984	4. 79E-02	8	17743	5. 32E-03		16657	3. 41E-02		16616	1.09E-01	_ 4	5093	3. 30E-04	
	1/466	8. 03E-02		1/802	1.02E+00		17128	3. 64E-01	8	ゆるみ域	1.04E-02	-	16451	8. 49E-04	
6	ゆるみ域	8.80E-04		ゆるみ域	5. 25E-04		1/145 (h 7 7) 1	2.55E-01		15962	8. /6E-02		16542	1.31E-04	
0	17441	4. 53E-01	9	10920	4. 30E-04	- 5	15005	2. 32E-01	9 -	ゆるの域	9. 33E-02	-	PPの外域 0270	2.91E-02	
7	17400 ゆろみ城	1.85E-01		17002 ゆろみ城	5. 76E-01		16657	1. TTE=04		しつ 10511	1.44L-04 3.73F-02	- 5	11617	1.03E-03	
,	ゆるみ域	2 85E-02	-	4365	1 68F-04		17145	1. 66E 02	10	16106	4 29F-01	-	18228	1.20E 02	
	15768	1. 65E-03	10	5698	1. 87E-04		ゆるみ域	1. 08E-01		10100			ゆるみ域	4. 04E-02	
8	16580	2. 17E-03		17466	2. 20E-02		16660	1. 01E-01					2873	5. 40E-04	
	17230	1. 11E-01		17629	8.85E-02	6	17074	4. 09E-01					2875	1.46E-03	
	ゆるみ域	1.86E-02					17143	6. 00E-02				G	3232	5. 09E-03	
9	13515	1.16E-03					17145	7.89E-01				0	6904	1.06E-03	
	13516	1.46E-03					ゆるみ域	3. 01E-01					6906	8.64E-04	
10	ゆるみ域	5. 88E-02	4				3674	3. 37E-02					8569	4. 59E-03	
	6120	1. 73E-04	J			7	7335	3. 41E-02					18203	1. 19E-02	
							17012	3. 94E-01				7	ゆるみ域	4. 95E-02	
							1/0/4	2. 14E-02					6931 (h 7 7) 	6.89E-04	
							ゆるみ或	1.37E-01				0	ゆるみ或	2. 69E-02	
						o	10300	1. JUE-04				× ×	14433	4. //E-04	
						0	17017	2. 14E-02 4. 37F-03					10029 ゆろみば	9 72F-03	
							17124	1 77F_01				9	18222	2 91F-04	
							ゆるみ域	3. 99E-02					ゆるみ域	4, 24E-02	
						9	9810	5. 62E-03				10	6313	3. 56E-04	
						10	ゆるみ域	7. 55E-03					17194	1. 57E-03	
						10	14645	2. 24E-04				<u>.</u>			



図 6.1.4-25 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R01)



図 6.1.4-26 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R02)



図 6.1.4-27 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R03)



図 6.1.4-28 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R04)



図 6.1.4-29 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R05)



図 6.1.4-30 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R06)



図 6.1.4-31 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R07)



図 6.1.4-32 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R08)



図 6.1.4-33 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R09)



図 6.1.4-34 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R10)



図 6.1.4-35 HR1_R08 坑道湧水量と割れ目半径の関係



図 6.1.4-36 HR1_R08 処分孔湧水量と割れ目半径の関係



<R08_割れ目 No.17145, r=62.196(m) T=1.69426*10^-8 (m2/sec)>

<R08_割れ目 No.17147, r=97.7029(m) T=1.84227*10^-8 (m2/sec)>



図 6.1.4-37 HR1_R08 で坑道及び処分孔湧水量が多い 2 つの割れ目の位置図

(3) 止水対策による処分坑道及び処分孔への影響評価

1) 止水対策工のモデル化

(2) で処分坑道や処分孔を設定した水理地質構造モデルにおいて、止水対策として境界条件を 変えて、処分孔や処分坑道への湧水量へ与える影響を評価した。止水対策は一定の湧水量を超過 した処分孔周辺へのグラウト注入を想定して、これに対応する境界条件設定を行った(図 6.1.4-38)。



図 6.1.4-38 処分孔周辺へのグラウトのイメージ図

止水対策の対象とする処分孔は、①0.1L/min 以上と、②0.5L/min 以上の2ケースとした。

グラウト改良範囲は処分孔壁面から 1.5m とした。また、改良の程度に関しては、 3) で示し たように坑道周辺へのプレグラウトの改良目標値が 1.3×10⁻⁷m/s であることと、掘削影響領域の 透水性が 1.0×10⁻⁶m/s であることから、掘削影響領域の透水性(1.0×10⁻⁶m/s) がプレグラウト の目標値(1.3×10⁻⁷m/s)まで改良されるとして、初期に対し 13%の透水性に低減されるとした。

これをチャンネルネットワークモデルでモデル化することになる。グラウト改良の具体的なモ デル化の設定方法を図 6.1.4-39 に示す。処分孔周辺の透水性がグラウト注入により低下したとし て、処分孔周辺のパイプの透水係数を低下させることとした。グラウト改良範囲は処分孔壁面か ら 1.5m であることから、透水係数を低下させるパイプは、処分孔として設定した半径 1.5m、底 盤から 5.0m 範囲から外側に、半径 3.0m、底盤から 6.5m 範囲までの領域を通過するパイプとし た。この時、処分孔と交差する EDZ のパイプも同様に扱うこととした。グラウトの改良範囲は、 グラウトが浸透した亀裂から交差した亀裂へ浸透することによりさらに広がる可能性があるが、 本モデル化においてはこのような 2 次浸透は考慮しないこととした。



図 6.1.4-39 処分孔周辺へのグラウトの設定方法

2) 止水対策後の坑道湧水量及び処分孔湧水量

1) で設定した止水対策の条件で処分坑道や処分孔湧水量を計算し、(2) で計算した処分孔 への初期湧水量に対する低減率を求めた。また、この対策により生じる処分坑道湧水や他の処分 孔湧水量への影響を検討した。

a. 0.1L/min 以上の処分孔に対する止水対策結果

リアライゼーション毎の止水対策後の解析結果を表 6.1.4-6 に示す。斜体で示しているのが 止水対策を行った処分孔である。

止水対策実施後の各処分孔の湧水量平均で0.11L/minと対策前の坑道湧水量0.27L/minに比べて39%に減少している。湧水量が0.1L/min以下の処分孔は最小で4箇所/10ピット、最大で10箇所/10ピットで、全100孔の処分孔の内、76孔で0.1L/minを示す。止水対策前の51孔に比べ湧水量が0.1L/min以下の処分孔の数量は多くなっている。

一方、坑道への湧水量は止水対策後で 8.66L/min と、対策前の坑道湧水量 8.41L/min に比べ て増加している。これは処分孔へのグラウトにより湧水の出口が塞がれたことにより、処分坑 道への湧水が増加したものと考えられる。処分孔 10 孔からの湧水も含めた総湧水量は、止水対 策前 11.13L/min、対策後 9.72L/min と減少している。詳細は b. で述べる。

リアライ	止水対策前 総湧水量	止水対策後 坑道湧水量				止水対策後 総湧水量	湧水量 0.1L/min以下							
ピーション	(L/min)	(L/min)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	(L/min)	の処分孔数
HR1_R01	7.55	5.56	0.04	0.12	0.07	0.05	0.11	0.05	0.28	0.21	0.17	0.00	6.64	5
HR1_R02	10.48	9.31	0.03	0.06	0.05	0.04	0.05	0.07	0.10	0.13	0.05	0.04	9.92	8
HR1_R03	3.05	2.26	0.05	0.07	0.08	0.07	0.01	0.00	0.12	0.08	0.00	0.00	2.75	9
HR1_R04	3.79	3.37	0.05	0.02	0.06	0.00	0.01	0.04	0.04	0.09	0.02	0.02	3.72	10
HR1_R05	3.90	2.43	0.06	0.05	0.03	0.10	0.26	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	3.08	8
HR1_R06	8.43	7.23	0.09	0.09	0.03	0.12	0.05	0.21	0.01	0.05	0.02	0.06	7.96	8
HR1_R07	11.69	7.72	0.01	0.01	0.05	0.21	0.04	0.09	0.05	0.59	0.20	0.04	9.02	7
HR1_R08	49.01	37.32	1.88	0.09	0.52	0.38	0.09	0.48	0.31	0.13	0.05	0.01	41.26	4
HR1_R09	2.57	1.65	0.02	0.00	0.06	0.09	0.00	0.00	0.08	0.15	0.09	0.10	2.25	8
HR1_R10	10.83	9.75	0.07	0.08	0.39	0.07	0.04	0.07	0.05	0.04	0.01	0.05	10.62	9
平均	11.13	8.66	0.11											合計76孔

表 6.1.4-6 止水対策後の坑道湧水及び処分孔湧水量の算定結果(0.1L/min 以上)

※オレンジは 0.1L/min 以上の処分孔 ※*斜体*は止水対策実施孔 b. 0.5L/min 以上の処分孔に対する止水対策結果

リアライゼーション毎の止水対策後の解析結果を表 6.1.4-7 に示す。斜体で示しているのが 止水対策を行った処分孔である。RZ02、03、04、09 は全ての処分孔で 0.5L/min 以下であった ため、止水対策を行っていない。

止水対策実施後の各処分孔の湧水量平均で0.17L/minと対策前の坑道湧水量0.27L/minに比べて61%に減少している。湧水量が0.5L/min以下の処分孔は最小で8箇所/10ピット、最大で10箇所/10ピットで、全100孔の処分孔の内、95孔で0.5L/minを示す。止水対策前の86孔に比べ湧水量が0.5L/min以下の処分孔の数量は多くなっている。

一方、坑道への湧水量は止水対策後で8.44L/minと、対策前の坑道湧水量8.41L/minに比べ てわずかに増加している。これは処分孔へのグラウトにより湧水の出口が塞がれたことにより、 処分坑道への湧水が増加したものと考えられる。処分孔10孔からの湧水も含めた総湧水量は、 止水対策前11.13L/min、対策後10.11L/minと減少している。詳細は(4) で述べる。
リアライ	止水対策前 総湧水量	止水対策後 坑道湧水量				奴	L 分孔湧水	.量(L/min	1)				止水対策後 総湧水量	湧水量 0.5L/min以下
ピーション	(L/min)	(L/min)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	(L/min)	の処分孔数
HR1_R01	7.55	4.95	0.12	0.36	0.17	0.04	0.54	0.04	0.18	0.63	0.14	0.00	7.18	8
HR1_R02	10.48	8.82	0.12	0.19	0.04	0.02	0.16	0.25	0.28	0.09	0.23	0.27	10.48	10
HR1_R03	3.05	2.04	0.05	0.07	0.08	0.20	0.01	0.00	0.32	0.29	0.00	0.00	3.05	10
HR1_R04	3.79	3.21	0.21	0.02	0.05	0.00	0.01	0.12	0.04	0.09	0.02	0.02	3.79	10
HR1_R05	3.90	2.33	0.06	0.11	0.02	0.23	0.23	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	3.13	10
HR1_R06	8.43	6.70	0.09	0.23	0.11	0.42	0.21	0.20	0.01	0.15	0.02	0.06	8.20	10
HR1_R07	11.69	7.60	0.01	0.01	0.05	0.21	0.12	0.37	0.33	0.59	0.20	0.17	9.68	9
HR1_R08	49.01	37.59	1.87	0.51	0.46	0.23	0.46	0.48	0.29	0.38	0.05	0.01	42.33	8
HR1_R09	2.57	1.57	0.02	0.00	0.06	0.09	0.00	0.00	0.17	0.10	0.09	0.47	2.57	10
HR1_R10	10.83	9.61	0.07	0.21	0.38	0.07	0.15	0.07	0.05	0.04	0.01	0.05	10.70	10
平均	11.13	8.44		0.17										合計95孔

表 6.1.4-7 止水対策後の坑道湧水及び処分孔湧水量の算定結果(0.5L/min 以上)

※ピンクは 0.5L/min 以上の処分孔 ※*斜体*は止水対策実施孔

(4) 止水対策後の坑道湧水量分布

各リアライゼーションの坑道 100m 長における総湧水量を図 6.1.4-40 に示す。

対策後湧水量は増加しているが、RZ08 だけ減少している。大きな割れ目がそれほど多くない リアライゼーションでは、グラウト改良されたパイプを含む割れ目と坑道と交差しているパイプ を含む割れ目は異なるため、グラウト改良により湧水の出口であるパイプを塞がれた場合、坑道 につながるパイプを通って湧水が漏出する。しかし、RZ08 は大きな割れ目が多いため、これら の割れ目が同じであることがあり、グラウトにより坑道へ連結するパイプも塞がれたために坑道 湧水量が減少したものと考えられる。



図 6.1.4-40 各リアライゼーションの坑道 100m 長における総湧水量

a. 0.1L/min 以上の処分孔に対する止水対策結果

各リアライゼーションの坑道沿い 5m ごとに坑道湧水量を集計した結果を図 6.1.4-41~図 6.1.4-50 に示す。

坑道に交差する割れ目の内、1.0×10⁻⁴L/min 以上の流量をもつ割れ目の流量を表 6.1.4-8 に 示す。

また、各リアライゼーションの坑道壁面の湧水量分布を図 6.1.4-51~図 6.1.4-60 に示す。



図 6.1.4-41 HR1_R01 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-42 HR1_R02 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-43 HR1_R03 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-44 HR1_R04 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-45 HR1_R05 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-46 HR1_R06 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-47 HR1_R07 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-48 HR1_R08 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-49 HR1_R09 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-50 HR1_R10 処分坑道区間湧水量(0.1L/min 以上の止水対策後)

リアライも	ヹーション 1	リアライイ	ビーション2	リアライセ	žーション3	リアライも	ヹーション 4	リアライセ	ビーション 5	リアライも	ヹーション 6	リアライセ	ビーション7	リアライも	ヹーション8	
HR1_I	R01tun	HR1_	R02tun	HR1_F	RO3tun	HR1_	R04tun	HR1_F	RO5tun	HR1_	R06tun	HR1_F	RO7tun	HR1_I	R08tun	
割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)	 I
17544	5. 67E-01	16481	1.63E+00	16867	1.56E-01	16751	2.39E-01	17046	1.74E-01	17531	1. 32E+00	17802	1.99E+00	17145	5. 49E+00	
17299	2.06E-01	16480	6.00E-01	16882	1.26E-01	16710	1.76E-01	17052	1.66E-01	17517	9. 14E-01	17697	3.26E-01	17147	3. 65E+00	
17405	1. 23E-01	16149	2. 57E-01	16375	8.96E-02	16760	1.73E-01	17039	6.13E-02	17514	2. 01E-01	17743	1.74E-01	17128	2. 59E+00	
17468	1.02E-01	16350	1.67E-01	16873	2. 52E-02	16738	1.51E-01	16399	4. 29E-02	17153	1.88E-01	17750	1.59E-01	17143	1.83E+00	
17489	9. 47E-02	16237	1.57E-01	16855	2.06E-02	16473	1.04E-01	16296	2.58E-02	17480	1.10E-01	17769	1.38E-01	17141	7.15E-01	
17298	6. 64E-02	16238	1.52E-01	16363	1.56E-02	16709	6. 26E-02	17078	2. 47E-02	17394	9. 51E-02	17686	1.10E-01	17113	5. 27E-01	
17412	6. 17E-02	15931	1.34E-01	16329	1.19E-02	16410	5. 44E-02	16155	9.30E-03	17024	8.89E-02	17540	1.08E-01	17088	4.84E-01	
17466	5. 26E-02	16322	1.14E-01	16654	1.07E-02	16660	5.36E-02	16233	7.17E-03	17219	6. 56E-02	17605	1.04E-01	17002	3. 33E-01	
17368	5. 11E-02	15830	1.02E-01	16813	7.19E-03	16622	2. 43E-02	16727	3.75E-03	17230	6. 46E-02	17773	8.31E-02	17074	3. 05E-01	_
17113	4. 45E-02	16354	9. 74E-02	15963	7.05E-03	15877	1.40E-02	16771	2.66E-03	17466	5. 28E-02	17096	6.83E-02	17017	2.90E-01	
17226	4. 11E-02	16458	9. 40E-02	16367	6. 43E-03	16189	1.16E-02	16482	2.05E-03	17330	2. 91E-02	17706	5.32E-02	17061	2.61E-01	
16955	3. 17E-02	15695	9.26E-02	16528	6.36E-03	16159	8. 25E-03	17059	1.13E-03	16605	2. 72E-02	17333	4.17E-02	16971	2.38E-01	
17515	3. 04E-02	15497	8.93E-02	16047	5.84E-03	16406	8. 23E-03	3091	1.11E-03	17215	2. 02E-02	17110	3.92E-02	16556	1.98E-01	
17369	2. 22E-02	16342	6.69E-02	16362	4. 73E-03	16322	6.88E-03	9049	1.05E-03	16638	1.89E-02	17562	3.14E-02	17118	1.72E-01	_
16843	2. 14E-02	16436	4. 74E-02	15962	4. 49E-03	15914	6. 12E-03	16418	7.38E-04	16912	8. 13E-03	16891	3.12E-02	17047	1.53E-01	_
17055	1.70E-02	15829	4. 56E-02	16276	1.09E-03	16491	6.07E-03	11699	1.41E-04	16728	7.95E-03	17032	2.40E-02	17124	1.22E-01	<u> </u>
16844	1.53E-02	16305	4. 33E-02	16631	5. 02E-04	16234	5.18E-03			16984	6. 65E-03	17323	1.53E-02	16258	1.02E-01	
17056	1.15E-02	16018	4. 04E-02	15614	4.18E-04	15841	4. 98E-03			16580	3. 73E-03	16783	1.53E-02	16657	7.40E-02	<u> </u>
17204	1.14E-02	16406	2. 25E-02	4580	2.60E-04	16188	4. 58E-03			16579	3. 00E-03	17136	9.67E-03	16625	7.36E-02	
16524	6.96E-03	15517	1.97E-02	8049	1.75E-04	16068	4. 45E-03			16624	1.15E-03	17466	5.88E-03	16906	6. 70E-02	
16547	5. 78E-03	16019	1.24E-02	2425	1.62E-04	16221	4. 15E-03			15993	5. 45E-04	16753	3.14E-03	16901	6. 35E-02	ı
16849	3. 37E-03	16043	1.13E-02	4575	1. 47E-04	16127	3. 50E-03			17382	5. 27E-04	17481	2.90E-03	17037	5.93E-02	ı
15673	7.61E-04	14751	8.80E-03			13820	3. 45E-03			16872	4. 06E-04	16825	7.00E-04	16789	5.20E-02	ı
16713	6. 09E-04	15837	2.86E-03			16160	2. 22E-03			16544	3. 87E-04	17629	4.59E-04	16660	4. 61E-02	ı
13521	3. 94E-04	15585	9. 48E-04			13979	1.73E-03			12335	3. 14E-04	1859	2.24E-04	16448	2.91E-02	ı
10724	3. 17E-04	12430	7.61E-04			15842	1.33E-03					12138	1.87E-04	16160	4. 92E-03	ı
2416	2.97E-04	11397	1.69E-04			16409	2.09E-04					16123	1.52E-04	16500	1.35E-03	i
16714	2. 70E-04	10053	1.33E-04			8488	1.71E-04					16855	1.41E-04	15169	8. 79E-04	i
16391	1. 23E-04					2042	1.33E-04					16481	1.40E-04	8612	4. 54E-04	i
15105	1.07E-04					11700	1.19E-04							15756	1.61E-04	i
15013	1.03E-04													2943	1.55E-04	i
														10625	1.31E-04	1

表 6.1.4-8 坑道に交差する主要割れ目の流量算定結果(0.1L/min 以上の止水対策後)

リアライ	ビーション 9	リアライゼーション 10						
HR1_	R09tun	HR1_	R10tun					
割れ目 番号	流量 (L/min)	割れ目 番号	流量 (L/min)					
16792	9. 53E-02	18307	7.12E-01					
16195	9. 03E-02	18317	5.38E-01					
16557	8.14E-02	18308	3. 21E-01					
16809	6. 52E-02	18203	2.58E-01					
16511	6. 43E-02	18226	2. 23E-01					
16196	5. 70E-02	18228	2.19E-01					
15984	5.63E-02	17485	1.36E-01					
16228	3.82E-02	18063	9.80E-02					
16227	3. 37E-02	18280	8.12E-02					
16532	1.61E-02	17398	7.06E-02					
16153	1.37E-02	17484	6.94E-02					
16594	1.11E-02	17905	4. 20E-02					
16583	8. 63E-03	18016	4. 17E-02					
16055	4. 34E-03	18029	2.96E-02					
16226	2. 10E-03	18030	2.53E-02					
16542	1.64E-03	17977	2. 40E-02					
16090	1.27E-03	17696	1.97E-02					
16496	1.25E-03	17991	1.90E-02					
1309	1.09E-03	18222	4.88E-03					
13011	6.54E-05	17854	2.85E-03					
		18121	1.95E-03					
		18093	1.77E-03					
		11280	1.58E-03					
_		14810	2.71E-04					

1.22E-04

1.22E-04

1. 11E-04 1. 10E-04

1.01E-04

15045 15394

13715

8127 14058



図 6.1.4-51 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R01)(0.1L/min以上の止水対策後)



図 6.1.4-52 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R02)(0.1L/min以上の止水対策後)



図 6.1.4-53 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R03)(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-54 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R04)(0.1L/min以上の止水対策後)



図 6.1.4-55 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R05)(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-56 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R06)(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-57 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R07)(0.1L/min以上の止水対策後)



図 6.1.4-58 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R08)(0.1L/min以上の止水対策後)



図 6.1.4-59 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R09)(0.1L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-60 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R10)(0.1L/min以上の止水対策後)

b. 0.5L/min 以上の処分孔に対する止水対策結果

各リアライゼーションの坑道沿い 5m ごとに坑道湧水量を集計した結果を図 6.1.4-61~図 6.1.4-66 に示す。

坑道に交差する割れ目の内、1.0×10⁻⁴L/min 以上の流量をもつ割れ目の流量を表 6.1.4-9 に 示す。

また、各リアライゼーションの坑道壁面の湧水量分布を図 6.1.4-67~図 6.1.4-72 に示す。



図 6.1.4-61 HR1_R01 処分坑道区間湧水量(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-62 HR1_R05 処分坑道区間湧水量(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-63 HR1_R06 処分坑道区間湧水量(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-64 HR1_R07 処分坑道区間湧水量(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-65 HR1_R08 処分坑道区間湧水量(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-66 HR1_R10 処分坑道区間湧水量(0.5L/min 以上の止水対策後)

リアライゼーション1		リアライ・	ゼーション5	リアライイ	ゼーション6	リアライも	ゼーション7	リアライセ	žーション8	リアライゼーション1		
HR1_	R01tun	HR1_	R05tun	HR1_	R06tun	HR1_I	R07tun	HR1_F	RO8tun	HR1_	R10tun	
割れ目	流量	割れ目	流量	割れ目	流量	割れ目	流量	割れ目	流量	割れ目	流量	
番号	(L/min)	番号	(L/min)	番号	(L/min)	番号	(L/min)	番号	(L/min)	番号	(L/min)	
17544	5. 60E-01	17052	1.65E-01	17531	1. 32E+00	17802	2. 00E+00	17145	5. 43E+00	18307	6. 40E-0	
17299	1.86E-01	17046	1.56E-01	17517	7.18E-01	17697	2. 79E-01	17147	3.86E+00	18317	5.38E-0	
17468	1. 19E-01	17039	6. 11E-02	17153	1.86E-01	17750	1.86E-01	17128	2. 50E+00	18308	3. 09E-0	
17405	1.02E-01	16399	4. 29E-02	17514	1.33E-01	17743	1.72E-01	17143	1.80E+00	18203	2.56E-0	
17368	9.13E-02	17078	2.46E-02	17480	1.09E-01	17605	1.16E-01	17141	7.12E-01	18226	2. 21E-0	
17489	8.65E-02	16296	9.76E-03	17394	9. 38E-02	17540	1.06E-01	17113	5. 29E-01	18228	2. 07E-0	
17298	6. 25E-02	16155	9.29E-03	17466	6. 34E-02	17773	1.04E-01	17088	4.82E-01	17485	1.67E-0	
17466	4.06E-02	16233	7.15E-03	17219	5.38E-02	17769	9.46E-02	17002	3. 31E-01	18063	9. 52E-0	
17226	3.89E-02	16727	3.75E-03	17024	4. 52E-02	17686	7.88E-02	17074	3. 24E-01	18280	8. 03E-0	
17113	3.86E-02	16482	2.70E-03	17230	2.95E-02	17096	6.12E-02	17017	2.87E-01	17398	7.01E-0	
17412	2. 93E-02	16771	2.66E-03	17330	2.89E-02	17706	5.31E-02	17061	2.61E-01	17484	5.98E-0	
17515	2.89E-02	16418	2.39E-03	16984	2.55E-02	17110	3.90E-02	16971	2. 23E-01	17905	4. 20E-0	
16955	2.88E-02	3091	1.11E-03	16605	2. 49E-02	17333	3. 71E-02	16556	1.96E-01	18016	4. 12E-0	
17369	2.09E-02	17059	7.14E-04	17215	1.98E-02	17562	3.13E-02	17118	1.84E-01	18029	2.95E-0	
16547	1.62E-02	9049	3.55E-04	16638	1.38E-02	16891	2. 78E-02	17047	1.51E-01	18030	2. 52E-0	
16843	1.47E-02	11699	1.41E-04	16912	7.54E-03	17032	2. 32E-02	17124	1.21E-01	17977	2. 40E-0	
16844	1.21E-02			16728	6.85E-03	16783	1.53E-02	16258	9.15E-02	17696	1.94E-0	
17055	1.08E-02			16580	3. 26E-03	17323	1.52E-02	16657	7.62E-02	17991	1.89E-0	
16524	9. 10E-03			16579	2. 38E-03	17481	1.44E-02	16625	7.06E-02	18222	4. 87E-0	
17056	8. 72E-03			17382	1.57E-03	17136	8. 02E-03	16906	6.67E-02	18121	4. 14E-0	
17204	7. 27E-03			16624	1.14E-03	17466	7.68E-03	16901	6. 42E-02	17854	2. 84E-0	
16849	2.36E-03			16544	1.01E-03	16753	3. 13E-03	17037	6. 07E-02	18093	1.76E-0	
15673	6. 39E-04			15993	5. 39E-04	17629	2. 05E-03	16789	5. 28E-02	11280	1.58E-0	
16713	6.08E-04			16872	4. 67E-04	16481	7.67E-04	16660	4. 58E-02	17397	6.18E-0	
13521	3.93E-04			12335	3. 12E-04	16825	6.88E-04	16448	2.87E-02	14810	2. 42E-0	
16714	2. 69E-04					1859	2. 23E-04	16500	5.44E-03			
2416	2.36E-04					12138	1. 47E-04	16160	4. 53E-03			
10724	1.20E-04					16855	1. 40E-04	15169	8.16E-04			
15105	1.07E-04					16123	1.26E-04	8612	4. 22E-04			
						15745	1. 23E-04	15756	1.60E-04			
								2943	1.54E-04			
								10625	1.34E-04			
								15045	1.23E-04			
								8127	1.12E-04			
								13715	1.11E-04			
								15394	1.08E-04			
								14058	1.00E-04			

表 6.1.4-9 坑道に交差する主要割れ目の流量算定結果(0.5L/min 以上の止水対策後)

0
1
1
1
1
1
1
1
2
2
2
2
2
2
2
2
2
2
2
3
3
3
3
3
4
4



図 6.1.4-67 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R01)(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-68 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R05)(0.5L/min以上の止水対策後)



図 6.1.4-69 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R06)(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-70 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R07)(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-71 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R08)(0.5L/min 以上の止水対策後)



図 6.1.4-72 坑道壁面の湧水量分布(HR1_R10)(0.5L/min 以上の止水対策後)

(5) 止水対策後の処分孔湧水量分布

a. 0.1L/min 以上の処分孔に対する止水対策結果

各リアライゼーションの処分孔毎の湧水量のグラフを図 6.1.4-73 に示す。また、処分孔毎の グラウト変化率を表に示す。止水対策により処分孔湧水は平均で 0.27L/min から 0.11L/min と 39%に低減したが、止水対策を行った処分孔のみでは湧水量は 33%に低減している。

各処分孔と交差する割れ目の内、1.0×10⁻⁴L/min 以上の流量をもつ割れ目の流量を表 6.1.4-11~表 6.1.4-12 に示す。

また、各リアライゼーションの処分孔と交差する 0.01L/min の流量を持つ割れ目の分布と処 分孔湧水量分布を図 6.1.4-74~図 6.1.4-83 に示す。

リマライゼーション	処分孔湧水量変化率(%)													
·)))れビーション	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10				
HR1_R01	29%	33%	<i>39%</i>	146%	24%	123%	37%	47%	32%	101%				
HR1_R02	25%	31%	124%	159%	30%	27%	37%	139%	23%	15%				
HR1_R03	105%	107%	104%	34%	108%	175%	36%	29%	146%	92%				
HR1_R04	26%	105%	110%	103%	101%	31%	106%	104%	100%	100%				
HR1_R05	101%	<i>49%</i>	182%	48%	32%	121%	128%	27%	309%	108%				
HR1_R06	105%	38%	27%	28%	31%	33%	122%	34%	105%	103%				
HR1_R07	101%	102%	121%	22%	34%	27%	16%	51%	22%	24%				
HR1_R08	34%	19%	<i>50%</i>	54%	24%	33%	<i>39%</i>	<i>39%</i>	104%	102%				
HR1_R09	100%	135%	100%	100%	101%	101%	47%	153%	100%	22%				
HR1_R10	103%	44%	40%	195%	26%	103%	103%	102%	102%	102%				
グラウト孔のみ 変化率平均		33%												

表 6.1.4-10 処分孔毎の湧水量変化率(0.5L/min 以上の止水対策後)













赤枠は止水対策実施孔

図 6.1.4-73 処分孔毎の湧水量算定結果(0.1L/min 以上の止水対策後)

IJ	リアライゼーショ	ョン1	IJ	アライゼーショ	ョン2	IJ	「アライゼーショ	ョン3	IJ	アライゼーショ	ン4	リアライゼーション5			
HR1_R01pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R02pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R03pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R04pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R05pit	割れ目番号	流量 (L/min)	
	ゆるみ域	1.60E-02		ゆるみ域	1.93E-02		ゆるみ域	1.35E-02	4	ゆるみ域	3. 20E-03		ゆるみ域	1.56E-03	
1	17056	1.03E-04	1	15585	5. 77E-03	1	9027	2. 93E-04	I	16751	4. 99E-02		17052	5. 54E-02	
	17412	1.93E-02		16019	4. 77E-03		16859	4. 07E-02	0	ゆるみ域	1.75E-02		ゆるみ域	4. 26E-02	
	ゆるみ域	8. 19E-03		ゆるみ域	6. 10E-03		ゆるみ域	1.66E-02	Z	16751	1.63E-03	0	3889	2. 32E-03	
	12994	2. 14E-04	2	15517	5.68E-04		15839	4. 39E-04		ゆるみ域	5.39E-02	2	4986	1.65E-04	
2	16849	1.84E-02		15837	5. 22E-02	2	16276	2. 62E-04	2	4619	1.02E-03		17059	6. 62E-03	
2	17458	2. 18E-02		ゆるみ域	2. 14E-02	2	16572	3. 34E-02	3	4621	1.02E-03		ゆるみ域	2. 45E-02	
	17489	2. 21E-03	2	4238	9. 53E-03		16856	1.93E-02		16409	3.67E-03	3	15105	4. 93E-03	
	17515	6. 65E-02	з	11396	5. 24E-04		16882	3. 59E-03		ゆるみ域	1.16E-03		15482	2. 17E-04	
	ゆるみ域	8. 11E-03		15837	1.39E-02		ゆるみ域	1. 71E-02	4	12443	1.39E-04		ゆるみ域	1. 18E-02	
3	12136	1. 57E-03		ゆるみ域	3. 48E-02	2	15962	2. 07E-03		14012	6. 23E-04	1	16296	4. 14E-03	
	16524	1.08E-02	4	10359	1.02E-03	3	15963	1. 50E-02		ゆるみ域	1.07E-02	4	16482	1. 46E-02	
	17332 3. 52E-03		10763 4. 71E-04	16856	4. 55E-02	5	13144	1.58E-03		16713	6. 81E-02				
	17458	4. 20E-02	Б	ゆるみ域	3. 59E-03	1	ゆるみ域	1.04E-02		15530	3. 92E-04		ゆるみ域	4. 24E-02	
4	ゆるみ域	5. 10E-02	5	16406	4. 48E-02	4	16869	5. 93E-02	6	ゆるみ域	5. 30E-03	5	15227	1. 52E-04	
4	16011	1.88E-03		ゆるみ域	5.06E-03		ゆるみ域	4. 99E-03	0	16622	3. 35E-02		17078	2. 18E-01	
	ゆるみ域	8. 39E-03	6	6401	6. 17E-04	5	13248	1. 27E-03	7	ゆるみ域	3. 78E-02	г	ゆるみ域	1.60E-04	
5	2136	6. 45E-04		16237	6. 42E-03	5	15377	1. 38E-04	1	15914	2. 11E-04	1	16283	3. 73E-03	
5	17466	1.04E-01		16342	7.62E-04		16867	2. 11E-03	9	ゆるみ域	7.40E-02	8	14684	1. 43E-04	
	17468	3. 04E-04		16407	5. 42E-02	7	ゆるみ域	2. 04E-03	0	16188	1.46E-02	8	16842	1. 49E-01	
	ゆるみ域	2. 22E-02		ゆるみ域	3. 71E-02	· / ·	16505	1. 14E-01	0	ゆるみ域	2.04E-02				
6	6755	5. 07E-03	7	16305	1.02E-03		ゆるみ域	6. 71E-02	9	10871	1.44E-04				
0	6758	1.66E-04	,	16306	9. 53E-03	0	16855	1. 58E-02		ゆるみ域	1.61E-02				
	17298	1.86E-02		16407	5. 67E-02	0	ゆるみ域	4. 17E-03	10	16159	2.26E-04				
	ゆるみ域	3. 16E-02		ゆるみ域	4. 26E-02	5	15087	8. 21E-04		16710	4. 24E-04				
	10728	7. 70E-04		14122	3. 20E-04										
7	17088	8. 18E-02	8	15830	1. 51E-03										
	17368	2. 20E-03		16238	9. 31E-03										
	17467	1. 59E-01		16305	7. 43E-02										
	ゆるみ域	2. 51E-02	9	ゆるみ域	1.95E-02										
8	16844	3. 41E-04		16305	3. 33E-02										
Ŭ	17368	8. 44E-02	10	ゆるみ域	1.08E-02										
	17369	9.88E-02	10	16480	3. 09E-02										
	ゆるみ域	8. 84E-03													
Q	15590	2. 42E-03													
, s	17368	6. 94E-02													
	17369	8. 90E-02													
10	ゆるみ域	1.71E-04													

表 6.1.4-11 処分孔に交差する主要割れ目の流量算定結果(0.1L/min 以上の止水対策後)(1)

IJ	アライゼーショ	ョン6	IJ	アライゼーショ	ョン7	IJ	アライゼーショ	ョン8	IJ	アライゼーショ	ン9	リフ	アライゼーション	v 10
HR1_R06pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R07pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R08pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R09pit	割れ目番号	流量 (L/min)	HR1_R1Opit	割れ目番号	流量 (L/min)
	ゆるみ域	6. 98E-02	1	ゆるみ域	9.96E-03		ゆるみ域	1.35E-01		ゆるみ域	1.32E-02		ゆるみ域	6.85E-02
1	4896	1. 27E-04	2	ゆるみ域	1.39E-02		12259	7. 46E-04	1	15025	2.07E-04	1	12373	2. 45E-03
	4899	2. 32E-02	2	16695	1.74E-04		16500	3. 21E-02		16809	6.95E-03		16212	9.60E-04
	ゆるみ域	6. 12E-04	3	ゆるみ域	4. 97E-02	1	17088	2. 28E-01		ゆるみ域	4. 29E-02		ゆるみ域	3.06E-02
2	13327	3. 33E-04	5	6715	2. 74E-04		17113	6. 73E-02	3	13143	2.64E-04		2633	3. 77E-04
2	17325	8. 19E-02		ゆるみ域	4. 68E-03		17118	1. 32E-01	5	16265	2.64E-03		17678	6. 67E-03
	17382	4. 65E-03	4	14826	1. 73E-04		17147	1. 29E+00		16266	1.22E-02	2	17747	5. 11E-03
	ゆるみ域	1.99E-03		17540	2. 68E-03		ゆるみ域	1.06E-02		ゆるみ域	1.92E-03		17808	1. 58E-02
3	16638	2. 30E-02		17750	2. 04E-01	2	16500	4. 29E-03	4	16090	1.32E-02		18121	1. 29E-02
	17382	3. 64E-03	5	ゆるみ域	2. 64E-02		17147	7. 83E-02	т	16265	1.01E-02		18226	1.01E-02
	17514	7. 42E-04	Ŭ	17773	1. 23E-02		ゆるみ域	5. 24E-02		16266	6.39E-02		ゆるみ域	1.73E-02
	ゆるみ域	1.50E-02	6	ゆるみ域	4. 46E-02	3	13913	3. 28E-03		ゆるみ域	7.46E-04		8030	9.86E-04
4	17024	5. 15E-03	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	17773	4. 95E-02	Ū	17047	9. 69E-02		11238	3.76E-04	3	17397	2.90E-02
	17517	9. 55E-02	_	ゆるみ域	3. 91E-02		17145	3. 64E-01	5	14830	2.78E-04	, °	17398	5.89E-03
	ゆるみ域	1.04E-02	7	12039	2. 09E-03		ゆるみ域	2. 62E-02	-	14831	3. 48E-04		18303	3. 62E-02
5	11265	2. 09E-04		17605	9. 46E-03		4694	3. 64E-03		15080	1.19E-04		18307	3.00E-01
-	16984	1. 79E-02	_	ゆるみ域	2.82E-02	_	12227	7. 32E-05		16055	6. 43E-04		ゆるみ域	6. 26E-02
	17466	2.17E-02	8	17743	1. 72E-03	4	15835	1.82E-03	_	ゆるみ域	6.75E-03		4880	1.55E-03
	ゆるみ域	2. /4E-04		1/802	5. 61E-01	-	1665/	1.28E-02	1	15984	1.38E-02	4	5093	8. 49E-04
6	1/441	1. 25E-01		ゆるみ域	2. 24E-04		1/128	7. 45E-02		16616	5. /3E-02		16451	1. 33E-03
	1/480	8.6/E-02	9	15925	1.05E-04		1/145	2.64E-01	8	ゆるみ域	1.60E-02		16452	1.02E-04
/	ゆるみ域	1.26E-02		1/802	1.95E-01	-	ゆるみ域	5. 25E-02		15962	1.34E-01		16542	2. 40E-04
	ゆるみ或	8.56E-03	10	ゆるみ或	1.34E-02	5	10057	3. 31E-03	9 - 10 -	ゆるみ或	9.35E-02		ゆるみ或	7.54E-03
8	15768	7.51E-04	10	10 17466 5.02	5. 02E-03		1/145	3.90E-02		10511	1. /6E-04	5	9370	4.86E-04
	10080	4. 20E-04		17029	2. 04E-02		1660	3. 31E-02		16106	9.97E-03		1000	3. 14E-03
	17230	3.80E-02	-			6	17074	2.87E-02 1.52E-01		10100	9. 39E-02		10220 ゆてれば	2.08E-02
0	12515	1.90E-02	-			0	17074	1. 03E-01					14つの頃	4. 10E-02
9	13516	1. ZZE=03	-				17145	2. 10E-02 2. 42E-01					2073	0. 92E-04
	13510	1. JJL-03	-				17145	2. 42L-01					2013	5 22E-03
10	6120	1 74E-04					3674	1.22E 01				6	6904	1 16F-03
	0120	1. / 42 04	1			7	7335	1.25E-02					6906	9 46F-04
						1	17012	1.20E 02					8569	4 75F-03
							17074	1, 14F-02					18203	1, 22F-02
							ゆるみ域	4. 63E-02					ゆるみ域	5. 09E-02
							16971	7. 56E-03				7	6931	7. 05E-04
						8	17017	1. 18E-02					ゆるみ域	2. 75E-02
							17124	6. 70E-02				8	14433	4. 88E-04
						^	ゆるみ域	4. 14E-02					18029	1.63E-02
						9	9810	5. 83E-03					ゆるみ域	9.94E-03
							ゆるみ域	7. 62E-03				9	18222	2.97E-04
						10	14023	1. 27E-04					ゆるみ域	4. 33E-02
							14645	2. 98E-04				10	6313	3. 63E-04
						-	•	•					17194	1.58E-03

表 6.1.4-12 処分孔に交差する主要割れ目の流量算定結果(0.1L/min 以上の止水対策後)(2)



図 6.1.4-74 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R01)(0.1L/min以上の止水対策 後)



図 6.1.4-75 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R02)(0.1L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-76 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R03)(0.1L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-77 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R04)(0.1L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-78 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R05)(0.1L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-79 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R06)(0.1L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-80 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R07)(0.1L/min以上の止水対策 後)



図 6.1.4-81 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R08)(0.1L/min 以上の止水対策 後)


図 6.1.4-82 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R09)(0.1L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-83 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R10)(0.1L/min以上の止水対策 後)

b. 0.5L/min 以上の処分孔に対する止水対策結果

各リアライゼーションの処分孔毎の湧水量のグラフを図 6.1.4-84 に示す。また、処分孔毎の グラウト変化率を表に示す。止水対策により処分孔湧水は平均で 0.27L/min から 0.17L/min と 61%に低減したが、止水対策を行った処分孔のみでは湧水量は 32%に低減している。

各処分孔と交差する割れ目の内、1.0×10⁻⁴L/min 以上の流量をもつ割れ目の流量を表 6.1.4-14 に示す。

また、各リアライゼーションの処分孔と交差する 0.01L/min の流量を持つ割れ目の分布と処 分孔湧水量分布を図 6.1.4-85~図 6.1.4-90 に示す。

	処分孔湧水量変化率(%)													
57 JA 2-232	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10				
HR1_R01	101%	101%	102%	107%	116%	108%	25%	142%	26%	97%				
HR1_R02	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%				
HR1_R03	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%				
HR1_R04	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%				
HR1_R05	100%	104%	118%	112%	28%	117%	127%	27%	144%	233%				
HR1_R06	100%	101%	101%	101%	128%	31%	120%	103%	103%	101%				
HR1_R07	101%	102%	120%	22%	109%	106%	104%	<i>52%</i>	23%	105%				
HR1_R08	34%	106%	44%	33%	115%	32%	37%	112%	103%	101%				
HR1_R09	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%				
HR1_R10	101%	111%	40%	192%	102%	102%	102%	102%	102%	102%				
グラウト孔のみ 変化率平均	32%													

表 6.1.4-13 処分孔毎の湧水量変化率(0.5L/min 以上の止水対策後)



赤枠は止水対策実施孔

図 6.1.4-84 処分孔毎の湧水量算定結果(0.5L/min 以上の止水対策後)

表 6.1.4-14 処分孔に交差する主要割れ目の流量算定結果(0.5L/min 以上の止水対策後)

U T	リアライゼーション1 リアライゼーション5		リアライゼーション6			リアライゼーション7			リアライゼーション 8			リアライゼーション10						
HR1_R01	割れ目	流量	HR1_R05	割れ目	流量	HR1_R06	割れ目	流量	HR1_R07	割れ目	流量	HR1_R08	割れ目	流量	HR1_R10	割れ目	流量	
pit	番号	(L/min)	pit	番号	(L/min)	pit	番号	(L/min)	pit	番号	(L/min)	pit	番号	(L/min)	pit	番号	(L/min)	
	ゆるみ域	4.84E-02	1	ゆるみ域	1.55E-03		ゆるみ域	6. 60E-02	1	ゆるみ域	9.96E-03		ゆるみ域	1.37E-01		ゆるみ域	6.75E-02	
1	17056	3. 48E-04		17052	5.50E-02	1	4896	1. 24E-04	0	ゆるみ域	1.38E-02		12259	7.66E-04	1	12373	2. 45E-03	
	17412	7.43E-02		ゆるみ域	7.89E-02		4899	2. 28E-02	2	16695	1.71E-04		16500	3. 08E-02		16212	8. 21E-04	
	ゆるみ域	2.15E-02		1420	2.05E-04		ゆるみ域	1.95E-03	0	ゆるみ域	4.93E-02	1	17088	2. 27E-01		ゆるみ域	1.07E-01	
	3653	1.03E-04		3889	5.16E-03		11737	1. 45E-04	্য ব	6715	2.70E-04		17113	6.68E-02		2633	1.64E-03	
	12994	2. 43E-04	2	4986	5.43E-04		13327	1.02E-03		ゆるみ域	4.67E-03		17118	1.30E-01		17678	1.79E-02	
2	16849	1.90E-02		15105	2.45E-04	2	15050	3. 25E-04		14826	1.71E-04		17147	1.28E+00	2	17747	2.89E-03	
	17458	4.74E-02		17059	2.57E-02		17325	2. 22E-01	4	17540	2.62E-03		ゆるみ域	5.44E-02		17808	2. 25E-02	
	17489	4.91E-03		ゆるみ域	1.61E-02		17382	8. 28E-03		17750	2.01E-01	2	16500	2.84E-02		18121	3. 22E-02	
	17515	2.63E-01	3	15105	2.98E-03		ゆるみ域	5. 03E-03		ゆるみ域	7.80E-02		17147	4. 30E-01		18226	2.12E-02	
	ゆるみ域	1.67E-02		15482	1.35E-04		16638	8.90E-02	5	6995	1.06E-04		ゆるみ域	4.83E-02		ゆるみ域	1.69E-02	
	12135	1.05E-04		ゆるみ域	1.89E-02	3	17382	1. 48E-02		17773	4.66E-02		13913	2.63E-03		8030	9.60E-04	
	12136	3.30E-03		1657	2.03E-04		17514	1.77E-03		ゆるみ域	2.03E-01	3	17047	9.19E-02	•	17397	2.85E-02	
3	16524	2.32E-02	4	16296	7.43E-03		ゆるみ域 5.02E-02	6	17773	1.67E-01		17145	3. 15E-01	3	17398	5.79E-03		
	17332	1.36E-02			16482	2.49E-02		15782	1.65E-04		ゆるみ域	2.80E-01		ゆるみ域	2.55E-02		18303	3.56E-02
	17458	1.16E-01		16713	1.78E-01	4	17024	1.88E-02	7	12039	1.77E-02		4694	3.60E-03		18307	2.96E-01	
	ゆるみ域	3.75E-02		ゆるみ域	4. 20E-02	-02	17517	3. 51E-01	-	17605	3.16E-02		15835	1.78E-03		ゆるみ域	6.18E-02	
4	16011	1.28E-03	5	15227	1.24E-04		ゆるみ域	4. 89E-02	8	ゆるみ域	2.91E-02	4	16657	1.24E-02	4	4880	1.54E-03	
	ゆるみ域	2.36E-02		17078	1.88E-01 1.57E-04	-01 5 -04 5	11265	6. 93E-04		17743	1.70E-03		17128	7.36E-02		5093	8. 39E-04	
_	2136	2.22E-03	_	ゆるみ域			16984	5. 35E-02		17802	5.63E-01		17145	1.14E-01		16451	1.31E-03	
5	17466	5.10E-01	/	16283	3.71E-03		17466	1.07E-01		ゆるみ域	1.88E-04		ゆるみ域	2. 44E-01		16542	1.96E-04	
	17468	1.56E-03		14684	1.42E-04		ゆるみ域	2. 54E-04	9	15925	1.28E-04		6697	2. 24E-04		ゆるみ域	2.97E-02	
	ゆるみ域	1.96E-02	8	16842	1.49E-01	6	17441	1.14E-01		17802	2.02E-01	5	15805	2.61E-04	_	9370	1.65E-03	
	6755	4. 24E-03		I			17480	8. 35E-02		ゆるみ域	5.93E-02		16657	1.52E-02	5	11617	1.27E-02	
6	6758	1.38E-04	1			7	ゆるみ域	1. 24E-02		4365	1.73E-04		17145	2.04E-01		18228	1.03E-01	
	17298	1.66E-02					ゆるみ域	2. 93E-02	10	5698	1.94E-04		ゆるみ域	3. 30E-02		ゆるみ域	4.11E-02	
	ゆるみ域	2.46E-02					15768	1. 70E-03		17466	2.30E-02		16660	2.87E-02		2873	5. 58E-04	
	10728	6.00E-04				8	16580	2. 23E-03		17629	9.07E-02	6	17074	1.54E-01		2875	1.51E-03	
7	17088	3.34E-02					17230	1. 15E-01		11			17143	2.17E-02		3232	5.14E-03	
	17368	1.54E-03					ゆるみ域	1.91E-02					17145	2. 39E-01	6	6904	1.09E-03	
	17467	1.24E-01				9	13515	1. 20E-03			·		ゆるみ域	1.17E-01		6906	8.91E-04	
	ゆるみ域	7.60E-02					13516	1.50E-03					3674	1.21E-02		8569	4. 70E-03	
	10121	1.36E-04					ゆるみ域	5.95E-02				7	7335	1. 24E-02		18203	1.20E-02	
	15050	1.51E-04				10	6120	1. 74E-04					17012	1.39E-01	_	ゆるみ域	5.06E-02	
8	16844	5.56E-04							1				17074	1.08E-02	1	6931	7.02E-04	
	17368	1.42E-01									·		ゆるみ域	1.57E-01		ゆるみ域	2. 74E-02	
	17369	4.16E-01											15365	1.44E-04	8	14433	4.86E-04	
	ゆるみ域	8.09E-03	1									8	16971	3. 16E-02	-	18029	1.63E-02	
	15590	2. 24E-03	1									-	17017	1. 48E-03		ゆるみ域	9. 91E-03	
9	17368	5. 15E-02	1										17124	1.90E-01	9	18222	2.96E-04	
	17369	7. 53E-02	1										ゆるみ域	4. 11E-02		ゆるみ域	4. 31E-02	
10	ゆるみ域	1.65E-04	1									9	9810	5. 82E-03	10	6313	3. 62E-04	
			1										ゆるみ域	7. 60E-03		17194	1. 57E-03	
												10	14645	2. 31E-04		I		



図 6.1.4-85 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R01)(0.5L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-86 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R05)(0.5L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-87 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R06)(0.5L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-88 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R07)(0.5L/min以上の止水対策



図 6.1.4-89 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R08)(0.5L/min 以上の止水対策 後)



図 6.1.4-90 処分孔交差割れ目分布と処分孔湧水量分布(HR1_R10)(0.5L/min 以上の止水対策 後)

6.1.5 幌延の水理地質構造モデルによる周辺坑道の影響評価解析の実施

処分坑道周辺に別の坑道が存在している場合、その坑道が水抜き孔の役割を果たし、対象とす る処分坑道周辺の間隙水圧が低下するため、処分孔への湧水量が低減する。6.1.4 で構築した水 理地質構造モデルを対象として浸透流解析を行うことにより、周辺坑道が処分孔の湧水量に与え る影響評価を行った。本検討では、特に周辺坑道の影響評価を目的とした浸透流解析を実施した。

具体的解析方法としては、100m 四方の 3 次元解析領域に複数の坑道を設定し、浸透流解析を 行うのが直接的であるが、3 次元割れ目ネットワークに複数坑道をモデル化するとパイプネット ワークのパイプ数が増加し、解析負荷が大きくなり、解析ができなくなる可能性がある。そのた め、感度評価の段階においては、周辺坑道による間隙水圧の低下を坑道横断方向の 2 次元理論浸 透流解析により別途計算し、その値を 3 次元割れ目ネットワークモデルの境界条件として設定す ることで、坑道 1 本の解析でも複数坑道の影響を考慮したと想定する試解析を行った(図 6.1.5-1)。 この境界条件の設定を変えることでパラスタを行い、複数坑道による影響の感度評価を行った。



図 6.1.5-1 感度解析の実施フロー図

(1) 2 次元理論浸透流解析による坑道周辺水圧低下の算定

複数坑道の影響を考慮したパラメータスタディを行うための境界条件を求めるため、処分坑道 周辺に坑道が存在している場合の周辺間隙水圧の低下の程度を、坑道横断方向の2次元理論浸透 流解析により評価した。

複数坑道の 2 次元モデルとして、図 6.1.5・2 に示すように坑道が 3 本の場合(CASE1) と 27 本(CASE2)の 2 ケースを設定した。各ケースで坑道横断方向の 2 次元理論浸透流解析を行い、 それにより得られた対象坑道を含む 100m 四方の圧力値を 3 次元割れ目ネットワークモデルの境 界条件と設定することとした。



図 6.1.5-2 2次元理論解析モデルと3次元モデルの圧力境界設定位置

本検討における CASE1 は、図 6.1.5-3 に示す幌延の周回坑道の離隔を想定して、100m 間隔で 坑道が 3 本ある断面を設定した。中央の 1 本の坑道を対象として、坑道掘削時の周辺の圧力分布 を 2 次元理論浸透流解析により計算した。

また、CASE2 は、図 6.1.5・4 に示す 25 本の処分坑道、及び周辺の連絡坑道を横断する断面を 設定した。この時の連絡坑道間は 400m とし、処分坑道の離隔距離は「核燃料サイクル開発機構 (1999):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」[15]における IV-215、図 4.2.2・6 に示す軟岩系岩盤の離隔距離 13m とした。25 本の 処分坑道の内、中央の 1 本の処分坑道を対象とし、連絡坑道 2 本及び処分坑道 25 本を掘削時の 周辺の圧力分布を 2 次元理論浸透流解析により計算した。



図 6.1.5-3 CASE1 の 2 次元理論解析評価横断図



図 6.1.5-4 CASE2 の 2 次元理論解析評価横断図

2 次元理論浸透流解析には、複数の水抜孔を考慮した水理公式を用いた。水抜孔では、透水層 に対し複数の揚水井が存在することになり、この複数の揚水井が干渉しあう"群井効果"を考慮 した計算を行う必要がある。地下水ハンドブック[16]に示されている複数の水抜孔による"群井 効果"を考慮した計算式を用いることで、トンネル・水抜き孔の流量・水頭分布の計算が可能に なる。計算方法を図 6.1.5-5 に示す。ちなみに図 6.1.5-5 の(2)式は集水暗渠の式に相当する。

(4)水抜孔が配置されたトンネル周辺の流れ

半無限の透水層の深さHの位置に半径 R_0 のトンネルがある。トンネルの中心からRの周辺状に 水抜孔が配置されており、i番目の水抜孔の中心位置を(xi,yi)、半径 r_i とする。 i番目の水抜孔からの流量 Q_i で水抜きを行った場合に、点(x,y)におけるポテンシャル φ は 次式で与えられる。ただし、 $H/R \gg 1$ とする

ここに、/は水抜孔の長さである。 次に水抜流量Q/は次のn元の1次連立方程式より求められる。

ここに、 ε は既設のトンネル工事に起因する長期的なトンネル周辺の水頭変化を表し、 Σ' はi=jを除いた総和を示す。 $r_{ij} = \sqrt{(x_i - x_j)^2 + (y_i - y_j)^2}$ であり、水抜孔やトンネル内で 大気圧となれば、式(2)の $(p/\omega)_j = 0$ である。

また、この時のj番目の水抜孔はトンネル自身も含めて考える。



図 6.1.5-5 水抜孔が配置されたトンネル周辺の流れの計算方法

地下水ハンドブックから抜粋

解析条件として、割れ目を含む岩盤の透水係数 6×10⁻⁹m/sec の均質場、初期水頭 350m とし、 坑道は坑道直径 5m で 100m 延長、圧力は大気圧として設定した。各ケースの解析結果を図 6.1.5-6、 図 6.1.5-7 に示す。

中段に示す全水頭の圧力分布をみると、坑道を中心に水頭は低下していることが分かる。対象 坑道を含む 100m 四方の圧力分布を、図の最下段に示す。これらの最小値は、CASE1 では坑道間 で 115.1mまで圧力が低下している。2.3.2 で1坑道について圧力低下を検討した計算結果は 200m 程度にまで低下であったが、今回は坑道に囲まれた区間であるためにより低下が大きくなったと 考えられる。また、CASE2 では坑道間でほぼゼロまで圧力が低下していることが分かる。

湧水量は CASE1 で中央の対象坑道で 9.9L/min (100m 延長)、3 坑合計で 34.2L/min であった。また、CASE2 では中央の対象坑道で 1.3L/min (100m 延長)、27 坑合計で 62.9L/min であった。

計算条件



全水頭計算結果





図 6.1.5-6 2次元理論解析結果 (CASE1)

計算条件







図 6.1.5-7 2次元理論解析結果 (CASE3)

(2) 境界条件をパラメータにした3次元割れ目ネットワークによる浸透流解析

(1) での計算結果を基に、処分坑道周辺に坑道が存在していることによる周辺間隙水圧の低下 量のパラメータを設定し、6.1.3 で構築した水理地質構造モデルの境界条件として設定した(図 6.1.5-8)。これにより周辺坑道による水圧低下が処分孔湧水量に与える影響について感度解析を行った。



図 6.1.5-8 2次元理論解析結果の3次元割れ目モデルへの適用イメージ

感度解析結果を表 6.1.5-1、表 6.1.5-2 に示す。表 6.1.5-1 は CASE1 の解析結果、表 6.1.5-2 は CASE2 の解析結果を示す。図 6.1.5-9 には境界条件を 350m とした初期解析結果に対する各 ケースの総湧水量の比較を行った結果を、図 6.1.5-10 には初期結果に対する各ケースの処分孔湧 水量の平均値及び湧水量 0.1L/min 以下の処分孔数の比較を行った結果を示す。初期に対して湧水 量は CASE1 で 40%、CASE2 で 15%程度に低減しており境界条件による効果が大きいことがわ かる。また、処分孔湧水量は CASE1 で 8% (平均値)、CASE2 で 3%にまで低減しており、この ため 0.1L/min 以下の処分孔の孔数は初期において 51 孔だったのが、CASE 1 では 92 孔、CASE2 では 99 孔とほとんどの処分孔で 0.1L/min 以下になっていることがわかる。

図 6.1.5-11 には、CASE1 における各処分孔の初期に対する湧水量の比較を示す。各孔とも大きく減少しているが均一に減少しているわけではなく、減少の程度に差があることがわかる。

リアライ	初期 総湧水量	CASE1 坑道湧水量	·····································											湧水量 0.1L/min以下	
ピーション	(L∕min)	(L/min)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	(L∕min)	の処分孔数	
R01_01	7.55	2.78	0.04	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.03	0.02	0.10	0.00	2.99	10	
R01_02	10.48	4.23	0.02	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.03	0.01	0.00	0.09	4.40	10	
R01_03	3.05	1.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	1.07	10	
R01_04	3.79	1.48	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	1.52	10	
R01_05	3.90	1.20	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.21	10	
R01_06	8.43	3.14	0.02	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	3.33	9	
R01_07	11.69	4.08	0.00	0.00	0.00	0.16	0.02	0.00	0.06	0.11	0.00	0.04	4.47	8	
R01_08	49.01	19.50	0.44	0.04	0.11	0.14	0.02	0.19	0.06	0.00	0.00	0.00	20.50	6	
R01_09	2.57	0.81	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.84	10	
R01_10	10.83	4.10	0.02	0.01	0.14	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.28	9	
平均	11.13	4.24					0.0)2					4.46	合計92孔	

表 6.1.5-1 CASE1の浸透流解析結果

リアライ	初期 総湧水量	CASE2 坑道湧水量	処分孔湧水量(L/min)											湧水量 0.1L/min以下
ピーション	(L/min)	(L/min)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	(L/min)	の処分孔数
R01_01	7.55	0.96	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.04	0.00	1.03	10
R01_02	10.48	1.68	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.04	1.75	10
R01_03	3.05	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	10
R01_04	3.79	0.51	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53	10
R01_05	3.90	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	10
R01_06	8.43	1.01	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	1.09	10
R01_07	11.69	1.29	0.00	0.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.02	0.03	0.00	0.01	1.38	10
R01_08	49.01	7.61	0.18	0.02	0.04	0.05	0.01	0.06	0.02	0.00	0.00	0.00	7.99	9
R01_09	2.57	0.30	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.31	10
R01_10	10.83	1.33	0.00	0.00	0.05	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.39	10
平均	11.13	1.53					0.0	01					1.61	合計99孔

表 6.1.5-2 CASE2の浸透流解析結果



図 6.1.5-9 各ケースでの総湧水量の比較



図 6.1.5-10 各ケースでの処分孔湧水量平均、0.1L/min 以下の処分孔数の比較



図 6.1.5-11 処分孔毎の初期と CASE1 の湧水量の比較

6.2 まとめ

昨年度の研究においては、処分坑道や処分孔への湧水量の評価を行うために一般的な地下環境 および幌延 URL に関する文献等を参考とした「割れ目ネットワークモデル」を作成し、このモ デルを用いた処分坑道、処分孔へ湧水量、及びその分布の算定及び止水対策による湧水量低減の 検討を行い、「割れ目ネットワークモデル」による解析的手法の有効性を示した。

昨年度の成果を基に本年度の研究は、本年度に公開される幌延 URL350m 坑道の水理データを 用いて「割れ目ネットワークモデル」の修正を行い、モデルの算出湧水量が現実的なものとなる ように改良を行うこと、また、改良したモデルを用いて、止水対策の感度解析を実施することに より、地下水の止水に際して有効となる要素を抽出・検討すること、を目的とした。具体的は以 下に示す項目を実施した。

- ① 割れ目ネットワークによる水理モデル構築のための幌延の地質・水理データの整理
- ② 幌延の実測データに整合する水理地質構造モデルの構築
- ③ 幌延の水理地質構造モデルに基づく止水工法の感度解析の実施
- ④ 幌延の水理地質構造モデルによる周辺坑道の影響評価解析の実施
- ・幌延 URL の 350m 調査坑道に関する資料を基に、割れ目ネットワークによる水理地質構造モ デル構築のためのデータ整理を行った。これにより幾何学的パラメータセットと水理パラメー タセットを設定した。境界条件の内、坑道湧水量の実測値として、水平坑道 1m あたりの湧水 量を 0.107L/min/m と設定した。
- ・設定した割れ目パラメータセットに基づき作成した割れ目ネットワークモデルに対しパイプネットワークによる浸透流解析を実施し、処分坑道への湧水量を算定した。幌延 URL350m の実測湧水量データと比較を行い、解析値と実測値が整合しない場合、坑道周辺のグラウト施工の実績や間隙水圧分布を考慮に入れ、実測値に整合させた水理地質構造モデルを作成した。このモデルに水理試験再現解析を行うことでパイプネットワークの水理地質構造モデルを構築し、これに対し浸透流解析を行うことで坑道への湧水量を算定した。幌延 URL350m 坑道の実測坑道湧水量と比較を行った結果、解析値と実測値はほぼ同じであったことから、今回作成したモデルは実測値を反映した水理地質構造モデルとなっていると判断した。
- ・処分坑道や処分孔を設定した水理地質構造モデルによる浸透流解析を行った結果、0 リアライ ゼーションの各処分孔の湧水量は平均で 0.27L/min を示し、湧水量が 0.1L/min 以下の処分孔 は全 100 孔の処分孔の内、51 孔、湧水量が 0.5L/min 以下の処分孔は 86 孔であった。処分孔 内の EDZ からの湧水は平均で 22%を占めていた。止水対策工は、処分孔周辺へのグラウト注 入を想定して、一定の湧水量を超過した処分孔周辺 1.5m 範囲に対して、この範囲を通過する パイプの透水性を一律 13%に低減するという条件でモデル化した。これにより、湧水量が 0.1L/min 以上の処分孔へ止水対策を行った結果、処分孔への湧水量は平均で 39%に低減し、 対策実施孔では 34%であった。また、湧水量が 0.5L/min 以上の処分孔へ止水対策を行った結 果、処分孔への湧水量は平均で 61%に低減し、対策実施孔では 33%であった。この対策により

処分坑道への湧水は平均で 8.41L/min から 8.66L/min (0.1L/min 以上対策)、8.44L/min (0.5L/min 以上対策) とやや増加し、処分孔についても対策を行っていない処分孔では平均で 0.01L/min 増加するという結果になった。

- ・処分坑道や処分孔を設定した水理地質構造モデルによる浸透流解析を行った結果、10 リアライ ゼーションの各処分孔の湧水量は平均で 0.27L/min を示し、湧水量が 0.1L/min 以下の処分孔 は全 100 孔の処分孔の内、51 孔、湧水量が 0.5L/min 以下の処分孔は 86 孔であった。処分孔 内の EDZ からの湧水は平均で 22%を占めていた。止水対策工は、処分孔周辺へのグラウト注 入を想定して、一定の湧水量を超過した処分孔周辺 1.5m 範囲に対して、この範囲を通過する パイプの透水性を一律 13%に低減するという条件でモデル化した。これにより、湧水量が 0.1L/min 以上の処分孔へ止水対策を行った結果、処分孔への湧水量は平均で 39%に低減し、 対策実施孔では 34%であった。また、湧水量が 0.5L/min 以上の処分孔へ止水対策を行った結 果、処分孔への湧水量は平均で 61%に低減し、対策実施孔では 33%であった。この対策により 処分坑道への湧水は平均で 8.41L/min から 8.66L/min (0.1L/min 以上対策)、8.44L/min (0.5L/min 以上対策) とやや増加し、処分孔についても対策を行っていない処分孔では平均で 0.01L/min 増加するという結果になった。
- ・周辺坑道が処分孔の湧水量に与える影響の感度評価を行うため、周辺坑道による間隙水圧の低 下を坑道横断方向の2次元理論解析により計算し、この計算値を3次元割れ目ネットワークモ デルの境界条件として設定することで、複数坑道の影響を考慮したと想定する感度解析を行っ た。2次元理論解析として、坑道が3本の場合(CASE1)と27本の場合(CASE2)の2ケー スを設定し、これにより境界条件を設定した。これに基づき湧水量の計算を行った結果、処分 孔湧水量はCASE1で8%、CASE2で3%にまで低減しており、このため0.1L/min以下の処分 孔の孔数は初期において51 孔だったのが、CASE1では92 孔、CASE2では99 孔とほとんど の処分孔で0.1L/min以下を示した。

これらの結果から得られた知見としては、

- ① 割れ目ネットワークモデルを改良するにより、幌延 URL350m 坑道で得られている現実的な 坑道湧水量を再現することができた。このモデルを処分坑道や処分孔の湧水量評価に用いる ことにより、均質モデルでは評価できなかった割れ目による湧水量のばらつきを評価するこ とが可能であることを示せた。
- ② 止水対策をモデル化することで、それによる効果や周辺坑道、周辺孔へ与える影響を定量的に評価することができた。今回のモデル化ではグラウトによる周辺孔の湧水量増加は絶対値としてはそれほど大きくないが、部分的に大きな増加を示す孔もある。
- ③ 周辺坑道掘削による間隙水圧低下を境界条件として与えることで湧水量へ与える影響を評価 することができた。周辺間隙圧の低下は湧水量へ与える影響は大きく、周辺坑道を水抜き孔 として見ると湧水低減対策には効果的な対策であることが分かった。

今後の課題としては、

- ① 止水対策のモデル化について、今回は処分孔周辺の1.5m 範囲を、均一に透水性を13%に低減することでモデル化を行ったが、その他にもモデル化の方法は考えられる。改良の程度に関しては、改良範囲を全て一定の透水性に低下させるという方法が考えられ、改良範囲に関しては事前に粒子を流すシミュレーション解析を行って浸透範囲を同定した後で、その範囲を改良範囲とするという方法も考えられる。実際のグラウト結果に基づいて最適なモデル化方法を検討する必要がある。また、今回は止水対策対象孔の改良が、全て同時に実施されたという条件で処分孔湧水量の解析を行った。これは処分孔掘削前に処分孔掘削位置へ先進ボーリングを行い、この調査結果から湧水が予測される処分孔の周辺に対しプレグラウトで掘削前に改良を行うという想定でのシミュレーションであった。このような事前調査で予測するのではなく、実際に処分孔を掘削した後の湧水量計測結果を基にポストグラウトを行う対策も考えられる。ポストグラウトにおいては対策実施の順序により隣接処分孔の湧水量の変化が予想されるので、この影響を評価しておく必要があると考えられる。
- ② 周辺坑道の影響のモデル化について、今回は2次元理論解析から複数坑道が存在する場合の 間隙水圧分布を算定し、これを境界条件として3次元割れ目ネットワークによる浸透流解析 を実施した。解析の負荷を考慮したためこのような感度解析のみを行ったが、3次元解析領 域に複数の坑道を設定し浸透流解析を行うのが直接的である。3次元割れ目ネットワークモ デルに対し複数坑道をモデル化できるよう解析コードを改良する必要がある。これが可能な らば、全体の間隙水圧低下だけでなく隣接坑道と連続した割れ目による処分孔湧水への影響 のモデル化ができる。また、坑道掘削の順序による処分孔湧水へ与える影響も評価できると 考えられる。

- [1] 国立研究開発法人 日本原子力研究開発機構 幌延深地層研究センターホームページ http://www.jaea.go.jp/04/horonobe/shisetsuseibi kouji.html
- [2] Hatanaka, K., Lim, D.-H. and Ishii, E.: Geo-Descriptive Modeling of Water Conducting Features Characterized in Sedimentary Formation in Horonobe Area of Japan, Mater. Res. Soc. Symp. Proc Vol. 1265, 1265-AA-06-04, 2010.
- [3] Lim, D.-H., Hatanaka, K. and Ishii, E.: Site Characterization & Preliminary Performance Assessment Calculation Applied To JAEA-Horonobe URL site of Japan., Transactions of the Korean Nuclear Society Autumn Meeting Jeju, Korea, October 21-22, 2010.
- [4] 鈴木俊一,本島貴之,井尻裕二,青木広臣:確率統計理論による亀裂特性データ相互関係の 整理と数値解析モデルによる妥当性検証,土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.185-195, 2009.
- [5] Fisher, N.I., T.Lewis, and B.J.J.Embleton : Statistical Analysis of Spherical Data., p.88, 1987.
- [6] 青柳和平,川手訓:幌延深地層研究計画 平成 25 年度地下施設計測データ集, JAEA-Data/Code 2015-017, 2015.
- [7] 日本原子力研究開発機構:幌延深地層研究計画 平成 26 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2015-017, 2015.
- [8] 日本原子力研究開発機構:幌延深地層研究計画 平成 25 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2014-039, 2014.
- [9] 澤田純之,中山雅,石川誠:幌延深地層研究計画 地下施設建設におけるプレグラウチングの 注入実績データ集ー換気立坑のプレグラウチング結果-,JAEA-Data/Code 2013-018, 2013.
- [10] 石橋ほか:地下坑道での調査データに基づく坑道周辺領域における水理地質構造モデルの 構築(その1),第42回岩盤力学に関するシンポジウム講演集,pp.101-106, 2014.
- [11] 埼玉大学地圏科学研究センター:割れ目系岩盤を対象とした地質構造のモデル化に関する 研究,核燃料サイクル開発機構 委託研究成果報告書,JNC TJ7400 2002-004, 2002.
- [12] 鹿島建設株式会社:平成 26 年度「地層処分技術調査等事業 処分システム工学確証技術開発」のうち「人工バリア品質/健全性評価手法の構築・緩衝材」地下水流入工法に関する検討成果報告書, 2015.
- [13] 中嶌ほか:地下坑道での調査データに基づく坑道周辺領域における水理地質構造モデルの 構築(その2),第42回岩盤力学に関するシンポジウム講演集,pp.107-112,2014.
- [14] 例えば、山下ほか:割れ目ネットワークモデルを用いた物質移動に関する研究(その1)、 平成26年度第69回土木学会全国大会年次学術講演会、CS9-045,2014.
- [15] 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,1999.
- [16] 地下水ハンドブック編集委員会:地下水ハンドブック,建設産業調査会, p.84, 1990.

第7章 まとめ

7.1 はじめに

本調査では、2.1.1 に示したように、平成 21 年度以降、理想的な系における小規模試験、単純 な系における土槽試験、さらには複合的な系における工学規模試験へと、緩衝材の性能評価上問 題となる現象の影響を試験によって確認し、検討すべき現象を段階的に絞り込みながらスケール アップさせることを基本として試験を実施している。表 7.2.1-1 に試験分類を示す。

再冠水時に考慮すべ き緩衝材の挙動	小規模試験	土槽試験	工学規模試験 (複合問題)
地下水浸潤	(a): 不飽和浸潤速度	—	—
	(b): 施工品質(密度分	(c): 施工品質(密度分	—
	布)の均質化	布)が再冠水に及ぼす	
		影響	
		(d): 異種材料界面を	
		有する緩衝材の浸潤状	
		況	
	(e): 再冠水時のガスの		
	影響		
緩衝材の化学変質	(f): 緩衝材の Ca 型化	-	—
緩衝材の流出	(g):緩衝材表面近傍の	-	(h):幌延地下施設
	止水性能評価		における緩衝材流
			出試験

表 7.2.1-1 試験分類

平成23年度より、本検討の試験計画の基本方針であるスケールアップを実践し、試験(a)をス ケールアップした土槽規模試験として、(c):施工品質(密度差)が再冠水時に発生する現象に及 ぼす影響の調査のための試験、を開始した。さらに、(g):緩衝材表面近傍の止水性能評価、及 び(h):幌延地下施設における緩衝材流出試験の中で、小規模から工学規模までの緩衝材流出試 験を、段階的に試験規模を拡大しながら実施している。また、上記の試験に加え、本研究では、 湧水による緩衝材への影響に着目し、処分孔周辺の地下水流量を解析的に求めた。 7.2 平成 27 年度の成果

平成27年度の成果を取りまとめると、以下のようになる。

7.2.1 緩衝材への地下水浸潤に関わる調査

(1) 緩衝材の地下水浸潤状況の評価

1) 長尺ベントナイト供試体を用いた一次元浸潤速度取得試験(密度一定条件)

浸潤速度を取得することは、再冠水による緩衝材の膨潤挙動をモデル化する上で非常に重要で ある。そこで本研究では、一次元が成り立つと考えられる簡単な境界条件における水と海水相当 のイオン強度の NaCl 水溶液(0.5M)が緩衝材に浸潤する際の速度を取得することを目的して試験 を実施した。

乾燥密度 1.6Mg/m³、初期含水比 10%のケイ砂 30wt%含有ベントナイトの供試体 (φ 50mm×1,000mm)に対して、蒸留水と NaCl 水溶液を通水した。その結果、蒸留水の場合の通水 圧 60kPa(水位差+7.5kPa)に対して NaCl 水溶液は 0kPa (水位差+7.5kPa)に制御した場合でも同 等に浸潤が進むことがわかった。

蒸留水のケースの場合、飽和度が1%高くなる場所を浸潤フロントと定義すると、浸潤フロントの位置 d(mm)は、給水時間 t(day)の指数関数として d=60t^{0.35} で近似できた。この関係式に基づいて浸潤フロントが供試体上部(浸潤距離 1000mm)まで到達する時間を算出すると、約8.5 年となる。この結果は、浸潤フロント位置 d(mm)が給水時間 t(day)の平方根に比例するという毛細管現象による水の拡散速度の理論式である Washburn 式よりも緩慢である。理論式と実測値を比較すると、浸潤フロントが 650mm 以下では実測値は d=26t^{0.5} で表され、理論式と良く整合するが、650mm 以上では、理論式に比べ実測位置が徐々に遅くなる傾向を示している。

NaCl 水溶液の場合、浸潤フロントの位置 d(mm)と給水時間 t(day)の関係は d=14t^{0.5}と近似で きるが、浸潤速度は蒸留水の場合よりも遅いことが明らかとなった。

また、飽和度が95%以上となる場所を飽和フロントと定義すると、飽和フロントの進展状況 は、蒸留水の場合に比べ NaCl 水溶液の場合の方が速い。なお、飽和フロントが供試体上部(浸 潤距離1000mm)まで到達する時間を近似式から計算すると、蒸留水の場合で約34年、NaCl 水 溶液の場合で約25年となった。

浸潤速度と飽和速度で違いが出る原因は、NaCl水溶液の場合、そのイオン強度の影響でモン モリロナイトが凝集し、毛細管現象に寄与する微小な空隙が減少することに起因すると考えられ る。浸潤速度に対しては、NaCl水溶液の場合に毛管現象が妨げられるため遅くなり、飽和速度 は NaCl水溶液の方が浸潤が遅い分、入口から飽和度が高くなっていくために早いと考えられ る。

2) 長尺ベントナイト供試体を用いた一次元速度取得(変形条件)

実際の処分場環境での緩衝材への地下水浸潤は、緩衝材の膨潤変形も伴っているものと考えら れる。本調査は、膨潤変形の変位を求めることを目的として実施した。本試験は、前項と同じ試 験装置を用いて、緩衝材の膨潤変形を許容した系での蒸留水が緩衝材に浸潤する際の浸潤フロン トの移動速度を取得しつつ、膨潤による変位も測定した。

高さ 300mm、直径 50mmの供試体の上部 700mm分を蒸留水で満たし、自由吸水できる条件 で膨潤量試験を実施した。他の条件は、前述の一次元浸潤速度取得試験(密度一定条件)と同等 とした。膨潤中の密度分布は比抵抗計測と目視観察によって行った。

試験開始直後の観察では、水と接している最上部の層のみが著しく膨潤した。試験は継続して 実施中である。

(2) 施工品質(密度差)が緩衝材の膨潤挙動に及ぼす影響の調査

1) 密度分布が圧縮ベントナイトの膨潤量に及ぼす影響

本研究は、密度分布を有する緩衝材が再冠水によって膨潤し、密度が均一化するかどうか、均 一化しなければどの程度の密度分布が残留するのか、さらに平衡膨潤圧と乾燥密度との関係を取 得し、モデル化することを目的としている。

本試験では、密度の異なる供試体同士を、ピストンを介して直列に繋いだ膨潤量試験(直列 膨潤量試験)に設置し、乾燥密度 1.8Mg/m³ と 1.4Mg/m³ (Case1)、2.0Mg/m³ と

1.2Mg/m³(Case2)、1.7Mg/m³ と 1.5Mg/m³ の(Case3)という 3 つの組み合わせで試験を実施し、 密度分布、膨潤圧等を取得した。以下に蒸留水を浸潤させた場合と NaCl を浸潤させた場合の結 果を示す。

(a) 試験結果 (蒸留水のケース)

全ての試験ケースにおいて、高密度の供試体と低密度の供試体の密度が均質となるような挙動 を示すが、最終的に密度差は残留した。また、初期の密度差が大きいものほど、残留密度差が、 大きくなった。

解体した直列膨潤量試験のうち高密度供試体(初期乾燥密度:2.0Mg/m³)と低密度供試体

(初期乾燥密度 1.2Mg/m³)の解体を行い、密度分布を計測した。両供試体共に、有意な密度分 布が内部に残った状態で定常状態に達していた。またこの密度分布は、供試体作製時の底部側で 密度が小さく、試験中に膨潤するピストン側でも密度が小さかった。これは、供試体作製時の密 度分布が反映したものと考えられる。

(b)試験結果(NaCl水溶液ケース)

0.5MのNaCl水溶液を使用した密度差のある供試体の直列膨潤量試験においても、すべての ケースで密度差が残った状態で定常状態に達した。

ただし、NaCl水溶液の試験の方が残留密度差が大きいことが分かった。さらに、蒸留水のケースに比べ、NaCl水溶液ケースの方が膨潤圧は小さい傾向を示した。このことは、NaCl水溶液を用いて実施した場合の直列膨潤量試験の膨潤量は、蒸留水のケースに比べ、イオン強度の影響で小さいことによるものであると考えられる。また、直列膨潤量試験では、2つの供試体のうち、高乾燥密度供試体の乾燥密度の値が大きい程、膨潤量が大きくなる傾向が得られた。

NaCl水溶液のケースにおける直列膨潤量試験中の給排水量の経時変化から、直列膨潤量試験の2つの供試体のうち、乾燥密度が大きい供試体の方が、給水量が大きいことが分かった。これは、乾燥密度が大きい供試体は吸水膨潤するためであると考えられる。

また、直列膨潤圧試験の結果として得られた残留密度分布に Kozeny-Carman 則を適用し、残 量密度差に起因する透水係数分布を取得した。試験後の透水係数は蒸留水のケースで 10⁻¹³m/s オーダーであるのに対し、NaCl 水溶液のケースでは 10⁻¹¹m/s から 10⁻¹²m/s 程度となり、NaCl 水溶液の方が大きくなった。

2) 応力履歴が圧縮ベントナイトの膨潤量に及ぼす影響

前項の試験の結果の力学的な解釈の妥当性を検証するために実施した、密度が同じであっても 応力履歴が異なる供試体として、正規圧密供試体(乾燥密度 1.6Mg/m³に静的に締固めた後に体 積拘束条件で飽和したもの)と過圧密供試体(乾燥密度 1.8Mg/m³に静的に締固めた後に乾燥密 度 1.6Mg/m³まで膨潤させながら飽和したもの)の2種類の供試体を使用した。これらの供試体 同士をピストンを解して直列に繋いだ膨潤圧試験では、両供試体が同じ密度であるのにも関わら ず、応力状態が釣合っていないため変形(密度分布)が生じることが分かった。このことからベ ントナイトは均質化するまで膨潤するのではなく、力が釣合い状態に至るまで膨潤するという解 釈できる。

本年度は、応力履歴の影響を調べる試験のうち、蒸留水を用いた直列膨潤量試験の供試体の解体を行った。供試体作製時にセルに投入した試料の乾燥質量 90.84g が正規圧密供試体で

2.26g、過圧密供試体で3.5g減少していた。この質量の低下は、排水中に含まれる水溶性の塩類 によるものと考えられる。密度分布に着目すると、過圧密供試体の上下端が膨潤して試験開始時 に比べ乾燥密度が低下していることが分かった。このことから、過圧密供試体が正規圧密供試体 に圧縮された原因に、応力履歴が膨潤圧に及ぼす影響以外にも、直列膨潤試験前の膨潤過程によ る密度分布の影響も含まれる可能性があることが分かった。さらに、解体時の除荷による体積膨 張も乾燥密度の低下の一因であると考えられる。

イオン強度 0.5 の NaCl 水溶液を用いて応力履歴が膨潤挙動に及ぼす影響についても試験を実施した。蒸留水を用いた直列膨潤量試験の供試体の解体の結果、密度分布が生じていたため、 NaCl 水溶液で過圧密供試体の作製は、先に飽和させてから膨潤させることとした。試験では、 前述の蒸留水と同様に、正規圧密供試体が過圧密供試体を押し戻す傾向が見られ、蒸留水と同様 の傾向であった。

以上から、ベントナイトは均質化するまで膨潤するのではなく、力が釣合い状態に至るまで膨 潤するという解釈は妥当であると考えられる。

(3) 施工品質による密度分布の均質化の検討

本調査は、緩衝材の施工法を緩衝材の密度分布、隙間の有無、間隙の大きさなどで代表させ、 様々な地下水組成の条件で緩衝材の施工方法に起因する密度分布などが再冠水時の膨潤挙動、膨 潤による均質化挙動に及ぼす影響を調査するために実施した。 試験では供試体寸法が W700 mm×H200 mm×D150mm の土槽を使用した。本年度は、ブロ ックとペレット両方を用いて蒸留水を通水させたものを解体した。また同様のブロックとペレッ トを用い、密度差をつけた供試体に NaCl 溶液(0.5M)を底面から通水させる試験も実施し た。土槽背面には浸潤状況を取得するための比抵抗計測用の電極を設置し、緩衝材の飽和度を計 測した。

蒸留水を通水した試験ケースでは、比抵抗計測では十分に飽和していると判断されたが、土槽 を解体した結果では飽和度が80%前後という結果となった。これは、給水停止から解体までの 期間静置したことによる乾燥や、比抵抗電極を配置している供試体の背面と土槽の界面に選択的 に水が吸水されたことも原因として考えられた。

NaCl 水溶液(0.5 M)を用いたケースでは、溶液は土槽上部までは 30 分程度で到達した。蒸留水の場合と異なるのは、NaCl 水溶液で間隙が満たされたペレットは、その場で膨潤するのではなく、崩れながら、一旦、土槽下部に沈殿し、その後に膨潤している点であった。さらに、蒸留水の場合と異なり、膨潤後のペレット部には空隙が再度発生するという現象が起きていなかった。このことは、一見、ペレットが NaCl 水溶液を給水して膨潤し、空隙をシールしているように考えられるが、蒸留水の場合とは異なり、十分に膨潤しておらず、透水係数が大きいために給水が継続しているために生じていると考えられる。また、ペレット部に供給されている NaCl 水溶液が、ブロック部に対して側方からの NaCl 水溶液の供給源となっている状況も観察された。さらに目視観察から、ブロック部に対しては、下面からとペレット側からの NaCl 水溶液が供給されるため、浸潤面(浸潤に伴って色調が暗くなっている領域)がL字型に進展していた。このことは、比抵抗計測結果と整合している。

膨潤圧の経時変化では、ペレットが充填されている範囲で給水後に膨潤圧が急激に低下した。 これは給水に伴うコラプス(崩壊)が発生したためだと考えられる。一方、ブロック側の膨潤圧 は、設置時の圧が大きなブロックは給水に伴うコラプスで応力が低下しているが、設置時の圧が 比較的小さなブロックは給水に伴って膨潤圧が増加傾向を示している。この傾向が進めば、膨潤 圧分布は均一化の方向に向かうものと考えられる。

(4) 湿潤による間隙空気の移行調査

本試験は、再冠水時に緩衝材中にトラップされた空気が地下水の浸潤挙動に及ぼす影響を調べるために実施している。

試験では、1000mmの長尺アクリルセルの中央にポーラスメタルを配置して、その上下を乾燥密度 1.6Mg/m³のベントナイトで挟み込むようにセットした供試体を用いて、間隙空気の浸潤への影響を検討した。

試験の初期段階では、給水による空隙体積の減少に伴う間隙空気圧は増加し、間隙水への間隙 空気の溶解による間隙空気圧の減少などの現象はほとんど発生していなかった。試験時の膨潤圧 は、既往の研究における同じベントナイト系緩衝材の同密度の平衡膨潤圧(0.6MPa~0.7MPa) と同等の値であった。

間隙空気圧と大気圧の経時変化から、給水圧が低い段階では、、背圧が減少傾向を示した。これ は、間隙の空気が間隙水に溶存したためだと考えられる。しかしながら、給水圧を増加させると、 減少傾向であった間隙空気圧が増加に転じた。その後、間隙空気圧は、約2年間で増減があった が、最終的に安定した。このことから、供試体への物質移動の収支が、給水と間隙水への間隙空 気の溶存のみで決まり、不規則な間隙空気の移動などが生じていないものと考えられる。

試験の終盤で、上下面の比抵抗値が低下する傾向が得られた。その原因としては、供試体中央 部が膨潤することによって供試体の上下端面が圧縮されて乾燥密度が増加することなどが考えら れる。

7.2.2 化学変質が緩衝材の膨潤挙動に及ぼす影響の調査

Na型ベントナイトを蒸留水で飽和した後に CaCl2水溶液を通水したケース(Case1)、Na型ベ ントナイトに直接 CaCl2水溶液を通水したケース(Case2)、Ca型ベントナイトに CaCl2水溶液 を通水したケース(Case3)のそれぞれの供試体を解体し、Ca型化を調べた。この結果、全ての試 験で概ね均一に Ca型化していることが分かった。このことと前年度までの成果から、飽和と Ca型化に対して透水係数は可逆的で、膨潤圧は非可逆的であるという可能性がある。これは、 Ca型化と飽和の発生する順番で膨潤圧が異なる可能性があるということを意味している。ま た、一旦飽和させてから Ca型化させると膨潤圧が低下するという傾向が見られた。

7.2.3 緩衝材の流出に関わる検討

(1) 小型セルによる緩衝材流出試験

本年度は模擬幌延地下水を用いて、直径 110mm、高さ 45mmのセルに 100ml/min~0.1ml/min で通水試験を実施した。溶存成分が複数ある溶液での試験としての意味と同時に、次項で示す、 幌延深地層センターで行っている原位置試験と比較するための試験としての意味を持った試験で ある。さらに、花崗岩セルを用いて、蒸留水を通水する試験も行った。この試験は、これまでに 得られた水みちの生成状況がセルの材質に依らないことを確認し、原位置試験とも比較するため に実施したものである。この花崗岩の透水係数は 5×10⁻¹²m/s 程度であり、幌延の地下坑道の堆積 岩(珪質泥岩)とほぼ同等である。

幌延の模擬地下水を用いた場合、以前に行ったイオン強度が 0.5M の NaCl 水溶液や CaCl2水 溶液を用いた場合より小さいため、流出した物質が塊状であったり、沈殿物が水みち内で上下動 するような現象は見られなかった。この程度のイオン強度であれば、流出現象に対する影響は小 さいと考えられる。総流量と流出量の関係も蒸留水を用いた場合の結果と同等であった。

アクリルセルの代わりに花崗岩製のセルを用いて蒸留水による緩衝材流出試験を実施した結果 はアクリルセルの場合と概ね同様であった。総流量とエロージョン質量の関係もアクリルセルを 用いた場合の結果と同等であった。この結果より、緩衝材の流出の際にできる水みちは、アクリ ルセルの特徴である不透水であること、表面が平滑であるという条件に依存せず、緩衝材との境 界面が透水性のあるものであり、凹凸があった場合にも生成することが明らかとなった。

(2) 給排水の位置関係が緩衝材の流出に及ぼす影響

本試験では、イオン強度及び化学変質による緩衝材の沈殿物が試験セルから流出する系(給排 水の位置によって流出を可能とする)で同様の試験を実施し、緩衝材流出に対するイオン強度の 影響を検討した。7.2.1の長尺ベントナイト供試体を用いた浸潤速度取得試験及び間隙空気圧移 行試験で使用した緩衝材膨潤の試験機(1000mmの長尺アクリルセル)を横に倒した使用して 試験を実施した。給水はセルの褄部の上部から行い、排水はセルの坑口部から行い、イオン強度 と陽イオン種をパラメータとした。使用した水溶液は、蒸留水、NaCl水溶液(イオン強度 0.5)、CaCl2水溶液(イオン強度 0.5)である。

水みちの形成状況や送水圧の経時変化が異なるものの、溶液の種類によって総流量と流出量の 関係は大きく異ならないことが分かった。傾向としては、NaCl水溶液、蒸留水、CaCl2水溶液 の順で総流量と緩衝材流出量の関係の勾配が急になった。

送水圧の経時変化などの供試体全体のアウトプットは流出物の閉塞などによる影響を受けるた めに境界条件によって変化するが、流出現象は、基本的には水みち近傍の現象であり、水みちが 形成されてしまえば、水みち近傍は境界条件によって大きな差異がないため、総流量と流出量の 関係は境界条件の影響を受けにくいものと考えられる。

(3) ベントナイトの粘度による緩衝材の限界流速の検討

流量と流出量への関係がベントナイトの材料特性に依存するかを求めることを目的として、 ベントナイトの限界流速(緩衝材が流出しない最大の流量(降伏値))を取得した。

試験では、水みちを流れる水との界面近傍の膨潤した緩衝材を模擬したベントナイトスラリー の濃度(乾燥密度)ごとのせん断強度を回転粘度計で取得した。同時に、水の相対速度と粘性抵 抗の関係を取得することにより、ある乾燥密度まで膨潤した緩衝材の限界流速を求めた。

ばらつきが大きいが、乾燥密度が大きくなる程、降伏値が大きくなる傾向が得られた。この傾向は、乾燥密度 0.07Mg/m³(7%濃度相当)程度を変曲点として急増していた。この試験結果を 近似するに当たり、ベントナイト系人工バリア材料のせん断強度がρd~logP 平面において直線 となるという既往の研究から、下記のような関係式が得られた。

 $\tau_f = 0.1 + 0.1e^{\left(\frac{0.6\rho_d - 0.009}{0.0045}\right)}$ (数式 5.1.3-1)

(4) 工学規模緩衝材流出試験

本試験は、試験規模(試験系の大きさ、排水孔の位置等)が緩衝材流出現象に与える影響について検討するために実施している。

試験では、寸法が ϕ 560 mm×h600 mmであるセルに、 ϕ 500 mm×h600 mmで膨潤後の乾燥密度が 1.6Mg/m³である供試体を定置し、シリンジポンプで 0.1L/min となるようにしてセルが満たさ れるまで蒸留水を注水した。その後、流量を 1ml/min に低減して緩衝材流出現象を確認した。

その際、給水をセルの側面上部から行い、対面側のセルの側面下部から排水するよう設定した。これは、前年度セルとの間に隙間がある条件で蒸留水を下面から上面に向かって一次元的に

通水させたものと比較するためである。結果として、水みちが形成され、緩衝材流出現象が継続 した。解体結果も水みちが形成された箇所の飽和度が高く、乾燥密度が比較的小さかった。

試験で総流量と流出量の関係を取得したが、給排水位置の影響は小さいという結果となった。

(5) 緩衝材施工技術の高度化

平成 26 年度まで緩衝材流出現象に対する緩衝材の膨潤効果について検討を行った、膨潤の効 果を見るために、吹付施工により、孔壁からの湧水を模擬した鉄製の壁に緩衝材を設置し、湧水 を抑制できるかどうかを確認した。前年度までに試験は終了しており、緩衝材の吹付による湧水 の止水はできないという結果であった。

今年度は、吹付施工で作製した実規模 1/4 リング緩衝材の解体を行った。緩衝材供試体は 2 ケースであり、それぞれ堆積岩を模擬した面状の湧水、若しくは結晶質岩を模擬した噴水状の湧水 を発生させたものである。

両ケースともに湧水環境下で吹付けによって施工した緩衝材の密度分布を計測した結果、均質 であったため、吹付け工法であれば緩衝材を所定の品質で施工できることが分かった。

飽和度に関しては、給水側に飽和度の増加がみられるが、廃棄体側での飽和度の増加量が堆積 岩のケースに比べ小さい。これは、局所的に吸水した場合、水みち近傍のみが局所的に飽和しな がら膨潤し、流出するために、深部まで十分に水が供給されないためであると考えられる。

また、解体した緩衝材は、モールドと接している緩衝材の界面はほとんどが赤サビ、若しくは 黒サビによって変色していた。特に、空気と接触し難い部分は黒く変色していたことが確認され た。変色した部分は鉄がイオン交換によって取り込まれる、あるいはベントナイトが別の鉱物に 変質している、等の可能性が考えられる。

(6) 地下研究施設における緩衝材流出試験

実際の処分環境に近い地下環境下において、湧水の状態を制御することによって、実際の岩盤 で緩衝材と処分孔の間に水みちが起こる条件を確認することを目的として幌延深地層研究センタ 一の 350m の地下坑道内で緩衝材試験を実施した。

試験をするにあたり、試験材料の製作と試験環境の整備を以下のように行った。

・試験で流出試験で用いる緩衝材ブロックを作成した。ブロックの乾燥密度は短期試験に供する 1.6 Mg/m³のものと、長期試験に供する 1.9 Mg/m³ のものとした。。形状はドーナツ型を 8 等分にした形で、高さ 10cm である。ドーナツ型の外径は 540cm、内径は 210cm である。

・併せて、これを試験孔に挿入する際の定置治具の作成も行った。

・実施場所である幌延350m水平坑道の試験坑道5の試験孔2および3の環境改善として、 モルタル打設による孔壁上部の緩み域からの湧水の止水、リボーリングによる試験孔の延長、亀 裂を模擬した注水ボーリングの削孔を実施した。

予備試験として実施した湧水量測定では、上記の止水工事により止水によって試験孔3の上部 からの湧水が止水され、試験孔3の湧水の大半が注水ボーリング孔からとなったことが確認され た。ただし、試験孔3の孔壁から0.4L/minの湧水があった。 短期注水試験では、事前の試験体の膨潤状況の確認により、注水ボーリングからの湧水が試験 孔に流入する状態で約2L/minの流量があるではパイピングが生じること、注水ボーリング孔か らの流入を止めることによって湧水量が約0.4L/minに低減すると、水みちが閉塞傾向となるこ とが確認された。その後の定流量注水試験では水の流れる流路が狭いときに、抵抗を受けて水圧 が上昇すること、流路が拡張する際に注水側の水圧が低下することなどが確認された。

上記の試験では、試験孔からの流出水を吸光度分析によって濁度を計測し、ベントナイト量に 換算して流出量を測定したが、流出水を全量回収できる機構にはなっておらず、定量的な評価は できなかった。また、今回の試験では水圧の急激な変化によって噴出した時にベントナイトが回 収され、ベントナイト濃度が高く測定された。

水みちは緩衝材上部にできた穴の目視による確認、および注水ボーリング孔を通しての色水の 導入により注水口から上部まで貫通していることが確認できた。また、試験終了後、緩衝材供試 体を引き上げた際には、供試体表面に水みちが残っていた。

今回の短期試験では、水みちができることを確認することを目的の一つとしたために、乾燥密 度が 1.6 Mg/m³として、敢て膨潤後の乾燥密度が低くなる条件での試験を行った。また、水みち ができる条件を得るために注水量を変化させての試験を行い、水圧が重要な要素であることが分 かったが、試験条件を変動させ、また試験を繰り返し行うために自己修復による水みちの閉塞を 促すなどの過程の含んでいるため、緩衝材流出の起こる条件として、定量的な評価ができていな いと思われた。この結果を受けて、現在、乾燥密度 1.9 Mg/m³の供試体を使用し、0.1L/minの 一定条件で注水する条件で、長期試験を実施中である。

長期試験では、定置後初期に水圧が上昇したが、1週間ほどで急激な低下があり、その後水圧 は低いまま安定している。供試体上部に穴も見られることから、水みちが継続的に存在している と考えられる。

7.2.4 再冠水時の緩衝材のモデル化・解析に関わる検討

本年度に公開された幌延 URL350m 坑道の水理データを用いて前年度に構築した「割れ目ネ ットワークモデル」の修正を行い、モデルの算出湧水量が現実的なものとなるように改良を行っ た。改良したモデルを用いて、止水対策の感度解析を実施することにより、地下水の止水に際し て有効となる要素を抽出・検討することを目的とし、解析を実施した。本年度は下記の成果が得 られた。

割れ目ネットワークモデルを改良することにより、幌延 URL350m 坑道で得られている現実 的な坑道湧水量を再現することができた。このモデルを処分坑道や処分孔の湧水量評価に用いる ことにより、均質モデルでは評価できなかった割れ目による湧水量のばらつきを評価することが 可能であることを示せた。

さらに、止水対策をモデル化することで、それによる効果や周辺坑道、周辺孔へ与える影響を 定量的に評価することができた。今回のモデル化ではグラウトによる周辺孔の湧水量増加は絶対 値としてはそれほど大きくないが、部分的に大きな増加を示す孔もあった。 以上から、坑道湧水量について実測値に即した水理地質構造モデルを作製し、そのモデルによ り止水対策の効果を解析的に求めることができ、割れ目ネットワークモデルによる解析が工学的 対策の効果を予測するためのツールとして適用性があることを示すことができた。