



わが国における高レベル放射性廃棄物 地層処分の技術的信頼性

—地層処分研究開発第2次取りまとめ—

分冊2 地層処分の工学技術



平成11年11月26日

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

〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松4番地49

核燃料サイクル開発機構

技術展開部 技術協力課

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to:

Technical Cooperation Section,

Technology Management Division,

Japan Nuclear Cycle Development Institute

4-49 Muramatsu, Naka-gun, Ibaraki 319-1194,

Japan

ま え が き

平成9年4月に公表された原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会報告書「高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発等の今後の進め方について」(以下、「専門部会報告書」という)に従い、核燃料サイクル開発機構は関連する研究機関等の協力を得て、地層処分研究開発の第2次取りまとめを進めてきた。

第2次取りまとめは、1992年に公表した第1次取りまとめの成果を受けて、わが国における地層処分の技術的信頼性を示すとともに、2000年を目安に設立される実施主体が処分事業を進めるうえでの処分予定地の選定、安全基準の策定の技術的拠り所を与えるものであり、国の評価を経て2000年以降の研究開発を具体化するうえで重要なものと位置づけられている。

わが国においては、1984年の原子力委員会放射性廃棄物対策専門部会報告書によって、研究開発にあたり岩石の種類を特定することなく幅広い地質環境を対象とすることとされている。また地層処分に関する安全規制上の基準については現在準備段階にある。これらのことから第2次取りまとめは、専門部会報告書に示された技術的課題に対する科学的知見を積み重ねることによって、わが国の地層処分概念を一般的に検討しその成立性を概括的に論じたものであり、地層処分計画を研究開発の段階から実施段階に進めることについての技術的な判断材料となることを意図している。

取りまとめにあたっては、研究開発の成果を積極的に公開し、技術的内容について個々に評価を受けるとともに、取りまとめの過程においても種々の機会を利用して国内外から広く意見を求めてきた。平成9年9月には、第2次取りまとめに向け、関係研究機関等の協力を一層進めるため、日本原子力研究所、地質調査所、防災科学技術研究所、電力中央研究所、原子力環境整備センター、電気事業連合会、高レベル事業推進準備会、核燃料サイクル開発機構の各機関および大学の専門家による「地層処分研究開発協議会」が発足した。この協議会のもとに設けられた検討部会とタスクフォースにおいて、ほぼ毎月1回の頻度で詳細な技術的検討が進められ、その成果は適宜第2次取りまとめに反映されてきた。

第2次取りまとめの過程で、平成10年9月および平成11年4月の2度にわたり、研究開発の進捗をドラフトとして中間的に整理し、原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会に報告するとともに公表した。さらに、これにあわせて地層処分研究開発報告会の開催、ホームページへの掲載を行い、関係する幅広い分野の専門家等の方々からご意見をいただきながら、取りまとめを進めてきた。また、専門部会報告書の指針に従い、ドラフトの段階で経済協力開発機構・原子力機関(OECD/NEA)による国際レビューを受けるとともに、ワークショップ等を通じて海外の専門家とも技術

的な内容について意見交換を行った。

このように地層処分研究開発協議会をはじめとして、多くの方々のご意見、ご協力をいただき、これらを反映して、このたび第2次取りまとめの報告書「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－」（以下、報告書の呼称として「第2次取りまとめ」という）を作成した。報告書は、総論レポートと専門部会報告書に示された主要な研究開発分野に対応する3つの分冊、分冊1「わが国の地質環境」、分冊2「地層処分の工学技術」および分冊3「地層処分システムの安全評価」から構成した。また、地層処分に関する基本的な事項、諸外国や日本の計画の進展などについてのこれまでの議論や情報を整理し、別冊「地層処分の背景」を用意した。

本報告書は、第2次取りまとめの分冊2「地層処分の工学技術」であり、総論レポートでの記述内容のうち、地層処分を実現するための工学技術に関する研究開発成果の詳細をまとめたものである。本分冊の取りまとめにおいては、総論レポートで記述した内容の根拠となる個々の研究成果の品質を示すとともに、試験研究や設計解析手法などに関する情報を詳細に補完することに留意し、試験や解析の結果だけでなく実施内容にも透明性をもたせるよう心がけた。ただし、すべての研究項目にわたって細部まで記述することは量的に困難であるため、適宜個々の研究に関する公開文献を示した。また、研究開発全体としての統合化は総論レポートに委ね、本分冊においては、人工バリアと処分施設の設計、処分場の建設・操業・閉鎖、および処分場の管理について、材料の特性などに関する基礎的研究の成果も含め、設計評価の一連の流れと具体的な設計例、技術の適用性を示した。

要 約

本報告書は、これまで核燃料サイクル開発機構が実施してきた処分技術の研究開発の成果を取りまとめたものである。その内容は、基本的に原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会報告書「高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発等の今後の進め方について」に示された第2次取りまとめの処分技術の目標および課題に応えるものとなっている。また、総論レポート第IV章の「地層処分の工学技術」に示した内容を透明性と追跡性をもって技術的に支えるものである。

専門部会報告書では、人工バリアと処分施設の設計、製作・施工、建設などに関し、第2次取りまとめの目標は、安全性を実現するための信頼性の高い人工バリアならびに処分施設についての設計要件を提示するとともに、これらが現実的な工学技術によって合理的に構築できることを示すこととされている。この目標に対して、わが国の長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を考慮しつつ、人工バリアや処分施設の設計の考え方や設計要件を示し、これらに基づいて設計を試みることにした。さらに、設計したそれらの仕様例に対して、合理的に製作、施工ができることを示すことにした。また、専門部会報告書では、処分場の地質環境と地層処分システムの状態を監視し安全性を確認するため、建設開始から閉鎖に至るまでの各段階において取得すべき情報、計測方法などを技術的に検討し、処分場の管理に関する技術的基盤を整えることとされている。これに対しては、処分場の管理の目的を明らかにするとともに、その目的に沿った、建設、操業、閉鎖の各作業段階で行われる管理の項目と、その項目ごとに取得すべき主な情報の内容を示すことにした。

本報告書は全8章から構成されている。第1章は、専門部会報告書に示された内容を踏まえて、目的、構成および概要を示し、第II章から第III章にかけては、わが国の地層処分の概念と人工バリアと処分施設の基本概念、人工バリアと処分施設の設計の基本的考え方、検討に必要な前提について論じている。第IV章では、人工バリアや処分施設の設計要件を検討し、これらに基づいて設計を試み、処分場のレイアウト、埋設後の人工バリアの健全性に関する検討結果を示している。第V章では、現状技術あるいは近い将来実現可能と考えられる技術に基づいた、処分場の建設・操業・閉鎖について論じている。第VI章では、地層処分の基本概念や制度的管理などに関する国際的なコンセンサスを念頭に、処分場の管理の目的、内容について論じている。第VII章では、国の基本方針などに示された処分の基本スケジュールと関連させて、検討した処分場のレイアウトの例に対応する全体工程について論じている。最後に処分技術の研究開発の全体的な結論として、専門部会報告書の目標や

課題に対する総括を VIII 章に示している。

人工バリアや処分施設の設計を合理的に行うために、「設計要件」、「設計の進め方」、「設計解析」を組み合わせ、設計の基本的な流れを設定した。オーバーバックや緩衝材の設置環境としては、わが国の地質環境を幅広く考慮するため、設計にあたって、オーバーバックや緩衝材の設置環境としては、地下水を降水起源から海水起源のものまで幅広くとらえることとした。また、岩盤の物性については、岩種ごとに整理した岩盤の力学特性の分布や割れ目頻度より、硬岩系岩盤データセットと軟岩系岩盤データセットに区分し、岩盤の一軸圧縮強度との相関関係などを考慮して設計に用いる各物性を設定した。このとき、文献などをもとに広く収集したデータの幅を検討し、それらが地下深部の物性を表現していると考えてよいことを東濃地域・釜石鉱山での実測値によって確認した。処分深度に関しては、地層処分の長期安全性、地質環境の特性、現状における建設技術や調査技術の適用範囲、設計において把握される深度の範囲という 4 つの観点から概略検討を行った。この結果を参考に、技術的に厳しい条件を設定することにより技術の適用範囲を幅広く示しておくという観点から、硬岩系岩盤で 1,000m、軟岩系岩盤で 500m と設定した。廃棄体を定置するためのレイアウトに関して、技術の適用範囲を幅広く示しておくという観点から、掘削・埋め戻し量と操業性の面で対照的な特徴を有する、処分坑道横置き方式と処分孔竖置き方式を例にとり、検討を行った。

オーバーバックの設計

地層処分の安全性確保の観点から、オーバーバックには、放射性核種の物理的な閉じ込めが基本的な要件として求められている。この要件に対して、オーバーバックは、少なくともガラス固化体中の放射能がある程度減衰するまでの期間、地下水をガラス固化体に接触させないようにする機能を有する必要がある。また、人工バリアが成立するための要件として、ガラス固化体および緩衝材の性能に有意な影響を与えないことや、オーバーバックの製作・施工が技術的に可能であることについても十分考慮する必要がある。設計要件のうち、オーバーバック成立の可否は、まず第 1 に腐食により定まるものと考え、耐食性の見通しを有しつつ、耐食性以外の要件に対しても有望と考えられる炭素鋼を第 1 に検討すべき材料とした。次に、その貴金属的な性質から還元性である処分環境において優れた耐食性を発揮し得る準耐食性金属に分類される銅も検討対象の 1 つとした。一方、高耐食性金属については、耐すきま腐食性の観点からチタン（低合金チタンを含む）を優先的な検討対象として取り挙げた。

炭素鋼の腐食シナリオの検討の結果、圧縮ベントナイト中において炭素鋼は不動態化しにくいことがわかった。また、水素脆化の生起の可能性、微生物による影響が生じる可能性および還元環境下において腐食生成物が炭素鋼の腐食を加速する可能性は低いと考えた。炭素鋼の腐食寿命評価においては、酸素による腐食深さ、水の還元による腐食深さを合算し、1,000 年間の腐食深さを横置き方式、硬岩縦置き方式および軟岩縦置き方式についてそれぞれ評価した結果、約 32 mm 以上の腐食代を与えることにより 1,000 年以上の放射性物質の閉込めを期待できることを示した。また、オーバーパックの置かれる環境の不確実性を考慮し、仮に炭素鋼が不動態化したとして局部腐食の生起／進展挙動を検討した。その結果、たとえ炭素鋼が不動態化した場合でも局部腐食が進展しうるのは初期の不飽和期間に限定されることが推察された。また、孔食およびすきま腐食の進展を仮定しても、酸素による腐食深さの評価は十分保守的であることが確認された。さらに、これまでの知見から処分環境において炭素鋼に応力腐食割れの生起する可能性は低いものと考えられた。

チタンの腐食シナリオの検討の結果、環境条件に応じて適切な合金種を選択すれば、チタンのすきま腐食をさけることができると考えられた。チタンの腐食寿命評価では、全面腐食と水素脆化を考慮した。すきま腐食が起こらなければ、全面腐食速度はきわめて小さく、1,000 年程度の期間における腐食深さは製作・ハンドリング上必要な肉厚と比較して無視し得るほど小さいことがわかった。また、水素脆化についてもチタン中の水素濃度の経時変化を評価した結果、1,000 年間程度では脆化しないことを示した。

銅については、酸素、硫化物による腐食と孔食の影響評価より、39 mm 以上の腐食代を与えることにより 1,000 年間の腐食寿命が期待できると考えられた。

炭素鋼オーバーパックの耐圧性の検討では、地下水静水圧、岩盤のクリープ変形、およびオーバーパックの腐食膨張後の緩衝材の圧密反力を外圧としてオーバーパックの耐圧強度計算を行い、耐圧上必要な厚さを、硬岩系岩盤で蓋部：110 mm、胴部：50 mm、軟岩系岩盤では蓋部：80 mm、胴部：30 mm と設定した。また、オーバーパック表面位置での放射線の吸収線量率を算出し、オーバーパック表面近傍の緩衝材での放射線分解を検討した結果、局部腐食の進展を防止するために放射線の遮へい上必要な厚さは約 130 mm 以上であり、ここでは設計上 150 mm と設定した。

以上の炭素鋼オーバーパックの厚さに関する評価結果より、炭素鋼オーバーパックの厚さを、岩盤の種類、オーバーパックの部位によらず、放射線遮へい厚さ 150 mm

(耐圧厚さを含む)に腐食代 40 mm を加え 190 mm と設定した。この厚さは、第 1 次取りまとめで示した厚さに比べ、約 30% 低減されたことになった。

蓋と円筒胴の製作では、鍛造による材料製造および成形加工について、現状技術で十分対応可能であり、とくに問題ないことを試作を通じて確認した。オーバーバックの封入溶接には低入熱で材料に与える熱影響を小さくでき、長期の品質保証といった観点から不純元素や異物混入の可能性の低い方法が望まれる。また操作性の観点から作業能率と遠隔自動化の可否が重要となる。いくつかの溶接法のうち電子ビーム溶接を封入溶接の有力な候補の 1 つと考えた。溶接部に対する検査には、非破壊試験や漏れ試験の適用を考えた。非破壊試験のうち超音波探傷試験はオーバーバック溶接部への適用性や自動化の観点から最も有望な方法と考えた。オーバーバックのハンドリング方法としては、電磁石や真空吸引などによる方法も考えられるが、電源喪失時の対策のほか課題が多いため、現状では把持の確実性の観点から機械的機構による方法が最適と考えた。

オーバーバックの品質管理は、材料調達にかかわる管理、材料の 2 次加工、組み立てにかかわる管理、処分場地上施設におけるガラス固化体封入時の管理、および地下での搬送や定置作業にかかわる管理に大別した。

地下深部における地質環境条件のバリエーションに柔軟に対応するといった観点から、炭素鋼オーバーバックの代替案として複合オーバーバックについても検討を行い、チタン-炭素鋼複合オーバーバック、銅-炭素鋼複合オーバーバックを試作し、製作の可能性を示した。

緩衝材の設計

長期的な安全確保の観点からは、放射性核種の移行を抑制することが緩衝材の基本的な要件となる。この要件に対しては、地下水の移動の抑制、溶解した核種の収着およびコロイドの移行の防止といった機能が求められる。また、人工バリアが成立するための要件として、製作・施工が可能であることや、人工バリアの性能にかかわる熱移動、水分移動、核種移行、応力緩和などに関する性質に有意な影響を及ぼさないことについても十分考慮する必要がある。これらの性能が長期にわたって維持されるためには、緩衝材の岩盤中への侵入、緩衝材の変質、廃棄体の沈下、ガスの移行、オーバーバックの腐食膨張の影響に関して埋設後の健全性評価解析において確認しておくことが重要である。

第1次取りまとめ以降にサイクル機構で取得したデータや国内外の研究機関における試験研究などから、緩衝材に関して、締固め特性、熱的性質、水理的特性、力学的特性、膨潤特性、化学的性質、緩衝材の乾燥収縮、透気性、コロイドフィルトレーション、高温環境下における特性、ブロック間継ぎ目の特性、変質と流出の特性のデータや知見についてまとめた。緩衝材の施工実績などから、ベントナイト 70 wt %とケイ砂 30 wt %を混合した、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のケイ砂混合体材料を緩衝材の仕様とすることとした。緩衝材厚さに関しては、応力緩衝性に着目して、オーバーバックと緩衝材の力学的相互作用を考慮して、オーバーバック耐圧厚さと緩衝材厚さの関係を求めた。その結果、合理的であると考えられる緩衝材厚さの範囲は、40cm 程度から 70cm 程度であることがわかった。本検討では、応力緩衝性能に余裕を見込み、オーバーバックの腐食量などに対してオーバーバック耐圧厚さの変動幅をできるだけ小さくすることを考慮して、緩衝材厚さを 70cm と設定した。

緩衝材の製作・施工技術に関して、釜石鉱山で実施した試験などの国内の試験研究の実績を参考に、現場締固め方式の場合の施工方法とブロック方式の場合の施工方法を検討した。その結果、縦置き方式における現場締固め方式の施工方法としては、掘削工法や、内型枠工法あるいは直接工法が実現性が高いと考えられた。一方、横置き方式の場合は、掘削工法あるいは内型枠工法、半径方向圧縮工法が実現性が高いと考えられる。ブロック方式の場合の緩衝材ブロックの分割数は、操業性および力学的な観点から、横置き方式に関しては6分割が、縦置き方式に関しては、分割なし、あるいは4分割が候補と考えられた。

緩衝材の膨出対策として、処分坑道の両端部にコンクリートプラグを、処分坑縦置方式の場合の処分孔の孔口にはキャップの設置を考えた。

緩衝材の各設計要件を満足する指標を、ベントナイトの品質と緩衝材の密度を管理項目として、現場締固め方式とブロック設置方式の施工工程と品質管理の内容を整理した。

処分施設の設計

処分場の地下施設は、人工バリアを設置するための手段を提供するもので、サイトの地質環境条件に基づいて、敷地条件や廃棄体本数などの設計上の前提となる条件を満たすように設計を行う必要がある。設計にあたっては、経済性や建設・操業・閉鎖の作業性について十分考慮するとともに、人工バリアの性能に対して有意な影響を与えないように配慮しておくことが重要である。

地下施設には、建設・操業・閉鎖時における廃棄体などの搬送のための安全な物流経路を提供することが求められる。具体的には、廃棄体の搬入路、人員や資材の運搬路、換気路、給水路、排水路、給配電路、通信路、緊急時避難路などを確保することが各坑道に求められる。このためには、各坑道が所要の内空断面（形状、寸法、断面積）を有し、建設・操業・閉鎖の各作業段階を通じて空洞の力学的安定性が確保される必要がある。

処分場の仕様およびレイアウトの検討項目として、処分坑道離間距離と廃棄体ピッチがある。これらを適切に設定するためには、連設空洞の力学的安定性およびニアフィールドの温度条件を考慮する必要がある。処分パネルの配置などの処分場全体のレイアウトを設定する際には、敷地条件（地形、敷地の形状、面積）や初期地圧の主応力方向などの地質環境条件とともに、建設・操業・閉鎖時の作業性、物流などを考慮する必要がある。核種移行遅延性能に対して有意な影響を及ぼす可能性のある透水性の高い主要な割れ目帯や断層破砕帯に対しては、水理学的特性を考慮して、適切な離隔距離を確保して処分パネルや廃棄体などを配置しておくことが重要である。

空洞の力学的安定性を確保するために必要な支保工の仕様を理論解析で算定し、次に数値解析を用いて、理論解析で求めた支保工仕様の妥当性を確認するとともに、力学的安定性の観点から必要となる坑道離間距離、処分孔間隔を設定した。その結果、硬岩系岩盤の場合、理論解析上は深度 1,000m 程度でも無支保で空洞が力学的に安定することがわかった。一方、軟岩系岩盤の場合、理論解析で求めた支保工仕様の妥当性を有限要素法による数値解析で確認することができた。また、空洞の力学的安定性を確保するために必要な坑道離間距離は、主要・連絡坑道および竖置き方式の処分坑道では、硬岩系岩盤で 10m (2.0D、D：坑道径) 軟岩系岩盤で 13m (2.6D)、横置き方式の処分坑道では、硬岩系岩盤で 13.32m (2.0D) 軟岩系岩盤で 9.99m (2.5D) となった。また、竖置き方式での処分孔間隔は、硬岩系岩盤で 4.44m (2.0d、d：処分孔径) 軟岩系岩盤で 5.55m (2.5d) となった。また、得られた坑道仕様に対し、主要坑道と処分坑道交差部の掘削が周辺地山に及ぼす影響を検討し、交差部の補強範囲を設定した。さらに、設定されたアクセス坑道、竖置き方式における処分坑道を対象に、地表面での最大加速度が 1,000gal 以上の地震を想定し静的線形解析により地震荷重に対する力学的安定性の概略検討を行った。その結果、処分場の建設時の各坑道の力学的安定性が確保されれば、地震時の坑道力学的安定性は確保できることがわかった。

ニアフィールドの温度の時間的な変化を解析し、廃棄体、緩衝材の温度が制限を下回る坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせを求めた。その結果、処分坑道縦置き方式の場合、力学的安定性から設定された最小の坑道離間距離および廃棄体ピッチの組み合わせでの緩衝材の最大上昇温度は、制限（100℃）を下回る結果となった。処分坑道横置き方式の場合、制限温度を下回る廃棄体1本あたりの専有面積は、硬岩系岩盤では約40m²/本、軟岩系岩盤では約30m²/本となる結果が得られた。

処分坑道横置き方式に関して、経済性の目安の1つとして、主要、処分坑道の総掘削量が少なくなる処分坑道離間距離および廃棄体ピッチの組み合わせを検討した。その結果、処分坑道離間距離/廃棄体ピッチは、硬岩系岩盤で13.32m(6D)/3.13m、軟岩系岩盤で9.99m(4.5D)/3.13mとなった。以上の検討結果に基づいて、建設・操業・閉鎖の作業を独立に並行して実施できるような処分場レイアウトの例示を行った。

人工バリアが埋設後も健全であることを確認するとともに、地層処分システムの安全評価に資するために、ここでは、設定した人工バリアと処分施設の仕様に基づいて、再冠水時の人工バリア挙動、人工バリアの長期構造力学安定性、人工バリアと周辺岩盤の耐震安定性、ガス移行挙動、緩衝材の岩盤内侵入について解析・評価を行った。

人工バリア埋設後のオーバーバックの腐食挙動や緩衝材の機能を評価するうえで、廃棄体埋設後に、周辺岩盤から緩衝材への地下水の浸潤にともなって緩衝材が再冠水（飽和）するまでの期間（再冠水時間）やその状態を把握するために、筥石鉱山で実施した試験結果をもとにモデルの適用性を検討し、岩盤の透水性や圧力水頭をパラメータにとってニアフィールドの熱-水-応力連成解析を実施した。その結果、再冠水時間は、岩盤の透水性、初期圧力水頭に影響され、岩盤内の初期圧力水頭が1000m程度の場合、再冠水時間は5～15年程度となった。また、想定した岩盤の透水係数の範囲であれば、圧力水頭が0m程度であっても再冠水時間は50年程度となった。

人工バリアやその周辺岩盤で長期にわたり起り得る力学的現象を整理したうえで、岩盤クリープ解析、オーバーバックの腐食膨張解析、沈下解析・評価を行った。岩盤クリープ解析の結果、硬岩系岩盤では10,000年経過してもクリープ変形はほとんど見られなかった。軟岩系岩盤では、10,000年後に天端で21.8mm変位し、影響領

域は、半径の 3 倍弱まで広がる結果となった。また、オーバーバック腐食膨張解析の結果、10,000 年後の緩衝材は破壊状態に至らなかった。オーバーバック沈下解析の結果、オーバーバックの沈下量は、横置き方式のケースでは 10,000 年経過時で 2.6mm 程度、縦置き方式のケースでも 10,000 年経過時で 5.1mm 程度であった。以上の検討より、人工バリアおよび周辺岩盤は、長期にわたって力学的には安定した状態にあることが確認された。

廃棄体埋設後の緩衝材の耐震安定性を評価するために、人工バリアの振動試験結果をもとに開発したコードの適用性を検討し、動的解析を行った。その結果、緩衝材の地震時の力学的安定性の観点からは、地震によりせん断破壊に至る可能性は低いことが確かめられた。また緩衝材に生じるせん断ひずみは微小であり、その動的力学特性に関し非線形性が顕著に表れないこともわかった。さらに、緩衝材中の過剰間隙水圧の上昇は解析上認められず、液状化が生じる可能性は低いことが推察された。

炭素鋼オーバーバックが腐食した際に発生する水素ガスは、緩衝材中の間隙水に溶存し拡散移行するか、気相として緩衝材中を移動する。よって、溶存水素の拡散解析と保守的な炭素鋼オーバーバックの腐食速度を用いたガス／水の二相流モデルによるガス移行解析を行った。溶存水素の拡散解析の結果、拡散移行により移動する割合はわずかであり、ガス発生量のほとんどが炭素鋼オーバーバックと緩衝材の界面に蓄積される結果となった。ガス移行解析の結果、処分後から 30 年以降においては、ガス発生による間隙圧への寄与は小さく、ガスが岩盤側部へ侵入した後も緩衝材のほとんどが飽和状態のままガスが移動することがわかった。以上の結果より、炭素鋼オーバーバックが腐食により発生する水素ガスは、緩衝材や岩盤の構造力学的安定性や核種移行に影響を与えないことが示された。

緩衝材の岩盤内への侵入挙動を、緩衝材の膨潤圧と粘性抵抗をもとに拡散係数を設定して拡散モデルとして取り扱う考え方で解析し、埋設後の緩衝材の密度低下を評価した。ここでの評価は、亀裂が直線的に入っており、初期の亀裂内部には何も詰まっていないという仮定をした。実際の岩盤の割れ目は充填物が介在していたり、割れ目が交差していたりしてどこまでも流出するとは考えにくく、このめんで、定性的ではあるが、かなり保守側の設定になっている可能性があることに留意する必要がある。解析の結果、1,000,000 年後の緩衝材の密度は、処分場全体の平均で 20% 程度の低下が見込まれることがわかった。

処分場の建設・操業・閉鎖

地層処分場の建設でとくに考慮しなければならない留意点を念頭に置きつつ、幅広い地質環境を対象に、アクセス坑道、主要坑道、連絡坑道、処分坑道および処分孔の建設技術について、既存の工法を整理するとともに、現状の技術に基づいた各坑道の建設方法の検討を行いその概要を示した。さらに、大深度地下を対象とすることによりとくに留意すべき事項（地圧、湧水など）については、現状の対策工の整理を行うとともに、トンネルの施工事例の中から発生した現象と対策工について調査し、その有効性について検討を行った。その結果、大深度地下を対象とした処分場の建設技術については、基本的に現状のトンネルや地下空洞の掘削技術を適用または準用することが可能であることがわかった。また、予想以上の現象に遭遇することも十分あり得ることから、地下深部で遭遇する環境下で安全かつ合理的な施工を行うため適正な対策工法の選択あるいは組み合わせによる対応に加えて、従来のトンネル工事にも増して、より綿密な施工管理が必要となり、さらに、各種の計測結果を適切に判断するためのシステムの構築も重要であることが示された。

ガラス固化体の受け入れから人工バリア定置までの工程を地上施設、アクセス坑道、連絡坑道・主要坑道・処分坑道に区分して、各施設における作業の内容、手順、および作業に必要な設備類について検討し、各施設の概念を示すとともに、放射線管理区域の考え方などについて検討した。その結果、廃棄体や緩衝材の定置については、現状技術あるいは近い将来実現可能と考えられる技術を用いて実施できる見通しが得られた。また、連絡坑道・主要坑道・処分坑道においては、廃棄体の定置作業のスケジュールや方法により、パネルごとあるいは処分坑道ごとに放射線管理区域を移動していく考え方を示した。人工バリアの定置後に実施する主要坑道（廃棄体定置方式が堅置方式の場合には処分坑道も含む）の埋め戻しの施工技術および品質管理については、類似の建設工事で適用されている現状技術により十分に行うことができることがわかった。

地下施設の閉鎖段階における、連絡坑道、アクセス坑道およびボーリング孔などの埋め戻しに関する施工技術、および地下施設の埋め戻し終了後実施する地上施設の解体・撤去、品質管理について検討した。その結果、連絡坑道は、主要坑道における埋め戻し技術を適用することができ、閉鎖の品質管理に関しては、操業の埋め戻しにおける品質管理項目を適用できることがわかった。また、閉鎖の概念に関しては、カナダの AECL の地下研究施設において施工技術の確認を行っている。

処分場の管理については、国際的な共通認識なども参考に、制度的管理に依存せ

ず処分場を閉鎖する判断に必要な技術的情報を整えておくことを目的として、閉鎖までに行う管理の項目を明らかにした。処分場の管理の具体的内容として、設計・施工上の品質管理、人工バリア周辺および処分施設周辺部の地質環境条件に関するモニタリングとその他の管理（処分場敷地周辺部の環境に関するモニタリング、作業安全にかかわる管理など）に分けて考えた。また、これらの項目に対して、計測を行うために用いることが可能と考えられる要素技術はすでに多く存在することを示した。今後、その技術の高度化と体系的なモニタリングシステムの構築が必要であり、諸外国を含めた地下研究施設などより得られる成果を活用して確認することが重要である。また、地層処分概念から考えて、閉鎖後に、安全性の観点からのモニタリングや廃棄体の再取り出しを行うことを想定する必要はないと考えた。

処分場の建設、操業、閉鎖の基本スケジュールとして、原子力開発利用長期計画などを参考に、2035年に操業開始し、2085年に操業終了すると仮定して、処分場の建設、操業、閉鎖の各技術にもとづいて全体スケジュールを検討した。

将来、処分サイトが特定されれば、ここで示した設計要件や設計の手順および方法をそのサイトの地質環境条件に、その時点までの技術の進展も考慮して適合させ、これを用いて人工バリアと処分施設の最適な設計を行うことが可能である。処分場を閉鎖するための前提として、処分場の管理を建設・操業・閉鎖の各段階を通じて適切に行っておくことが極めて重要であり、ここで明らかにした管理すべき項目や取得すべき情報などは、処分サイトに応じた管理を議論するうえでの出発点とすることができる。

このように、本分冊で示した技術的内容は、将来、処分サイトが特定される段階で行われる人工バリアと処分施設の設計、製作・施工にかかわる技術的基盤を与えるものとなっている。

分冊 2 地層処分の工学技術

目 次

第I章 はじめに	I - 1
1.1 目的	I - 1
1.2 構成および概要	I - 1
第I章 参考文献	I - 2
第II章 人工バリアおよび処分施設の基本概念	II - 1
2.1 安全確保の考え方	II - 1
2.1.1 わが国の地層処分概念	II - 1
2.1.2 地層処分システムとその機能	II - 1
2.1.3 安全確保のための対策	II - 3
2.1.3.1 サイト選定	II - 3
2.1.3.2 工学的対策	II - 4
2.1.3.3 安全評価	II - 4
2.2 人工バリアおよび処分施設の基本概念	II - 5
2.2.1 人工バリアの基本概念	II - 5
2.2.1.1 人工バリアの構成	II - 5
2.2.1.2 定置レイアウト	II - 5
2.2.2 処分施設の基本概念	II - 8
2.2.2.1 処分施設の構成	II - 8
2.2.2.2 処分パネルの概念とパネルレイアウト	II - 9
第II章 参考文献	II - 10
第III章 設計の基本的考え方および前提となる条件	III - 1
3.1 設計の基本的考え方	III - 1
3.2 前提となる条件	III - 4
3.2.1 ガラス固化体の仕様、発熱量、放射能、貯蔵期間 および処分施設の規模	III - 4
3.2.1.1 ガラス固化体の仕様、発熱量および放射能	III - 4
3.2.1.2 貯蔵期間と冷却期間	III - 9
3.2.1.3 処分施設の規模	III - 10
3.2.2 地質環境	III - 11

3.2.2.1 地質構造要素と地形的条件	III - 11
3.2.2.2 岩盤特性	III - 12
3.2.3 処分深度	III - 18
3.2.3.1 地層処分の長期安全性	III - 18
3.2.3.2 地質環境の特性	III - 19
3.2.3.3 建設技術や調査技術の現状	III - 19
3.2.3.4 設計において把握される深度の範囲	III - 19
第III章 参考文献	III - 22
第IV章 処分場の設計に関する検討	IV - 1
4.1 人工バリアの設計・製作	IV - 1
4.1.1 オーバーバック	IV - 2
4.1.1.1 オーバーバックの設計要件	IV - 2
4.1.1.2 オーバーバックの候補材料	IV - 6
4.1.1.2.1 候補材料選定の考え方	IV - 6
4.1.1.2.2 候補材料の特徴	IV - 8
4.1.1.3 オーバーバック材料の腐食評価	IV - 10
4.1.1.3.1 オーバーバックの置かれる環境	IV - 10
4.1.1.3.2 オーバーバック候補材料の腐食シナリオの検討と 腐食寿命評価	IV - 11
4.1.1.4 オーバーバックの設計	IV - 50
4.1.1.4.1 基本形状およびガラス固化体収容孔の寸法	IV - 50
4.1.1.4.2 オーバーバック厚さの検討	IV - 52
4.1.1.4.3 製作・施工に関する検討	IV - 61
4.1.1.4.4 オーバーバック仕様	IV - 67
4.1.1.5 オーバーバックに関する品質管理	IV - 68
4.1.2 緩衝材	IV - 69
4.1.2.1 緩衝材の性質	IV - 69
4.1.2.1.1 人工バリアにおける緩衝材の性質について	IV - 69
4.1.2.1.2 ベントナイト	IV - 72
4.1.2.1.3 締固め特性	IV - 77
4.1.2.1.4 熱的性質	IV - 81
4.1.2.1.5 水理的性質	IV - 87
4.1.2.1.6 力学的性質	IV - 95
4.1.2.1.7 膨潤特性	IV - 105

4.1.2.1.8 化学的性質	IV - 110
4.1.2.1.9 その他の性質	IV - 112
4.1.2.1.10 ブロック間継目部の特性	IV - 128
4.1.2.1.11 経年挙動	IV - 135
4.1.2.2 緩衝材の設計	IV - 143
4.1.2.2.1 設計の考え方	IV - 143
4.1.2.2.2 緩衝材の仕様設定	IV - 145
4.1.2.3 緩衝材の製作・施工技術に関する検討	IV - 157
4.1.2.3.1 製作施工実績	IV - 157
4.1.2.3.2 緩衝材の製作施工方法	IV - 170
4.1.2.3.3 緩衝材の膨出対策	IV - 189
4.1.2.4 緩衝材に関する品質管理	IV - 195
4.1.3 人工バリア仕様	IV - 199
4.1.4 代替人工バリア概念の検討	IV - 200
4.1.4.1 代替オーバーバック	IV - 200
4.1.4.1.1 チタン-炭素鋼複合オーバーバック	IV - 200
4.1.4.1.2 銅-炭素鋼複合オーバーバック	IV - 202
4.1.4.2 その他の人工バリア概念	IV - 204
4.2 処分施設の設計	IV - 206
4.2.1 処分施設設計の考え方	IV - 206
4.2.2 処分坑道の仕様と廃棄体ピッチの設定	IV - 208
4.2.2.1 坑道断面諸元の設定	IV - 216
4.2.2.1.1 設計の考え方	IV - 216
4.2.2.1.2 断面の設定	IV - 216
4.2.2.2 支保工材料の考え方	IV - 220
4.2.2.3 空洞の力学的安定性の評価	IV - 221
4.2.2.3.1 空洞の力学的安定性評価の考え方	IV - 221
4.2.2.3.2 理論解による支保工厚の概略検討	IV - 228
4.2.2.3.3 有限要素法による支保工厚の確認	IV - 232
4.2.2.3.4 坑道交差部の検討	IV - 247
4.2.2.3.5 坑道の耐震安定性評価	IV - 252
4.2.2.4 廃棄体、緩衝材の温度からの制限	IV - 272
4.2.2.4.1 解析条件	IV - 272
4.2.2.4.2 解析結果	IV - 278
4.2.3 処分場レイアウトの設定	IV - 290

4.2.3.1	設計の基本的考え方	IV - 290
4.2.3.2	処分場位置での地質環境条件等の仮定	IV - 297
4.2.3.3	処分パネルの検討	IV - 298
4.2.3.4	アクセス坑道の検討	IV - 301
4.2.3.5	主要坑道・連絡坑道の配置の検討	IV - 302
4.2.3.6	処分場レイアウトの例示	IV - 304
4.2.4	埋め戻し材	IV - 321
4.2.4.1	埋め戻し材の物性	IV - 322
4.2.4.1.1	透水性	IV - 323
4.2.4.1.2	締固め特性	IV - 324
4.2.4.1.3	膨潤特性	IV - 325
4.2.4.1.4	強度特性	IV - 326
4.2.4.2	埋め戻し材の設計	IV - 327
4.3	人工バリアの長期健全性評価	IV - 329
4.3.1	再冠水時の人工バリア挙動評価	IV - 329
4.3.1.1	熱-水-応力達成モデル	IV - 330
4.3.1.2	原位置達成試験およびモデルの適用性の検討	IV - 332
4.3.1.3	ニアフィールド熱-水-応力達成解析	IV - 334
4.3.1.4	まとめ	IV - 351
4.3.2	構造力学安定性評価	IV - 352
4.3.2.1	想定される現象	IV - 352
4.3.2.2	解析・評価の流れ	IV - 353
4.3.2.3	岩盤クリープ解析	IV - 355
4.3.2.4	オーバーバック腐食膨張解析	IV - 362
4.3.2.5	オーバーバック沉下解析	IV - 369
4.3.2.6	まとめ	IV - 374
4.3.3	耐震安定性評価	IV - 375
4.3.3.1	人工バリア地震応答解析コードの開発	IV - 375
4.3.3.2	振動試験	IV - 379
4.3.3.3	解析コードの適用性の確認	IV - 384
4.3.3.4	ニアフィールド耐震安定性解析	IV - 392
4.3.3.5	まとめ	IV - 420
4.3.4	ガス移行評価	IV - 421
4.3.4.1	溶存水素の拡散移行評価	IV - 421
4.3.4.2	ガス移行挙動評価	IV - 430

4.3.4.3	まとめ	IV - 443
4.3.5	緩衝材の岩盤内侵入の評価	IV - 445
4.3.5.1	解析内容	IV - 445
4.3.5.2	解析結果	IV - 447
4.3.5.3	評価	IV - 448
4.3.5.4	まとめ	IV - 449
第IV章	参考文献	IV - 450
第V章	処分場の建設・操業・閉鎖	V - 1
5.1	建設	V - 1
5.1.1	アクセス坑道	V - 2
5.1.1.1	掘削・支保工法	V - 2
5.1.1.2	施工概要	V - 4
5.1.2	主要・連絡坑道	V - 10
5.1.2.1	掘削・支保工法	V - 10
5.1.2.2	施工概要	V - 11
5.1.3	処分坑道	V - 14
5.1.3.1	掘削・支保工法	V - 14
5.1.3.2	施工概要	V - 15
5.1.4	処分孔	V - 17
5.1.4.1	掘削・支保工法	V - 17
5.1.4.2	施工概要	V - 19
5.1.5	プラグ部の拡幅工法	V - 21
5.1.6	対策工	V - 23
5.1.6.1	坑道の建設における対策工	V - 23
5.1.6.2	処分孔掘削における対策工	V - 30
5.1.7	建設に関する品質管理	V - 31
5.2	操業	V - 34
5.2.1	人工バリアの定置	V - 34
5.2.1.1	作業内容および手順	V - 34
5.2.1.1.1	地上施設での作業	V - 34
5.2.1.1.2	アクセス坑道での作業	V - 35
5.2.1.1.3	連絡坑道・主要坑道・処分坑道での作業	V - 37
5.2.1.2	施設および設備の概念	V - 40
5.2.1.2.1	地上施設	V - 40

5.2.1.2.2	アクセス坑道搬送設備	V - 48
5.2.1.2.3	地下搬送および定置設備	V - 51
5.2.1.2.4	換気設備	V - 54
5.2.1.3	放射線管理区域の考え方	V - 56
5.2.1.3.1	管理区域設定の基本的な考え方	V - 56
5.2.1.3.2	管理区域の移動	V - 58
5.2.1.3.3	管理区域における管理内容	V - 59
5.2.1.4	搬送・定置に関する品質管理	V - 60
5.2.1.5	人工バリア定置技術の確認の必要性について	V - 61
5.2.2	処分坑道および主要坑道の埋め戻し	V - 63
5.2.2.1	施工方法	V - 63
5.2.2.2	対策工	V - 67
5.2.2.3	埋め戻しに関する品質管理	V - 68
5.3	閉鎖	V - 73
5.3.1	連絡坑道の埋め戻し	V - 73
5.3.2	アクセス坑道の埋め戻し	V - 73
5.3.3	ボーリング孔の埋め戻し	V - 75
5.3.4	地上施設の解体・撤去	V - 76
5.3.5	閉鎖に関する品質管理	V - 76
第V章	参考文献	V - 77
第VI章	処分場の管理	VI - 1
6.1	地層処分の基本概念と制度的管理に関する国際的コンセンサス	VI - 1
6.2	処分場の管理の基本的考え方	VI - 2
6.3	処分場の管理の内容	VI - 3
6.4	計測技術	VI - 7
6.5	所要の措置	VI - 7
第VI章	参考文献	VI - 8
第VII章	全体スケジュール	VII - 1
7.1	検討の進め方	VII - 1
7.2	基本スケジュールの設定	VII - 1
7.3	建設・操業・閉鎖段階のスケジュールの検討	VII - 2
7.3.1	建設段階のスケジュール	VII - 2
7.3.2	操業段階のスケジュール	VII - 5

7.3.3 閉鎖段階のスケジュール	VII - 6
7.4 全体スケジュールの策定	VII - 7
第VII章 参考文献	VII - 13
第VIII章 結論	VIII - 1
付録 A 岩盤特性の設定	A - 1
A.1 検討方法	A - 1
A.2 岩種の分類	A - 4
A.3 設計用岩盤特性値	A - 7
A.4 まとめ	A - 24
付録 A 参考文献	A - 26

This is a blank page.

図 表 目 次

図 一 覧

第 II 章

図 2.1-1	地層処分システムの構成要素	II-2
図 2.2-1	人工バリアの概念	II-5
図 2.2-2	定置レイアウトのバリエーション	II-6
図 2.2-3	処分施設の基本概念	II-8
図 2.2-4	パネルレイアウトのバリエーション	II-9

第 III 章

図 3.1-1	設計の基本的な流れの例と設計の合理化	III-2
図 3.2-1	ガラス固化体の発熱量に対する再処理までの冷却期間の影響	III-7
図 3.2-2	ガラス固化体の発熱量の経時変化	III-7
図 3.2-3	ガラス固化体の放射能に対する再処理までの冷却期間の影響	III-8
図 3.2-4	ガラス固化体の放射能の経時変化	III-9
図 3.2-5	力学特性の分布の例：岩石の一軸圧縮強度の分布	III-13
図 3.2-6	処分深度に対応した廃棄体専有面積と緩衝材温度の関係	III-20

第 IV 章

図 4.1-1	人工バリアの仕様例	IV-1
図 4.1.1-1	オーバーバックのハンドリング工程	IV-5
図 4.1.1-2	炭素鋼オーバーバックの腐食因果時系列系統図	IV-14
図 4.1.1-3	pH をパラメータとした炭素鋼のアノード分極試験結果 (水溶液単独系)	IV-16
図 4.1.1-4	pH をパラメータとした炭素鋼のアノード分極試験結果 (圧縮ベントナイト中)	IV-16
図 4.1.1-5	ベントナイトの乾燥密度をパラメータとした炭素鋼の アノード分極試験結果	IV-17

図 4.1.1-6	乾燥密度と間隙水の pH に対する炭素鋼の不動態化条件	IV - 17
図 4.1.1-7	炭酸塩水溶液 (0.1mol l^{-1}) における試験溶液の pH と 間隙水の pH の関係	IV - 18
図 4.1.1-8	水素脆化と鋼の強度および浸入水素濃度との関係	IV - 21
図 4.1.1-9	モデルによる炭素鋼オーバーパックの腐食速度の計算結果	IV - 26
図 4.1.1-10	モデルによる平均腐食深さの計算結果と実験結果との比較	IV - 26
図 4.1.1-11	低溶存酸素濃度下での炭素鋼の平均腐食速度の経時変化	IV - 29
図 4.1.1-12	炭酸塩/塩化物水溶液中および種々の土壌中における 炭素鋼の平均腐食深さと孔食係数の関係	IV - 31
図 4.1.1-13	炭酸塩/塩化物水溶液中における炭素鋼の平均腐食深さと 孔食係数の関係	IV - 31
図 4.1.1-14	チタンオーバーパックの腐食因果時系列系統図	IV - 35
図 4.1.1-15	$E_{\text{P CPEV}}$ に及ぼす NaCl 濃度の影響	IV - 37
図 4.1.1-16	工業用純チタンの希塩酸中における耐食域と水素吸収挙動	IV - 39
図 4.1.1-17	チタン中の水素吸収量評価の模式図	IV - 42
図 4.1.1-18	緩衝材中における硫化物輸送の概念図	IV - 48
図 4.1.1-19	緩衝材厚さと緩衝材の圧密反力の関係	IV - 53
図 4.1.1-20	オーバーパック表面での吸収線量率	IV - 56
図 4.1.1-21	放射線分解により供給されるカソード電流密度	IV - 58
図 4.1.1-22	解析モデル	IV - 59
図 4.1.1-23	オーバーパックが過大に変形すると予想される荷重	IV - 60
図 4.1.1-24	炭素鋼オーバーパックの試作例	IV - 61
図 4.1.1-25	炭素鋼オーバーパックの仕様例	IV - 67
図 4.1.2-1	代表的な粘土鉱物の構造の模式図	IV - 72
図 4.1.2-2	モンモリロナイトの結晶構造	IV - 73
図 4.1.2-3	各ベントナイトとケイ砂の粒径加積曲線	IV - 76
図 4.1.2-4	クニゲル V1 と OT-9607 の締固め曲線 (動的)	IV - 77
図 4.1.2-5	ケイ砂の粒径分布の異なる材料(30wt%)の締固め曲線 (動的)	IV - 78
図 4.1.2-6	ケイ砂混合率の異なる材料の締固め曲線 (動的)	IV - 78
図 4.1.2-7	静的締固め試験結果	IV - 79
図 4.1.2-8	成型圧力の異なる静的締固め試験結果の比較 (ベントナイト単体試料)	IV - 80
図 4.1.2-9	ケイ砂混合率と最大乾燥密度および有効粘土密度の関係	IV - 80
図 4.1.2-10	熱伝導率の温度依存性	IV - 82
図 4.1.2-11	熱伝導率の含水比依存性 (温度 20°C)	IV - 82
図 4.1.2-12	熱拡散率測定装置の概要	IV - 83
図 4.1.2-13	熱拡散率測定結果	IV - 84

図 4.1.2- 14	比熱の温度依存性	IV - 85
図 4.1.2- 15	比熱実測値と理論値の含水比依存性 (温度 20℃)	IV - 86
図 4.1.2- 16	透水係数の温度依存性 (ケイ砂混合体(30wt%))	IV - 86
図 4.1.2- 17	固有透過度の温度依存性 (ケイ砂混合体(30wt%))	IV - 86
図 4.1.2- 18	固有透過度の乾燥密度依存性	IV - 86
図 4.1.2- 19	固有透過度と有効粘土密度の関係	IV - 86
図 4.1.2- 20	人工海水と蒸留水を用いて求めた透水係数の比較 (ケイ砂混合体(30wt%))	IV - 89
図 4.1.2- 21	人工海水と蒸留水を用いて求めた固有透過度の比較	IV - 89
図 4.1.2- 22	浸潤試験装置図	IV - 89
図 4.1.2- 23	ベントナイト単体の水分拡散係数	IV - 91
図 4.1.2- 24	ケイ砂混合体(30wt%)の水分拡散係数	IV - 91
図 4.1.2- 25	水分ポテンシャル測定装置 (熱電対サイクロメータ)	IV - 91
図 4.1.2- 26	ベントナイト単体試料の水分特性曲線	IV - 92
図 4.1.2- 27	ケイ砂混合体試料(30wt%)の水分特性曲線	IV - 92
図 4.1.2- 28	各種ベントナイトの水分特性曲線	IV - 92
図 4.1.2- 29	モンモリロナイト含有率で正規化した水分特性曲線	IV - 92
図 4.1.2- 30	温度勾配水分移動試験装置	IV - 93
図 4.1.2- 31	温度勾配水分移動試験より得られた供試体内の温度分布	IV - 94
図 4.1.2- 32	温度勾配水分移動試験より得られた供試体内の含水比分布	IV - 94
図 4.1.2- 33	乾燥密度と引張強度の関係	IV - 95
図 4.1.2- 34	有効粘土密度と引張強度の関係	IV - 95
図 4.1.2- 35	一軸圧縮強度の含水比依存性	IV - 96
図 4.1.2- 36	弾性係数の含水比依存性	IV - 96
図 4.1.2- 37	一次元圧密試験結果	IV - 97
図 4.1.2- 38	応力経路図	IV - 98
図 4.1.2- 39	軸ひずみ、間隙水压増分の経時変化	IV - 99
図 4.1.2- 40	軸ひずみ速度の経時変化	IV - 99
図 4.1.2- 41	ケイ砂混合ベントナイト (飽和条件) の動的三軸試験結果	IV - 101
図 4.1.2- 42	R-O モデルフィッティング結果	IV - 101
図 4.1.2- 43	間隙水压増分の経時変化	IV - 104
図 4.1.2- 44	液状化繰り返し回数と応力振幅比の関係	IV - 104
図 4.1.2- 45	膨潤量経時変化	IV - 105
図 4.1.2- 46	膨潤応力測定装置 A	IV - 106
図 4.1.2- 47	膨潤応力測定装置 B	IV - 107
図 4.1.2- 48	膨潤応力測定結果	IV - 108
図 4.1.2- 49	膨潤応力の経時変化	IV - 109
図 4.1.2- 50	供試体作製時の含水比と体積変化の関係	IV - 114

図 4.1.2- 51	供試体作製時の含水比と線収縮の関係	IV - 114
図 4.1.2- 52	セル A における溶存水素濃度の経時変化	IV - 116
図 4.1.2- 53	セル B における溶存水素濃度の経時変化	IV - 117
図 4.1.2- 54	ケース 3 の実測値と差分解の比較	IV - 117
図 4.1.2- 55	乾燥密度と実効拡散係数の関係	IV - 119
図 4.1.2- 56	温度と実効拡散係数の関係	IV - 119
図 4.1.2- 57	ガス移行試験装置の概要	IV - 120
図 4.1.2- 58	有効粘土密度とガス有効浸透率の関係	IV - 122
図 4.1.2- 59	有効粘土密度と破過圧力の関係	IV - 122
図 4.1.2- 60	膨潤応力と破過圧力との関係	IV - 123
図 4.1.2- 61	透気特性の飽和度依存性	IV - 126
図 4.1.2- 62	ブロック継目部のせん断特性に関する試験供試体の模式図	IV - 128
図 4.1.2- 63	せん断試験装置	IV - 129
図 4.1.2- 64	飽和度 50% 供試体のせん断試験結果	IV - 129
図 4.1.2- 65	せん断試験結果の比較 (飽和度 50%, 垂直応力 0.2MPa)	IV - 131
図 4.1.2- 66	せん断試験結果の比較 (飽和度 100%, 垂直応力 0.2MPa)	IV - 131
図 4.1.2- 67	ブロック継目部の浸潤特性に関する試験供試体の模式図	IV - 132
図 4.1.2- 68	一体型供試体と継目供試体における浸潤挙動の比較	IV - 133
図 4.1.2- 69	一体型供試体と継目供試体の透水係数の比較	IV - 133
図 4.1.2- 70	ブロックプラグ室内試験	IV - 134
図 4.1.2- 71	緩衝材流出挙動試験装置	IV - 138
図 4.1.2- 72	流出距離の経時変化 (静水試験)	IV - 138
図 4.1.2- 73	膨潤応力の経時変化 (静水試験)	IV - 139
図 4.1.2- 74	静水試験の解析結果 (ベントナイト単体、亀裂幅: test 1; 1.5mm, test 2; 0.5mm)	IV - 142
図 4.1.2- 75	緩衝材の特性とケイ砂混合率および乾燥密度との関係	IV - 147
図 4.1.2- 76	オーバーバック耐圧厚さと緩衝材厚さの関係	IV - 149
図 4.1.2- 77	設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係 (現場締固め、膨潤前)	IV - 150
図 4.1.2- 78	設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係 (現場締固め、膨潤後)	IV - 151
図 4.1.2- 79	設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係 (ブロック方式、膨潤前)	IV - 152
図 4.1.2- 80	設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係 (ブロック方式、膨潤後)	IV - 153
図 4.1.2- 81	遮へいに必要な緩衝材の厚さ	IV - 155
図 4.1.2- 82	埋め戻し材厚さと表面線量当量率	IV - 156
図 4.1.2- 83	養生期間と最大乾燥密度の関係	IV - 158

図 4.1.2- 84	現場締固め施工における仕上がり層厚さと転圧時間の関係	IV - 160
図 4.1.2- 85	現場締固め施工における各層における乾燥密度の変化	IV - 160
図 4.1.2- 86	現場締固め施工における含水比と乾燥密度の関係	IV - 160
図 4.1.2- 87	現場締固め施工における乾燥密度の平面分布	IV - 161
図 4.1.2- 88	現場締固め施工におけるケイ砂含有率の分布	IV - 161
図 4.1.2- 89	含水比のヒストグラム（現場締固め方式）	IV - 163
図 4.1.2- 90	乾燥密度のヒストグラム（現場締固め方式）	IV - 163
図 4.1.2- 91	緩衝材大型試験で用いた緩衝材の形状および設置状況	IV - 164
図 4.1.2- 92	緩衝材ブロック製作試験結果	IV - 165
図 4.1.2- 93	含水比のヒストグラム（ブロック方式）	IV - 165
図 4.1.2- 94	乾燥密度のヒストグラム（ブロック方式）	IV - 165
図 4.1.2- 95	吹付け施工における含水比と乾燥密度の関係	IV - 167
図 4.1.2- 96	吹付け試験条件と乾燥密度の関係	IV - 167
図 4.1.2- 97	吹付け後の締固め結果	IV - 167
図 4.1.2- 98	縦置き定置方式における掘削工法の施工手順概念図	IV - 178
図 4.1.2- 99	縦置き定置方式における内型砕工法の施工手順概念図	IV - 179
図 4.1.2- 100	縦置き定置方式における直接工法の施工手順概念図	IV - 180
図 4.1.2- 101	横置き定置方式における内空間工法の施工手順概念図	IV - 181
図 4.1.2- 102	緩衝材ブロック強度検討モデル	IV - 185
図 4.1.2- 103	緩衝材ブロック強度検討用解析モデル	IV - 186
図 4.1.2- 104	ブロック内に発生する最大引張応力と引張強度との関係	IV - 186
図 4.1.2- 105	緩衝材ブロックの成型圧力と含水比の関係	IV - 187
図 4.1.2- 106	緩衝材ブロック成型用プレス機の例	IV - 187
図 4.1.2- 107	緩衝材の膨出	IV - 190
図 4.1.2- 108	プラグの機能の概念	IV - 190
図 4.1.2- 109	トンネルシーリング性能試験の概観	IV - 191
図 4.1.2- 110	プラグ長に対するプラグに作用するせん断応力と安全率	IV - 192
図 4.1.2- 111	トンネルシーリング性能試験における コンクリートプラグの施工手順	IV - 193
図 4.1.2- 112	キャップの固定方法	IV - 194
図 4.1.4- 1	試作したチタン-炭素鋼複合オーバーバックの外観	IV - 201
図 4.1.4- 2	試作した銅製外容器の外観	IV - 202
図 4.1.4- 3	人工バリア全体を一体化した概念	IV - 205
図 4.2.2- 1	処分坑道の仕様／廃棄体ピッチ設定の流れ	IV - 208
図 4.2.2- 2	処分坑道断面形状	IV - 209
図 4.2.2- 3	廃棄体 1 本当りの専有面積	IV - 210

図 4.2.2- 4	硬岩系岩盤での総掘削量比と処分坑道離間距離との関係	IV - 213
図 4.2.2- 5	軟岩系岩盤での総掘削量比と処分坑道離間距離との関係	IV - 214
図 4.2.2- 6	処分坑道仕様と廃棄体ピッチ	IV - 215
図 4.2.2- 7	立坑断面図	IV - 217
図 4.2.2- 8	主要・連絡坑道	IV - 218
図 4.2.2- 9	検討フロー全体図	IV - 223
図 4.2.2-10	アクセス坑道の検討	IV - 223
図 4.2.2-11	主要・連絡坑道の検討	IV - 223
図 4.2.2-12	処分坑道の検討	IV - 224
図 4.2.2-13	坑道交差部の検討	IV - 224
図 4.2.2-14	地震時の検討	IV - 224
図 4.2.2-15	局所安全率の定義	IV - 225
図 4.2.2-16	限界ひずみと弾性係数の関係	IV - 226
図 4.2.2-17	必要支保工厚（硬岩系岩盤、アクセス坑道）	IV - 231
図 4.2.2-18	必要支保工厚（軟岩系岩盤、アクセス坑道）	IV - 231
図 4.2.2-19	必要支保工厚（軟岩系岩盤、主要・連絡坑道）	IV - 231
図 4.2.2-20	必要支保工厚（軟岩系岩盤、処分坑道（横置き））	IV - 231
図 4.2.2-21	解析モデル（硬岩、アクセス坑道）	IV - 234
図 4.2.2-22	解析モデル（硬岩、主要・連絡坑道）	IV - 234
図 4.2.2-23	解析モデル（硬岩、処分坑道（横置き方式））	IV - 234
図 4.2.2-24	解析モデル（硬岩、処分坑道（縦置き方式））	IV - 234
図 4.2.2-25	局所安全率分布（硬岩、アクセス坑道）	IV - 237
図 4.2.2-26	最大せん断ひずみ分布（硬岩、アクセス坑道）	IV - 237
図 4.2.2-27	局所安全率分布（硬岩、主要・連絡坑道、cry20）	IV - 237
図 4.2.2-28	最大せん断ひずみ分布（硬岩、主要・連絡坑道、cry20）	IV - 237
図 4.2.2-29	局所安全率分布（硬岩、主要・連絡坑道、cry40）	IV - 237
図 4.2.2-30	最大せん断ひずみ分布（硬岩、主要・連絡坑道、cry40）	IV - 237
図 4.2.2-31	局所安全率分布（硬岩、処分坑道（横置き）、cry20d）	IV - 238
図 4.2.2-32	最大せん断ひずみ分布（硬岩、処分坑道（横置き）、cry20d）	IV - 238
図 4.2.2-33	局所安全率分布（硬岩、処分坑道（横置き）、cry50d）	IV - 238
図 4.2.2-34	最大せん断ひずみ分布（硬岩、処分坑道（横置き）、cry50d）	IV - 238
図 4.2.2-35	局所安全率分布（硬岩、処分坑道（縦置き）、cry2020）	IV - 238
図 4.2.2-36	最大せん断ひずみ分布（硬岩、処分坑道（縦置き）、cry2020）	IV - 238
図 4.2.2-37	局所安全率分布（硬岩、処分坑道（縦置き）、cry2040）	IV - 238
図 4.2.2-38	最大せん断ひずみ分布（硬岩、処分坑道（縦置き）、cry2040）	IV - 238
図 4.2.2-39	解析モデル（軟岩、アクセス坑道）	IV - 240
図 4.2.2-40	解析モデル（軟岩、主要・連絡坑道）	IV - 240
図 4.2.2-41	解析モデル（軟岩、処分坑道（横置き方式））	IV - 240

図 4.2.2-42	解析モデル（軟岩、処分坑道（縦置き方式））	IV - 240
図 4.2.2-43	局所安全率分布（軟岩、アクセス坑道、支保後）	IV - 243
図 4.2.2-44	最大せん断ひずみ分布（軟岩、アクセス坑道、支保後）	IV - 243
図 4.2.2-45	局所安全率分布（主要・連絡坑道、sedi26、支保後）	IV - 244
図 4.2.2-46	最大せん断ひずみ分布（主要・連絡坑道、sedi26、支保後）	IV - 244
図 4.2.2-47	局所安全率分布（主要・連絡坑道、sedi40、支保後）	IV - 244
図 4.2.2-48	最大せん断ひずみ分布（主要・連絡坑道、sedi40、支保後）	IV - 244
図 4.2.2-49	局所安全率分布（処分坑道（横置き）、sedi25d）	IV - 244
図 4.2.2-50	最大せん断ひずみ分布（処分坑道（横置き）、sedi25d）	IV - 244
図 4.2.2-51	局所安全率分布（処分坑道（横置き）、sedi50d）	IV - 244
図 4.2.2-52	最大せん断ひずみ分布（処分坑道（横置き）、sedi50d）	IV - 244
図 4.2.2-53	局所安全率分布（処分坑道（縦置き）、se2630）	IV - 245
図 4.2.2-54	最大せん断ひずみ分布（処分坑道（縦置き）、se2630）	IV - 245
図 4.2.2-55	局所安全率分布（処分坑道（縦置き）、se2640）	IV - 245
図 4.2.2-56	最大せん断ひずみ分布（処分坑道（縦置き）、se2640）	IV - 245
図 4.2.2-57	最大せん断ひずみ分布	IV - 246
図 4.2.2-58	分布面積・鉛直距離の変化量	IV - 246
図 4.2.2-59	坑道交差部検討モデル	IV - 247
図 4.2.2-60	交差部モデル・部分図（硬岩系岩盤）	IV - 248
図 4.2.2-61	交差部モデル・部分図（軟岩系岩盤）	IV - 248
図 4.2.2-62	断面位置図	IV - 249
図 4.2.2-63	局所安全率分布（硬岩、a-a 断面）	IV - 250
図 4.2.2-64	最大せん断ひずみ分布（硬岩、a-a 断面）	IV - 250
図 4.2.2-65	局所安全率分布（硬岩、b-b 断面）	IV - 250
図 4.2.2-66	最大せん断ひずみ分布（硬岩、b-b 断面）	IV - 250
図 4.2.2-67	局所安全率分布（硬岩、c-c 断面）	IV - 250
図 4.2.2-68	最大せん断ひずみ分布（硬岩、c-c 断面）	IV - 250
図 4.2.2-69	局所安全率分布（軟岩、b-b 断面）	IV - 251
図 4.2.2-70	最大せん断ひずみ分布（軟岩、b-b 断面）	IV - 251
図 4.2.2-71	局所安全率分布（軟岩、c-c 断面）	IV - 251
図 4.2.2-72	最大せん断ひずみ分布（軟岩、c-c 断面）	IV - 251
図 4.2.2-73	検討対象とする坑道	IV - 252
図 4.2.2-74	解析手順のフロー	IV - 253
図 4.2.2-75	入力地震動加速度時刻歴	IV - 255
図 4.2.2-76	入力地震動加速度フーリエスペクトル	IV - 256
図 4.2.2-77	重複反射理論により求められたせん断応力分布	IV - 256
図 4.2.2-78	せん断応力分布により求められた応答震度（水平成分）	IV - 256
図 4.2.2-79	解析モデル	IV - 257

図 4.2.2- 80	境界条件および解析領域内に載荷した応答震度（処分坑道）	IV - 261
図 4.2.2- 81	立坑の解析に載荷した応答震度（水平成分）	IV - 261
図 4.2.2- 82	最小主応力分布図	IV - 265
図 4.2.2- 83	最大せん断ひずみ分布図	IV - 266
図 4.2.2- 84	局所安全率分布図	IV - 267
図 4.2.2- 85	解析出力ポイント（立坑）	IV - 268
図 4.2.2- 86	最小主応力分布図	IV - 269
図 4.2.2- 87	最大せん断ひずみ	IV - 269
図 4.2.2- 88	局所安全率分布図	IV - 270
図 4.2.2- 89	局所安全率が最小となる断面の分布図	IV - 270
図 4.2.2- 90	支保工応力度分布図	IV - 271
図 4.2.2- 91	解析モデル	IV - 273
図 4.2.2- 92	人工バリアの寸法および解析出力点	IV - 274
図 4.2.2- 93	隙間と人工バリアの寸法および解析出力点	IV - 274
図 4.2.2- 94	ガラス固化体中間貯蔵期間後の発熱量経時変化	IV - 275
図 4.2.2- 95	各部の最高上昇温度（硬岩系岩盤、処分坑道横置き方式）	IV - 279
図 4.2.2- 96	各部の最高上昇温度（硬岩系岩盤、処分孔縦置き方式）	IV - 279
図 4.2.2- 97	各部の最高上昇温度（軟岩系岩盤、処分坑道横置き方式）	IV - 280
図 4.2.2- 98	各部の最高上昇温度（軟岩系岩盤、処分孔縦置き方式）	IV - 280
図 4.2.2- 99	廃棄体ピッチと緩衝材の最高上昇温度（処分坑道横置き方式）	IV - 281
図 4.2.2- 100	温度の経時変化（硬岩系岩盤処分孔縦置き方式）	IV - 286
図 4.2.2- 101	温度の経時変化（硬岩系岩盤処分坑道横置き方式）	IV - 286
図 4.2.2- 102	温度の経時変化（軟岩系岩盤処分孔縦置き方式）	IV - 287
図 4.2.2- 103	温度の経時変化（軟岩系岩盤処分坑道横置き方式）	IV - 287
図 4.2.2- 104	緩衝材の温度分布図 （硬岩系岩盤処分孔縦置き方式、廃棄体定置後 20 年）	IV - 288
図 4.2.2- 105	緩衝材の温度分布図 （硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、廃棄体定置後 10-20 年）	IV - 289
図 4.2.3- 1	レイアウト設計の検討フロー	IV - 290
図 4.2.3- 2	主要地下水流動方向と処分場の方向	IV - 294
図 4.2.3- 3	主要坑道の配置と物流・換気ルート	IV - 297
図 4.2.3- 4	横置き方式における処分坑道と主要坑道の取合い	IV - 299
図 4.2.3- 5	縦置き方式における処分坑道と主要坑道の取合い	IV - 300
図 4.2.3- 6	作業動線の推移（硬岩系岩盤、横置き方式）	IV - 303
図 4.2.3- 7	処分施設の概要例（縦置き方式）	IV - 304
図 4.2.3- 8	処分パネル詳細図（硬岩系岩盤、横置き方式）	IV - 305
図 4.2.3- 9	処分場レイアウト図（硬岩系岩盤、横置き方式）	IV - 306

図 4.2.3-10	処分パネル詳細図（硬岩系岩盤、竖置き方式）	IV-307
図 4.2.3-11	処分場レイアウト図（硬岩系岩盤、竖置き方式）	IV-308
図 4.2.3-12	処分パネル詳細図（軟岩系岩盤、横置き方式）	IV-309
図 4.2.3-13	処分場レイアウト図（軟岩系岩盤、横置き方式）	IV-310
図 4.2.3-14	処分パネル詳細図（軟岩系岩盤、竖置き方式）	IV-311
図 4.2.3-15	処分場レイアウト図（軟岩系岩盤、竖置き方式）	IV-312
図 4.2.3-16	全体鳥瞰図（硬岩系岩盤、横置き方式）	IV-313
図 4.2.3-17	鳥瞰図（硬岩系岩盤、横置き方式）	IV-314
図 4.2.3-18	全体鳥瞰図（硬岩系岩盤、竖置き方式）	IV-315
図 4.2.3-19	鳥瞰図（硬岩系岩盤、竖置き方式）	IV-316
図 4.2.3-20	全体鳥瞰図（軟岩系岩盤、横置き方式）	IV-317
図 4.2.3-21	鳥瞰図（軟岩系岩盤、横置き方式）	IV-318
図 4.2.3-22	全体鳥瞰図（軟岩系岩盤、竖置き方式）	IV-319
図 4.2.3-23	鳥瞰図（軟岩系岩盤、竖置き方式）	IV-320
図 4.2.4-1	地下施設の埋め戻しの概念図	IV-321
図 4.2.4-2	礫の粒径加積曲線	IV-322
図 4.2.4-3	ベントナイトの混合率と透水係数の関係	IV-323
図 4.2.4-4	有効粘土密度と透水係数の関係	IV-324
図 4.2.4-5	骨材混合体の締固め曲線	IV-324
図 4.2.4-6	ベントナイト混合率と密度の関係	IV-325
図 4.2.4-7	有効粘土密度と膨潤応力の関係	IV-325
図 4.2.4-8	有効粘土密度と一軸圧縮強度の関係（室温）	IV-326
図 4.2.4-9	有効粘土密度と弾性係数の関係	IV-326
図 4.2.4-10	緩衝材の膨出	IV-328
図 4.2.4-11	緩衝材の膨出解析モデル	IV-328
図 4.3.1-1	達成現象の概念図	IV-330
図 4.3.1-2	釜石粘土充填・熱負荷試験の模式図	IV-333
図 4.3.1-3	温度の経時変化の比較	IV-333
図 4.3.1-4	含水比の経時変化の比較	IV-334
図 4.3.1-5	熱-水-応力達成解析に用いたモデルの概念図	IV-335
図 4.3.1-6	埋め戻し材の不飽和浸透特性	IV-338
図 4.3.1-7	岩盤の不飽和浸透特性	IV-338
図 4.3.1-8	熱-水-応力達成解析結果の出力ラインおよび出力点	IV-340
図 4.3.1-9	熱解析の結果（モデルの横幅 4.0m）	IV-340
図 4.3.1-10	Case03-1 における処分坑道掘削後の岩盤内の圧力水頭変化	IV-343
図 4.3.1-11	Case03-2 における処分坑道掘削後の岩盤内の圧力水頭変化	IV-343

図 4.3.1-12	廃棄体処分後の岩盤内の圧力水頭変化	IV-344
図 4.3.1-13	廃棄体処分後の緩衝材内の含水比の経時変化 (Case01-1)	IV-345
図 4.3.1-14	廃棄体処分後の緩衝材内の含水比の経時変化 (Case01-2)	IV-346
図 4.3.1-15	廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布 [%] (Case01-1)	IV-347
図 4.3.1-16	廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布 [%] (Case03-1)	IV-347
図 4.3.1-17	廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布 [%] (Case01-2)	IV-348
図 4.3.1-18	各ケースにおける緩衝材内の含水比の経時変化の比較	IV-348
図 4.3.1-19	各ケースにおける埋め戻し材中心部の含水比の経時変化の比較	IV-349
図 4.3.1-20	各ケースにおける温度の経時変化の比較	IV-350
図 4.3.1-21	廃棄体処分後の温度分布 [°C] (処分後 10 年)	IV-350
図 4.3.2-1	解析検討対象とした現象の時系列	IV-354
図 4.3.2-2	岩盤クリープ解析モデル	IV-358
図 4.3.2-3	コンプライアンス分布図 [硬岩系岩盤]	IV-360
図 4.3.2-4	コンプライアンス分布図 [軟岩系岩盤]	IV-361
図 4.3.2-5	応力分布の経時変化 [硬岩系岩盤]	IV-362
図 4.3.2-6	応力分布の経時変化 [軟岩系岩盤]	IV-362
図 4.3.2-7	腐食膨張解析モデル	IV-365
図 4.3.2-8	平均有効応力分布図 [硬岩系岩盤]	IV-366
図 4.3.2-9	せん断応力分布図 [硬岩系岩盤]	IV-367
図 4.3.2-10	応力比分布図 [硬岩系岩盤]	IV-367
図 4.3.2-11	平均有効応力分布図 [軟岩系岩盤]	IV-368
図 4.3.2-12	せん断応力分布図 [軟岩系岩盤]	IV-368
図 4.3.2-13	応力比分布図 [軟岩系岩盤]	IV-368
図 4.3.2-14	過剰間隙水圧の経時変化	IV-369
図 4.3.2-15	沈下解析モデル	IV-371
図 4.3.2-16	沈下量、過剰間隙水圧と時間の関係	IV-372
図 4.3.2-17	緩衝材の沈下量コンター (縦置きモデル: 10,000 年経過時)	IV-373
図 4.3.2-18	緩衝材の沈下量コンター (横置きモデル: 10,000 年経過時)	IV-373
図 4.3.3-1	繰り返しせん断応力と液状化回数の関係	IV-378
図 4.3.3-2	中型試験試験体	IV-381
図 4.3.3-3	センサー配置概要	IV-382
図 4.3.3-4	加振レベルと固有振動数の関係	IV-382
図 4.3.3-5	加振レベルと応答倍率の関係	IV-382
図 4.3.3-6	加速度時刻歴	IV-383
図 4.3.3-7	加速度フーリエスペクトル	IV-383
図 4.3.3-8	加振レベルとベントナイト最大圧力の関係	IV-383

図 4.3.3- 9	固有値解析モデル	IV - 388
図 4.3.3- 10	圧縮ベントナイト（クニゲル V1）におけるせん断ひずみとせん断剛性、減衰定数（ $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ ）の関係	IV - 389
図 4.3.3- 11	地震波応答用解析モデルおよび解析出力点	IV - 389
図 4.3.3- 12	入力加速度	IV - 389
図 4.3.3- 13	試験結果と解析結果の比較（試験：OX1、解析：点 A）	IV - 390
図 4.3.3- 14	試験結果と解析結果の比較（試験：CX1、解析：点 B）	IV - 390
図 4.3.3- 15	試験結果と解析結果の比較（試験：GX2、解析：点 C）	IV - 390
図 4.3.3- 16	せん断応力／ひずみ分布図コンター （非線形解析機能：最小減衰定数 0.022、時間：0.877sec）	IV - 391
図 4.3.3- 17	せん断応力／ひずみ分布図コンター （非線形解析機能：最小減衰定数 0.2、時間：0.877sec）	IV - 391
図 4.3.3- 18	インベリアル地震の加速度特性（本検討での地表面波）	IV - 396
図 4.3.3- 19	硬岩系岩盤処分深度 1000m での地震波加速度特性 （解析コード SHAKE（重複反射理論）による解析結果）	IV - 396
図 4.3.3- 20	軟岩系岩盤処分深度 500m での地震波加速度特性 （解析コード SHAKE（重複反射理論）による解析結果）	IV - 396
図 4.3.3- 21	硬岩系岩盤での解析入力地震波加速度特性 （上記図 4.3.3- 19 中 3～6 秒）	IV - 397
図 4.3.3- 22	軟岩系岩盤での解析入力地震波加速度特性 （上記図 4.3.3- 20 中 3～6 秒）	IV - 397
図 4.3.3- 23	解析ケースおよび条件設定のフロー	IV - 398
図 4.3.3- 24	境界条件の概念	IV - 399
図 4.3.3- 25	解析ジオメトリーおよび境界条件（1 相系解析） （硬岩系岩盤、処分坑道横置き方式）	IV - 400
図 4.3.3- 26	解析ジオメトリーおよび境界条件（1 相系解析） （軟岩系岩盤、処分孔縦置き方式）	IV - 401
図 4.3.3- 27	解析ジオメトリー（人工バリア形状）	IV - 402
図 4.3.3- 28	解析ジオメトリーおよび境界条件（2 相系解析）	IV - 403
図 4.3.3- 29	解析出力点	IV - 408
図 4.3.3- 30	コンター出力位置	IV - 409
図 4.3.3- 31	解析結果 （加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴） （ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素あり）	IV - 410
図 4.3.3- 32	解析結果（せん断応力、せん断ひずみ） （ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素あり）	IV - 411

図 4.3.3- 33	解析結果 (加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴) (ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素なし)	IV - 412
図 4.3.3- 34	解析結果 (せん断応力、せん断ひずみ) (ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素なし)	IV - 413
図 4.3.3- 35	解析結果 (加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴) (ケース 1-2 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、 緩衝材飽和状態、ジョイント要素あり)	IV - 414
図 4.3.3- 36	解析結果 (せん断応力、せん断ひずみ) (ケース 1-2 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、 緩衝材飽和状態、ジョイント要素あり)	IV - 415
図 4.3.3- 37	解析結果 (加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴) (ケース 2-1 軟岩系岩盤処分孔縦置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素あり)	IV - 416
図 4.3.3- 38	解析結果 ($t=0.512(s)$ せん断応力コンター(緩衝材のみ表示)) (ケース 2-1 軟岩系岩盤処分孔縦置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素あり)	IV - 417
図 4.3.3- 39	解析結果 ($t=0.512(s)$ せん断ひずみコンター(緩衝材のみ表示)) (ケース 2-1 軟岩系岩盤処分孔縦置き方式、1 相系、 緩衝材乾燥状態、ジョイント要素あり)	IV - 418
図 4.3.3- 40	解析結果 (ケース 1-3、硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、2 相系、 腐食膨張前)	IV - 419
図 4.3.4- 1	拡散解析フロー図	IV - 423
図 4.3.4- 2	処分坑道横置き方式における溶存水素拡散解析モデル	IV - 425
図 4.3.4- 3	処分孔縦置き方式における溶存水素拡散解析モデル	IV - 425
図 4.3.4- 4	水素ガス蓄積量 (腐食速度 $5 \mu m y^{-1}$ 固定)	IV - 427
図 4.3.4- 5	水素ガス蓄積量 (拡散係数 $2 \times 10^{-11} m^2 s^{-1}$ 固定)	IV - 427
図 4.3.4- 6	水素ガス蓄積割合 (腐食速度 $5 \mu m y^{-1}$ 固定)	IV - 427
図 4.3.4- 7	水素ガス蓄積割合 (拡散係数 $2 \times 10^{-11} m^2 s^{-1}$ 固定)	IV - 427
図 4.3.4- 8	水素溶出量 (腐食速度 $5 \mu m y^{-1}$ 固定)	IV - 428

図 4.3.4-9	水素溶出量（拡散係数 $2 \times 10^{-11} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$ 固定）	IV-428
図 4.3.4-10	水素ガス蓄積圧力（腐食速度 $5 \mu\text{m y}^{-1}$ 固定）	IV-428
図 4.3.4-11	水素ガス蓄積圧力（拡散係数 $2 \times 10^{-11} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$ 固定）	IV-428
図 4.3.4-12	水素溶出量（1,000m と 500m の比較）	IV-429
図 4.3.4-13	水素ガス蓄積量（1,000m と 500m の比較）	IV-429
図 4.3.4-14	水素ガス蓄積割合（1,000m と 500m の比較）	IV-429
図 4.3.4-15	水素ガス蓄積圧力（1,000m と 500m の比較）	IV-429
図 4.3.4-16	ガス移行解析モデル概念図 （硬岩系岩盤，処分坑道横置き方式）	IV-433
図 4.3.4-17	ガス移行解析モデル概念図 （軟岩系岩盤，処分孔壁置き方式）	IV-434
図 4.3.4-18	間隙圧力の経時変化（軟岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-436
図 4.3.4-19	間隙圧力の経時変化（軟岩系岩盤，熱を考慮しない場合）	IV-436
図 4.3.4-20	間隙水累積排水量（軟岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-438
図 4.3.4-21	間隙水排水速度（軟岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-438
図 4.3.4-22	ガス飽和度の経時変化（軟岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-439
図 4.3.4-23	100 年後のガス飽和度分布（軟岩系岩盤，壁置き方式）	IV-439
図 4.3.4-24	1,000 年後のガス飽和度分布（軟岩系岩盤，壁置き方式）	IV-440
図 4.3.4-25	10,000 年後のガス飽和度分布（軟岩系岩盤，壁置き方式）	IV-440
図 4.3.4-26	ガス累積排出量（軟岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-441
図 4.3.4-27	間隙圧力の経時変化（硬岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-442
図 4.3.4-28	間隙水累積排出量（硬岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-442
図 4.3.4-29	間隙水排水速度（硬岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-442
図 4.3.4-30	ガス飽和度の経時変化（硬岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-443
図 4.3.4-31	ガス累積排出量（硬岩系岩盤，熱を考慮した場合）	IV-443
図 4.3.5-1	緩衝材の岩盤亀裂中への侵入に関する解析モデル	IV-446
図 4.3.5-2	亀裂開口幅の確立分布	IV-446
図 4.3.5-3	亀裂開口幅の変化にともなう緩衝材密度の時間的变化	IV-447
図 4.3.5-4	緩衝材の密度分布（亀裂開口幅 0.0015m，1 万年後）	IV-447
図 4.3.5-5	亀裂開口幅がある値以下である確率	IV-448
図 4.3.5-6	緩衝材密度の平均的な変化	IV-449

第 V 章

図 5.1-1	アクセス坑道における標準断面	V-6
図 5.1-2	硬岩系岩盤における立坑の施工・設備の概要	V-9
図 5.1-3	主要・連絡坑道における標準断面	V-11

図 5.1-4	硬岩系岩盤における主要・連絡坑道の施工順序	V-12
図 5.1-5	軟岩系岩盤における主要・連絡坑道の施工順序	V-14
図 5.1-6	処分坑道における標準断面	V-15
図 5.1-7	TBM 工法におけるずり搬出	V-16
図 5.1-8	軟岩系岩盤の場合の TBM 推進方式	V-16
図 5.1-9	ダウンザホールハンマ方式の概要	V-20
図 5.1-10	ロータリー掘削機の概要	V-20
図 5.2-1	廃棄体の搬送経路	V-34
図 5.2-2	オーバーバック封入施設における基本的な作業手順	V-35
図 5.2-3	アクセス坑道における基本的な作業手順	V-36
図 5.2-4	連絡坑道・主要坑道・処分坑道における基本的な作業手順 (緩衝材ブロック定置方式の場合の例)	V-37
図 5.2-5	処分坑道横置き定置の作業概念	V-38
図 5.2-6	処分孔縦置き定置の作業概念	V-38
図 5.2-7	定置システムの設備構成 (処分坑道横置き定置方式の場合)	V-42
図 5.2-8	定置システムの設備構成 (処分孔縦置き定置方式の場合)	V-43
図 5.2-9	オーバーバック封入施設における廃棄体ハンドリングフローの例	V-44
図 5.2-10	オーバーバック封入施設の設備配置の例 (1/2)	V-45
	(2/2)	V-46
図 5.2-11	緩衝材ブロック製作施設の例	V-47
図 5.2-12	立坑エレベータの構造概念	V-48
図 5.2-13	廃棄体立坑搬送設備の構造概念	V-49
図 5.2-14	緩衝材ブロック立坑搬送設備の構造概念	V-49
図 5.2-15	廃棄体斜坑搬送設備の構造概念	V-50
図 5.2-16	緩衝材ブロック斜坑搬送設備の構造概念	V-50
図 5.2-17	緩衝材ブロック定置設備の構造概念 (処分坑道横置き定置方式の場合)	V-51
図 5.2-18	廃棄体定置設備の構造概念 (処分坑道横置き定置方式の場合)	V-52
図 5.2-19	定置設備搬送台車の構造概念	V-53
図 5.2-20	緩衝材ブロック定置設備の構造概念 (処分孔縦置き定置方式の場合)	V-53
図 5.2-21	廃棄体定置設備の構造概念 (処分孔縦置き定置方式の場合)	V-54
図 5.2-22	地層処分施設における放射線管理区域の概念	V-57
図 5.2-23	オーバーバック封入施設に対する管理区域の設定例 (1/2)	V-57
	(2/2)	V-58

図 5.2-24	管理区域の移動の概念	V-59
図 5.2-25	水平坑道の埋め戻し材の施工要領のイメージ図 (下半部：まきだし・締締め工法、上半部：ブロック工法)	V-67
図 5.2-26	埋め戻し時の割れ目の処置	V-68
図 5.2-27	配合設計を進める順序	V-71
図 5.3-1	斜坑方式のアクセス坑道の埋め戻し作業要領のイメージ図	V-73
図 5.3-2	立坑方式のアクセス坑道の埋め戻し作業要領のイメージ図	V-74
図 5.3-3	アクセス坑道坑口のプラグ	V-75

第 VI 章

図 6.2-1	地層処分の概略工程	VI-3

第 VII 章

図 7.1-1	全体スケジュールの検討フロー	VII-1

付録 A

図 A-1	力学特性の分布の例：岩石の一軸圧縮強度の分布	A-5
図 A-2	岩種ごとの露頭調査による割れ目頻度	A-6
図 A-3	岩石の一軸圧縮強度と圧裂引張強度の関係 (硬岩系岩盤グループ基本データセット)	A-8
図 A-4	岩石の一軸圧縮強度と圧裂引張強度の関係 (軟岩系岩盤グループ基本データセット)	A-8
図 A-5	岩石の一軸圧縮強度と静弾性係数の関係 (硬岩系岩盤グループ基本データセット)	A-9
図 A-6	岩石の一軸圧縮強度と静弾性係数の関係 (軟岩系岩盤グループ基本データセット)	A-9
図 A-7	岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係 (硬岩系岩盤グループ基本データセット)	A-10
図 A-8	岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係 (軟岩系岩盤グループ基本データセット)	A-10

図 A-9	岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係 (硬岩系岩盤グループ基本データセット)	A-11
図 A-10	岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係 (軟岩系岩盤グループ基本データセット)	A-11
図 A-11	岩石の一軸圧縮強度と有効間隙率の関係 (硬岩系岩盤グループ基本データセット)	A-12
図 A-12	岩石の一軸圧縮強度と有効間隙率の関係 (軟岩系岩盤グループ基本データセット)	A-13
図 A-13	岩石の有効間隙率と飽和密度の関係 (硬岩系岩盤グループ基本データセット)	A-13
図 A-14	岩石の有効間隙率と飽和密度の関係 (軟岩系岩盤グループ基本データセット)	A-14
図 A-15	深度と側圧係数の関係	A-14
図 A-16	有効間隙率と岩盤の熱伝動率および比熱の関係	A-16
図 A-17	地温勾配のヒストグラム	A-17
図 A-18	有効間隙率と岩石コアの弾性波速度の関係 (硬岩系岩盤グループ)	A-18
図 A-19	有効間隙率と岩石コアの弾性波速度の関係 (軟岩系岩盤グループ)	A-18
図 A-20	深度と岩盤の弾性波速度 (P 波 [縦波] 速度 V_p) の関係 (硬岩系岩盤グループ)	A-19
図 A-21	深度と岩盤の弾性波速度 (S 波 [横波] 速度 V_s) の関係 (硬岩系岩盤グループ)	A-20
図 A-22	深度と岩盤の弾性波速度 (P 波 [縦波] 速度 V_p) の関係 (軟岩系岩盤グループ)	A-20
図 A-23	深度と岩盤の弾性波速度 (S 波 [横波] 速度 V_s) の関係 (軟岩系岩盤グループ)	A-20

表 一 覧

第 II 章

表 2.2-1 各定置レイアウトの特長	II-7

第 III 章

表 3.2-1 モデルガラス固化体の基本仕様	III-5
表 3.2-2 モデルガラス固化体の燃焼条件、再処理条件、および固化条件	III-5
表 3.2-3 炉取り出し後、再処理までの冷却期間、貯蔵期間、 および炉取り出し後、埋設までの冷却期間	III-6
表 3.2-4 岩盤の基本的な力学特性の設定で考慮した特性間の関係	III-14
表 3.2-5 理論解によるパラメータスタディに用いた力学特性値 (軟岩系岩盤データセット)	III-15
表 3.2-6 岩盤の基本的な特性値 (設計用岩盤特性データセット)	III-17

第 IV 章

表 4.1.1-1 オーバーバックに対する基本要件	IV-2
表 4.1.1-2 オーバーバックの設計要件	IV-3
表 4.1.1-3 オーバーバックの候補材料に対する要求事項	IV-6
表 4.1.1-4 緩衝材間隙水中の化学種の濃度範囲と pH の範囲 (計算値)	IV-11
表 4.1.1-5 基本形状およびガラス固化体収容孔の寸法に対する要求事項	IV-50
表 4.1.1-6 オーバーバック形状の比較評価	IV-51
表 4.1.1-7 オーバーバックに作用する荷重の組み合わせ	IV-52
表 4.1.1-8 オーバーバックに作用する外圧値	IV-54
表 4.1.1-9 オーバーバック耐圧厚さの計算結果	IV-54
表 4.1.1-10 解析条件	IV-56
表 4.1.1-11 炭素鋼オーバーバックの厚さ	IV-58
表 4.1.1-12 封入、検査およびハンドリングの各方法に対する要求事項	IV-62
表 4.1.1-13 封入方法としての適用性に関する比較評価	IV-62
表 4.1.1-14 漏れ試験におけるサーチガスの導入方法案	IV-65
表 4.1.1-15 ハンドリングの観点からのオーバーバックの形状案	IV-66

表 4.1.1- 16	オーバーバックの品質管理項目	IV - 68
表 4.1.2- 1	国内外のベントナイトの鉱物組成	IV - 75
表 4.1.2- 2	国内外のベントナイトの物理特性	IV - 75
表 4.1.2- 3	3号および5号ケイ砂の化学組成	IV - 76
表 4.1.2- 4	ケイ砂の粒径分布の異なる材料の締固め特性（動的）	IV - 77
表 4.1.2- 5	ケイ砂混合率の異なる材料の締固め特性（動的）	IV - 78
表 4.1.2- 6	ケイ砂混合率の異なる材料の締固め特性（静的）	IV - 80
表 4.1.2- 7	粉末ベントナイトの熱伝導率測定条件および結果	IV - 86
表 4.1.2- 8	粉末ベントナイトの熱拡散率測定条件および結果	IV - 86
表 4.1.2- 9	各材料における水分拡散係数実験式の係数の値	IV - 90
表 4.1.2- 10	温度勾配水分移動試験における試験条件	IV - 93
表 4.1.2- 11	膨潤応力、圧密降伏応力、圧縮指数、膨潤指数一覧	IV - 97
表 4.1.2- 12	R-O モデルの G_{max} , h_{max} , τ_p , α , β	IV - 101
表 4.1.2- 13	弾性波速度測定結果	IV - 102
表 4.1.2- 14	膨潤量試験結果	IV - 106
表 4.1.2- 15	ひび割れの発生状況	IV - 113
表 4.1.2- 16	緩衝材中における溶存水素の拡散試験ケース	IV - 115
表 4.1.2- 17	実効拡散係数（測定温度 25℃）	IV - 118
表 4.1.2- 18	実効拡散係数（測定温度 60℃）	IV - 118
表 4.1.2- 19	繰り返し試験の結果	IV - 124
表 4.1.2- 20	Volckaert らの試験結果	IV - 124
表 4.1.2- 21	ベントナイトに対する金コロイドの透過試験結果	IV - 126
表 4.1.2- 22	ブロック継目部のせん断試験用供試体一覧	IV - 128
表 4.1.2- 23	飽和度別にみた各供試体のせん断強度	IV - 130
表 4.1.2- 24	飽和度別にみた各供試体のせん断強度特性	IV - 130
表 4.1.2- 25	ベントナイトの浸食に関する流水試験結果	IV - 140
表 4.1.2- 26	放射性核種の隔離のための緩衝材の設計要件	IV - 143
表 4.1.2- 27	人工バリアが成立するための緩衝材の設計要件	IV - 144
表 4.1.2- 28	各試験条件における含水比の統計的な値（単位％）	IV - 159
表 4.1.2- 29	現場締固め施工確認試験結果	IV - 162
表 4.1.2- 30	原位置施工確認試験における施工管理項目と目標値 および管理値	IV - 163
表 4.1.2- 31	原位置施工確認試験における測定データ	IV - 163
表 4.1.2- 32	吹付け試験条件	IV - 167
表 4.1.2- 33	緩衝材の製作施工実績	IV - 169
表 4.1.2- 34	現場締固め工法の分類	IV - 172
表 4.1.2- 35	各現場締固め工法の比較	IV - 175

表 4.1.2-36	緩衝材ブロックの分割の考え方（横置き定置方式）	IV-183
表 4.1.2-37	緩衝材ブロックの分割の考え方（縦置き定置方式）	IV-184
表 4.1.2-38	現場締固め方式における施工工程と品質管理項目の例	IV-185
表 4.1.2-39	ブロック方式における施工工程と品質管理項目の例	IV-196
表 4.1.3-1	人工バリアの仕様例	IV-199
表 4.2.1-1	処分場の地下施設における坑道の役割	IV-206
表 4.2.1-2	地下施設の設計要件	IV-207
表 4.2.2-1	空洞安定性から必要となる坑道離間距離	IV-211
表 4.2.2-2	処分孔縦置き方式の処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ	IV-211
表 4.2.2-3	処分坑道横置き方式、硬岩系岩盤の処分坑道離間距離と 廃棄体ピッチ	IV-212
表 4.2.2-4	処分坑道横置き方式、軟岩系岩盤の処分坑道離間距離と 廃棄体ピッチ	IV-212
表 4.2.2-5	合理的な処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせ （処分坑道横置き方式）	IV-214
表 4.2.2-6	解析に用いた判定の指標	IV-224
表 4.2.2-7	硬岩系岩盤（HR）の静的物性値（深度依存性あり）	IV-228
表 4.2.2-8	軟岩系岩盤の静的物性値（深度依存性なし）	IV-228
表 4.2.2-9	覆工コンクリート物性値	IV-229
表 4.2.2-10	H型鋼物性値	IV-229
表 4.2.2-11	必要支保工厚	IV-230
表 4.2.2-12	離間距離のまとめ	IV-232
表 4.2.2-13	解析手順	IV-233
表 4.2.2-14	主要・連絡坑道の解析ケース（硬岩）	IV-235
表 4.2.2-15	処分坑道（横置き）の解析ケース（硬岩）	IV-235
表 4.2.2-16	処分坑道（縦置き）の解析ケース（硬岩）	IV-235
表 4.2.2-17	解析手順	IV-239
表 4.2.2-18	主要・連絡坑道の解析ケース（軟岩）	IV-241
表 4.2.2-19	処分坑道（横置き）の解析ケース（軟岩）	IV-241
表 4.2.2-20	処分坑道（縦置き）の解析ケース（軟岩）	IV-241
表 4.2.2-21	境界条件	IV-248
表 4.2.2-22	交差角度と影響範囲	IV-251
表 4.2.2-23	解析で用いた岩盤物性および層厚	IV-255
表 4.2.2-24	処分坑道の解析に用いた応答震度	IV-259
表 4.2.2-25	立坑における解析ケース（応答震度の設定種類）	IV-259

表 4.2.2-26	応答せん断応力と応答露度（水平成分）分布	IV - 260
表 4.2.2-27	吹付けコンクリートの物性値	IV - 260
表 4.2.2-28	支保工応力度調査結果（軟岩系岩盤処分坑道）	IV - 264
表 4.2.2-29	人工バリア、岩盤および隙間の物性	IV - 275
表 4.2.2-30	均一化モデルにおける解析ケース	IV - 277
表 4.2.2-31	隙間を考慮したモデルの解析ケース	IV - 277
表 4.2.2-32	処分孔竖置き方式の処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ	IV - 281
表 4.2.2-33	処分坑道横置き方式の処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ	IV - 282
表 4.2.2-34	人工バリア各位置での最高上昇温度（硬岩系岩盤）	IV - 284
表 4.2.2-35	人工バリア各位置での最高上昇温度（軟岩系岩盤）	IV - 285
表 4.2.3-1	レイアウト設計上考慮すべき項目	IV - 291
表 4.2.3-2	アクセス方式の分類	IV - 295
表 4.2.3-3	地質環境条件等の仮定	IV - 297
表 4.2.4-1	緩衝材の膨出解析用物性値	IV - 328
表 4.3.1-1	熱-水-応力連成解析に用いた物性値	IV - 338
表 4.3.1-2	熱-水-応力連成解析ケース	IV - 339
表 4.3.1-3	各ケースにおける再冠水時間の比較	IV - 342
表 4.3.2-1	解析条件一覧	IV - 355
表 4.3.2-2	岩盤クリープ解析用岩盤物性値	IV - 357
表 4.3.2-3	岩盤クリープ解析用緩衝材物性値	IV - 357
表 4.3.2-4	絶対変位置およびクリープによる変位置	IV - 359
表 4.3.2-5	腐食膨張解析用物性値	IV - 364
表 4.3.3-1	固有値解析で用いた入力物性	IV - 384
表 4.3.3-2	等価線形解析で用いた物性値	IV - 386
表 4.3.3-3	非線形解析で用いた物性値	IV - 386
表 4.3.3-4	人工バリア固有値解析に用いた物性	IV - 393
表 4.3.3-5	解析ケースおよび初期条件	IV - 394
表 4.3.3-6	重複反射理論に用いた地層条件	IV - 395
表 4.3.3-7	1 相系解析で用いた物性	IV - 404
表 4.3.3-8	ジョイント要素物性	IV - 405
表 4.3.4-1	ガス発生速度の計算結果	IV - 424
表 4.3.4-2	拡散解析ケース一覧	IV - 426
表 4.3.4-3	ガス移行解析モデルデータセット	IV - 435

第 V 章

表 5.1-1	主な立坑建設工法	V-2
表 5.1-2	主な斜坑建設工法	V-3
表 5.1-3	立坑建設工法の比較	V-5
表 5.1-4	水平坑道の代表的な掘削工法の比較	V-10
表 5.1-5	主要・連絡坑道の工法選定	V-10
表 5.1-6	破砕に要する比エネルギーの比較	V-18
表 5.1-7	プラグ部拡幅工法の比較	V-22
表 5.1-8	トンネル掘削にともなう湧水の問題点	V-24
表 5.1-9	トンネル施工事例調査結果（湧水）	V-25
表 5.1-10	トンネル施工事例調査結果（山はね）	V-29
表 5.1-11	地圧に対する対策例	V-30
表 5.1-12	品質管理内容の例	V-32
表 5.1-13	品質管理の例	V-33
表 5.2-1	オーバーバック封入施設における検査項目	V-35
表 5.2-2	アクセス坑道における搬送方式の比較	V-37
表 5.2-3	廃棄体、緩衝材の搬送・定置の品質管理項目	V-61
表 5.2-4	埋め戻し材の施工法比較一覧	V-64
表 5.2-5	上半部、下半部の工法組み合わせ例	V-66
表 5.2-6	骨材混合体の材料の品質管理項目	V-69
表 5.2-7	締固めにかかわる品質管理項目	V-70
表 5.2-8	ブロックにかかわる品質管理項目	V-71
表 5.2-9	コンクリートにかかわる品質管理項目	V-72

第 VI 章

表 6.3-1	各作業段階ごとに取得すべきと考えられる主な情報の内容と計測項目	VI-6

第 VII 章

表 7.2-1	原子力利用長期計画によるスケジュール	VII-2
表 7.2-2	基本スケジュール	VII-2
表 7.3-1	立坑の建設期間	VII-3
表 7.3-2	連絡坑道の建設期間	VII-4
表 7.3-3	主要坑道の建設期間	VII-4
表 7.3-4	処分坑道の建設期間	VII-4
表 7.3-5	処分坑道 1 本あたりの処分孔の建設期間	VII-5
表 7.3-6	処分坑道の埋め戻し期間	VII-6
表 7.3-7	主要坑道の埋め戻し期間	VII-6
表 7.3-8	連絡坑道の埋め戻し期間	VII-7
表 7.3-9	立坑の埋め戻し期間	VII-7
表 7.4-1	全体工程概要（硬岩系岩盤、横置き方式）	VII-9
表 7.4-2	全体工程概要（硬岩系岩盤、縦置き方式）	VII-10
表 7.4-3	全体工程概要（軟岩系岩盤、横置き方式）	VII-11
表 7.4-4	全体工程概要（軟岩系岩盤、縦置き方式）	VII-12

付録 A

表 A-1	設計用岩盤特性値の設定において考慮した特性値の関係	A-2
表 A-2	硬岩系岩盤データセットにおける静的力学特性値	A-15
表 A-3	軟岩系岩盤データセットにおける静的力学特性値	A-15
表 A-4	岩基質部の熱伝導率と比熱	A-16
表 A-5	設計用の岩盤の熱特性値	A-17
表 A-6	硬岩系岩盤データセットの動的力学特性値	A-22
表 A-7	軟系岩盤データセットの動的力学特性値	A-23
表 A-8	静的力学特性と動的力学特性の比較	A-24
表 A-9	設定した主要な岩盤特性値（設計用岩盤特性データセット）	A-25

第1章

はじめに

第1章 はじめに

本報告は、これまで核燃料サイクル開発機構（以下サイクル機構という）が実施してきた処分技術の研究開発の成果を取りまとめたものである。その内容は、基本的に原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会報告書「高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発等の今後の進め方について」（1997；以下、「専門部会報告書」という）に示された第2次取りまとめの処分技術の目標および課題に応えるものとなっている。また、総論レポート第IV章の「地層処分の工学技術」に示した内容を透明性と追跡性をもって技術的に支えるものである。

1.1 目的

専門部会報告書では、人工バリアと処分施設の設計、製作・施工、建設などに関し、第2次取りまとめの目標は、安全性を実現するための信頼性の高い人工バリアならびに処分施設についての設計要件を提示するとともに、これらが現実的な工学技術によって合理的に構築できることを示すこととされている（原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会、1997）。この目標に対して、わが国の長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を考慮しつつ、人工バリアや処分施設の設計の考え方や設計要件を示し、これらに基づいて設計を試みることをとした。さらに、設計したそれらの仕様例に対して、合理的に製作、施工ができることを示すこととした。また、専門部会報告書では、処分場の地質環境と地層処分システムの状態を監視し安全性を確認するため、建設開始から閉鎖に至るまでの各段階において取得すべき情報、計測方法などを技術的に検討し、処分場の管理に関する技術的基盤を整えることとされている。これに対しては、処分場の管理の目的を明らかにするとともに、その目的に沿った、建設、操業、閉鎖の各作業段階で行われる管理の項目と、その項目ごとに取得すべき主な情報の内容を示すこととした。

1.2 構成および概要

分冊2は全8章から構成されている。まずこの章で専門部会報告書に示された内容を踏まえて、目的、構成および概要を示した。第II章では、わが国の地層処分の概念と安全確保の考え方に基づいて、人工バリアと処分施設の基本概念を示し、処分場の構成について説明した。次に第III章では、第2次取りまとめにおける人工バリアと処分施設の設計の基本的考え方を示すとともに検討に必要な前提について整理した。

第IV章では、わが国の長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を考慮しつつ、人工バリアや処分施設の設計要件に関して検討を行い、これらに基づいて設計を試みた。人工バリアの設計要件の検討にあたっては、分冊1に述べたわが国の地質環境に関する岩盤の熱・力学特性、地下水の水理特性、地球化学特性等の知見に基づき、人工バ

リアが設置される周辺の地質環境の条件および人工バリア設置後のニアフィールド環境の変化を考慮した。処分施設の設計要件については、施設全体にわたる領域の地質環境を視野に入れて検討を行った。また、これらの検討においては、設計と地層処分システムの性能評価との関連に注意するとともに、経済的合理性についても配慮した。人工バリアの設計では、想定される地質環境の幅に対応できるように、人工バリアの性能に余裕を持たせるという考え方に基づいて、オーバーバックと緩衝材に関する材料や厚さ等の仕様を検討した。また、試作や試験に基づいて、製作・施工性、品質管理について検討を行った。処分施設の設計では、各坑道の力学的安定性について評価を行うとともに坑道の耐震安定性についても検討した。また、人工バリアに対する熱的影響の検討を行い、坑道の力学的安定性の評価結果とあわせて、処分場の性能を損なわないような処分坑道の配置や廃棄体定置ピッチについて検討した。これらの結果に基づき、処分場のレイアウトを検討した。坑道の埋め戻しに関しては、候補材料の特性を把握するとともに、その機能と役割について検討した。さらに、埋設後の人工バリアの健全性に関しては、設計した人工バリアや処分施設の仕様例に基づいて、再冠水時の人工バリア挙動、人工バリアの長期構造力学安定性、ニアフィールドの耐震安定性、ガス移行挙動、および緩衝材の周辺岩盤への侵入について解析・評価を行った。

第 V 章では、処分場の建設・操業・閉鎖に関して、現有技術あるいは近い将来実現可能と考えられる技術に基づき、坑道の建設方法、緩衝材や廃棄体の搬送・定置概念、坑道の埋め戻し方法等について検討を行った。

第 VI 章の処分場の管理については、地層処分の基本概念や制度的管理等に関する国際的なコンセンサスを念頭に、処分場の管理の目的について技術的観点から整理するとともに、管理の目的に沿って建設・操業・閉鎖の各作業段階で行われる処分場の管理の内容について検討した。

また VII 章では、国の基本方針（原子力委員会、1994）等にも示された処分の基本スケジュールと関連させて、検討した処分場のレイアウトに対応する全体工程を検討した。

最後に VIII 章で、I 章から VII 章に示した処分技術の研究開発の内容について、専門部会報告書の目標や課題に関連づけて総括して記述した。

第 I 章 参考文献

原子力委員会原子力バックエンド対策専門部会（1997）：高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発等の今後の進め方について。

原子力委員会（1994）：原子力の研究、開発及び利用に関する長期計画（平成6年）。

第Ⅱ章

人工バリアおよび 処分施設の基本概念

第II章 人工バリアおよび処分施設の基本概念

2.1 安全確保の考え方

2.1.1 わが国の地層処分概念

第1次取りまとめ（動力炉・核燃料開発事業団，1992）においてまとめられたわが国における地層処分概念は、わが国が変動帯に位置するという地質学的特徴を踏まえ、地質環境の長期的な安定性についてとくに配慮し、「安定な地質環境」に、多重バリアシステム^{2.1.1)}を構築するという特徴がある。この概念に基づき、安定な地質環境を選定することで、地下に処分された廃棄物と人間との物理的距離が接近することによって人間環境への影響が生ずる可能性を排除することを基本とする。多重バリアシステムは、地下水によって放射性核種が人間環境に運ばれ、そこで生じる有意な影響に対する措置として重要な意味をもつ。

現在進めている研究開発では、上述した地層処分概念に沿って、長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を対象とした多重バリアシステムの検討を行っており、さまざまな地質環境に対応できるよう、「性能に余裕を持たせた人工バリア」を考えている。また、人工バリアは設計や品質管理を通じてその性能を自由に設定することが可能であるとともに、「性能に余裕を持たせる」ことによって、天然の地質環境が本来的にもつ空間的不均質性や時間的変動に起因するバリア機能の不確実性を、ある程度補完することが可能であり（Yamato, et al., 1993; Umeda, et al., 1993）、わが国における地層処分の成立性を、より確実なものとすることができると考えられる。将来、処分サイトが決まった段階では、その予定地の地質環境を考慮して、安全面、経済面から合理的な人工バリアが決定される。

以上に述べたように、廃棄物と人間との物理的接近の影響を避け、地下水による人間環境への影響に対する安全機能の冗長性（リダンダンシー）を確保するため、わが国の地層処分概念は、「安定な地質環境に、性能に余裕を持たせた人工バリアを含む多重バリアシステムを構築する」ものであると定義することができる。

2.1.2 地層処分システムとその機能

地層処分システムは、図 2.1-1 に示すように、ガラス固化体、ガラス固化体を格納する金属製の容器（オーバーパック）、地下に構築される際に地層との間に充填される物質（緩衝材）からなる人工バリアと、それが設置される安定な地質環境から構成され、それぞれのバリアが種々の安全機能を発揮することが期待されている。

^{2.1.1)} 安全防護のための人工的に設計される複数の障壁（人工バリア）と、含まれる物質を長期にわたって固定し保存するという天然の働きを備えた地層（天然バリア）とを組み合わせたシステム。

わが国における地層処分の基本的考え方

「安定な地層に、性能に余裕を持たせた人工バリアを含む多重バリアシステムを構築」



図 2.1-1 地層処分システムの構成要素

図 2.1-1 に示した地層処分システムに期待される機能は、地下水に対して概略以下のよう働く。

処分場が建設されるような地下深部は、長期にわたって地質構造学的に安定で、地下水は還元性であり流束は小さい。ガラス固化体、オーバーバック、緩衝材からなる人工バリアは、このような地質環境の中に構築されるので、長期間健全性が維持され、期待される機能を発揮することが可能である。周囲の岩盤と接触する緩衝材は低透水性であるため、人工バリア中では地下水の動きは極めて遅く、したがって物質の移動も小さなものとなる。また、地下水が還元性であることから、オーバーバックの腐食速度は遅く、少なくともガラス固化体の放射能および崩壊熱が高い初期の期間において、ガラス固化体が地下水との接触から防ぎ、放射性核種を物理的に閉じ込めることが期待できる。

地下水がガラス固化体に接触したとしても、放射性核種は安定なガラス構造の中に取り込まれているため、地下水への溶解は非常にゆっくりしたものになる。さらに、還元性環境のために、大部分の放射性元素の溶解度は低く抑えられ、地下水中の放射性核種の濃度は制限される。また、地下水が緩衝材やオーバーバックの腐食生成物と化学反応することにより、還元性の条件はより確実に維持される。

緩衝材中では地下水の動きがきわめて小さいため、ガラス固化体から溶出した放射性核種は拡散によってのみ移動し、さらに緩衝材に含まれる鉱物に収着されるため、

その移動が抑制される。また、緩衝材はフィルター効果を持ち、放射性核種がコロイドとなった場合でも、その移動を阻止する。人工バリアの外側の岩盤中では、地下水の動きが緩慢であるうえ、岩石に含まれる鉱物によって放射性核種が収着されるため、放射性核種の移行は抑制される。また、岩盤中を地下水によって運ばれる間に放射性核種は分散し、次第に希釈されるとともに放射能も減衰する。

以上のような個々のバリア機能が相互補完的に働くことにより、放射性核種が処分施設から人間環境に移行するまでは非常に長い時間を要し、この間に放射性核種は崩壊により減衰すると同時に希釈され、人間環境に有意な影響を及ぼさないようにすることが重要である。とくに、放射性核種の移行抑制に対して大きな影響をもつガラス固化体、オーバーバック、緩衝材間の相乗効果および、それらと周辺岩盤の相乗効果を確実に機能させるため、オーバーバックや緩衝材の厚さには十分な保守性を見込んだものとしている（動力炉・核燃料開発事業団、1992）。

2.1.3 安全確保のための対策

2.1.1 に述べたわが国の地層処分概念に基づけば、安全性を確保するための対策は次のようになる。まず、

- －地層処分にとって適切な地質環境を選定すること（サイト選定）
- －選定された地質環境に対して、人工バリアや処分施設を適切に設計、施工すること（工学的対策）

によって、地層処分システムが備えるべき固有の性能を確保する。さらに、

- －構築された地層処分システムの安全性を評価すること（安全評価）

によって、長期的な安全性の確認を行う。

したがって、地層処分による安全性は、処分サイトの選定、工学的対策、地層処分システムの安全評価という3つの作業によって確かなものとして示されることになる。

2.1.3.1 サイト選定

地層処分の安全確保の観点から考えた場合、サイト選定では、まず、処分システムの性能に大きな影響をもたらす事象が生じる可能性のある場所を避けることが重要である。わが国は変動帯に位置しており、とくにこの観点から適切な処分サイトを選定することは重要である。このため、処分システムの性能に大きな影響をもたらす天然現象（たとえば、火山・火成活動、断層運動、著しい隆起・侵食など）の活動履歴や地質環境への影響に関する理解に基づいて、安定な地質環境の持つべき要件が明らかにされる。

さらに、長期間のうちにオーバーバックが劣化し、ガラス固化体中の放射性物質が

地下水に溶解して人間環境に影響を及ぼすという可能性を抑制するため、できるだけ好ましい地質環境を選定することも重要である。一般的に、このような条件として、

- －人工バリアの健全性と放射性核種の保持・移行遅延機能が保証されるよう、岩盤が力学的に安定であること、および地下水の流束が小さく、化学的に還元性であること
- －地質媒体が、放射性核種の移行に対して大きな遅延機能を有すること
- －処分場から人間環境までの地下水の移動距離が長く分散希釈効果が大きいたことが挙げられる。

地層処分にとって適切な地質環境を選定することや、わが国の地下深部の地質環境特性に関連する科学的知見については、分冊1に示されている。

2.1.3.2 工学的対策

処分場の設計は、経済的かつ合理的に実現可能な技術により実現できるものでなければならない。また、実際の製作、施工にあたっては、厳密な品質管理により、人工バリアや処分施設に工学的な欠陥が生じないようにすることが必要である。

このような工学的対策に関しては、本分冊で具体的に論じる。

2.1.3.3 安全評価

地層処分システムの安全評価においては、まず、地層処分システムの特徴や性質（Feature）と、安全性能に影響を及ぼすと考えられる種々の事象（Event）およびプロセス（Process）を考慮して、システムの将来の挙動に関するシナリオが作成される。次に、シナリオに従ってシステムの長期的な現象を表現するため、物理・化学的な法則に基づいた数学モデルの開発と必要なデータの整備が行われる。最後に、モデルとデータを用いた影響解析を行ってシステムの性能が推定された後、これを安全規制のために定められた指針や基準と比較してシステムの安全性が判断される。

分冊3において、これら一連の作業がわが国の地層処分システムに対して具体的に示される。

2.2 人工バリアおよび処分施設の基本概念

高レベル放射性廃棄物の処分場は、人工バリアと処分施設から構成される。この節では、人工バリアと処分施設の基本概念について述べる。

2.2.1 人工バリアの基本概念

2.2.1.1 人工バリアの構成

2.1 に示したように、現在のわが国の地層処分概念は、「安定な地質環境に、性能に余裕を持たせた人工バリアを含む多重バリアシステムを構築する」ことを基本としている。人工バリアは、工学的対策が施された障壁（バリア）であり、図 2.2-1 に示すように、その構成要素としては、ガラス固化体、廃棄物を格納する堅固な容器（以下、「オーバーパック」という）、オーバーパックと岩盤の間に充填される緩衝材がある（動力炉・核燃料開発事業団、1992）。

ガラス固化体は、放射性核種を安定なガラス構造の中に取り込み、地下水への溶出を抑制する特性を有する。オーバーパックの主要な機能は、ガラス固化体と地下水の接触を一定期間阻止することである。緩衝材の機能は、その物理的、化学的緩衝機能によってガラス固化体を保護するとともに、周囲からの地下水の浸透やその中での流れを抑制し、地下水に溶出した放射性核種を収着することによって、放射性核種の移動を抑制することである。

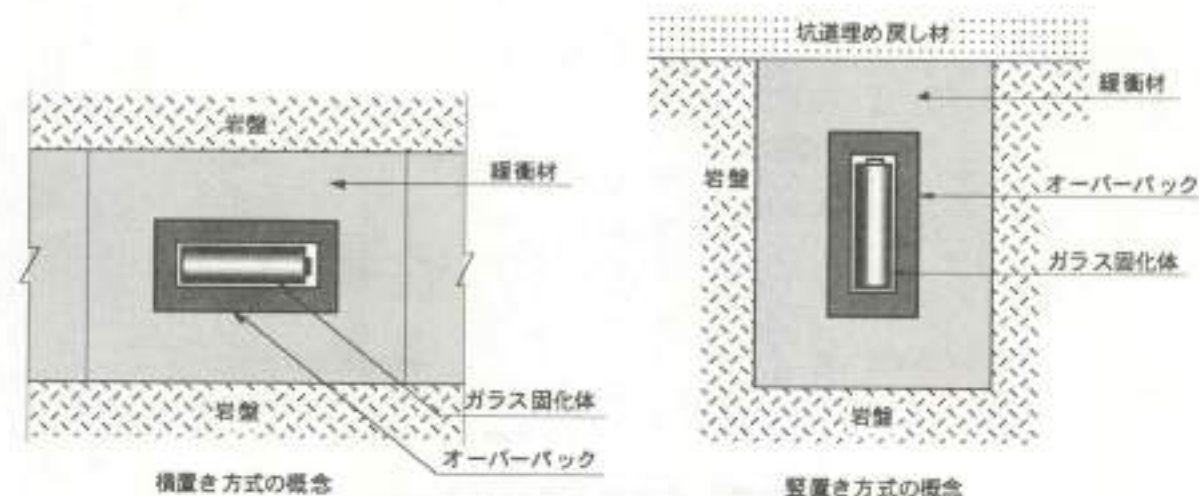


図 2.2-1 人工バリアの概念

2.2.1.2 定置レイアウト

廃棄物^{2.2-1)}を定置埋設するためのレイアウトは、第1次取りまとめでいくつかの例が示され、また、わが国と同様に多重バリアの概念を取り入れている諸外国（スイス、スウェーデン、フィンランド等）においても、今までにいくつかの案が示されて

2.2-1) オーバーパックにガラス固化体を封入したもの。

いる。これらの方式も含め可能性があると考えられる方式を整理すると、基本的に、廃棄体を処分坑道に直接定置する方式と、処分坑道から処分孔を一定間隔で掘削しそこに定置する方式に区分される。それらのそれぞれについて、横置きと縦置きの定置バリエーションが考えられるので、組み合わせとしては、図 2.2-2 に示すように、4つの方式に分類することができる。

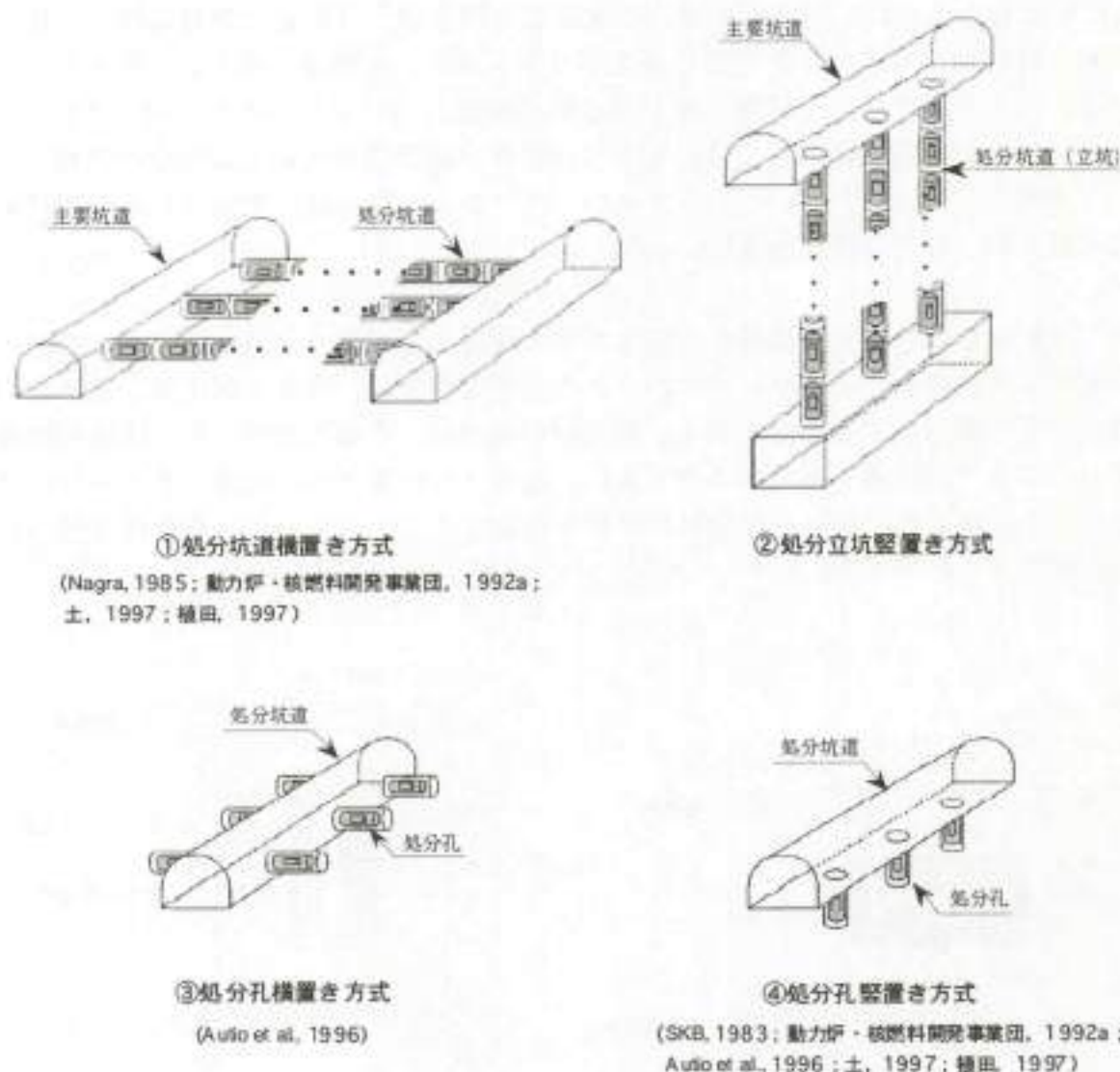


図 2.2-2 定置レイアウトのバリエーション

これら4つの方式の定置方法の概要と長所を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 各定置レイアウトの特長

定置レイアウト	①処分坑道横置き方式	②処分立坑縦置き方式	③処分坑横置き方式	④処分坑縦置き方式
定置方法の概要	廃棄体は処分坑道を直接利用して横に一定間隔で定置される。	廃棄体は縦方向に構築された処分坑道（立坑）に一定間隔で縦に定置される。	廃棄体は処分坑道に一定間隔で、両側に横向きに構築された処分坑にそれぞれ定置される。	廃棄体は処分坑道に一定間隔で縦向きに構築された処分坑にそれぞれ定置される。
長所	- 処分坑道の径を人工バリアの径まで小さくできるため掘削・埋め戻し量が最も小さい。 - 緩衝材ブロックを用いた実規模の施工試験が実施された例がある（ENRESA, 1998）。	他の方式に比べ、処分坑道（立坑）を最も効率よく掘削できる。	- 廃棄体を処分坑道の両方向に定置するため処分坑道を効率的に利用できる。 - 処分坑道埋め戻しで 2 方向避難が可能。	- 緩衝材の隙間充填作業等の定置性に優れている。 - 処分坑道埋め戻しで 2 方向避難が可能。

定置レイアウトの方式は、実際に処分サイトが選定されれば、その地質環境条件等に応じて、それぞれの方式の特徴を生かしながら①～④の組合せも含め柔軟に選ぶことができると考えられる。ここでは、掘削・埋め戻し量が少ない①処分坑道横置き方式と人工バリアの定置性に優れた④処分坑縦置き方式を例にとり、3 章以降の検討を行うこととする。

2.2.2 処分施設の基本概念

2.2.2.1 処分施設の構成

処分施設は、地上施設と地下施設から構成される。地上施設はガラス固化体を受入れて検査し、オーバーバックに封入した後、それを地下深部に搬送するために必要な施設や、建設・操業・閉鎖^{2.2.2)}に関連して地上部に必要となる施設等から構成される。

地下施設は、図 2.2-3 に示すように、地上と地下の施設を結ぶアクセス坑道^{2.2.3)}、廃棄体を定置するための処分坑道、処分坑道を取り囲む主要坑道と、主要坑道間を結ぶ連絡坑道等から構成される。また、廃棄体の搬送・移送に関わる施設、坑道建設に関わる施設、およびそれらの作業の安全性を維持するための施設等も地下に建設される。

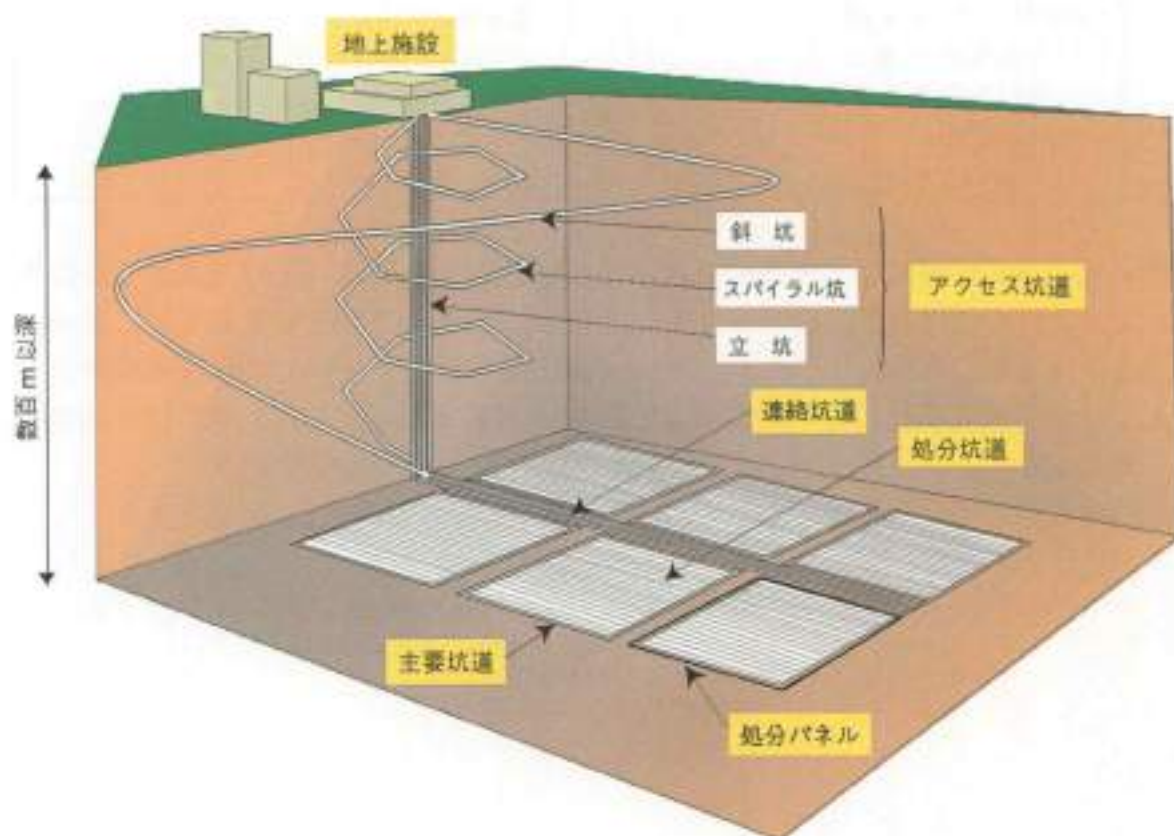


図 2.2-3 処分施設の基本概念

^{2.2.2)} 建設段階では、地上施設と地下施設の建設が行われる。操業段階では、主な作業としてガラス固化体の受け入れ、オーバーバックへの封入、緩衝材の製作、廃棄体と緩衝材の搬送・定置、処分坑道と主要坑道の埋め戻しが行われる。閉鎖段階では、主な作業として連絡坑道とアクセス坑道の埋め戻し、地上施設の解体・撤去が行われる。

^{2.2.3)} アクセス坑道方式は、鉛直の坑道による立坑方式と傾斜した坑道による斜坑方式（斜坑、スパイラル坑道）に分けられる。図では、これらの方式が理解できるように概念的にすべて示してあるが、サイトが決まれば、その地質環境条件や敷地条件なども考慮して、最適な方式あるいはその組み合わせが設定される。

2.2.2.2 処分パネルの概念とパネルレイアウト

処分パネルとは、図 2.2-3 に示すように、廃棄体を定置する処分坑道群とそれを取り囲む主要坑道からなる 1 つの区画である。廃棄体を処分する領域をいくつかの独立したパネルに分割するという概念を取り入れることにより、

- ・処分サイトの地質環境条件等に応じて、図 2.2-4 に示すような分散配置や多層配置等の柔軟なパネルレイアウトを行うこと
- ・作業の安全性や効率性の観点では、建設、操業、閉鎖という主要な作業を独立に並行して実施すること
- ・技術の進捗に応じて、後段のパネルではより合理的な建設・操業・閉鎖の作業を行うこと

などが可能となる。

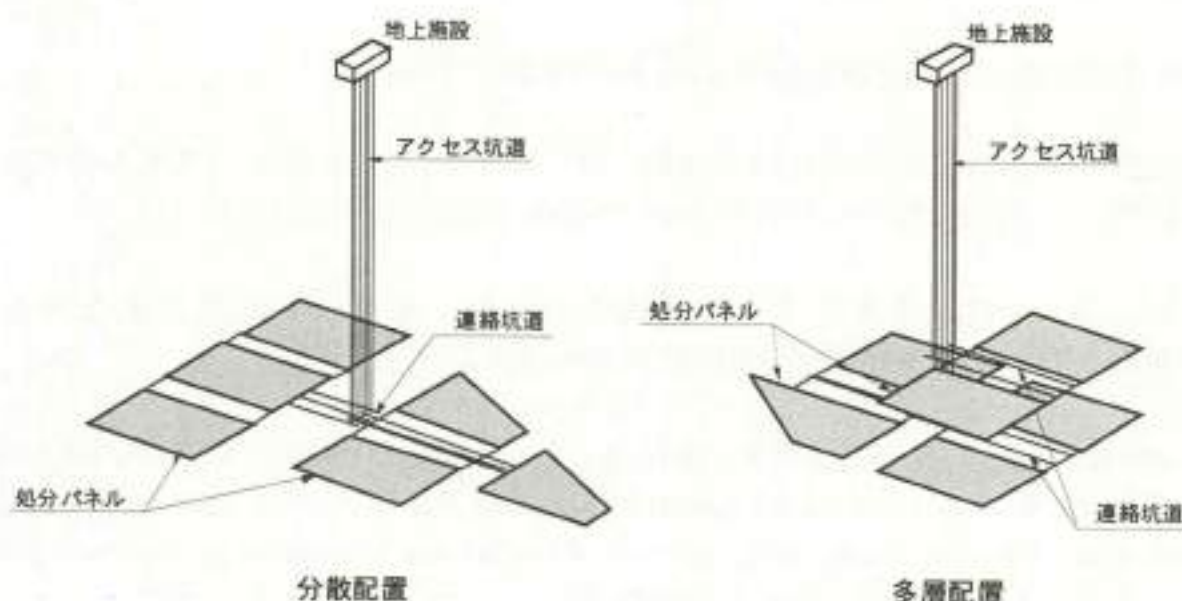


図 2.2-4 パネルレイアウトのバリエーション

処分サイトが特定されれば、パネルレイアウトやパネル形状は、設計される処分坑道間距離や廃棄体の埋設ピッチ等に基づき、敷地形状、割れ目帯の位置や地下水流動条件等の地質環境条件、地形条件、処分スケジュール、経済性等を総合的に考慮して適切に決められることになる。

第II章 参考文献

Autio, J., Saario, T., Tolppanen, P., Raiko, H., Vieno, T. and Salo, J-P. (1996): Assessment of Alternative Disposal Concepts, POSIVA-96-12.

電力知・核燃料開発事業団 (1992): 高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書－平成3年度－, PNC TN1410 92-081.

ENRESA (1998): FEBEX full-scale engineered barriers experiment in crystalline host rock, pre-operational stage, summary report.

Nagra (1985): Project Gewähr 1985, NGB 85-09.

SKB (1983): Final Storage of Spent Nuclear Fuel - KBS-3, I General.

土宏之 (1997): 処分施設における廃棄体定置・ハンドリングの検討, 地層処分研究情報交換会 (INTEGRATE'97) 報告書, PNC TN1100 97-004, pp. 3.2-167-3.2-177.

植田浩義 (1997): 緩衝材の設計方法と設計例, 地層処分研究情報交換会 (INTEGRATE'97) 報告書, PNC TN1100 97-004, pp.3.2-185-3.2-191.

Umeki, H., Sakuma, H., Ishiguro, K., Hatanaka, K. and Naito, M. (1993): Near-field Geologic Environment as an Effective Barrier against Radionuclide Transport, Proc. 1993 International Conference on Nuclear Waste Management and Environmental Remediation September 5-11, 1993, Prague, Czech Republic, Vol. 1., pp747-754.

Yamato, A., Masuda, S., Umeki, H., Sakuma, H., Ishiguro, H. and Sasaki, N. (1993): Performance Assessment Study in PNC/H3 - A Japanese Approach -, Proc. the International Conference SAFEWASTE'93 (Safe Management and Disposal of Nuclear Waste), June 13-18, 1993, Avignon, France, Vol.2: Technical Sessions, pp455-466.

第 III 章

設計の基本的考え方
および前提となる条件

第 III 章 設計の基本的考え方および前提となる条件

3.1 設計の基本的考え方

第 1 章に示したように、人工バリアと処分施設の設計、製作・施工、建設などに関する第 2 次取りまとめの目標は、わが国の地質環境の特徴を考慮したうえで、安全性を実現するための信頼性の高い人工バリアおよび処分施設について設計要件を提示するとともに、これらが現実的な工学技術によって合理的に構築できることを示すことである。

ここではこの目標に向け、地層処分の安全性を確保しつつ、人工バリアおよび処分施設の合理的な設計を行うための考え方を示し、設計においてわが国の幅広い地質環境を具体的にどのように考慮するかについて述べる。

まず、人工バリアおよび処分施設を合理的に設計するために、その重要な要素となる「設計要件」、「設計の進め方」、「設計解析」について、次のように考えることとした。

- 設計要件：人工バリアおよび処分施設に求められる機能と現状の技術および近い将来達成可能な技術を考慮し、経済性も勘案して、過度に保守的とならないように設計要件を設定することとした。この際、わが国の地質環境の特徴を考慮するとともに、地層処分システムの性能評価との関連にも配慮して、これらに柔軟に適用できるようにすることとした。
- 設計の進め方：設定した設計要件の中から、人工バリアと処分施設の個々の仕様（たとえば、オーバーパックの厚さや緩衝材の密度など）に関連する設計要件を抽出し、設計要件の組み合わせの例を検討することとした。個々の仕様の設定にあたっては、設計要件の組み合わせの例に基づき、設計解析の具体的な方法を考慮して、設計の手順を改善し、合理化を図ることとした。例示した設計要件の組み合わせを満たす仕様の幅に対しては、地質環境の多様性やモデル、データに対する不確実性を考慮し、性能に対する余裕などを勘案して、その幅の中から人工バリアおよび処分施設の仕様を例示することとした。また、人工バリアの埋設後の健全性にかかわる解析を行い、その結果を安全評価に資するとともに、人工バリアおよび処分施設の仕様設定に適宜反映することとした。
- 設計解析：設計要件や設計の進め方に従って合理的な仕様範囲を設定するために、以下に述べる改良された解析評価手法と現実的な設計データを適用して設計解析を実施することとした。
 - 解析評価手法：これまでの種々の試験研究などを通じて得られた知見をもと

に、熱-水-応力連成解析や地震応答解析などのモデル・コードの改良を図ることとした。

- 設計データ：岩盤の力学特性・熱特性・水理特性、オーバーバックの腐食挙動、緩衝材の特性などに関して、実測値に基づくより信頼性の高いデータベースの整備を進めてきた。これらのデータベースを用いて統計解析などを行い、現実的な設計データを設定することとした。

これら「設計要件」、「設計の進め方」、「設計解析」を組み合わせ、図 3.1-1 に示す設計の基本的な流れの中に適切に組み込むことによって、人工バリアや処分施設の設計を合理的に行うことが可能となる。また一連の設計によって設定された仕様例に対して、安全評価を行い、その結果を設計に適宜反映していくことが重要である。

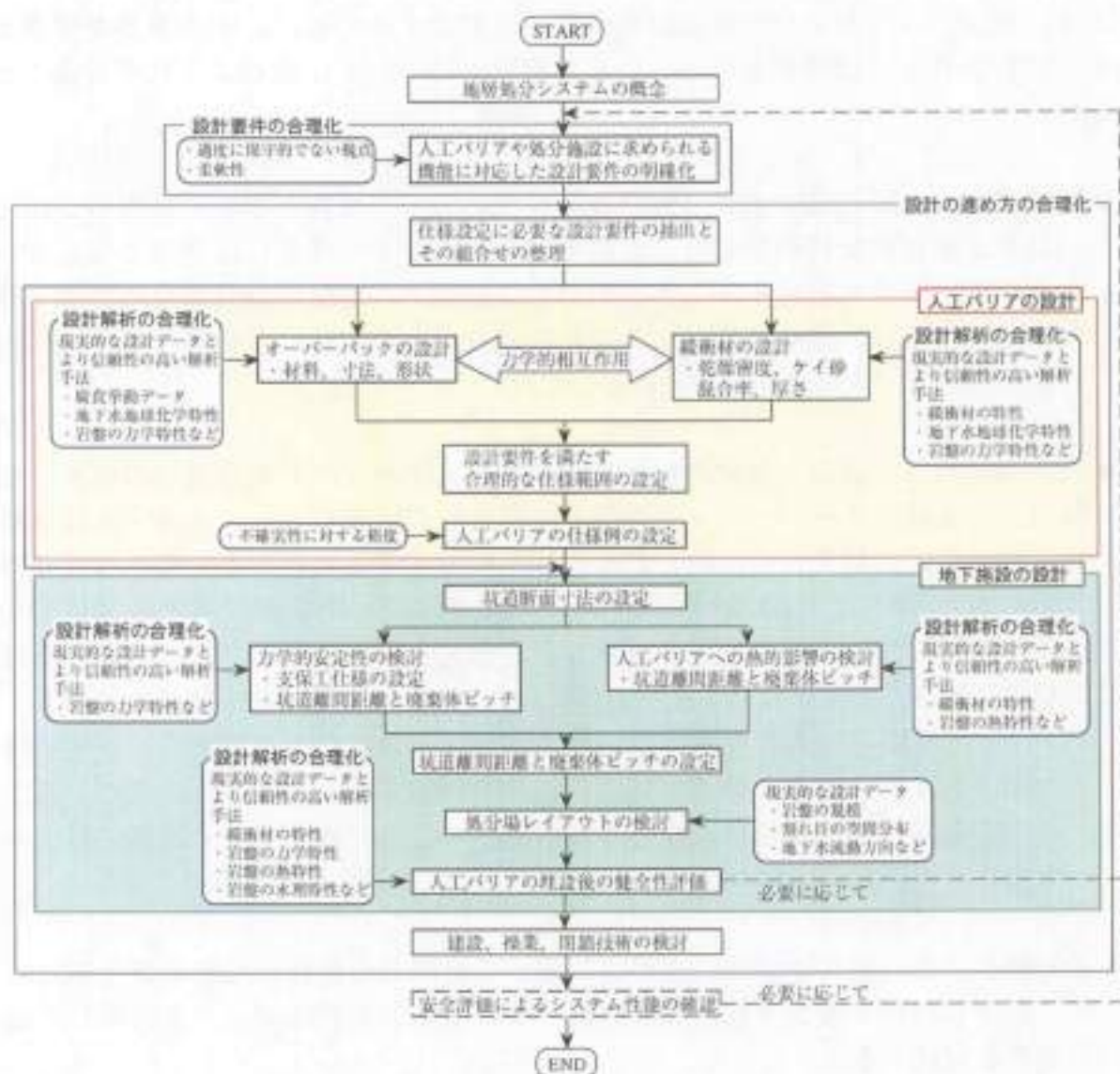


図 3.1-1 設計の基本的な流れの例と設計の合理化

設計にあたってわが国の地質環境を幅広く考慮するという点に関しては、次のように考えることとした。オーバーバックや緩衝材の設置環境としては、地下水を降水起源から海水起源のものまで幅広くとらえることとした。設計や施工技術の検討で必要となる岩盤の力学物性、熱物性、水理特性については、文献などをもとに広く収集したデータの幅を検討し、それらが地下深部の物性を表現していると考えてよいことを東濃地域や釜石鉱山での実測値によって確認することとした。これらの地下水の化学的條件や岩盤物性の幅に対して、現状の技術および近い将来達成可能な技術に基づいて、人工バリアと処分施設が現実的に設計、製作・施工できることを提示することとした。これによって、そこで示された人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工にかかわる技術で長期的な安定性を備えた地質環境に柔軟に対応できることを示すことができると考えられる。

3.2 前提となる条件

ここでは、人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工技術の検討において前提とする、

- ・ガラス固化体の仕様、発熱量、放射能、貯蔵期間および処分施設の規模
- ・地質構造要素と地形的条件
- ・岩盤特性
- ・処分深度

について述べる。

3.2.1 ガラス固化体の仕様、発熱量、放射能、貯蔵期間および処分施設の規模

高レベル放射性廃棄物は、国の基本方針（原子力委員会、1994）に基づけば、ガラス固化された後、冷却のために 30～50 年間程度貯蔵され、その後 2030 年代から遅くとも 2040 年代半ばに地下深い地層中に処分されることとなっている。わが国の原子力発電所から取り出された使用済燃料は、国内および海外の再処理工場（核燃料サイクル開発機構東海再処理工場、日本原燃株式会社再処理工場、仏国核燃料会社 [COGEMA] ラ・アーク再処理工場、および英国核燃料会社 [BNFL] セフウィールド再処理工場）で再処理され、そのとき発生する高レベル廃液がガラス固化される（原子力委員会、1998）。

3.2.1.1 ガラス固化体の仕様、発熱量および放射能

ガラス固化体の発熱量や放射能は、燃料のタイプ、原子炉における燃焼履歴、再処理工場での運転条件などに依存して変化する（石原ほか、1999）。ここでは、第 2 次取りまとめの目的のために、これらの変動要因を考慮して、処分場の設計や安全評価で用いるモデルガラス固化体を設定した。

1) ガラス固化体の仕様

今後発生するガラス固化体は、国内の再処理工場において製造されるガラス固化体がほとんどを占めることになる（たとえば、総合エネルギー調査会原子力部会、1999）。そこで、ガラス固化体の寸法や重量などの基本仕様、およびガラス固化体の発熱量やインベントリを設定するために必要となる核燃料の燃焼条件や再処理条件、ガラス固化条件については、国内の再処理工場で製造されるガラス固化体の仕様や条件（日本原燃株式会社、1992）を参考に、表 3.2-1、3.2-2 に示すように設定した。

表 3.2-1 モデルガラス固化体の基本仕様

項 目		設定値
材 料	固化ガラス	ホウケイ酸ガラス
	容器	ステンレス鋼
外形寸法	直径	490 mm
	高さ	1,340 mm
重 量	ガラス固化体重量	500 kg/本
	固化ガラス重量	400 kg/本
容 積	固化ガラス容積	150 l/本

表 3.2-2 モデルガラス固化体の燃焼条件、再処理条件、および固化条件

条 件	項 目	設定値	
燃焼条件	濃縮度	4.5 wt %	
	燃焼度	45,000 MW/D MTU ⁻¹	
	止出力	38 MW MTU ⁻¹	
	運転日数	1,184.2 日連続	
再処理条件	取り出し後、再処理までの冷却期間	4 年以上	
	燃焼起源の核種の ガラス固化体への 移行率	C	0.442 %
		Pu	0.548 %
		H, C, I, Cl, 蒸気	0.0 %
		その他	100.0 %
固化条件	再処理から固化までの冷却期間	0 年	
	ガラス固化体発生量	1.25 本/MTU ¹	
	ウラン等価量	0.8 MTU/本	

2) ガラス固化体の発熱量

ガラス固化体の発熱量の解析にあたっては、表 3.2-2 に示した条件のほか、使用済燃料が原子炉から取り出されてから再処理されるまでの冷却期間と、ガラス固化後、処分場に埋設されるまでの貯蔵期間が必要となる。これらの期間については、埋設時から数十年間程度の期間におけるガラス固化体の発熱量を左右するため、あらかじめその影響について把握しておくことが重要である。

ガラス固化体発熱量の解析における炉取り出し後、再処理までの冷却期間と、ガラス固化後の貯蔵期間については、以下のように考えた。

前述したように、高レベル放射性廃棄物は、ガラス固化された後、冷却のために 30～50 年間貯蔵されることとなっている。使用済燃料の再処理計画（日本原燃株式会社、1996）によれば、使用済燃料は原子炉から取り出された後、4 年以上の貯蔵を経て再処理され、その際に発生する高レベル廃液がガラス固化されることとなっている。したがって、処分場に埋設されるガラス固化体は、原子炉から取り出された後、34～54 年間の冷却期間を経たものと考えておくのが合理的である。

原子炉から取り出された後、埋設されるまでの冷却期間を 34～54 年と考えた場合、炉取り出し後、再処理までの冷却期間 4 年以上、かつガラス固化後、埋設までの貯蔵期間 30～50 年を満たすそれぞれの期間の組合せは、表 3.2-3 のようになる。炉取り出し後、埋設までの冷却期間 54 年の場合、貯蔵期間 30～50 年に対応して、再処理までの冷却期間は 24～4 年となる。

表 3.2-3 炉取り出し後、再処理までの冷却期間、貯蔵期間、
および炉取り出し後、埋設までの冷却期間

炉取り出し後、再処理 までの冷却期間 [年]	ガラス固化後、埋設 までの貯蔵期間 [年]	炉取り出し後、埋設 までの冷却期間 [年]
4	30	34
4	50	54
24	30	54

注：炉取り出し後、再処理までの冷却期間 + ガラス固化後、埋設までの貯蔵期間 = 炉取り出し後、埋設までの冷却期間

ここでは、再処理までの冷却期間がガラス固化体の発熱量に与える影響を把握することを目的として、表 3.2-2 に示した条件に加えて、再処理までの冷却期間は、表 3.2-3 に示されるように 4～24 年を考慮しておけば十分なところを、4～54 年まで変化させ、燃焼・崩壊解析コード ORIGEN2.1 (Croff, 1980; Ludwig and Renier, 1989) を用いてガラス固化体の発熱量を計算した。

計算結果を図 3.2-1 に示す。図において、ガラス固化体が埋設される時点での発熱量（たとえば、ガラス固化体が埋設される時期として炉取り出し後、54 年の発熱量）は、再処理までの冷却期間が長いほど、高くなっている。埋設後の発熱量については、再処理までの冷却期間が 34 年の場合と 54 年の場合を比較するとわかるように、再処理までの冷却期間が 34 年以上になると、発熱量の差はほとんどなくなっている。これに対して、再処理までの冷却期間が 4～24 年の場合には、埋設後の発熱量を低く抑える効果が大きい。これらは、再処理の時点までに使用済燃料中で生成したアクチニド核種（とくに、Am）の発熱量（図 3.2-1 中、一点鎖線で示す）による影響である³²⁾。再処理までの冷却期間が同じ（たとえば、図 3.2-1 中、再処理までの冷却期間 4 年の赤色のライン参照）場合には、埋設までの冷却期間が長くなるほど、発熱量は小さい。また、再処理までの冷却期間 4 年で埋設までの冷却期間 34 年の場合の発熱量は、再処理までの冷却期間 4～54 年で埋設までの冷却期間 54 年の場合の発熱量をすべて上回っていることがわかる。

³²⁾ Am の発熱量のほとんどは Am-241 が占める発熱量が占めている（右図は、1999 年 Am-241 の親核種である Pu-241 の半減期は 14.4 年であり、再処理までの冷却期間が長くなると、使用済燃料中で Am-241 が生成され、再処理の過程でそれを含むガラス固化体に移行するため、発熱量は大きくなる。一方、再処理までの冷却期間が短い場合は、Pu-241 が崩壊する前に炉内（99.451%）で崩壊するため、Am-241 の生成量が少なくなり、発熱量は小さくなる）。

再処理までの冷却期間 4 年、貯蔵期間 50 年（炉取り出し後、埋設までの冷却期間 54 年）のガラス固化体について、処分場に埋設された後の発熱量の経時変化を図 3.2-2 に示す。このとき、埋設時の発熱量は図より約 350 W/本となる。再処理までの冷却期間 4 年、貯蔵期間 30 年（炉取り出し後、埋設までの冷却期間 34 年）とした場合には、埋設時のガラス固化体の発熱量は図 3.2-1 より約 560 W/本となる。

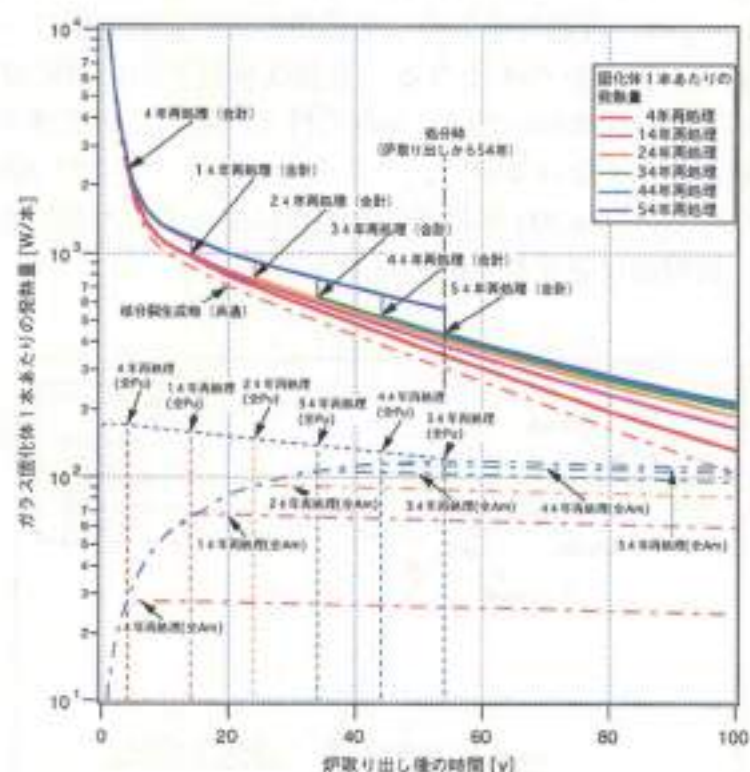


図 3.2-1 ガラス固化体の発熱量に対する再処理までの冷却期間の影響

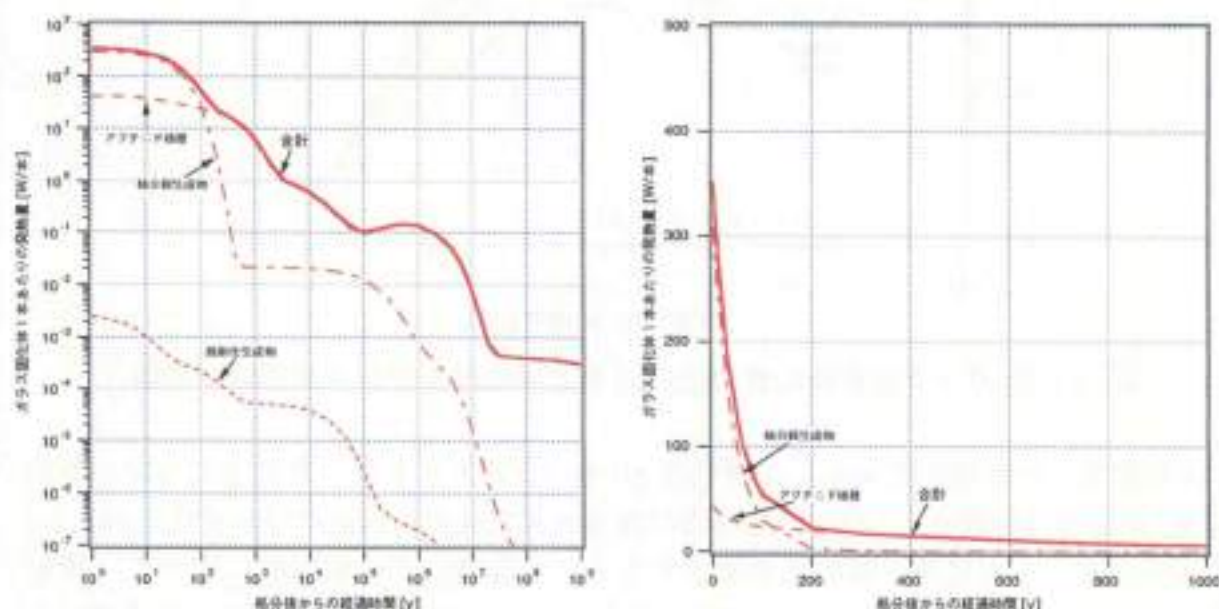


図 3.2-2 ガラス固化体の発熱量の経時変化

3) ガラス固化体の放射能

ガラス固化体の放射能についても、2) ガラス固化体の発熱量の項と同様に、再処理までの冷却期間をパラメータとして4～54年に変化させ、表3.2-2に示した条件のもとで、燃焼・崩壊解析コードORIGEN2.1を用いて計算を行った。

計算結果を図3.2-3に示す。ガラス固化体が処分場に埋設される炉取り出し後、34～54年の時点においては、再処理までの冷却期間および貯蔵期間にかかわらず、放射能はいずれも高く、同じレベルとなる。放射性核種放出の開始時刻となる炉取り出し後、約1,000年の時点においては、発熱特性と同様に、再処理までの冷却期間が長くなるほど放射能は高くなっており、アクチニド核種（とくにAm）の影響が認められる。しかしながら、約4,000年経過した時点になると、再処理までの冷却期間に依存しなくなり、放射能はいずれも同じレベルになる。

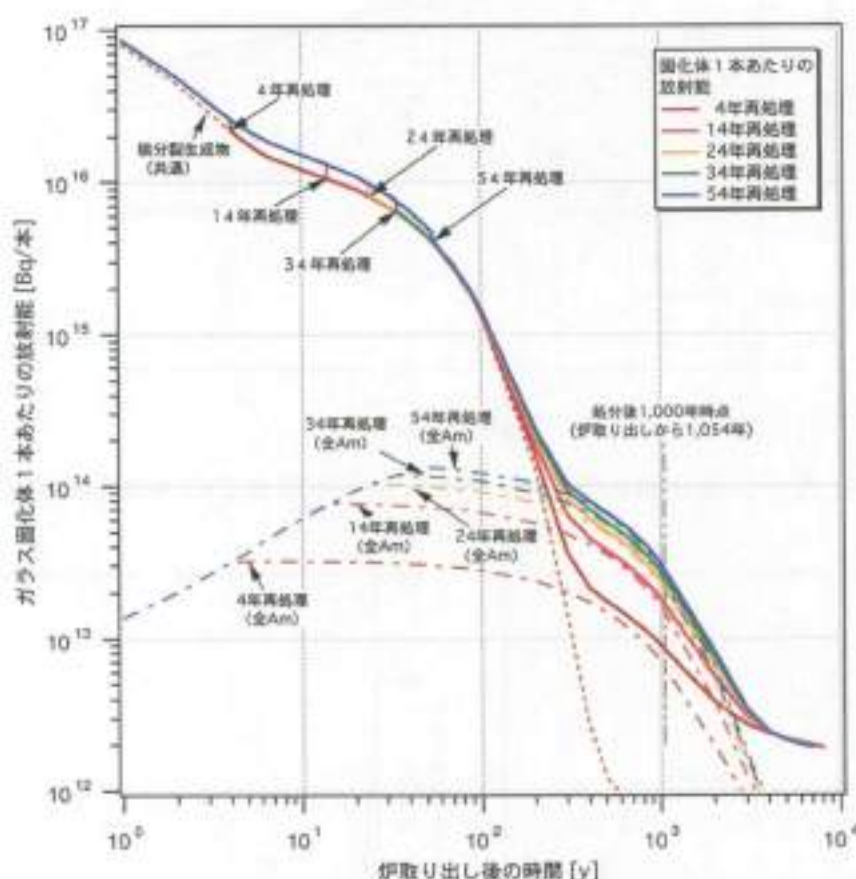


図 3.2-3 ガラス固化体の放射能に対する再処理までの冷却期間の影響

再処理までの冷却期間4年、貯蔵期間50年（炉取り出し後、埋設までの冷却期間54年）のガラス固化体について、処分場に埋設された後の放射能の経時変化を図3.2-4に示す。ガラス固化体の放射能を概括すると、埋設時点での放射能に比べて、放射能のレベルは、埋設してから100年後に数十分の1のオーダーに、1,000年後には千分の1のオーダーに減衰する。

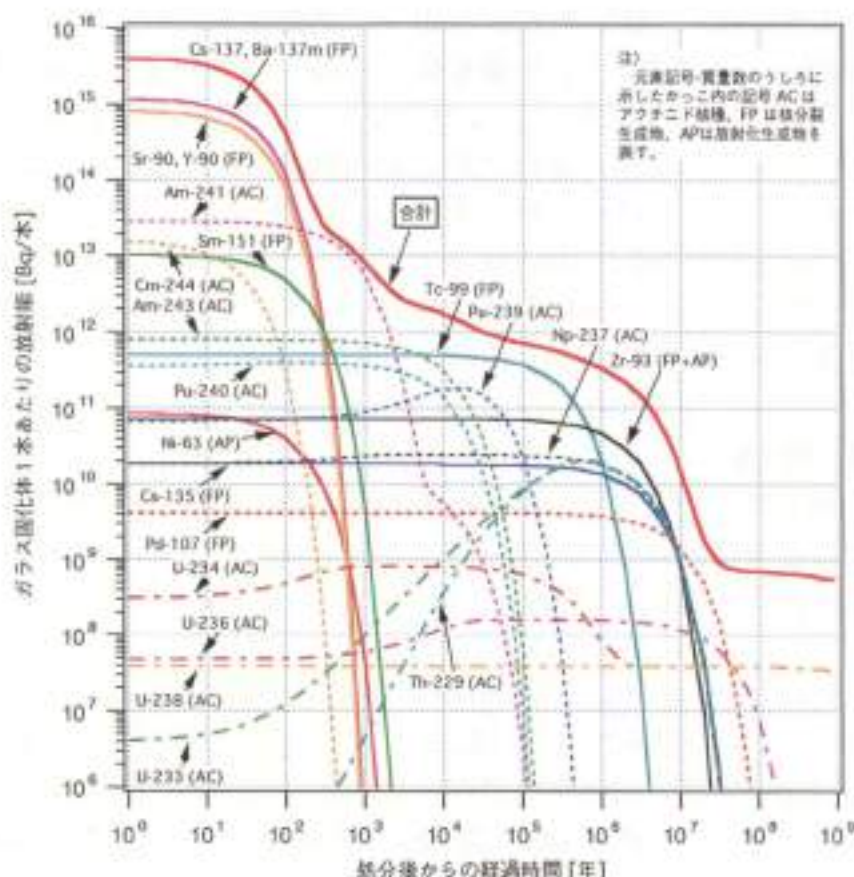


図 3.2-4 ガラス固化体の放射能の経時変化

ガラス固化体 1 本あたりの放射性核種および安定同位体のインベントリについては、分冊 3 で詳述する。

3.2.1.2 貯蔵期間と冷却期間

前節 (2) ガラス固化体の発熱量の項で述べたように、使用済燃料は原子炉から取り出されてから 4 年以上の貯蔵を経て再処理され、その際に発生する高レベル廃液がガラス固化された後、冷却のために 30～50 年間貯蔵されることになる。これに基づけば、ガラス固化体は原子炉から取り出された後、34～54 年間の冷却期間を経て処分場に埋設されると考えておくのが適当である。

ガラス固化体の発熱量の観点からは、再処理までの冷却期間 4 年、貯蔵期間 50 年（埋設までの冷却期間 54 年）の場合と、再処理までの冷却期間 4 年、貯蔵期間 30 年（埋設までの冷却期間 34 年）の場合について考慮しておけば、処分場の設計上、再処理までの冷却期間と貯蔵期間の変動にともなうガラス固化体の発熱量の幅を考慮できることになる（図 3.2-1 参照）。ガラス固化体の放射能の観点からは、再処理までの冷却期間 4 年と 24 年の場合に着目しておけば、安全評価上、再処理までの冷却期間と貯蔵期間の変動にともなうガラス固化体の初期インベントリの変動を考慮できることになる（図 3.2-3 参照）。

以上より、本検討では、貯蔵期間として 50 年（再処理までの冷却期間 4 年、埋設までの冷却期間 54 年）を基本とし、貯蔵期間を 30 年（再処理までの冷却期間 4 年、冷却期間 34 年）とした場合について、冷却期間が短くなることによるガラス固化体の発熱量の増加が処分場の規模に及ぼす設計上の影響を把握しておけばよいと考えた。性能評価においては、上記の 2 ケースに加えて、再処理までの冷却期間 24 年、貯蔵期間 30 年（埋設までの冷却期間 54 年）の場合について、再処理までの冷却期間と貯蔵期間の変動によるガラス固化体の初期インベントリの変化が地層処分システムの長期的性能に及ぼす影響を確認しておけばよいと考えられる。

3.2.1.3 処分施設の規模

処分施設の規模（処分場に埋設されるガラス固化体の本数）については、総合エネルギー調査会原子力部会において検討がなされ、以下のように示されている（総合エネルギー調査会原子力部会、1999）。

「年間 1000 本受け入れ可能な設備を持つ処分施設を想定して、当該処分施設の規模とガラス固化体あたりの処分費用との関係について分析したところ、4 万本程度以上であれば処分単価は規模にはほとんど依存しないという結果が得られた。したがって、費用の見積もりを行い、処分単価を算出する前提として、処分施設規模を 4 万本と設定した。

なお、4 万本というガラス固化体本数を発電電力量に換算すれば、わが国の商業用原子力発電所初号基が運転を開始した 1966 年から 2015 年頃までの原子力発電電力量に相当すると試算されるが、これは費用試算のために必要な計算の前提であり、実施主体が実際に計画し実施する処分事業の規模等を規定するものではない。」

これを参考に、第 2 次取りまとめでは、処分施設の規模（処分場に埋設されるガラス固化体の本数）を 4 万本に設定した。

3.2.2 地質環境

3.2.2.1 地質構造要素と地形的条件

処分場の設計に際して、岩盤の空間的な広がりや割れ目の分布、地形を考慮することが必要である。

平面配置や多層配置、処分パネルの規模や数など、地下施設の配置を検討するうえで、対象とする岩盤の規模や空間的な広がり方が重要となる。

割れ目の位置や長さ、幅、方向などの空間的な分布は、処分場の位置やレイアウトを設定するうえで必要な情報となる。既存の地下発電所などの大規模地下空洞の設計では、割れ目の卓越方向に対して坑道の軸方向を直交させるように坑道を配置することが空洞の力学的安定性上望ましいとされている（電力土木技術協会、1988）。核種移行遅延性能に有意な影響を及ぼす可能性がある透水性の高い主要な割れ目帯や断層破砕帯に対しては、水理学的影響などを考慮して処分パネルや廃棄体から適切な距離を確保するなど、設計上工学的対策を検討しておくことが重要となる。

地形は、初期地圧や広域的な地下水流動に影響を及ぼすため重要となる。また地上施設やアクセス坑道の位置などの設定に際しては、地形を考慮して廃棄体の運搬を含む物流や建設の容易さなどの観点から検討を行うことが重要である。

サイトが特定されれば、具体的な地質構造要素や地形的条件に対して、上記の留意事項についてそれぞれ検討がなされ、設計上の具体的な対応が決定されることになる。

本分冊の処分場レイアウトおよび耐震安定性の検討においては、地質構造に関して以下の仮定を設けた。

- ・後段の 3.2.2.2 項で述べる硬岩系岩盤データセットの地質構造としては、単一岩種（結晶質岩の酸性岩）から成る岩体を想定し、地表部に数 m の厚さの表土が存在するものとした。
- ・軟岩系岩盤データセットの地質構造としては、複数の地層が単斜構造をなして成層するものとした。新第三紀堆積岩の泥質岩が処分深度付近に存在し、その上位と下位には砂質岩の優勢な互層が分布するものと想定した。地層の傾斜は 5°とし、層厚は 300～500m 程度とした。基盤岩までの深度は 1,500～2,000m 程度とし、基盤岩として結晶質岩の酸性岩を想定した。

3.2.2.2 岩盤特性

人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工においては、岩盤の力学特性や熱特性が重要である。

わが国の土木工学の分野では、岩種、弾性波速度、ボーリングコアの連続性、岩石の強度あるいは地山強度比（一軸圧縮強度と土被り圧の比）、割れ目の間隔や状態などに着目して、岩盤を分類し、同時に岩盤の等級を区分している例が多い（たとえば、日本道路公団、1997；日本鉄道建設公団、1996）。さらに道路トンネルや鉄道トンネルの設計・施工においては、経験的な手法として、岩盤分類によって区分される岩盤の等級に対応した標準的な設計例が用意されており、広く利用されている。海外では、ボーリングコアの連続性、岩石の強度、割れ目の間隔や状態などを指標として岩盤の分類を行うさまざまな方法が提案されてきている（たとえば、Deere, 1963；Bieniawski, 1974；Barton et al., 1974；Hoek and Brown, 1997）。

第2次取りまとめにおいては、このような土木工学の分野における既存の岩盤分類の方法や背景を念頭に置きつつ、長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を設計に反映するという目的のために、分冊1の3.1で示された岩種ごとに収集、整理された岩石の力学特性等に基づいて、それらの岩種を工学的に同等なグループに分類することとした。

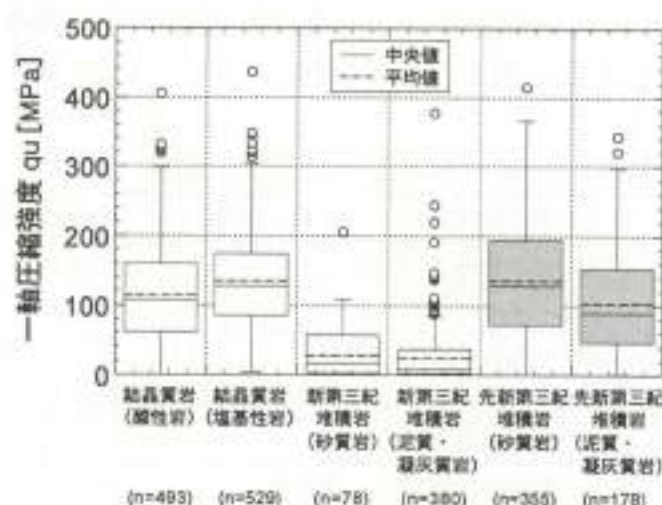
分冊1の3.5で示したように、岩盤の力学特性については、いくつかの岩種ごとに工学的に同等なグループに分類できる見通しが得られた。また、分冊1の3.2で述べたように、割れ目頻度が小さい傾向を示す岩種が認められた。一方、水理特性に関しては、分冊1の3.3で示したように、動水勾配は地形などの影響を受け、透水係数は岩種よりも割れ目の性質などに依存する傾向が認められた。

そこで、分冊1の第III章で示された岩種ごとの力学特性と割れ目頻度に着目して、人工バリアと処分施設の設計、製作・施工の観点から、それらの岩種を分類したうえで、設計用の力学特性値を設定し、これに対応した設計用の熱特性と水理特性を設定することとした。以下、具体的に設計、製作・施工検討のための岩種の分類と、設計用の力学特性、熱特性および水理特性について述べる。（谷口ほか、1999）。なお、設計用岩盤特性データセットの具体的な設定は、付録Aに記述した。

1) 設計、製作・施工検討のための岩種の分類

岩石の力学特性の分布の特徴が現れている例として、分冊1の3.5で岩種ごとに整理した岩石の一軸圧縮強度の分布を図3.2-5に示す。これによると、結晶質岩および先新第三紀堆積岩については、中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲（図3.2-5中の各ボックス）では、一軸圧縮強度は45～195 MPa程度に分布している。一方、新第三紀堆積岩については、中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲の一軸圧縮強度は5～55 MPa程度に分布している。このように、一軸圧縮強度の分布の傾向は、結晶質岩および先新第三紀堆積岩のグループと、新第三紀堆積岩のグループで分かれることがわかる。その他の力学特性についても、ポアソン比など一部の特性値を除いて、ほぼ結晶質岩および先新第三紀堆積岩のグループと、新第三紀堆積岩のグループに分類できることが確かめられた（分冊1の3.5参照）。また割れ目の分布（分冊1の図3.2-4参照）についても、新第三紀堆積岩における割れ目頻度は、結晶質岩および先新第三紀堆積岩に比べて小さい傾向が認められている（分冊1の3.2参照）。そこで、分冊1の第III章で示された岩種を以下のように大きく2つのグループに分けて取り扱うこととし、それぞれ「硬岩系岩盤グループ」、「軟岩系岩盤グループ」とよぶこととした。

- ・硬岩系岩盤グループ：結晶質岩（酸性岩）、結晶質岩（塩基性岩）、先新第三紀堆積岩（砂質岩）、先新第三紀堆積岩（泥質・凝灰質岩）
- ・軟岩系岩盤グループ：新第三紀堆積岩（泥質・凝灰質岩）、新第三紀堆積岩（砂質岩）



- 注)
1. 各ボックス：中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲を表す。
 2. 各ボックスの上下のライン：データを小さい方から順に並べたとき、上4分位値（データの大きい方からデータ数の4分の1に相当するデータ）または下4分位値（データの小さい方からデータ数の4分の1に相当するデータ）から、上4分位値と下4分位値との差の1.5倍の範囲にある最大値と最小値を表す。
 3. 白丸：上記2.の範囲外にある値（はずれ値）を示す。
 4. n：データ数を示す。

図 3.2-5 力学特性の分布の例：岩石の一軸圧縮強度の分布

2) 力学特性

設計、製作・施工技術の検討で用いる岩盤の力学特性値の設定においては、工學技術の適用範囲を幅広く示すために、硬岩系、軟岩系岩盤それぞれのグループの中

で力学特性値が低めの値を示すデータセットを用いることとした。具体的には、力学特性値が低めの値を示すデータセットとしては、力学特性の分布の特徴が現れている例として取り上げた図 3.2-5 からわかるように、硬岩系岩盤グループでは結晶質岩の酸性岩と先新第三紀堆積岩の泥質・凝灰質岩のデータセットを、軟岩系岩盤グループでは新第三紀堆積岩の泥質・凝灰質岩と砂質岩のデータセットをそれぞれ対象とすることとした。これらのうち、データ数が豊富で信頼性が高いと考えられる方（硬岩系岩盤グループでは結晶質岩の酸性岩、軟岩系岩盤グループでは新第三紀堆積岩の泥質・凝灰質岩）のデータセットを設計用の力学特性値の設定に用いることとした。

以上より、硬岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットは結晶質岩（酸性岩）の特性値をもとに、軟岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットについては新第三紀堆積岩（泥質・凝灰質岩）の特性値をもとに設定することとした。以下、硬岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットを「硬岩系岩盤データセット」、軟岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットを「軟岩系岩盤データセット」ということとする。これらの設計用岩盤特性データセットを設定する際にもととなったデータセット（結晶質岩の酸性岩のデータセット、および新第三紀堆積岩の泥質・凝灰質岩のデータセット）を「基本データセット」とよび、区別することとする。

設計用の力学特性値については、岩石・岩盤の基本的な力学特性である一軸圧縮強度と一般に相関が認められるとされる特性間の関係（たとえば、土質工学会，1987；吉中ほか，1989；菊地，1990）を考慮に入れ、硬岩系および軟岩系岩盤グループのそれぞれについて、表 3.2-4 の関係を用いて設定することとした。

表 3.2-4 岩盤の基本的な力学特性の設定で考慮した特性間の関係

設定する特性	設定に際して考慮する特性間の関係
弾性係数	一軸圧縮強度－弾性係数の関係
粘着力	一軸圧縮強度－粘着力の関係
内部摩擦角	一軸圧縮強度－内部摩擦角の関係
引張強度	一軸圧縮強度－引張強度の関係
有効間隙率	一軸圧縮強度－有効間隙率の関係
飽和密度	有効間隙率－飽和密度の関係（理論式）

硬岩系岩盤データセットについては、通常の土木工学の設計で用いられているように、一軸圧縮強度に基本データセットの特性値の平均値を用いて、表 3.2-4 の各特性を設定した。一方、軟岩系岩盤グループの基本データセットにおける一軸圧縮強度は、平均値よりも低いデータが多く、その結果、中央値が平均値の 1/3 程度となるような分布を示した。また、これら近傍の力学特性値は、地下数百 m 以深における

空洞の力学的安定性に大きな影響を与えると予想された。このため、検討対象深度において現実的な支保工が成立する見通しを得ることを目的として、後段の 4.2.2.3.2 に示すように、基本データセットの一軸圧縮強度の平均値と中央値を包含する範囲に対応した力学特性値をハフモードとして理論解による空洞の力学的安定性解析を行い、現実的な施工ができると考えられる力学的に最も低めの値を軟岩系岩盤データセットに割り当てることとした。理論解によるパラメータスタディに用いた軟岩系岩盤データセットの力学特性値を表 3.2-5 に示す。

分冊 1 の 3.5 で収集、整理された力学特性データには、岩石コアの特性値や原位置における岩盤としての特性値が含まれている。したがって、以上で設定した力学特性値のうち、一軸圧縮強度、引張強度、粘着力および弾性係数については、岩石としての特性値とみなし、割れ目や寸法効果の影響を考慮して、岩盤の弾性波速度と岩石コアの弾性波速度の 2 乗の比 (≦1) で表される岩盤良好度 (Onodera, 1963) を乗じて低減し、岩盤としての力学特性値とした。

表 3.2-4 に示したものの以外の特性値については以下のように設定した。

- ・ポアソン比：一軸圧縮強度や弾性係数との相関が認められなかったため、硬岩系および軟岩系岩盤グループの各基本データセットにおける平均値を用いることとした。
- ・側圧係数：分冊 1 の 3.5 で示された初期鉛直応力と初期水平応力がそろっているデータを整理し、深度と側圧係数の関係式を設定した。
- ・耐震安定性解析で必要となる岩盤の動的特性：原位置で実測された弾性波速度 (P 波速度 v_p 、S 波速度 v_s) および飽和密度を用いて、理論式より動弾性係数と動ポアソン比を設定した。

表 3.2-5 理論解によるパラメータスタディに用いた力学特性値
(軟岩系岩盤データセット)

Case	SR-E	SR-D	SR-C	SR-B	SR-A
飽和密度 ρ [Mg m^{-3}]	1.70	1.95	2.20	2.35	2.45
一軸圧縮強度 q_u [MPa]	5	10	15	20	25
引張強度 E [MPa]	2,500	2,500	3,500	4,000	5,000
ポアソン比 ν	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
粘着力 c [MPa]	1.0	2.0	4.0	4.0	5.0
内部摩擦角 ϕ [deg]	25	27	28	29	30

(3) 熱特性

一般に、岩盤および土質材料の熱伝導率、比熱等は、空隙率や含水比などに依存するといわれている (島田・幾世橋, 1987; 地盤工学会, 1997)。熱解析で必要となる熱伝導率 λ と比熱 C に関しては、分冊 1 の 3.5.1 項に示した既存の文献データ

および釜石鉱山や東濃鉱山などの実測データに基づいて、熱伝導率 λ －有効間隙率 n_v －含水比 w 、および比熱 C －有効間隙率 n_v 、含水比 w の関係について検討が行われ、坑道周辺岩盤の含水状態を考慮して、飽和状態における岩盤の熱特性値が算出されている（谷口ほか，1999）。これによると、岩盤の熱特性値は有効間隙率に大きく依存している。ここでは、谷口ほかが計算した熱特性値（谷口ほか，1999）のうち、力学特性で設定した有効間隙率に対応した平均的な熱特性値を用いることとした。

地温勾配は、分冊1の3.5.1に示されているように、火山周辺を除く大部分の地域で5℃/100m以下、その多くは3℃/100m前後となっている。処分場のサイトは火山地域などを避けると考えられることや、一般にわが国の地温勾配は3℃/100m程度であるといわれていること（日本材料学会，1993；建設産業調査会，1998）を勘案して、設計上地温勾配は3℃/100mとした。地表面での地温は15℃に設定した。

4) 水理特性

分冊1の3.3において、地下深部の水理学的観点から、透水係数や動水勾配などの水理特性について考察を行った。これに基づき、深部岩盤の透水係数に関しては、硬岩系、軟岩系岩盤グループにかかわらず、

- ・ 健岩部：10⁻¹¹～10⁻¹⁶ m s⁻¹のオーダー
- ・ 割れ目帯：健岩部とは別に取扱う場合（高透水性の割れ目帯や断層破砕帯などを評価する場合）には、10⁻⁶～10⁻³ m s⁻¹のオーダー

とした。

分冊1の3.3.1で述べたように、動水勾配は地下深部になるにつれて小さくなる傾向はあるものの、地形の影響を受けている。このため、設計においては、動水勾配は分冊1の3.3.1で各地形要素ごとに整理した動水勾配の平均値を採用した。処分場のレイアウトの検討を実際に行うにあたっては、サメトの条件を考慮し、広域地下水流動解析の手法（分冊1、3.3.2参照）を適用して推定される動水勾配が用いられる。

天然バリア中の核種移行評価で必要となる割れ目の水理特性などについては、分冊3に記述されている。

2)～4)において設定した設計用岩盤特性データセットを整理して表3.2-6に示す。

今回収集、整理したデータのうち、軟岩系と硬岩系の設計用の特性値の間に存在するデータは、その例として一軸圧縮強度に関していえば、軟岩系岩盤グループで42～52%、硬岩系岩盤グループで39～53%の割合となっている。設定した軟岩系と硬

岩系の設計用岩盤特性データセット間の領域については、これら 2 つのデータセットに対して人工バリアと処分施設が現実的な技術によって設計、製作・施工できることを例示しておけば、例示した技術を応用することによって対応できると考えられる。また硬岩系岩盤特性データセットで与えられる特性値よりも力学特性値が高い領域は、設計、製作・施工上より良好な条件となり、硬岩系岩盤特性データセットに対して例示した技術が基本的に応用できると考えられる。軟岩系岩盤データセットの一軸圧縮強度よりも値が大きいデータは、軟岩系岩盤グループで 43～53%、硬岩系岩盤グループでは 87～97%の割合となる。なお、岩盤の割れ目や地質の不均一性、湧水などの影響を局所的に受けるような部分では、それらに応じた対策工を施す必要もあることに留意しておく必要がある。一方、軟岩系岩盤データセットで与えられた特性値よりも力学特性値が低い領域に対しては、深度を浅くする方法も含め、第 2 次取りまとめで想定した範囲を超えた設計、施工を行う必要がある。

表 3.2-6 岩盤の基本的な特性値（設計用岩盤特性データセット）

対象岩盤		硬岩系岩盤データセット (略称：HR)	軟岩系岩盤データセット (略称：SR-C)
物理的特性	飽和密度 ρ [Mg m^{-3}]	2.67	2.20
	骨密度 ρ_k [Mg m^{-3}]	2.7	
	有効間隙率 n_v [%]	2	30
力学特性	一軸圧縮強度 q_u [MPa]	115	15
	弾性係数 E [MPa]	37,000	3,500
	ポアソン比 ν [-]	0.25	0.30
	粘着力 c [MPa]	15	3.0
	内部摩擦角 ϕ [°]	45	28
	引張強度 σ_t [MPa]	3	2.1
	側圧係数 K_0 [-]	$1.64/h + 0.74$ (h : 深さ[m])	
	初期鉛直応力 σ_v [MPa]	$\rho h/1000 + \rho_g h/1000$	
	初期水平応力 σ_h [MPa]	$K_0 \sigma_v$	
	弾性波 P 波速度 V_p [km s^{-1}]	$2.1 + 2.9 \{1 - \exp(-0.00792 \sigma_h)\}$; $1.8 + 1.4 \{1 - \exp(-0.00057 \rho h)\}$	
	弾性波 S 波速度 V_s [km s^{-1}]	$0.2 + 2.4 \{1 - \exp(-0.00788 \sigma_h)\}$; $0.6 + 1.0 \{1 - \exp(-0.00066 \rho h)\}$	
熱特性	熱伝導率 λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]	2.8	2.2
	比熱 c [$\text{kJ kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]	1.0	1.4
	地温勾配 [$^{\circ}\text{C}/100\text{m}$]	3	
	地表面における地温 [$^{\circ}\text{C}$]	15	
水特性	透水係数 k [m s^{-1}]	硬岩部: $10^{-10} \sim 10^{-6}$, 割れ目帯: $10^{-6} \sim 10^{-3}$	
	飽和係数 β [-]	0.008～0.067	

3.2.3 処分深度

地層処分の目的である、長期間にわたって高レベル放射性廃棄物を人間の生活環境から安全に遠ざけておくという観点からは、廃棄体を処分する深度（以下、「処分深度」という）をある程度深くして、地表における環境の変化や人間活動の影響が及ばないようにしておく必要がある。一方、処分深度を深くすると、処分場の建設技術、地質環境の調査技術などの技術的負担が増すとともに、コスト増の要因にもなる。

処分深度については、将来処分サイトが特定されれば、地層処分の長期安全性、そのサイトにおける地質環境の安定性、対象となる岩盤の広がり、地下水の地球化学特性（酸化還元状態など）や地下水流動特性などの地質環境の特性、建設技術や調査技術の適用範囲、空洞の力学的安定性や人工バリアへの熱的影響の検討などの処分場の設計において把握される処分深度の範囲、さらに経済性などを勘案して最適化が図られる。

ここでは、処分深度について、地層処分の長期安全性、地質環境の特性、現状における建設技術や調査技術の適用範囲、設計において把握される処分深度の範囲という 4 つの観点から概略検討を行い、それらの結果を参考に、第 IV 章以降の設計検討で用いる処分深度を設定した。

3.2.3.1 地層処分の長期安全性

処分深度について長期安全性の観点から考慮すべき要因としては、天然現象（隆起・沈降・侵食）、将来の地下利用、地層処分システムにおける天然バリア機能などが挙げられる。

・天然現象（隆起・沈降・侵食）

安全性を評価する期間中は、隆起・沈降・侵食といった天然現象により、廃棄体が地表に露出しない処分深度としておく必要がある。分冊 1 に示されたデータによれば、隆起・沈降・侵食速度の小さい地域を選ぶことは可能である。

・将来の地下利用

将来の地下利用への対策としては、現状の地下利用を勘案し、十分な余裕を持った処分深度とすることが必要である。現在までの地下利用については、坂本ら（1996）が地下構造物（高層建築物や道路高架部などの基礎杭、地下鉄など）の調査を行っており、その結果をみると、主要な利用深度は 30 m・50 m 程度であり、最大でもおおむね 100 m 程度となっている。

・地層処分システムにおける天然バリア機能

放射性核種の隔離、保持・移行遅延機能といった天然バリア機能として見込む地層の広がりや、安全性を評価する長期間にわたって確保されるような処分深度を考慮する必要がある。

3.2.3.2 地質環境の特性

地質環境の特性のうち地下水の地球化学的特性に関しては、人工バリアが機能を発揮できるように、地下水が還元性を有していることが重要である。どの程度の深度とすれば地下水が還元状態にあるかは処分サイトに応じて異なるものの、一般的には、岩石中に含まれる鉱物、微生物、有機物などとの反応により、地下深部では還元状態にあると考えられる。分冊1に示されたデータでは、たとえば、東濃地域の堆積岩中の地下水は深度160 m付近で $E_h = -300$ mV 程度、花崗岩中の地下水は深度500～1,000 m付近で $E_h = -300$ mV 前後となっている。

3.2.3.3 建設技術や調査技術の現状

建設技術に関連する坑道内作業環境温度や調査技術に関しては、次のような実績がある。たとえば、トンネル建設時の作業環境温度としては過去に75℃での施工実績（成瀬ほか、1995）があり、これを考慮すると、通常の地温勾配を有する多くの地域で、大容量の冷房設備が必要となるものの、2,000m 程度（地表面温度（15℃）＋地温勾配（3℃/100m）×2,000m＝75℃）の深さまで作業環境を維持できると考えられる。また、地層処分の観点で重要となる地質環境特性に関するボーリング孔を用いた現状の調査技術に関しては、例えば2,200m 程度（Nagra, 1994）までの実績がある。

3.2.3.4 設計において把握される深度の範囲

地下に設けられる坑道の力学的安定性や埋設される人工バリアの熱的变化は、処分深度に大きく影響を受けることから、以下の設計検討を行った。ただしこれらの結果は、力学的強度や地温といった地質環境条件などにより変わり得ることに注意しておく必要がある。

・空洞の力学的安定性

地下に構築される坑道は、力学的に安定に保持される必要がある。基本的には深度が増すことは、それによってもって地圧が大きくなるため、空洞の力学的安定上は不利となる。これに関して、後述する4.2.2.3.2では、岩盤特性と深度をパラメータとして理論解析を行っている。この解析結果によれば、硬岩系岩盤においては、1,000m 程度であっても解析上は無支保で空洞が安定している。一方、軟岩系岩盤については、500m 程度を超えると解析上は現実的な支保工厚で坑道を建設することが難しくなると考えられる（黒木ほか、1999）。このような坑道の力学的安定性上の制約が

らも処分深度の範囲が設定される。

・人工バリアの熱的影響

埋設されたガラス固化体の発熱によって、人工バリアや周辺岩盤の温度は上昇し、埋設後数十年程度で最も高くなり、その後徐々に低下していく（谷口・藤田，1997）。処分場の設計においては、4.2.2.4 に示すように、緩衝材の最高上昇温度が、緩衝材の性能を損なうような変質が生じないとされる制限温度（100℃）を下回るように、廃棄体1本あたりの専有面積^{3.2.2)}（以下、「専有面積」という）を確保しておく必要がある。

専有面積と緩衝材の最高上昇温度の関係は、処分深度が深くなるにつれて初期地温は高くなるため、処分深度に応じて変化することとなる。処分深度が変わることにより専有面積と緩衝材の温度の関係がどのように変化するかについて、熱伝導解析結果をもとに検討を行った（谷口・岩佐，1999）。たとえば、4.2.2 で設定した硬岩系岩盤の処分坑道横置き方式の仕様例において、処分深度を変化させて求めた専有面積と緩衝材の最高上昇温度の関係は図 3.2-6 となる。この図より、どの深度の場合も、緩衝材の最高上昇温度は、専有面積を大きくすることにより低くなり、専有面積 300m² 程度でほぼ収束している。したがって、ある深度を超えると、専有面積を大きくしても緩衝材の制限温度を満足することが困難となる。このような人工バリアに対する設計上の熱的制約からも処分深度の範囲が設定されることとなる。

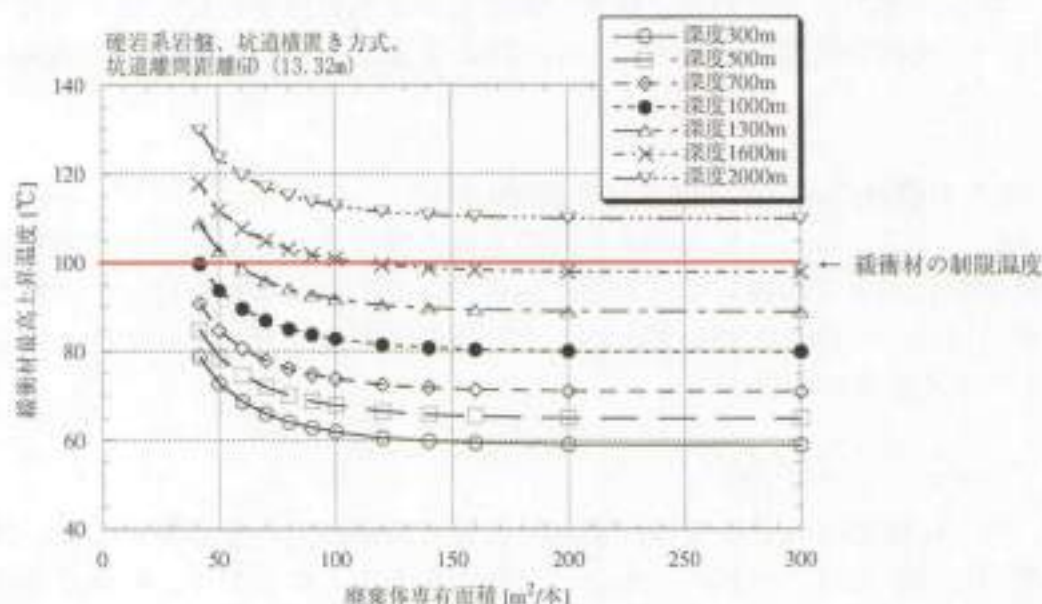


図 3.2-6 処分深度に対応した廃棄体専有面積と緩衝材温度の関係
(硬岩系岩盤、処分坑道横置き方式、坑道間距離 (13.32m)、廃棄体ピッチ 3.13m)

^{3.2.2)} 廃棄体1本あたりの専有面積については、4.2.2 節の図 4.2.2-3 に示すように処分坑道間距離と廃棄体ピッチの積で表される。

以上 3.2.3.1～3.2.3.4 に示した考え方から、処分深度については、技術的に厳しい条件を設定することにより技術の適用範囲を幅広く示しておくという考えに立ち、ここでは設計検討で用いる処分深度として硬岩系岩盤データセット 1,000m、軟岩系岩盤データセット 500m とした。

第 III 章 参考文献

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974) : Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp.189-236.
- Bieniawski, Z.T. (1974) : Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling, Proc. 3rd Int. Cong. ISRM, Vol. 2, Part A, pp 27-32
- Croff, A.G. (1980) : ORIGEN2 - A Revised and Updated Version of the Oak Ridge Isotope Generation and Depletion Code, Oak Ridge National Laboratory, ORNL-5621.
- Deere, D.U. (1963) : Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes, Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 1, No. 1, pp.17-22.
- 電力土木技術協会 (1988) : 電力地下施設の設計・施工.
- 土質工学会 (1987) : 堆積軟岩の工学的性質とその応用, 土質基礎工学ライブラリ・30, 土質工学会, pp.53-59.
- 原子力委員会 (1994) : 原子力の研究, 開発および利用に関する長期計画 (平成 6 年).
- 原子力委員会 (1998) : 原子力白書 — 平成 10 年版 —, 大蔵省印刷局.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1997) : Practical Estimates of Rock Mass Strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34, No. 8, pp 1165-1186.
- 石原義尚, 牧野仁史, 大井貴夫, 石黒勝彦, 宮原要, 梅木博之, 赤坂秀成, 藤原啓司 (1999) : 高レベル放射性廃棄物ガラス固化体のインベントリ評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-085.
- 地盤工学会 (1997) : 岩の調査と試験, 第 3 刷, 地盤工学会, pp 401-409
- 建設産業調査会 (1998) : 改訂地下水ハンドブック, 建設産業調査会, pp.119-130.
- 菊地宏吉 (1990) : 地質工学概論, 土木工学社, p104.
- 黒木繁盛, 谷口航, 小尾繁, 長谷川宏, 杉野弘幸, 津川茂, 出羽克之 (1999) : 地下空洞の力学的安定性評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-037.

Ludwig, S.B. and Renier, J.P. (1989) : Standard - and Extended - Burnup PWR and BWR Reactor Models for ORIGEN2 Computer Code, Oak Ridge National Laboratory, ORNL/TM-11018.

Nagra (1994) : Kristallin-I, Geology and Hydrogeology of the Crystalline Basement of Northern Switzerland, NTB 93-01.

成瀬清, 鈴木晟弘, 松山政雄 (1995) : 安房トンネルの本坑が貫通 - 高圧帯水火山噴出物層と高熱帯を克服, トンネルと地下, Vol.6, No.11, pp.27-33.

日本道路公団 (1997) : 設計要領, 第三集 トンネル, pp.69-77, 91-92.

日本原燃株式会社 (1992) : 六ヶ所再処理・廃棄物事業所再処理事業指定申請書 - 平成元年3月, 平成4年11月一部補正.

日本原燃株式会社 (1996) : 再処理事業所再処理事業変更許可申請書, 添付書類六, 追補1.

日本鉄道建設公団 (1996) : NATM 設計施工指針 36-42, 6268.

日本材料学会 (1993) : 岩の力学 - 基礎から応用まで, 丸善, p.213.

Onodera, T.F. (1963) : Dynamic Investigation of Foundation Rocks In-situ, Proc. 5th Symp. Rock Mech., Minnesota, pp.517-533.

坂本義昭, 妹尾宗明, 杉本純一郎, 大石清隆, 置塩正則, 清水全生 (1996) : TRU 廃棄物処分場への人間侵入の観点から見た地下構造物深度分布調査, 日本原子力学会誌, Vol.38, No.6, pp.10-15.

烏田荘平, 幾世橋広 (1987) : 岩盤および地盤の熱物性値に関する研究の展望, 資源・素材, '87 札幌分科研究会.

総合エネルギー調査会原子力部会 (1999) : 総合エネルギー調査会原子力部会中間報告 - 高レベル放射性廃棄物処分事業の制度のあり方 -.

谷口航, 藤田明雄 (1997) : 地層処分場設計研究における熱解析, 動燃技術資料, PNC TN 8410 97-212.

谷口航，岩佐健吾（1999）：ニアフィールドの熱解析，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-051.

谷口航，長谷川宏，岩佐健吾，佐藤稔紀（1999）：地層処分場設計のための地質環境基本特性，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-053.

吉中龍之進，桜井春輔，菊地宏吉（1989）：岩盤分類とその適用，岩盤工学体系 [1]，土木工学社，p42，pp.148-150

第Ⅳ章

処分場の設計に 関する検討

4.1.1 オーバーバック

4.1.1.1 オーバーバックの設計要件

現状の地層処分コンセプトにおいて、オーバーバックには、廃棄体の放射能がある程度減衰するとともに、周囲の環境が深部地卜本来の還元性の条件に戻るまでの期間、放射性核種をその内部に閉じ込め地下環境から隔離することが求められている（放射性核種の閉じ込め）。具体的には、ガラス固化体に地下水を所定の期間接触させない機能が要求されている。また、人工バリアはオーバーバックだけでなく、ガラス固化体および緩衝材を含めた1つのシステムとして機能することから、ガラス固化体および緩衝材に有意な影響を与えないことが、人工バリアの成立のために必要となる。このほか、オーバーバックの製作・施工の技術的成立性についても十分考慮する必要がある。これらをオーバーバックに対する基本要件として表 4.1.1-1 に整理する。

表 4.1.1-1 オーバーバックに対する基本要件

地層処分における 安全確保のための要件	放射性核種の閉じ込め（ガラス固化体に地下水を所定の 期間接触させない）
人工バリアが 成立するための要件	他の人工バリア（ガラス固化体および緩衝材）に有意な 影響を与えないこと 製作・施工が技術的に可能であること

上記の基本要件を満足するために、オーバーバックの設計において考慮すべき具体的な項目（設計要件）を表 4.1.1-2 に示す。以下では、表 4.1.1-2 に挙げた各項目について説明する。

1) 「放射性核種の閉じ込め」に関する項目

「① 閉じ込め性を有すること」とは、オーバーバックが貫通欠陥などのない密封構造を埋設前の段階で備えていることであり、ガラス固化体と地下水の接触回避機能を埋設後長期にわたり発揮するための前提条件となるものである。このことは、操業施設での核種漏洩による汚染や作業員の被ばくを回避するうえでも、重要と考えられる。これを満足するためには、溶接性の良好な材料と適切な溶接継手を選定して、信頼性の高い封入を行う必要がある。また、初期欠陥の発生が少なく組織が均一であることなど安定な材料品質も望まれる。さらに、閉じ込め性は最終的にガラス固化体封入後の検査によって担保されるものであることから、オーバーバックの構造を定めるにあたっては、検査性について十分考慮する必要がある。

「② 耐食性を有すること」とは、地下環境において想定される腐食の進展により、閉じ込め性を有するオーバーバックの構造が、所定の期間損なわれなくようにすることであり、腐食に対する適切な対応が必要となる。オーバーバックの寿命は腐食によって決定されと考えられることから、深部地下環境における耐食性は、材料選定の最も重要な要件となる。

表 4.1.1-2 オーバーパックの設計要件

基本的な要件	機能・役割	設計上考慮すべき項目（設計要件）	内 容
安全確保のための要件	放射性核種の閉じ込め	①閉じ込め性を有すること	埋設時に放射性物質の外部環境への漏出を防ぐこと、廃棄体埋設後、地下水の侵入を防ぐこと
		②耐食性を有すること	廃棄体埋設後、所定の期間、食食によって閉じ込め性が損なわれないこと
		③耐圧性を有すること	埋設後作用する機械的荷重に対して構造健全性を維持し、閉じ込め性を損なわないこと
		④放射線透過性を有すること	ガラス固化体からの放射線による水の放射線分解にともなって生成される酸化性化学種により、腐食が促進されないこと
		⑤耐放射線性を有すること	ガラス固化体からの放射線によって、耐圧性が有意な影響を受けないこと
		⑥耐熱性を有すること	ガラス固化体からの発熱に対し、閉じ込め性、耐食性および耐圧性が有意な影響を受けないこと
人工バリアが成立するための要件	所定の期間、他の人工バリアに有意な影響を与えないこと	⑦十分な内空間を有すること	オーバーパックの変形やガラス固化体の熱膨張により、ガラス固化体が機械的に破損しないこと
		⑧良好な熱伝導性を有すること	ガラス固化体の発熱を外部に伝え、ガラス固化体の安定な形態を損なうような熱による変質を生じさせないこと
		⑨放射線透過性を有すること	ガラス固化体からの放射線によって、緩衝材の材料特性が変化しないこと
		⑩化学的緩衝性を有すること ^{*)}	周囲の地下水を腐食生成物によって還元性環境に緩和すること
	製作・施工が技術的に可能であること	⑪製作性を有すること	既存の技術もしくは近い将来実現可能と考えられる技術に基づいた構造であること
		⑫遠隔封入性を有すること ^{*)}	ガラス固化体の遠隔操作による封入が、既存の技術もしくは近い将来実現可能と考えられる技術により、ガラス固化体の安定な形態を損なうことなく可能な構造であること
		⑬遠隔搬送性を有すること ^{*)}	廃棄体の遠隔操作による搬送が、既存の技術もしくは近い将来実現可能と考えられる技術により、ガラス固化体の安定な形態を損なうことなく可能な構造であること

注 *1)この特性を有しているとは人工バリアの機能向上に寄与することが期待される特性

*2)これらを考慮することによって、放射線透過性に対する過度に保守的な要求を緩和できるため、オーバーパック厚さを減少させることが可能となり、その結果、緩衝材の機能に有意な影響を与えないことが期待できる要件。

「③ 耐圧性を有すること」とは、埋設後作用する緩衝材膨潤圧などの外力により、オーバーパックが機械的に破損して閉じ込め性が損なわれることのないよう、オーバーパックに適切な構造強度を持たせることであり、選定された材料、形状に対して適切な厚さを設定することで具体化される。厚さの合理化という意味では強度の高い材料、耐圧性の良い形状が望ましく、材料および基本形状の選定においても考慮が必要となる。

「④ 放射線遮へい性を有すること」とは、地下水の放射線分解により生成される酸化性化学種の影響により、材料によっては腐食作用が促進される可能性があることを考慮したものである。「② 耐食性を有すること」に対して有意な影響を与え得る場合には、これを回避するだけの遮へい機能、すなわち材料の厚さが必要となる。

「⑤ 耐放射線性を有すること」とは、長期にわたる放射線の照射が、設計時に想定した材料特性にオーバーバックの機能発揮上有意となる変化を生じさせないようにすることである。想定すべき具体事象としては照射脆化が挙げられる。材料として放射線による照射脆化の感受性が低いものが望まれるほか、寿命末期での脆化の程度を予測し、「③ 耐圧性を有すること」に対して有意な影響とならないことを確認する必要がある。

「⑥ 耐熱性を有すること」とは、オーバーバックの閉じ込め性がガラス固化体の発熱により損なわれないようにすることである。オーバーバック材料の熱による変態や、熱応力の発生による破損を想定したものであり、埋設状態でのオーバーバックの最大上昇温度と関係する。しかし、現状の処分場の設計では、ガラス固化体や緩衝材の熱による変質を回避する観点から、廃棄体の埋設密度の設定などにおいて人工バリアの温度を適切に維持できるよう考慮される。

2) 「他の人工バリアに有意な影響を与えないこと」に関する項目

人工バリアは、オーバーバックだけでなくガラス固化体および緩衝材を含めた1つのシステムとして機能するものであることから、オーバーバックの設計では、ガラス固化体および緩衝材の機能発揮に有意な影響を与えないように配慮する必要がある。

「⑦ 十分な内空間を有すること」とは、外力の作用によりオーバーバックが変形してオーバーバック内壁から伝えられる荷重や、オーバーバックの内壁により熱膨張を拘束されることで発生する応力などにより、ガラス固化体が破損しないようにすることであり、ガラス固化体収容孔の寸法（オーバーバック内壁とガラス固化体のクリアランス）の設定に関係するものである。実質的には外力によるオーバーバックの変形量およびガラス固化体の熱膨張量はきわめて僅かであるため、ガラス固化体収容孔の寸法は、後述する遠隔操作によるガラス固化体の挿入性の観点から決定されるものと考えられる。

「⑧ 良好な熱伝導性を有すること」とは、ガラス固化体から発生する崩壊熱を人工バリア外に適切に放出し、人工バリアの温度をガラス固化体や緩衝材の熱による変質回避のための限度値以下に維持するため必要なものである。オーバーバック材料としては、金属などの熱伝導性の良好な材料が望まれる。

「⑨ 放射線遮へい性を有すること」とは、ガラス固化体からの放射線照射による緩衝材材料（ベントナイト）の性質変化を回避するためのものである。緩衝材としての止水性能や核種収着性能などに有意な低下が生じ得る場合には、オーバーパックスの重要な設計要件となる。

現時点で性能評価上必ずしも必要とはされていないが、人工バリアの機能をさらに向上させるため、オーバーパックスには「⑩ 化学的緩衝性を有すること」も期待される。これは、オーバーパックスが破損後（設計寿命後）も自らの腐食によりガラス固化体周辺の地下水条件をより還元的にし、核種の溶解や移行を抑制することであり、これによって緩衝材に求められる核種移行遅延機能のさらなる向上が期待できる。この観点では、オーバーパックス材料として炭素鋼のような腐食形態の材料を使用することが望まれる。

3) 「製作・施工が技術的に可能であること」に関する項目

製作・施工の技術的な可能性について考える場合、オーバーパックスの製作から定置までの工程と作業環境に配慮する必要がある。図 4.1.1-1 に想定されるオーバーパックスのハンドリング工程を示す。

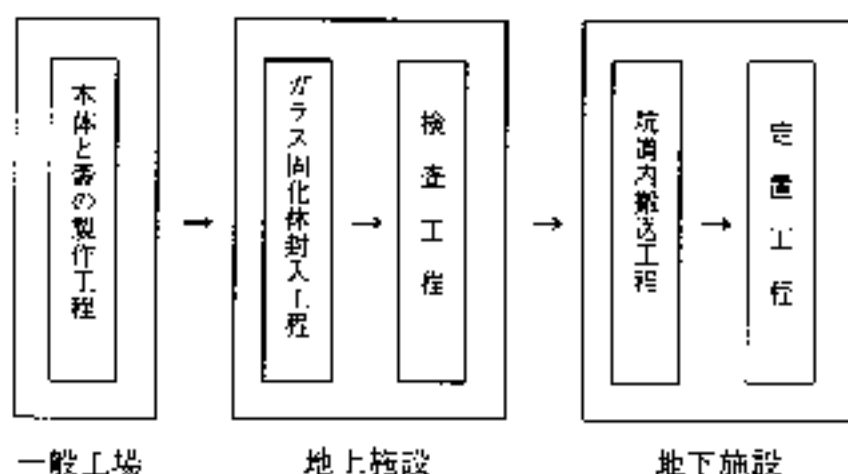


図 4.1.1-1 オーバーパックスのハンドリング工程

オーバーパックスは、基本的に本体と蓋の2つの部材から構成され、これらはそれぞれ一般工場において製作された後、処分場の地上施設に搬送されるものと考えられる。したがって、「⑪ 製作性を有すること」は、一般工場において、オーバーパックス各部材の製作が可能であることを意味し、圧力容器などの現状の製作技術レベルを十分に考慮する必要がある。

処分場の地上施設では、本体にガラス固化体が挿入された状態で蓋が溶接され、その後溶接部の検査が行われる。「③ 遠隔封入性を有すること」は、蓋の溶接および溶接部の検査が、オーバーバックにガラス固化体を挿入した後の作業となることから生じる要件である。候補技術の選定においては、放射線環境下での遠隔自動化の可否が重要となるほか、ガラス固化体に有意な熱影響を与えない配慮が必要となる。また、ガラス固化体の挿入性の観点から、適切な内空間（ガラス固化体収容孔の寸法）を確保することも求められる。

地上施設での検査に合格したオーバーバックは地下に搬送され緩衝材とともに地下坑道内の所定の位置に定置される。「③ 遠隔定置性を有すること」は、地上施設における蓋の溶接作業などと同様に、放射線環境下での搬送および定置作業に対して遠隔自動化を要求するものである。搬送や定置に関する設備の機構として、オーバーバックの確実な把持が可能な方式を採用するとともに、この機構に適したオーバーバックの構造設定が必要となる。また、地下坑道という狭い空間での作業となることや周囲への緩衝材定置の容易さの観点から、コンパクトで単純な、安定性のある形状および構造が望まれる。

4.1.1.2 オーバーバックの候補材料

4.1.1.2.1 候補材料選定の考え方

前項で記述した要求事項のうち、候補材料の選定に関する項目を抽出して整理すると、表 4.1.1-3 のようになる。

表 4.1.1-3 オーバーバックの候補材料に対する要求事項

要求事項		重要度
人工バリアの機能 発揮に関するもの	・処分環境において優れた耐食性が期待できること	◎
	・機械的強度が高いこと	●
	・吸収係数が高いこと	●
	・放射線照射脆化の感受性が低いこと	●
	・品質に対する信頼性が高いこと	○
製作・施工の成立 に関するもの	・溶接性が良好なこと	○
	・成形加工性が良好なこと	○

〔凡例〕 ◎：機能の発揮または製作・施工の成立を決定づけ、とくに重要なもの

○：機能の発揮または製作・施工の成立に重要なもの

●：合理的な仕様設定のために望ましいもの

オーバーバックによる放射性核種の閉じ込め機能は、オーバーバックが破損・貫通することにより失われることから、オーバーバックの寿命は埋設から破損・貫通に至るまでの期間である。過剰な負荷荷重による機械的な破損・貫通は、適切な設計、製作および検査がなされることにより回避が可能であることから、オーバーバックの成立の可否は、まず第一に腐食により決定されるものと考えられる。したがって、候補

材料の選定においては、材料のもつ耐食性が最も重要な要件となる。この観点では、これまでの検討において、炭素鋼、チタン、銅、ニッケル基合金、高ニッケル合金、およびステンレス鋼などが候補になり得る材料であるとして評価されてきた。これらはその腐食挙動の違いから準耐食性金属 (Corrosion Allowance Type) と高耐食性金属 (Corrosion Resistant Type) に分類されている (石川ほか, 1992)。

準耐食性金属は、ある程度の速度で腐食するが、局部腐食化の傾向が小さいという特徴を有する。炭素鋼や銅はこの準耐食性金属に分類される。これらの材料をオーバーバック材料として用いる場合には、ある程度腐食することを前提として、腐食速度に基づいた耐用期間中の腐食量を評価し、適切な腐食代を設定することが重要となる。一方、高耐食性金属は、金属表面に高耐食性の不動態被膜を形成する。この不動態被膜が健全な限りほとんど腐食しない。チタン、ニッケル基合金、高ニッケル合金およびステンレス鋼は、この高耐食性金属に分類される。これらの金属で問題となるのは、孔食やすきま腐食などの局部腐食である。高耐食性金属の特徴を生かすためには、局部腐食の起こらない条件でこれらの材料を使用することが重要である。したがって、局部腐食の発生臨界条件を把握することが課題となる。

これらの材料のうち炭素鋼は、構造物や放射線の遮へい材として十分な使用実績を有し、設計データの充実や成形加工技術の確立といった点において、表 4.1.1-3 に示した耐食性以外の項目に対しても有望と考えられる。信頼性の高い腐食評価の結果として合理的な厚さの腐食代を設定し得る場合には、単一材料による単純で経済的なオーバーバックの構造設計が可能となることから、ここでは第一に検討すべき材料として取り挙げた。

炭素鋼と同じ準耐食性金属に分類される銅は、機械的性質が炭素鋼に比べ劣るものの、考古学的出土品の例にも見られるように、その貴金属的な性質から還元性である処分環境において優れた耐食性を発揮し得るため、これも検討対象の 1 つとして取り挙げた。ただし、後述のとおり、酸化剤の存在しない水中において熱力学的な安定性に非常に優れた点を有する銅にあっては、熱力学的に水の中で不安定な金属と合金化することは、たとえ合金化により短期的な腐食速度の低下が得られたとしても、バルクの金属としては熱力学的安定性を失うことになり望ましくないと考えられることから、ここでは純銅のみを対象とした。

一方、高耐食性金属については、耐すきま腐食性の観点から、チタン (低合金チタンを含む) を優先的な検討対象として取り挙げた。チタン合金は、六方最密充填構造の α 単相、あるいはこの α 相にわずかに体心立方構造の β 相を含む準 α 相の組織を有するものと、合金元素が固溶した α - β 相、あるいは β 単相の組織を有するものとに大別できる。主に、前者は耐食性が優先的に要求される部位に使用されるのに対し、

後者は強度（比強度）が優先的に要求される航空機材料などとして使用される。オーバーバックに要求されるのはまず耐食性であることから、前者のみを検討の対象とした。前者のチタン合金は、後者と区別して低合金チタンと呼ばれる。以下、とくに所わらないで使用する場合には、チタンという呼称は工業用純チタンと低合金チタンを指すものとする。

これらの材料は、処分コンセプトがわが国と大きく異なる米国およびドイツを除いた諸外国においても、たとえばスイスは炭素鋼、スウェーデン、フィンランドは銅、カナダはチタンと銅というように、オーバーバックの候補材料として検討されている。

炭素鋼、チタンおよび銅には、次項に示すとおりそれぞれ得失があり、処分場の候補地が決定されていない現時点において、いずれの材料が最も優れているとは言い難い。当面はこれらの材料について平行して研究を進めるとともに、必要に応じて他の材料も検討対象に加え、サイトが決定された段階で候補材料を絞り込むことが合理的と考えられる。

4.1.1.2.2 候補材料の特徴

1) 炭素鋼

準耐食性金属に分類される炭素鋼には、自らの腐食の進展により酸化剤を消費して、オーバーバックの周囲に、核種移行の場として有利な還元性の環境をもたらす効果が期待できる。また、前述のとおり、現実的な厚さで十分な腐食寿命を達成することができれば、単一材料による単純な構造設計が可能となる。したがって、後述する異種金属材料の接触にともなうガルバニック対形成などの影響も評価上考慮する必要がない。しかし、一般的に銅と比較して天然水環境での腐食速度は大きく、またチタンが不動態を維持して腐食しない環境においてもある程度の速度で腐食する。

2) チタン

チタンの不動態は、天然環境に存在する不動態破壊型の陰イオンのうち最も一般的な塩化物イオンに対して最も高い耐食性を示すものの1つである。しかし、ひとたび不動態が局所的に破壊され再不動態化しなければ、孔食やすきま腐食などとして成長し、アノードサイトが局所的に侵食される。皮膜の安定性も含め、還元性条件でのチタンの腐食挙動には不明な点もあり、人類の使用の歴史が浅い材料であるがゆえに、長期の腐食事例の経験や使用経験の蓄積も炭素鋼や銅と比較して劣る。また、チタンは不動態保持電流密度が非常に小さいため、周辺の酸化剤を消費して還元性環境をもたらす機能は炭素鋼と比較して弱いと考えられる。

チタンは100℃以下では軟鋼と同等以上の機械的強度を有するが、高価であるため、強度部材として大量に使用することは合理的でない。したがって、オーバーバック材

としてチタンを使用する場合には、内側に強度支持部材として別の材料を与えるのが望ましいと考えられる。この場合、内側の材料として炭素鋼を使用すれば、チタン外殻の貫通後に周辺環境に対し炭素鋼による還元作用を期待できる可能性がある。しかしながら、異種金属の接触にともなうガルバニック対形成によりニアフォームの状況を複雑にする（たとえば局所的な pH の低下や水素ガス発生の加速など）可能性もある。これは、チタンと炭素鋼が絶縁されれば問題とはならないが、長期的に接触しないことを保証することには困難がともなう。

3) 銅

炭素鋼と同じ準耐食性金属に分類される銅を、オーバーバック材として特徴づけるのは、その貴金属的性質である。 $\text{Cu}/\text{Cu}_2\text{O}$ の安定境界の酸化還元電位は、電位-pH 図上で水素線より貴であるから (Pourbaix, 1966)、実質的に水や水素イオンは、中性の地下水中では酸化剤として働かない。すなわち、酸素などの酸化剤の存在しない水の中では熱力学的に安定であると言える。地下深部の本来の環境は還元性であることから、初期の酸化性の期間を貫通することなく経過できれば、銅には非常に長い腐食寿命が期待できる。ただし、硫化水素や硫化物イオンの存在する環境では、この貴金属的な性質が失われる。さらに、銅自体が貴な金属であるがゆえに、炭素鋼と比較して還元性の環境をもたらす機能は劣る可能性がある。

銅は機械的性質が炭素鋼やチタンと比較して劣る。したがって、銅をオーバーバック材料として用いる場合にも、チタンと同様に強度支持部材として内側に炭素鋼などの材料を与えるのが合理的と考えられる。この場合も、外殻貫通後に周辺環境に対し炭素鋼による還元作用を期待できる可能性はあるが、ガルバニック対形成などの影響を評価上考慮する必要が生じる。

4.1.1.3 オーバーパック材料の腐食評価

現在、放射性物質の閉じ込めの機能が維持される期間は1,000年と設定されている（動力炉・核燃料開発事業団, 1992a）。したがって、炭素鋼および銅については1,000年を超える腐食寿命をもつために必要な腐食代を検討した。チタンについては材料調達や施工上の観点より6~12 mmの厚さが必要とされていることから（4.1.4 参照）、ここでは6 mm厚さのチタン外殻が1,000年以上の腐食寿命をもつことを評価により確認した。

4.1.1.3.1 オーバーパックの置かれる環境

1) 温度

緩衝材の熱変質防止の観点からオーバーパックの外表面温度が、100℃を超えないように設計で対応することとされている（4.2.2 参照）。地下深部本来の温度は、地表面を15℃、地温勾配を深度方向に3℃/100mとすると（分冊1, 3.5.1 参照）、深度1,000mで45℃程度と推定される。オーバーパックの周辺温度は、ガラス同化体の発熱により処分直後から徐々に上昇し、10年から20年程度で最高温度に達する（谷口・岩佐, 1999）。その後、時間の経過とともに低下し、最終的には本来の周辺岩盤の温度とほぼ等しくなる。

2) 溶存酸素濃度

深部地下水の溶存酸素濃度は低く還元性の条件であるが、処分坑道の掘削、操業および埋め戻しの際に、地上からもち込まれる酸素により、処分場閉鎖直後は通常の深部地下水の溶存酸素濃度より高いレベルにあると考えられる。しかし、オーバーパックの腐食過程および緩衝材に含まれる不純物の酸化過程による消費ならびに周辺岩盤中への散逸などにより、やがてオーバーパック周辺の溶存酸素濃度は低下していくと考えられる。溶存酸素濃度の低下とともに、オーバーパック周辺の環境は酸化性から地下深部本来の環境である還元性の環境に戻ってゆくと考えられる。

3) 地下水の組成

これまで5種類のモデル地下水（降水系高pH型地下水、降水系低pH型地下水、海水系高pH型地下水、海水系低pH型地下水および混合系中性型地下水）が検討され（Yui et al., 1999）、日本の代表的地下水として、降水系地下水では降水系高pH地下水が、海水系地下水では海水系高pH地下水の2種類が選定されて性能評価の解析に用いられている。オーバーパックの腐食評価では、この2種類の地下水に加え、他の仮想的地下水も考慮に入れた。これらの地下水が緩衝材と反応した後の組成（小川ほか, 1999）をもとに、オーバーパックの腐食に影響の大きいと考えられる化学種について、その濃度範囲を表4.1.1-4のように設定した。

表 4.1.1-4 緩衝材間隙水中の化学種の濃度範囲と pH の範囲 (計算値)

化学種	濃度範囲 [mol/l]
$\text{HCO}_3^-/\text{CO}_3^{2-}/\text{H}_2\text{CO}_3$	$< 7.3 \times 10^{-2}$
SO_4^{2-}	$< 6.1 \times 10^{-2}$
$\text{HS}^-/\text{H}_2\text{S}$	$< 9.2 \times 10^{-1}$
Cl^-	$< 5.9 \times 10^{-1}$
P (Total)	$< 2.9 \times 10^{-6}$
NO_3^-	0.0
NH_3	$< 1.6 \times 10^{-4}$
NH_4^+	$< 5.1 \times 10^{-1}$
B (Total)	$< 1.7 \times 10^{-3}$
pH	5.9 ~ 8.4

4.1.1.3.2 オーバーパック候補材料の腐食シナリオの検討と腐食寿命評価

処分サイトが決定されない現状では、オーバーバックの周囲の環境条件は、推定値としてある範囲が与えられているだけである。また、たとえサイトが決定されたとしても時間的な変化をとともう。オーバーバック周辺の環境の酸化還元性は、初期には酸化性であるが、やがては還元性になると考えられる。温度は、初期には高いが時間とともに低下する。緩衝材の含水比は初期には低い、地下水の浸透にとともなって高くなりやがて飽和に至ると考えられる。したがって、腐食寿命を評価する場合に、処分場の環境条件の多様性やその経時変化によって、どのような事象が環境条件に応じて、どのような因果関係のもとでどのように起こるのかという情報が必要である。

そこで、まず、炭素鋼とチタンについては、オーバーバック候補材料の腐食に関しての一般的な情報に基づき、処分環境で生起する可能性のある腐食に関する事象をオーバーバックの腐食因果時系列系統図として整理した。この因果時系列系統図は、オーバーバック周辺環境の時間的な変化とオーバーバック候補材料の腐食挙動の理解に基づき、オーバーバック候補材料の取り得る腐食過程を、事象間の因果関係と時系列を考慮しながら道筋ごとに分けて系統図としてまとめたものである。この因果時系列系統図で分岐を生ずる事象について生起の有無を評価することにより、オーバーバックが処分場で取り得る主要な道筋（以下、「腐食シナリオ」という）を絞り込むことができる。その後、この腐食シナリオに基づいて腐食寿命評価を行う。ただし、現状の知識レベルにおける不確実性を考慮して、腐食シナリオ選定の段階で除外した事象についても、オーバーバックの腐食寿命に影響が大きい事象については検討を行う。これにより評価の確からしさが向上する。

ただし、銅については、腐食因果時系列系統図を作成し得るのに十分な情報が存在しない。したがって、ここでは既存の腐食情報と地下水の化学的条件から銅オーバーパックの腐食挙動を概観し、処分環境で生じ得る腐食モードを選定して、寿命評価を行うこととした。

1) 炭素鋼オーバーパック

(1) 炭素鋼オーバーパックの腐食シナリオの検討

a. 炭素鋼オーバーパックの腐食因果時系列系統図

図 4.1.1-2 に炭素鋼オーバーパックの腐食因果時系列系統図を示す。この図に示されるように、炭素鋼オーバーパックの腐食過程を大きく分かつ事象は、炭素鋼オーバーパックの腐食が全面腐食型で進行するのか、あるいは局部腐食型で進行するのかということである。ここでは、

- ・ 炭素鋼が不動態化するのか

ということを、炭素鋼オーバーパックの腐食過程が全面腐食型で進行するのか、あるいは局部腐食型で進行するのかを分かつ最初の判定基準とした。不動態化しない場合には、淡水や海水中での炭素鋼がそうであるように、炭素鋼オーバーパックの腐食は全面腐食型で進行する。その場合には、ある程度の凹凸をとまなびながら表面全体が腐食していく。

処分後の初期には溶存酸素の還元反応がカソード反応を担うと考えられる。酸素がオーバーパックの腐食や緩衝材中の不純物の酸化により消費され、枯渇するとカソード反応は水素発生反応へと切り替わって行く。

これらの過程で微生物の腐食への寄与が考えられる。

- ・ 処分環境で、腐食に関与する微生物が高い活性を維持し、腐食速度を大きく加速するのか

という点でシナリオに分岐が生じる。微生物が活性を維持し、かつ腐食の加速の作用がある場合には、炭素鋼オーバーパックは早期に貫通すると考えられる。微生物が活性を維持できない場合には、腐食への寄与は小さいと考えられる。

ここで、カソード反応が水素発生反応に切り替わると、

- ・ 水素を吸蔵して割れるのか

という問題がある。水素を吸蔵して割れるか否かによってシナリオに分岐が生じる。水素を吸蔵して割れる場合には炭素鋼オーバーバックは早期に貫通すると考えられる。水素による割れない場合には、

- ・ 腐食生成物の堆積により大きな腐食速度がもたらされるのか

という問題が存在する。腐食生成物の堆積によって腐食が加速される場合には、炭素鋼オーバーバックは早期に貫通すると考えられる。このような加速がない場合には、期待される腐食寿命が達成されることが考えられる。

一方、処分環境において炭素鋼が不動態化して局部腐食型で進行する場合には、以下のシナリオが派生する。まず、不動態皮膜の局所的破壊により、

- ・ 孔食やすきま腐食は起こりえるのか

によって腐食シナリオは異なる経路をたどる。生起しない場合には、不動態保持電流密度に対応した腐食速度で腐食が進行する。孔食やすきま腐食が生起した場合には、

- ・ 孔食やすきま腐食を経由して、応力腐食割れが起こりえるのか

によってさらに分岐が生じる。応力腐食割れが生起すると、その進展速度はきわめて大きいので、炭素鋼オーバーバックは早期に貫通すると考えられる。応力腐食割れが生起しない場合には

- ・ 孔食やすきま腐食はどのように進展し、どのように停止するのか

によって腐食シナリオが異なる。腐食速度が大きい場合には、酸化剤が枯渇する前に貫通に至ることが考えられる。腐食の進展が抑えられる場合には、酸化剤が減少するとともに皮膜の破壊された部分はやがて再不動態化する。酸化剤が消費されて周囲が還元性になってくると不動態／活性態遷移域では、

- ・ 炭酸塩の寄与による応力腐食割れが起こり得るのか

という問題がある。応力腐食割れが生起する場合には、炭素鋼オーバーバックは早期に貫通に至ると考えられる。このような割れが生起しない場合には、やがて酸化剤の枯渇によって脱不動態化し、カソード反応は水素発生反応へと切り替わって行く。その後は全面腐食型で腐食が進行する場合と同様である。

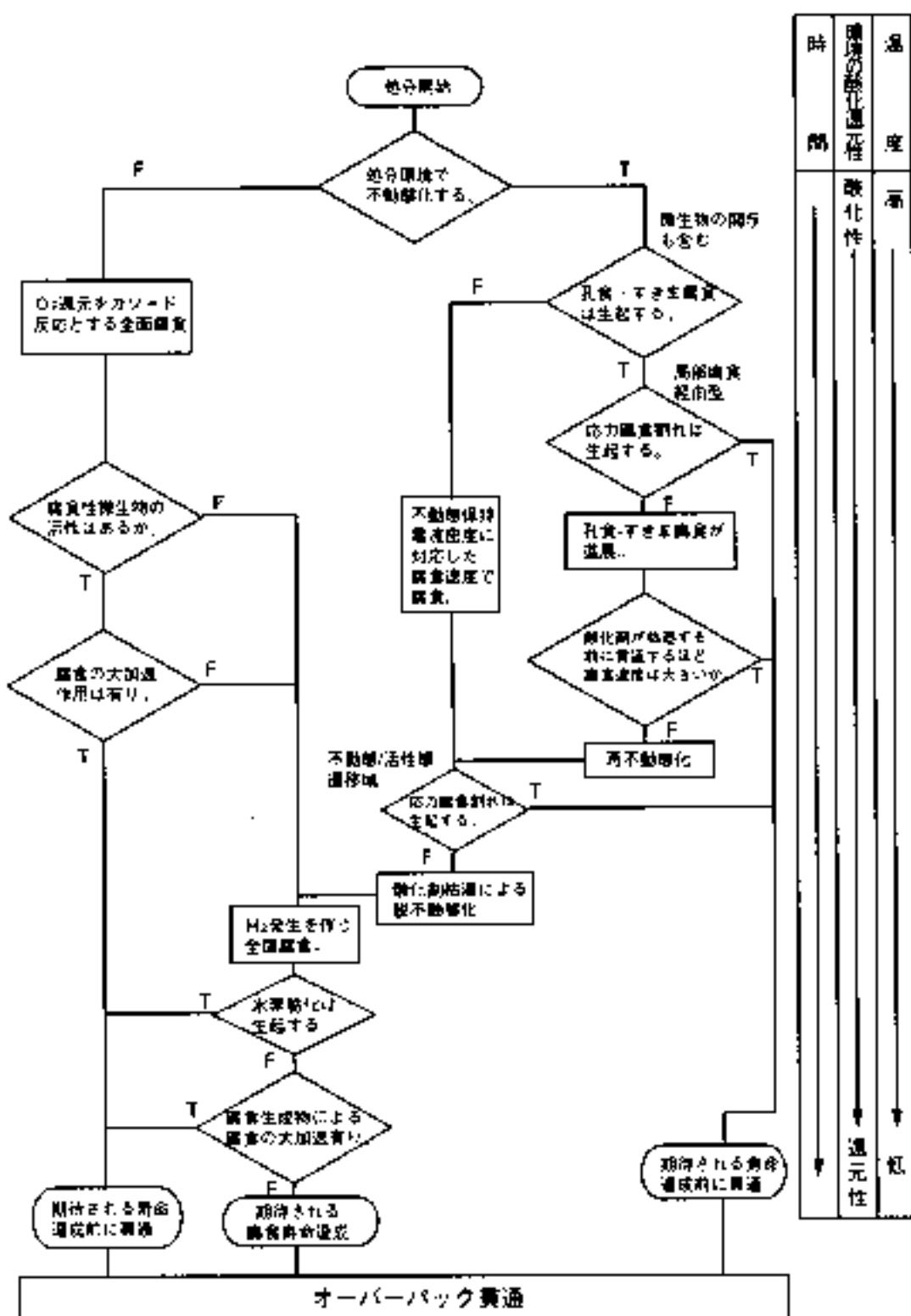


図 4.1.1-2 炭素鋼オーバーバックの腐食因果時系列系統図

b. 炭素鋼オーバーパックスの腐食シナリオ

a) 緩衝材中における炭素鋼オーバーパックスの不動態化挙動

地層処分で想定される、地下水の含浸した緩衝材中において、炭素鋼オーバーパックスは不動態化しないと考えられる。炭酸塩は、一般に地下水に含まれるイオンであって、炭素鋼の不動態化を促進し不動態化臨界 pH を低下させることが知られている (Marsh et al., 1983)。そこで、表 4.1.1-4 に示した炭酸塩濃度の上限にはほぼ対応する、 0.1 mol/l の濃度の炭酸塩水溶液を用いてアノード分極実験を行うと、pH9~11 の範囲では、図 4.1.1-3 に示すように水溶液中で不動態化した (Taniguchi et al., 1998)。一方、この水溶液を含浸させた圧縮ベントナイト試料中の炭素鋼電極をアノード分極すると、図 4.1.1-4 のように自然浸漬電位から直接立ち上がり、不動態化の兆候を示さなかった。上記水溶液のうち pH10 の水溶液を種々の乾燥密度のベントナイト試料に含浸させ、その中でアノード分極した (Taniguchi et al., 1998)。その結果、図 4.1.1-5 に示すように、最も乾燥密度の低い 0.5 Mg m^{-3} の場合は不動態化の兆候を示したが、より乾燥密度の高い 1.2 Mg m^{-3} および 1.8 Mg m^{-3} の場合には不動態化の兆候は認められなかった。これらの結果から、圧縮ベントナイトは不動態化を阻害する効果をもつと考えられる。現時点で提案されている緩衝材は 4.1.2.2 に後述するようにベントナイト 70 wt% とケイ砂 30 wt% の混合物 (ケイ砂混合体) であり、この条件での炭素鋼の不動態化条件を実験的に調べた (谷口直樹ほか, 1999a)。 0.1 mol/l 炭酸塩水溶液、 0.1 mol/l ホウ酸塩水溶液、水酸化ナトリウム水溶液を用いた場合の乾燥密度と pH に対する不動態化条件を図 4.1.1-6 に示す。ここに示されている pH は、pH 試験紙を用いて測定された、ケイ砂混合体試料の間隙水の pH である。この図より、間隙水の pH が約 9.5 以上になると炭素鋼は不動態化することがわかる。図 4.1.1-7 に試験溶液の pH と間隙水の pH の関係を示す。ケイ砂混合体中では、試験溶液に比べて間隙水の pH が低下していることがわかる。その低下の程度は、ケイ砂混合体試料の乾燥密度が大きいほど顕著である。現時点での緩衝材の仕様として乾燥密度を 1.6 Mg m^{-3} とすると、その間隙水の pH が、炭素鋼の不動態化が起こる 9.5 以上になるためには、地下水の pH は約 11.5 以上でなければならないことが図 4.1.1-7 よりわかる。よって、通常の地下水環境で緩衝材中において炭素鋼オーバーパックスが不動態化する可能性は低いといえる。大場らの研究でも、pH10 以下のベントナイト接触水中で炭素鋼は不動態化しないことが示されており (大場ほか, 1996)、上記試験結果と一致する。さらにこれらの評価に用いた 0.1 mol/l 程度の高濃度の炭酸塩を含む地下水は、油田、炭田およびガス田に付随する地下水に典型的であって、資源のある地域を処分場として選定しないというわが国の処分概念では、このような水質の地域の多くは除外される (分冊 3)。したがって、実際の処分環境の炭酸塩濃度はより低く、より不動態化しにくいと考えられる。

ケイ砂混合体における間隙水の pH の低下はベントナイトの主要構成鉱物であるモンモリロナイトの結晶端 OH 基からの水素イオンの解離によると考えられる (Wieland

et al., 1994) : この pH の低下は、上記試験条件の範囲ではベントナイトの密度が高いほど顕著であり (小田・柴田, 1999; Wieland et al., 1994), 図 4.1.1-7 に示された傾向に一致する。

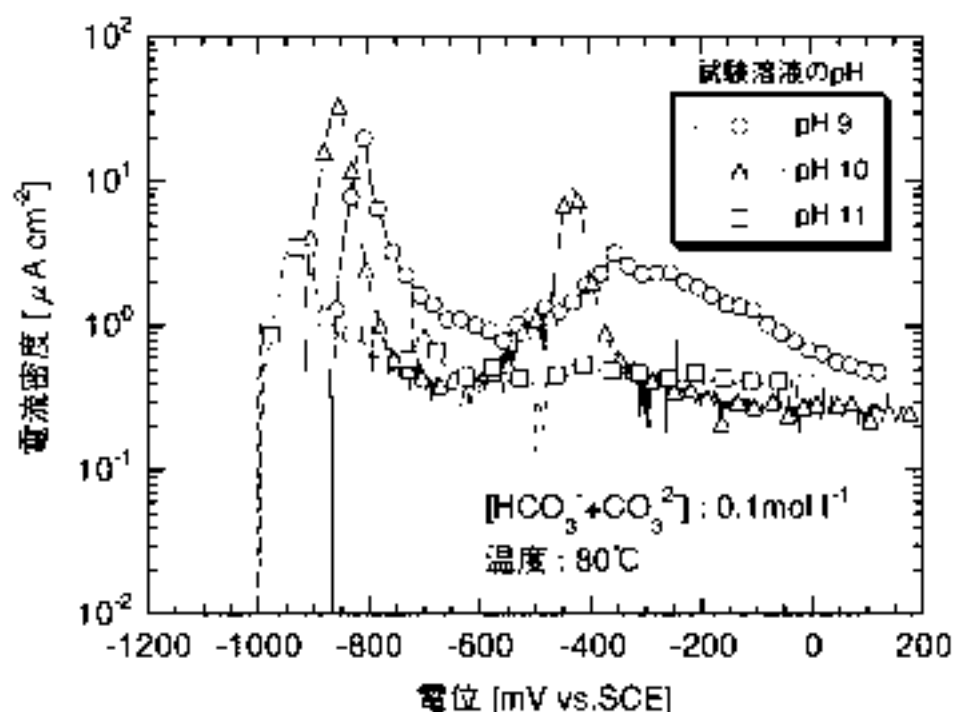


図 4.1.1-3 pH をパラメータとした炭素鋼のアノード分極試験結果
(水溶液単独系)

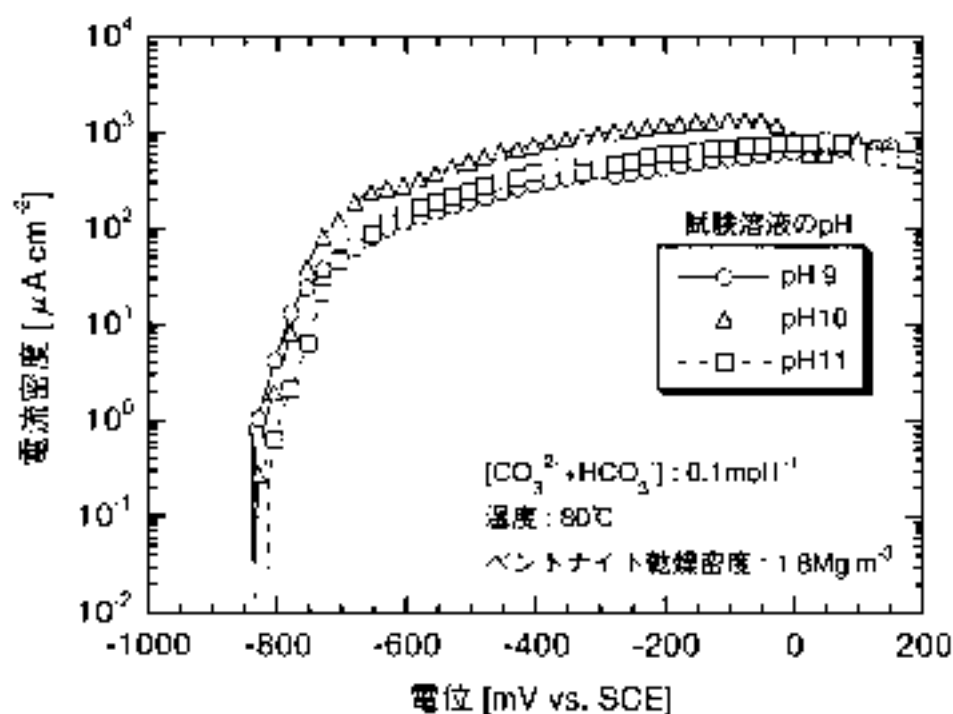


図 4.1.1-4 pH をパラメータとした炭素鋼のアノード分極試験結果
(圧縮ベントナイト中)

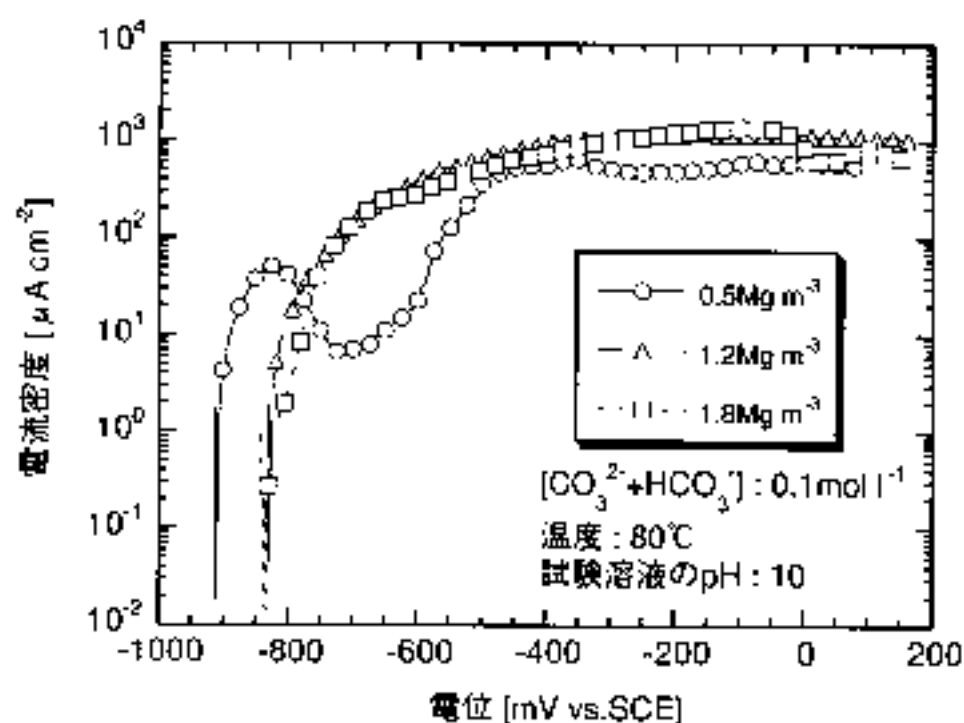


図 4.1.1-5 ベントナイトの乾燥密度をパラメータとした炭素鋼のアノード分極試験結果

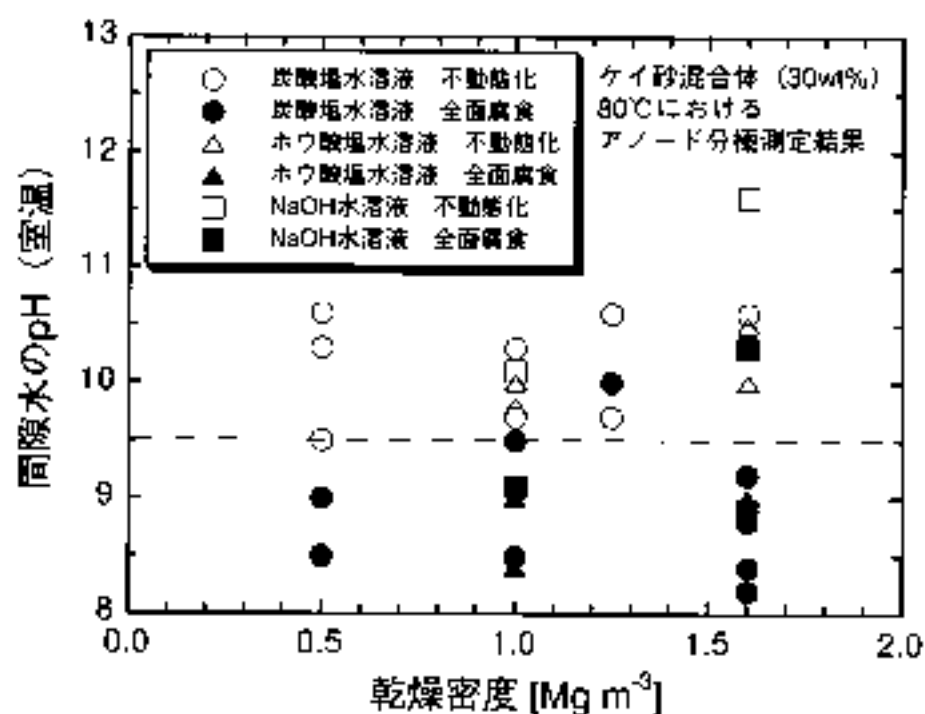


図 4.1.1-6 乾燥密度と間隙水の pH に対する炭素鋼の不動態化条件

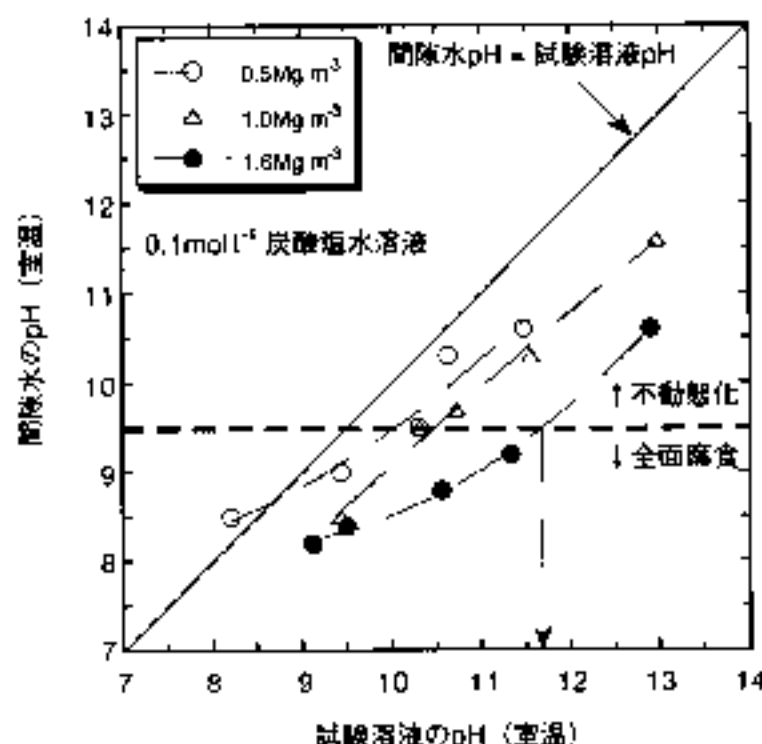


図 4.1.1-7 炭酸塩水溶液 (0.1 mol/L) における
試験溶液の pH と間隙水の pH の関係

以上のとおり、処分環境下では、炭素鋼オーバーパックに不動態破壊型の局部腐食は発生せず、全面腐食型の形態をとると考えられる。したがって、前述したシナリオにおいて、不動態化以降の現象が生起する可能性は低い。

4.1.2.1.10 に後述するように、緩衝材をブロック状に圧縮成型して設置する方法が、緩衝材の施工方法の一つにあげられている。この場合に、地下水浸潤の初期段階で緩衝材ブロックの間隙を地下水が急速に透過する可能性を否定できない。このような事象が発生した場合には、オーバーパックとブロックとの間隙に低密度の緩衝材層が形成されて pH が上昇することが考えられる。しかし、たとえこのような事象が発生したとしても、緩衝材は速やかに膨潤し、炭素鋼オーバーパックの腐食挙動に顕著な影響は与えないであろう。たとえば、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のケイ砂混合体試料の一部を切り取り、水を供給すると、切り取った部分にケイ砂混合体が膨潤し、切り取った部分の乾燥密度は、15 日程度で 1.0 Mg m^{-3} 程度まで復活する（青柳ほか、1999）。乾燥密度 1.0 Mg m^{-3} 程度であれば、pH10 で炭酸イオン濃度 0.1 mol l^{-1} の地下水が含浸されても炭素鋼は不動態化しない（谷口直樹ほか、1999a）。

b) 炭素鋼オーバーパックの水素吸蔵挙動と水素脆化の評価

本来、深い地下の環境は酸素のきわめて乏しい還元性の環境と考えられており、オーバーパック周辺の環境は、地表からもち込まれた酸素の残留する処分直後を除いて、還元性であると考えられる。そのような還元性の環境では、炭素鋼は水素発生型の腐

食を受ける。水素発生をともなうのは、(4.1.1-1)式の水素イオンの還元と(4.1.1-2)式の水の還元反応がカソード反応を担うからである。



この水素発生型腐食の過程で炭素鋼の表面に吸着した水素の一部が炭素鋼に吸蔵される。材料側の条件によっては、吸蔵された水素の濃度が一定値を越えると水素脆化が起こる。この水素脆化は、一度生起すれば早期に貫通に至るという点で、重要な評価すべき課題となっている。西村ほか(1997)は窒素雰囲気および炭酸ガス分圧0.1 MPaの条件下で炭素鋼中の水素含有量を測定した。その結果、得られた金属中の水素濃度は中性付近で0.01ppmのオーダー以下であった。一方、水素脆化の発生領域は強度と水素濃度に対して図4.1.1-8のように整理されており(村田, 1981)、高強度の鋼材ほど水素脆化が生起しやすい傾向にあることがわかる。オーバーバックの材料として考えられている低強度の炭素鋼の場合、溶接部(電子ビーム溶接)でもビッカース硬度は200HV10程度である(本田ほか, 1992)。引張強さに換算すると635 MPaであり(日本規格協会, 1997)、降伏強度はこれよりも小さいと考えてよい。仮に635 MPaの降伏強度を仮定すると水素脆化が生起するのは、図4.1.1-8より約1 ppm以上の領域であることがわかる。この図は高力ボルトやラインパイプなどの実例に基づいて経験的に作成されたものであり、実際の処分環境とは異なるが、西村ほか(1997)によって測定された炭素鋼中の水素濃度は、この図に示された脆化の起こる臨界水素濃度よりも十分小さいことがわかる。

よって、中性の炭酸塩を含む環境では炭素鋼オーバーバックに水素脆化の生起する可能性は低いと考えられる。また、炭素鋼に水素脆化をもたらす化学種として硫化物が挙げられる。表4.1.1-4に示すとおり、緩衝材間隙水中の硫化物濃度は最大で約0.1 mol/lという高い値が計算により得られている。これは還元性環境を想定しているために、熱力学に基づいた計算では硫酸塩が硫化物に還元されていることに起因する。このような高濃度の硫化物環境における水素脆化の可能性についても、既存の知見をともに検討した。一般に、硫化物に起因する水素脆化として硫化物割れと水素誘起割れが代表的である。このうち、硫化物割れは高強度鋼特有のものであり、前述したとおりオーバーバック材料として考えられている低強度鋼に起こる可能性は低い。一方、水素誘起割れは鋼中のMnSなどの介在物に起因し、低強度の鋼にも生起する。硫化水素を含む水溶液中における鋼中の水素濃度のpH依存性が村田(1981)によってまとめられており、pH4以上では水素濃度が急激に減少する。表4.1.1-4より緩衝材間隙水のpHの最小値は6程度である。村田(1981)によると、硫化水素の飽和した海水中における鋼中の水素濃度はpH6の場合で約0.1 ppmである。このような濃度では図4.1.1-8から、材料の強度に起因する硫化物割れは起こらないと考えられる。

また、小川（1990）は材料の硬さと水素誘起割れ発生限界水素濃度の関係を示しており、これによると、ビッカース硬度 200HV10 程度では 2 ppm 程度の水素濃度でも水素誘起割れは起こらないと考えられる。さらに、 H_2S ガスを吹き込んだ海水中において、pH 6 以上では水素誘起割れは起こらないという報告がある（小若，1983）。以上のことから、高濃度の硫化物環境でも中性付近では炭素鋼オーバーバックに水素脆化の起こる可能性は低いと考えられる。しかし、水素誘起割れの起こる限界水素量は鋼中の介在物の濃度に依存するといわれており、材料によっては割れ感受性を示す場合がある。池田（1981）によると、Mn 量 1.0 % 以下の材料では 0.5 ppm 以上の水素濃度にならないと割れは発生しないが、1.2 % 以上の Mn を含む鋼では 0.2 ppm の水素濃度でも割れを生じたとしている。また、鋼中の硫黄濃度が 0.004 % 以下では割れを生じないが、濃度が高くなると割れ感受性を示すという報告もある（Okada, 1977）。Mn, S は炭素鋼の水素脆化感受性を高めるといわれており、鋼中のこれらの含有量を低くすることによって割れの感受性を低くできると考えられる。たとえば、炭素鋼オーバーバックの試作（木田ほか，1992）において用いられた、圧力容器用炭素鋼鍛造品 SFVC1 では規定値として 0.4～1.35 % の Mn, 0.03 % 以下の S を含む材料とされているが（日本規格協会，1997）、規格の範囲内で Mn 含有量 0.5 % 程度、S 含有量 0.003 % 以下とすることは現状の技術で十分可能である。このように、適切な化学成分の材料を使用することにより、炭素鋼の水素脆化をより確実に防ぐことが可能と考えられる。

オーバーバックの周囲は緩衝材で覆われているため、(4.1.1-2) 式に示す反応で発生した水素はオーバーバック／緩衝材界面に蓄積して、水素分圧が上昇する可能性がある。緩衝材中では水素ガスの蓄積と透気が繰り返され、オーバーバック界面での水素分圧は 10MPa 程度まで上昇することが想定される（梶井ほか，1999b）。そこで高圧の水素ガスと接した場合の炭素鋼の水素脆化についても検討した。水素ガスと接する金属に溶解する水素濃度は Sievert の法則から以下の式で与えられる。

$$C=C_0P^{1/2}\exp(-\Delta H_f/RT) \quad (4.1.1-3)$$

ここで、 C は水素濃度（原子分率）、 C_0 は定数、 ΔH_f は溶解熱、 T は絶対温度、 P は水素分圧 [atm] である（腐食防食協会，1986）。

ここでは、Quick-Johnson の式（Quick and Johnson, 1978）を用いて水素分圧 10 Mpa（100 atm）、100 °C における水素濃度を推定した。

$$C=0.00185P^{-1/2}\exp(-3440/T) \quad (4.1.1-4)$$

計算の結果、水素濃度は 0.03 ppm と求められた。また、実験的にも 10MPa、100°C の水素ガス環境で炭素鋼に吸収された水素量は 0.03ppm 以下であることが確認されて

いる（谷口・市川，1999）。よって，水素ガスの接触による水素脆化は起こらないと考えられる。

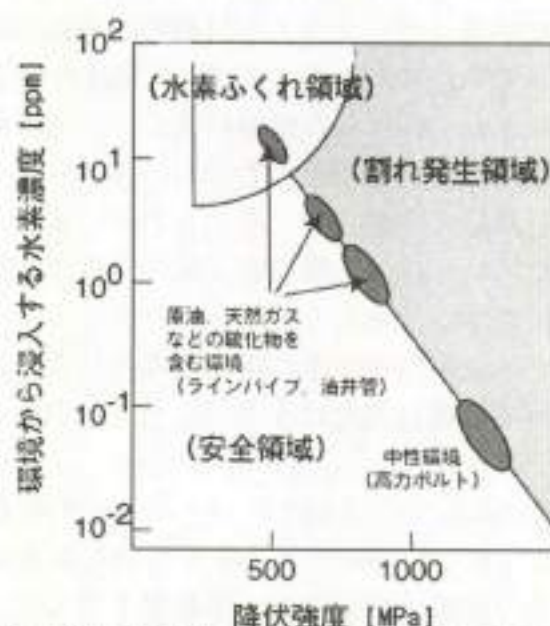


図 4.1.1-8 水素脆化と鋼の強度および浸入水素濃度との関係（村田，1981）

c) 腐食に関与するバクテリアの炭素鋼オーバーパックの腐食に及ぼす影響

炭素鋼の腐食に関与する代表的な微生物として，鉄細菌（IB），鉄酸化細菌（IOB），イオウ酸化細菌（SOB），硫酸塩還元菌（SRB）などが挙げられる（下平，1973）。一般に，静水中では硫酸塩還元菌のみ活性な環境よりも，好気性細菌との共存下で激しい腐食が起こる場合があるといわれている（下平，1973；腐食防食協会，1994）。ベントナイト中ではいくつかの微生物の生存が確認されている（朝野ほか，1997）。しかし，緩衝材に含まれる鉄鉱物や炭素鋼オーバーパックは酸素を消費すること，地下水で飽和された緩衝材は酸素の供給を強く制限することなどから，好気性細菌が長期にわたって活性を保つことは考えにくい。

硫酸塩還元菌については，緩衝材中で活性を維持できるかどうかを評価するため，以下の実験を行った（西村ほか，1999）。ベントナイト中に 40 個 g^{-1} 程度の硫酸塩還元菌が生息していることを確認したのち，ケイ砂混合体試料（ $30 \text{ wt\%}$ ， 1.6 Mg m^{-3} ）とベントナイト単体試料（ 0.6 および 1.8 Mg m^{-3} ）に成型し，栄養剤の添加された人工海水中に浸漬した。温度は微生物にとって最も活動しやすい 30°C とした。2 週間経過後に生菌数を測定した結果，いずれの試料中でも微生物の増殖は認められなかった。また，硫酸塩還元菌と鉄細菌の添加された栄養剤入りの水溶液（人工海水および人工地下水）を用いて，溶液単独系と圧縮ベントナイト共存系で 30°C にて炭素鋼の浸漬試験を実施した。試験溶液中の微生物数の測定により，試験期間を通じて微生物が活性を維持していたことを確認した。溶液単独系では微生物の有無による明らかな腐食挙動への影響が認められ，人工海水系では微生物を添加した溶液中のほうが入れない溶液中よりも約 2 倍大きな腐食速度が認められた。人工地下水系では微生物の添加

により腐食はむしろ抑制された。一方、圧縮ペントナイト中では微生物の有無による腐食速度への影響は全く認められなかった。また、人工海水系の試験でペントナイト中の微生物数を測定した結果、ペントナイト外側の試験溶液中には $10^6 \sim 10^7$ 個 ml^{-1} の硫酸塩還元菌が存在していたにもかかわらず、試験後のペントナイト中には硫酸塩還元菌が生息していなかった。これらの試験結果から、温度条件、溶液中の栄養分など微生物にとって好ましい環境を与えた場合でも、ペントナイトと共存した環境中では硫酸塩還元菌が活性を維持できにくいと考えられる。また、カソード反応として酸素の還元反応が寄与しない場合は、硫酸塩還元菌の活性が高い場合でも、腐食速度は $10 \mu\text{m y}^{-1}$ 程度といわれており（梶山・古山、1993）、オーバーパック近傍の酸素が消費され、オーバーパックの周囲が酸素の乏しい環境になれば、たとえ硫酸塩還元菌の活性が高い場合であっても腐食速度は小さいと考えられる。

以上のように、微生物によって炭素鋼オーバーパックの腐食が加速される可能性は低いといえる。また、これまでのペントナイトを用いた腐食試験ではとくに滅菌処理を行っていないため、その結果は微生物による影響を含んだものと考えられる。したがって、微生物による腐食深さを見積もる必要はないと考えられる。ただし、微生物には多くの種類があり、普遍的にこのようなことがいえるのかは不明であるため、今後さらに実験的に確認を行う必要がある。また、実際の処分においても、処分場や実際に使われる緩衝材中に生息する微生物の活動の可能性と腐食への影響の有無について実験的な確認が必要である。

d) 腐食生成物による炭素鋼オーバーパックの腐食に及ぼす影響

炭素鋼オーバーパックの腐食の進行とともに腐食生成物がオーバーパック／緩衝材界面に堆積すると考えられる。一般には金属表面に形成される腐食生成物の皮膜は炭素鋼の腐食を抑制するといわれており、炭素鋼の腐食速度は時間の経過とともに小さくなる傾向がある（本田ほか、1997b）。一方、兒島らはオーバーパック／緩衝材界面に腐食生成物が堆積した場合を想定して、模擬腐食生成物として試験のマグネタイトを与えて腐食速度を測定した。その結果、マグネタイトによって炭素鋼の腐食速度が増加したとしている（Kojima et al., 1995；兒島・辻川、1996；兒島・辻川、1997；兒島ほか、1998；兒島・辻川、1998）。また、大気暴露によって生じたさびを電気化学的に還元して生成させたマグネタイトでも炭素鋼の腐食を加速することを報告した（兒島・辻川、1996）。兒島・辻川（1997）はマグネタイトによる腐食の加速機構として、マグネタイト表面における水の還元反応を提案している。

マグネタイトによって炭素鋼の腐食加速が避けられない場合には、炭素鋼の腐食深さは大きなものとなり（兒島・辻川、1997）、腐食代では対応が困難となる可能性がある。腐食加速の機構がマグネタイト上における水の還元反応であるとする水素ガス発生速度も大きくなるため、人工バリアシステムはその影響を受ける可能性がある。

よって、チタンなど他の材料を用いる場合でも、強度部材として炭素鋼を内側に使用できない可能性がある。一方、マグネタイトによる腐食の加速の機構はマグネタイト中の3価鉄の2価への還元である可能性もある。この場合、3価鉄の量は限られるため、オーバーパックの腐食への影響は小さい。

兒島らによりマグネタイトによる腐食の加速が報告される一方、還元環境下で自然浸漬によってマグネタイトが生成しても炭素鋼の腐食速度は時間とともに低下すること（本田ほか、1997b）、マグネタイト皮膜によって還元条件では腐食が抑制されること（Simpson, 1984）、および圧縮ベントサイト中でアノード酸化により腐食生成物を生成させた後に、腐食速度を測定しても腐食の加速は認められなかったこと（谷口直樹ほか、1999b）などが報告されている。さらに、水流ほか（1999）はマグネタイトによる炭素鋼の腐食加速の主要因はマグネタイト中の3価鉄またはマグネタイト自身の還元によるものであり、水素ガス発生反応の促進は認められないと報告している。これらのことより、還元性環境において腐食生成物が炭素鋼オーバーパックの腐食を加速する可能性は低いといえる。ただし、マグネタイトによる影響については今後さらに実験的な確認が必要である。なお、マグネタイトの共存する脱気した人工海水中であっても、ステンレス鋼（SUS309S）はほとんど腐食しなかった（谷口・本田、1999）。このことは鋼に合金成分を添加することにより、マグネタイトによる腐食の加速を低減させ得ることを示している。この場合はマグネタイトによる酸化力ではステンレス鋼（SUS309S）の不動態皮膜を破壊できなかったためと考えられるが、より微量の合金成分により、マグネタイトの性質を変えることで腐食に与える影響を軽減ができる可能性もある。たとえば、マグネタイトは半導体であり比較的良好な電気伝導性をもつが、マグネタイトに他の金属酸化物をイオンビームスパッタ蒸着法で添加すると添加する元素によってはマグネタイトの電気伝導度は低下する（杉本、1999）。これにより腐食の加速の影響も低減される可能性がある。また、マグネタイトの水素過電圧を大きくする成分を金属マトリクスに添加しておくことも腐食加速の低減方法のひとつである。

(2) 炭素鋼オーバーパックの腐食寿命評価

1)に示したとおり、オーバーパックが処分場で取り得る主要な道筋（主要な腐食シナリオ）は、処分開始初期の酸素還元をカソード反応とする全面腐食と、酸素消費後の水の還元をカソード反応とする全面腐食に絞り込むことができる。以下に炭素鋼オーバーパックの寿命評価を示す。

a. 数学的モデルによる評価

炭素鋼の表面における電気化学反応と緩衝材中における酸素の輸送を組み合わせた均一腐食モデルを作成した（Honda et al., 1995）。アノード反応として、以下に示すように2価鉄としての溶解反応を仮定した。



カソード反応として、以下に示すように酸素の還元反応と水の還元反応を考慮した。



アノード反応 (4.1.1-5) 式と水の還元によるカソード反応 (4.1.1-7) 式は活性化律速として、それぞれ以下に示すように Butler-Volmer 型の速度式を与えた。

$$\text{アノード反応} \quad i_{\text{Fe}} = i_{0,\text{Fe}} \exp [n\beta' F(\text{Ecorr}-\text{Eq}) / R \cdot T] \quad (4.1.1-8)$$

$$\text{水の還元反応} \quad i_{\text{H}_2\text{O}} = i_{0,\text{H}_2\text{O}} \exp [-n(1-\beta'') F(\text{Ecorr}-\text{Eq}) / R \cdot T] \quad (4.1.1-9)$$

ここで、 i_{Fe} 、 $i_{\text{H}_2\text{O}}$ は電流密度、 $i_{0,\text{Fe}}$ 、 $i_{0,\text{H}_2\text{O}}$ は交換電流密度、 β' 、 β'' は電荷移動係数、 Ecorr は自然電位、 Eq は平衡電位、 F はファラデー定数、 R は気体定数、 T は絶対温度である。

ただし、交換電流密度や平衡電位は直接求めることができないため、過電圧 $\text{Ecorr}-\text{Eq}$ を飽和カロメル電極 (SCE) に対する電位差 E で置き換え、交換電流密度を 0 V vs.SCE における電流密度 i_{Fe} 、 $i_{\text{H}_2\text{O}}$ で置き換えた。

酸素の還元反応については緩衝材中の拡散律速とし、以下に示す拡散方程式を差分法により解き、オーバーバック表面における酸素の供給量を求めた。

$$\partial C / \partial t = D_e / \gamma \cdot \nabla^2 C \quad (4.1.1-10)$$

ここで、 C は溶存酸素濃度、 t は時間、 γ は緩衝材の間隙率、 D_e は溶存酸素の緩衝材中の実効拡散係数である。

溶存酸素の輸送速度に対して酸素の消費反応速度が、はるかに小さいと仮定し、境界条件として、オーバーバック表面 ($x=0$) における酸素濃度を 0 とした。初期条件および緩衝材外側の酸素濃度は 25 ℃における大気平衡下での溶存酸素濃度である 0.25 mol m^{-3} とした。

酸素の供給量は以下の式により電流密度に換算した。

$$i_{\text{O}_2} = -nFD_e (\partial C / \partial x)_{x=0} \quad (4.1.1-11)$$

(4.1.1-8) 式、(4.1.1-9) 式と (4.1.1-11) 式を以下の電荷バランスの式と連立させることにより電流密度を求めた。

$$i_{Fe} = i_{O_2} + i_{H_2O} \quad (4.1.1-12)$$

i_{Fe} 、 i_{H_2O} と $n\beta'$ 、 $n(1-\beta')$ は窒素雰囲気下における 3.5 % NaCl 水溶液中での炭素鋼のアノード/カソード分極試験により求めた (Honda et al., 1995)。また、緩衝材中の溶存酸素の拡散係数は、ベントナイト中に埋め込まれた白金電極のカソード分極試験から得られた溶存酸素の拡散限界電流密度より算出した (川崎・本田, 1994)。

モデルによる計算結果を図 4.1.1-9 に示す。水溶液中で飽和された緩衝材中では酸素の移行が制限されるため、酸素の腐食への寄与は早い段階でほとんど無視できるほど小さくなることがわかる。 10^3 年以降はほとんど水の還元による腐食速度を示している。温度と腐食速度の関係をアレニウス型の式で整理すると、以下の式ようになる。

$$K = 22.8 \exp (-1.72 \times 10^4 / RT) \quad (4.1.1-13)$$

ここで K は平均腐食速度 [mm y^{-1}] である。

炭素鋼 オーバーバックに期待する寿命を 1,000 年として、オーバーバックの温度変化を単純化して 90, 70, 60 °C の期間をそれぞれ 50, 250, 700 年間とすると、1,000 年間の腐食深さは以下のように求められる。

$$3.87 \text{ (90 °C)} + 13.88 \text{ (70 °C)} + 31.98 \text{ (60 °C)} = 49.7 \text{ mm} \quad (4.1.1-14)$$

ただし、このモデルでは皮膜による腐食抑制の効果を無視しており、モデルにより見積もられた腐食深さは、金属表面がむき出しの状態で 1,000 年間腐食すると仮定した場合の値である。図 4.1.1-10 (Honda et al., 1995) に、平均腐食深さについての 1 年間の浸漬試験結果とモデルの評価値を併せて示した。両者を比較すると、皮膜による腐食抑制の効果を無視しているため、モデルによる評価値は実測値より大きく、1 年後の平均腐食深さは約 5 倍程度になっている。また、時間の経過とともにその差は拡大していく方向にある。このように非常に保守的なモデルによる評価であっても 1,000 年間の腐食深さは約 50 mm にすぎない。地下水で飽和された緩衝材中における実際の腐食速度は、この 1/5 以下と考えられる。このモデルによる評価は過度に保守的であり、また、緩衝材が不飽和で酸素の腐食への寄与が大きな時点における腐食の不均一化の影響が考慮されていないため、次に示すような実験データに基づく寿命評価を行った。

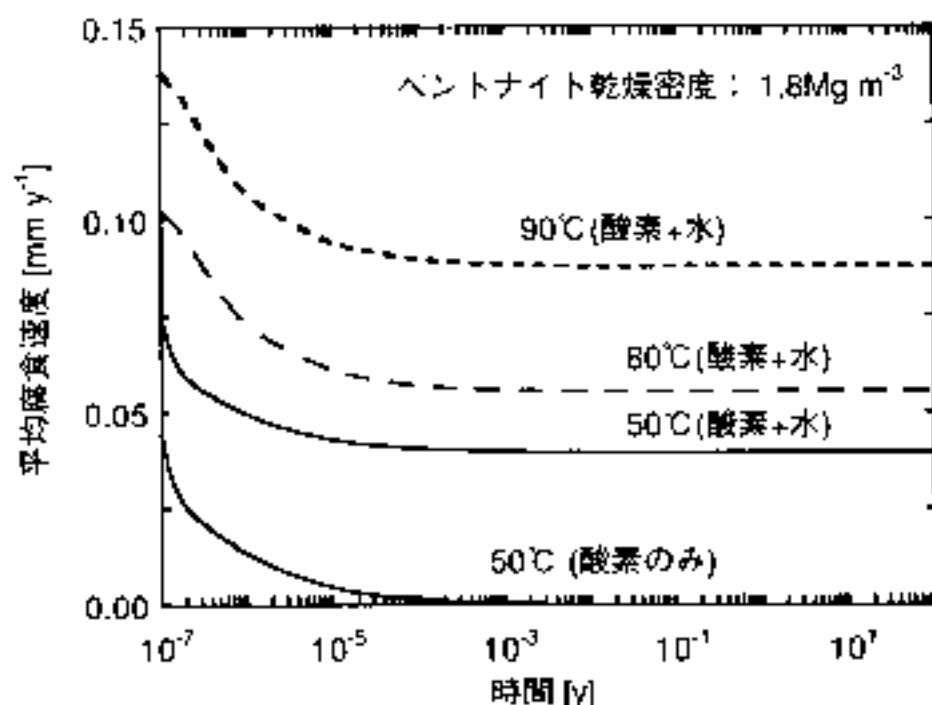


図 4.1.1-9 モデルによる炭素鋼オーバーパックの腐食速度の計算結果

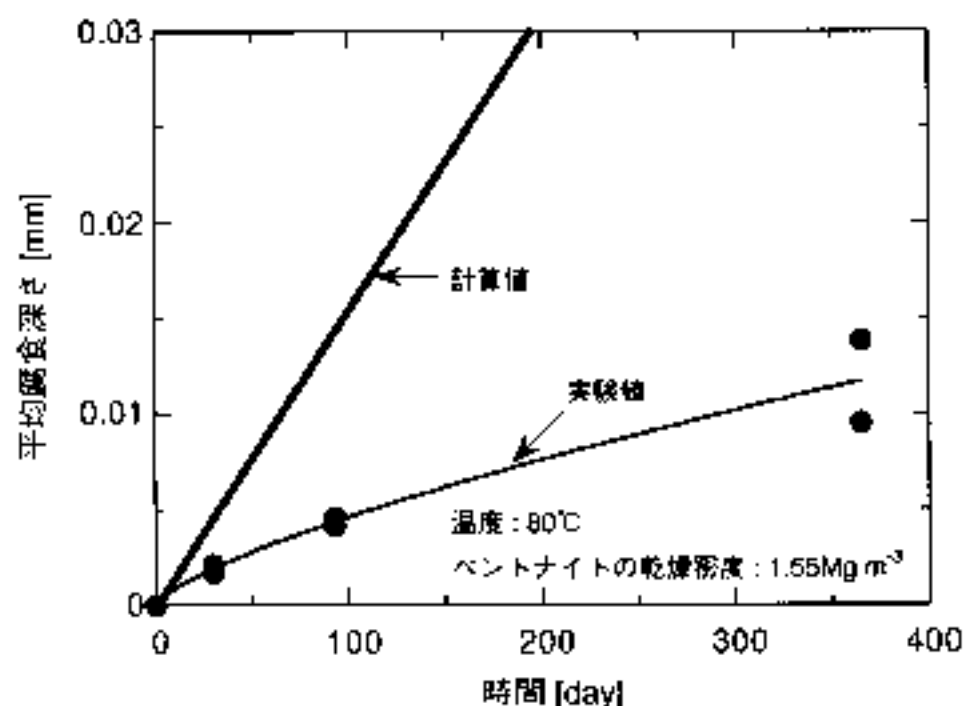


図 4.1.1-10 モデルによる平均腐食深さの計算結果と実験結果との比較

b. 実験データに基づく評価

a) 人工バリアの設定

ここでは、図 4.2.2-6 に示す廃棄体定置方式（硬岩横置き方式、硬岩縦置き方式、軟岩横置き方式および軟岩縦置き方式）の仕様に基づいて評価を行う。ここで腐食評

能に影響する定置方式に関連した因子は緩衝材と埋め戻し材の量である。緩衝材はベントナイトとケイ砂を重量比7:3で混合し 1.6 Mg m^{-3} の乾燥密度に圧縮したものを仮定した。埋戻材は坑道掘削時に発生するズリとベントナイトの混合物で、ベントナイト含有量は15 wt%である。また、その乾燥密度は 1.8 Mg m^{-3} である。

b) 酸素による腐食

酸素による腐食としては、緩衝材および埋め戻し材に取り込まれた酸素がすべて腐食によって消費されると仮定して、腐食量を評価した。炭素鋼オーバーバックの腐食に寄与する酸素の量は人工バリアの設定から横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式についてそれぞれ115 mol, 590 mol および 700 mol である。以下の反応式を仮定すると、この酸素によって 230 mol, 1180 mol および 1400 mol の鉄が腐食すると見積もられる。



これを炭素鋼オーバーバックの平均腐食深さに換算すると横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式についてそれぞれ0.3 mm, 1.5 mm および 1.8 mm となる。

一方、人工海水および人工淡水を試験溶液として、この溶液とベントナイトを1:1の重量比で混練したスラリー中および、試験溶液中に炭素鋼試験片を浸漬した実験では、雰囲気中に酸素が含まれる場合に腐食の局在化が認められた(石川ほか, 1992)。この局在化の影響を評価するため、実験により得られた最大腐食深さの結果について、極値統計解析を行いオーバーバック一体あたりの最大腐食深さの推定値(指定信頼率0.99)を求め、重量減少から算定した平均腐食深さとの関係を求めた(石川ほか, 1992)。その結果、現時点のオーバーバック仕様を想定すると、以下の式で最大腐食深さの推定値の上限と平均腐食深さの関係を良好に近似することができた。

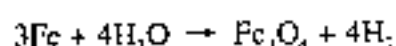
$$P = X_m + 7.5X_m^{0.3} \quad (4.1.1-16)$$

ここで P は最大腐食深さ推定値の上限[mm]、 X_m は平均腐食深さ[mm]である。

この式にオーバーバックの腐食に寄与する酸素量から求めた平均腐食深さを代入し、横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式についてそれぞれ酸素による最大腐食深さを 4.4 mm, 10.7 mm, 11.8 mm と評価した。

c) 水の還元による腐食

脱気海水中に炭素鋼試験片を浸漬し、腐食量と水素発生量の関係を調査した。その結果、以下の反応を仮定すると、水素発生量は腐食量と良い対応を示した(本田ほか, 1997b)。



(4.1.1-17)

また、脱気した水溶液中（80℃）において炭酸水素イオン濃度（0.001～0.1mol l⁻¹）、炭酸イオン濃度（0.001～0.1mol l⁻¹）、塩化物イオン濃度（0.0028～0.28mol l⁻¹）を変えて 1 年間の浸漬試験を実施した（本田ほか，1997b）。その結果、炭素鋼の腐食速度は炭酸水素イオン濃度、塩化物イオン濃度のいずれにも依存しないことがわかった。炭酸イオン濃度が最も高い場合（0.1mol l⁻¹）に腐食速度の顕著な低下が認められたが、この条件はこの実験において最も pH が高い条件に対応する。したがって、この腐食速度の低下が pH の効果であるのか、炭酸イオンの効果であるのかは不明である。この実験では、炭素鋼の平均腐食速度は試験片の重量減少から 0.4～2.4 μm y⁻¹ と評価された。還元条件下における、静的地下水を模擬した環境中における炭素鋼の腐食速度を図 4.1.1- 11に示す。図中には Simpson and Vallotton（1984）および Marsh et al.（1986）によって測定された腐食速度も示した。腐食速度は経時的に低下する傾向を示しており、2 年以降には 5 μm y⁻¹ 以下の腐食速度が得られている（谷口直樹ほか，1999b）。この速度が 1,000 年間維持されると仮定すると、平均腐食深さは 5mm 以下と見積もられるが、これらの試験は想定した環境条件をすべて網羅したものではない。よって、ここでは環境条件にともなう不確実性を考慮して 10 μm y⁻¹ の平均腐食速度を仮定した。したがって、1,000 年間の平均腐食深さは 10 mm と評価された。なお、環境条件にともなう不確実性の一例として、硫酸塩還元菌の活動や硫酸分の濃度の高い地下水を想定して硫化物による腐食量を見積もった。評価方法は後述する銅オーバーバックでの硫化物による腐食評価方法に従い、緩衝材中の硫酸塩が還元されてすべて腐食に寄与し、緩衝材外側からも拡散によって硫化物が供給されると仮定して計算を行った。その結果、最も腐食量の多い軟岩堅置きの場合で緩衝材中の硫酸塩の寄与による腐食深さは 0.5mm、地下水中の硫酸分の寄与による腐食深さは 4.0mm となった（本田・谷口，1999）。よって、平均腐食深さは 4.5mm と見積もられ、環境条件にともなう不確実性による余裕代、5mm を超えないことが確認された。次に還元条件下での腐食の局在化について検討する。還元性環境では炭素鋼の腐食は不均一化しにくいこと（鈴木ほか，1997）、圧縮ベントナイト中の浸漬試験では均一腐食が観察されていることなどから（石川ほか，1992）、ほぼ均一な全面腐食の形態をとると考えられる。また、圧縮ベントナイト中における加速実験によると、平均腐食深さが大きくなると孔食係数は小さくなることが確認された。この実験データの極値統計解析結果から、平均腐食深さが 10 mm 程度の場合の最大腐食深さは平均腐食深さの 2 倍以下であることから（谷口直樹ほか，1999a）、ここでは 1,000 年間の最大腐食深さを平均腐食深さの 2 倍の 20 mm と評価した。

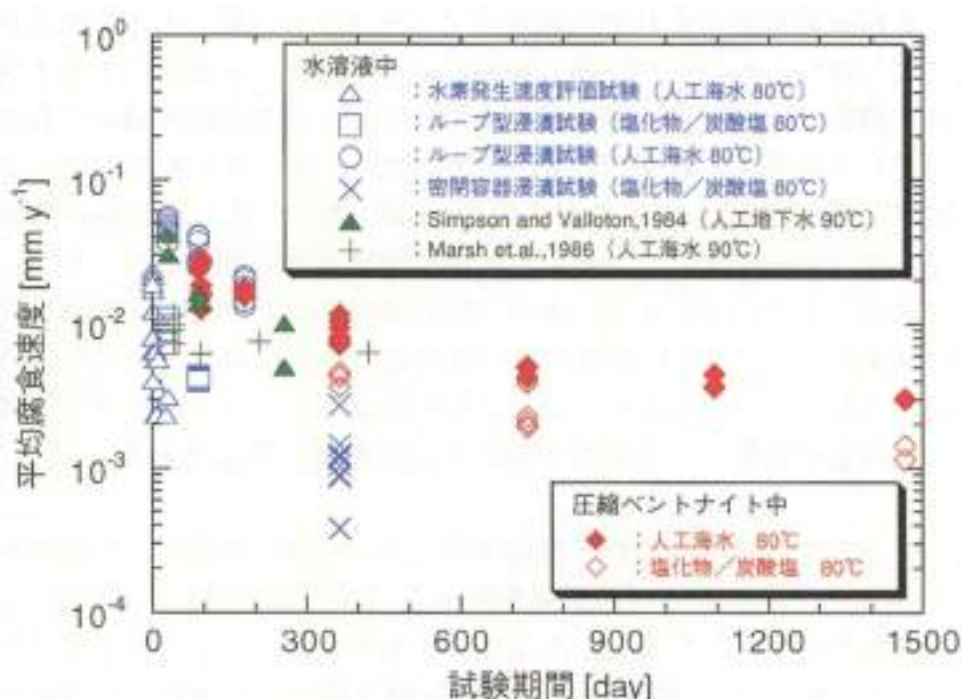


図 4.1.1-11 低溶存酸素濃度下での炭素鋼の平均腐食速度の経時変化

d) 腐食寿命評価

酸素による腐食深さ、水の還元による腐食深さを合算し、1,000 年間の腐食深さを横置き方式、硬岩縦置き方式および軟岩縦置き方式についてそれぞれ 24.4 mm, 30.7 mm, 31.8 mm と評価した。淡水性粘土中の鉄製管から得られた経験式から予測された腐食深さは 1,000 年間で約 15 mm と評価されている（炭山ほか, 1997）。また、国内外で考古学的鉄製品の長期の腐食事例の調査に基づき予測される 1,000 年間の腐食深さは 1~14 mm である（Johnson and Francis, 1980; Araki et al., 1989）。これらの長期間天然環境にさらされていた鉄製品の腐食深さは前述の評価結果と同等以下であり、保守的な評価ができていると考えられる。したがって、炭素鋼オーバーバックに、およそ 32 mm 以上の腐食代を与えることにより 1,000 年以上の放射性物質の閉じ込めを期待できると考えられる。

(3) 他のシナリオについての検討

緩衝材中において炭素鋼は不動態化しにくいことから、不動態皮膜の局所的破壊に起因する局部腐食（孔食、すきま腐食、応力腐食割れ）の生起する可能性は低いと考えられる。しかし、ここではオーバーバックの置かれる環境の不確実性を考慮し、仮に炭素鋼が不動態化したとして局部腐食の生起・進展挙動を検討する。

a. 孔食およびすきま腐食の生起・進展挙動

炭素鋼の不動態化を促進する化学種として炭酸/炭酸水素イオン、炭素鋼の不動態皮膜を破壊する作用を有する化学種として塩化物イオンを含む水溶液中で孔食およ

びすきま腐食の生起臨界電位をそれぞれ動電位アノード分極試験、すきま腐食再不動態化電位測定により評価した（谷口ほか，1993）。その結果，炭素鋼のすきま腐食再不動態化電位は不動態化電位付近の卑な値であり，ほとんどの不動態領域で孔食またはすきま腐食に対して感受性を有することがわかった。一方，水の飽和したベントナイト中では不動態保持電流密度に相当する量の酸素の供給がほとんど維持されないことがわかっており（Honda et al., 1995），緩衝材が地下水で飽和された後は，局部腐食はほとんど進展しえないといえる。また，放射線分解により生成する酸化性物質については，4.1.1.4.2 に示すように影響のない放射線レベルになるよう遮へいされているため，問題とはならない。したがって，たとえ炭素鋼オーバーパックが不動態化した場合でも局部腐食が進展しうるのは初期の不飽和期間に限定される。

次に，孔食とすきま腐食の進展挙動を把握するため，同様に炭酸塩と塩化物を含む水溶液を用いて大気吹き込み下で浸漬試験を行った（谷口直樹ほか，1999a）。試験の結果，平均腐食深さが大きくなると，孔食係数が小さくなり，見かけ上徐々に全面腐食に近くなることがわかった。図 4.1.1-12 に平均腐食深さと孔食係数の関係を示す。図中には 47 種類の上壤中に約 1 年間から 18 年間埋設された炭素鋼の腐食データ（Romanoff, 1989）も示した。この図における平均腐食深さは重量減少量より計算された値であり，孔食係数は最大腐食深さを平均腐食深さで除した値である。本試験と上壤中の試験では試験片の表面積が異なり，土壌中の試験のほうが面積が大きい。そこで，同一の試料面積の条件で比較するために，本試験結果については極値統計解析を行った。本試験結果を Gumbel 確率紙上にプロットし，得られた直線を土壌中の試験で用いられた試料の面積に相当する再帰期間まで外挿して最大腐食深さ（最頻値）を推定した。この図より，本試験の解析結果と土壌中の試験のデータはほぼ同一の傾向を示し，ほとんどのデータが図中に示された直線以下に分布することがわかった。このように，炭素鋼が不動態化するような水溶液中でも，ある程度腐食が進展すると天然の土壌中での腐食挙動と大きな差はないことが確認された。そこで，本試験結果に基づいて炭素鋼オーバーパックの最大腐食深さの推定を行った。Gumbel 確率紙上で得られた直線をオーバーパックの表面積に相当する再帰期間まで外挿し，最大腐食深さの最頻値と指定信頼率 99 %での値を推定した。これを平均腐食深さで除した値を孔食係数とした。図 4.1.1-13 に平均腐食深さと実際のオーバーパックにおける孔食係数の推定値の関係を示す。この図より，前述の横置き方式の人工バリア仕様において算出された酸素による平均腐食深さ 0.3 mm での孔食係数は 11 以下と推定される。よって，最大腐食深さは 3.3 mm 以下と推定される。この値は (4.1.1-16) 式で推定された横置き方式の酸素による最大腐食深さの推定値 4.4 mm よりも小さい。したがって，孔食およびすきま腐食の進展を仮定しても，(4.1.1-16) 式を用いた酸素による腐食深さ評価は十分保守的であると考えられる。

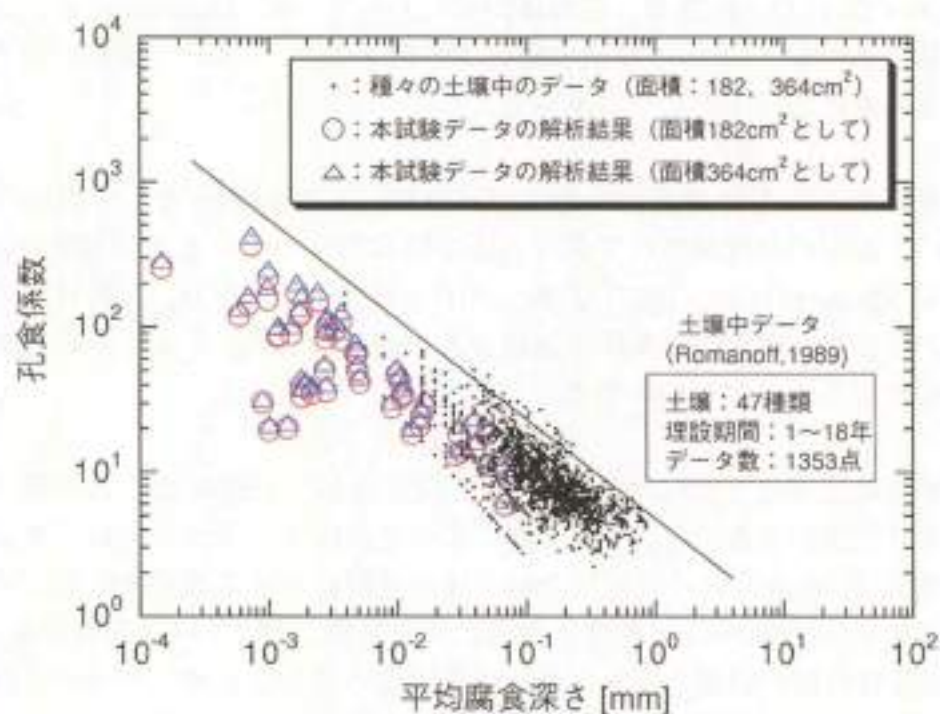


図 4.1.1-12 炭酸塩／塩化物水溶液中および種々の土壌中における炭素鋼の平均腐食深さと孔食係数の関係

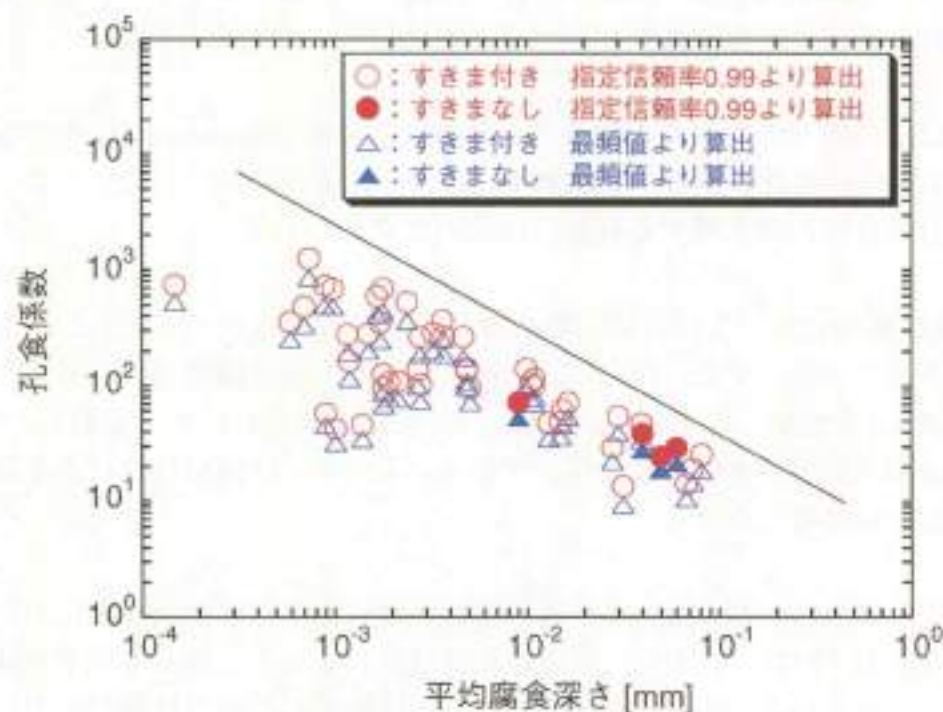


図 4.1.1-13 炭酸塩／塩化物水溶液中における炭素鋼の平均腐食深さと孔食係数の関係

b. 応力腐食割れ生起挙動

炭素鋼の応力腐食割れに関与しうる代表的な物質として、苛性アルカリ、硝酸塩、

リン酸塩、 $\text{CO-CO}_2\text{-H}_2\text{O}$ 、高温水、炭酸塩が挙げられている (Beavers et al., 1987)。現時点の知見に基づいてこれらの化学種により炭素鋼オーバーバックに応力腐食割れの生起する可能性を以下のように検討した。

苛性ソーダによる応力腐食割れは蒸気ボイラのインヒビターとして用いられていたアルカリによるものが経験されており、応力腐食割れの生じる下限濃度は約 5% とされている (Beavers et al., 1987)。表 4.1.1- 4 に示したとおり、緩衝材間隙水において、このようなアルカリ性の条件が達成される可能性は低い。よって苛性アルカリによる応力腐食割れは生起しないと考えられる。

硝酸塩は通常の深部地下水には含まれない (Yui et al., 1999) が、放射線分解により生成される可能性がある。しかし、それによって生成する窒素を含むイオンおよびラジカルの濃度は、処分直後の放射線の最も強い時期にガラス固化体と地下水が直接に接した場合でも、 0.0002mol l^{-1} 程度と解析により評価されている (内藤ほか, 1999)。また、その濃度は時間の経過とともに低下するとされている。オーバーバック表面ではその濃度はさらに低いであろう。Beavers et al. (1987) によると、 0.001mol l^{-1} の沸騰硝酸カリウム水溶液中における低歪み速度試験では応力腐食割れは生起しないとされている。また、炭酸塩や塩化物と共存した場合には応力腐食割れが抑制されるといわれている (Beavers et al., 1987; 小若, 1983)。以上のことから、処分環境において硝酸塩による応力腐食割れが生起する可能性は低いと考えられる。

リン酸塩は粒内応力腐食割れを起こすといわれている (Beavers et al., 1987)。しかし、表 4.1.1- 4 に示したとおり、間隙水中にはほとんど含まれていないため、リン酸塩による応力腐食割れの生起する可能性は低いと考えられる。

$\text{CO-CO}_2\text{-H}_2\text{O}$ 環境については、応力腐食割れの起こる条件が CO 分圧と CO_2 分圧に対して整理されている (小若, 1983)。それによると、処分環境で最も高い CO_2 分圧である、 0.76 atm を想定しても (Yui et al., 1999)、炭素鋼に応力腐食割れが生じるのは約 10 atm 以上の高い CO 分圧の場合である。よって $\text{CO-CO}_2\text{-H}_2\text{O}$ による応力腐食割れは生起しないと考えられる。

高温水による応力腐食割れは、繰り返し応力下や低歪み速度試験などにおいて確認されている (小若, 1983)。また、低歪み速度試験によると、 $100\text{ }^\circ\text{C}$ 以下では生起しないことが示されている (小若, 1983)。また、材料の引張強さ付近の応力レベルでのみ割れが生起するといわれている (Beavers et al., 1987)。処分環境におけるオーバーバックの表面温度は $100\text{ }^\circ\text{C}$ 以下と想定されており、降伏点を超える応力はオーバーバックに生じないと考えられる (本間ほか, 1999a)。したがって、高温水による応力腐食割れの生起する可能性は低いと考えられる。

炭酸塩を含む水溶液環境において応力腐食割れの生起する下限界の炭酸塩濃度は Beavers et al. (1987) によると 0.25 mol l^{-1} 、笠原・佐藤 (1983) によると 0.5 mol l^{-1} とされている。一方、緩衝材間隙水中における炭酸塩濃度は、表 4.1.1-4 に示したとおり 0.1 mol l^{-1} 以下であり、応力腐食割れの生起する炭酸塩濃度よりも小さい。また、春名ほか (1998) は 0.1 mol l^{-1} 炭酸/炭酸水素イオンと種々の濃度の塩化物イオンを含む水溶液中で炭素鋼の低ひずみ速度試験 (SSRT) を行い、炭酸塩のみの水溶液中では炭素鋼の強度劣化は起こらないことを示した。また、塩化物を含む水溶液中でも応力腐食割れに起因する強度劣化は認められないことを示した。これらのことから、炭酸塩による応力腐食割れの生起する可能性は低いといえる。

このように、これまでの知見から処分環境において炭素鋼オーバーパックに応力腐食割れの生起する可能性は低いと考えられる。ただし、朱ほか (1997) は 0.1 mol l^{-1} 以下の炭酸塩水溶液中でも熱処理条件によっては応力腐食割れ感受性を示す場合があるとしている。また、笠原・足立 (1983) は炭酸塩溶液中において、鋼の熱処理や溶接による鋼の応力腐食割れ感受性への影響を調べ、熱履歴による金属組織上の変化が応力腐食割れ感受性に影響を及ぼすとしている。溶接部は応力腐食割れ以外でも腐食損傷を生じる場合があることから (小若, 1983)、オーバーパックの製作においては、溶接条件などを十分検討するとともに、溶接方法や熱的條件 (熱入量や冷却速度など) を実機に合わせた条件での耐食性や応力腐食割れ感受性に配慮しておく必要がある。

2) チタンオーバーパック

(1) チタンオーバーパックの腐食シナリオ

a. チタンオーバーパックの腐食因果時系列系統図

チタンは本来非常に活性な金属であるが、水中では非常に広い範囲で酸化物が安定 (Pourbaix, 1966) で、この酸化物の皮膜が金属表面を覆い、安定な不動態皮膜として地金属を保護するため、耐食性にすぐれている。

カナダの AECL の評価によれば、処分環境でチタンは孔食を受けないとされた (Johnson et al., 1994b)。チタンの塩化物水溶液中の孔食電位は、室温で $5 \sim 10 \text{ V vs. SHE}$ であり、海水とほぼ同じ塩化物イオン濃度である 0.5 mol l^{-1} の NaCl 溶液中での孔食電位は 150°C で 2.0 V vs. SHE 以上である。また、オーバーパックの与えられる最高温度である 100°C では、孔食電位は $5 \sim 7 \text{ V vs. SHE}$ とされている。これらの孔食電位は水の安定領域を真鍮を超えており、処分環境におけるチタンの自然浸漬電位はこれらの孔食電位より卑である。したがって、処分環境では孔食は発生しない。応力腐食割れについては、チタンは処分環境ではありえない条件 (たとえば、無水メタノール/ハロゲン化物共存環境や赤色発煙硝酸中) では応力腐食割れを起こす場合もあるが、

処分環境では応力腐食割れは起こさないといわれている (Johnson et al., 1994b)。また、チタンは唯一バクテリアによる腐食が報告されていない工業用金属材料であり (Schutz, 1991; Pope et al., 1989; Little et al., 1991)、その電子構造のため生物学的触媒としては働く可能性は低い (Johnson et al., 1994b)。したがって、チタンはバクテリア腐食は受けないと考えられる。以上のことから、チタンオーバーパックに関して評価すべき事項は主にすきま腐食と水素脆化である。

図 4.1.1-14 にチタンオーバーパックの腐食因果時系列系統図を示す。評価すべき事項が炭素鋼と比較して少ないため、比較的単純である。チタンの腐食因果時系列系統図をまず分かつのは、

- ・すきま腐食が生起するか否か

である。すきま腐食が生起するか否かは、チタンの材質、すきま構造、すきま形成材および環境条件に依存している。すきま腐食が生起しない場合は、不動態保持電流密度に応じたきわめて小さな腐食速度で全面腐食が進行するものと考えられる。このような場合に、次に腐食因果時系列系統図を分かつのは、

- ・チタンは処分環境で水素を吸収して腐食寿命を達成する前に脆化するか否か

である。

すきま腐食が生起する場合に、まずシナリオに分岐が生じるのは

- ・すきま腐食が再不動態化して腐食の進展が停止する前にオーバーパックのチタンの層がすきま腐食により貫通するか否か

についてである。チタン層が貫通する前に酸化剤が枯渇すれば、電位が低下し不動態化する。これは電位の低下によりすきま内部へのチタンイオンの溶出速度が低下し、チタンイオンの加水分解反応による水素イオンの生成速度が低下するため、すきま内の pH を脱不動態化 pH 以下に維持できなくなり、再不動態化するためである。貫通しない場合は、

- ・すきま部で水素脆化が起こるか否か

によりシナリオに分岐が生じる。すきま腐食が生起すれば、すきま内の酸素は消費され、すきま内部の pH は低下する。これによりすきま部での水素吸収が助長され脆化して割れる可能性がある。脆化して割れない場合には、上記のようにすきま腐食が再

不動態化してすきま内部の低 pH 環境は消失する。この場合には、以降の腐食挙動は不動態にあるチタンと同様である。

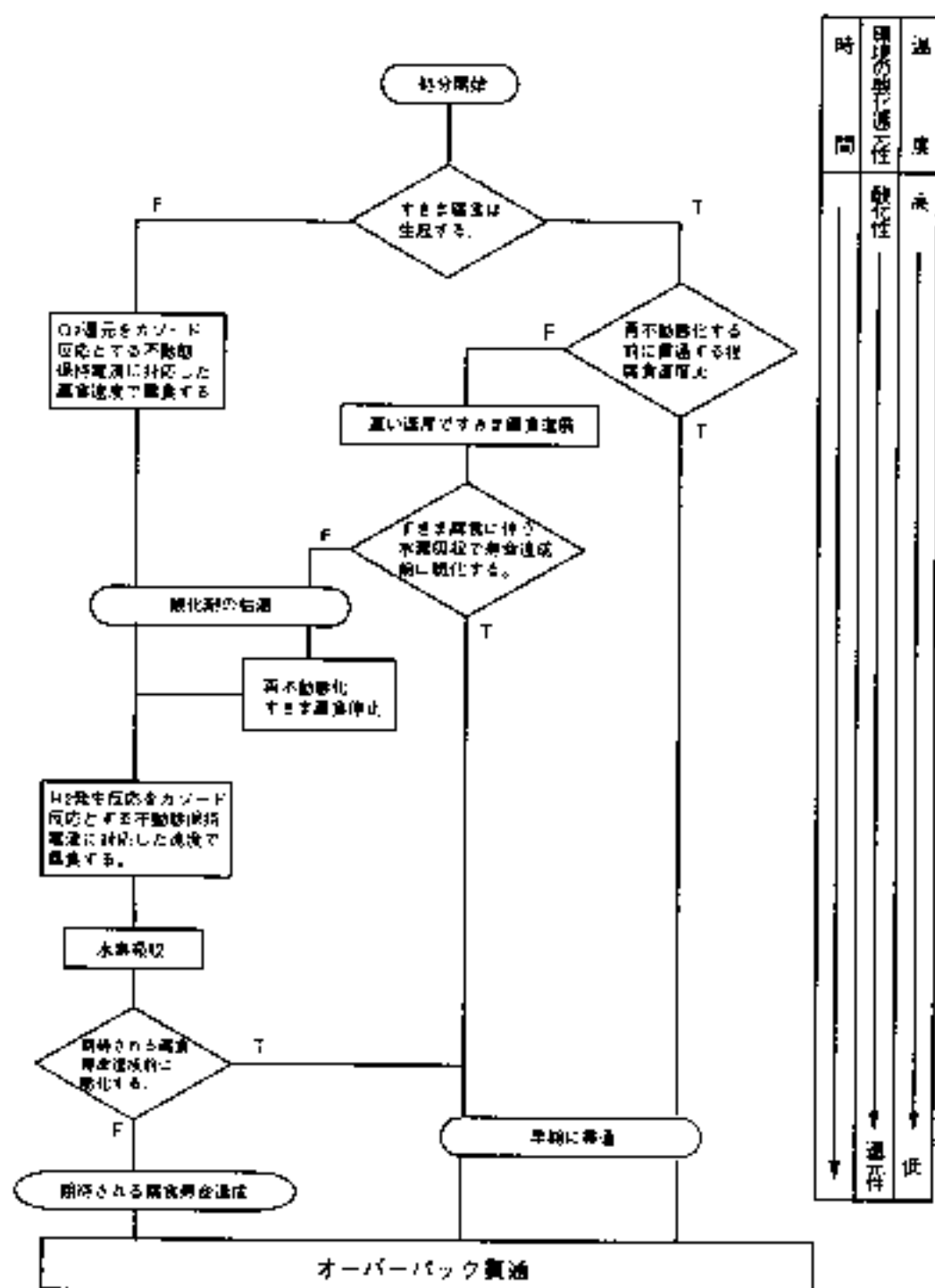


図 4.1.1-14 チタンオーバーパックの腐食因果時系列系統図

b. チタンオーバーパックの腐食シナリオ

a) チタンのすきま腐食生起の可能性

チタンオーバーパックはすきま腐食を起こさない条件で使用する。そのためには、

オーバーバックの候補となる合金種のすきま腐食生起臨界条件を調査し、処分環境が
発生条件か否かを評価する必要がある。すきま腐食の生起臨界条件は再不動態化法に
より評価することができる（辻田，1993）。

すきま腐食再不動態化電位（以下、「 $E_{R,CREV}$ 」と記す）は、すきま腐食の成長が停
止する電位として測定されるが、発生の下限界電位と一致することが知られている。
したがって、すきま腐食は、不動態が完全な状態での自然電位（以下、「 E_{sp} 」と記
す）が $E_{R,CREV}$ より早である場合には発生しない（辻田，1993）。再不動態化法の特徴
は、再不動態化電位の意味するところが、活性に腐食しているすきま内部が不動態化
する電位であることから、環境条件やすきま構造が変化しなければ時間に依存しない
という点にある。これはきわめて長期の評価を行う必要のあるオーバーバックの腐食
評価において都合の良い性質である。したがって、処分環境におけるすきま腐食生起
の有無は当該環境における E_{sp} と $E_{R,CREV}$ とを比較することにより評価できる。

処分場の環境は酸化性から還元性に向かうことから、 E_{sp} は時間とともに卑側にシ
フトすると考えられる。溶存酸素の濃縮過程がなければ、処分初期の大気と平衡した
条件が最も E_{sp} が貴になる条件であると考えられる。したがって、大気平衡溶液中に
おける E_{sp} と $E_{R,CREV}$ とを比較することにより、処分環境におけるすきま腐食生起の可
能性について保守的な評価が可能である。大気平衡溶液中の ASTM Grade-1 (G1) ,
Grade-2 (G2) および Grade-12 (G12) の E_{sp} を pH を変えて、25 ℃ から 90 ℃ の温度
範囲で測定した（濱田ほか，1996）。pH の上昇につれて E_{sp} は低下しており温度や
合金成分の影響は顕著ではない。 E_{sp} と pH の関係に最小二乗法により直線をあては
め（4.1.1-18）式を得た（本田ほか，1997a）。

$$E_{sp} \text{ (V vs. SHE)} = 0.308 - 0.018 \cdot \text{pH} \quad (4.1.1-18)$$

緩衝材間隙水で典型的な pH8 における E_{sp} は 0.164V vs. SHE である。

ASTM Grade-2 (G2) チタンについては、硫酸イオン濃度、炭酸／炭酸水素イオン
濃度および pH (pH2-11 の範囲において) は、その $E_{R,CREV}$ に顕著な影響を与えないこ
とが確認されている（動力炉・核燃料開発事業団，1997）。ASTM Grade-1 (G1) ,
Grade-2 (G2) , Grade-12 (G12) , JIS1 種 および純チタン (K540S) の $E_{R,CREV}$ と塩
化ナトリウム濃度の関係を図 4.1.1-15（濱田ほか，1996；動力炉・核燃料開発事業団，
1997；貴堂・比川，1989；Fukuda and Akashi, 1991）に示す。これらの測定は 90 ℃
および 100 ℃ において実施された。pH8 における E_{sp} を考慮すると ASTM Grade-2
(G2) における金属／ポリサルフォン (PSF) すきまでは、塩化ナトリウム濃度が 10⁻³%
でもすきま腐食発生の可能性がある。ASTM Grade-12 (G12) の金属／金属すきまでは
10⁻⁴% 程度の塩化ナトリウム濃度が、約 100 ℃ におけるすきま腐食発生臨界条件と

考えられる。また、塩化ナトリウム濃度 20 %の水溶液中における ASTM Grade-17 の $E_{R,CREV}$ の測定結果が報告されている（中山ほか，1999）。この合金の 120℃における $E_{R,CREV}$ は 0.35 V vs. SHE 程度であり、緩衝材間隙水で典型的な pH 8 における Esp 0.164 V vs. SHE よりかなり貴な電位となっている。また、100℃ではすきま腐食を発生させることができないとしている。したがって、ASTM Grade-17 チタンは、100℃以下の条件では、たとえ塩化ナトリウム濃度 20 %という条件であってもすきま腐食を起こさないと考えられる。また、ほぼ ASTM Grade-7 に対応する Ti-0.2 %Pd 合金の 40 %の塩化リチウム水溶液中におけるすきま腐食生起臨界条件が電位と温度の関係として調査されている（天野ほか，1995）。この材料では 90℃以下の条件では電位によらず、すきま腐食は 40%の塩化リチウム水溶液中であっても生起しないとされた。したがって、海水レベルの塩化物濃度で 100℃以下の条件では ASTM Grade-17 チタンまたは ASTM Grade-7 チタンを使用すればすきま腐食は起こらないと考えられる。

これらの測定は金属/ポリサルフォンすきまや金属/金属すきまの場合である。チタンオーバーパックに関する主要なすきまである金属/ベントナイトすきまについては、これまでの実験ではすきま腐食を発生させることができなかったために、すきま腐食の再不動化電位の測定値が得られていない。しかし、金属/ベントナイトすきまでは、金属/ポリサルフォンすきまや金属/金属すきまと比較して、すきま腐食が発生しにくいといえる。以上のことから、環境条件に応じて適正な合金種を選択すればすきま腐食を避けることができると考えられる。

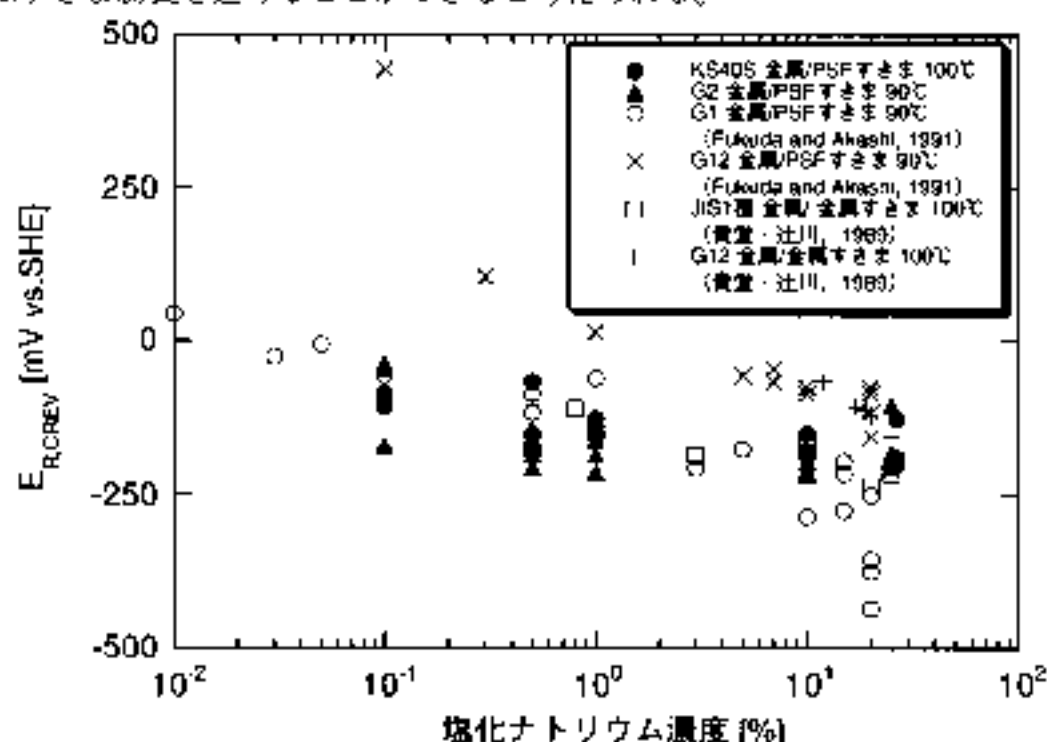
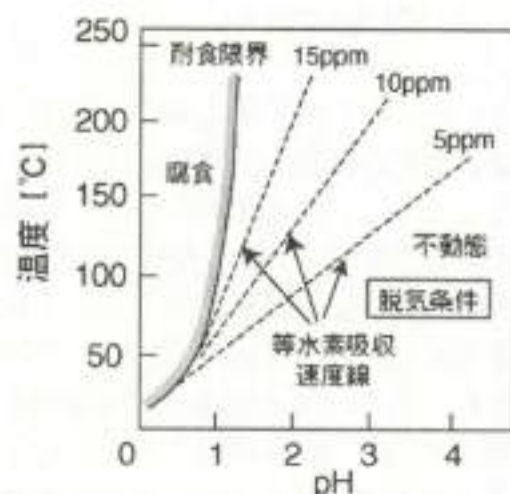


図 4.1-15 $E_{R,CREV}$ に及ぼす NaCl 濃度の影響

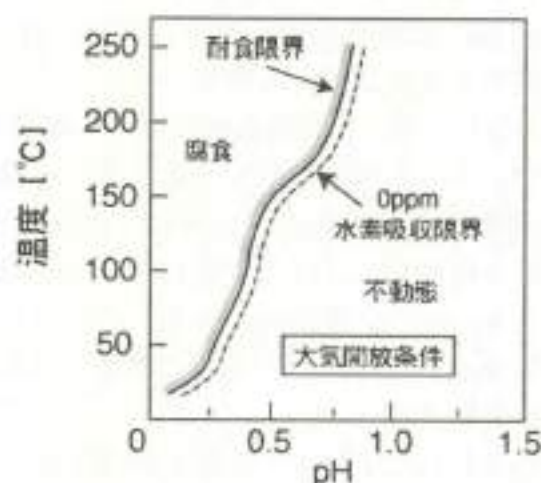
b) チタンの水素吸収の可能性

図 4.1.1-16に塩酸中における工業用純チタンの耐食限界（下郡，1983）を示す。大気開放条件では，耐食限界と水素吸収限界はよく一致し，不動態にあればチタンは水素を吸収しない。しかし，脱気条件では，耐食限界と水素吸収限界が一致せず，たとえ不動態にあっても水素を吸収する。これは不動態保持電流に対応するアノード反応とカップルする水素発生反応により水素吸収が起こっていると考えられる。

オーバーパックの置かれる環境については，初期には処分場建設時に地上からもち込まれた酸素により酸化性の環境であると考えられる。しかし，周辺環境の酸素が緩衝材中の黄鉄鉱などの不純物の酸化過程により消費されたり，周辺岩盤中へ散逸していくことにより，酸素のほとんどない還元性の環境になると考えられる。この場合には，チタンの不動態保持電流に対応するカソード反応が酸素の還元反応から水素発生反応に変化していく可能性がある。ただし全面腐食の状態にある炭素鋼の場合とは異なり，不動態にあるチタンのアノード反応速度は桁違いに小さいため，地下水に微量の酸素などの酸化剤が含まれる場合には，この酸化剤の還元反応がカソード反応を担い続け，カソード反応が水素発生反応に切り替わらない，すなわち水素吸収が起こるほど電位が低下しない可能性も現時点では否定できない。また，不動態にある場合には，たとえカソード反応が水素発生をとまなう水の還元であっても，それに対応するアノード電流（アノード反応速度）がきわめて小さいことから，大きな速度でチタンが水素を吸収する可能性は低い。しかし還元条件におけるチタンの不動態皮膜の安定性は十分に検討されているわけではない。少ない検討例として，安住ほか（1997），高橋ほか（1997）の研究がある。安住ほか（1997）は純チタンの電極を，水素発生反応の平衡電位から 2 V および 6 V 貴側の電位に 3.6 ks 保持した後，水素発生反応の平衡電位付近に保持すると 2 V および 6 V いずれの場合も空間電荷層容量の逆数が時間とともに低下し，皮膜の電子的バリア性が低下することを示した。しかし，この検討でも皮膜の電子的バリア性が完全に失われるわけではないことも示された。また，高橋ほか（1997）はベントナイト接触水中でエリブソメトリーおよび XPS によりチタンの不動態皮膜の電位による変化を追跡した。この検討によれば，少なくとも水素発生反応の平衡電位付近では空気中生成皮膜の光学定数，膜厚および化学組成は変化しない。したがって，酸素のほとんどない水中でも，チタンは不動態を維持すると考えられる。しかしながら，チタン表面で水素発生が起これば非常に小さな速度であっても水素吸収は起こると考えざるを得ず，きわめて長期の腐食寿命が要求されるオーバーパックについては無視することはできない。この場合に，期待される腐食寿命を達成する前に絶化するか否かは，期待される腐食寿命の長さと水素吸収速度および水素のチタン中における輸送速度との関係により決定される。



(a) 脱気希塩酸中におけるチタンの耐食域と等水素吸収速度線



(b) 非脱気希塩酸中におけるチタンの耐食域と等水素吸収速度線

図 4.1.1-16 工業用純チタンの希塩酸中における耐食域と水素吸収挙動
(下郡, 1983)

(2) チタンオーバーパックの腐食寿命評価

以下では、すきま腐食は起こらないものとして寿命評価を行う。したがって、不動態保持電流密度に対応した全面腐食と水素吸収・脆化挙動を評価する。

a. 全面腐食

Mattsson and Olefjord (1990) は、95℃で6年間までの浸漬試験を実施し、圧縮ペントナイト中における純チタンと Ti-0.2Pd 合金の腐食挙動を評価した。その結果、いずれの金属の酸化皮膜の成長も水溶液中で得られた酸化皮膜の成長則 (4.1.1-19) 式にしたがうことを見いだした。

$$y = 7.17 \times 10^{-3} + 3.65 \times 10^{-4} \ln t \quad (4.1.1-19)$$

ここで、 y は皮膜厚さ [μm]、 t は時間 [y] である。

また、パラジウムの添加とベントナイトの存在は皮膜の成長に影響を与えないとした。さらに、塩の濃度や溶存酸素濃度の影響も評価し、いずれもこの皮膜の成長則には影響を与えないことを見いだしている。水溶液中にチタンを浸漬した試験において溶液中からチタンイオンが検出されないことから、酸化されたチタンは皮膜を構成しているとして、不動態皮膜の密度が結晶質 TiO_2 の密度と同一と仮定し、酸化皮膜の厚さの 60 % が腐食深さに対応するとした。既往の研究ではチタンの不動態皮膜の密度は、 $2.5 \sim 4.0 \text{ Mg m}^{-3}$ であるとされており (Fitzgibbons and Hartwig, 1970 ; Laser et al., 1978) , 実際の腐食量は皮膜厚さの 25 ~ 50 % 程度と考えられる。しかし、全面腐食量の評価や後述する水素吸収の評価においては Mattsson and Olefjord (1990) の仮定を用いることが保守的な評価につながるため、酸化皮膜の厚さの 60% が腐食深さに対応すると仮定した。以上に基づき 1,000 年間の腐食量を評価すると $5.81 \times 10^{-1} \mu\text{m}$ ($= 0.6 \times (7.17 \times 10^{-1} + 3.65 \times 10^{-1} \ln 1000)$) にすぎない。長期の試験において、(4.1.1-19) 式の皮膜成長則より大きい皮膜厚さが測定される場合があった。これは初期の非晶質の皮膜が結晶化して結晶粒界が形成され、この結晶粒界が短い拡散経路となるためであるとされた。そこで結晶粒界によると推定されている大きな皮膜成長速度 (5 年間で $2.33 \times 10^{-3} \mu\text{m}$) に基づき、腐食速度を $2.8 \times 10^{-3} \mu\text{m y}^{-1}$ ($= 0.6 \times 2.33 \times 10^{-2} \mu\text{m}/5y$) として、この腐食速度が一定で持続するという仮定のもとで評価を行った。この評価でも 1,000 年間の腐食量は $2.8 \mu\text{m}$ にすぎない。一方、オーバーパックのチタン層の厚さは製作性などの点から数 mm 以上の厚さが必要と考えられる。これと比較して腐食量は無視しえるほど小さいといえる。

したがって、不動態が維持されれば 1,000 年程度は全面腐食による減肉は問題とはならない。

b. 水素脆化

カナダの研究では ASTM Grade-2 および Grade-12 のいずれも脆化するまでに必要な水素吸収量は約 500ppm といわれている (Johnson et al., 1994b) 。Grade-17 については、1200ppm 以下では脆化しなかったという実験結果がある (泊里ほか, 1999) 。ここではチタンの水素吸収量を以下の仮定に基づき評価した。チタンの腐食速度は $2.8 \times 10^{-3} \mu\text{m y}^{-1}$ で一定であると仮定した。また、腐食反応は (4.1.1-20) 式にしたがい、発生する水素はすべてチタン中に吸収されると仮定した。



チタンに吸収された水素は、単純な拡散によりチタン中を移動すると仮定して厚さ 6 mm のチタン中における水素濃度の経時変化を解析により評価した。水素のチタン

中における拡散は、以下のフィックの第2法則の式で表される。

$$\partial C_H / \partial t = D_H \partial^2 C_H / \partial x^2 \quad (4.1.1-21)$$

ここで、 C_H 、 t 、 D_H および x は、それぞれチタン中の水素濃度、時間、水素のチタン中における拡散係数および座標を示している。

(4.1.1-21) 式を、与えられた初期条件および境界条件のもとで解くことによりチタン内の水素濃度分布を得ることができる。ここでは(4.1.1-21) 式を差分方程式で近似し、数値計算により解いた。座標系は1次元のデカルト座標系で、水素吸収の起こるチタン／緩衝材界面の座標を $x=0$ とし、 $0 \leq x \leq 6\text{mm}$ をチタン領域とした。 D_H は $2.4 \times 10^{-11} \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$ (at 30°C) (Phillips et al., 1974) とした。本評価では、初期条件として 50ppm の水素がすでにチタン中に含まれると仮定した。すなわち水素原子として

$$C_H = 2.3 \times 10^{-4} \text{ mol cm}^{-3}, \quad 0 \leq x \leq 6\text{mm}, \quad t = 0 \quad (4.1.1-22)$$

のように表すことができる。境界条件は以下のである。

$$J_H = 3.4 \times 10^{-15} \text{ mol cm}^{-2} \text{ s}^{-1}, \quad x = 0, \quad t \geq 0 \quad (4.1.1-23)$$

$$J_H = 0, \quad x = 6\text{mm}, \quad t \geq 0 \quad (4.1.1-24)$$

ここで J_H は水素の供給量である。

評価モデルの模式図を図 4.1.1-17に示す。この解析の結果から、1,000 年後におけるチタン中の水素濃度は最も水素濃度の高い最外表面でも 340 ppm 以下であり、 $2.8 \times 10^{-1} \mu\text{m y}^{-1}$ の腐食速度に対応する水素がすべて吸収されたとしても 1,000 年程度は脆化しない。

また、ASTM Grade-2 チタンおよび Grade-17 チタンについて水素吸収量の時間変化を実験的に検討した(泊里ほか, 1999)。炭酸ナトリウム、炭酸水素ナトリウムおよび塩化ナトリウムを蒸留水に添加して炭酸／炭酸水素イオン濃度 0.2 mol l^{-1} 、塩化物イオン濃度 0.028 mol l^{-1} 、pH 8 の試験溶液を調製した。50 °C に保持したこの水溶液中に 0.1 mm の箔を浸漬し、水の安定領域の下限電位 (-0.51 V vs. SHE) に 150 時間、720 時間および 1440 時間保持した。浸漬後に箔に吸収された水素量を測定した。この実験結果をもとに ASTM Grade-2 チタンおよび Grade-17 チタンについて、厚さ 6 mm のチタン層の片面から水素を吸収した場合における平均水素濃度の時間依存性を、それぞれ式 (4.1.1-25) および (4.1.1-26) のように求めた。

$$Q = 0.49 t^{0.5} + 5.7 \times 10^{-1} \quad (4.1.1-25)$$

$$Q = 0.34 t^{0.5} + 4.6 \times 10^{-1} \quad (4.1.1-26)$$

ここで、 Q はチタンマトリックス中の平均水素濃度 [ppm]、 t は時間 [y] である。

これらの式によると 1,000 年後の Grade-2 チタンおよび Grade-17 チタン中の平均水素濃度は、それぞれ 16ppm および 11ppm である。これらの平均水素濃度は初期濃度を 0 とした場合の値である。これらの値に受入材に初めから含まれる水素の濃度数 t ppm を加えても、脆化臨界水素濃度 (500 ppm) よりはるかに小さい。圧縮ベントナイト中 (乾燥密度 1.8 Mg m^{-3}) でも同様の実験・評価を行った。圧縮ベントナイト中における Grade-2 チタンおよび Grade-17 チタンの 1,000 年後の平均水素濃度は、それぞれ 12 ppm および 5 ppm と評価された。これらの値は上記溶液の場合よりやや小さい値となった (泊里ほか, 1999)。したがって、この実験条件の範囲では、ベントナイトが存在することにより、溶液中より水素吸収速度が加速されることはない。さらに、すきま腐食が生起しなくとも、金属/ベントナイトすきまにおいて pH が低下する可能性が考えられるため、より酸性側の条件でも実験・評価を行った (和田ほか, 1999)。その結果、pH2 の水溶液中でも 1,000 年間の水素吸収量は Grade-2、Grade-17 とともに 30ppm 以下と推定された。

以上の検討から 1,000 年程度はチタンオーバーパックが吸収した水素により脆化する可能性は小さいといえる。

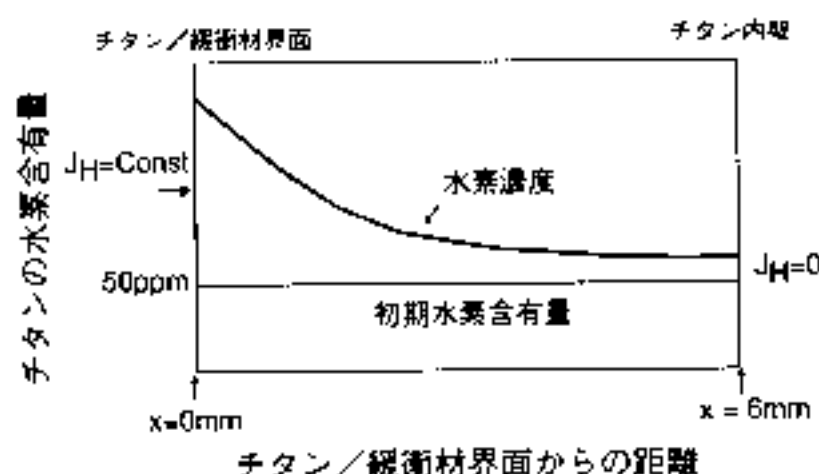


図 4.1.1-17 チタン中の水素吸収量評価の模式図

c. まとめ

チタンが不動態にあれば、1,000 年程度の期間における腐食減肉はハンドリング上

必要な肉厚と比較して無視し得るほど小さい。また、水素脆化についても 1,000 年間程度では脆化しないと考えられる。

(3) 他のシナリオに関する評価

a. すきま腐食の進展

チタンにすきま腐食が発生した場合について検討する。カナダの AECL では、すきま腐食については生起するという前提にたって、すきま腐食の進展を評価している (Johnson et al., 1994b)。この AECL の評価の中で、約 90 °C という温度にある ASTM Grade-2 チタン製のコンテナ群のすきま腐食進展速度を平均約 $7 \mu\text{m y}^{-1}$ としている。オーバーパックの表面温度が 90 °C を超えている期間はせいぜい 50 年程度である (谷口・岩佐, 1999)。また、地球化学的な解析によれば、数十年から数百年程度の時間で処分場は、深部地下本来の還元性条件に戻るとされている (千葉ほか, 1999)。Wersin et al. (1994) は、処分場が、本来の還元性条件に戻るのに要する期間を最大 300 年と見積もっている。ここで $7 \mu\text{m y}^{-1}$ の速度ですきま腐食が 300 年間進展すると仮定しても侵食深さは 2.1mm にすぎない。実際は温度の低下とともに腐食速度は低下し、侵食深さはさらに小さい値になると考えられる。

b. すきま腐食にともなう水素吸収

すきま腐食が生起した場合には、すきま内は低酸素濃度で低 pH、高塩化物イオン濃度の条件となる。この場合にすきま部でのアノード溶解電流に対応するカソード電流は、すきま外表面における溶存酸素の還元電流とすきま内における水素イオンの還元電流である (Peterson and Lennox, Jr., 1973)。すきま内における水素イオンの還元電流が腐食を駆動するカソード電流の一部を担っていることは、すきま腐食の腐食底で水素化物析出が認められること (山内ほか, 1980) から明らかである。しかし、現時点ではすきま内における水素吸収を評価するのに必要な情報が得られていないため、評価はできない。

3) 銅オーバーパック

(1) 銅オーバーパックの腐食挙動の概観

銅については、既存の腐食情報と地下水の化学的條件から銅オーバーパックの腐食挙動を概観し、処分環境で生起し得る腐食モードを選定する。

銅は準耐食性金属に分類されるが、オーバーパック材料として銅を特徴づけるのは準/高耐食性金属という分類よりも、その貴金属的性質である。銅は構造物用工業材料として唯一の貴金属性をもつ金属 (伊藤, 1969) で、酸素などの酸化剤の存在しない水の中では熱力学的に安定である。したがって、深部地下の本来の環境は還元性であることを考えれば、銅オーバーパックは初期の酸化性の期間を除いて熱力学的に安定であるといえる。しかし、この銅も硫化水素や塩化物イオンの存在する条件では、

この貴金属的性質を失う（腐食防食協会，1986）。すなわち，熱力学的に金属銅は水や水素イオンを酸化剤として腐食し，硫化銅となり得る。処分環境においても硫化物イオンや溶存硫化水素の存在を否定することはできない。

また，銅は淡水中でまれに孔食を受けることがあり（伊藤，1969），研究がなされてきた。とくに給水・給湯配管に生起する孔食についてはよく研究されている。この給水・給湯配管の孔食は，欧米で経験される冷水型（Type 1）とわが国やスウェーデンで経験される温水型（Type 2）に分類される（腐食防食協会，1986；Chambell，1971）。前者は硬水の深井戸水で生じる。これに対する対策は，銅管の製造過程において付着する炭素質皮膜を除去することが有効であるといわれている（腐食防食協会，1986）。後者は軟水で $[\text{HCO}_3^-]/[\text{SO}_4^{2-}] < 1$ の条件の，可溶性ケイ酸ないしはケイ酸塩の濃度の高い河川水を水道の水源としている場合に多いとされる（Mattsson and Fredriksson，1968；佐藤ほか，1982；馬場ほか，1987）。この Type 2 の孔食発生には，酸化剤として溶存酸素だけでは不十分で，上水に含まれる残留塩素の寄与が必要といわれている（馬場ほか，1981 および 1987）。Type 1、Type 2 いずれの場合も，孔食電位が報告されており，Type 1 については Pourbaix（1969）が常温の Brussels 水道水について報告した 170 mV vs.SCE と Cornwell et al.（1973）が英国の上水について報告した 100 mV vs.SCE がある。Type 2 については，馬場ほか（1981）が 150 mV vs.SCE と報告している。以上の情報をもとに銅オーバーバックについて孔食発生の可能性について検討する。Type 1 については，オーバーバックについても表面に付着した炭素質皮膜を除去するという対策を講じることは可能である。また，Type 2 については地下水中には溶存酸素以上に銅の電位を貴化させ得る酸化剤（たとえば前述の残留塩素）は存在しない。したがって，上水レベルの希薄な地下水中で孔食が生じる可能性は低い。Type 2 の孔食については約 190 mV vs.SCE の孔食電位とともに約 170 mV vs.SCE の再不動態化電位も報告されており（小向・笠原，1994），たとえ孔食が生起したとしてもオーバーバックへの酸素供給が低下すれば再不動態化するであろう。 $\text{HCO}_3^-/\text{Cl}^-/\text{SO}_4^{2-}$ を種々の濃度で混合した溶液を飽和させた乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} の圧縮ペントナイト中における銅の電位（ペントナイト外側溶液は大気開放，ペントナイトかぶり厚さ 6mm）は，120 日後の安定した時点で，約 -294 mV vs.SCE から約 -124 mV vs.SCE の範囲であり（下郡ほか，1998），前述の孔食電位や再不動態化電位より卑な電位となっている。しかし前述の既往の研究は給水・給湯配管を検討対象としているため，調査された水質の範囲に限られる。地下水には，淡水に近い組成をもつものから海水の組成に近いものまで多様であり，Romanoff（1989）が種々の土壌に種々の材料を埋設した野外実験でも，純銅に孔食の発生がみられている。したがって，現時点では銅オーバーバックの孔食発生の可能性を否定することはできないことから，寿命評価には含めることとする。河合・今井（1993）や中村・今井（1995）は，地下水中に存在するアニオンを種々の濃度で組み合わせた水溶液中においてサイクリック分極測定を行い，給水・給湯配管を対象とした研究では観察されなかった「分極線

における電流密度の停滞としての不動態化」や「不動態域から電流が急増する電位としての皮膜の破壊電位」を観察している。また、塩化物イオンと硫酸イオンは銅の活性溶解を促進し、炭酸水素イオンは銅の不動態化を促進することなどを見いだしている。銅オーバーバックの孔食発生の可能性を評価するためには、このような基礎情報の充実が必要である。

純銅も応力腐食割れを起こすことがある。アンモニアやアンモニウムイオンを含む水溶液中および亜硝酸イオンを含む水溶液中で純銅が応力腐食割れを起こすことは良く知られている (Yu and Parkins, 1987; Alvarez et al, 1984; Beavers and Pugh, 1980; Suzuki, 1981)。また、0.05 N の $(\text{CH}_3\text{COO})_2\text{Cu}$ 中でも純銅が応力腐食割れを起こしたという報告がある (Escalante and Kruger, 1971)。0.005 mol/l 程度のアンモニウムイオンは地下水中に含まれる可能性がある (Yui et al., 1999)。一方、アンモニア水中の実験では、40℃で 0.07 mol/l、70℃で 0.05 mol/l という特定の濃度条件で割れが発生した (McEvily Jr. and Bond, 1965)。この割れを示す濃度は、地下水に含まれると思われる濃度より一桁大きい値である。亜硝酸は、通常の深部地下水には含まれないが (Yui et al., 1999)、放射線分解により生成される可能性を否定することはできない。Benjamin et al (1988) は無酸素銅およびリン脱酸素銅の応力腐食割れ感受性を合成地下水、亜硝酸ナトリウム水溶液および合成地下水に亜硝酸ナトリウムを添加した水溶液中で低歪み速度法により調査した。電位は、-100 mV vs.SCE から 300 mV vs.SCE の範囲の定電位条件と大気開放の溶液中における開路電位条件に設定された。歪み速度は $1.8 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ 、 $2.6 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ および $1.7 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ とされた。その結果、pH 8~8.2、 HCO_3^- :123 mg/l、 Cl^- :70 mg/l、 SO_4^{2-} :9.6 mg/l、 Ca^{2+} :18 mg/l、 Mg^{2+} :4.3 mg/l、 K^+ :3.9 mg/l、 Na^+ :65 mg/l、 SiO_2 :12 mg/l の組成の合成地下水では、無酸素銅およびリン脱酸素銅いずれも応力腐食割れ感受性は示さなかったとしている。また、地下水中の各々の陰イオンについて、カウンタの陽イオンを除き、他の化学種の濃度は前述の組成で固定したまま、その濃度を高めた場合 ($\text{HCO}_3^- + \text{CO}_3^{2-}$:1.0 g/l、 Cl^- :1 g/l、 SO_4^{2-} :100 mg/l) も応力腐食割れが起こった形跡はないとされた。しかし亜硝酸ナトリウムを加えた場合は粒内割れが観察された。応力腐食割れが起こらなくなる亜硝酸イオン濃度は 0.001 mol/l とされた。一方、放射線分解によって生成する窒素を含むイオンおよびラジカルの濃度は、処分直後の放射線の最も強い時期にガラス固化体と地下水が直接に接した場合でも、0.0002 mol/l 程度と解析により評価された (内藤ほか, 1999)。亜硝酸に限れば、その濃度はさらに低く、時間の経過とともに低下するとされている。また、実際にはオーバーバックによって放射線は遮蔽されるため処分環境における亜硝酸イオンの濃度は前述の濃度よりもはるかに小さいと考えられる。したがって、処分環境における亜硝酸イオン濃度は、応力腐食割れ生起臨界濃度 (0.001 mol/l) よりもはるかに低く、亜硝酸イオンによって純銅オーバーバックが応力腐食割れを起こす可能性は低い。長尾 (1995) のまとめたデータから、300 m 以深の条件における地下水中の全有機炭素濃度あるいは溶存有機炭素濃度は 10 mg/l 以下とみること

ができる。この有機炭素がすべて酢酸イオンであるとしても 0.0004mol l^{-1} にすぎない。したがって、特殊な酢酸イオンの濃化プロセスが存在しなければ $\text{CH}_3(\text{COO})_2\text{Cu}$ による割れが起こる条件が達成される可能性は低いであろう。以上の検討からは銅オーバーバックに処分の環境で応力腐食割れが生起する可能性は低いと考えられる。しかし深部地下水環境で純銅を構造物材として使用する事例はほとんど存在しなかったため、深部地下水中における銅の応力腐食割れの評価に十分な基礎情報が存在するとはいえない。今後の基礎的な腐食情報の充実が必要である。いずれにせよオーバーバック候補材料は応力腐食割れの生起・進展する環境では使用すべきではないから、寿命評価には含めない。

鉄と同様に銅もバクテリア腐食を受けることがある (Dexter, 1987a)。ベントナイト中には硫酸塩還元菌を含むいくつかの微生物の存在が確認されているが (朝野ほか, 1997)、緩衝材中に含まれる黄鉄鉱などの鉄鉱物は酸素を消費するため、好気性細菌が長期にわたって活性を保つことは考えにくい。硫酸塩還元菌については、炭素鋼オーバーバックの項に示したように温度条件、溶液中の栄養分など微生物にとって好ましい環境を与えた場合でもベントナイト中では硫酸塩還元菌が活性を維持できにくいことを確認した (西村ほか, 1999)。したがって、微生物によって銅オーバーバックの腐食が加速される可能性は低いといえる。しかし、硫酸塩還元菌にも多くの種類があり、普遍的に以上のことがいえるか否かは不明である。したがって、ここでは硫酸塩還元菌の寄与を仮定して寿命評価を行うこととする。

そのほか、水素病として知られる脆化現象がある。これは水素が銅マトリックス中に侵入して、粒界の Cu_2O を還元して水を生成し、この水の蒸気圧によりマトリックスに空洞を生ずることにより起こる (Dexter, 1987b)。 Cu_2O を除くために脱酸を行った純銅が無酸素銅とリン脱酸銅である。これらの材料を使用すれば水素病を防ぐことができる。

(2) 銅オーバーバックの腐食寿命評価

銅オーバーバックの腐食寿命評価を物質収支に基づき行うこととする。

a. 人工バリアの設定

人工バリアの仕様については、炭素鋼オーバーバックの腐食寿命評価にて設定されたものと同様であり、横置き方式、硬岩縦置き方式および軟岩縦置き方式についてそれぞれ評価を行った。

b. 酸素による腐食

酸素による腐食については、緩衝材および埋め戻し材に取り込まれた酸素がすべて腐食によって消費されると仮定して腐食量を評価した。銅は、1価と2価の酸化状態

があるが、ここでは保守的に等モルの酸素に対してより多くの銅が腐食する1価への酸化を仮定した。銅オーバーバックの腐食に寄与する酸素の量は、人工バリアの設定から横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式について、それぞれ115 mol, 590 mol および 700 mol であり、この酸素によってそれぞれ 460 mol, 2360 mol および 2800 mol の銅が腐食すると見積もられる。これを銅オーバーバックの平均腐食深さに換算すると、横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式について、それぞれ 0.6 mm, 3.0 mm および 3.6 mm となる。

c. 硫化物 (H_2S , HS^- および S^{2-}) による腐食

a) 硫酸塩還元菌の活動によって生成する硫化物による腐食

緩衝材および埋戻材中に存在する硫酸イオンが硫酸塩還元菌により、すべて硫化物 (H_2S , HS^- および S^{2-}) に還元され、 Cu_2S として銅を腐食させると仮定して腐食量を評価した。ベントナイト中に存在する硫酸イオンは、ベントナイトの 0.07 wt% である (伊藤ほか, 1993)。したがって、銅オーバーバックの腐食に寄与する硫酸の量は人工バリアの設定から横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式について、それぞれ 91.3 mol, 318 mol および 415 mol であり、この硫化物によってそれぞれ 183 mol, 636 mol および 830 mol の銅が腐食すると見積もられる。これを銅オーバーバックの平均腐食深さに換算すると、横置き方式、硬岩堅置き方式および軟岩堅置き方式についてそれぞれ 0.2 mm, 0.8 mm および 1.1 mm となる。

b) 地下水に含まれる硫化物による腐食

地下水から緩衝材中を拡散して供給される硫化物による腐食も評価する。地下水中の硫酸分の濃度は 0.03mol l^{-1} 程度 (Yui et al., 1999) と考えられる。この硫酸分がすべて硫化物として存在すると仮定した。境界における化学種 i の濃度が一定である場合に無限中空円筒状の拡散場における、単位長さあたりの化学種 i の定常状態での供給量 J_i は以下の式により表される。

$$J_i = 2 \pi D (C_i - C_0) / \ln(r_1/r_0) \quad (4.1.1-27)$$

ここで、 C_i は中空円筒外側での濃度、 C_0 は中空円筒内面での濃度、 D は化学種 i の拡散係数、 r_0 は中空円筒内面の半径、 r_1 は中空円筒外面の半径である。図 4.2.2- 6 に示す人工バリアの構成を、上記の中空無限円筒で近似し、(4.1.1-27) 式により硫化物の供給量から銅の腐食量を評価した。 C_i には緩衝材/岩石境界の硫化物濃度、 C_0 には銅オーバーバック/緩衝材境界の硫化物濃度、 D には硫化物の実効拡散係数、 r_0 にはオーバーバックの半径、 r_1 にはオーバーバックの半径に緩衝材厚さを加えた値を代入することにより、オーバーバック胴部単位長さあたり、単位時間に到達する硫化物の量が得られる。ここで緩衝材/岩石境界の硫化物濃度 C_i は 0.03mol l^{-1} に固定した。また、硫化物と銅の反応は瞬時に起こるとして、銅オーバーバック/緩衝材境界

の硫化物濃度 C_0 は、常にゼロと仮定した。この硫化物輸送評価体系の概念図を図 4.1.1-18 に示す。対象とする系における硫化物の拡散係数はないため、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のベントナイト中における HTO の実効拡散係数を準用した（佐藤，1999）。ちなみにケイ砂の混合は、混合率 30 wt% 程度までは HTO の実効拡散係数に影響を与えない（佐藤，1999）。実効拡散係数は $3740 \text{ cal mol}^{-1}$ の活性化エネルギーをもつ Arrhenius 型の温度依存性を示す（Case，1973）として評価した。緩衝材領域の温度勾配はないと仮定し、その領域の温度の経時変化をステップ状の関数で近似した。すなわち 90°C が 50 年、 70°C が 250 年、 60°C が 700 年それぞれ継続するとした。これらの条件のもとで、1,000 年間の平均腐食量を評価すると 8.1 mm となった。なお、 90°C 、 70°C および 60°C における硫化物の実効拡散係数は、それぞれ $3.56 \times 10^{-10} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ 、 $2.66 \times 10^{-10} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ および $2.27 \times 10^{-10} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ と仮定した。計算による評価では地下水の最大硫化物濃度は 0.03 mol l^{-1} とされているが、実際の地下水中の硫化物濃度はその 1/100 以下のレベルといわれている（Yui et al.，1999）。たとえば硫化物濃度を $0.0003 \text{ mol l}^{-1}$ と仮定すると、1,000 年間の地下水中の硫化物による平均腐食深さは 0.08 mm にすぎない。しかしここでは保守的に 0.03 mol l^{-1} の硫化物濃度を仮定した場合の平均腐食深さ 8.1 mm を評価に用いる。

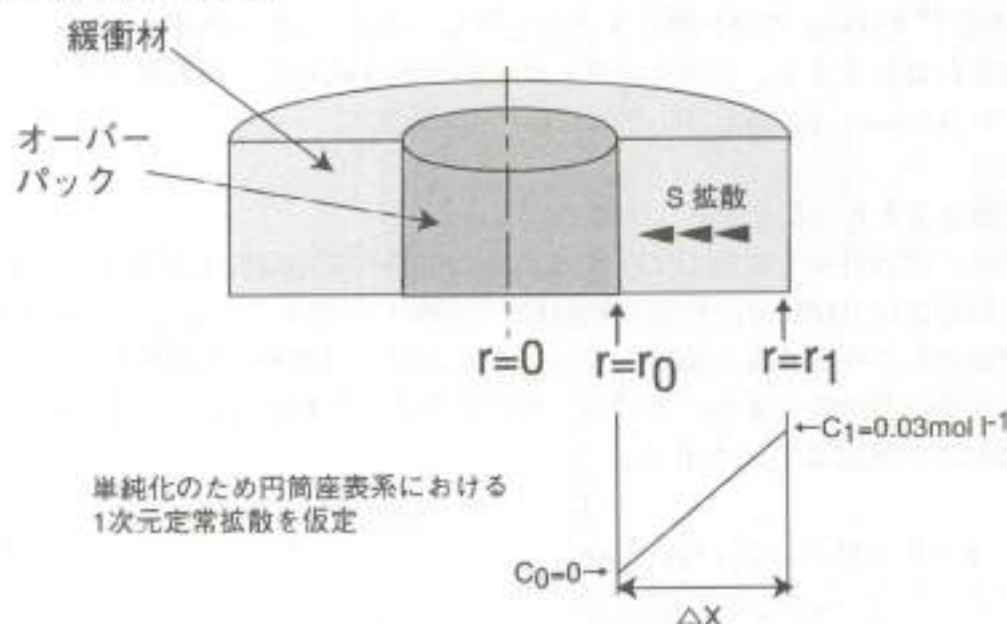


図 4.1.1-18 緩衝材中における硫化物輸送の概念図

d. 孔食の影響評価

Bresle et al. (1983) は考古学品の調査から孔食係数を 2 から 3 と見積もっている。また、King and LeNeveu (1991) は銅および銅合金の 14 年間までの埋設実験の結果と 3000 年前の考古学的銅製品の調査結果について極値統計解析を行い、これらの結果をもとに累積確率分布関数のパラメータを時間の関数で表現し孔食深さの確率分布を評価した。King and LeNeveu (1991) の報告したデータをもとに表面積 5.51 m^2 の銅オーバーパックにおける孔食深さの累積確率分布を評価した（本田・谷口，1999）。そ

の結果、指定信頼率 0.99 における孔食深さは 10^3 年で 2.2 mm と評価された。

e. 腐食寿命評価

緩衝材および埋め戻し材中に存在する酸素はすべて処分後 1,000 年間で腐食に寄与すると仮定した。また、緩衝材中の硫酸イオンおよび地下水から定常拡散によって供給される硫化物により、 Cu_2S として腐食されると仮定した。その結果、1,000 年間の平均腐食量は、横置きの場合、酸素による平均腐食深さ 0.6 mm、緩衝材中の硫酸イオンによる平均腐食深さ 0.2 mm、地下水から供給される硫化物による平均腐食深さ 8.1 mm を合算すると 1,000 年間の平均腐食深さは約 9 mm となる。孔食係数 3 を用いて不均一化を評価すると 27 mm となる。硬岩系竖置きの場合には、酸素による平均腐食深さ 3.0 mm、緩衝材中の硫酸イオンによる平均腐食深さ 0.8 mm、地下水から供給される硫化物による平均腐食深さ 8.1 mm を合算すると 1,000 年間の平均腐食深さは約 12 mm となる。孔食係数 3 を用いて不均一化を評価すると 36 mm となる。軟岩系竖置きの場合には、酸素による平均腐食深さ 3.6 mm、緩衝材中の硫酸イオンによる平均腐食深さ 1.1 mm、地下水から供給される硫化物による平均腐食深さ 8.1 mm を合算すると 1,000 年間の平均腐食深さは約 13 mm となる。孔食係数 3 を用いて不均一化を評価すると 39 mm となる。

また、孔食係数ではなく、King and LeNeveu (1991) の極値統計解析結果に基づく解析により評価すると、均一腐食の侵食フロントから孔食として侵食する深さは 1,000 年で 2.2 mm であり、もっとも腐食量の多い軟岩系竖置きの場合でも腐食深さは 15.2 mm (平均腐食深さ 13 mm + 孔食深さ 2.2 mm) と評価され、孔食係数 3 を仮定するほうがこの解析では保守的であった。

以上の解析から、39 mm 以上の腐食代を与えることにより 1,000 年間の腐食寿命が期待できると考えられる。国内外における、土壌中での考古学的銅製品の腐食事例の調査 (Johnson and Francis, 1980; Bresle et al., 1983; Hallberg et al., 1987; 三ツ井, 1996a) では 1,000 年で 0.01 ~ 3 mm 程度の腐食速度が示されている。また、Denison and Romanoff (1950) が行った純銅および銅合金の各種土壌中での埋設試験結果においても $3\mu\text{m y}^{-1}$ 以下の腐食速度が得られている。これらの知見に基づくと、1,000 年あたりの銅の腐食深さは大きく見積もっても 3 mm 程度であるといえる。これらの長期埋設物の腐食調査結果と比較して、上記の評価結果は十分に保守的であると考えられる。

4.1.1.4 オーバーバックの設計

4.1.1.2 で述べたように、炭素鋼、チタンおよび銅を考える場合、オーバーバックの構造概念としては、炭素鋼単一構造のもの（炭素鋼オーバーバック）と、チタンや銅の内側に、強度支持部材としての炭素鋼を配した多重構造のもの（複合オーバーバック）が合理的と考えられる。以下では、これらのうち構造的に最も基本となる炭素鋼オーバーバックについて設計検討を行った。複合オーバーバックについては、チタンや銅と炭素鋼との併用に関する構造的な可能性について試作を通じた検討を行っており、これについては 4.1.4.1 に記述する。

炭素鋼は、その製造方法によって鍛造鋼、鋳造鋼、圧延鋼などに分類されるが、このうち鍛造鋼は、軽水炉などの圧力容器材としての使用実績を有し品質に対する信頼性も高いことから、長期の健全性が要求されるオーバーバック材として適切な材料の 1 つと考えられる。以下では、使用する炭素鋼の一例として、溶接性について考慮され圧力容器用として規格化されている鍛造鋼材料を想定した。

4.1.1.4.1 基本形状およびガラス固化体収容孔の寸法

4.1.1.1 で記述した要求事項のうち、オーバーバックの基本形状およびガラス固化体収容孔の寸法に関する項目を抽出して整理すると表 4.1.1-5 のようになる。

表 4.1.1-5 基本形状およびガラス固化体収容孔の寸法に対する要求事項

仕様項目	要求事項		重要度
基本形状	人工バリアの機能発揮に関するもの	・耐圧構造として適したものであること	●
	製作・施工の成立に関するもの	・製作が容易であること（量産に適していること） ・コンパクトであること（ガラス固化体の大きさに対し過剰に大きくならないこと） ・緩衝材の設置が容易であること ・ハンドリングが容易であること	● ○ ○ ○
ガラス固化体収容孔の寸法	人工バリアの機能発揮に関するもの	—	—
	製作・施工の成立に関するもの	・ガラス固化体の遠隔操作による挿入作業が可能であること	◎

【凡例】◎：機能の発揮または製作・施工の成立を決定づけ、とくに重要なもの

○：機能の発揮または製作・施工の成立に重要なもの

●：合理的な仕様設定のために望ましいもの

1) 基本形状

オーバーバックの基本形状は、搬送や定置に関する作業の成立性に大きな影響を与えることから、まずこれについて考慮する必要がある。具体的には搬送や定置作業が狭い坑道内での作業となることから、収容するガラス固化体の大きさに対して過剰に大きくなる形状は適切ではない。これは処分場全体の規模縮小の観点からも重要とな

る。また、周囲への緩衝材の定置という観点から極力単純な形状が必要となり、さらにハンドリングの観点では仮置き時などの安定性も望まれる。このほか、設計の信頼性を高めるためには、外圧を受ける容器としてより適切な形状を選択することも必要となる。以上の観点において、考えられるいくつかの形状に対して定性的な比較評価を行うと表 4.1.1-6 のようになる。

表 4.1.1-6 オーバーバック形状の比較評価

評価項目 形状	人工バリアの機能 発揮に関するもの	製作・施工の成立に関するもの			
	対圧用途 への適性	製作の 容易性	コンパクト 化の可能性	緩衝材定置 の容易性	ハンドリングの容易性 (仮置き時などの安定性)
円筒形	○	○	○	△	△
球形	○	×	×	×	×
角柱形	×	△	△	○	○

【凡例】 ○：とくに良い、△：良い、×：問題あり

円筒形は、収容するガラス固化体の形状が径 430 mm、高さ 1340 mm の円筒形であることから、オーバーバックの基本形状として合理的な形状の一つと考えられる。球形は一般に耐圧性の良好な形状であるが、そのハンドリングが比較的困難となるほか、オーバーバックの大きさが他の形状を採用した場合と比較して非常に大きくなる。角柱形は緩衝材の定置が最も簡単と考えられる形状でありハンドリングも容易であるが、円筒形に比べ耐圧性に劣るほか、製作においても合理性に欠ける面がある。

円筒形の場合、端部については、平らな形状のものほかに、スイス (Nagra, 1993) において検討されているような半球形やさら型などの鏡形状も考えられる。一般に、これら鏡板を有する形状は耐圧性に優れるが、現在想定されるオーバーバックの半径と板厚の寸法比においては、球形を採用することによる板厚低減の利点は小さい (電力中央研究所・電気事業連合会, 1999)。また、オーバーバックが大量に生産されるものであることから、製作効率の点では平らな形状の場合と比べて大きく劣ると考えられる。

以上を踏まえ、ここではオーバーバックの基本形状として端部の平らな単純円筒形を選定する。

2) ガラス固化体収容孔の寸法設定

ガラス固化体収容孔の寸法設定では、以下の点を考慮する必要がある。

- ① 収容するガラス固化体の寸法、製作精度
- ② ガラス固化体の熱膨張量
- ③ ガラス固化体の遠隔操作による挿入作業性

ここでは、六ヶ所再処理工場から発生するガラス固化体と返還固化体（共に外径；430 mm、高さ；1340 mm）を想定し、ガラス固化体収容孔の寸法を径 440 mm、深さ 1350 mm と設定する。

4.1.1.4.2 オーバーバック厚さの検討

オーバーバックには、耐食性、耐圧性および放射線遮へい性の各々の観点から、適切な厚さが必要となる。耐食性の観点から必要な厚さ、すなわち腐食量は、4.1.1.3 で炭素鋼の 1,000 年間の侵食深さとして評価された値のうちの最大値 31.8 mm を基に設計上 40 mm と設定し、以下では、耐圧性および放射線遮へい性について検討する。

1) 耐圧性

埋設後のオーバーバックには、地下水の浸入、飽和にともない緩衝材の膨潤圧や静水圧が作用し、さらに岩盤のクリープ変形やオーバーバックの腐食膨張によって緩衝材が圧密され、その反力（以下、「圧密反力」という）が作用するものと考えられる。地下水とガラス固化体の接触回避機能を維持するため、オーバーバックにはこれらの外荷重の作用により破損しない構造的強度が要求される。

(1) オーバーバックに作用する外荷重と耐圧厚さ

オーバーバックの緩衝材や岩盤との力学的相互作用を、設計上、硬岩系岩盤と軟岩系岩盤のそれぞれの埋設ケースについて表 4.1.1-7 のように設定する。

表 4.1.1-7 オーバーバックに作用する荷重の組み合わせ

	荷重の組み合わせ
硬岩系岩盤 （深度 1,000 m）	〔地下水静水圧〕 + 〔オーバーバックの腐食膨張により生じる緩衝材の圧密反力（緩衝材の膨潤応力含む）〕
軟岩系岩盤 （深度 500 m）	〔地下水静水圧〕 + 〔岩盤クリープ変形により生じる緩衝材の圧密反力〕 + 〔岩盤クリープ終了後、オーバーバックの腐食膨張により生じる緩衝材の圧密反力の増加分（緩衝材の膨潤応力含む）〕

ここで、硬岩系岩盤においては、オーバーバックの設計寿命である 1,000 年間の岩盤クリープ変形量は、今回評価した結果では微小と考えられるため、実質的に地圧は作用しないものと考えた（高治ほか、1999）。一方、軟岩系岩盤においては、岩盤のクリープ変形はオーバーバックの腐食膨張が始まる前に緩衝材の圧密反力と均衡するまで進行する、もしくは緩衝材が想定される岩盤のクリープ変形量分、圧密されるとする考え方を採用した。なお、岩盤クリープ挙動に関しては、長期的に取得されたデータが少なく、その評価方法も完全に確立されたものと考えすることは現状では困難であり、今後さらなる研究が必要である。また、表 4.1.1-7 に示した荷重の組み合わせの考え方は暫定的なものであり、今後、そのばらつきや想定外の事象がないことなどを慎重に確認していくことが望まれる。

これらの荷重のうち地下水静水圧は、想定する岩盤および深度が決まれば1つの値として決定される。一方、岩盤クリープやオーバーバックの腐食膨張により生じる緩衝材の圧密反力（以下、「腐食生成物膨張圧」という）は、岩盤のクリープ変形量、緩衝材の厚さ、圧密特性、オーバーバックの寸法に応じて変化する。そこで、4.1.2に後述する緩衝材の材料仕様例に対して、その圧密試験（高治・鈴木，1999）から導かれた間隙比（ e ）と有効応力（ P ）の関係（ $e = (P - 1)$ のときの間隙比）- $C_c \times \log P$ 、ここで C_c は圧縮指数）に基づき、岩盤クリープ変形後および腐食膨張後の緩衝材の間隙比から緩衝材の圧密反力を求めることとした。緩衝材の厚さとオーバーバックの厚さの関数として、緩衝材の圧密反力を繰り返し計算により求めると、緩衝材の圧密反力と緩衝材の厚さの関係は図 4.1.1-19 のようになる。なお、ここでは、軟岩系岩盤の岩盤クリープ変形量は、4.3.1.3 に示す岩盤クリープ解析結果（1,000 年間で 15.4 mm）を参考に 20 mm と想定した。オーバーバックの腐食膨張については、耐用年数 1,000 年間で腐食量 40 mm がすべて腐食するものとし、鉄筋コンクリート構造物の腐食ひびわれに関する文献（須田ほか，1992）を参考に、腐食部の腐食後の体積は腐食前の 3 倍に膨張すると仮定した。また、緩衝材はオーバーバック周り全方向に均一な厚さで設置され、保守的にその固りは完全に固定されているものとした。人工バリアの定置方法によっては緩衝材厚さを半径方向と軸方向で変えるような選択もあり得るが、ここでは最も基本的な考え方として全方向均一な厚さとしている。

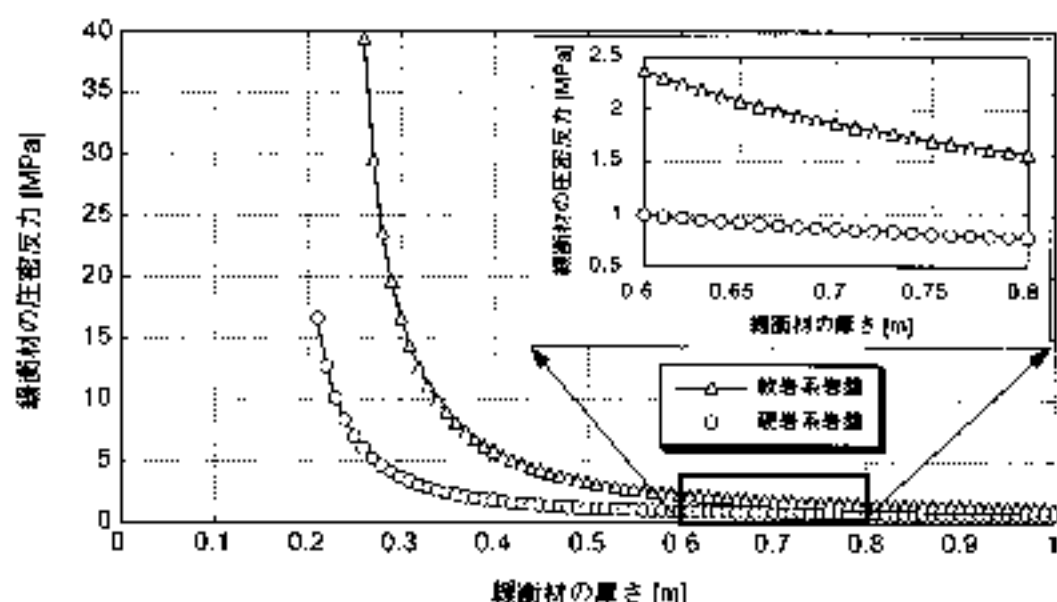


図 4.1.1-19 緩衝材厚さと緩衝材の圧密反力の関係

4.1.2 に示す緩衝材の厚さ 70 cm における緩衝材の圧密反力を図 4.1.1-19 により求めると、硬岩系岩盤で 0.86 MPa、軟岩系岩盤で 1.87 MPa となる。後述するオーバーバックの腐食膨張解析では、緩衝材からの反力を有限要素法によって求めており、緩衝材厚さ 70 cm の条件で反力は約 1.5 MPa となっている。図 4.1.1-19 はこれと大幅には変わらない結果となっている。

以上から、緩衝材厚さ 70 cm の場合にオーバーバックに作用する外圧は表 4.1.1-8 に示す値となる。

表 4.1.1-8 オーバーバックに作用する外圧値

	作用外圧値 [MPa]	
	硬岩系岩盤	軟岩系岩盤
地下水静水圧	9.80	4.90
岩盤のクリープ変形および腐食生成物膨張圧による緩衝材の圧密反力	0.86 (岩盤クリープは考慮しない)	1.87
合 計	10.7	6.8

表 4.1.1-8 に示す外圧値を用いて、「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準（昭和 55 年通商産業省告示第 501 号）」（以下、「告示 501 号」という。）の第 2 種容器の規程を準用し、オーバーバックの耐圧強度計算を行うと、平板である蓋部と円筒形の胴部に強度上必要となる厚さは表 4.1.1-9 のようになる。

表 4.1.1-9 オーバーバック耐圧厚さの計算結果

	必要耐圧厚さ	
	硬岩系岩盤	軟岩系岩盤
蓋 部	100.1 mm	79.7 mm
胴 部	45.2 mm	28.2 mm

したがって、ここでは耐圧上必要な厚さを、硬岩系岩盤で蓋部；110mm、胴部；50mm、軟岩系岩盤では蓋部；80mm、胴部；30mm と設定する。

(2) 放射線による影響

金属材料に放射線が照射されると、その結晶中に格子欠陥が形成され材料の物理的性質や機械的性質が変化する。オーバーバック材として選定した体心立方格子を有するフェライト系鋼材では、照射温度がその融点の半分以下であると照射硬化と照射脆化が起これ、降伏強度や引張強さは増加するが、伸び、衝撃値は低下する。一般に、脆化の程度は延性脆性遷移温度（ductile-brittle transition temperature：以下「DBTT」という）の上昇量で表現される。照射脆化がオーバーバックの耐圧性に有意な影響を及

はさない程度であることを確認するため、脆化が最も著しいと考えられるオーバーバックの内表面について、 γ 線と中性子線による埋設後1,000年間のdpa (displacement per atom: 材料原子あたりのはじき出し数) を保守的に概算し、これを鋼に関する中性子照射データの統計解析によって導出された式 (Porter, 1960) に代入し DBTT の変化量を求めた (本間ほか, 1999c)。その結果、DBTT の増加は埋設後1,000年間で10℃未満と評価された。dpa を保守的に算出したことも考慮すれば、脆化後も DBTT は数十度から百数十度のオーバーバックの使用温度に対して十分に低く、オーバーバックの脆化はその機能発揮上無視し得る程度であることが予測される。

2) 放射線透過性

オーバーバックの厚さによっては、オーバーバックを透過する放射線が引き起こす水の放射線分解により、酸化性化学種が生成し腐食に影響を及ぼすことが想定される。酸化性化学種の生成を模擬した実験によれば、圧縮ベントナイト中で炭素鋼は不動態化を起こしにくいこと (Taniguchi et al., 1998) から、局部腐食が生じる可能性は低いものと考えられるが、不確定な点も残されているため、水の放射線分解により生成される酸化性化学種の供給量を求め、これをカソード電流密度に換算し、鉄の局部腐食の進展を引き起こさないために放射線の遮へいに必要なオーバーバック厚さを検討した。

(1) 放射線場の解析

ガラス固化体、オーバーバック、緩衝材および岩盤からなる3次元モデルを対象に、表4.1.1-10をもとにオーバーバックの厚さをパラメータとした放射線場の解析を行い、オーバーバック表面位置での吸収線量率を算出した。

解析には、米国ロスアラモス国立研究所 (LANL) が開発したモンテカルロ法放射線輸送解析コード MCNP-4A (Briesmeister (ed.), 1993) を使用した。MCNP コードは、ベンチマーク解析 (Ganapol et al., 1994; Wemple et al., 1992a; 1992b など)、原子炉廻り遮へい解析 (Estes et al., 1985; Lu et al., 1991 など)、使用済燃料用キャスク遮へい (Broadhead and Parks, 1991; Ueki et al., 1992 など) などにおいて、その妥当性が確認されている。

- ソースタームには ORIGIN-2 の出力を利用し、放射線源としては、
- ・自発性核分裂による中性子線とその中性子線が発生させる γ 線、
 - ・ (α, n) 反応による中性子線とその中性子線が発生させる γ 線、
 - ・核分裂生成物の崩壊にともなう γ 線

を想定した。また、緩衝材の飽和度については、表4.1.1-10の解析条件に示すように水の放射線分解による腐食への影響が最大となる100%を仮定した。

解析の結果から、オーバーパック表面での吸収線量率を図 4.1.1-20 に示す。

表 4.1.1-10 解析条件

燃焼度	45,000 MWt d(t) ⁻¹
濃縮度	4.5 %
オーバーパックの材質	炭素鋼
緩衝材のケイ砂混合比	30 %
緩衝材の水による飽和度	100 %
固化後の冷却のための貯蔵期間	50 y

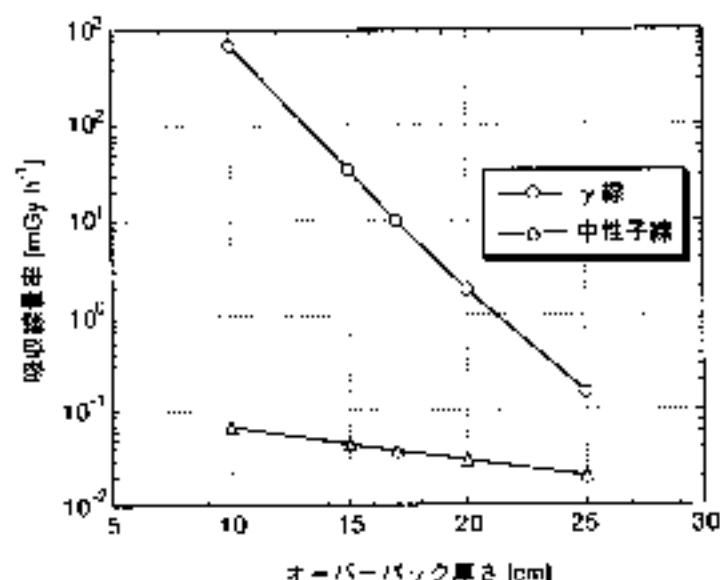


図 4.1.1-20 オーバーパック表面での吸収線量率

図から、オーバーパック表面での吸収線量率はγ線によるものが支配的であり、オーバーパックの厚さが増すにつれ、γ線に対する遮へい効果は大きくなるが、中性子線に対しては顕著ではないことがわかる。

なお、上記解析では緩衝材の厚さを、後述の 4.1.2.2 で提示される 70cm として計算している。緩衝材の厚さがたとえば 40cm 程度に薄くなると、緩衝材を透過した中性子線がある程度岩体で反射し、緩衝材での吸収線量率が増加することになるが、図 4.1.1-20 に示すように中性子線の寄与は小さく、オーバーパック表面での総吸収線量率に顕著な差は現れない。

(2) 放射線分解による腐食への影響

上述の吸収線量率をもとに、オーバーパック表面近傍の緩衝材での放射線分解を考慮した。水の放射線分解では多くの酸化性化学種が生成するが、放射線照射下の腐食

実験から得られる測定結果には、腐食に寄与したすべての酸化性化学種の影響が含まれ、その結果から、これら酸化性化学種に対する G 値 (100eV のエネルギー吸収によって生成する化学種の分子数) が求まる。ここでは、実験結果にもとづき、生成した酸化性化学種の価数がすべて 2 価 (たとえば H_2O_2) と仮定して求められた 2.13 (Marsh et al., 1989) を G 値として用いた。

また、放射線分解によって発生した酸化性化学種は、緩衝材に収着しないものとし、すべてオーバーバック表面に供給され腐食に寄与するもの (カソード電流に変換) と仮定した。緩衝材中での酸化性化学種の生成と移行は以下の拡散方程式で表わされ、酸化性化学種の生成はオーバーバック表面から離れるにしたがい減衰する。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \text{Da} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + R_0 \cdot \exp(-\lambda x) \quad (4.1.1-28)$$

$$R_0 = \frac{p \cdot G \cdot E}{100 \cdot Av} \quad (4.1.1-29)$$

ここで、
 C : 酸化性化学種の濃度 [mol m^{-3}]
 Da : 酸化性化学種のみかけの拡散係数 1.2×10^{-9} [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$]
 (石川ほか, 1992)
 G : 酸化性化学種の G 値: 2.13 [分子 eV^{-1}] (Marsh et al., 1989)
 E : 吸収線量率 [$\text{eV m}^{-3} \text{s}^{-1}$]
 p : 緩衝材の空隙率: 0.40 [-]
 Av : アボガドロ数 ($= 6.023 \times 10^{23}$) [分子 $\cdot \text{mol}^{-1}$]
 λ : 緩衝材の吸収係数: 6.25 [m^{-1}] (Marsh et al., 1989)

(4.1.1-28) 式よりオーバーバック表面 ($x = 0$) での濃度勾配は、

$$\frac{dC}{dx} = \frac{R_0}{\text{Da} \cdot \lambda} \left[1 - \exp(\text{Da} \cdot \lambda^2 \cdot t) \cdot \text{erfc}(\lambda \sqrt{\text{Da} \cdot t}) \right] \quad (4.1.1-30)$$

で表わされ、定常状態において濃度勾配は $R_0 / (\text{Da} \cdot \lambda)$ となる。したがって、オーバーバック表面に供給されるカソード電流密度 I_{cath} [A m^{-2}] は次式のように表わされる。

$$I_{\text{cath}} = -n \cdot F \cdot R_0 \cdot p / \lambda \quad (4.1.1-31)$$

ここで、
 n : 酸化性化学種の価数 ($= 2$) [-]
 F : ファラデー定数 ($= 9.65 \times 10^4$) [C mol^{-1}]

(4.1.1-31) 式から、オーバーバックの肉厚をパラメータ (10, 15, 17, 20, 25 cm) として求まるカソード電流密度を図 4.1.1-20 に示す。

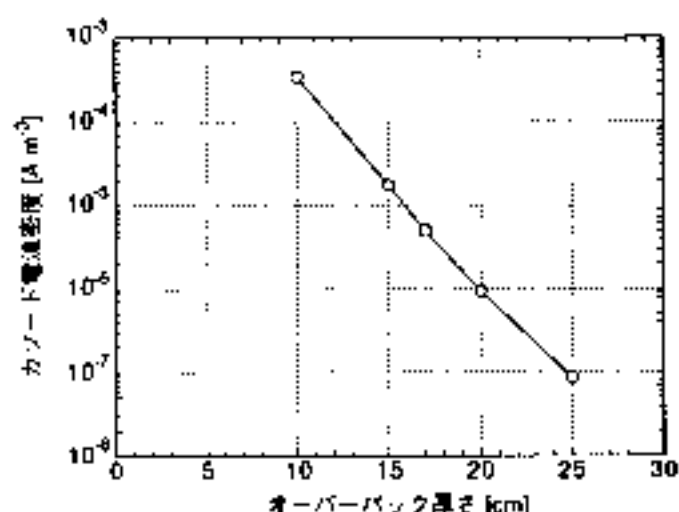


図 4.1.1-21 放射線分解により供給されるカソード電流密度

供給されるカソード電流密度が炭素鋼の不動態保持電流密度を下回れば、鉄の局部腐食は進展しない (Marsh et al., 1989)。これまでの知見に基づけば、炭素鋼の不動態保持電流密度は $1.0 \times 10^{-4} \text{ A m}^{-2}$ (Marsh, 1990; 谷口ほか, 1994) 程度である。したがって、図 4.1.1-21 より局部腐食の進展を防止するために放射線の遮へいに必要な厚さは約 130 mm 以上であり、ここでは設計上 150 mm と設定する。

すでに述べたように、ここで行った評価についてはまだ十分な知見が得られていないことから、今後研究開発の進捗によってはさらに厚さを低減できる可能性がある。

3) オーバーバック厚さ

以上の炭素鋼オーバーバックの厚さに関する評価結果を表 4.1.1-11 に示す。

表 4.1.1-11 炭素鋼オーバーバックの厚さ

	硬岩系岩盤		軟岩系岩盤	
	蓋部	円筒部	蓋部	円筒部
① 耐圧厚さ	110 mm	50 mm	80 mm	30 mm
② 放射線遮へい厚さ	150 mm			
③ 腐食代	40 mm			
オーバーバック厚さ $\max(\text{①}, \text{②}) + \text{③}$	190 mm			

このように、ここでは炭素鋼オーバーバックの厚さを、岩盤の種類、オーバーバックの部位によらず、放射線遮へい厚さ 150 mm (耐圧厚さを含む) に腐食代 40 mm を加え 190 mm と設定する。

4) 偏圧の作用による影響

前記 1) では、荷重がオーバーパックに全方位から均一に作用するものとして、その耐圧上必要な厚さを告示 501 号に規定されている強度計算式を用いて算出した。実際には、緩衝材の偏膨潤やオーバーパック自体の不均一な腐食膨張などによって、オーバーパックには方位によって異なる荷重（以下、「偏圧」という。）が作用することも十分に考えられるが、発生し得る偏圧の程度を評価し得る明確な知見は現状得られていない。そこで、オーバーパックの耐圧強度上の限界となる偏圧状態を把握することを目的に、図 4.1.1-22 に示す平面ひずみのモデルを用いて、同図に定義した偏圧係数 K をパラメータとした有限要素法解析を行い、オーバーパックが過大に変形すると予想される荷重 $P^{4.1.1)}$ を算出した。結果を図 4.1.1-23 に示す。

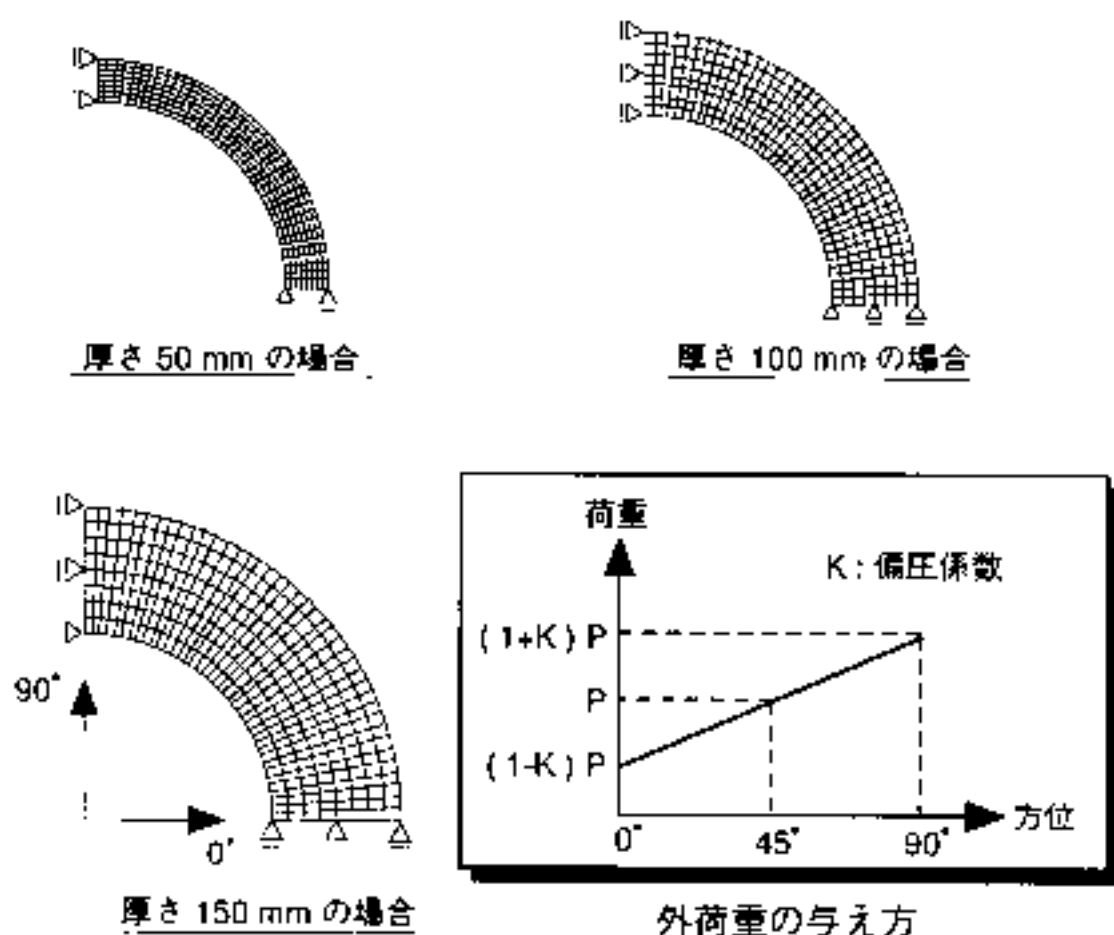


図 4.1.1-22 解析モデル

^{4.1.1)} オーバーパックの半径と板厚の比が現存想定している程度の値の場合、オーバーパックに偏圧を作用させると、解析上オーバーパックの内面または外面が最初に降伏し、荷重の増加に伴って塑性化した領域が拡大する。さらに荷重が増加しこれが反対側の面から拡大してきた塑性域とつながると、荷重の増加をあまりともなわずとも変形が進展するようになる。そこでここでは、塑性化した領域が内面から外面までつながった時点の荷重をオーバーパックが過大に変形する荷重 P とした。

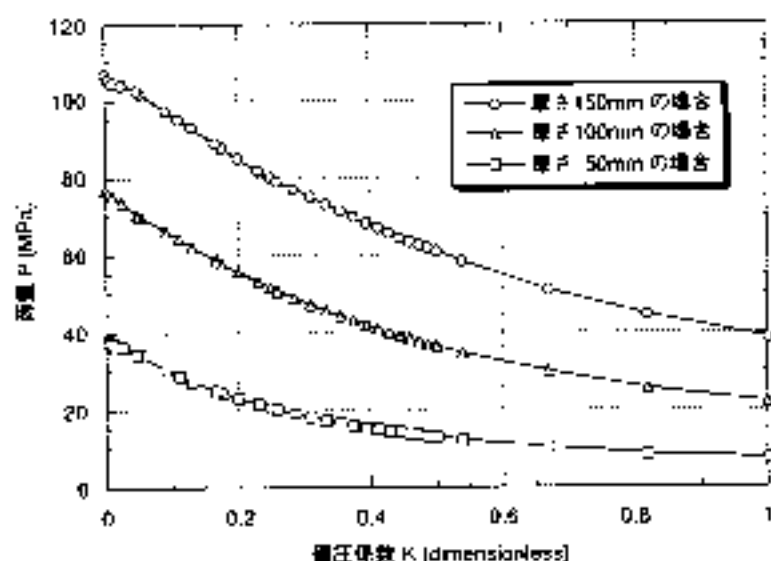


図 4.1.1-23 オーバーバックが過大に変形すると予想される荷重

この結果から、厚さ 150 mm のオーバーバックは、たとえば $K = 1$ のような極端な偏圧状態におかれた場合でも、 P が 35 MPa 程度以上でなければ過大な変形を生じないものと考えられる。ここで、150 mm は、前記 3) で設定したオーバーバック厚さ 190 mm のうち、結果として耐圧機能を期待可能な厚さである。したがって、緩衝材の膨潤やオーバーバックの腐食膨張がその進行過程において一時的にある程度不均一化したとしても、前記 1) で評価した荷重値が 10 MPa 程度以下であることを考慮すれば、前記 3) で示した厚さのオーバーバックはこれらに対し、現状の想定においては十分な裕度を有するものと推測される。

5) 処分孔の変形の影響

岩盤のせん断変位による影響については、Bjergesson (1992) が、スウェーデンの人工バリア概念に対して、人工バリア周りの岩盤のせん断変位を模擬した解析を実施している。この結果、仮に岩盤が緩衝材厚さ 0.35m に対して 0.1m 程度せん断方向に変位したとしても、使用済燃料を収納するキャニスタ^{41,2)}は変形するものの、破断に至ることはないと評価している。本節で設定したオーバーバックは、このキャニスタに比べて、軸方向の長さに対する胴部の直径が大きくなっており、オーバーバックの軸方向の曲げに対して、より強い形状である。このことから、仮に緩衝材厚さ 0.7m に対して 0.2m 程度 ($0.7 \times \frac{0.1}{0.35} = 0.2$) 岩盤がせん断変位したとしても、オーバーバックの変形は小さく、破断に至る可能性は少ないと考えられる。

^{41,2)} スウェーデンやフィンランドなどでは、使用済燃料を直接金属性の容器に格納し、地層中に埋設することとしており、この金属性の容器をキャニスタと呼んでいる。日本では、ガラス固化体を金属性の容器に格納し地層中に埋設することとしており、この金属性の容器をオーバーバックと呼んでいる。スウェーデンやフィンランドなどでいうキャニスタに期待される機能は、基本的にオーバーバックと同じである。

スウェーデン (Werme, 1998) やフィンランド (Raiko and Salo, 1999) において、使用済燃料を収納するキャニスタの設計荷重として、軸方向の偏圧や岩盤のせん断変位の影響を評価した例がある。

将来、処分予定地が選定されれば、このようなオーバーバックに不均一に作用する荷重の影響を含め、サイトの具体的な地質環境条件に応じて設計がなされ、最適なオーバーバック厚さが設定される。

4.1.1.4.3 製作・施工に関する検討

部材構成や各部材の形状などオーバーバックの詳細構造については、適用し得る製作技術や搬送および定置時のハンドリング方法について十分検討のうえ、これらに対し適切に設定される必要がある。

1) 蓋と円筒胴の製作

鍛造による材料製造および成形加工は、前項までの検討で想定されたオーバーバックの大きさに対しては、現状技術で十分対応可能であり、とくに問題ないことが試作を通じ確認されている。第1次取りまとめにおける炭素鋼オーバーバックの試作例を図 4.1.1-24 に示す。この試作では、中実状の鍛造材から円筒部と底部を一体で成形する構造を採用しているが、中空鍛造により製作した円筒部材に底板を溶接する構造も考えられる。この溶接はガラス固化体が存在する封入溶接の場合とは異なり、十分な予熱、後熱が可能で遠隔自動化の必要性もないため、現状技術で十分な品質を確保することは可能と考えられる。最終形状に対し物量的にも合理的な構造となるが、溶接部が増えるため、品質管理上の負担は前記の構造に比べて大きくなる。いずれの構造が適切であるかについては、量産を前提に詳細なコスト比較などが必要と考えられ今後の課題である。



図 4.1.1-24 炭素鋼オーバーバックの試作例 (本田ほか, 1992)

2) 封入、検査およびハンドリング

処分場での封入溶接やその検査、およびオーバーパックのハンドリングの方法に対する要求事項を、4.1.1.1の記述から抽出して整理すると表4.1.1-12のようになる。

表 4.1.1-12 封入、検査およびハンドリングの各方法に対する要求事項

	考慮すべき事項
封入溶接	・高品質な溶接が可能なこと ・ガラス固化体に有意な熱影響を与えないこと ・溶接能率が高いこと ・遠隔自動化が可能なこと
溶接検査	・信頼性の高い検査が可能なこと ・遠隔自動化が可能なこと
ハンドリング	・確実なオーバーパックの把持が可能なこと ・狭い空間での作業が可能なこと

(1) 封入

前記の評価結果から、オーバーパックの厚さは190 mmとなる。一般に、このような炭素鋼厚板の溶接では、急冷を抑えて低温割れを防止するための予熱のほか、溶接部の軟化や延性回復などの特性改善、残留応力の緩和および水素の放出などを目的とした溶接後熱処理が必要となる。とくに、溶接後熱処理では600℃程度の温度に一定時間加熱保持する必要があることから、ガラス固化体に対する影響を考慮するとオーバーパックへの適用は好ましくない。したがって、オーバーパックの封入には極力低入熱で材料に与える熱影響を小さくし、溶接後熱処理が不要となる溶接方法が適切と考えられる。また、水素による遅れ割れの防止や長期の品質保証といった観点から、不純物混入の可能性がある方法が望まれる。これら品質的なこと以外では、操業の観点から適切な作業能率を有することが望まれ、最終的な封入方法の選定では遠隔自動化の可否が重要となる。考えられるいくつかの方法に対し、封入方法としての適用性について比較評価した結果を表4.1.1-13に示す。

表 4.1.1-13 封入方法としての適用性に関する比較評価

	1パス溶接法		多層盛り溶接法		
	電子ビーム溶接法	レーザービーム溶接法	TIG ^{*2} 溶接法	MIG ^{*3} 溶接法	MAG ^{*4} 溶接法
低入熱	◎	◎	△	○	○
不純物混入の回避	◎	◎	○	○	△
作業能率	◎	◎	△	○	○
厚板への適用性	◎ ^{*1}	×	△	△	△
遠隔自動化の可能性	◎	◎	○	△	△

〔凡例〕 ◎：とくに良い、○：良い、△：やや劣る、×：劣る

^{*1} 炭素鋼間溶接で80mm程度の厚さまで確認済み

^{*2} Tungsten Inert Gas の略、^{*3} Metal Inert Gas の略、^{*4} Metal Active Gas の略

電子ビーム溶接法は、真空中で形成した電子ビームを照射した際の衝突発熱により、材料を溶融接合させる方法である。熱の集中度が高く、溶接速度も速いため、低入熱で熱影響部のきわめて狭い溶接が可能である。真空中で溶接材料を用いず直接母材を溶融接合するため、空間や溶接材料からの不純物混入の可能性も少ない。予熱の必要がなく、一度に深い溶け込みが得られるため作業能率も高い。比較的厚肉の場合でも高品質な溶接が短時間で可能であり、オーバーバック封入方法の有力な候補の一つと考えられる。

電子ビーム溶接法によるオーバーバック封入にあたっては、内部のガラス固化体への悪影響を回避するため、溶接継手の形状は入射したビームを貫通させない構造が望ましい。また、欠陥発生時の補修方法や周溶接最終端の処置などが重要な課題となる。後述するチタン-炭素鋼複合オーバーバックの試作においては、内側の炭素鋼製容器の蓋溶接に裏当て部を設けた構造を採用し、厚さ 80 mm までの溶接が可能であることを確認した（本間ほか，1999b）。また、周溶接ではないが、平板の突き合わせ溶接試験において 200 mm 厚さまで可能であることが確認されている（本間ほか，1992）。

TIG 溶接法や MIG 溶接法などの多層盛り溶接法は、オーバーバック厚さ 190 mm の溶接では、パス数が非常に多くなるため材料に与える入熱が比較的大きくなるほか、現状では作業能率の点においても問題と考えられる。しかし、これらの方法は原子力関連機器において多くの実績を有するとともに、遠隔操作による自動溶接技術も実用化されていることから、ホットワイヤ溶接法の採用や溶接部の狭間先化、電子ビーム溶接法との併用などにより、適用性の向上が期待される。

今後は、電子ビーム溶接法により施工可能な限界厚さの向上や、TIG 溶接法などの多層盛り溶接法との併用に関する技術開発を行うとともに、溶接部やその熱影響部に対する腐食試験、機械試験および残留応力の評価などを実施して、溶接部に要求される品質を定量化する必要がある。また、耐食性の観点から必要とされる厚さ（腐食代）分だけの部分溶け込み溶接でオーバーバックの健全性が確保可能となるような、溶接部に母材と同等の強度が要求されない蓋の構造などについても、代替案として検討する必要があると考えられる。

(2) 検査

封入溶接部に対しては、その健全性を確認するために検査が必要となり、非破壊試験や漏れ試験の適用が考えられる。

① 非破壊試験

溶接部の内部欠陥を検出する方法としては、超音波探傷試験や放射線透過試験などがある。このうち、超音波探傷試験は封入溶接部に対する検査の候補方法として諸外国（たとえば、SKB、1995）においても検討されている。厚肉部への適用性や自動化の観点などから最も有望な方法と考えられる。一方、放射線透過試験は、放射線を発するガラス固化体の存在や X 線源とフィルムの配置上の問題などから現状適用は不可能と考えられる。

超音波探傷試験では、欠陥の性状により、一定方向からの超音波の入射では反射波を探触子で捕らえられない場合がある。欠陥の見落としを防止するため、垂直法と斜角法の併用により複数の入射角で試験を実施することが望まれる。このことから、オーバーパックの蓋の形状設定では、溶接線近傍に超音波の伝播を妨げる構造的な不連続部がなく、探触子の適切な走査範囲を確保できるよう配慮する必要がある。

今後はまず、破壊力学的な評価などから、オーバーパックの健全性を担保するうえで検出が必要となる欠陥の大きさを定量化する必要がある。この結果に基づき、超音波による欠陥の検出性に影響を与え得る開先形状や溶接の方法、条件（結晶粒径に差が生じる）などをパラメータとした、各種の人工欠陥付試験片に対して実証を行い、溶接設計の最適化を図ることが重要となる。また技術的には、探触子の耐放射線性や耐熱性が懸念され、これらを踏まえた遠隔自動検査機器の開発が必要である。

② 漏れ試験

漏れ試験の方法には、ヘリウムリーク試験、アンモニアリーク試験、ハロゲンリーク試験などがある。これらのうち、アンモニアリーク試験とハロゲンリーク試験については、残留ガスと容器材料との長期にわたる化学的な作用について評価が必要となることから、化学的に安定なヘリウムをサーチガスとして用いたヘリウムリーク試験のオーバーパックへの適用が、各国で検討されている。サーチガスの導入方法として、一般的には加圧法や減圧法（真空法）などがあるが、この場合被検体には加圧や真空引きのための貫通孔が必要となる。オーバーパックにこのような貫通孔を設けることは合理的ではなく、また技術的にも非常に困難となることから、オーバーパックに対し漏れ試験を実施する場合には、サーチガスの導入方法を工夫する必要がある。貫通孔を設けることなく漏れ試験を行える可能性のある方法を表 4.1.1-14 に示す。

表 4.1.1-14 漏れ試験におけるサーチガスの導入方法案

方式	手 順	適用上の問題点
加圧／減圧法	① 溶接の完了したオーバーバックを耐圧容器の中に入れる ② 耐圧容器内に高圧のヘリウムガスを充填する（貫通欠陥がある場合にはオーバーバック内にヘリウムガスが侵入する） ③ 一定時間後、オーバーバックを耐圧容器から真空チャンバーに移す ④ 真空チャンバー内を真空に引く（欠陥がある場合にはオーバーバック内からヘリウムガスが流出する）	・ 欠陥の程度によりオーバーバック内に侵入しリークチェック時まで残存するヘリウムガス量が一定とならず、検出感度に対し適切な試験条件（ヘリウムガスの充填圧力と充填時間、チャンバー内の真空度など）の設定が困難
溶接前充填法	① 真空チャンバー内で電子ビーム溶接を低真空ヘリウム雰囲気で実施する ② 溶接の完了したオーバーバックを別の真空チャンバーへ移す ③ 真空チャンバー内を真空に引く（欠陥がある場合にはオーバーバック内からヘリウムガスが流出する）	・ 低真空ヘリウム雰囲気での溶接の施工性 ・ 検出感度に対し適切な溶接雰囲気の確保

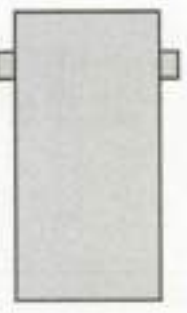
これらには解決すべき種々の問題点も含まれており、漏れ試験の実施についてはその必要性も含めて今後さらなる検討が必要となる。

(3) ハンドリング

オーバーバックには、ガラス固化体の封入工程以降の各種搬送設備への積み替えや定置作業などにおいて、遠隔操作によるハンドリングが必要となる。

ハンドリングの方法としては、電磁石や真空吸引などを利用した把持方法も考えられるが、この場合電源喪失時の対策が問題となるほか、吊上げ能力や設備規模の点においても課題が多い。ガラス固化体を内包するオーバーバックのハンドリングでとくに重要な把持の確実性の観点から、現状では機械的機構によるハンドリングが最も適切な方法と考えられる。ハンドリング機器との取り付け部としてどのようなものをどの部分に設けるかによって、表 4.1.1-15 に示すようにいくつかの方法があるが、以下の理由から、表中の(a)が操業システムを構築するうえで成立性の高い方法の 1 つと判断される。

表 4.1.1-15 ハンドリングの観点からのオーバーバックの形状案

ハンドリング機器との 取り合い部が頂部にあるもの		ハンドリング機器との 取り合い部が側面にあるもの		
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
				

- ① 坑道横置き定置の場合、径 2.2m の坑道内において、設置済みの下部緩衝材の上にオーバーバックを吊り上げて降ろすことはスペース的に困難である。横向きのオーバーバックをサポートで支持した状態で、ピストンなどにより坑道軸方向に押し込む方法の採用が考えられるが、不具合が発生した場合に設置済みのオーバーバックを引き出すためには、取り合い部がオーバーバックの頂部に位置する方が都合が良い。
- ② 処分孔縦置き定置では、処分孔底部に設置済みの緩衝材上に、竖向き状態のオーバーバックを吊り降ろすことになる。ハンドリング機器との取り合い部がオーバーバックの側面にある場合と頂部にある場合とを、径 2.2m の処分孔内での作業性の観点で比較すると、前者はハンドリング機器の大きさがオーバーバックの外径以上となり、機器の着脱のためのスペースも必要となることから、後者に比べ劣ると考えられる。
- ③ 表中の(a)は、ガラス固化体と同様な形状である。ガラス固化体の取り扱いにおいてすでに実績のある方法であるため、遠隔着脱機構の実現性や安全に対する信頼性の面でも有望な方法である。

電力中央研究所・電気事業連合会の研究においても、ハンドリング作業の成立性の観点からオーバーバックの各種形状案に対する比較評価が行われており、その結果として本方法の有効性が示されている（電力中央研究所・電気事業連合会，1999）。

4.1.1.4.4 オーバーバック仕様

以上の検討に基づく炭素鋼オーバーバックの仕様例を図 4.1.1-25 に示す。第 1 次取りまとめにおいて示した仕様と比較すると、設計条件、設計の考え方などの見直しなどにより厚さが約 30% 減となった。

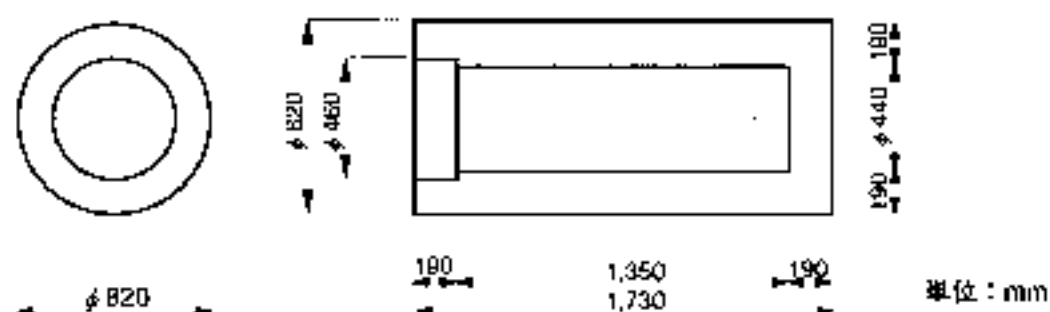


図 4.1.1-25 炭素鋼オーバーバックの仕様例

すでに述べたとおり、厚さの設定にかかわる各評価においては多分に保守的な条件設定が含まれており、今後の研究開発の進捗によってさらに厚さを低減できる可能性がある。また、将来処分サイトが特定されれば、具体的な地質環境条件や処分深度に応じたより合理的な設計により、オーバーバックの厚さの最適化を図ることが可能となる。

一般工場での製作となる円筒本体の部材分割化については、オーバーバックが大量生産されることを前提に、品質管理も含めた詳細な製作コスト評価を実施したうえで最終決定すべきと考えられ、今後の課題の 1 つである。

封入溶接継手の位置やその形状については、求められる溶接品質が現状定量化されていないことから改善の余地を多く含んでおり、試験を通じた継手性能に関する各種データの取得などを実施したうえで、超音波探傷による検査性の観点も含めて最適化を図る必要がある。

4.1.1.5 オーバーバックに関する品質管理

オーバーバックの品質管理は、材料調達に関する管理、材料の2次加工、組み立てに関する管理、処分場地上施設におけるガラス固化体封入時の管理に大別される。これら各段階において管理すべき具体項目を表 4.1.1-2 で示した各設計要件に基づき抽出・整理すると表 4.1.1-16 のようになる。ガラス固化体が内部に存在することから、封入溶接時などの入熱が地層処分におけるオーバーバック特有の項目となり得るが、それ以外については圧力容器など溶接構造物の製作などで通常行われているものである。

管理手段となる遠隔自動での非破壊試験などについては実現可能性の確認に向けた開発課題が残されているが、品質管理手法（体系的な品質管理の考え方）については一般産業において実績のある手法を適用することにより対応が可能と考えられる。

表 4.1.1-16 オーバーバックの品質管理項目

設計要件	品質管理項目		
	材料調達時	2次加工・組立時	封入溶接時
① 閉じ込め性を有すること	・有害な欠陥の有無	・有害な欠陥の有無	・有害な欠陥の有無
② 耐食性を有すること	・材料組成	・加工条件 ・板厚	・有害な欠陥の有無
③ 耐圧性を有すること	・材料強度 ・有害な欠陥の有無	・加工条件 ・有害な欠陥の有無 ・真円度 ・板厚	・有害な欠陥の有無
④ 放射線性を有すること	・材料組成		
⑤ 放射線遮へい性を有すること	・有害なボイドの有無 ・材料組成	・有害なボイドの有無 ・板厚	
⑥ 十分な内空間を有すること		・ガラス固化体収容 寸法（径、深さ）	
⑦ 遠隔封入性を有すること		・ガラス固化体収容 孔寸法（径、深さ）	・溶接条件
⑧ 遠隔定置性を有すること		・外形寸法（径、高さ） ・把持部寸法、強度	
管理手段	・ミルシー、の確認 など	・加工条件の確認 ・非破壊検査 ・寸法計測 など	・封入条件の確認 ・封入作業の監視 ・非破壊検査 など

4.1.2 緩衝材

4.1.2.1 緩衝材の性質

4.1.2.1.1 人工バリアにおける緩衝材の性質について

緩衝材には、止水性、自己シール性、核種収着遅延性、熱伝導性、化学的緩衝性、オーバーバック支持性、応力緩衝性などが長期にわたり維持されることが期待されている（動力炉・核燃料開発事業団, 1992a）。これらの機能を比較的満足し得る材料として、天然に産する粘土が注目され、中でも圧縮されたベントナイト（以下、圧縮ベントナイト）は、非常に低い透水性による水の動きの抑制、水の浸潤にともない膨張し、圧縮ベントナイト中の間隙や隣接する岩盤中の割れ目を充填する機能、陽イオン核種を収着する陽イオン交換能を有しているなどの点で優れており、緩衝材として最も有力であると考えられている（Oscarson and Cheung, 1983；Pusch, 1983a）。緩衝材に求められている機能や役割、安全評価項目を検討するためには、室内試験や工学規模試験により諸特性を明確にし、得られたデータによりさまざまな角度から評価を行う必要がある。

処分場の操業段階において、緩衝材ブロックを定置するハンドリング作業中に、ブロックには自重による引張応力が、ブロックのアーチ部分にはたわみによる引張応力がかかることが考えられ、ハンドリングの成立性を検討する際、緩衝材の引張応力の把握が必要である。

廃棄体定置後においては、ガラス固化体の発熱にともなう温度上昇によるガラスの再結晶化や、緩衝材が熱によって変質することが懸念されるため、これら为了避免するには、緩衝材の熱伝導率、比熱を把握すると同時に、熱の影響などによる変質について把握する必要がある。また、温度上昇にともない、緩衝材の一部は乾燥し、体積収縮やひび割れを生じ、緩衝材の機能の低下が懸念される。したがって、乾燥による体積収縮やひび割れの発生状況を把握する必要がある。さらに、緩衝材は適切な含水比で施工されているため、定置初期における緩衝材内の水分は不飽和状態で移動し、ある期間経過した後、飽和状態になる。したがって、飽和状態における飽和透水係数、不飽和状態における不飽和透水係数および水分特性曲線（水分ポテンシャルと含水比の関係）の把握が必要となる。また、緩衝材ブロックを定置する際にできる継ぎ目の特性を把握する必要がある。

緩衝材には、吸水により膨張（膨潤）する性質があり、人工バリアの間隙や周辺岩盤の割れ目などを充填することなどが期待されているため、膨潤挙動の把握が必要となる。処分坑道または処分孔に開口幅が大きい割れ目が存在する場合には、緩衝材の割れ目への侵入が止まらずに、緩衝材が周辺岩盤中へ移行することや、割れ目中の地下水の流れによって、侵入した緩衝材のゲルが浸食されることも懸念される。このため処分坑道および処分孔から岩盤への流出挙動を把握しておく必要がある。また、緩

緩衝材が地下水と接触することによる化学的相互作用により、地下水の化学的性質を変化させるため、物質の移行挙動を含めた緩衝材の化学的性質を把握する必要がある。

廃棄体定置後から長期にわたって、緩衝材は岩盤のクリープ変形や飽和後のオーバーバックの腐食膨張変形、また、オーバーバックの自重による沈下などの静的な外力を受けることが予想される。一般に、透水性の低い飽和粘土材料は、外力によって瞬時に発生した過剰間隙水圧が徐々に消散することにより、圧縮が進行する圧密現象を示す。緩衝材の長期力学的安定性を検討する場合や、オーバーバックの耐圧設計を行う場合、これらの外力に対する緩衝材の圧密特性や、時間依存性（クリープ特性）を明らかにすることが重要である。また、緩衝材には、これらの外力により、圧密現象と同時にせん断力が発生する。もし、緩衝材がせん断破壊し、破壊領域が広がると、核種の移行しやすい経路が生じるなどの、性能評価上有意な影響を及ぼす可能性もある。これらの外力による緩衝材の長期力学的安定性を検討する場合、せん断特性を明らかにすることが重要である。さらに、わが国のような地震の多い地質環境条件下での地層処分においては、地震外力が発生する可能性が高い。地震外力に対する人工バリアシステムの健全性を検討するためには、地震応答解析や安定性解析による評価が必要であるが、解析を行ううえで重要な問題の一つは、入力条件としての緩衝材の動的変形特性、動的強度を、室内試験などで適切に把握することである。

炭素鋼オーバーバックは、地下深部の還元性環境下において腐食することにより水素ガスを発生する。このガスは、オーバーバック周囲の緩衝材の間隙水を排出しつつ緩衝材内に侵入し、最終的には周辺岩盤へ移行すると考えられる。このとき、緩衝材の透気性が小さい場合、炭素鋼オーバーバックと緩衝材の間にガスが蓄積されることになる。このガスの蓄積による応力の発生は、緩衝材の応力緩衝性により緩和されることが期待されるが、その圧力によっては緩衝材の構造を変化させ、緩衝材が有する物質移動特性やニアフィールド内の地下水流動を変化させることにより、性能評価上有意な影響を及ぼすことが懸念される。したがって、炭素鋼オーバーバックの腐食による水素ガス発生の影響を定量的に把握するため、水素ガスの蓄積可能性および緩衝材中のガス移行挙動メカニズムにかかわる評価が必要である。

緩衝材中での核種の移行の評価は、従来、イオン形態を想定して評価していたが、溶出核種自体が形成する真性コロイドや、溶出核種が他のコロイドに吸着して形成する疑似コロイドが、イオン形態の核種とは異なる移行挙動をとることが考えられる。したがって、緩衝材のコロイドフィルトレーションを把握する必要がある。

以上の観点から、本節は以下のような構成で緩衝材の性質についてまとめた。

まず、基本特性として、4.1.2.1.2では、緩衝材の候補材料であるペントナイトの特

長、鉱物組成、粒度特性などを、4.1.2.1.3では、締固め特性として動的、静的圧力による締固め試験結果について論ずる。次に、4.1.2.1.4では、緩衝材の熱的性質として、熱拡散率、熱伝導率の試験結果とこれらから算出した比熱について論ずる。一般に、不飽和透水係数に就いての試験は複雑であり、また、ベントナイトのような透水性の低い材料に対しては、その測定は非常に困難であることが知られている。したがって、4.1.2.1.5水理的性質では、飽和透水係数、水分特性曲線と不飽和透水係数の代りに不飽和ベントナイトの浸潤特性として水分拡散係数、さらに温度勾配下における水分分布に関して論ずる。4.1.2.1.6では、緩衝材の圧裂試験、一軸圧縮試験、一次元圧密試験、圧密非排水三軸試験、圧密非排水三軸クリープ試験、弾性波速度の測定、動的三軸試験、液状化試験の結果についてとりまとめる。4.1.2.1.7膨潤性では、膨潤量と膨潤応力について論ずる。4.1.2.1.8化学的性質では、緩衝材の地下水との化学的相互作用と、収着、拡散特性に関して述べる。4.1.2.1.9では、その他の性質として緩衝材の乾燥収縮、透気性、コロイドフィルトレーション、高温環境下における特性についてまとめる。4.1.2.1.10ブロック間継ぎ目の特性では、ブロック間継ぎ目の透水係数とせん断特性について論ずる。最後に4.1.2.1.11では、経年挙動として変質と流出について論ずる。

4.1.2.1.2 ペントナイト

ペントナイトは、スメクタイトを主成分とする粘土である。スメクタイトは、モンモリロナイト、バイアライト、ノントロナイト、サボナイト、ヘクトライト、ソーコナイト、スチブンライトの粘土鉱物群を総称した名称であり、この中でもモンモリロナイトが代表的粘土鉱物である。わが国で緩衝材として検討されているペントナイトに含まれるスメクタイトはモンモリロナイトである。ペントナイトは、1888年、米国ワイオミング州、モンタナ州、サウスダコタ州の州境地方で企業採掘が開始され、1898年、地層名に因んで Bentonite（ペントナイト）と命名された（近藤，1994）。

図 4.1.2-1 に代表的な粘土鉱物の構造の模式図を示す（白水，1988）。粘土鉱物の化学組成は、含水珪酸アルミニウムを基本とし、Al の一部または全部が Mg や Fe に置換することもある。他に Na や K などのアルカリ金属、Mg や Ca などのアルカリ土類金属をとまなうものもある。粘土鉱物の結晶は、珪酸四面体シートとアルミナ八面体シートが重なり合うことにより構成されている。

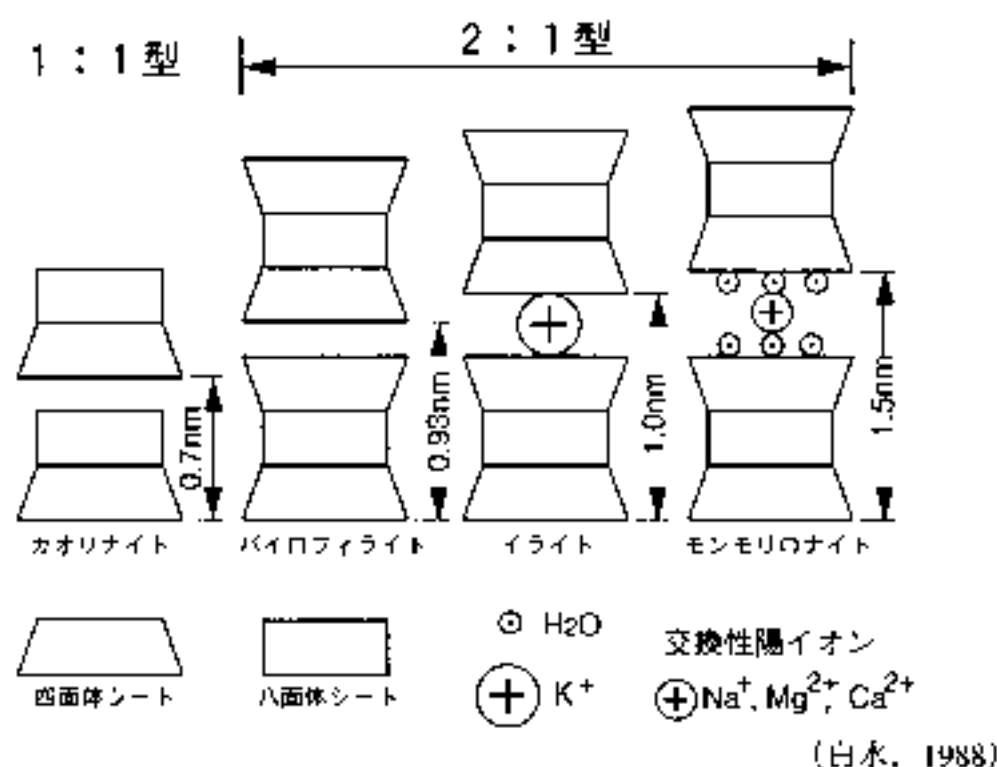
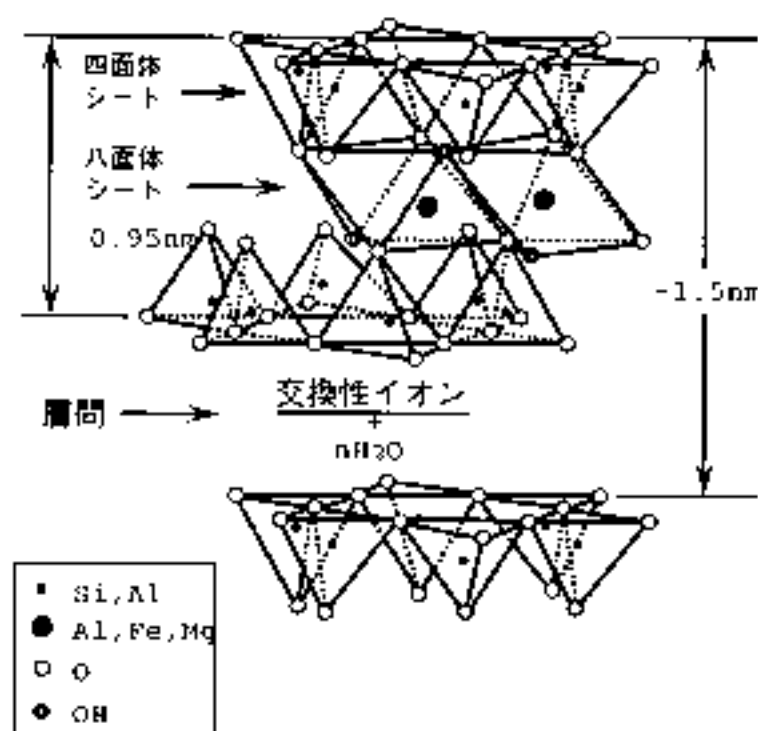


図 4.1.2-1 代表的な粘土鉱物の構造の模式図

この中でも代表的なモンモリロナイトの単位結晶格子は、図 4.1.2-2 に示すように 1 枚のアルミナ八面体シートを 2 枚の珪酸四面体シートで挟み込んだ構造を有しており、八面体シートの Al が Mg や Fe で一部置換されている（Grim，1968）。この結果、一層構造に陽電荷の不足が発生し、結晶格子は全体的に負電荷を持つ。この陽電荷の不足を補うために交換性陽イオンが結晶格子層間に吸着している。交換性陽イオ

ンには、アルカリ金属の Na^+ やアルカリ土類金属の $\text{Mg}^{2+}, \text{Ca}^{2+}$ がある。二層構造からなる単位結晶格子層が2枚重なりと1つの層間ができる。

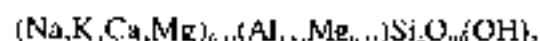


(Grim, 1968)

図 4.1.2-2 モンモリロナイトの結晶構造

モンモリロナイトは、層間の交換性陽イオンの種類により Na 型や Ca 型などと呼ばれている。このうち、Na 型モンモリロナイトを含有するベントナイトは、緩衝材として膨潤性能、止水性能に優れた性質を有していることから地層処分バリア材としての採用が検討されている (Weststie et al., 1981)。この Na 型モンモリロナイトを含有するベントナイトを Na 型ベントナイトという。しかし、四面体の層電荷が増加し、層間に K^+ が固定されている場合はイライトと呼ばれる粘土鉱物となり、著しく膨潤力が低下し、透水係数が増加することが報告されている (近藤, 1994)。

モンモリロナイト結晶の理想構造式は、



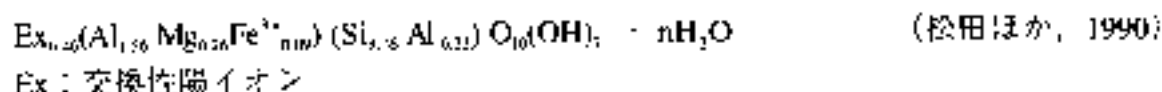
であるが、天然に産出するベントナイト中のモンモリロナイトでは、四面体中の Si の Al との置換、八面体中の Al の Fe との置換等が認められる。たとえば米国ワイオミング産ベントナイトでは、次のようになる (Müller-Vonmoos and Kahr, 1983)。



また、山形県月布産ベントナイトでは、次のような報告がある。



(鈴木ほか, 1992)



ベントナイトには次のような性質がある。

- 1) 水を吸収して膨潤する。これは、層間に水が入ることによって見かけ上体積が増加する現象である。試料 2g を水 100ml 中に入れたときの膨潤した体積を膨潤力という。とくに、Na 型ベントナイトは高い膨潤力を示し、乾燥体積の 5～6 倍まで膨潤が起こる（福江ほか, 1995）。また、圧縮した密度が高い場合には 10 倍以上の体積になる。この性質は、間隙等があれば閉塞させる働きがある。これは、モンモリロナイトのように相対的に低い層電荷の場合、水のような双極性分子が基面間に入り、結晶の膨潤を引き起こすからである。モンモリロナイトを水中に入れた場合には、層間に吸着された水が層を押し広げ、膨潤が起こる。
- 2) 非常に低い透水性を有しており、水の動きを抑制する。水の透過性を示す物性値として Darcy の法則に基づいた透水係数がある。これは、動水勾配に対する水の流速を決定する比例係数であるが、Na 型ベントナイトの場合きわめて小さいことが知られている。したがって、地下水がベントナイト中を移動する場合、透水係数が小さいためにゆっくり移動することが予想される。
- 3) 高い陽イオン交換能を有している。これは、陽イオン交換容量 (Cation Exchange Capacity : 以下「CEC」という) によって表すことができるが、ベントナイトはこの CEC が高く、80～120meq/100g (meq=10⁻³ 当量) である（福江ほか, 1995）。Cs⁺などの陽イオンは、層間イオンの Na⁺などと交換することによって層間に取り込まれることが収着および脱離実験により示されている（渋谷ほか, 1992）。さらにベントナイトには随伴鉱物として石英、玉髄、長石、斜長石、方解石、苦灰石、方沸石、黄鉄鉱等が含まれている。

表 4.1.2-1 に国内外のベントナイトの鉱物組成 (Ishikawa et al., 1990; 伊藤ほか, 1993; Lajudie et al., 1996) を表 4.1.2-2 に国内外のベントナイトの物理特性 (Ishikawa et al., 1990; 伊藤ほか, 1993; Lajudie et al., 1996) を、また、図 4.1.2-3 に各ベントナイトとケイ砂の粒度加積曲線 (Fujita et al., 1997; Onofrei and Hnatow, 1997; Müller-Vonmoos and Kahr, 1983) を示す。国産のベントナイトとして、山形県月布産の製品 (クニゲル VI, クニピア F) を例示している。米国ワイオミング産の製品 (MX-80) は、スウェーデンやスイス等における緩衝材の基本材料とされている。ドイツババリア産の製品 (Montigel) は、ドイツにおける緩衝材の基本材料とされており、Ca 型のベントナイトである。カナダのサスカチュワン産の製品 (Avonseal) は、カナダにおける緩衝材の基本材料とされている。

表 4.1.2-1 国内外のベントナイトの鉱物組成

(1:Ishikawa et al., 1990 ; 2:伊藤ほか, 1993 ; 3:Lajudie et al., 1996)

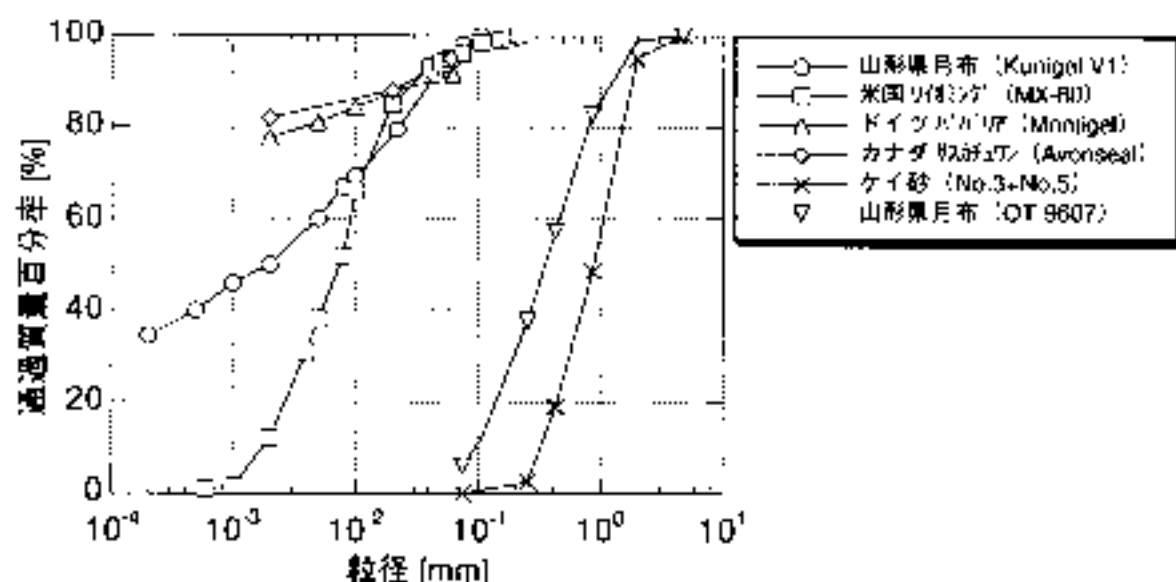
	山形県月布 (クニゲルV) ^{1,2}	山形県月布 (クニピアF) ^{1,2}	米国 (MX-90) ³	ドイツ (Montigel) ³	カナダ (Avonscul) ³
モンモリロナイト	46~49	98~99	75	66	79
石英/玉髄	29~38	<1	15.2	8.3	5
長石類	2.7~5.5		5~8	2~4	
方解石	2.1~2.6	<1	1.4		
石灰石	2.0~2.8				
方沸石	3.0~3.5				1.5
黄鉄鉱	0.5~0.7		0.3		
カオリナイト			<1		
雲母			<1	12~15	
イライト				2	9.5
石膏					2
有機物	0.31~0.34		0.4	0.03	0.3
その他			2	2~3	

(表中の単位は%)

表 4.1.2-2 国内外のベントナイトの物理特性

(1:Ishikawa et al., 1990 ; 2:伊藤ほか, 1993 ; 3:Lajudie et al., 1996)

	山形県月布 (クニゲルV) ^{1,2}	山形県月布 (クニピアF) ^{1,2}	米国 (MX-90) ³	ドイツ (Montigel) ³	カナダ (Avonscul) ³
真比重 (-)	2.7	2.7	2.7	2.8	2.8
液性限界 [%]	416	993	400	140	257
塑性限界 [%]	21	42	70	50	49
塑性指数 (-)	395	951	330	90	208
陽イオン交換量 [meq/100g]	52	117	79	62	82
浸出陽イオン					
[meq/100g]					
Na ⁺	54.6	114.9	56.0	1.8	46.5
K ⁺	1.3	1.1	2.3	0.2	0.7
Ca ²⁺	41.9	20.6	30.1	37.6	39.5
Mg ²⁺	6.6	2.6	15.6	22.4	7.0
Na:Ca 比	1.30	5.58	1.86	0.05	1.18



(Fujita et al., 1997 ; Onofrei and Hnatiw, 1997 ;
Müller-Vonmoos and Kahr, 1983 をもとに編集)

図 4.1.2-3 各ベントナイトとケイ砂の粒径加積曲線

これらのベントナイトに対して、緩衝材の性能向上のためにゼオライト、金属、ケイ砂等の添加剤を加えることも研究されている (Muak, 1981)。たとえば、図 4.1.2-3 に示すケイ砂をベントナイトに混合することにより、締固め特性等の改善が見込まれる (4.1.2.1.3 参照)。ケイ砂には、3 号 (愛知県瀬戸市産) および 5 号 (西豪州産) ケイ砂を重量比 1:1 で混合したものを示している。3 号および 5 号ケイ砂の化学組成を表 4.1.2-3 に示す。以降に示す特性評価において、とくに断らないかぎりケイ砂 (土粒子密度 = 2.64 Mg m⁻³) はこれと同じである。

また、OT-9607 (Fujita et al., 1997) は、クニゲル V1 の最終の分級工程前に、粒径 2mm 以下のベントナイトを選別したものであり、クニゲル V1 より粒径の大きい材料である。これを用いることによっても締固め特性等の改善が見込まれる (4.1.2.1.3 参照)。また、以降に示す特性評価において、とくに断らないかぎりベントナイト試料として、クニゲル V1 を用いた。

表 4.1.2-3 3 号および 5 号ケイ砂の化学組成

成分 [wt%]	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	lg. loss
3号ケイ砂	94.6	3.32	0.13	—	—	—	—	—
5号ケイ砂	99.78	0.06	0.01	0.03	<0.01	0.01	0.01	0.12

4.1.2.1.3 締固め特性

1) 動的圧力による締固め特性

標準締固め試験（地盤工学会基準 JGS T 711）で得られたベントナイト単体試料（クニゲル V1, OT-9607（Fujita et al., 1997））の締固め曲線を図 4.1.2-4 に示す。標準締固めエネルギー（ $1.0E_c = 5.5 \text{ kJ m}^{-2}$ ）の場合、最大乾燥密度はクニゲル V1 で 1.45 Mg m^{-3} 程度、OT-9607 で 1.5 Mg m^{-3} 程度となっている。また、締固めエネルギーを増すことにより最大乾燥密度は大きくなり、締固めエネルギー $15E_c$ の場合に得られる最大乾燥密度はクニゲル V1 で 1.8 Mg m^{-3} 程度、OT-9607 で 1.95 Mg m^{-3} 程度となっている。標準締固め試験の際には両者の差は 0.05 Mg m^{-3} 程度であったものが、締固めエネルギーを増すことによりその差は大きくなっている。すなわち、OT-9607 はクニゲル V1 に比べ締固め性が良いといえる。

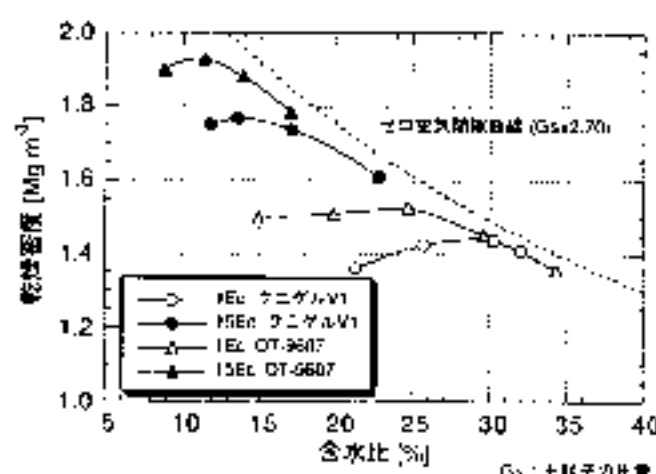


図 4.1.2-4 クニゲル V1 と OT-9607 の締固め曲線（動的）

表 4.1.2-4 および図 4.1.2-5 は、ケイ砂混合体に関して、ケイ砂の粒径分布の違いが緩衝材の締固め性に与える影響についての試験結果をまとめたものである。ここでは、3, 5, 7 号の 3 種類のケイ砂を混合し、3 種類の粒径分布の材料（3+5, 5+7, 3+5+7）に対して締固め試験を実施した。締固めエネルギーは $1.0E_c$ である。また、ケイ砂の混合率は乾燥重量で 30wt% である。この結果、3 種類のケイ砂を均等に混合した場合、最も大きな乾燥密度が得られている。ただし、この混合割合の範囲では、最大乾燥密度の差は 0.038 Mg m^{-3} にとどまっている。

表 4.1.2-4 ケイ砂の粒径分布の異なる材料の締固め特性（動的）

ケイ砂の条件	最大粒径 $D_{max} [\text{mm}]$	均等係数 U_c	最大乾燥密度 $\rho_{dmax} [\text{Mg m}^{-3}]$	最適含水比 $w_{opt} [\%]$
3+5 号	4.75	2.8	1.616	18.2
5+7 号	2.00	3.5	1.601	19.0
3+5+7 号	4.75	5.8	1.639	17.0

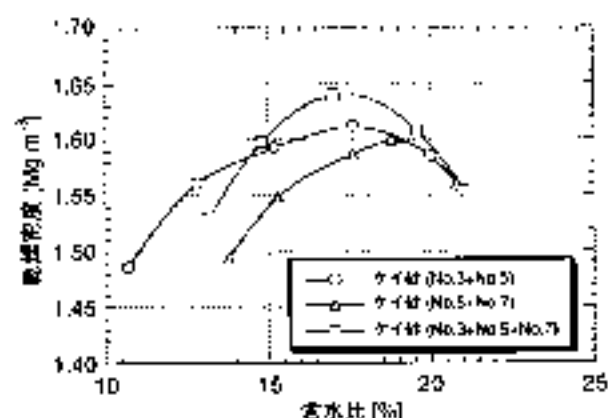


図 4.1.2-5 ケイ砂の粒径分布の異なる材料 (30wt%) の締固め曲線 (動的)

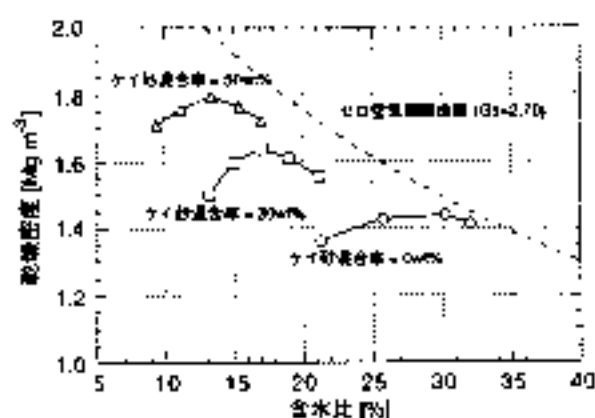


図 4.1.2-6 ケイ砂混合率の異なる材料の締固め曲線 (動的)

図 4.1.2-6 にはケイ砂混合率の異なる材料における締固め曲線の違いを示す。ケイ砂は 3, 5, 7 号の 3 種類を混合したものを用いた。同図からケイ砂の混合率が高いほど最大密度は大きく、最適含水比は小さくなっていることがわかる。これはケイ砂の混合率が高いものほど緩衝材の平均粒径は大きくなることにより、乾燥密度が大きくなることを示している。また、ケイ砂が多いことで、ベントナイトのケイ砂の間隙への充填効果が発揮されることも重要な要因と考えられる。表 4.1.2-5 には各材料における試験から得られた最大乾燥密度および最適含水比を示す。また、同表における有効粘土密度 (Effective clay dry density; 砂の体積を除いてベントナイトの乾燥密度を計算した指標) は次式で得られる。

$$\rho_e = M_b / (V_b + V_v) = \rho_d (100 - R_s) / (100 - \rho_d R_s / \rho_s) \quad (4.1.2-1)$$

ここで、 ρ_e は有効粘土密度 [Mg m^{-3}]、 M_b はベントナイトの乾燥質量 [Mg]、 V_b はベントナイトの容積 [m^3]、 V_v は間隙の容積 [m^3]、 ρ_d はケイ砂混合体の乾燥密度 [Mg m^{-3}]、 R_s はケイ砂の乾燥質量での混合率 [wt%]、 ρ_s はケイ砂の土粒子の密度 [Mg m^{-3}] である。

有効粘土密度はケイ砂混合率が 30wt% の場合が 1.409 Mg m^{-3} で最大となっている。

表 4.1.2-5 ケイ砂混合率の異なる材料の締固め特性 (動的)

ケイ砂混合率 R_s [wt%]	最大乾燥密度 ρ_{dmax} [Mg m^{-3}]	最適含水比 ω_{opt} [%]	有効粘土密度 ρ_e [Mg m^{-3}]	間隙比 e [-]	最大乾燥密度時の 飽和度 [%]
0	1.402	24.7	1.402	0.854	75.2
20	1.492	20.0	1.345	0.749	69.7
30	1.639	17.0	1.409	0.595	74.7
50	1.792	13.4	1.354	0.465	75.6

2) 静的圧力による締固め特性

成型圧力が20MPa および50MPa でのケイ砂混合率の異なる材料における締固め試験の結果を図 4.1.2- 7および表 4.1.2- 6に示す(鈴木ほか, 1992)。両図とも動的締固め試験のときと同様に、ケイ砂混合率が高いほど最大乾燥密度が大きく最適含水比が小さくなっている。図 4.1.2- 8には成型圧力の違いによる締固め曲線の比較を示す。材料はベントナイト単体(クニゲル V1)である。この場合も、動的締固め試験のときと同様に、成型圧力が大きいほど、最大乾燥密度は大きく最適含水比は小さくなっている。最大乾燥密度と最適含水比との関係は成型圧力が一定であれば一義的に与えられるとも考えられており、上の物理定数(たとえば、塑性限界)からこれらの値を推定する算定式の提案も行われている(小峯・緒方, 1991)。

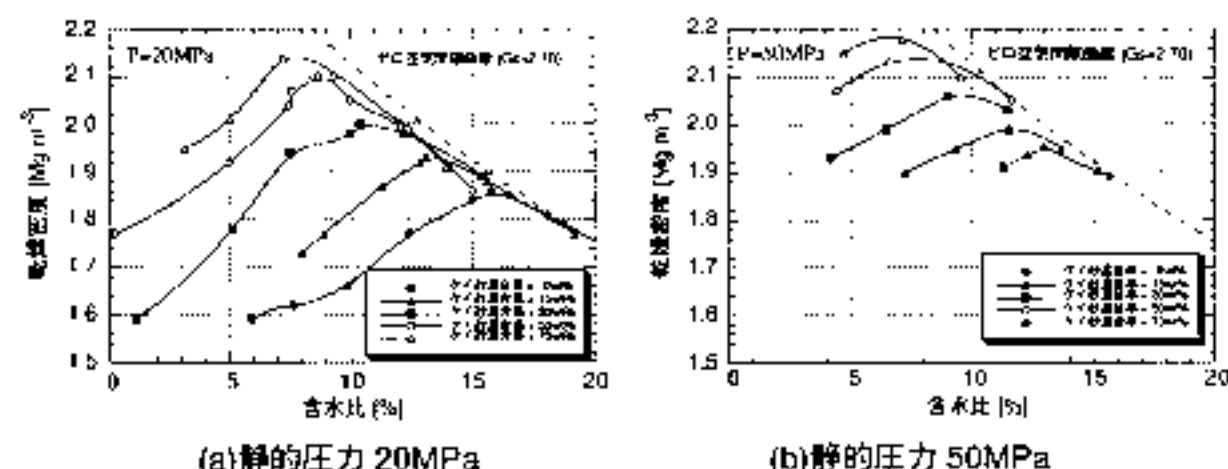
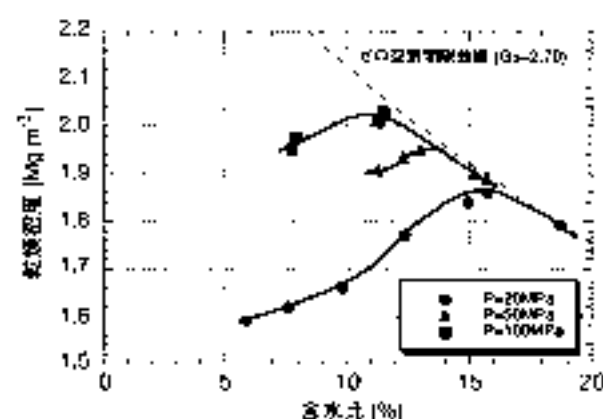
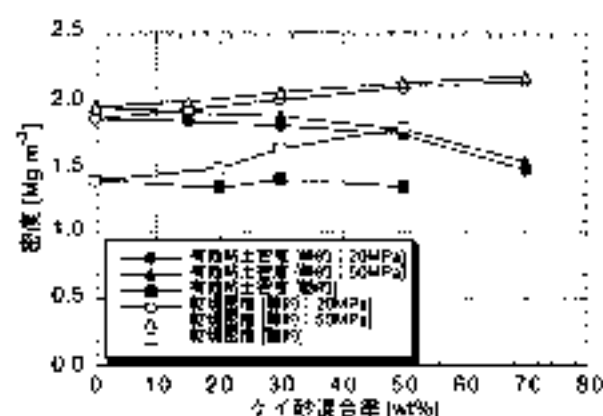


図 4.1.2- 7 静的締固め試験結果

図 4.1.2- 9 にはケイ砂混合率と最大乾燥密度との関係を示す。同図には、ケイ砂混合率と有効粘土密度の関係も示している。静的圧力の場合、動的な締固めに比べ大きな最大乾燥密度が得られている。最も締固まりにくいケイ砂混合率 0wt% の場合でも、20MPa の成型圧力で 1.8 Mg m^{-3} 以上の最大乾燥密度となっている。静的締固めおよび動的締固めにより得られる材料の有効粘土密度を比較すると、動的締固めの場合はケイ砂混合率が 30wt% のときが最も大きな有効粘土密度となっているが、静的締固めの場合はケイ砂混合率が増加するにつれ有効粘土密度は小さくなっている。

表 4.1.2- 6 ケイ砂混合率の異なる材料の締固め特性（静的）

ケイ砂混合率 R_s [wt%]	締固め圧力 20MPa			締固め圧力 50MPa		
	最大乾燥密度	最適含水比	有効粘土密度	最大乾燥密度	最適含水比	有効粘土密度
	ρ_{max} [Mg m^{-3}]	ω_{opt} [%]	ρ_s [Mg m^{-3}]	ρ_{max} [Mg m^{-3}]	ω_{opt} [%]	ρ_s [Mg m^{-3}]
0	1.86	15.3	1.86	1.95	13.0	1.95
15	1.93	13.1	1.84	1.99	11.5	1.91
30	2.00	10.4	1.81	2.06	9.0	1.88
50	2.10	9.0	1.74	2.13	7.5	1.78
70	2.14	7.2	1.48	2.18	7.1	1.54

図 4.1.2- 8 成型圧力の異なる
静的締固め試験結果の比較
(ベントナイト単体試料)図 4.1.2- 9 ケイ砂混合率と
最大乾燥密度および
有効粘土密度の関係

3) まとめ

締固め試験結果をまとめると以下の通りである。

- ①XOT-9607 はクニゲル VJ と比べ、締固め性が高い。
- ②ケイ砂を混合することにより、最大乾燥密度は増大し最適含水比は小さくなる。
- ③締固めエネルギーが大きくなるにつれ、最大乾燥密度は増大し、最適含水比は小さくなる。
- ④静的な圧力による締固めの方が、動的な締固めに比べ大きな最大乾燥密度が得られる。
- ⑤動的締固めの場合、緩衝材の品質の指標となる有効粘土密度はケイ砂を混合することによってベントナイト単体に比べ、増大する場合が生じる。
- ⑥静的圧力により締固められた材料の場合、動的締固めの場合と異なり、ケイ砂混合率が増加するにつれ有効粘土密度は小さくなっている。

4.1.2.1.4 熱的性質

ここでは、熱伝導率の測定結果および比熱の測定結果を示す（鈴木・谷口, 1999）。比熱は直接ではなく、熱拡散率と熱伝導率の計測結果から換算して求めた。

1) 熱伝導率

(1) 測定条件

乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体および乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の 30wt% ケイ砂混合体を対象とした。試験条件としては、含水比を 0% から飽和まで、また、温度は恒温恒湿槽により、20, 60, 90℃ に制御した。測定には非定常細線加熱法の原理を利用した迅速熱伝導率計を用いた。

(2) 測定結果

熱伝導率の測定結果を試験条件の温度で整理したものを図 4.1.2- 10 に示す。(a) は乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体の測定結果、(b) は乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のケイ砂混合体 (30wt%) の測定結果である。これから、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体では温度依存性はほとんどないことがわかった。一方、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のケイ砂混合体では、含水比が 15% のときに若干温度依存性があり、温度とともに熱伝導率は低下する傾向となった。これは、ヒートグローブ近傍での供試体内の含水比が発熱による蒸発により低下したためと考えられる。したがって、ここでは、緩衝材の熱伝導率には、温度依存性（ただし、地層処分システムにおける緩衝材許容温度である 100℃ 以下）がないものとし、以後の検討では、最も水分の蒸発の影響が小さいと考えられる温度 20℃ 条件下での測定値を用いることとした。

熱伝導率の測定結果を供試体の含水比で整理したものを図 4.1.2- 11 に示す。(a) は乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体の測定結果、(b) は乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の 30wt% ケイ砂混合体の測定結果である。これから、緩衝材の熱伝導率は含水比の増加とともに増加すると考えられ、その関係を (4.1.2-2)、(4.1.2-3) 式のように定式化した。

・ベントナイト単体（乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} ）

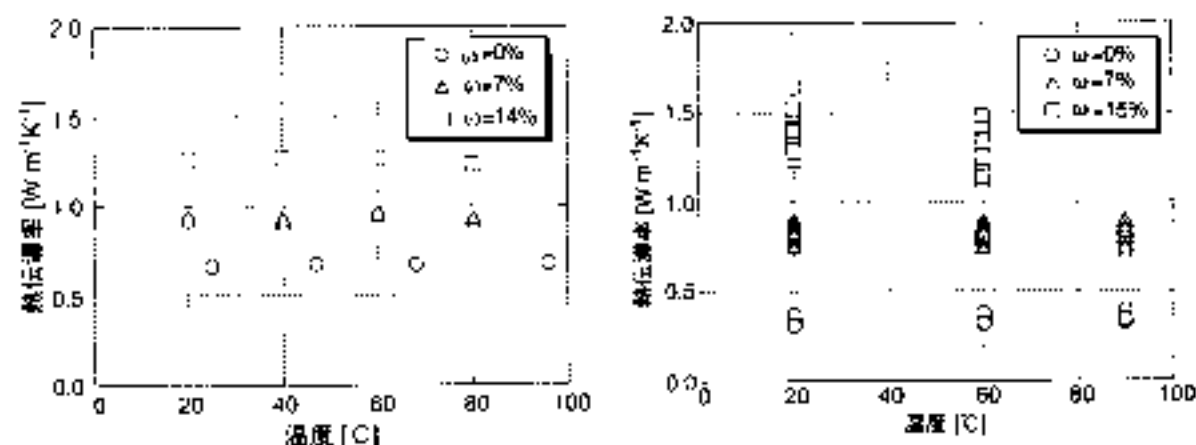
$$\lambda = 5.1837 \times 10^{-1} + 6.0002 \times 10^{-3} \omega + 9.7576 \times 10^{-4} \omega^2 - 8.002 \times 10^{-5} \omega^3 \quad (4.1.2-2)$$

・ケイ砂混合体（30wt%）（乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} ）

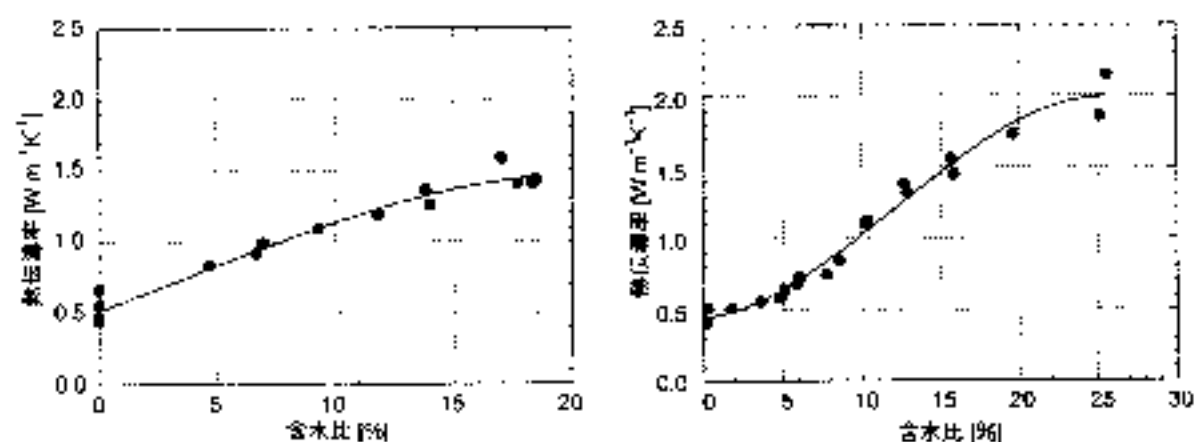
$$\lambda = 4.4404 \times 10^{-1} + 1.3772 \times 10^{-3} \omega + 6.1395 \times 10^{-4} \omega^2 + 1.6861 \times 10^{-5} \omega^3 \quad (4.1.2-3)$$

ここで、 λ は熱伝導率 [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]、 ω は含水比 [%] である。

上の熱伝導率は、固相率、含水率、石英含量などの増加とともに大きくなるといわれている (Campbell, 1987)。乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体は、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のケイ砂混合体よりも固相率が大きいですが、ケイ砂混合体にはケイ砂の主成分である石英が多く含まれるため、両者の熱伝導率に大きな差異はない結果となった。



(a)ベントナイト単体、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} (b)ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3}
図 4.1.2-10 熱伝導率の温度依存性



(a)ベントナイト単体、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} (b)ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3}
図 4.1.2-11 熱伝導率の含水比依存性 (温度 20°C)

2) 熱拡散率

比熱を求めるに当り、比熱を直接求めるのは困難であるので、熱拡散率を求め、熱伝導率との関係から比熱を求めた。

(1) 測定条件

熱伝導率と同じ条件に対して熱拡散率を計測した。従来、ベントナイトなどの緩衝材の熱拡散率を測定するには、主として非定常線熱源法が用いられてきた (たとえば藤田ほか, 1992)。しかし、線熱源法では、測定供試体が大きくなり含水状態の調整に手間がかかること、供試体中にプローブを設置するための孔を開けるために、プ

ローブと供試体中に熱的抵抗が生じる可能性があること、熱電対で一定の起電力を得るための高い温度上昇が必要であり、緩衝材中で水分の再配分が起こるなどの欠点があった。

そこで、ここでは、信太ら（1997）によって提案された点熱源法を用いることとした。点熱源法には、熱源に微小のサーミスタを用いることにより、供試体中にサーミスタを予め埋め込み、その後、供試体の密度、含水状態を調整できること、供試体が従来の線熱源法に比べて十分小さく、また、発熱量を小さく、測定時間を短くできることなどの利点がある。

図 4.1.2- 12に測定装置の概要を示す。測定は、回路中のサーミスタおよび可変抵抗の電圧の時間変化を取得し、その結果から、サーミスタの温度および発熱量の時間変化を算出した。その後、サーミスタ、サーミスタの被膜（ガラス）および銅線を含んだ系で以下の(4.1.2-4)、(4.1.2-5)式に基づき、実測データと合うように熱拡散率をパラメータにした逆解析を行い、供試体の熱拡散率を同定した。

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \alpha \nabla^2 T \quad (4.1.2- 4)$$

ここで、 α は熱拡散率、 t は時間、 T は温度である。

また、熱拡散率は次式で定義される。

$$\alpha = \lambda / (\rho c) \quad (4.1.2- 5)$$

ここで、 λ は熱伝導率、 c は比熱、 ρ は密度である。

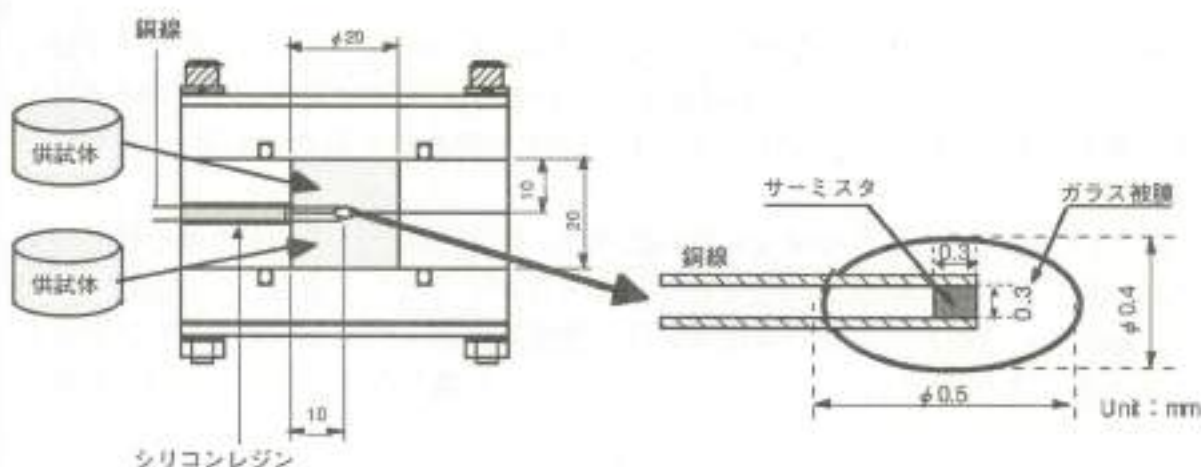
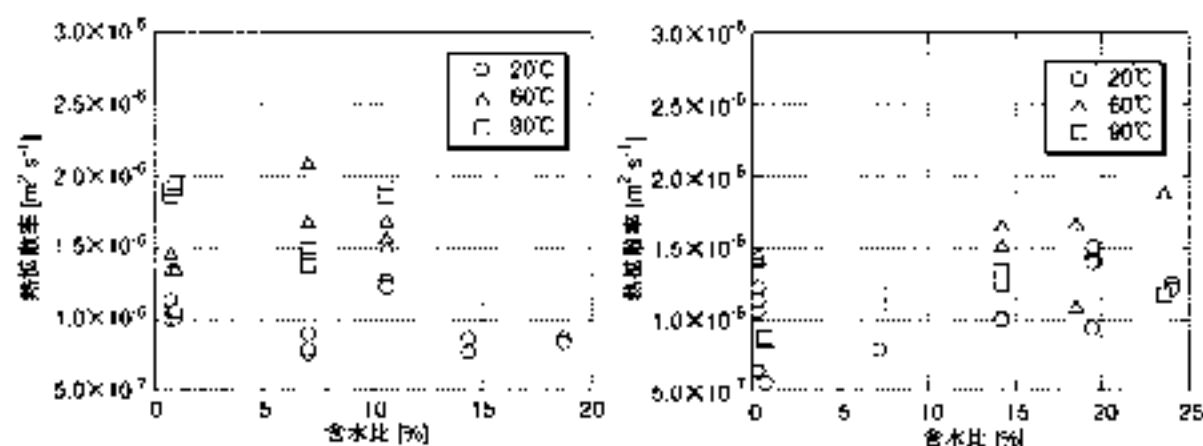


図 4.1.2- 12 熱拡散率測定装置の概要

(2) 測定結果

熱拡散率の測定結果を図 4.1.2-13に示す。(a)は乾燥密度 1.8Mg m^{-3} のベントナイト単体の測定結果、(b)は乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体 (30wt%) の測定結果である。なお、これらの結果は後述の比熱の算出に用いる。



(a)ベントナイト単体、乾燥密度 1.8Mg m^{-3} (b)ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6Mg m^{-3}

図 4.1.2-13 熱拡散率測定結果

3) 比熱

上述の(1)熱伝導率の測定結果および(2)熱拡散率の測定結果から、(4.1.2-5)式に基づいて求められた比熱の温度依存性を図 4.1.2-14に示す。(a)は乾燥密度 1.8Mg m^{-3} のベントナイト単体の結果、(b)は乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体 (30wt%) の結果である。これから、乾燥密度 1.8Mg m^{-3} のベントナイト単体、乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体ともに、比熱はおおむね $0.2\sim 0.6\text{kJ kg}^{-1}\text{K}^{-1}$ の範囲内になり、その温度依存性は小さいことがわかった。ここでは、熱伝導率同様、比熱には温度依存性がないものとし、以後の検討では、最も水分の蒸発の影響が小さいと考えられる温度 20°C 条件下での測定値を用いることとした。

比熱の算出結果を含水比で整理したものを図 4.1.2-15に示す。(a)は乾燥密度 1.8Mg m^{-3} のベントナイト単体の結果、(b)は乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体 (30wt%) の結果である。ただし図 4.1.2-15には以下に記述する理論式も合わせて示している。

一般に、土質材料のような複合材料の比熱は、複合材料を構成する各単一材料の比熱と単位体積当たりの重量比の積を総和してあらわすことができる（たとえば、藤田ほか、1992）。緩衝材の場合の構成材料は、粘土蒸質部（ベントナイトまたはベントナイトとケイ砂の混合部において間隙がないもの）と間隙を占める水と空気であり、次式で表すことができる。

$$c = c_s \rho_s + c_w \rho_w + c_a \rho_a \quad (4.1.2-6)$$

ここで添え字 s, n, a は各相を表す。このうち、気相の項は他に比べて十分小さいので無視することができる。したがって、粘土基質部の比熱が求まれば、その乾燥密度、含水比依存性は求められることになる。粘土基質部の比熱は、気相の項を無視することにより、含水比 0% の比熱となる。

図 4.1.2-15 中、含水比 0% の比熱の平均値は乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体で $0.323 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ 、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のケイ砂混合体で $0.341 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ である。したがって、上記 (4.1.2-6) 式より両緩衝材の比熱の含水比依存性を求めると、以下の式で表わせる。

・ベントナイト単体 (乾燥密度 1.8 Mg m^{-3})

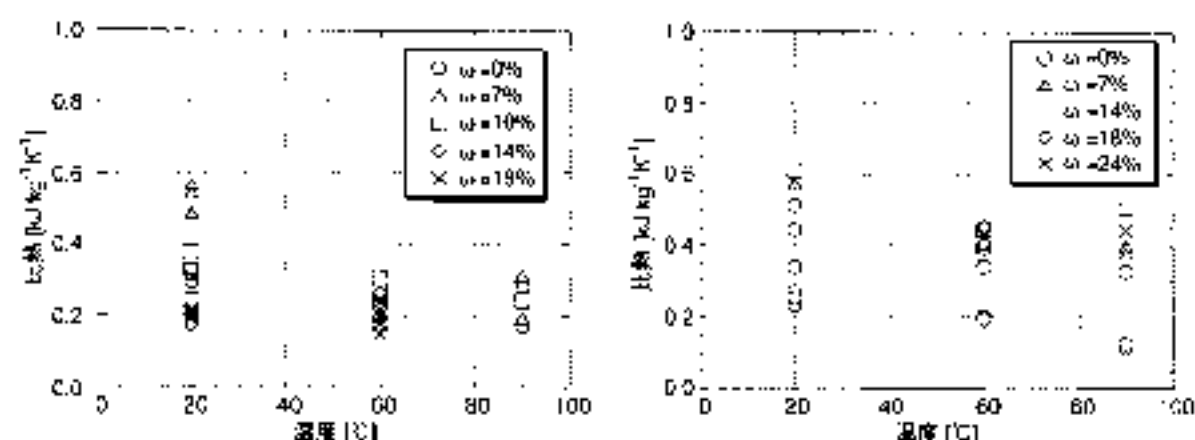
$$c = \frac{32.3 + 4.18\omega}{100 + \omega} \quad (4.1.2-7)$$

・ケイ砂混合体 (30wt%) (乾燥密度 1.6 Mg m^{-3})

$$c = \frac{34.1 + 4.18\omega}{100 + \omega} \quad (4.1.2-8)$$

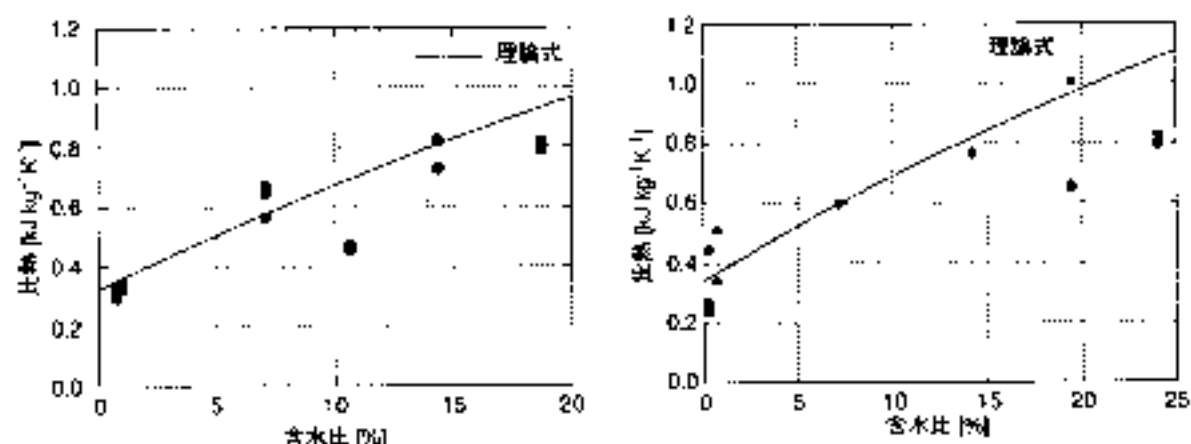
ここで、 c は比熱、 ω は含水比である。

図 4.1.2-15 より、実測値と上記理論式 (4.1.2-7)、(4.1.2-8) により計算された値を比較するとおおむね一致していることがわかる。また、熱伝導率同様、両緩衝材の比熱には大きな差異はない結果となった。



(a)ベントナイト単体、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} (b)ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3}

図 4.1.2-14 比熱の温度依存性



(a)ベントナイト単体、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} (b)ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3}
 図 4.1.2-15 比熱実測値と理論値の含水比依存性 (温度 20°C)

4) 粉末ベントナイトの熱特性

上述した緩衝材ブロックの熱特性を測定した手法を用いて、人工バリアに生じる隙間対策の一例として用いられることが考えられている粉末ベントナイトの熱特性を取得した。試験条件としては、緩衝材ブロックの測定結果から、温度に関しては、その依存性が小さいことが考えられるため 20°C 条件下、含水比に関しては、熱伝導率の保守性から自然含水比とした。また乾燥密度に関しては、熱伝導率の保守性を考慮し製作上の最低密度である約 1.0 Mg m^{-3} とした。

熱伝導率の測定条件および結果を表 4.1.2-7 に、熱拡散率の測定条件および結果を表 4.1.2-8 に示す。表で示した熱伝導率および熱拡散率の平均値から、比熱を算出すると、乾燥密度約 1.0 Mg m^{-3} 、含水比約 6% の条件下で、 $0.27 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ となった。

表 4.1.2-7 粉末ベントナイトの熱伝導率測定条件および結果

試料 No.	乾燥密度 [Mg m^{-3}]	含水比 [%]	熱伝導率 [$\text{W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$]
1	0.98	6.12	0.158
2	0.97	6.21	0.155
3	0.93	6.18	0.160
平均	0.96	6.17	0.158

表 4.1.2-8 粉末ベントナイトの熱拡散率測定条件および結果

試料 No.	乾燥密度 [Mg m^{-3}]	含水比 [%]	熱拡散率 [$\text{m}^2 \text{ s}^{-1}$]
1	0.98	6.22	5.8×10^{-7}
2	0.98	6.14	5.5×10^{-7}
3	0.98	6.20	5.8×10^{-7}
平均	0.98	6.19	5.7×10^{-7}

4.1.2.1.5 水理的性質

1) 飽和ベントナイトの透水特性

透水試験は地盤工学会基準 JGS T 311 に準じて実施した。試験材料を、直径 50mm、高さ 10mm の透水試験用拘束セル内に所定の乾燥密度で充填し供試体とし、恒温槽に設置した。昇・降温過程 (25→40→60→80→90→80→60→40→25℃) の各温度において、0.8MPa の圧縮空気で蒸留水を供試体に透過させ、透過液量を電子天秤により計測した。

透水係数 $k[m/s]$ は、単位時間あたりの透過量 $Q[m^3/s]$ から、ダルシー則に従い次式により算出した。ここで $A[m^2]$ は供試体断面積、 h_l は動水勾配である。

$$Q = kiA \quad (4.1.2-9)$$

また、得られた透水係数 $k[m/s]$ から、次式により固有透過度 $K[m]$ を算出した。ここで、 $\rho[Mg/m^3]$ は水の密度、 $g[m/s^2]$ は重力加速度、 $\mu[Pa \cdot s]$ は水の粘性係数である。

$$k = K\rho g / \mu \quad (4.1.2-10)$$

図 4.1.2-16 にケイ砂混合体 (30wt%) を用いた試験の結果を示す。図 4.1.2-16 は各乾燥密度における透水係数と温度、図 4.1.2-17 は固有透過度と温度の関係である。透水係数は温度の上昇とともに大きくなっていることがわかる。しかし、固有透過度で整理すると、温度によらずほぼ一定の値を示している。すなわち、透水係数の温度依存性は、温度変化にともなう水の密度と粘性の変化で説明できるといえる。また、図 4.1.2-18 にケイ砂混合率の異なる供試体の乾燥密度と固有透過度の関係を示す。これより、ケイ砂混合率が小さいほど、また乾燥密度が大きくなるほど固有透過度は小さくなることがわかる。さらに、乾燥密度 $1.8Mg/m^3$ の場合の力が $1.0Mg/m^3$ の場合より、ケイ砂混合率を変化させた場合の固有透過度の差が大きいことから、乾燥密度が大きいほどケイ砂混合の影響が大きく現れてくるといえる (松本ほか, 1997)。図 4.1.2-19 には、図 4.1.2-18 の関係を有効粘土密度 $\rho_v[Mg/m^3]$ で整理したものを示す。有効粘土密度で整理すると、固有透過度はケイ砂混合率に関係なく有効粘土密度と以下の関係で表せる。

$$K = \exp(-42.1 + 1.1447\rho_v - 2.1232\rho_v^2) \quad (4.1.2-11)$$

上述の試験では試験用流体として蒸留水を使用している。流体による透水性の差異をみるために、ASIM D-1141-52 基準で作製した人工海水を用い透水試験を実施し、蒸留水を用いて実施した透水試験との比較を行った。図 4.1.2-20 に蒸留水が流体の場合の透水係数と、人工海水が流体の場合の透水係数の比較を示す。供試体はケイ砂混合体 (30wt%) である。

算定された透水係数は、人工海水を流体としたものの方が大きい結果となった。図 4.1.2-21 には、(4.1.2-10) 式を用い各々について固有透過度を算定し、比較したものを示す。算定は試験温度 25℃のものに関して実施し、人工海水の密度と粘性係数に関しては以下の値を用いた (Riley and Skirrow, 1975)。

$$\text{人工海水の密度 (25℃)} : \rho_{\text{sea}} = 1.024758 \text{ Mg m}^{-3} \quad (4.1.2-12)$$

$$\text{人工海水の粘性係数 (25℃)} : \mu_{\text{sea}} = 0.92463 \cdot 10^{-3} \text{ Pa s} \quad (4.1.2-13)$$

図 4.1.2-21 より、固有透過度を比較しても、人工海水の場合と蒸留水の場合では値は大きく異なる結果となった。すなわち、この差は流体の密度や粘性によるものではなく、流体によるベントナイト粒子の構造骨格の差異（層間距離の差など）に依存するものと考えられる。

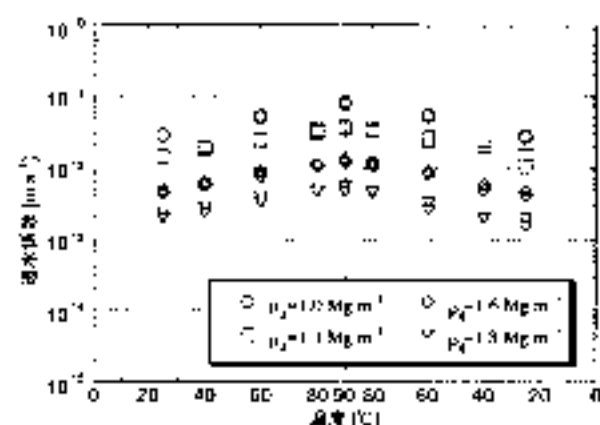


図 4.1.2-16 透水係数の温度依存性
(ケイ砂混合体 (30wt%))

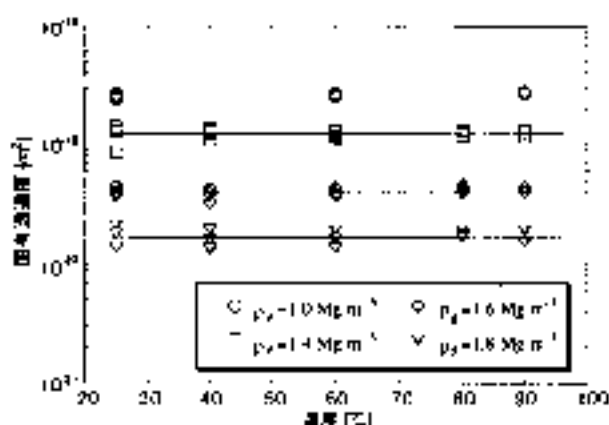


図 4.1.2-17 固有透過度の温度依存性
(ケイ砂混合体 (30wt%))

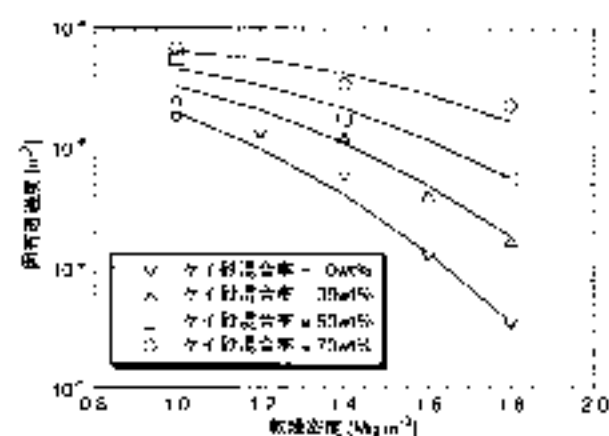


図 4.1.2-18 固有透過度の
乾燥密度依存性

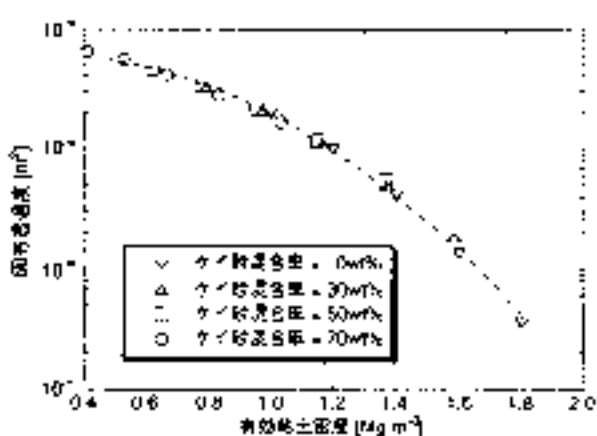


図 4.1.2-19 固有透過度と
有効粘土密度の関係

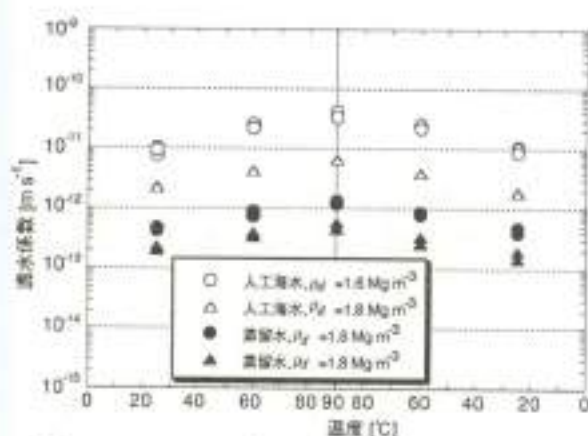


図 4.1.2-20 人工海水と蒸留水を用いて求めた透水係数の比較
(ケイ砂混合体 (30wt%))

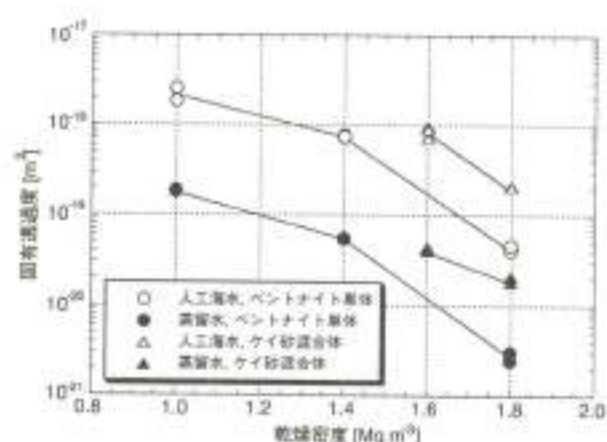


図 4.1.2-21 人工海水と蒸留水を用いて求めた
固有透過度の比較

2) 不飽和ベントナイトの浸潤特性

(1) 水分拡散係数

図 4.1.2-22 に浸潤試験装置の概要図を示す。試験材料を、直径 20mm、高さ 20mm の拘束容器内で所定の乾燥密度に圧縮成型し、供試体とした。供試体の両端には、孔径 2 μ m のテフロンフィルターおよび孔径 5 μ m の金属焼結フィルターを設置した。そして、供試体下部より一定の温度 (25, 40, 60°C) に保たれた蒸留水を浸潤させる。所定時間経過後、供試体をカウンター付き押し出し具を用いて 2.0mm ずつ押し出し、10 分割にする。10 分割した各薄片の含水量を炉乾燥法 (JGS T 121) にて測定し、供試体内の体積含水率の分布 (以下、水分分布曲線という) を求める。

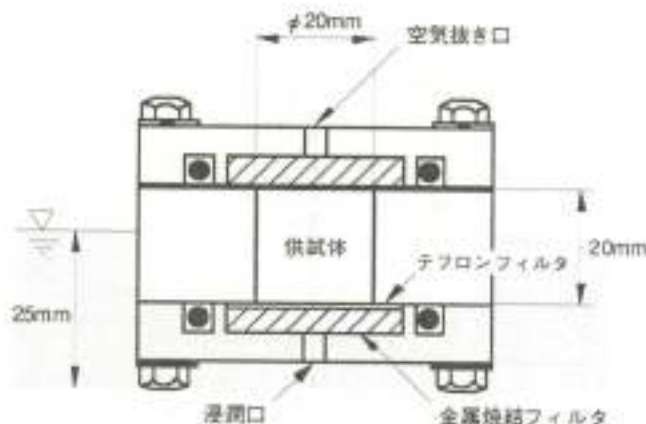


図 4.1.2-22 浸潤試験装置図

等温条件下における不飽和ベントナイト中の水の移動は、次式で表わされる (中野, 1991)。

$$q = -D_0 \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (4.1.2-14)$$

ここで、 $q[\text{cm s}^{-1}]$ はフラックス（流速）、 $D_\theta[\text{cm}^2 \text{s}^{-1}]$ は水分拡散係数、 $\theta[-]$ は体積含水率、 $Z[\text{cm}]$ は供試体中における浸潤面からの位置を表す。

したがって、供試体長さ l 中のある位置 Z_l に着目した場合、時刻 t_1 から t_2 における水分拡散係数 D_θ は、浸潤試験によって得られた水分分布曲線を用いて、次式により計算することができる（竹内ほか，1995）。

$$D_\theta = \frac{\int_{Z_l}^l (\theta_{1-t_1} - \theta_{2-t_2}) dZ}{\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial \theta}{\partial Z} \right)_{Z=Z_l}^{t=t_2} - \left(\frac{\partial \theta}{\partial Z} \right)_{Z=Z_l}^{t=t_1} \right\}} \times \frac{1}{t_2 - t_1} \quad (4.1.2-15)$$

試験温度 25、40 および 60℃ における、ベントナイト単体（乾燥密度 1.8Mg m^{-3} ）の体積含水率と水分拡散係数の関係を図 4.1.2-23 に、ケイ砂混合体（30wt%，乾燥密度 1.6Mg m^{-3} ）の関係を図 4.1.2-24 に示す。水分拡散係数は体積含水率に依存して変化し、低水分領域と高水分領域で水分拡散係数が大きくなる U 字型の分布を示した。また、この U 字型の分布は温度とともに上昇し、水分拡散係数には顕著な温度依存性がみられた（鈴木ほか，1996）。

不飽和ベントナイト中の水分は、含水量が少ない状態では水蒸気状態での移動が支配的であり、含水量が多い状態では液状水での移動が支配的であるというこれまでの検討結果（竹内ほか，1995）から、水分拡散係数 D_θ を、水蒸気による拡散係数 D_g と液状水による拡散係数 D_w の和として(4.1.2-16)式のように表した。各材料における係数の値を表 4.1.2-9 に示す。また、実験式により得られる水分拡散係数を図 4.1.2-23 および図 4.1.2-24 に示す（鈴木・藤田，1999a）。

$$D_\theta = D_g + D_w = \frac{a_1(\theta - \theta_1)}{(\theta - h_1)(h_1 - \theta_1)} + \frac{a_2\theta}{b_2(\theta - b_2)} \quad (4.1.2-16)$$

表 4.1.2-9 各材料における水分拡散係数実験式の係数の値

係数	ベントナイト単体	ケイ砂混合体（30wt%）
a_1	$1.76 \times 10^{-4} T + 3.04 \times 10^{-7}$	$2.99 \times 10^{-6} T - 3.74 \times 10^{-7}$
a_2	$-1.48 \times 10^{-7} T + 2.98 \times 10^{-6}$	$-1.50 \times 10^{-8} T + 1.49 \times 10^{-7}$
h_1	-3.68×10^{-3}	-2.49×10^{-3}
b_2	$5.22 \times 10^{-3} T + 2.68 \times 10^{-1}$	$5.59 \times 10^{-3} T + 3.93 \times 10^{-2}$
θ	0.333	0.403

T : 温度[℃]

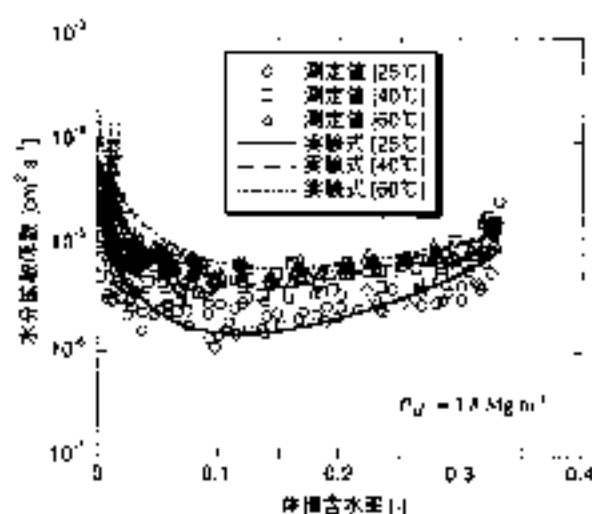


図 4.1.2-23 ベントナイト単体の水分拡散係数

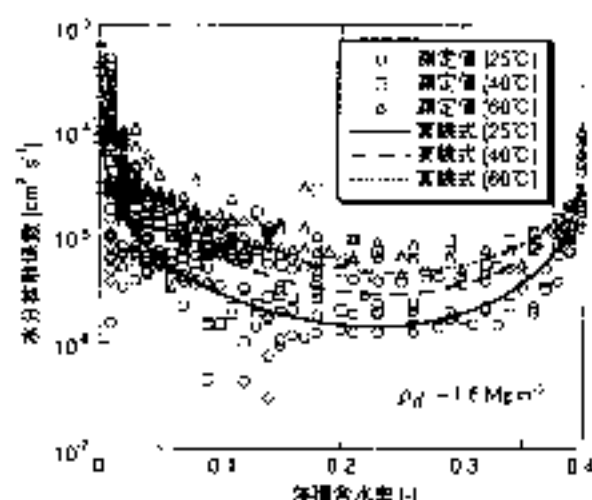


図 4.1.2-24 ケイ砂混合体 (30wt%) の水分拡散係数

(2) 水分特性曲線

ベントナイト中の単位体積当たりの水分ポテンシャル ψ [Pa]と、相対湿度 P/P_0 の間には、次のような関係がある(塩沢, 1991)。

$$\psi = \rho (RT/M) \ln(P/P_0) \quad (4.1.2-17)$$

ここで、 ρ [Mg m⁻³]は水の密度、 R は気体定数 (8.31 J mol⁻¹ K⁻¹)、 T [K]は絶対温度、 M は水の分子量 (1.8 × 10⁻² kg mol⁻¹)、 P 、 P_0 は試料の水蒸気圧 [Pa]と飽和水蒸気圧 [Pa]である。

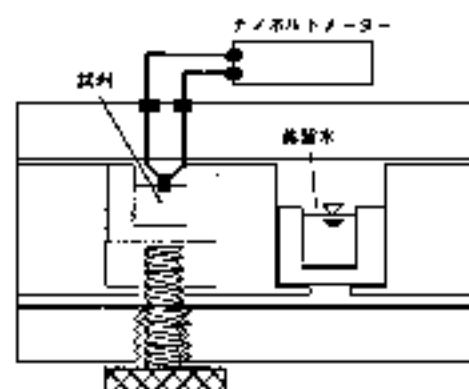


図 4.1.2-25 水分ポテンシャル測定装置 (熱電対サイクロメータ)

水分ポテンシャルの測定には熱電対サイクロメータを用いた。図 4.1.2-25 に測定装置の概要図を示す。水分ポテンシャルは密度依存性が小さいと考えられているため(竹内ほか, 1995)、粉末状の試料を用い測定を行った。試験は含水比と温度をパラメータとしており、温度は 25、40 および 60°C で試験を実施した。図 4.1.2-26 には各温度におけるベントナイト単体の水分特性曲線を、図 4.1.2-27 にはケイ砂混合体 (30wt%) の水分特性曲線を示す。水分特性曲線には、水分拡散係数ほど顕著な温度依

存在はみられなかった。また、図 4.1.2-28 には種類の異なるベントナイトの水分特性曲線を示す。試験温度は 25℃である。水分ポテンシャルの絶対値はクニゾア F が最も大きく、次いで MX-80、クニゲル VI の順であることがわかる。水分ポテンシャルの値はモンモリロナイトの含有率に依存すると考えられるため、含水比として (4.1.2-18) 式に示すモンモリロナイトの含有率で正規化した含水比 (ω_{norm}) を用い、水分特性曲線を整理したものを図 4.1.2-29 に示す。この含水比で整理すると、水分ポテンシャルは (4.1.2-19) 式で表すことができる (鈴木ほか, 1996)。

$$\omega_{norm} = \omega / R_{mm} \quad (4.1.2-18)$$

$$\psi = \rho g \left[(-1.37 \times 10^3 T + 1.23 \times 10^6) \right. \\ \left. \times \exp(-9.5 \times 10^{-1} (\omega_{norm} R_{mm})^2) + 3.5 \times 10^5 (\omega_{norm} R_{mm})^{0.95} \right] \quad (4.1.2-19)$$

ここで、 ω_{norm} はモンモリロナイト含有率で正規化した含水比[%]、 ω は含水比[%]、 R_{mm} はモンモリロナイト含有率[-]、 ψ は水分ポテンシャル[Pa]、 T は温度[℃]、 ρ は水の密度[g cm⁻³]、 g は重力加速度[cm s⁻²]である。

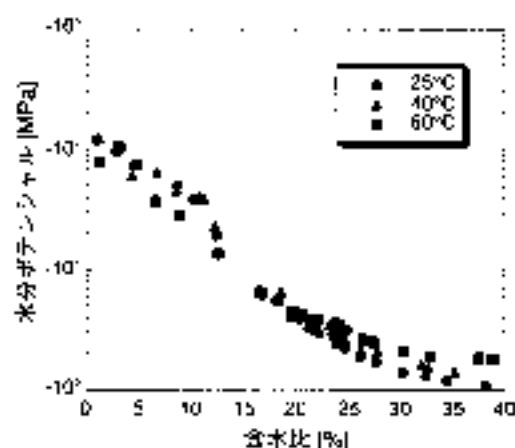


図 4.1.2-26 ベントナイト単体試料の水分特性曲線

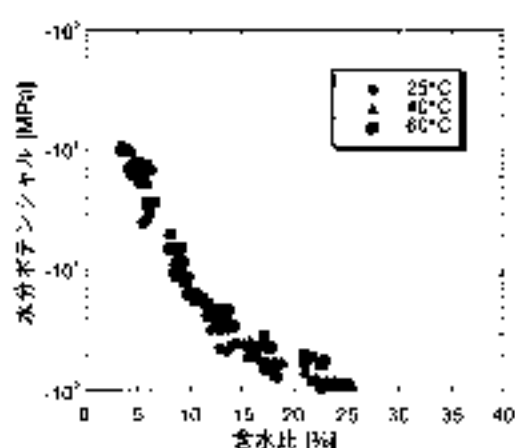


図 4.1.2-27 ケイ砂混合体試料(30wt%)の水分特性曲線

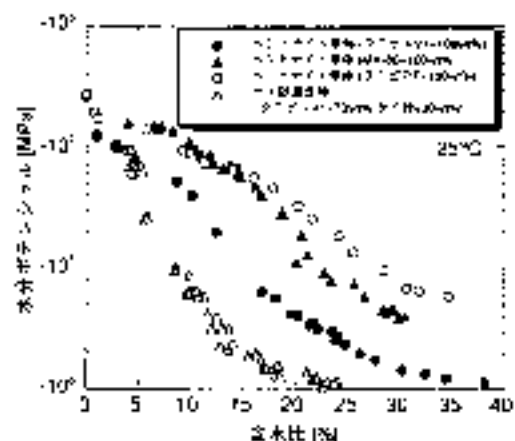


図 4.1.2-28 各種ベントナイトの水分特性曲線

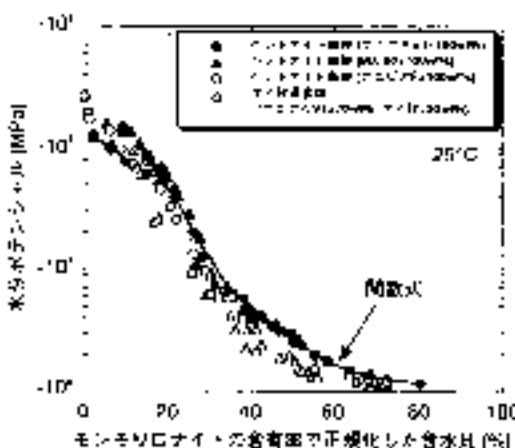


図 4.1.2-29 モンモリロナイト含有率で正規化した水分特性曲線

(3) 温度勾配下の浸潤挙動

温度勾配下の水分移動試験を実施するための試験装置を図 4.1.2- 30 に示す（鈴木ほか，1999）。供試体の寸法は $\phi 49\text{mm} \times$ 高さ 100mm である。試験装置は 2 個で 1 対であり，図 4.1.2- 30 の(a)に示す装置 A で水分分布を，(b)に示す装置 B で温度分布を測定する。試験では，供試体に温度勾配を与え，供試体中の水分分布および温度分布を計測する。水分分布は，試験終了後に装置 A に設置された供試体を 10 分割し，炉乾燥法（JGS T 121）により含水比を測定し求める。また，温度分布は供試体下部（高温側）より，0.2，2.0，4.0，6.0，8.0，9.8cm の各距離に設けられた計 6 点での熱電対により，データロガを用いて計測する。試験条件を表 4.1.2- 10 に示す。

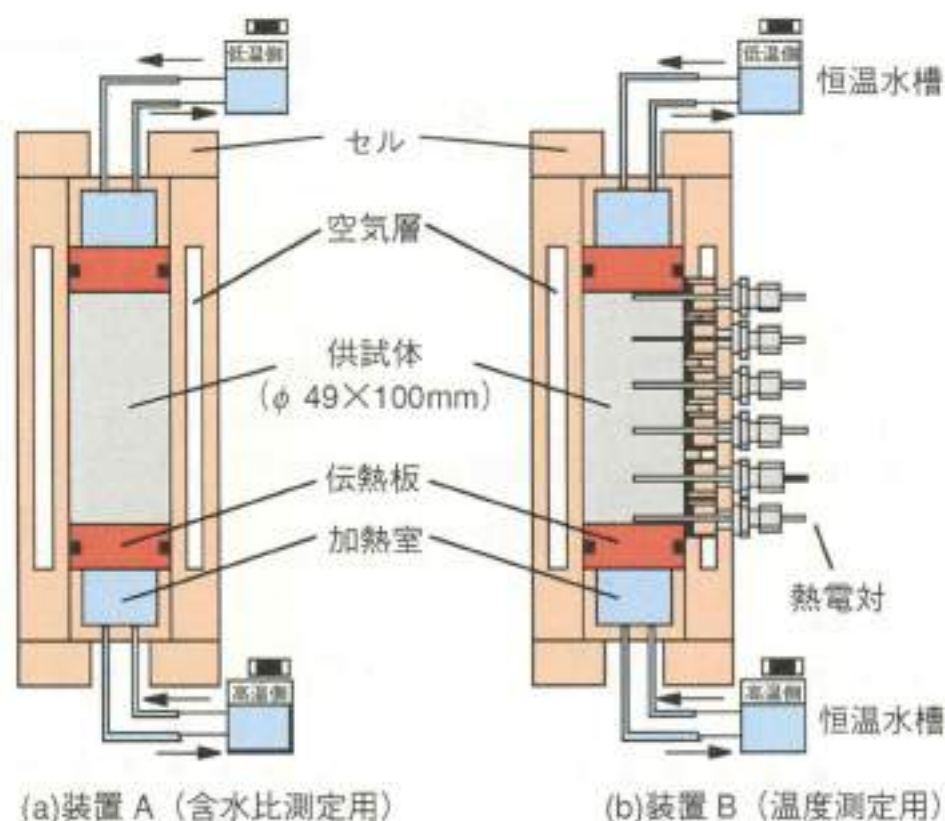


図 4.1.2- 30 温度勾配水分移動試験装置

表 4.1.2- 10 温度勾配水分移動試験における試験条件

試験材料	ケイ砂混合体 (30wt%)	ベントナイト単体
乾燥密度 [Mg m^{-3}]	1.6	1.8
初期含水比 [%]	5, 12.5, 20	5, 10, 13, 15
温度勾配 [$^{\circ}\text{C cm}^{-1}$]	1.0	2.0

供試体中の温度は約 2～3 時間で定常となった。図 4.1.2- 31 に定常状態時の温度分布を示す。

96 時間後に装置を解体し、供試体の観察を行った。供試体の高温側では乾燥により直径方向の収縮が、また低温側では膨張が見られた。供試体全体を観察すると、高温側から低温側にかけて白から徐々に黒くなっていることがわかった。各供試体の初期状態の含水比分布と、96 時間後の含水比分布測定結果を図 4.1.2-32 に表す。いずれの供試体においても、初期の含水比分布と比較して、96 時間後には高温側では水分の減少が、低温側では水分の上昇が認められ、水分勾配が形成された。

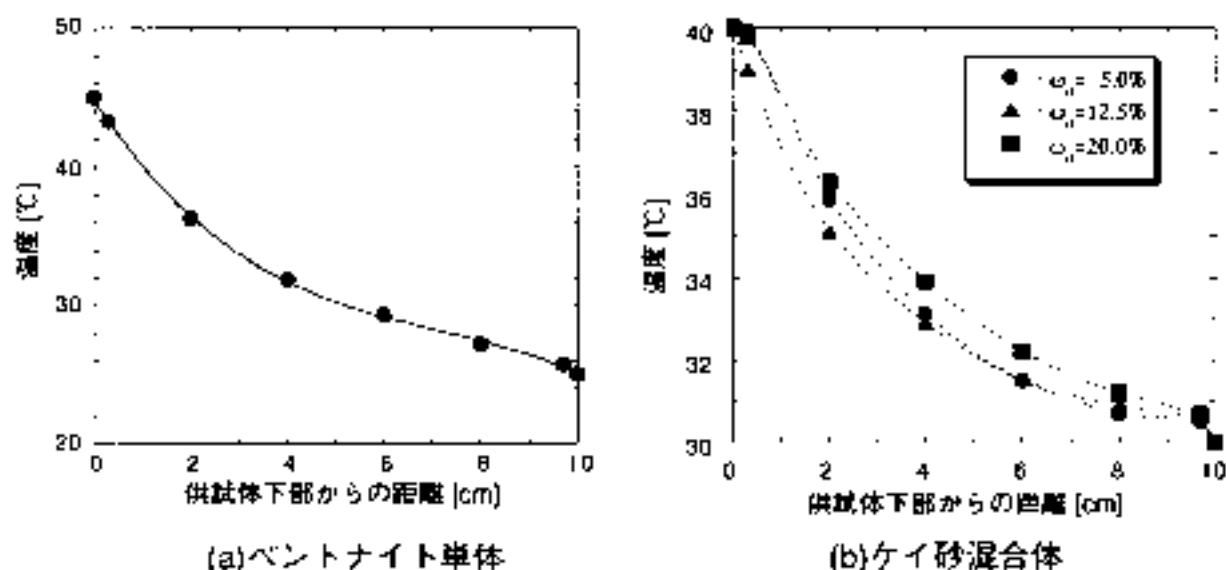


図 4.1.2-31 温度勾配水分移動試験より得られた供試体内の温度分布

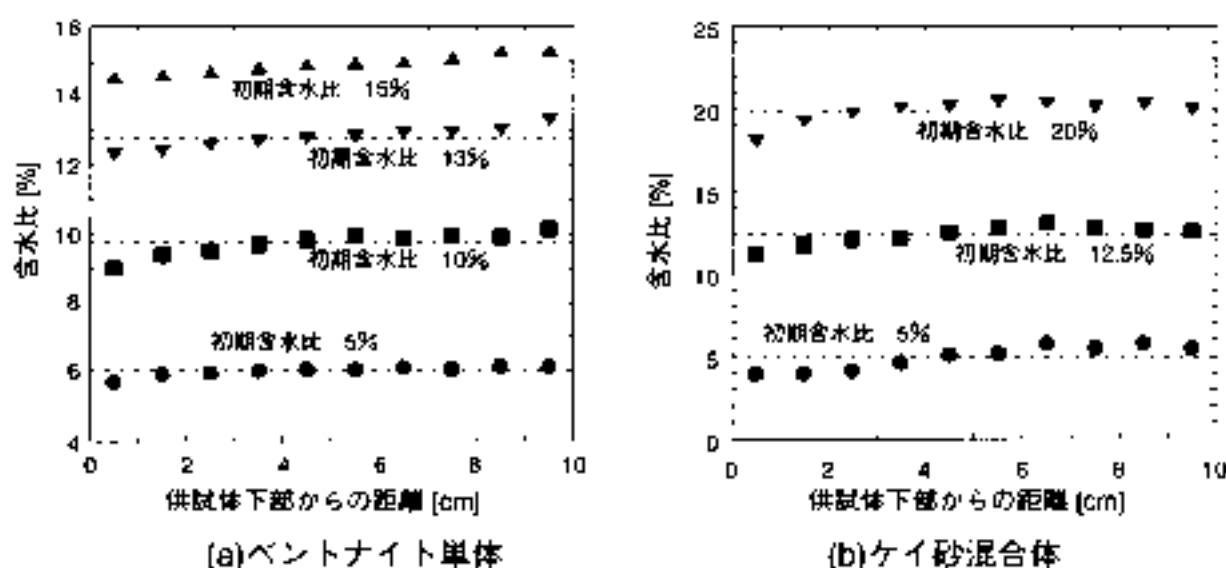


図 4.1.2-32 温度勾配水分移動試験より得られた供試体内の含水比分布

4.1.2.1.6 力学的性質

1) 圧裂試験（高治・鈴木，1999）

(1) 試験条件

供試体の乾燥密度は約 1.4, 1.6, 1.8, 2.0 Mg m^{-3} 、ケイ砂混合率は 0, 20, 30wt% である。供試体サイズは、乾燥密度 1.4, 1.6, 1.8 Mg m^{-3} の仕様は直径 49mm、高さ 49mm、乾燥密度 2.0 Mg m^{-3} の仕様は直径 30mm、高さ 30mm とした。ベントナイトの含水比は約 7%（自然含水比）、ひずみ速度は約 1% mm^{-1} である。同条件に対して 3 本の試験を実施した。試験方法、手順などは基本的に岩石の引張強さ試験方法（JIS M 3030）に準拠している。

(2) 試験結果

供試体の乾燥密度 ρ_d [Mg m^{-3}] と引張強度 σ_t [MPa] の関係を図 4.1.2-33 に示す。これより、供試体の乾燥密度が大きいほど、また、ケイ砂混合率が小さいほど引張強度は大きくなり、ケイ砂混合率ごとの乾燥密度と引張強度の関係は図中の式のように表される。

また、この結果を有効粘土密度 ρ_v [Mg m^{-3}] と引張強度 σ_t [MPa] の関係で整理したものを図 4.1.2-34 に示す。これより、圧縮ベントナイトの引張強度は、有効粘土密度との関係において 1 本の指数曲線によって表現できることが分かる。

ただし、圧裂試験より求められる引張強度は供試体のスケール効果や載荷板との接触部分の拘束条件の影響が大きく、一軸引張強度に比べ一般に 1~3 割程度大きい値になることが知られており（船田，1997）、評価には注意が必要である。

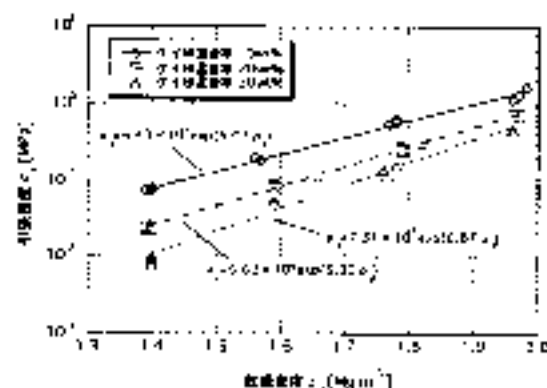


図 4.1.2-33 乾燥密度と引張強度の関係

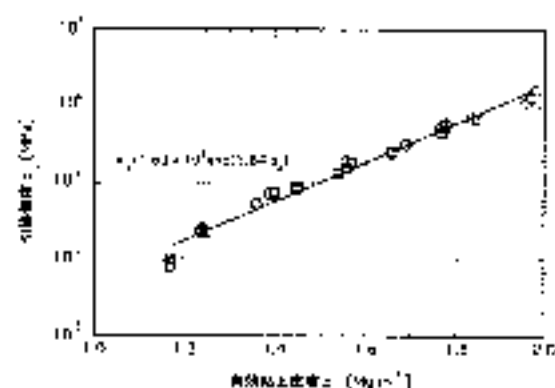


図 4.1.2-34 有効粘土密度と引張強度の関係

2) 一軸圧縮試験（高治・鈴木，1999）

(1) 試験条件

一軸圧縮試験は、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の 30wt% ケイ砂混合体および乾燥密度 1.6、

1.8Mg m⁻³ のベントナイト単体について、供試体の含水比を自然含水比相当からほぼ飽和状態までの数ケースを用いて行った。供試体サイズは直径 30mm、高さ 60mm、ひずみ速度は 0.1mm min⁻¹ (ひずみ速度約 0.17% min⁻¹)である。試験方法、手順などは基本的に地盤工学会基準 JGS T 511 (地盤工学会, 1996) に準拠している。

(2) 試験結果

含水比 w [%] と一軸圧縮強度 q_u [MPa] の関係を図 4.1.2-35 に、含水比 w [%] と弾性係数 E_{50} [MPa] の関係を図 4.1.2-36 に示す。それぞれの仕様において、一軸圧縮強度、弾性係数は含水比が高い程低下するが、一軸圧縮強度は飽和に近づくにつれて減少の割合は小さくなるのに対し、弾性係数は減少の割合がほぼ一定である。それぞれの仕様について、得られた含水比範囲内の含水比と一軸圧縮強度の関係を 2 次曲線で、含水比と弾性係数の関係を直線で近似し、図中に示す。

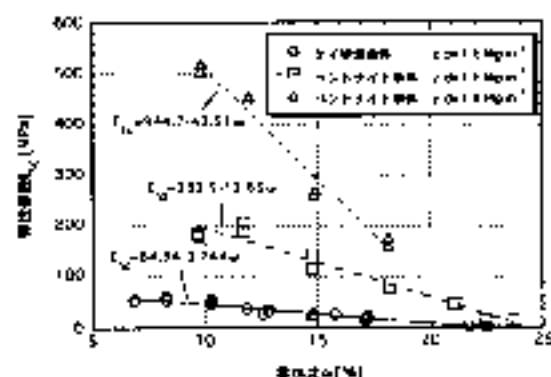
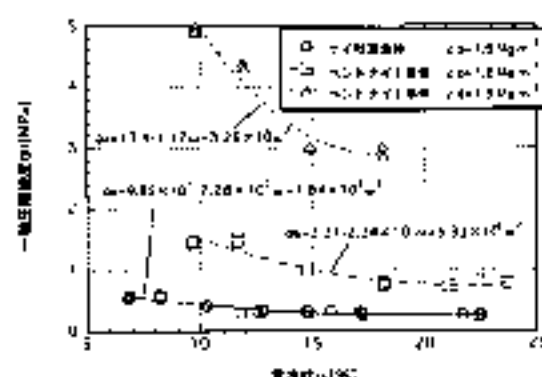


図 4.1.2-35 一軸圧縮強度の含水比依存性 図 4.1.2-36 弾性係数の含水比依存性

3) 一次元圧密試験 (並河・菅野, 1997a; 高治・鈴木, 1999)

(1) 試験条件

一次元圧密試験は、乾燥密度 1.6Mg m⁻³ の 30wt% ケイ砂混合体および乾燥密度 1.6Mg m⁻³ と 1.8Mg m⁻³ のベントナイト単体について実施した。供試体寸法は直径 60mm、高さ 20mm で、同条件に対して 3 本の試験を実施した。供試体の給水、飽和により発生する膨潤応力がほぼ一定になった時点初期条件とし、19.6MPa まで 8 段階で荷重を載荷し、その後、初期膨潤応力相当まで 4 段階で除荷し、再び 19.6MPa まで 4 段階で載荷した。また、各段階の載荷応力は対数軸上で載荷応力の間隔が等しくなるよう設定した。各載荷段階での圧密終了は 3 ϵ 法により判断した。試験方法、手順などは基本的に地盤工学会基準 JGS T 411 に準拠しているが、上記載荷応力などについて若干の変更を行った。

(2) 試験結果

各仕様で代表的な 1 ケースずつについて、圧密応力と間隙比の関係 (e -log P 曲線) を図 4.1.2-37 に示す。膨潤応力および図より求められた圧密降伏応力、圧縮指数、膨

潤指数を表 4.1.2-11に示す。圧密降伏応力は Casagrande の方法（地盤工学会，1996）により求めたが，表より圧密降伏応力はそれぞれの仕様における膨潤応力より若干大きい値となり，圧密初期の段階では過圧密状態にあることが分かった。膨潤指数は 19.6MPa における点と膨潤圧相当まで除荷した点とを結んだ傾きにより求めたが，除荷，再載荷過程は大きなヒステリシス関係にあるため，どこの傾きをとるかで大きく値が異なることに留意する必要がある。また，乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体とベントナイト単体では，初期間隙比，圧密降伏応力は異なるが，圧縮指数，膨潤指数に大きな差は見られなかった。また，一般の飽和粘性土では圧縮指数は初期乾燥密度に依存しないが，本試験では乾燥密度 1.6Mg m^{-3} と 1.8Mg m^{-3} のベントナイト単体で若干の初期乾燥密度依存性が認められた（内藤ほか，1998）。

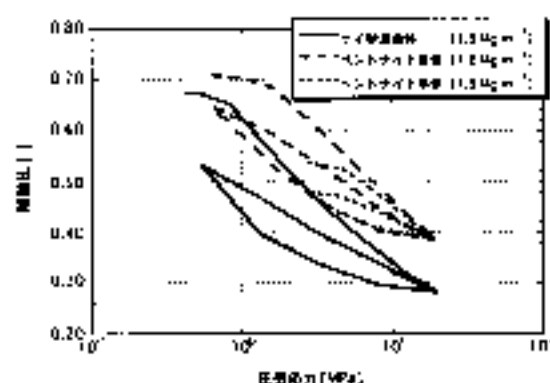


図 4.1.2-37 一次元圧密試験結果

表 4.1.2-11 膨潤応力，圧密降伏応力，圧縮指数，膨潤指数一覧

	ケイ砂混合体 1.6Mg m^{-3}	ベントナイト単体 1.6Mg m^{-3}	ベントナイト単体 1.8Mg m^{-3}
膨潤応力 [MPa]	約 0.5	約 0.6	約 2.7
圧密降伏応力 [MPa]	0.8	1.5	4.7
圧縮指数 [-]	0.27	0.27	0.24
膨潤指数 [-]	0.16	0.18	0.11

4) 圧密非排水三軸圧縮試験(CU試験)（並河・菅野，1997b；高治・鈴木，1999）

(1) 試験条件

CU試験は，乾燥密度 1.6Mg m^{-3} の 30wt%ケイ砂混合体およびベントナイト単体について実施した。供試体寸法は直径 50mm，高さ 100mm，有効拘束圧は膨潤圧相当（ケイ砂混合体は約 0.5MPa，ベントナイト単体は約 1.0MPa）から 0.5MPa ごとに約 3.0MPa までとし，3t 法で圧密終了を確認した後，截荷速度 0.01mm min^{-1} （ひずみ速度約 $0.01\% \text{ min}^{-1}$ ）で軸ひずみが 15%に達するまでせん断截荷した。試験方法，手順などは基本的に地盤工学会基準 JGS T 523 に準拠している。

(2) 試験結果

圧密終了時の有効拘束圧と間隙比の関係は、3)の一次元圧密試験結果より得られたベントナイト単体、ケイ砂混合体それぞれの $e-\log P$ 曲線（図 4.1.2-37）に対しては妥当な値であった。軸差応力と軸ひずみの関係は各試験結果とも非線形関係であり、軸ひずみが5～7%に達したあたりで軸差応力が最大となり、その後はほぼ一定もしくは若干低下した。

ケイ砂混合体、ベントナイト単体のせん断時の平均有効応力と軸差応力の関係（応力経路）を図 4.1.2-38に示す。正規圧密の範囲では、応力経路は有効拘束圧に関係なくほぼ同じ傾向を示している。また、過圧密状態に近い供試体（ベントナイト単体では有効拘束圧 1.0MPa、ケイ砂混合体では有効拘束圧 0.5MPa）は、せん断による平均有効応力の変化は正規圧密状態のものに比べ小さく、せん断による正負ダイレタンシー挙動をほとんど示していない。破壊時の平均有効応力と軸差応力の関係を原点を通る直線で結んだ傾き（限界状態パラメータ M ）はベントナイト単体で 0.58、ケイ砂混合体で 0.63 となり、内部摩擦角にするとベントナイト単体で 15.3° 、ケイ砂混合体で 16.6° となる。

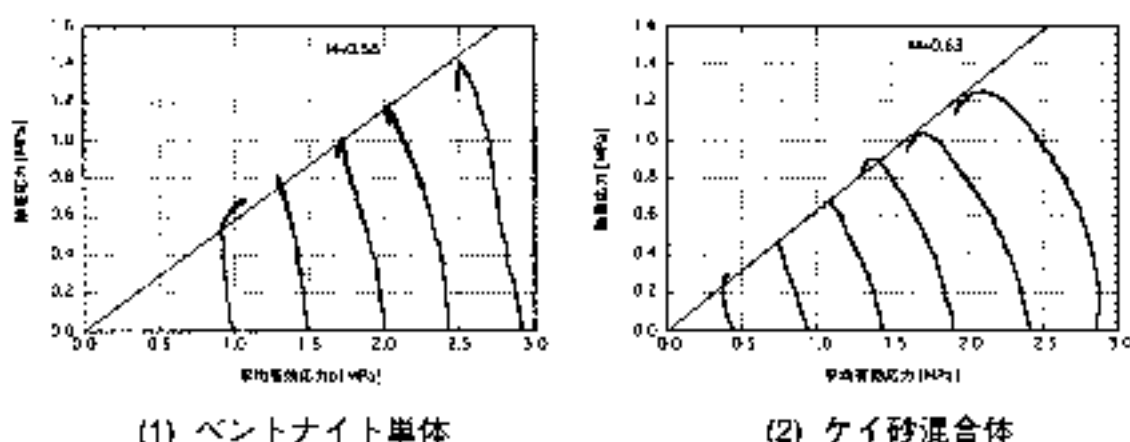


図 4.1.2-38 応力経路図

5) 圧密非排水三軸クリープ試験（高治・鈴木，1999）

(1) 試験条件

クリープ試験は、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の 30wt%ケイ砂混合体について実施した。供試体寸法は直径 50mm、高さ 100mm、有効拘束圧は約 3.0MPa とし、3t 法で圧密終了を確認した後、クリープ荷重を載荷した。載荷応力は同じ有効拘束圧下で行った 4) の三軸圧縮試験より得られた破壊応力の 30、50、70%（以下、「応力度 30、50、70%」と表す）の 3 ケースを設定した。載荷期間は約 5 ヶ月である。せん断過程を除き、試験方法、手順などは基本的に地盤工学会基準 JGS T 523 に準拠している。

(2) 試験結果

軸ひずみ、間隙水圧増分の経時変化を図 4.1.2-39 に示す。5ヶ月の載荷時点で、いずれの供試体も 2 次クリープ状態であり軸ひずみは漸増しているが、応力度 70% でも軸ひずみは 1.9% 程度にしか達しなかった。また、軸ひずみ速度の経時変化を図 4.1.2-40 に示す。載荷初期においては、載荷応力が大きいほどひずみ速度は大きいですが、時間が経過するにつれて一定の関係に収束する結果となった。

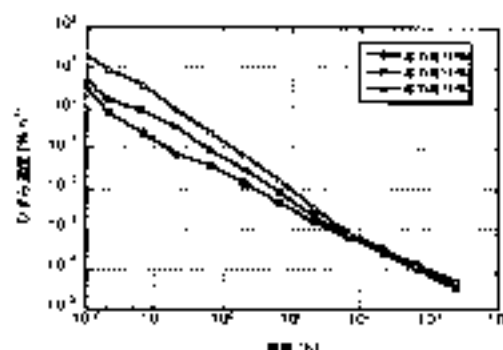
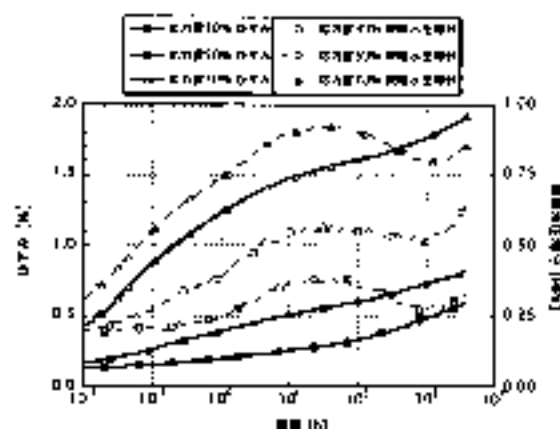


図 4.1.2-39 軸ひずみ、間隙水圧増分の経時変化 図 4.1.2-40 軸ひずみ速度の経時変化

6) 動的三軸試験 (高治・谷口, 1999)

(1) 試験条件

試験は、乾燥密度 1.6Mg m^{-3} と 1.8Mg m^{-3} のペントナイト単体、乾燥密度 1.6Mg m^{-3} の 30wt% ケイ砂混合体の飽和条件および不飽和条件で行った。供試体寸法は直径 50mm、高さ 100mm である。また、有効拘束圧 σ_3' は、飽和条件については、各仕様における膨潤応力相当近傍（乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のペントナイト単体は約 1.0, 2.0, 3.0MPa、 1.8Mg m^{-3} のペントナイト単体は約 3.0, 4.0, 4.5MPa、乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体は約 0.3, 0.5, 0.7MPa）の 3 ケース、不飽和条件については、オーバーバックの自重相当（すべてのケースにおいて 0.1, 0.2MPa の 2 ケース）について行った。

軸力の載荷は軸差応力振幅を制御する応力制御により行った。軸差応力振幅は、1 供試体に対してひずみの小さい方から大きい方へ 10 段階程度変化させるステージ方式により載荷した。また、1 段階につき 0.2Hz 程度の正弦波を 10 回程度加え、5 波目、10 波目のヒステリシスループでデータ処理を行った。試験方法、手順などは地盤工学会基準 JGS T 542 を基に設定した。

(2) 試験結果

各応力振幅載荷段階において、動的ポアソン比を計測したが、飽和条件のすべての

ケースにおいて、動的ポアソン比は 0.5 に近い値となり、不飽和条件ではおよそ 0.1 ~ 0.3 の間でばらついた。

得られたせん断ひずみ γ と等価せん断剛性率 G 、履歴減衰定数 h の関係の一例（ケイ砂混合体、飽和条件）を図 4.1.2-41 に示す。なお、整理に用いた波数は 5 波目、軸変位計はストレインゲージ型局所ひずみ計測装置（以下、「L.D.T」という）によるものであるが、有効拘束圧 0.3MPa のものに関しては計測に不備があったため、同時に計測していたギャップセンサーによる計測値を用いている。図より、等価せん断剛性率、履歴減衰定数にひずみ依存性が認められ、土質材料一般の非線形性と同様な傾向を示した。また、等価せん断剛性率は拘束圧が高いほど大きくなったが、せん断ひずみ $\gamma \rightarrow 0$ に相当する G_{max} との比 G/G_{max} や履歴減衰定数は顕著な拘束圧依存性は見られなかった（薮ほか、1987）。これらの傾向は、他の仕様についても同様であった。

土質材料の非線形ヒステリシス挙動を地震応答解析に適用するためには、数式モデル化する必要がある。試験結果から得られる等価せん断剛性率、履歴減衰定数を用いて応力～ひずみ関係の非線形ヒステリシス挙動を与える力学モデルのうち代表的なものに、応力～ひずみ関係の曲線を履歴曲線と骨格曲線（ひずみ振幅を変化させて得られる履歴曲線の頂点の軌跡）に分離し、骨格曲線を指数関数で表す Ramberg-Osgood モデル（以下、「R-O モデル」という）や双曲線関数で表す Hardin-Drnevich モデル（以下、「H-D モデル」という）がある（土質工学会、1988）。今回の試験結果を用いて両モデルによる検討を行ったが、結果的には後述する R-O モデルの 2 つのパラメータを柔軟に設定することにより H-D モデルよりも適切に表現できるため、ここでは R-O モデルによる試験データのモデル化についてのみまとめる。

応力振幅を変化させて得られる履歴曲線の頂点の軌跡である骨格曲線は、R-O モデルによれば次式のように表せる。

$$\tau = \frac{\tau_f}{G_{max}} \left(1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right) \quad (4.1.2-20)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta-1}{\beta+1} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (4.1.2-21)$$

ここで、 G_{max} はせん断ひずみ $\gamma=0$ に相当する G （外挿値）、 τ はせん断強度（ $\tau=G\gamma$ ）、 τ_f は破壊せん断強度、 α および β はモデル固有のパラメータである。

それぞれの試験結果より求めた G_{max} 、 h_{max} 、 τ_f 、 α 、 β を表 4.1.2-12 に示す。なお、整理に用いた波数は 5 波目、軸変位計は L.D.T によるものである。また、求めた G_{max} 、

τ_p , α , β を用いて, (4.1.2-20), (4.1.2-21)により, γ と G/G_{max} , h の関係を実験結果にフィッティングさせた結果を図 4.1.2- 42 に示す。 G/G_{max} はひずみレベルが大きいほど, h についてはひずみレベルが小さいほど若干実験値から外れるが, 全体的にはほぼ実験結果をうまく表現しているといえる。この傾向は, 他の仕様についてもほぼ同様であった。

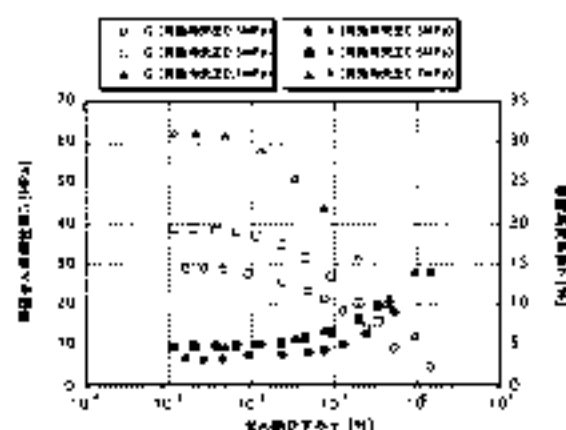


図 4.1.2- 41 ケイ砂混合ベントナイト
(飽和条件) の動的三軸試験結果

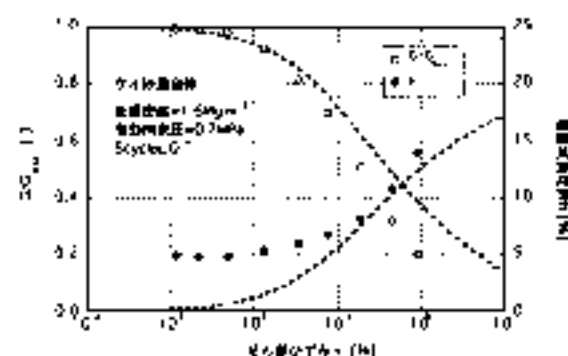


図 4.1.2- 42 R-O モデル
フィッティング結果

表 4.1.2- 12 R-O モデルの G_{max} , h_{max} , τ_p , α , β

		σ'_v [MPa]	G_{max} [MPa]	h_{max} [%]	τ_p [MPa]	α [-]	β [-]
ケイ砂混合体 1.6Mg m ⁻³	飽和	0.3	29.9	20.0	0.13	2.73	1.92
		0.5	39.2	20.0	0.17	1.51	1.92
		0.7	62.7	20.0	0.18	1.35	1.92
	不飽和	0.1	99.5	20.0	0.13	2.02	1.92
		0.2	134.3	20.0	0.14	1.66	1.92
ベントナイト単体 1.6Mg m ⁻³	飽和	1.0	47.5	20.0	0.42	2.71	1.92
		2.0	110.7	20.0	0.66	7.19	1.92
		3.0	198.9	20.0	0.87	1.28	1.92
	不飽和	0.1	338.1	20.0	0.51	4.22	1.92
		0.2	380.2	20.0	0.48	0.59	1.92
ベントナイト単体 1.8Mg m ⁻³	飽和	3.0	213.6	20.0	1.42	5.67	1.92
		4.0	237.2	20.0	1.49	1.88	1.92
		4.5	330.3	20.0	1.58	2.78	1.92
	不飽和	0.1	862.4	20.0	1.37	4.44	1.92
		0.2	833.0	20.0	1.27	0.68	1.92

不飽和状態の乾燥密度 1.6Mg m⁻³ と 1.8Mg m⁻³ のベントナイト単体, 30wt% ケイ砂混合体および, 飽和状態の乾燥密度 1.6Mg m⁻³ のベントナイト単体, 30wt% ケイ砂混合体について, 別途測定した弾性波速度, 弾性波速度より求めたポアソン比 ν , せん断剛性率 G および, せん断剛性については同じ仕様の動的三軸試験で得られた等価せん断剛性率 G_{eq} を表 4.1.2- 13 に示す。

測定された弾性波速度の測定精度が若干低かったため、とくに不飽和供試体については両せん断剛性率に多少ばらつきがあるが、おおむね妥当な値であるといえる。

表 4.1.2-13 弾性波速度測定結果

		乾燥密度 [Mg m ⁻³]	P波速度 V _p [m s ⁻¹]	S波速度 V _s [m s ⁻¹]	ポアソン比 ν [-]	せん断剛性 G [MPa]	動的三軸 G _{max} [MPa]
乾燥状態	ケイ砂混合体	1.6	608	331	0.29	190	99.5(0.1)
		1.8	895	484	0.29	456	—
	ベントナイト単体	1.6	953	478	0.33	402	338(0.1)
		1.8	1263	628	0.34	780	862(0.1)
飽和状態	ケイ砂混合体	1.6	1852	124	0.50	30.6	29.9(0.3)
	ベントナイト単体	1.6	1876	134	0.50	47.7	47.5(1.0)

* G_{max} は、各仕様での最小の有効拘束圧下（カッコ内：MPa）における値

7) 液状化試験（高治・谷口，1999）

(1) 試験条件

本試験は、地震などによる動的繰返し応力を非排水条件のもとで受ける土の動的強度特性を求めることを目的としている。ベントナイト材料のような塑性指数の大きい粘性土材料（Ishikawa et al., 1990）の繰返し載荷による破壊タイプは繰返しせん断破壊であると考えられるが（兵藤・内田，1998），一般には砂質土の液状化強度を求める場合によく行われる試験であること、以下に詳述する有効応力が0となる液状化の概念に基づき動的強度の設定を行ったことから、ここでは試験名を液状化試験と称する。

試験は、乾燥密度 1.6 Mg m⁻³ の飽和ケイ砂混合体について行った。供試体寸法は直径 50mm、高さ 100mm である。有効拘束圧は約 3MPa とし、3t 法で圧密終了を確認した後、繰返し応力振幅比（ $\sigma_v/2\sigma'_v$ ； σ_v ：軸差応力， σ'_v ：圧密終了時有効拘束圧）=0.241, 0.145, 0.100 の3ケースで、0.1Hz の正弦波を繰返し応力として与えた。試験方法、手順などは基本的に地盤工学会基準 JGS T 541 に準拠しているが、繰返し回数などについては試験中の供試体の挙動を確認しながら、若干の変更を行った。

(2) 試験結果

応力振幅比 0.241 のケースは繰返し回数 0.7 回で軸ひずみが 10% に達し、2 回程度で試験を終了した。応力振幅比 0.145 のケースは繰返し回数 672 回で軸ひずみが 1% に達し、1,000 回で試験を終了した。応力振幅比 0.100 のケースは 1,000 回載荷したが、軸ひずみは 0.4% にも達しなかった。試験中の間隙水圧の発生はきわめて小さく、これは、周波数依存性が一因であると考えられる（兵藤ほか，1994）。図 4.1.2-43 に、代表的な繰返し回数における間隙水圧の発生状況を示す。発生する間隙水圧の

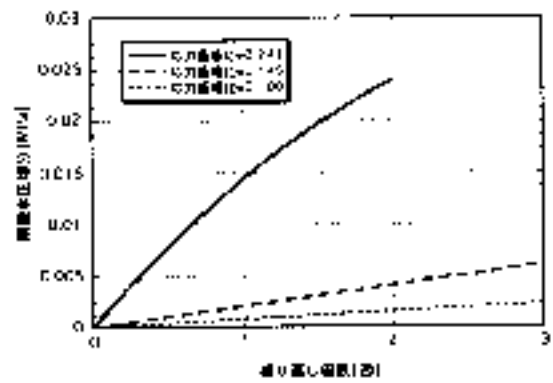
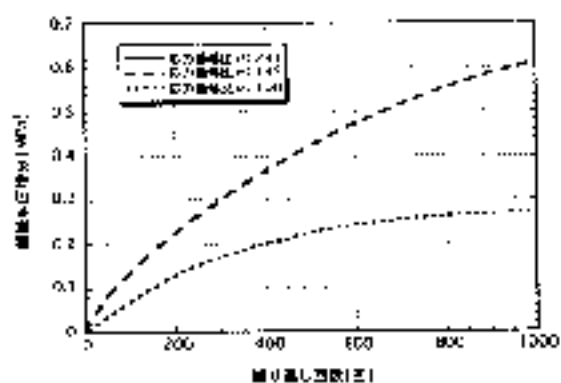
増加傾向は、繰り返し回数が増すにしたがって小さくなる非線形関係となった。

4.3.3 の耐震安定性評価では地震時の過剰間隙水圧の発生状況を確認することが目的の一つであることから、過剰間隙水圧の観点から動的強度を設定することとした。液状化の概念を適用する場合、砂質土では繰り返し回数と過剰間隙水圧の関係を Seed らによる間隙水圧の上昇式 (Seed et al., 1976) 等にフィッティングさせてパラメータを設定するが、今回の結果では繰返し載荷終了時以降の挙動がわからないこと、載荷初期の段階を線形関係で外挿すればおそらく保守側の設定であることから、繰り返し回数と過剰間隙水圧の関係を載荷初期の線形関係で外挿し、過剰間隙水圧比が 1.0 となる液状化繰り返し回数を求めた。液状化繰り返し回数と応力振幅比の関係を図 4.1.2-44 に示す。図より、両対数表示でおおむね直線で近似できることがわかる。ただし、応力振幅比 0.241 のケースでは繰り返し回数が 2 回と少なく、また、すでにせん断破壊に至っているため、この関係の適用範囲は少なくとも $\sigma_v/2\sigma'_v < 0.241$ であることを注記しておく。

また、この近似曲線を次式のようにすると (国中ほか, 1981)、 $R_{20}=0.592$ 、 $\gamma=-3.11$ と設定でき、一定振幅波形における任意の応力比条件下での液状化回数が求まる。

$$N_f/20 = (R_f/R_{20})^\gamma \quad (4.1.2-22)$$

ここで、 N_f は液状化繰り返し回数、 R_f は液状化応力比、 R_{20} は液状化回数 20 回の場合のせん断応力比、 γ は実験定数である。



(1) 繰返し回数 1000 回までの全データ (2) 繰返し回数 3 回までの拡大図

図 4.1.2-43 間隙水圧増分の経時変化

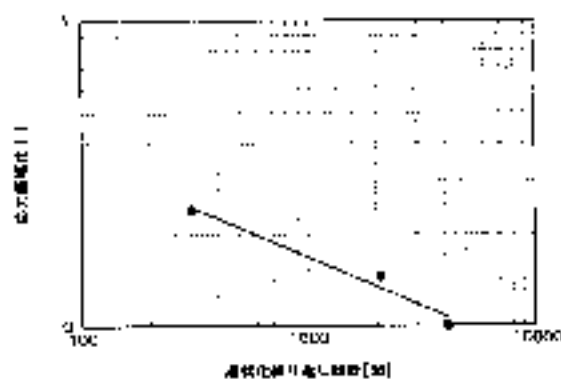


図 4.1.2-44 液状化繰返し回数と応力振幅比の関係

4.1.2.1.7 膨潤特性

h) 膨潤量

ベントナイトの膨潤量の計測に関しては、載荷荷重と一次元方向の膨潤量の関係を求める例（小峯・緒方，1997）などがあり、一般化を図る傾向はあるものの、規格化された手法はない。ここでは、蒸気圧法により、圧縮ベントナイトの体積膨潤量を求めた（鈴木・藤田，1999b）。供試体は乾燥密度 1.8Mg m^{-3} のベントナイト単体と乾燥密度 1.6Mg m^{-3} のケイ砂混合体（30wt%）を用いた。供試体は直径 20 mm、高さ 20 mm で、温度は 20℃で実施した。

膨潤量としてダイヤルゲージで測定した供試体高さの経時変化を図 4.1.2-45に示す。供試体高さは、室温の変化やデシケータ内の湿度の早期回復のための真空引きなどによる影響によって上下するものの、ベントナイト単体、ケイ砂混合体ともに、相対湿度が高いほど垂直変位は大きくなることわかる。

相対湿度 100% の場合の試験開始前の直径 ϕ_0 、高さ h_0 、試験終了時の直径 ϕ 、高さ h および高さひずみ $\epsilon_h = (h - h_0)/h_0$ 、試験開始前の体積 V_0 、試験終了時の体積 V 、体積ひずみ $\epsilon_v = (V - V_0)/V_0$ および含水比 w の測定結果を表 4.1.2-14に示す。供試体の寸法はノギスを用いて測定した。これより、体積ひずみはベントナイト単体の方が大きくなることわかる。

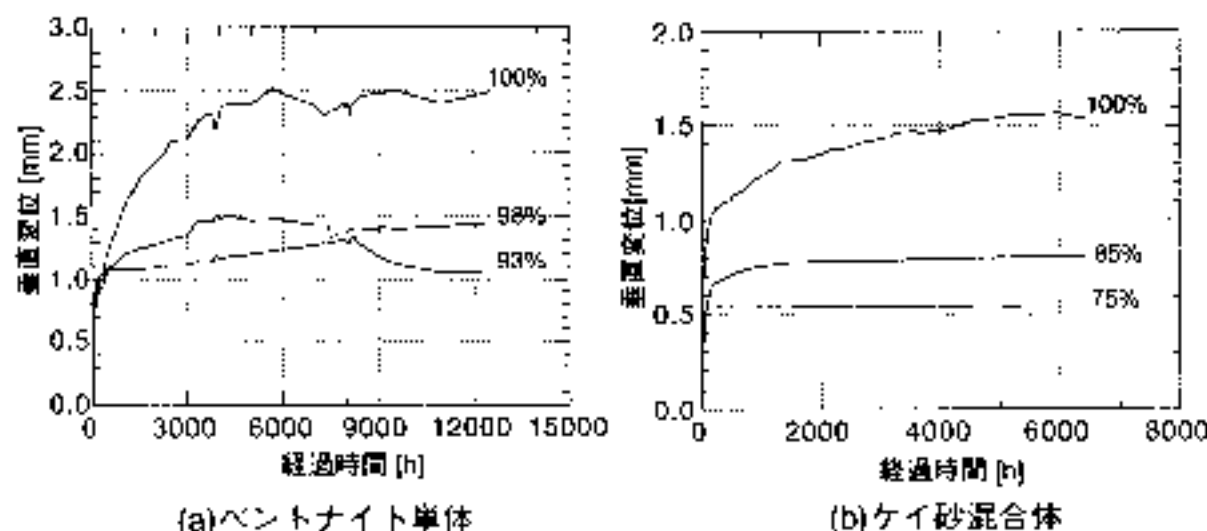


図 4.1.2-45 膨潤量経時変化

(図中の数字は供試体が置かれたデシケータ内の相対湿度[%]を表す)

表 4.1.2- 14 膨潤量試験結果

	ω [%]	ϕ_o [cm]	h_o [cm]	ϕ [cm]	h [cm]	ϵ_k [-]	V_o [cm ³]	V [cm ³]	ϵ_v [-]
ベントナイト単体	32.93	2.011	2.018	2.185	2.312	0.146	6.410	8.669	0.353
ケイ砂混合体	19.93	2.014	2.028	2.164	2.200	0.085	6.460	8.091	0.253

2) 膨潤応力

ベントナイトは、その主成分であるモンモリロナイトの層間に水を取り込むことにより膨潤する。このモンモリロナイトの層状体が外界に対して働かせる圧力が膨潤圧である（中野ほか，1984；Iwata and Tabuchi, 1988）。しかし、ベントナイト供試体に水が浸潤したときに拘束境界面に作用する応力は、膨潤圧とは必ずしも等しくならない（中野ほか，1984；藤田ほか，1995）ため、ここでは、この拘束境界面に作用する応力を膨潤応力と定義して使用する。

膨潤応力の測定に用いた試験装置を図 4.1.2- 46および図 4.1.2- 47に示す（鈴木・藤田，1999b；鈴木ほか，1999）。装置 A では、上方の膨潤応力を、装置 B では上方に加え、側方の膨潤応力を測定した。試験は、乾燥密度とケイ砂混合率をパラメータとして実施した。また、浸潤水として蒸留水と ASTM D-1141-52 基準で作製した人工海水を用いた。

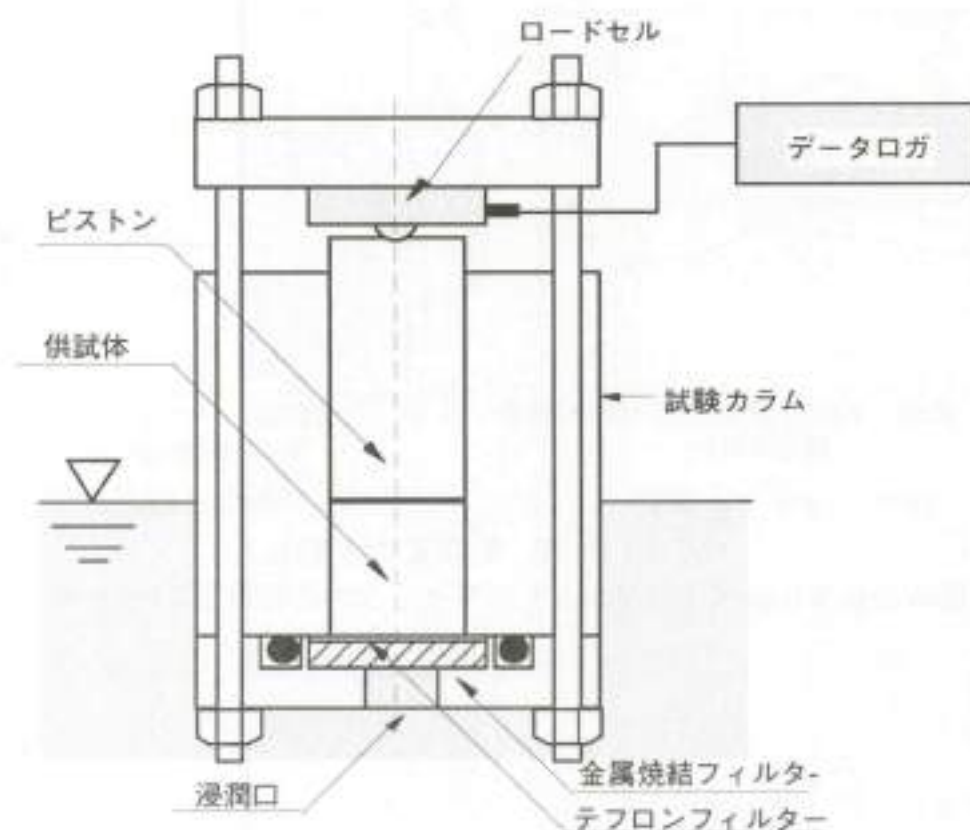


図 4.1.2- 46 膨潤応力測定装置 A

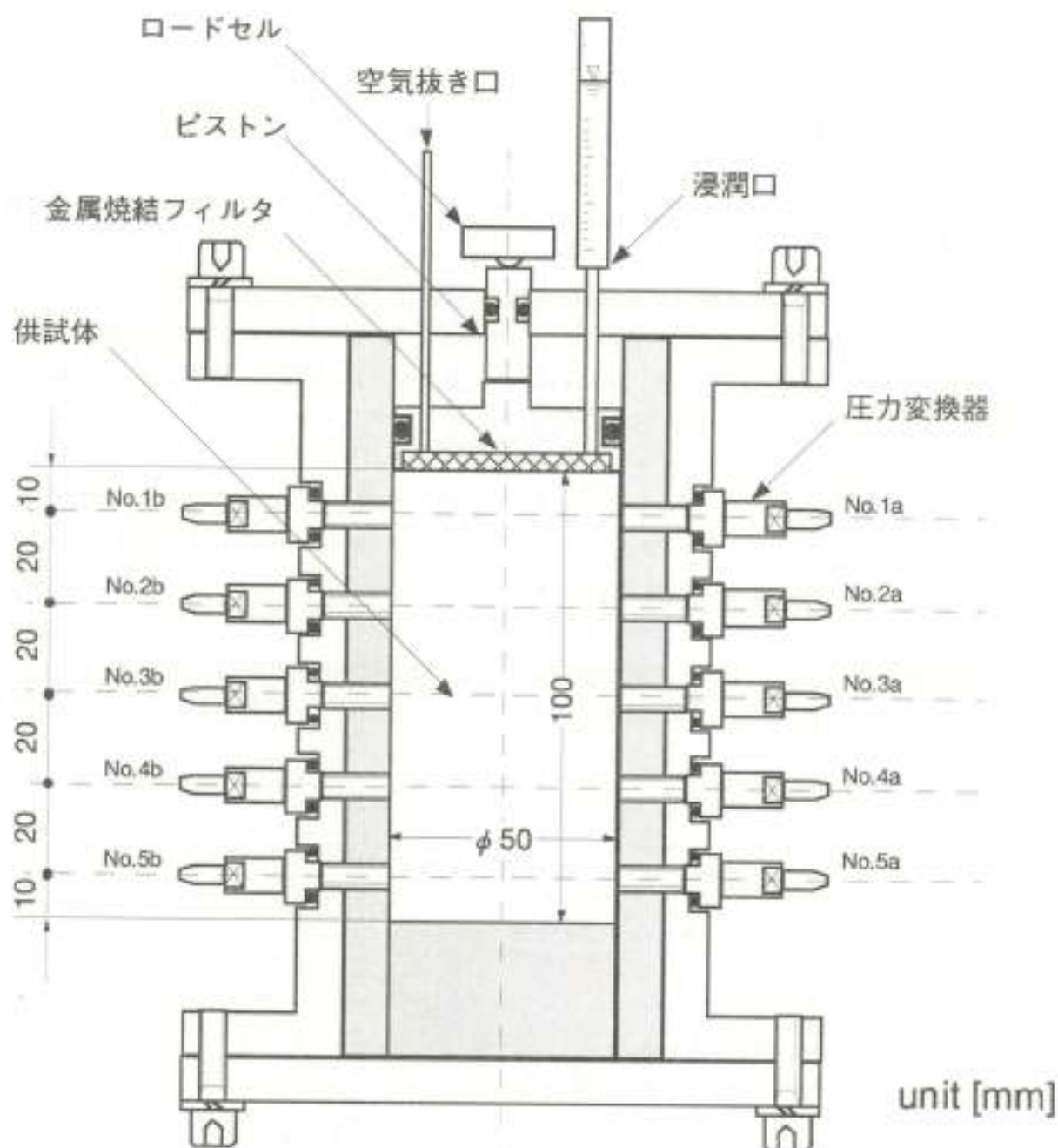


図 4.1.2- 47 膨潤応力測定装置 B

装置 A で測定した平衡状態になったときの膨潤応力（平衡膨潤応力）と有効粘土密度の関係を図 4.1.2- 48 に示す（鈴木・藤田，1999b）。図より有効粘土密度が大きくなるにつれ，膨潤応力も大きくなることがわかる。また，ほかの計測手法を用いた場合でも同様の傾向を示している（小峯・緒方，1997）。人工海水を用いた場合の膨潤応力は，密度が大きくなるにつれ，蒸留水を用いた場合と同等の値を示している。MX-80 の例でも高密度の場合には人工海水の影響は小さいことが示されている（Karnland, O., 1997）。

膨潤応力と有効粘土密度の関係は次式で表すことができる。

蒸留水の場合

$$\sigma = \exp(3.8497\rho_v^2 - 7.3332\rho_v + 2.0856) \quad [1.2 \leq \rho_v \leq 2.0] \quad (4.1.2-23)$$

人工海水の場合

$$\sigma = 3.7952 \times 10^{-5} \cdot \exp(6.4482\rho_v) \quad [1.1 \leq \rho_v \leq 1.8] \quad (4.1.2-24)$$

図中の点線は、上式の蒸留水の場合の結果に対し膨潤応力を 30%変化させたときの曲線を示し、試験で得られたデータはこの範囲内にあることがわかる。膨潤応力のばらつきは、ベントナイト鉱床や採掘時期による鉱物組成の違い、ケイ砂混合状態、初期含水比の違いなどによるものと考えられる。

また、図中には、ベントナイトを Ca 型に変換した供試体の膨潤応力測定結果も示す。Ca 型に変換した供試体の膨潤応力は、Ca 型に変換しない供試体の膨潤応力と大きく変わらないことがわかる (4.1.2.1.11 参照)。

温度履歴を受けたベントナイトの膨潤応力は、温度と履歴時間に影響し低下する報告 (Komine and Ogata, 1998) もあり、今後、ベントナイトの変質の研究と合わせて検討していく必要がある。

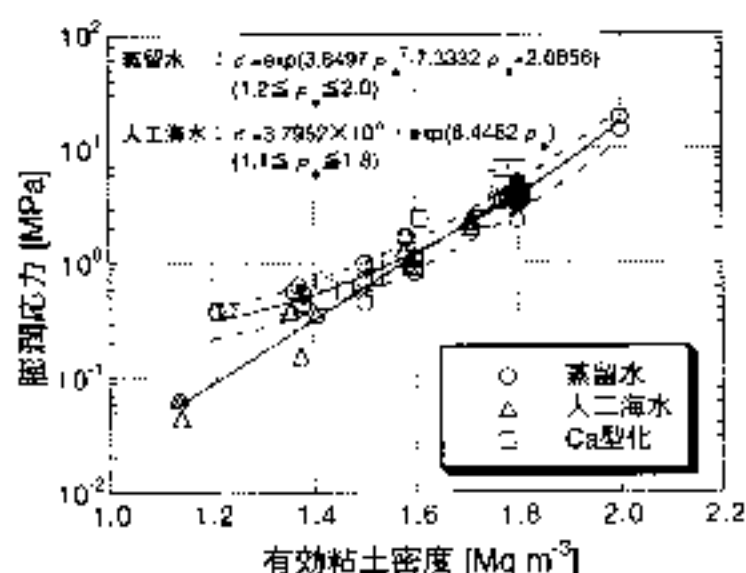


図 4.1.2-48 膨潤応力測定結果

図 4.1.2-49 に装置 B で測定した垂直方向の膨潤応力 (σ_v) と側方の膨潤応力 (σ_h) の測定結果を示す (鈴木ほか, 1999)。図より浸潤が浅い下部で初期に大きな膨潤応力が発生するが、最終的にはほぼ同等の膨潤応力になることがわかる。このことは、緩衝材設置初期に、もし不均一な浸潤で偏膨潤が発生したとしても浸潤が進むにつれ

膨潤応力は均一化していくことを示唆するものと考えられる。また、スウェーデンにおける大型試験でも不均一浸潤より発生する偏膨潤が浸潤が進むにつれ均一化していく傾向が示されている (Pusch and Börgesson, 1985)。データの信頼性向上のためには、今後も継続検討する必要がある。

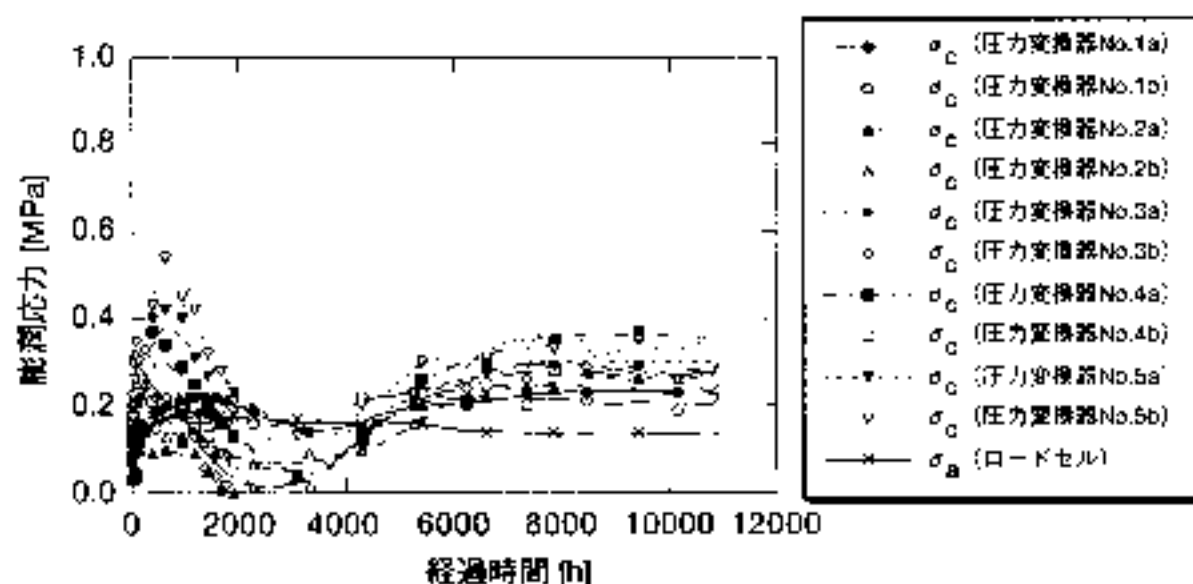
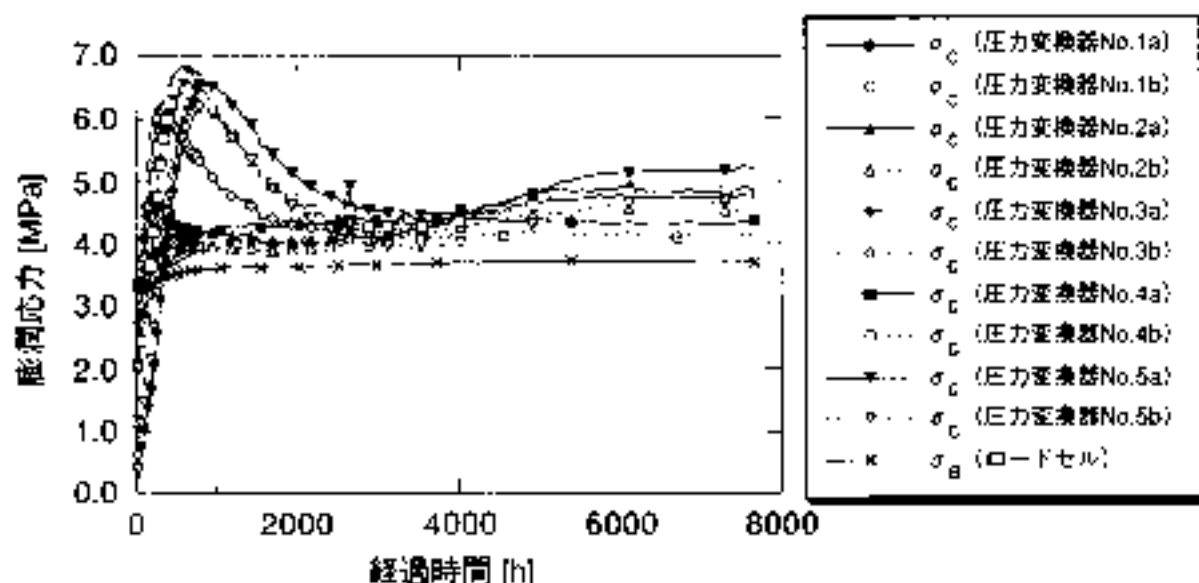


図 4.1.2- 49 膨潤応力の経時変化

4.1.2.1.8 化学的性質

1) ペントナイトと地下水の反応

ペントナイトは、地下水と化学的相互作用を起こすことにより、地下水の化学的性質を変化させる。圧縮ペントナイト中の間隙水の pH は中性から弱アルカリ性を示すことが実験的に確認されており (Taniguchi et al., 1998; 小田ほか, 1999)、これは、ペントナイト主成分であるスメクタイトのイオン交換反応や結晶端の表面水酸基による酸・塩基解離反応、随伴鉱物 (玉髄、方解石、黄鉄鉱など) および可溶性不純物 (塩化物、硫酸塩) の溶解/沈殿反応および酸化還元反応によるものと考えられる。一般に Na 型ペントナイト中のスメクタイトのイオン交換サイトには、主に Na^+ と、幾分か Ca^{2+} が吸着されており、これらは、接触する溶液中の陽イオン濃度と交換される。この反応は、溶液中の陽イオン濃度を変化させ、鉱物の溶解/沈殿にも影響を及ぼす。たとえば、溶液からの Ca^{2+} の取り込みはペントナイト中の方解石の溶解を促進し、結果として溶液の pH を上昇させる。また、酸化条件では、黄鉄鉱の酸化溶解反応が、pH の低下をもたらすことなどが確認されている (たとえば、Sasaki et al., 1995)。さらに、スメクタイト結晶端の酸塩基解離反応は、等電荷点より高い pH 条件では、pH を低下させる傾向を示す。これらの反応を考慮することで、低酸素条件下でのペントナイト-水反応における pH の固液比依存性の傾向を説明することが可能である (小田・柴田, 1999)。

また、圧縮ペントナイト中で黄鉄鉱が間隙水中の溶存酸素を消費することが実験的に確かめられており (Manaka et al., 1999)、ペントナイトに随伴する黄鉄鉱が還元条件の維持に寄与すると考えられる。

処分環境においては、緩衝材間隙水の化学的性質はオーバーバック腐食生成物との反応によっても影響を受ける。オーバーバックの腐食評価および核種の移行評価においては、これらの反応を考慮した経験的な熱力学的平衡モデル (小田ほか, 1999) を用いて導出される空隙水組成を用いた (分冊 3 参照)。

2) 収着と拡散

ペントナイトは、主成分であるスメクタイトが陽イオン交換をする能力に加え、結晶端の表面水酸基への表面錯体の形成により、物質を収着する能力を持っている (たとえば、Baeyens and Bradbury, 1997a, 1997b; McKinley et al., 1995)。地下水で飽和したペントナイト緩衝材は、微細空隙構造を有することから、4.1.2.1.5 に示した様に低い透水性を持ち、緩衝材中の物質の移行は一般的に拡散支配となる。電荷を持つ化学種の実効拡散係数は、緩衝材表面との静電的物理的相互作用を受けることにより、トリチウム水 (HTO) のような中性化学種に比べ、 Cs のような一部の陽イオンは大きな値を示し、一般に陰イオンは小さな値を示すことが知られている (たとえば、佐藤・並谷, 1994)。陽イオンが大きな実効拡散係数を有することについては、表面拡

散の卓越によるものと考えられているが（たとえば，Rasmuson and Neretnieks, 1983；Muurinen et al., 1985），そのメカニズムは十分には解明されていない。一方，陰イオンについては，イオン排除により遅延されると解釈されている（Muurinen et al., 1989）。

これら現象理解に基づく性能評価に用いる特性については，分冊3に述べる。

4.1.2.1.9 その他の性質

1) 乾燥収縮

(1) 試験条件

乾燥収縮試験（JGS 丁 145）に準拠し、圧縮ベントナイトの乾燥収縮試験を実施した（鈴木・藤田，1999c）。試験は、ベントナイト単体（乾燥密度 1.6Mg m^{-3} 、 1.65Mg m^{-3} および 1.8Mg m^{-3} ）とケイ砂混合体（30wt%，乾燥密度 1.6Mg m^{-3} ）を対象として行った。供試体は、含水比の異なる材料を数種類用意し、これを成型用金型を用いて、所定の乾燥密度に圧縮成型して作製した。金型より供試体を抜き取り、供試体の直径と高さおよび質量を測定した後、 110°C の恒温槽を用いて一定質量になるまで乾燥させ、乾燥後の供試体の直径と高さおよび質量を測定した。

(2) 試験結果

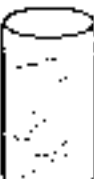
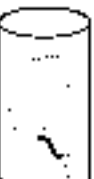
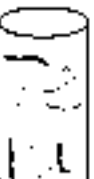
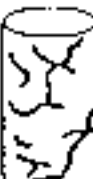
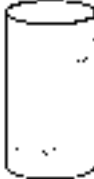
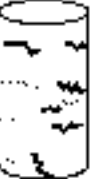
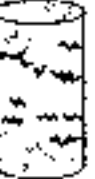
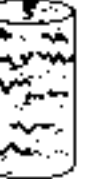
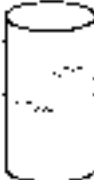
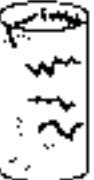
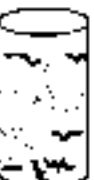
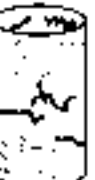
a. ひび割れ

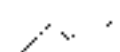
表 4.1.2-15 にひび割れの発生状況のスケッチを示す。ケイ砂混合体の乾燥によるひび割れは、乾燥前の供試体の含水比が 13% 以下ではほとんど認められず、表面上の微小なひび程度であるのに対し、含水比が 15% 以上になると表面上の微小なひびから内部に数 mm 程度の深さの亀裂が観察された。

一方、ベントナイト単体の供試体においては、乾燥密度 1.6Mg m^{-3} 、 1.65Mg m^{-3} および 1.8Mg m^{-3} のすべてにおいて供試体作製時の含水比が約 10% の場合にはほとんどひび割れが認められず、含水比 12% では供試体側面の表面上に極小さなひびが数本観察された。含水比 15% 以上になると、表面上の微小なひびとともに、供試体の内部に深さ数 mm 程度の亀裂が観察された。また、供試体表面から内部まで達していると思われる亀裂が 1，2 本観察された。

このように、供試体作製時の含水比が大きいほど、乾燥によるひび割れの数が多くなり、また、大きなひび割れが現れることがわかった。

表 4.1.2-15 ひび割れの発生状況

初期含水比 [%]	8~10	12~13	15~16	18~20	22	25
ケイ砂混合体 (ベントナイト Kunigel V1 にケイ砂30wt%混合) 乾燥密度 1.8 Mg m^{-3}	 B	 B	 C	 C		 D
ベントナイト Kunigel V1 乾燥密度 1.6 Mg m^{-3}	 A	 B	 C	 D	 D	 D
ベントナイト Kunigel V1 乾燥密度 1.8 Mg m^{-3}	 A	 B	 C	 D		
ベントナイト Kunigel OT-9607 乾燥密度 1.65 Mg m^{-3}	 A		 B	 D	 D	

 ; 供試体表面上のひび

 ; 供試体内部まで達している亀裂

A：ひびはほとんど認められず。

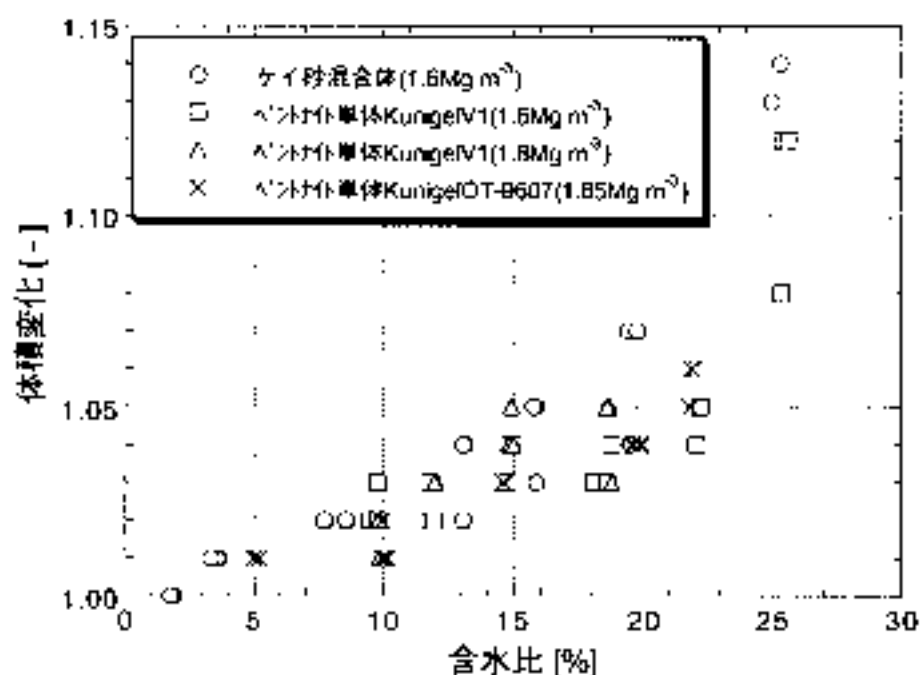
B：供試体表面上に極小なひびが認められた

C：供試体表面上のひびとともに、内部まで達している亀裂が数本見られた。

D：供試体表面上のひびとともに、内部まで達している亀裂が数多く見られた。

b. 体積変化

供試体作製時の湿潤状態の体積を V_1 、乾燥後の体積を V_0 とすると、供試体作製時の含水比と体積変化 V_1/V_0 の関係は図 4.1.2-50 のようになった。また、供試体作製時の含水比と線収縮の関係を図 4.1.2-51 に示す。これより、乾燥による体積変化や線収縮は、ベントナイトの種類や供試体の密度による差は小さく、供試体作製時の含水比に大きく依存することがわかる。



2) 透気性

(1) 緩衝材中における溶存水素の拡散

a. 試験の概要

緩衝材中の溶存水素の実効拡散係数を Through-Diffusion 法 (Volckaert, et al, 1995) により取得した (棚井ほか, 1999b)。Through-Diffusion 法とは、互いに独立な 2 つのセルの中央に試料をセットして、高濃度セル (セル A) から低濃度 (セル B) への溶存水素の拡散移動量を測定することにより、拡散係数を導出する方法である。試験に際しては、まず試料を飽和させるために脱気蒸留水をセル A および B に注入した。その後、約 2 時間程度真空ポンプで吸引し、試料から気泡が発生しないことを確認した後、セル A に 0.5MPa 程度の水圧をかけてセル B との間に動水勾配を生じさせ 1 日以上加圧した。その後、水素ガスを蒸留水に十分溶かした試験液 (初期の水素ガス濃度: 約 $0.016 \text{ Nm}^3 \text{ m}^{-3}$) を注入したセル A と蒸留水を注入したセル B より定期的にサンプリングし、溶存水素濃度の経時変化を測定した。なお、1 試料あたりの試験期間は約 20 日間である。実効拡散係数は、一次元の拡散方程式を差分法により離散化し、セル A および B の濃度の経時変化にフィッティングして求めた (棚井ほか, 1999b)。なお、ここで取り扱う拡散係数については、溶存ガスの緩衝材に対する収着容量を 1 と仮定した。この場合、みかけの拡散係数と実効拡散係数は、同等のパラメータとして取り扱うことができる。

b. 試験条件

試験数	: 9 個 (ブランクテストを含む)
試料	: ケイ砂混合体 (30wt%)
試料寸法	: $\phi 7.6 \text{ cm} \times 0.5 \text{ cm}$ および 1.0 cm
乾燥密度	: 1.6 Mg m^{-3} および 1.8 Mg m^{-3}
温度	: 25°C および 60°C

試験ケースを、表 4.1.2- 16 に示す。

表 4.1.2- 16 緩衝材中における溶存水素の拡散試験ケース

試験 ケース	温度 [$^\circ \text{C}$]		試料厚さ [cm]		乾燥密度 [Mg m^{-3}]		試験 ケース	温度 [$^\circ \text{C}$]		試料厚さ [cm]		乾燥密度 [Mg m^{-3}]	
	25	60	0.5	1.0	1.6	1.8		25	60	0.5	1.0	1.6	1.8
C1	○		○		○		C6		○		○	○	
C2	○			○	○		C7		○		○		○
C3	○		○			○	C8	○					
C4	○			○		○	C9		○				
C5		○	○		○								

注) C8 および C9 はブランクテストである。

c. 試験結果

a) 溶存水素濃度の経時変化および解析結果との比較

拡散試験を行った結果、厚さ 0.5cm の試料では試験期間内にセル B 側への拡散移行が認められたのに対して、厚さ 1.0cm の試料ではセル B 側への拡散移行は認められなかった。このことから、試料の厚さに応じて 2 種類の測定方法を選択した。すなわち、厚さ 1.0cm の試料については、セル A を初期飽和濃度にした後、セル A における濃度変化を測定し、厚さ 0.5cm の試料については、セル A を水素ガスでバブリングしながら一定濃度にした状態で、拡散にともなうセル B の濃度変化から、実効拡散係数を求めることとした。

図 4.1.2- 52 に前者の方法により得られたセル A の濃度変化を、図 4.1.2- 53 に後者の方法により得られたセル B の濃度変化を示す。

これらの図からも明らかなように、時間の経過とともにセル A の濃度が減少している。また、セル B の濃度が上昇していることがわかる。

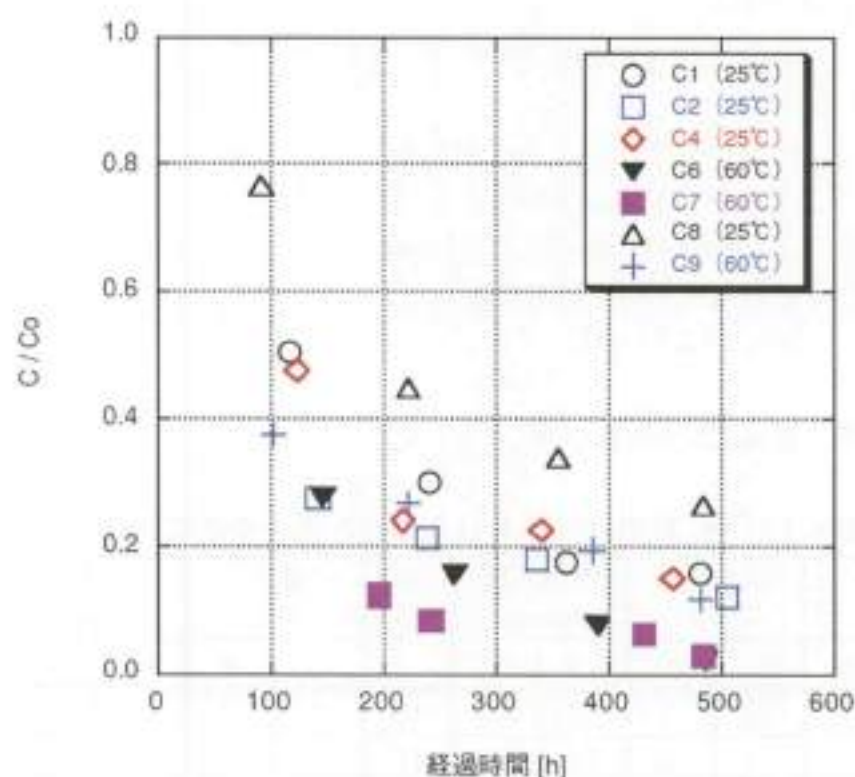


図 4.1.2- 52 セル A における溶存水素濃度の経時変化

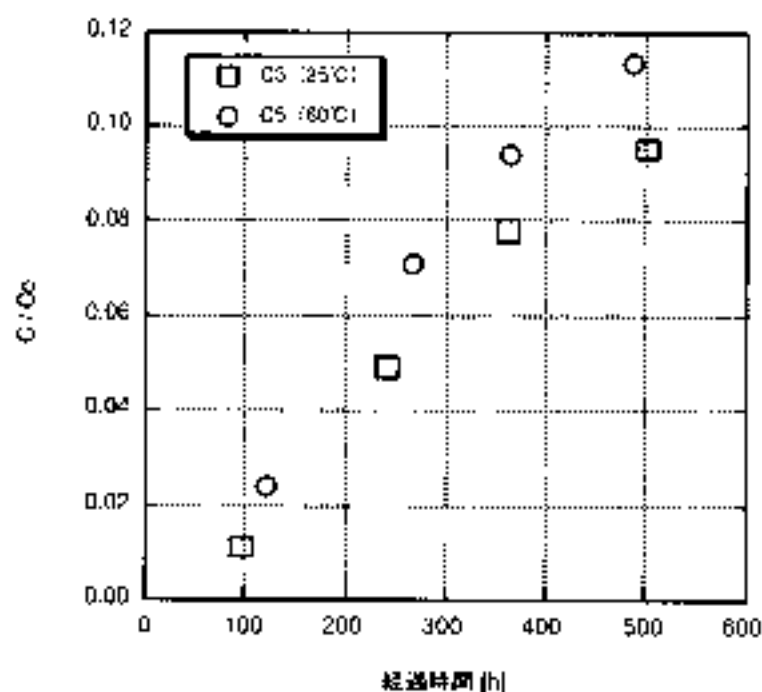


図 4.1.2- 53 セル B における溶存水素濃度の経時変化

上記の測定で得られた経時変化のうち、一例としてケース 3（乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} 、試料厚さ 0.5 cm 、 25°C ）の実測値と差分法による解析結果との比較を図 4.1.2- 54 に示す。実線はフィッティングによる解析結果の一例である。

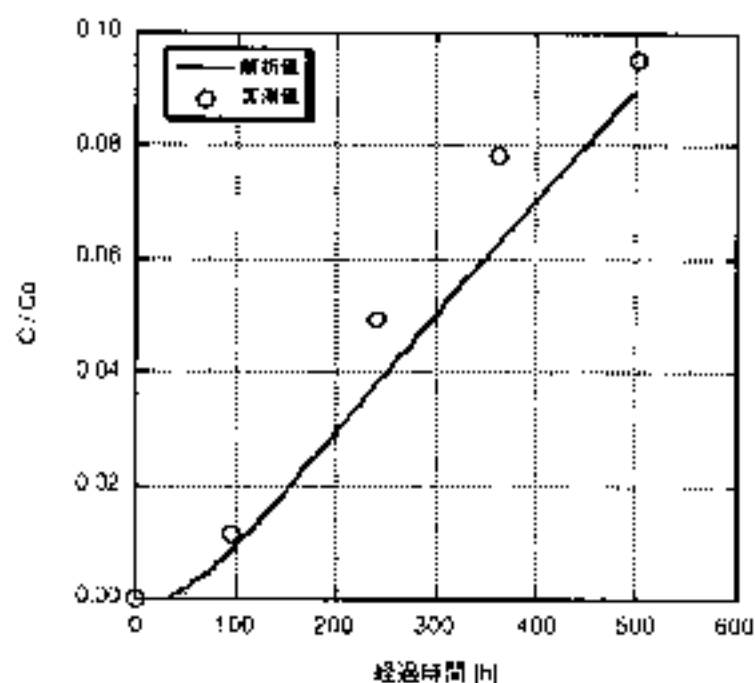


図 4.1.2- 54 ケース 3 の実測値と差分解の比較

b) 実効拡散係数と乾燥密度、温度との関係

測定された濃度変化に基づき差分法により求めた実効拡散係数の結果を表 4.1.2-17 および表 4.1.2-18 に示す。これらの表からわかるように、セル B の濃度の測定結果から求められた実効拡散係数値はセル A の測定結果から求められた値より小さめになっている。この理由として、セル A については微量の水素の逸散や緩衝材等への吸着などが考えられ、その結果セル A の濃度減少が大きくなり、その濃度変化に基づいて求められた実効拡散係数の結果もセル B に比較して大きくなったものと推測される。

以下には、データのばらつき等があるものの、測定結果からほぼ妥当な値を示していると考えられるセル B の値から求めた実効拡散係数を用いて、乾燥密度、温度の影響について述べる。

表 4.1.2-17 実効拡散係数（測定温度 25℃）

	セル A 濃度測定 結果から導出	セル B 濃度測定 結果から導出		セル A 濃度測定 結果から導出	セル B 濃度測定 結果から導出
C1	1.57×10^{-10}		C3		2.01×10^{-11}
	5.85×10^{-11}				2.06×10^{-11}
	5.42×10^{-11}				2.04×10^{-11}
	2.78×10^{-11}				1.75×10^{-11}
C2	5.69×10^{-10}		C4	2.94×10^{-10}	
	2.07×10^{-10}			2.20×10^{-10}	
	1.21×10^{-12}			7.76×10^{-11}	
	6.29×10^{-12}			6.65×10^{-11}	

表 4.1.2-18 実効拡散係数（測定温度 60℃）

	セル A 濃度測定 結果から導出	セル B 濃度測定 結果から導出		セル A 濃度測定 結果から導出	セル B 濃度測定 結果から導出
C5		2.44×10^{-11}	C7	2.09×10^{-10}	
		2.52×10^{-11}		1.91×10^{-10}	
		2.39×10^{-11}		5.61×10^{-11}	
		2.10×10^{-11}		4.78×10^{-11}	
C6	4.79×10^{-11}				
	7.56×10^{-11}				
	7.06×10^{-11}				
	5.29×10^{-11}				

図 4.1.2-55 にケイ砂混合体（30wt%）に対する乾燥密度と実効拡散係数との関係を示す。この図から実効拡散係数は、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} における値が、 1.6 Mg m^{-3} における値よりも若干小さい値を示すことがわかる。

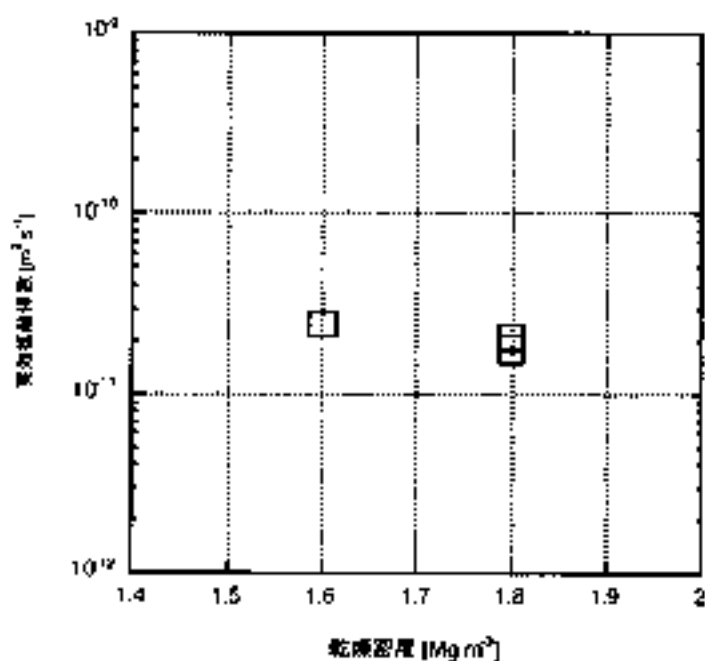


図 4.1.2- 55 乾燥密度と実効拡散係数の関係

また、図 4.1.2- 56 に温度と実効拡散係数との関係を示す。この図から、あまり顕著ではないが、実効拡散係数は 25℃に比して 60℃のほうが若干大きい値を示す傾向がみられる。

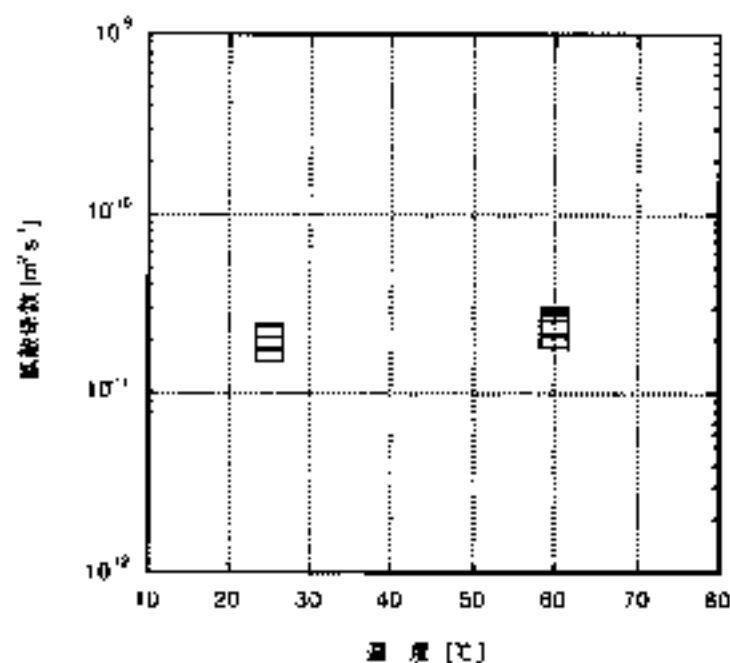


図 4.1.2- 56 温度と実効拡散係数の関係

以上、本試験の結果から求められた実効拡散係数は、 $10^{-10} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} \sim 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ の範囲にある。

一方、諸外国における試験結果では、試験材料などいくつか異なる点はあるが、およそ $10^{-9} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1} \sim 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ であり (Pandey, et al, 1974; Neretnieks, 1985; Krooss and Schaefer, 1987; Worgan, 1990; Volckaert, et al, 1993), 今回の試験結果はこれらの結果と同じような範囲にある。

(2) 緩衝材中におけるガス移行挙動

a. 試験概要

緩衝材中におけるガス移行挙動に関するデータの取得においては、緩衝材はオーバーバックの腐食によりガスが発生する時点では、地下水の浸潤により飽和状態にあると想定されることから、飽和膨潤状態の試料を対象に試験を行った (棚井ほか, 1999b)。対象とした試料はベントナイト単体およびケイ砂混合体 (30wt%) の2種類である。試験に使用した装置の概要を図 4.1.2- 57 に示す。試験の方法は、容器内に設置された飽和膨潤ベントナイト試料の下部より水素ガスを供給し、徐々にガス圧力を上昇させつつ透気時のガス圧力、透気流量を測定するものである。また、試験はすべて室温条件で行った。

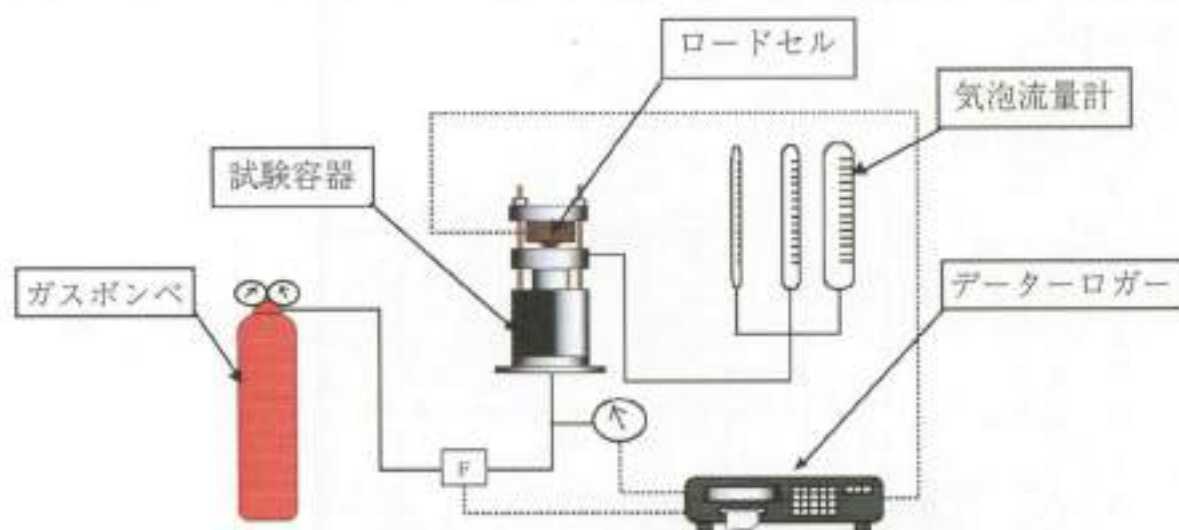


図 4.1.2- 57 ガス移行試験装置の概要

b. 試験結果

a) ガス有効浸透率

図 4.1.2- 58 には試験の結果から求められたガス有効浸透率を有効粘土密度で整理したものを示す。なお、試料中のガスの線形状流の式は次式で表される (ただし、温度は一定とする) (石油技術協会, 1983)。

$$K_g = \frac{2 \cdot Q \cdot \mu \cdot P \cdot L}{A(P_i^2 - P_o^2)} \quad (4.1.2-25)$$

ここで、 K_g はガス有効浸透率 [m^2]、 Q は透気流量 [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]、 μ はガスの粘性係数 [Pa s]、 P は大気圧 [Pa]、 L は試料の厚さ [m]、 A は試料の断面積 [m^2]、 P_i は入口側の圧力 [Pa]、 P_o は出口側の圧力 [Pa] である。

ここでいう「有効浸透率」とは、多孔質媒体内に二種類の流体が共存して流動している場合のそれぞれの浸透率をいう。これに対して単一流体のみが流動している場合を「絶対浸透率」といい、有効浸透率の絶対浸透率に対する比を相対浸透率という。なお、「浸透率」とは多孔質媒体が物理的に均質で変質しないときの単一流体の透過能力として定義されたものである（石油技術協会，1983）。

図 4.1.2- 58 からデータのばらつきはあるものの、有効粘土密度が大きいほどガス有効浸透率は小さくなる傾向を示すことがわかる。

ベントナイト単体の破過直後における透気流量は、ほとんどのものが微小流量で一定しているのに対して、ケイ砂混合体（30wt%）については破過直後にダイナミックフローを示すものや、あるいは破過直後は微小流量でも、短時間のうちにダイナミックフローを示すものなどさまざまであり、その結果ガス有効浸透率にばらつきを生じている。破過直後にダイナミックフローを示す要因としては、砂を混合することによる微小領域での不均質性などが考えられる。なお、これらの試験により得られたガス有効浸透率は、破過直後にダイナミックフローを示したデータなどを除外すれば、ケイ砂混合体（30wt%）で乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の場合およそ 10^{-17} m^2 程度であり、ベントナイト単体で乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} の場合、およそ $10^{-20} \sim 10^{-21} \text{ m}^2$ 程度である（棚井ほか，1999b）。

一方、Pusch andl Forscheberg（1983）の MX-80 を用いた試験では、 $10^{-20} \sim 10^{-21} \text{ m}^2$ 程度（かさ密度； $1.8 \sim 2.0 \text{ Mg m}^{-3}$ ）、同じく MX-80 を用いた Horseman et al.（1999）の試験では、 $2 \times 10^{-20} \text{ m}^2$ （乾燥密度； 1.68 Mg m^{-3} ）程度のガス有効浸透率が得られている。

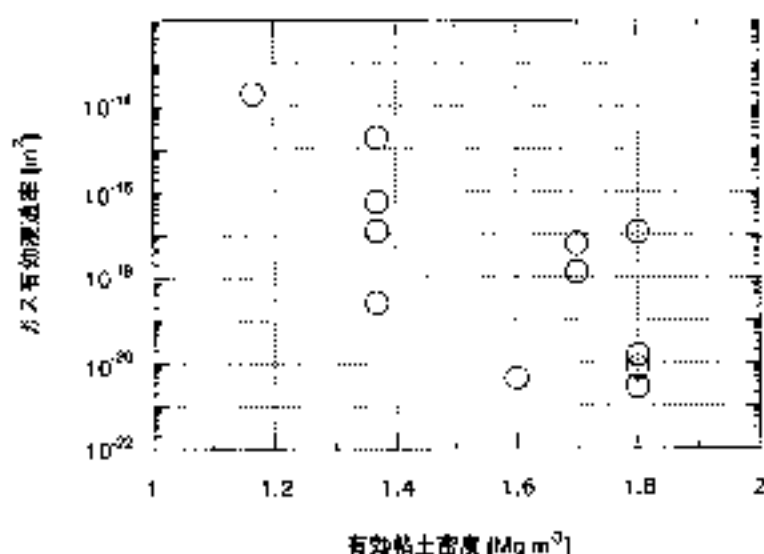


図 4.1.2- 58 有効粘土密度とガス有効浸透率の関係

b) 破過圧力

有効粘土密度と破過圧力の関係を図 4.1.2- 59 に示す。破過圧力は、有効粘土密度の増加とともに大きくなることからわかる。また、本試験で得られた結果から、有効粘土密度と破過圧力との関係は次式で表すことができる（棚井ほか，1999b）。

$$P_c = 0.1831 \rho_c^{5.064} \quad (4.1.2-26)$$

ここで、 P_c ；破過圧力[MPa]、 ρ_c ；有効粘土密度[Mg m^{-3}]である。

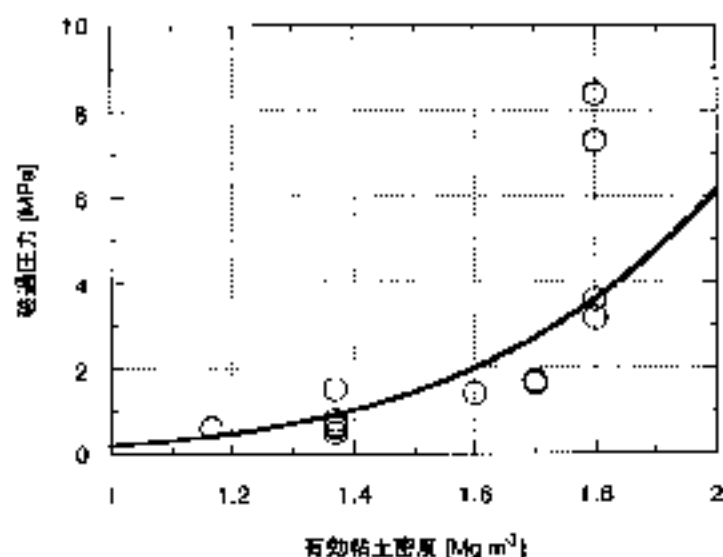


図 4.1.2- 59 有効粘土密度と破過圧力の関係

c) 破過圧力と膨潤応力の関係

Pusch et al. (1985) は、MX-80 ベントナイト（試料寸法； $\phi 50\text{mm} \times H20\text{mm}$ ）を用いたガス移行試験の結果をもとに、膨潤応力(P_r)と破過圧力(P_b)との比がおおよそ 1.0 以下であるということを示している。本試験で得られた破過圧力と膨潤応力の関係を図 4.1.2-60 に示す。この結果、試料厚さ 1cm の場合は、膨潤応力と破過圧力の比はおおよそ 1.0 程度となり、原点をとる直線関係が得られる。

一方、試料厚さが 5cm の場合の破過圧力は、1cm の場合に比して最大で 2 倍強となった（有効粘土密度 1.8Mg m^{-3} における高破過圧値と低破過圧値の相違幅）。これは、試料厚さが増すことによって、粘土中におけるガス圧力の変化とカスの移行経路となるクラックの進展速度との間に時間的な遅れが生じることによるものと推測される。すなわち、本試験では 7～10 日間保持した後、ガス圧力の昇圧を行っているが、ガス移行経路の生成が、時間的な遅れによって昇圧ステップに追いつかず、結果的に破過圧力が高めにでたものと考えられる。

実際の処分場における緩衝材の厚さは 70cm 程度となるが、オーバーバックと緩衝材間に蓄積したガスの圧力上昇が緩慢に進展すると考えられるため、緩衝材の膨潤応力程度で破過するものと推測される。

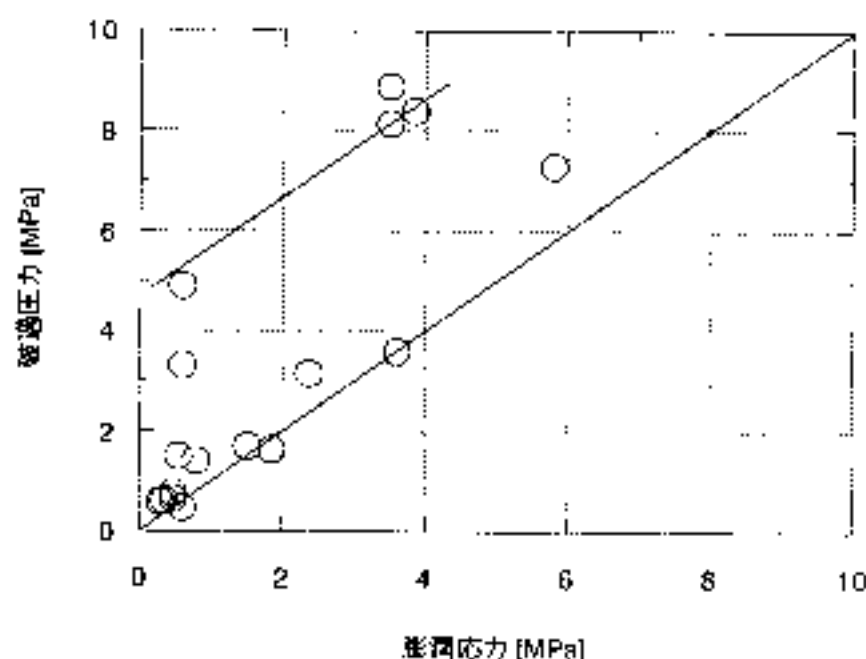


図 4.1.2-60 膨潤応力と破過圧力との関係

d) ガス移行経路の修復性

実際の処分場においては、オーバーバックと緩衝材間へのガスの蓄積と透気が繰り返

返される現象が生じるものと推定される。したがって、透気によって一度生成されたガス移行経路がベントナイトの持つ自己シール性により修復されるかどうかにかかわる評価が重要となる。そこで、一度透気した試料に再度水を供給したのち、同様の試験を実施する繰り返し試験を行った（棚井ほか、1999b）。表 4.1.2- 19 にその結果を、また、表 4.1.2-20 に Volckaert らの試験結果（Volckaert, et al., 1995）をそれぞれ示す。なお、Volckaert らの試験は、Boom 粘土を対象としたものである。

この結果、再飽和させた試料の破過圧力は初期のそれとほぼ同程度の圧力であった（Volckaert らの結果では、透水係数もほぼ同じ値）ことから、透気によって生成されたガス移行経路は、ベントナイトの自己シール性によって修復されるものと考えられる。

表 4.1.2- 19 繰り返し試験の結果

No.	破過圧力（一回目）	破過圧力（2回目）
1	8.88 MPa	8.14 MPa
2	0.60 MPa	0.59 MPa
3	0.62 MPa	0.65 MPa
4	3.59 MPa	3.15 MPa
5	1.64 MPa	1.70 MPa

表 4.1.2- 20 Volckaert らの試験結果

	Breakthrough pressure	Hydraulic conductivity
First step	1.20 MPa	$3.64 \times 10^{-12} \text{ m s}^{-1}$
Second step	1.20 MPa	$3.62 \times 10^{-12} \text{ m s}^{-1}$
Third step	1.16 MPa	$3.03 \times 10^{-12} \text{ m s}^{-1}$

e) 透気特性の飽和度依存性

図 4.1.2- 61 には、各飽和度におけるガス有効浸透率を絶対浸透率で無次元化した相対浸透率と飽和度の関係を示す。ガスの浸透率は飽和度の増加にともない減少し、飽和度 70%程度においては絶対浸透率の 1/100 ~ 1/1000 程度まで低下することがわかる。また、本試験の結果は Corey model（Corey, 1986）（図中の実線）により近似できる（棚井ほか、1996a；Tanai, et al, 1996b）。

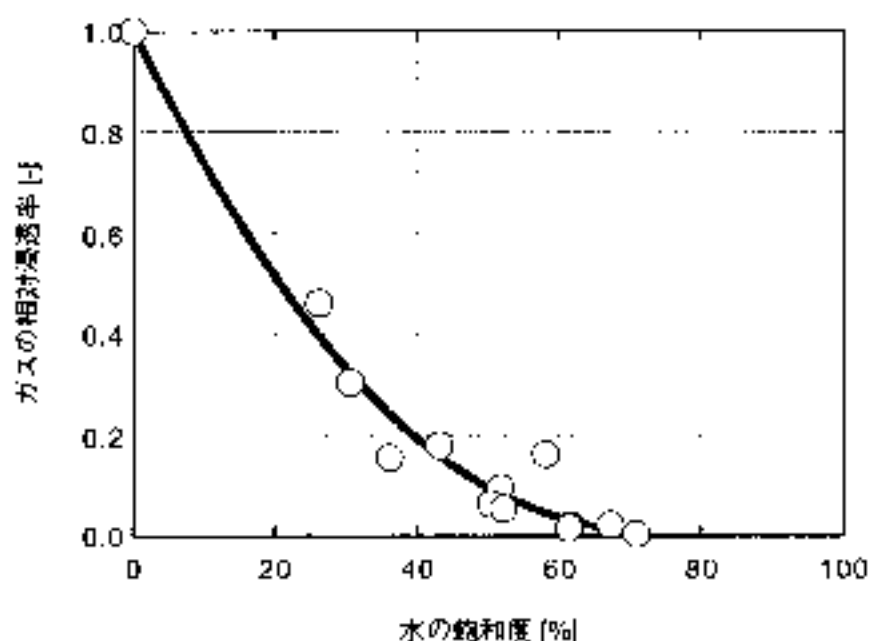


図 4.1.2- 61 透気特性の飽和度依存性

本試験ではケイ砂混合体（30wt%）およびベントナイト単体を用いた計測を行ったが、試験数が少なくかつ全体的にデータがばらついていること、またケイ砂混合体についてはダイナミックフローが生じ破過初期の低流量領域のデータが取得できなかったことなどの問題も含んでいる。したがって、今後はデータ数を増やし、より精度の高いデータを取得していく必要がある。また、実際の処分環境条件下を考慮し、地下水圧、地圧および温度条件を考慮した試験が必要である。さらに、これらの試験結果をもとに、現在、国際共同研究において開発を進めているガス移行モデルの検証を行う必要がある。

3)コロイドフィルトレーション

(1) 試験条件

緩衝材中でのコロイド粒子の移行現象を実験的に明らかにするために、金コロイドを用いた室内透過試験を実施した（Kurosawa et al., 1997）。金コロイドは粒径を単分散に制御しやすく、ベントナイト間隙水中でも安定に分散し、また元素分布などの表面分析において、追跡が容易であるという特徴を有する。試験では粒径約 15nm の金コロイドを、濃度約 100ppm に調製して用いた。ただし、コロイドの安定性を担保するために、界面活性剤（polyoxyethylene hydrogenated castor oil）およびエタノールを、各々 0.5wt%、10.0wt%となるよう添加した。この溶液の pH は 6.6 であった。

試験は、乾燥密度 1.0Mg m^{-3} 、飽和度 100%のベントナイト供試体について、ケイ砂混合率をパラメータとして実施した。供試体サイズは直径 50mm、厚さ 5mm の円盤状とした。さらに乾燥密度 1.8Mg m^{-3} でケイ砂混合率 50wt%の供試体についても実施した。これに約 90MPa の圧力で金コロイド（粒径約 $15 \times 10^{-9}\text{m}$ ）溶液を室温で透水させた。透過試験では、限外ろ過（MWCO：10,000）前後の Au の濃度を測定した。金コロイドの濃度は限外ろ過前の溶液の Au 濃度から限外ろ過後のそれを引いた値、すなわち限外ろ過による Au 濃度の減少分から確認した。

(2) 試験結果

試験結果を表 4.1.2-21 に示す。乾燥密度 1.0Mg m^{-3} 、ケイ砂混合率 0、30 および 40wt% の供試体では、金コロイドは通過しなかった。このうち、ケイ砂混合率 0wt%の供試体について供試体の透過断面を SEM および EPMA で観察したところ、金コロイドは供試体とコロイド溶液の接触面より数 μm の範囲で留まっていることを確認した。また TEM による観察により、金コロイドはベントナイトの有する微細な間隙構造によりトラップされていることを確かめた。

一方、乾燥密度 1.0Mg m^{-3} 、ケイ砂混合率 50wt%の供試体では、金コロイドは通過したが、乾燥密度 1.8Mg m^{-3} 、ケイ砂混合率 50wt%の供試体では金コロイドは通過しなかった。また、有効粘土密度で見ても、有効粘土密度が 0.70Mg m^{-3} 程度を下回ると金コロイドが透過することが予想される。

表 4.1.2-21 ベントナイトに対する金コロイドの透過試験結果

乾燥密度 [Mg m^{-3}]	ケイ砂混合率 [wt%]	有効粘土密度 [Mg m^{-3}]	試験結果
1.0	0	1.00	N.D.
1.0	30	0.79	N.D.
1.0	40	0.70	N.D.
1.0	50	0.61	+
1.8	50	1.35	N.D.

N.D.：金コロイドが検出下限以下、+：金コロイドが透過

4) 高温環境下における緩衝材の特性

地下深部に建設される処分場の地下施設では、地温や廃棄体からの発熱により緩衝材の温度が 50℃～100℃程度の高温環境にさらされるため（4.2.2.4 参照）、そのような高温環境下における緩衝材の特性について把握する必要がある。

乾燥したベントナイト粉末を 60℃、110℃、200℃に加熱し、その後冷却した場合の液性・塑性限界、蒸留水を混合した場合の自由膨潤量、および 200℃に加熱した後冷却したベントナイト粉末を用いた一軸圧縮強度については、加熱の影響はないことが示されている（Towhata et al., 1993；東畑ほか, 1998）。

水理特性については、4.1.2.1.5 に示したように、25℃から 90℃においては、温度が高くなるにつれて、水分移動を促進する方向に作用することが示されている。特に、飽和透水係数が温度上昇にともなって大きくなる温度依存性は、水の粘性の低下で説明できることがわかっている（松本ほか, 1997）。

温度上昇による透水係数の増加は、圧密特性にも影響を及ぼす一因であると考えられる。東畑らは、ベントナイトは 90℃では室温に比べ圧密速度が速くなることや、正規圧密状態で室温状態から 90℃まで温度を上げると二次圧密が促進される（体積が収縮する）ことを、実験的に示している（東畑ほか, 1998）。また、上らは 20～80℃程度でカオリン粘土や有明粘土を用いた圧密試験を実施しており、載荷間隔や温度が一定であれば、温度ごとに e -log P 曲線が存在し、温度が一定になった後の圧縮指数や二次圧密係数は、圧密圧力や温度によらず一定の値を示すことを明らかにしている（上ほか, 1996）。さらに、東畑らは、MC 粘土による圧密非排水、圧密排水三軸圧縮試験を行い、同じ拘束圧下であれば高温により圧密が促進されるため、室温条件よりも剛性、強度とも大きくなることを示している（東畑ほか, 1998）。

膨潤応力も、加熱によりベントナイトの体積が収縮する可能性があることから、温度上昇にともない小さくなることが実験的に示されている（鈴木・藤田, 1999b；東畑ほか, 1998）。

しかし、逆に、50℃～100℃程度では、せん断特性には温度の影響がないこと（Börgesson et al., 1988）、膨潤応力が大きくなること（Pusch et al., 1990）、さらに、高密度であれば高温になっても膨潤応力は大きく変化しないこと（Pusch et al., 1993）も示されており、高温環境下における緩衝材の特性については、十分に把握されていないのが現状である。今後、高温環境下における長期的な挙動を含めた特性試験を実施し、知見を蓄積していくとともに、シナリオ解析の中でも緩衝材の特性に及ぼす高温の影響について総合的に評価していく必要がある。

4.1.2.1.10 ブロック間継目部の特性

1) はじめに

緩衝材の施工方法としては、現場締固め方式とブロック定置方式が考えられている。ここでは、ブロック定置方式を対象にブロック一体部分およびブロックの継目部分の力学特性および浸透特性について検討を実施した（千々松ほか，1998a）結果を示す。

2) ブロック継目部のせん断特性

試験に用いた供試体は、図 4.1.2- 62に示すように、直径 5cm、厚さ 2cm の一体型供試体、直径 5cm、厚さ 1cm の供試体を重ねた分離型供試体、分離型供試体を飽和セル内で膨潤圧により圧着させて一体化した圧着型供試体の 3 種類である。飽和度 50%、100% のベントナイト単体（乾燥密度 1.8Mg m^{-3} ）およびケイ砂混合体（30wt%，乾燥密度 1.6Mg m^{-3} ）に関して上記の 3 種類を準備し、表 4.1.2- 22 に示す合計 10 種類の供試体に対してせん断試験を実施した。飽和度 50% は緩衝材が設置された時点の状態を、100% は緩衝材が定置後に飽和した状態を想定している。



図 4.1.2- 62 ブロック継目部のせん断特性に関する試験供試体の模式図

表 4.1.2- 22 ブロック継目部のせん断試験用供試体一覧

飽和度	材料	一体型	分離型	圧着型
50%	ベントナイト単体	○	○	
	ケイ砂混合体	○	○	—
100%	ベントナイト単体	○	○	○
	ケイ砂混合体	○	○	○

せん断試験は、図 4.1.2- 63 に示す一面せん断試験装置（圓井製作所製）を用いて、垂直荷重を一定に保ちながら、一定のせん断変位速度（ 0.05mm min^{-1} ）でせん断変位 2mm まで実施した。設定した垂直応力は 0.2、1.0、2.0、3.0MPa の 4 種類である。

飽和度 50% の一体型供試体および分離型供試体の各垂直応力に対するせん断試験結果を図 4.1.2- 64 に示す。供試体はベントナイト単体である。一体型供試体の場合、垂直応力の違いによるせん断強度の差はそれほど大きくないが、分離型供試体の場合、垂直応力が小さいとせん断強度はほとんど発揮されていない。

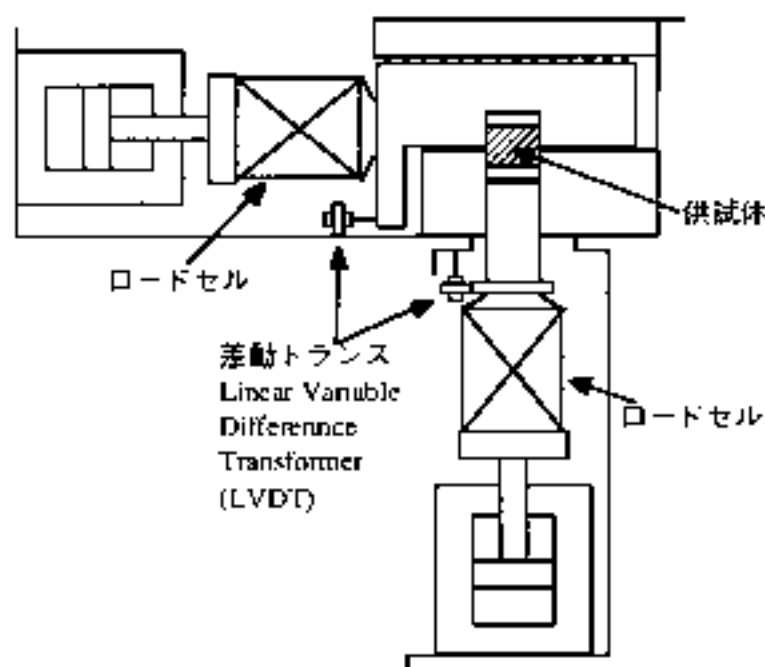


図 4.1.2-63 せん断試験装置

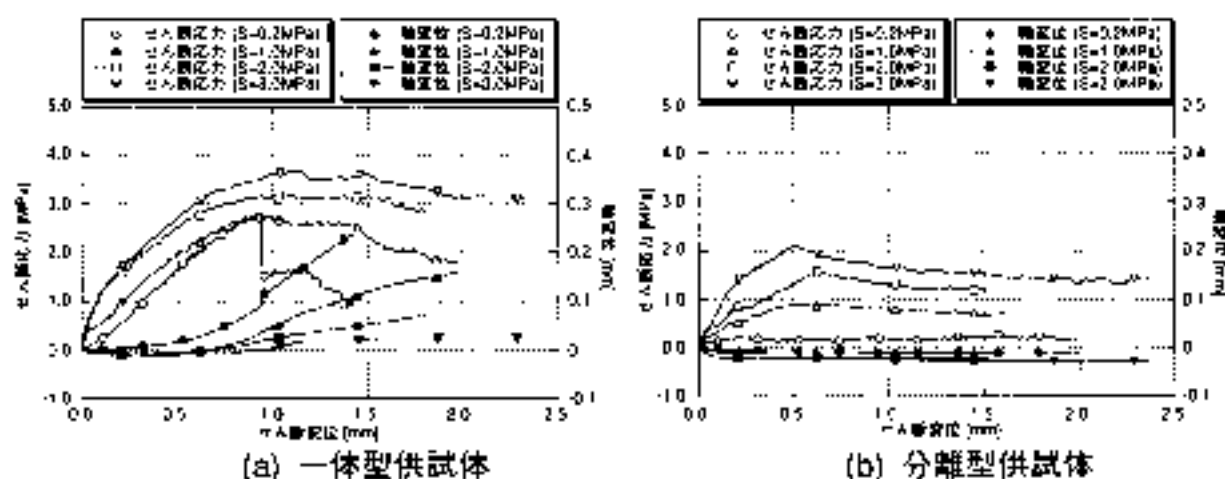


図 4.1.2-64 飽和度 50% 供試体のせん断試験結果

ベントナイト単体試料の一体型供試体、分離型供試体および圧着型供試体について各飽和度、各垂直応力におけるピークせん断強度および残留せん断強度の値を表 4.1.2-23 に示す。表 4.1.2-23 から、一体型供試体はすべての垂直応力下において、ピークせん断強度および残留せん断強度いずれも分離型供試体および圧着型供試体より大きいことがわかる。すなわち、飽和した状態においてもベントナイトブロック自体はブロックの継目と比較して十分なせん断強度を有していることがわかる。ピークせん断強度について分離型供試体および圧着型供試体を比較すると、圧着型供試体の強度は分離型供試体のものよりすべての垂直応力下で大きくなっている。これは供試体が圧着していることの優位性を示していると考えられる。これを一体型供試体の強度と比較すると強度比で 0.48 から 0.63 となる。

一方、残留せん断強度については、垂直応力が 1.0MPa 以上の場合は圧着型供試体と分離型供試体の差はみられなくなる。これは、破壊するまでは圧着した効果により圧着型供試体の優位性がみられるが、いったん破壊した（圧着面が滑った）後は分離型供試体と同じ状態になるためと考えられる。緩衝材定置後、浸潤によりベントナイト緩衝材の飽和度が上昇し、それにともなってベントナイト内に膨潤圧が発生し、継目が圧着されることになるが、一度圧着したブロックの境界面の強度はベントナイトブロック自体の少なくとも 2 分の 1 程度であると考えられる。

表 4.1.2-23 飽和度別にみた各供試体のせん断強度

飽和度	供試体	ピーク強度 [MPa]				残留強度 (MPa)			
		0.2	1.0	2.0	3.0	0.2	1.0	2.0	3.0
50%	一体型	2.83	2.75	3.22	3.68	1.67	1.80	2.84	3.14
	分離型	0.20	0.90	1.56	2.09	0.20	0.70	1.20	1.40
100%	一体型	0.95	1.53	1.47	1.48	0.95	1.20	1.20	1.20
	分離型	0.15	0.52	0.64	0.72	0.15	0.50	0.64	0.72
	圧着型	0.60	0.74	0.74	0.90	0.40	0.57	0.57	0.77

せん断試験結果から得られた各供試体のピークせん断強度および残留せん断強度から、粘着力および摩擦角を算出した結果を表 4.1.2-24 に示す。表 4.1.2-24 より、飽和度 50% の場合はブロック一体部に比べブロック継目部のせん断強度はかなり小さいことがわかり、ブロック継目部は弱部となることが考えられる。一方、飽和度 100% の場合はブロック一体部の強度は飽和度 50% の時点に比べて小さくなるが、ブロック一体部と継目部の差は無くなって来る。すなわち、緩衝材が飽和することにより全体的に強度は小さくなるが、弱部となる部分は無くなって来るものと考えられる。

表 4.1.2-24 飽和度別にみた各供試体のせん断強度特性

飽和度	供試体	ピーク強度		残留強度	
		粘着力[MPa]	摩擦角[deg]	粘着力[MPa]	摩擦角[deg]
50%	一体型	2.61	18.1	1.46	30.3
	分離型	0.15	33.8	0.21	23.4
100%	一体型	0.81	35.9	0.89	17.4
	分離型	0.06	24.8	0.06	23.6
	圧着型	0.57	9.9	0.36	12.0

飽和度 50% の 一体型供試体と分離型供試体についてベントナイト単体とケイ砂混合体とのせん断試験結果を比較したものを図 4.1.2-65 に示す。また、飽和度 100% の 一体型供試体、分離型供試体、圧着型供試体についてベントナイト単体とケイ砂混合

体のせん断試験結果を比較したものを、図 4.1.2-66 に示す。いずれの場合においても、垂直応力は 0.2MPa である。

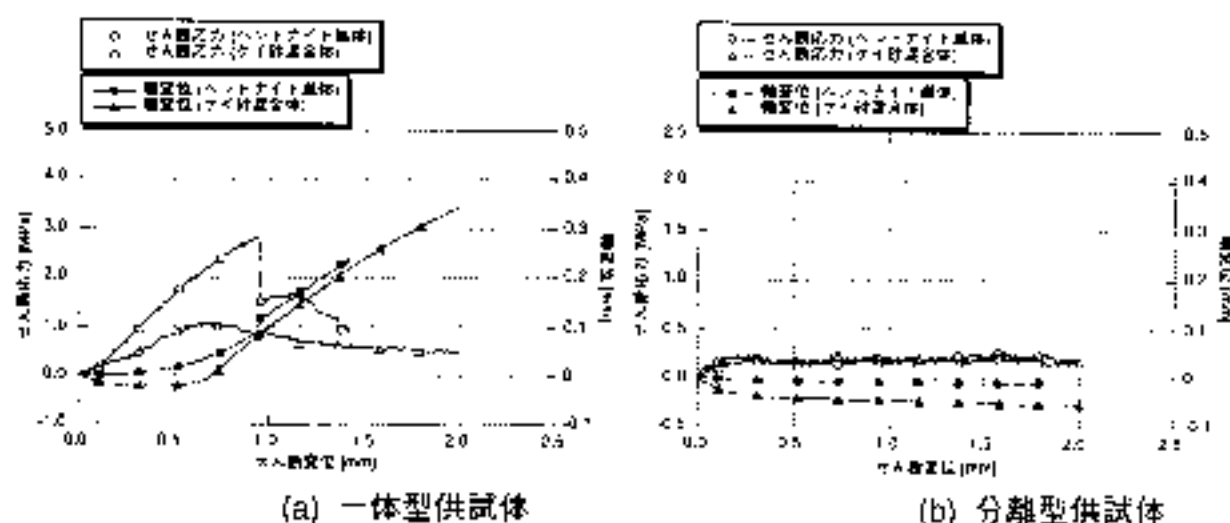


図 4.1.2-65 せん断試験結果の比較（飽和度 50%、垂直応力 0.2MPa ）

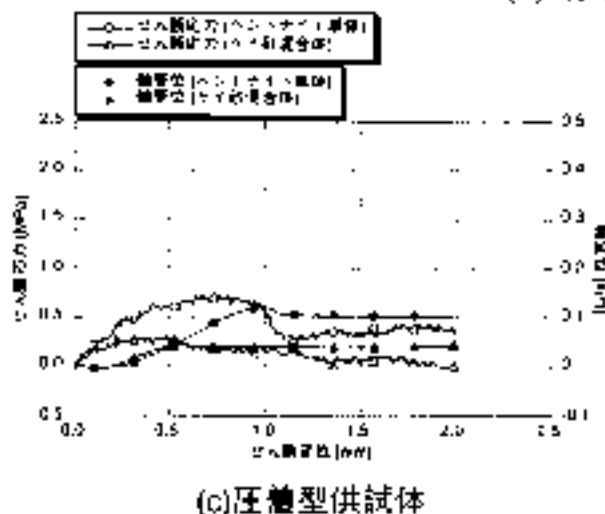
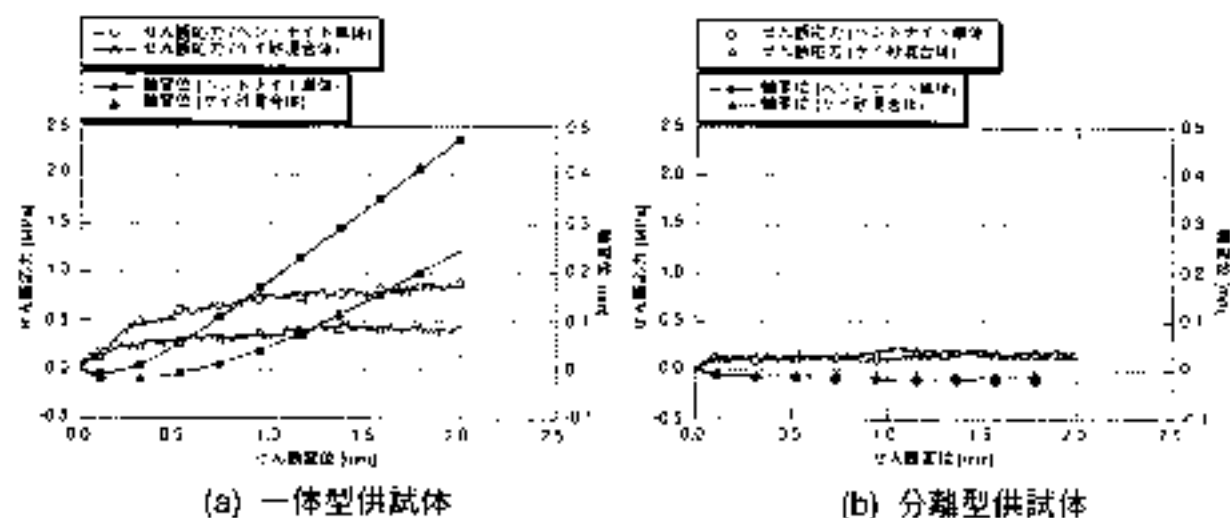


図 4.1.2-66 せん断試験結果の比較（飽和度 100%、垂直応力 0.2MPa ）

せん断強度についてみてみると、飽和度にかかわらず、一体型供試体ではケイ砂混合体のピークせん断強度、残留せん断強度はともにベントナイト単体の約2分の1程度であることがわかる。また、分離型供試体では、ケイ砂混合体のピークせん断強度、残留せん断強度はともにベントナイト単体のものとほぼ同じ大きさであることがわかる。圧着型供試体については、ケイ砂混合体でも若干の圧着効果が見られるものの、ベントナイト単体ほど顕著ではない。また、圧着効果が見られるせん断変位はベントナイト単体の約2分の1となっている。ケイ砂混合体のせん断強度特性が小さい原因の一つとして、砂粒子とベントナイトとの変形係数の差が大きいため砂粒子のエッジ部で大きな応力集中が発生することが考えられる。また、発生する膨潤圧がベントナイト単体に比べて小さいため、圧着効果も小さいものと考えられる。

3) ブロック継目部の浸潤および透水特性

浸潤試験(4.1.2.1.5 参照)をブロック一体部およびブロックの継目部を対象に実施した。ブロック間の継目を模擬するため、供試体を半分ずつ圧縮成型し、組み合わせたもの(以下、継目供試体という)を用いた。一体型供試体および継目供試体の形状および浸潤方向を図 4.1.2- 67に示す。試験は、ベントナイト単体(乾燥密度 1.8Mg/m³)に関して実施した。

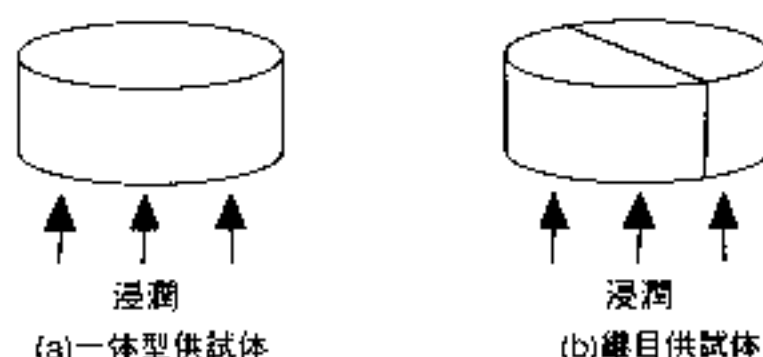


図 4.1.2- 67 ブロック継目部の浸潤特性に関する試験供試体の模式図

浸潤試験によって得られた供試体浸潤面からの距離と体積含水率との関係を水分分布図として図 4.1.2- 68に示す。一体型の継目がない供試体のものを(a)に、継目を持つ供試体のものを(b)に示す。グラフ縦軸は体積含水率、横軸は浸潤面からの距離である。水分分布図中のプロットは実測値、曲線は実測値に対する近似曲線である。

時間の経過とともに供試体全体の水分が増加していく様子が読み取れるが、継目供試体と一体型供試体を比較すると継目供試体の方が水の浸潤が早いことがわかる。

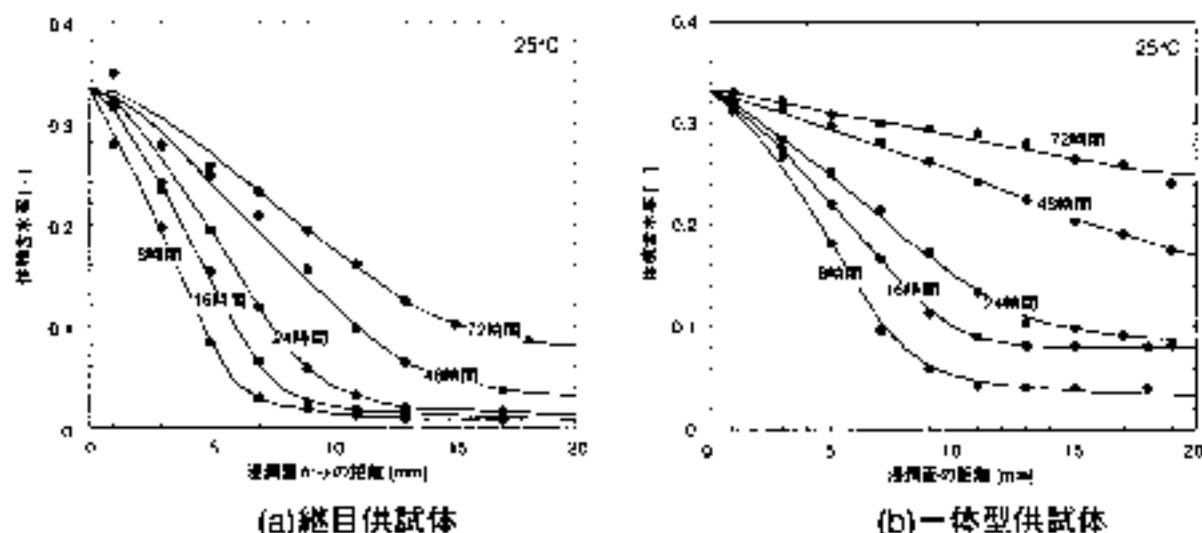


図 4.1.2- 68 一体型供試体と継目供試体における浸潤挙動の比較

また、飽和透水試験（4.1.2.1.5 参照）をブロック一体部およびブロックの継目部を対象に実施した。継目供試体の形状および注水方向は図 4.1.2- 67と同じである。試験は、ベントナイト単体（乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} ）およびケイ砂混合体（30wt%，乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} ）に関して実施した。継目供試体は、膨潤により継目を塞いだ後にセル内の平均の乾燥密度が所定の値になるように作製した。

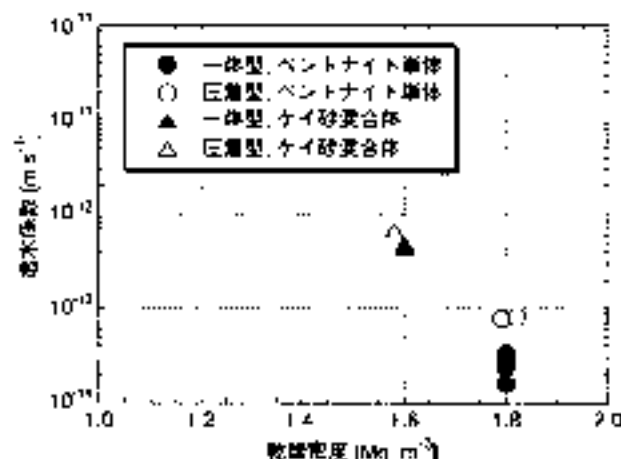


図 4.1.2- 69 一体型供試体と継目供試体の透水係数の比較

図 4.1.2- 69に一体型供試体および継目供試体により得られた透水係数を示す。どちらの供試体もほぼ同じオーダーを示した。すなわち、透水における継目部の影響は、ベントナイトの膨潤により継目が圧着された後は小さくなるものと考えられる。

また、圧縮成型したブロックを組み合わせた供試体を用い、大型透水試験を実施した（古市ほか，1998a）。供試体は、ケイ砂混合体（30wt%）である。これを、乾燥密度が 1.8 Mg m^{-3} となるように7つのブロックを圧縮成型し、このブロックを組み合わ

せて直径 50cm、厚さ 5.3cm の試験容器の中に設置した（図 4.1.2- 70）。供試体設置時の試験容器内のブロック間の継目幅は厚さ方向に合計 3mm、直径方向に合計 4mm であり、ペントナイトの膨潤後の乾燥密度は 1.68Mg m^{-3} となる。試験容器の一方から水を加圧注入し、注水圧は 4.0MPa とした。

本試験で得られた供試体の透水係数は $6.0 \times 10^{-13} \text{ m s}^{-1}$ であった。図 4.1.2- 69と比較すると本試験で得られた透水係数は一体型供試体を用いて実施した室内透水試験での値に比べ乾燥密度が小さいにも関わらず大きな値となった。しかし、室内試験と同様、オーダーとしては、ほぼ一致している。

以上の結果から、ブロック型緩衝材を用いた場合、定置初期はブロック間の継目の影響で浸潤は早くなるものの、緩衝材が飽和した後は、継目の影響は小さくなると思われる。

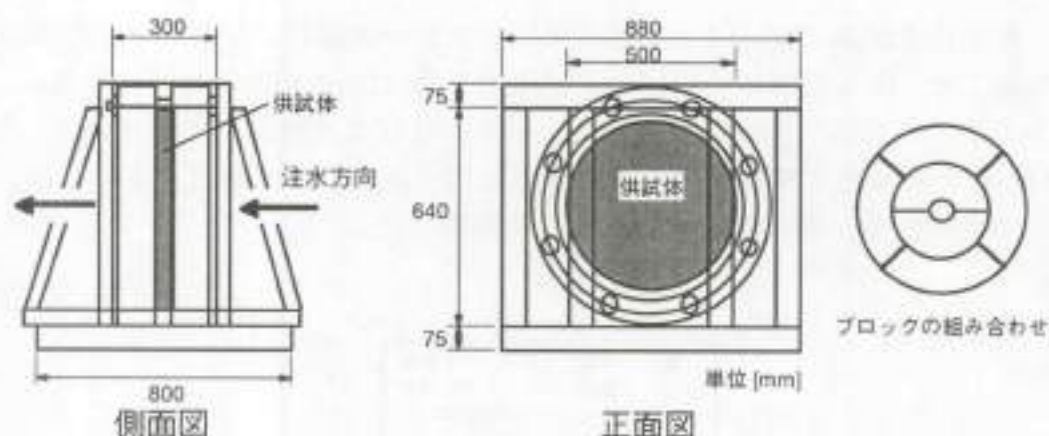


図 4.1.2- 70 ブロックプラグ室内試験

4.1.2.1.11 経年挙動

1) 変質

緩衝材材料であるベントナイトは、環境条件（温度、溶液組成など）によっては、主要構成鉱物であるスメクタイトの層間陽イオンの交換やスメクタイトの鉱物学的変化、溶存シリカの沈殿等によるセメンテーション等が生じ、緩衝材の諸特性に変化を及ぼす可能性がある。

(1) イオン型の変化

陽イオン交換によるイオン型の変化としては、スメクタイト層間の Na イオンが、地下水およびベントナイト間隙水中の Ca イオンと置き換わる Ca 型化、あるいは炭素鋼オーバーバックの腐食により生じる Fe イオンと置き換わる Fe 型化が考えられる。Ca 型化した高密度の供試体では、Na 型の供試体と比較して膨潤能力、透水係数、核種の拡散係数等は大きく変化しないというデータが得られている（たとえば、前田ほか、1998、図 4.1.2.1.7-4 参照）。一方、体積変化を許した際に膨張性が低下するという報告（三原ほか、1998）もあるが、Ca 型化は緩衝材が飽和、膨潤した後に生じると考えられることや Ca 型化ベントナイトも膨張性能を有していることから Ca 型化は設計上緩衝材性能に有意な影響を及ぼさないものと考えられる。以上のことから Fe 型化による緩衝材性能の変化についても、イオン型の変化のみであれば Ca 型化で認められる程度であると推定される。

(2) 鉱物学的な変化

鉱物学的な変化として考えられるものとして、スメクタイトのイライト化、鉄との相互作用による擬クロライト化、鉄スメクタイト化等が挙げられる（たとえば、Johnston and Miller, 1985）。また、高 pH の環境に曝された場合には、C-S-H ゲル化、ゼオライト化のような変質も知られている（たとえば、Duenden, 1992；久保ほか、1998）。

a. イライト化、擬クロライト化、鉄スメクタイト化

スメクタイトのイライト化は天然の埋没経成作用や熱水変質作用の結果として広く認められる現象である。Pusch（1983b）や Kamei et al.（1992）による、温度、時間履歴、化学環境等を明らかにしたナチュラルアナログ研究においては、100℃を超える条件で 100 万年以上スメクタイトが安定に存在していた例が報告されている。また、石川ほか（1994）は、スメクタイトのイライト化に関する反応速度式を用いてイライト化率の時間変化の計算を行い、100℃を超える期間が数十年に及び、かつ最高温度が 130℃程度になる場合であっても著しいイライト化は生じないことを報告している。

また、オーバーバックの腐食によって生成する鉄イオンが緩衝材中を拡散し、緩衝材中に腐食生成物が沈着したり、あるいはスメクタイトと反応し鉱物学的な変化を起こすこと（擬クロライト化、鉄スメクタイト化）が懸念される。出光（1994）は炭素

鋼腐食生成物と接触させた圧縮ベントナイトの観察から腐食生成物拡散部分が固くなっていることを報告している。しかし、腐食生成物が拡散したベントナイト中の核種の見かけの拡散係数は低くなる（核種がより遅延される）傾向があることも示されている（Idemitsu et al., 1998）。鉱物学的な変化に関するより長期の事例研究として、鉄製支保と接触していたベントナイト鉱床の研究（ニッ井ほか, 1996b; Kamei et al., 1998）があるが、この事例においては、層間陽イオンの鉄型化は示唆されたもののクロライト類似の鉱物（14Å非膨張層）の生成（擬クロライト化）や、鉄スメクタイト（鉄サポテイト、ノントロナイト等）の生成は認められていない。以上のことから、これらのスメクタイトの鉱物学的な変化については、現状では十分な知見が得られていないものの、容易かつ速やかに起こる反応ではないことがわかる。

イライト化、擬クロライト化等の変質は、いずれも非膨張層への変質であり、仮にこれらの変質が生じるとすると、定性的にはイオン交換性核種の分配係数の低下、膨潤応力や自己シール性の低下および拡散挙動の変化が考えられる。しかし、これらの性能の変化はいずれも変質の程度に依存し、ある量のスメクタイトが残存している限り、所要の緩衝材性能は維持されるものと期待される。

b. 高 pH 環境下における鉱物学的な変化

処分坑道の支保にセメント系材料を用いた場合には、ベントナイトが高 pH 環境に曝される可能性もある。高 pH においては、スメクタイトが溶解し、二次鉱物として C-S-H ゲル、ゼオライトなどが生成することが室内試験において認められており（たとえば、Johnston and Miller, 1984）、ナチュラルアナログ研究においても支持されている（Savage, 1996）。しかしながら、スメクタイトの変質には pH および温度依存性が認められており、pH11 で温度が 100℃以下の条件では、スメクタイト溶解速度も遅く（久保ほか, 1998）、2 年までの変質試験において二次鉱物の生成が認められていない（黒木ほか, 1998）。このことは、粘土鉱物の安定限界を pH11 として取り扱うこととした Bradbury and Baeyens (1997) の見解を支持するものである。

したがって、浸出液の pH が最大でも 11 程度となるような低アルカリ性のセメント系材料（大和田ほか, 1999）を用いる場合には、顕著な変質は避けられると考えられる。しかし、より長期にわたるスメクタイトの安定性や C-S-H ゲルの発生などについては、今後、さらにデータの蓄積や速度論的評価行っていく必要がある。

(3) セメンテーション

スメクタイトあるいは随伴鉱物の溶解に伴い、アモルファスシリカ等の二次鉱物の沈殿（セメンテーション）が起き、鉱物学的な変化が顕著でない場合でも、これが緩衝材特性に影響を及ぼすことも考えられる。天然のベントナイト鉱床（Pusch and Kamland, 1988）やストリバ鉱山での原位置試験（Pusch et al., 1993）および室内試験

(Pusch et al., 1991; Couture, 1985a,b) 等において顕微鏡レベルでのセメンテーションの観察や、膨潤応力、透水係数、クリープ特性等の変化が報告されているが、これらはいずれも 100℃を超える温度を経験したベントナイト試料であり、100℃を超えない条件では、実質的にはセメンテーションの影響はないと考えられる。

以上より、緩衝材の温度が 100℃未満となるよう処分場が設計され、なおかつ、緩衝材近傍でセメント系材料を用いる際には、その材料を適切に選定することで、緩衝材性能を損なうような変質は考えにくい。

2) 流出

埋設後の緩衝材は地下水を浸潤により膨潤して岩盤内の亀裂に侵入、流出することが考えられる。ここではこれに関して、試験を実施し、侵入に関するモデル化を検討した。

(1) 試験方法

ベントナイトの岩盤中への亀裂への侵入と流水によるベントナイトの浸食の二つの現象に対応して、静水試験および流水試験の2種類の試験を実施した。図 4.1.2-71 に試験装置の概念を示す。図に示すように周辺岩盤は上下2枚の透明アクリル製の厚板で模擬し、その中心部に処分孔を模擬する孔を設け、圧縮ベントナイト供試体を設置した。供試体は、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のベントナイト単体と、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} および 1.8 Mg m^{-3} のケイ砂混合体 (30wt%) を用いた。供試体の寸法は、静水試験で直径 50mm、高さ 50mm、流水試験で直径 10mm、高さ 10mm の円筒形である。岩盤亀裂は上下の厚板の間にスペーサー (ステンレス鋼製薄板) を挿入することにより模擬した。模擬亀裂に蒸留水を供給し、供試体が吸水、膨潤する挙動を上方から観察し、写真撮影等により流出距離 (模擬処分孔壁面から流出ゲル先端部までの距離) を測定した。模擬亀裂幅は、0.3~1.5mm の範囲で設定した。供試体の上部には金属 (ステンレス鋼) 焼結フィルタを設置、供試体下部にはピストン (ステンレス鋼製丸棒) を介してロードセル (共和電業社製、糸ゲージ式) を設置し、模擬処分孔部分の膨潤応力を測定した。静水試験での模擬亀裂内への水の供給は、水頭差のみで行った。流水試験では、模擬亀裂内には上部アクリル板に開けた二つの注水孔の一方から水を供給、他方から排水し、2次元的な流れ場を形成した。流水試験では、亀裂内に2次元的な流れがあるため、流出パターンはこの影響を受け、流出ゲルの先端が水流により浸食される場合は、ゲルが上流側から下流側に移動し、排水側で流出距離が大きくなることが予想される。このため、流水試験では、周方向 45° ごとに 8 方向で流出距離を測定し、その傾向を把握した。

(2) 試験結果

a. 静水試験の結果

静水試験では、ペントナイト供試体の中心軸に対して対称な形で試験を実施しており、流出距離の方向依存性は認められなかった。流出距離の経時変化を図 4.1.2-72に示す。流出距離は、既往の研究 (Kanno and Wakamatsu, 1991) と同様に、次式に示すように時間の平方根に比例しており、亀裂幅が大きい程、またペントナイト含有量が多い程大きくなる傾向を示している。

$$y = A(d, Bc)\sqrt{t} \quad (4.1.2-27)$$

ここで、 y は流出距離、 t は時間、 A は亀裂幅 d とペントナイト含有比 Bc に依存する比例係数である。

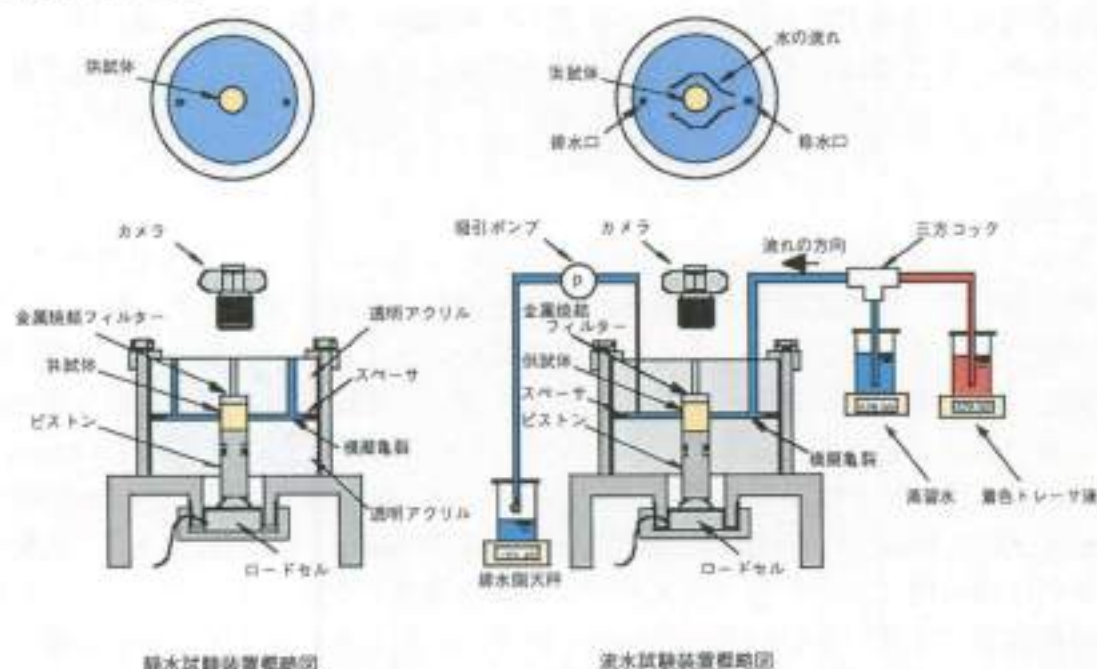


図 4.1.2-71 緩衝材流出挙動試験装置

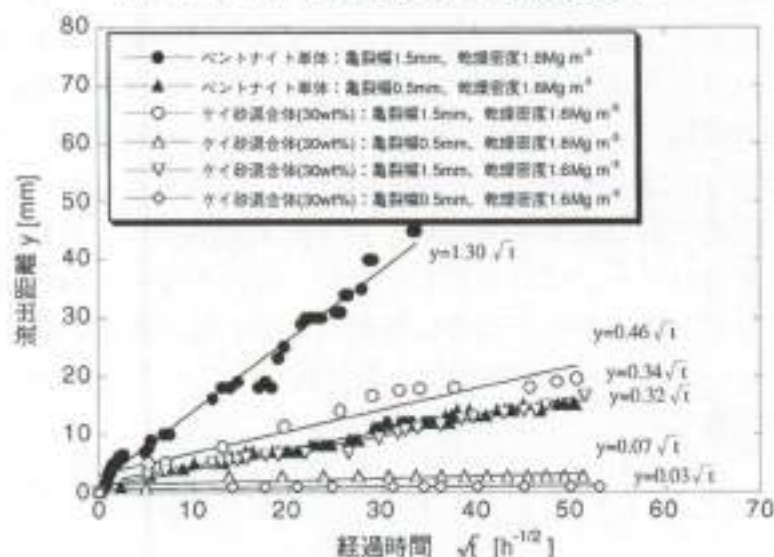


図 4.1.2-72 流出距離の経時変化 (静水試験)

図 4.1.2-73 に膨潤応力の経時変化を示す。ベントナイト単体供試体で、亀裂幅が 1.5mm の場合、膨潤応力は約 1.6MPa でピークに達してから徐々に低下している。これは、亀裂への流出により、模擬処分孔内のベントナイト量が減少したためと考えられる。その他の場合は、膨潤開始後 40 日以降の時間の経過にともなう膨潤応力の極端な低下は認められない。静水試験の場合、後述する流水試験に比べ、供試体の寸法が入きいため、および、模擬亀裂の供試体に対する体積比が小さいため、流出による膨潤応力の低下は顕著に現れていないものと考えられる。

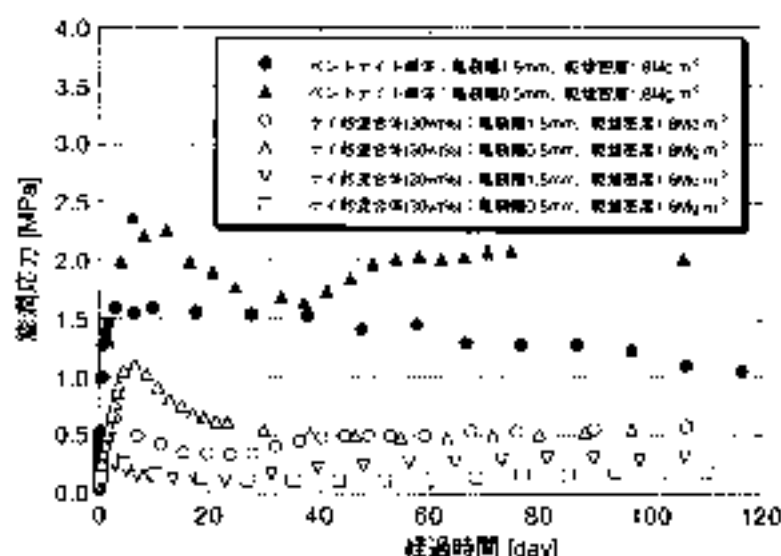


図 4.1.2-73 膨潤応力の経時変化（静水試験）

6. 流水試験の結果

流水試験では条件にかかわらず、模擬亀裂へ供給する水の流量を一定としたため、亀裂内の水の流速は、亀裂幅が大きい程小さくなった。亀裂内の水の流速に関しては、流量と流路断面積から算出して推定する方法と、流れの着色トレーサーを用いた可視化により実測する方法で評価を行った。トレーサーを用いて確認した結果、亀裂に侵入したベントナイトの近傍（脇）では流速が大きく、亀裂の外周部付近では小さいことが観測された。とくにベントナイト近傍では平均流速の 3 倍程度となっている。流水試験の結果、亀裂幅が 0.3mm の場合は、排水側の流出距離が他の方向よりも 2 倍以上大きく、浸食が起こり、上流側のベントナイトのゲルが下流側へと流されたものと考えられ、それ以外の亀裂幅でも排出側で流出距離が最大となっているが、そのほかの方向との差は小さく、浸食は起こっていないと判断された。この結果を水の流速推定値と合わせて表 4.1.2-25 にまとめる。表より、No.1 と No.2 の流速値の間が、浸食現象の発生する境目になると考えられる。ただし、表 4.1.2-25 は、平均流速の推定値に基づいており、可視化による実測値は平均流速の 3 倍程度と予想されることを考慮する必要がある。

表 4.1.2-25 ベントナイトの浸食に関する流水試験結果

No.	亀裂幅 [mm]	平均流速 [m sec ⁻¹]	浸食の有無
1	0.3	2.77×10^{-3}	有
2	0.5	1.66×10^{-2}	無
3	1.0	8.31×10^{-3}	無
4	1.5	5.54×10^{-3}	無

(3) 緩衝材の岩盤亀裂中への侵入の解析モデル化

緩衝材の侵入挙動に関しては、緩衝材の膨潤応力と粘性抵抗をもとに拡散係数を設定する考え方 (Kanno et al., 1999) に基づいてモデル化した。

侵入現象のメカニズムは、膨潤にともなうベントナイト粒子の移動と考えられている。膨潤性粘土の移動を表す式 (中野ほか, 1982; Nakano et al., 1986) は以下のようになる。

$$q_s = -D_s \frac{\partial \sigma}{\partial z} \quad (4.1.2-28)$$

$$D_s = k_s \frac{d\psi_s}{d\sigma} \quad (4.1.2-29)$$

ここで、 q_s は粘土粒子の流束、 D_s は固相拡散係数、 σ は固相率 (V_s/V 、ここで V_s は固相の体積、 V は全体積)、 z は座標、 k_s と ψ_s は各々、透水係数と水分ポテンシャルのアナロジーとして導入された固相伝導係数および粒子ポテンシャルである。

この膨潤性粘土の移動論にもとづき、緩衝材の膨潤応力と粘性抵抗を用いて固相拡散係数を設定することにより緩衝材の侵入挙動をモデル化した (Kanno et al., 1999)。モデル化の概要を以下に示す。

飽和条件を仮定し、粘土粒子と水の質量保存則を考慮し、さらに粒子ポテンシャルが膨潤応力 P_s と等価であると考えると、固相拡散係数は次式で与えられる

$$D_s = \frac{\alpha k}{\rho_w g} \frac{dP_s}{d\sigma} \quad (4.1.2-30)$$

ここで、 ρ_w は水の密度、 g は重力加速度、 k は透水係数である。

緩衝材に外部応力等が作用しない、いわゆる自由膨潤状態では(4.1.2-31)式が適用できるが、岩盤の亀裂への緩衝材の侵入現象のように、狭い流路内における粘土粒子の移動では、流路壁面の摩擦の影響で、みかけの固相拡散係数が流路幅 (亀裂幅) に依存することが考えられる。すなわち、固相拡散係数は、亀裂幅とともに増加し、亀裂

幅がある程度大きくなると、自由膨張状態の拡散係数に等しくなることが予想される。この現象をモデル化するために、次の亀裂中の粘性流体の式を侵入現象に適用する。

$$v = \frac{d^3}{12\mu_f} \frac{dp}{dz} \quad (4.1.2-31)$$

ここで、 v は流体の平均流速、 d は亀裂幅、 μ_f は流体の粘性係数、 dp/dz は圧力勾配である。

流体が水の場合、この式をダルシー則と比較すると、透水係数 k_f は、

$$k_f = \rho_w g \frac{d^3}{12\mu_f} \quad (4.1.2-32)$$

と表される。侵入現象における亀裂中の緩衝材を粘性流体と考えて、透え字 f を s に置き換えて、侵入現象の固相伝導係数 k_s が得られる。

$$k_s = \rho_w g \frac{d^3}{12\mu_s} \quad (4.1.2-33)$$

ここで、 μ_s は緩衝材の粘性係数である。

したがって、(4.1.2-30) 式より固相拡散係数は次式で表される。

$$D_s = \frac{d^3}{12\mu_s} \frac{dP_s}{d\sigma} \quad (4.1.2-34)$$

(4.1.2-30) 式を処分孔部に、(4.1.2-34) 式を亀裂部に適用して侵入現象をモデル化する。ただし、緩衝材の粘性係数については、現在までのところ、広範な固相率に対する測定が行われていない。このため、ここでは、ある一定の亀裂幅において、(4.1.2-30) 式と (4.1.2-34) 式の固相拡散係数が等しいものと仮定して、粘性係数を評価した。具体的には、(4.1.2-27) 式に示す係数 A の亀裂幅にともなう増加傾向が、亀裂幅 1 ～ 1.5mm 程度で頭打ちとなるという試験結果 (Kunno and Wakamatsu, 1991) を参考にして、亀裂幅が 1.5mm において、固相拡散係数が自由膨張状態の値と等しくなると仮定した。一例として、ベントナイト単体の粘性係数の評価結果を次式に示す。

$$\mu [Pa \cdot s] = 1.67 \times 10^{-3} \cdot \frac{10^{11.6 - 2.93\sigma + 2.57\sigma^2}}{\sigma} \quad (4.1.2-35)$$

(4.1.2-30) 式と (4.1.2-34) 式を用い、前述の静水試験の解析を実行した。解析は次式を基礎式とする軸対称拡散問題とし、汎用有限要素法解析コード ABAQUS (ver.5.7) を用いた。

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = \text{div}\{D_r(\sigma)\text{grad}\sigma\} \quad (4.1.2-36)$$

なお、流出先端部の境界条件については、Boisson (1989) の試験結果をもとに、先端部の含水比がその試料の液性限界値に等しいと仮定した (Kanno and Wakamatsu, 1991)。

図 4.1.2-74 に解析結果を示す。test 1 はベントナイト単体亀裂幅 1.5mm の結果、test 2 はベントナイト単体亀裂幅 0.5mm の結果である。解析結果は試験結果とほぼ一致しており、解析により侵入速度の亀裂幅依存性が表現されたことがわかった。

ここで開発された解析手法を用いることにより、4.3.5 に後述するように亀裂幅の分布、緩衝材の粘性係数など不確定な部分はあるものの、人工バリア仕様に対して亀裂幅を考慮した緩衝材の流出評価を行うことが可能になる。今後は緩衝材候補材料の粘性係数を実測するなどの評価技術の信頼性の向上とともに、岩盤内に侵入した緩衝材の挙動など実際の挙動を、より詳細に説明して行くことが必要と考えられる。

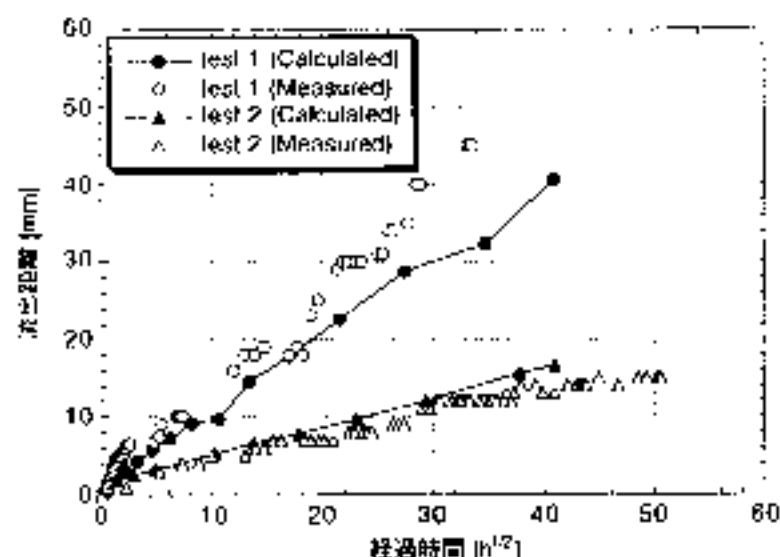


図 4.1.2-74 静水試験の解析結果
(ベントナイト単体、亀裂幅：test 1;1.5mm, test 2;0.5mm)

4.1.2.2 緩衝材の設計

4.1.2.2.1 設計の考え方

ここでは、緩衝材の設計をする場合に考慮すべき条件（設計要件）を整理する。地層処分における人工バリアの基本的な役割は、放射性核種を地下環境に漏出しないことである。このために、オーバーバックでガラス固化体を包み込み、地下環境から隔離することとしている。しかしながら、超長期にわたりオーバーバックの健全性を保障することは困難であるため、オーバーバックが破損した後、ガラス固化体から放射性核種が漏出した場合でも、放射性核種の移動を極力押さえることとしている。この中で、緩衝材はオーバーバックと岩盤の間に設置されるもので、長期的な安全確保の観点からは、オーバーバックの保護と放射性核種の移行を抑制することが基本的な要件となる。オーバーバックの保護という要件については、緩衝材には廃棄体の発熱をまわりの岩盤に逃がす機能、オーバーバックを保持する機能、岩盤などの変動を緩衝する機能が求められる。また、放射性核種の移動を抑制するという要件に対しては、核種の溶解の抑制、地下水の移動の抑制、溶解した核種の収着およびコロイドの移動の防止、地下水の化学的環境の改善といった機能が求められる。これらの機能を満たすために緩衝材の設計上考慮すべき項目は、表 4.1.2-26、表 4.1.2-27のようになる。

表 4.1.2-26 放射性核種の隔離のための緩衝材の設計要件

安全確保のための要件	機能/役割	設計上考慮すべき項目（設計要件）	内 容
放射性核種の移行抑制	地下水の移動の抑制	①低透水性を有すること	低透水性を有することにより緩衝材中の地下水の動きを遅くして、結果的に緩衝材中の物質の移動が遅くなるようにするとともに、ガラス固化体の溶解速度や核種の溶出を抑制すること
	溶解した核種の収着	②高い収着性を有すること	ガラス固化体から放射性核種が溶解した場合、それを収着することによって放射性核種の移動を抑制すること
	コロイドの移動の防止	③コロイドフィルトレーション機能を有すること	放射性核種がコロイドとして移動することを妨げる
	地下水環境の変動の緩和	④化学的緩衝性を有すること	地下水の pH や還元性等を化学的に緩衝することにより地下水の化学的条件を好ましいものとする

41：この特性を有していれば、人工バリアの機能向上に寄与することが期待される特性。

表 4.1.2-26において、「①低透水性を有すること」は、オーバーバックの破損後、地下水のガラス固化体との接触と、ガラス固化体から放射性核種を溶出した地下水が緩衝材外部に漏出するのを遅らせるものである。「②高い収着性を有すること」は、ガラス固化体から放射性核種が溶解した場合、それを緩衝材の中に収着して外部への漏出を遅らせるものである。「③コロイドフィルトレーション機能を有すること」は、放射性核種がコロイドとして緩衝材中を移動するのを防止するため、コロイド化した放射性核種を緩衝材内部に留めるものである。「④化学的緩衝性を有すること」は、地下水の影響を化学的に緩和するものであり、この特性を有していれば人工バリアの

機能向上に寄与することが期待される。①から④の項目は、それぞれ単独で評価されるものではなく、性能評価を通して総合的に妥当性が判断されることとなる。

廃棄体を処分孔もしくは処分坑道に埋設する場合、施工が可能であることが基本である。廃棄体表面の放射線量が高く、人間が直接近づくことは困難であるため、人工バリアの設置においては、かなりの範囲で遠隔操作が必要となると予想される。遠隔操作を前提とすると、緩衝材、人工バリアの据付精度は余裕を持った、据付誤差などが許容できるものとするのが望ましい。

表 4.1.2-27 人工バリアが成立するための緩衝材の設計要件

人工バリアが成立するための要件	機能/役割	設計上考慮すべき項目(設計要件)	内 容
製作・施工が可能であること	施工、その他で生じた隙間等を充填できること	⑤自己シール性を有すること	水を含んだ際の膨潤性により、定置時の周辺岩盤との隙間や緩衝材内に生じた隙間を充填できること
	施工可能な特性を有すること	⑥施工可能な締固め特性を有すること	既存の技術によって所要の密度が得られるような締固め特性を有すること
		⑦施工可能な強度を有すること	ブロック方式による施工を想定した場合、据え付け時のハンドリングに必要な力学的特性を有すること
所要の期間人工バリアの機能に有意な影響を与えないこと	応力緩衝性を有すること	⑧変形能を有すること	廃棄体埋設後、オーバーバックの機能が維持される期間、緩衝材が変形能を有することにより、オーバーバックの腐食膨張と岩盤のクリープ変形を力学的に緩和できること
	オーバーバックを力学的に安定に支持できること	⑨力学的に安定に支持できる強度を有すること	廃棄体埋設後、オーバーバックの機能が維持される期間、オーバーバックを力学的に安定に支持でき、地震に対しても健全性を維持できる力学的特性を有すること
	ガラス固化体及び緩衝材の変質の抑制	⑩良好な熱伝導性を有すること	良好な熱伝導性を有することにより、ガラス固化体の発熱を外部に伝え、ガラス固化体の安定な形態を損なうような熱による変質を生じさせないこと 人工バリアの性能にかかわる熱移動、水分移動、核種移行、応力繰りなどに関する性質に有意な影響を及ぼすような緩衝材の熱的な変質が生じないこと

これに対して、表 4.1.2-27に示す、「⑤自己シール性を有すること」を利用することにより、岩盤と緩衝材、緩衝材と廃棄体の間の隙間を埋めることが期待される。また、緩衝材の設置の方法として、現場での締め固めを採用する場合、「⑥施工可能な締固め特性を有すること」が必要であり、ブロックのようにあらかじめ成型した緩衝材を組み立てる方式を採用する場合、緩衝材が「⑦施工可能な強度を有すること」が必要である。また、所要の期間、人工バリアの機能に有意な影響を与えないため、緩衝材が「⑧変形能を有すること」により、緩衝材が岩盤のクリープ変形、オーバーバックの腐食膨張を吸収することが望ましい。「⑨力学的に安定に支持できる強度を有すること」により、オーバーバックを所定の位置に支持するとともに、地震などで緩衝材の機能が損なわれないように対応する。また、「⑩良好な熱伝導性を有すること」は、ガラス固化体の温度上昇とそれとともなう再結晶により放射性核種が地下水に溶

出しやすくなるのを防止するとともに、緩衝材自身の温度が過剰に上昇してその特性が変化するのを防ぐことが目的となる。

人工バリアの埋設後の健全性の観点から、以下の項目についても設計上配慮しておくことが重要である。これらの項目は、諸外国の検討でも取り上げられており、設計上もたとえば材料の選定などで配慮が求められるものである。このため、これらの項目が一連の設計を通じて設定した人工バリアに期待される長期的な性能に有意な影響を及ぼさないことについて解析を行い、その結果を安全評価に資するとともに、人工バリアおよび処分施設の仕様設定に適宜反映していくことが重要である。

- 再冠水にともなう人工バリアの挙動：廃棄体定置後、周辺岩盤から緩衝材への地下水の浸潤にともなう緩衝材の飽和、膨潤までの期間やその状態がオーバーバックの腐食挙動や緩衝材の機能に有意な影響を及ぼさないこと。
- オーバーバックの腐食膨張、岩盤のクリープによる変形：長期に及ぶオーバーバックの腐食膨張と岩盤のクリープ変形が緩衝材に力学的に有意な影響を及ぼさないこと。
- 廃棄体の沈下：廃棄体の自重が長期にわたって作用することにより有意な沈下が生じないこと。
- 人工バリアの耐震安定性：人工バリアが定置された後、地震が生じても、人工バリアの力学的な健全性に有意な影響が及ばないこと。
- ガスの移行：地下水の還元によるオーバーバックの腐食にともなって発生する水素ガスがオーバーバックと緩衝材の間に蓄積し、ある程度のガス圧が生じたとしても、水素ガスが透過することによって、緩衝材や周辺岩盤に有意な影響を及ぼさないこと。
緩衝材中では、ガスが透過しても、その経路が水みちとならないように、自己シール性により閉塞されること。
- 緩衝材の岩盤内浸入：緩衝材は膨潤によって周辺岩盤の割れ口中に侵入し、長期間のうちに少しずつ流出する可能性に対し、流出にともなう緩衝材の密度低下が安全評価上有意な影響を及ぼさないこと。

4.1.2.2.2 緩衝材の仕様設定

1) 緩衝材の材料

緩衝材の材料に関しては、海外の研究機関（スウェーデン SKB、スイス Nagra、カナダ AECL など）では、これらの機能を満足しうる材料として、Na 型ペントナイトを候補材料とした研究が進められている。わが国でも、Na 型ペントナイトを基本材料として検討しており、第 1 次取りまとめでは、とくに国産製品の Na 型ペントナイトを乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} に圧縮成型したものを候補材料とし、特性評価および性能評価が行われ、数多くの知見が得られている（動燃炉・核燃料開発事業団、1992a）。第 1 次取りまとめ以降も、Na 型ペントナイト材料を中心に研究を進め、工学規模試

験などを実施し、緩衝材の物性評価や設計要件、ならびに施工技術や品質管理手法に関する検討を行ってきた。ここでは、ベントナイト単体に比べ施工性や経済性の観点から有利となる、ベントナイト（参照材料として国産製品の Na 型ベントナイトであるクニゲル VI を用いた）にケイ砂を混合した材料についても、検討の対象とした。性能の観点からは、ケイ砂を混合することにより、熱伝導性、透気性などの向上が期待できる一方、膨潤応力、低透水性などは低くなる傾向にあることも考慮して、求められる機能を満たすことができるケイ砂の混合比および乾燥密度を検討した。国産の Na 型ベントナイトについては、これまでに数種の国産製品について、カタログ調査や特性試験を実施してきている（Ishikawa et al., 1990）。また、とくに締固め特性の向上を目的に、粒径を調整してベントナイトを作成し、その特性評価も実施している（4.1.2.1.3 参照）。実際にサイトが特定されれば、数種のベントナイトの特性評価結果、入手のしやすさや経済性など、さまざまな要素を考慮し、適切な候補材料が決定されることとなる。

諸外国において、たとえばスウェーデンでは、緩衝材に裕度を持たせるという観点から、ベントナイト 100wt% のものを緩衝材として採用している。カナダにおいては、膨潤圧を下げる観点から、ベントナイトに 50wt% 程度のケイ砂を混合した緩衝材の仕様が計画されている。

ケイ砂を混合することにより、締固め特性、単位重量あたりのコストなどは、有利な方向に改善される。他方、緩衝材の膨潤応力、強度などは低くなる方向に変化する。定性的には、有効粘土密度と緩衝材の平均乾燥密度をなるべく大きく取る方が、緩衝材の膨潤応力、強度などは大きくなる。現場締固め方式による大型締固め試験では、ベントナイト単体の場合の乾燥密度は 1.3 Mg m^{-3} であり、ケイ砂を 30wt% 程度混入した場合の乾燥密度は 1.7 Mg m^{-3} であった（4.1.2.3 参照）。

締固め特性の他に、コロイドフイルトレーション機能に着目し、ケイ砂混合率と乾燥密度によって緩衝材の特性がどのように変化するかを検討すると、これらの機能を満たすことができる特性の範囲は、図 4.1.2-75 のようになる。その図に示された仕様の範囲の中から、緩衝材の施工方法として、現場締固め方式⁴¹⁾と機械成型加工方式⁴²⁾の両方を行うことが可能となるような緩衝材仕様（ケイ砂混合率と乾燥密度）を考えると、たとえば、ベントナイト 70wt% とケイ砂 30wt% 混合、膨潤後乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} と設定することが可能である。この場合、透水係数は $4.5 \times 10^{-11} \text{ m s}^{-1}$ 程度ときわめて小さい値を示している（松本ほか, 1997）。また、熱伝導性に関しても、含水比が

⁴¹⁾ 含水比調整した緩衝材材料を処分坑通や処分孔に供給し、現場で締固め機械を用いて高密度の緩衝材を施工する方法。

⁴²⁾ 全型プレス機や筒間等圧プレスなどの加工製作装置により予め製作した緩衝材ブロックを、現場で据え付け設置する方法。緩衝材全体を輪切り状に分割（輪切りをさらに複数に分割する場合もある）した小型のブロックを用いるブロック方式と、ブロックの隅角を減力少なくし中空円筒状の胴体部と蓋の部分の 2 つにより構成される一体型方式がある。

自然含水比 10%程度においては、第 1 次取りまとめで評価したベントナイト 100%、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の場合とほぼ同等以上の値を示していることが確認されている（谷口航ほか、1999b）。緩衝材の流出挙動に関しては、緩衝材の亀裂への侵入現象による流出距離は、ケイ砂混合した場合、ベントナイト 100%に比べ小さくなる傾向が得られている。このことから、流出に関しても、ケイ砂を混合する方が有利であることが確認されている（菅野・松本、1997）。機械成型加工方式の 1 つとして、2 つのブロックで緩衝材全体を製作する方式（一体型方式）については、ケイ砂（0wt%～20wt%）混合、乾燥密度 2.0 Mg m^{-3} で製作できることが確認されている（志村ほか、1995）。この材料についても、透水性、熱伝導性などに関し十分な性能を有していることが示されている（電力中央研究所・電気事業連合会、1999）。

以上の検討結果を踏まえ、ここでは、緩衝材材料の一例として、ベントナイト 70 wt%とケイ砂 30 wt%混合、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} と設定する。ちなみに、この仕様に対する緩衝材の膨潤圧は、0.5MPa 程度と予想される。

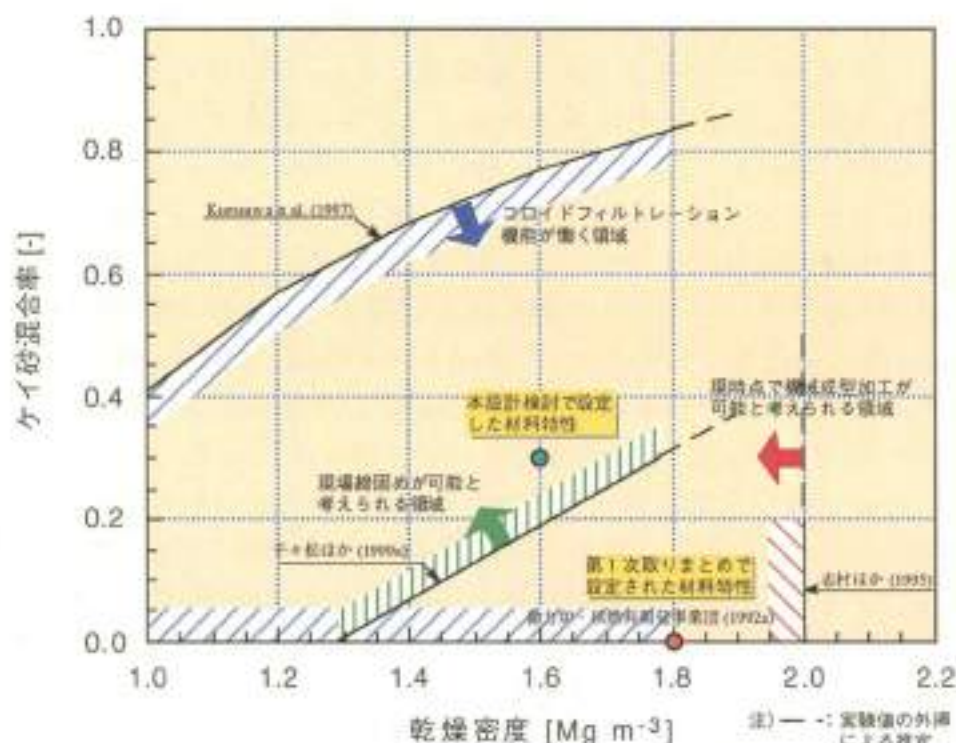


図 4.1.2-75 緩衝材の特性とケイ砂混合率および乾燥密度との関係

2) 厚さの設定

緩衝材の厚さに関連する設計要件としては、放射性核種の移行抑制の観点から核種収着（移行遅延）性、人工バリアが成立する観点から応力緩衝性、自己シール性、熱伝導性、製作性などが挙げられる。このうち核種移行遅延性は、地層処分システムの長期的安全性を確保するうえで非常に重要な要件である。しかしながら、核種移行遅延性能は、安全評価において人工バリアと天然バリアを組み合わせた多重バリアに関

する核種移行解析結果に基づき確認されるものであり、それぞれのバリアにどれだけの遅延性能を担保させるかを、設計の段階で一義的に決定することはできない。したがって、設計においては、まず応力緩衝性に着目して緩衝材の厚さを設定し、その設定値に対して自己シール性、熱伝導性、製作性などのその他の設計要件も満足されていることを確認することとする。第Ⅴ章で、ここで設定した設計上の厚さに基づき安全評価が行われ、核種移行遅延性能が確認されることとなる。さらに、将来実際に処分サイトが特定されれば、具体的な地質環境条件に応じて緩衝材の厚さに関連する設計要件が適宜設定され、設計と安全評価を密接に関連させてくり返し評価がなされ、緩衝材の厚さの最適化が図られる。

(1) 炭素鋼オーバーバックの場合

a. 応力緩衝性

緩衝材には、人工バリア周辺での力学的変動に対する応力緩衝機能が期待される。ここでは、炭素鋼オーバーバックを想定し、オーバーバックの腐食生成物の影響を考慮したオーバーバックと緩衝材の力学的相互作用に着目して、緩衝材の応力緩衝性について検討した。オーバーバックの腐食生成物による緩衝材の圧密反力はオーバーバック自身にも作用し、この圧力は緩衝材厚さと密度に依存する。たとえば、1)において例示した緩衝材の材料（30 wt % ケイ砂混合体で乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} ）の場合、緩衝材の圧密反力と緩衝材厚さの関係（図 4.1.1-19 参照）などに基づき、オーバーバック耐圧厚さと緩衝材厚さの関係を求めると図 4.1.2-76 のようになる。この図から、緩衝材厚さが増加するとオーバーバック耐圧厚さは薄くなり、その変化の傾向は緩衝材厚さが 30cm（硬岩系岩盤データセット）あるいは 40cm（軟岩系岩盤データセット）程度から急激に緩やかになり、70cm 程度以上になると耐圧厚さの減少量はわずかなことがわかる。すなわち、緩衝材厚さを大きくすると応力緩衝性能は向上するが、緩衝材厚さを 30cm（硬岩系岩盤データセット）あるいは 40cm（軟岩系岩盤データセット）程度を境に、それより厚くなると向上の度合いは緩やかになり（たとえば、緩衝材厚さを 2 倍してもオーバーバック耐圧厚さの減少量は数 cm 程度）、70cm 程度を超えると応力緩衝性はほとんど変わらなくなる。したがって、材料仕様がケイ砂 30 wt % 混合、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の場合、緩衝材のオーバーバックに対する応力緩衝性の効果という観点からは、緩衝材の厚さとして 40cm 程度から 70cm 程度の範囲の中で設定しておけば合理的であると考えることができる。ただし、この関係はオーバーバックの腐食量、岩盤クリープ量、緩衝材の仕様（密度）に応じて変化することに注意する必要がある。

ここでは、応力緩衝性能に余裕を見込み、オーバーバックの腐食量、岩盤クリープ量の変化に対してオーバーバック耐圧厚さの変動幅をできるだけ小さくすることを考慮して、緩衝材厚さを 70cm とし、後段においてこの厚さがその他の設計要件を満足することを確認することとする。なおここで行った応力緩衝性の検討では、耐圧計算上の安全率、腐食膨張率、岩盤クリープが早期に終了するなど設計上保守的に評価

している条件があり、今後知見の蓄積により現実的な評価が可能になれば、緩衝材厚さとオーバーバック耐圧厚さの関係を示す曲線は全体的に左に移動するものと考えられる。

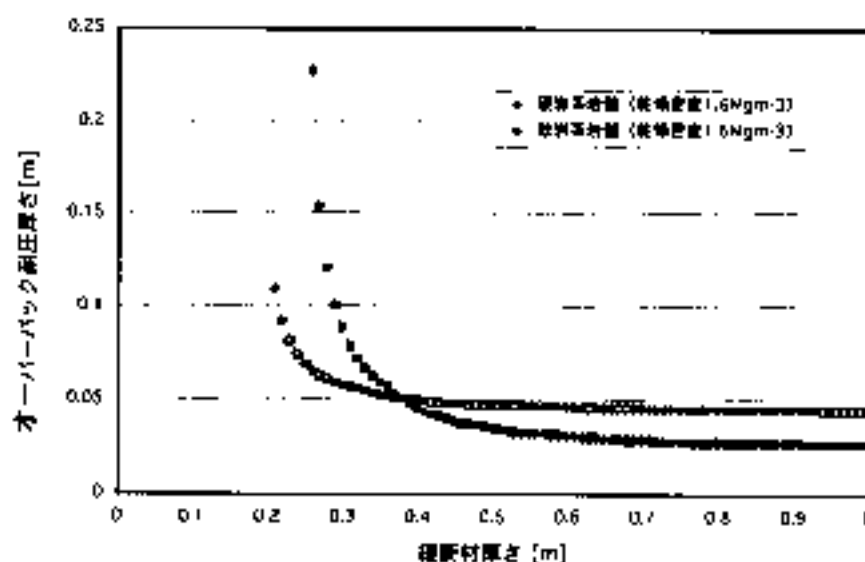


図 4.1.2-76 オーバーバック耐圧厚さと緩衝材厚さの関係
(ケイ砂混合体 (30 wt%)、膨潤後乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} : 胴部)

b. その他の設計要件

ここでは、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} に対して応力緩衝性の観点から設定した緩衝材の厚さ 70cm が、自己シール性、熱伝導性（緩衝材が熱変質を受けないこと）、製作性、コロイドフィルトレーション等の設計要件に対しても満足していることを確認することとする。なお、緩衝材の施工においては、緩衝材と岩盤もしくは緩衝材とオーバーバックとの間に隙間が必要であり、緩衝材の初期乾燥密度（膨潤前の乾燥密度に相当）は、隙間分の膨潤による密度低下を考慮して、膨潤した後に所定の乾燥密度（ 1.6 Mg m^{-3} ）となるような乾燥密度としておく必要がある。

上記のその他の設計要件のうち、熱伝導性や製作性は膨潤前の緩衝材に対して満足されなければならない要件であり、自己シール性やコロイドフィルトレーション機能は膨潤後の緩衝材に対して満足されなければならない要件である。このため設計要件を満足する緩衝材の厚さと密度の関係を、それぞれの状態に対応して、現場締固め方式では図 4.1.2-77（膨潤前）、図 4.1.2-78（膨潤後）に、ブロック方式では図 4.1.2-79（膨潤前）、図 4.1.2-80（膨潤後）に整理した。

これらの図で、自己シール性に関しては、膨潤後に、施工などによって生ずる隙間を埋める能力を確保出来るように設定した。具体的には、4.1.2.1.7 に示すデシケータを用いた膨潤試験の実績に基づけば、1)で設定した緩衝材は、乾燥密度 1.33 Mg m^{-3} 程度まで膨潤する能力があることから、初期の乾燥密度からその密度（ 1.33 Mg m^{-3} ）まで膨潤する能力を有していると仮定した。自己シール性の線は、この膨潤量が想定し

た隙間量（現場締め固めではオーバーバックと緩衝材の間に 20mm、ブロック方式ではこれに加え、緩衝材と岩盤の間に 40mm の隙間を想定）の 2 倍以上となる緩衝材厚さと、初期の密度の関係を示している。熱伝導性に関しては、廃棄体 1 本あたり 300m² 程度の比較的大きな範囲をモデル化し、人工バリアおよび近傍の岩盤の特性で定まる緩衝材の最高温度が 100℃ になるときの、緩衝材厚さと密度を示したものである（谷口航ほか、1999b）。製作性に関しては、現場締め固め方式のケースでは、締め固め試験により現場での施工が確認された上限の密度として、自重のみで緩衝材を積み上げたときの密度を現実的な下限の密度として示している。周方向 6 分割を想定したブロック方式において、有限要素法解析により、ブロックが圧裂試験（4.1.2.1.6 1）参照）により求めた引っ張り強度に基づき、自重に対して強度的に自立すると考えられる密度の下限を推測したものである。コロイドフィльтраーションに関しては、4.1.2.1.9 2）にも示したように、コロイド透過試験においてコロイドが透過しなかった密度を示したものである。オーバーバックの耐圧厚さが 15cm に収まる範囲の線は、4.1.1.2 において設定した、オーバーバック厚さ 19cm（放射線の影響 15cm＋腐食代 4cm）に対して、腐食代 4cm がすべて腐食するとしたときに必要となるオーバーバックの厚さが、15cm を超えない緩衝材の密度の範囲を示したものである。

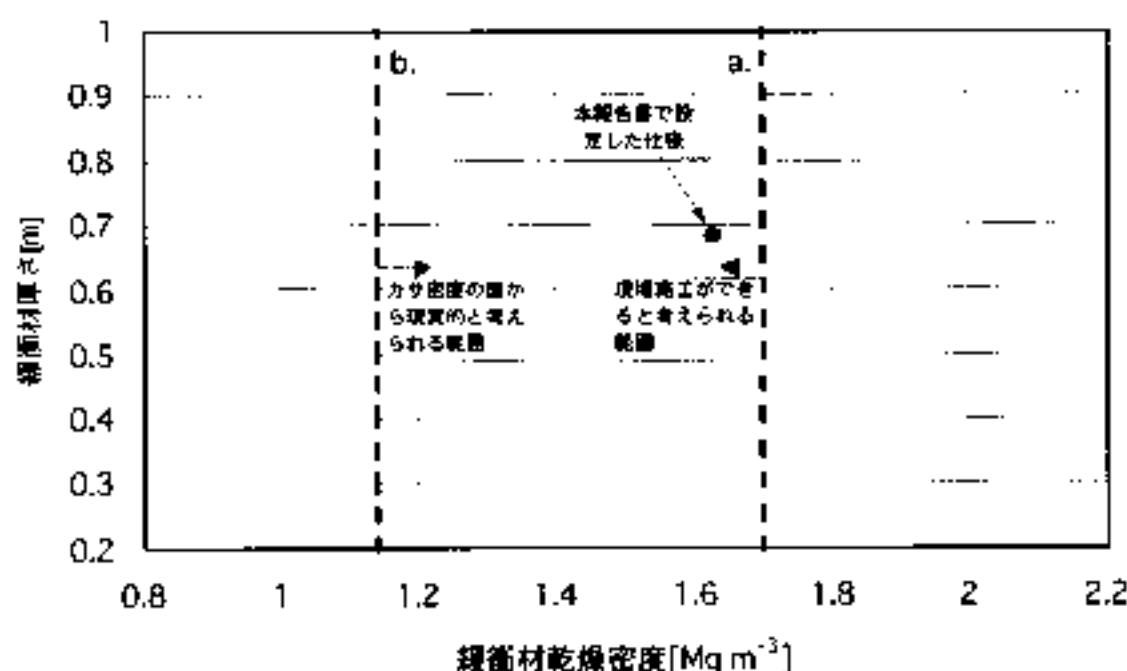


図 4.1.2-77 設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係
（現場締め固め、膨潤前）

ライン a：室内、および現場での締め固め試験により緩衝材の現場施工が確認された上限の密度を示す。今後施工方法などが改善されれば、線の位置は右にシフトされる。

ライン b：絶乾状態の緩衝材を自重で積み上げて得られた乾燥密度。緩衝材の乾燥密度をこれより小さく施工するのは現実的ではないと考えた。

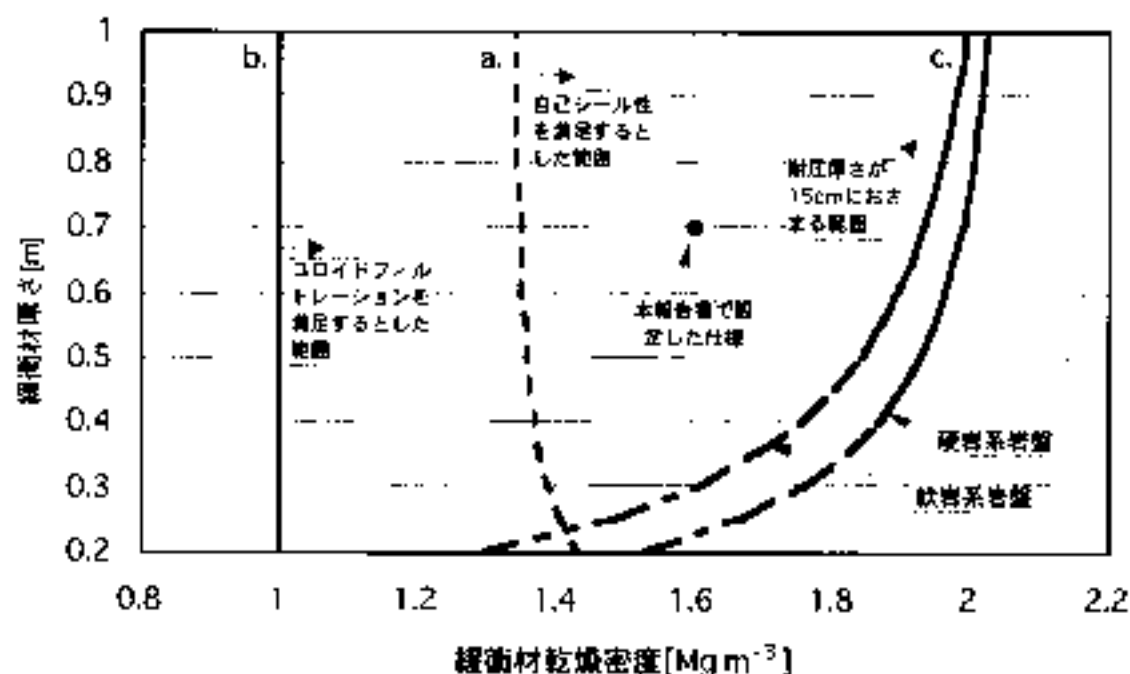


図 4.1.2-78 設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係
(現場締固め、膨潤後)

- ライン a: 自己シール性により隙間をふさぐことが期待できる下限を示す。掘削時のオーバーバックと緩衝材の隙間を 2cm と設定し、緩衝材の膨潤量がこの隙間の 2 倍以上確保されるものとして検討した。
- ライン b: コロイドの透過試験により、コロイドが透過しないことが確認された緩衝材の密度を示す。線より右側は、コロイドフィルトレーション機能が働くことが期待され则认为される。
- ライン c: 放射線分解による腐食の促進を避けることも考慮して設定した。オーバーバック厚さ 19cm (放射線の影響 15cm+腐食代 4cm) に対して、腐食代 4cm がすべて腐食するとしたときに必要となるオーバーバックの厚さが、15cm を超えない緩衝材の密度の範囲を示したものである。この線は腐食代に依存しており、腐食代を 4cm より小さく設定できる場合には右にシフトする。また、今後知見の蓄積により腐食膨張率、耐圧計算上の安全率などに関して現実的な評価が可能になれば、右にシフトしていく。

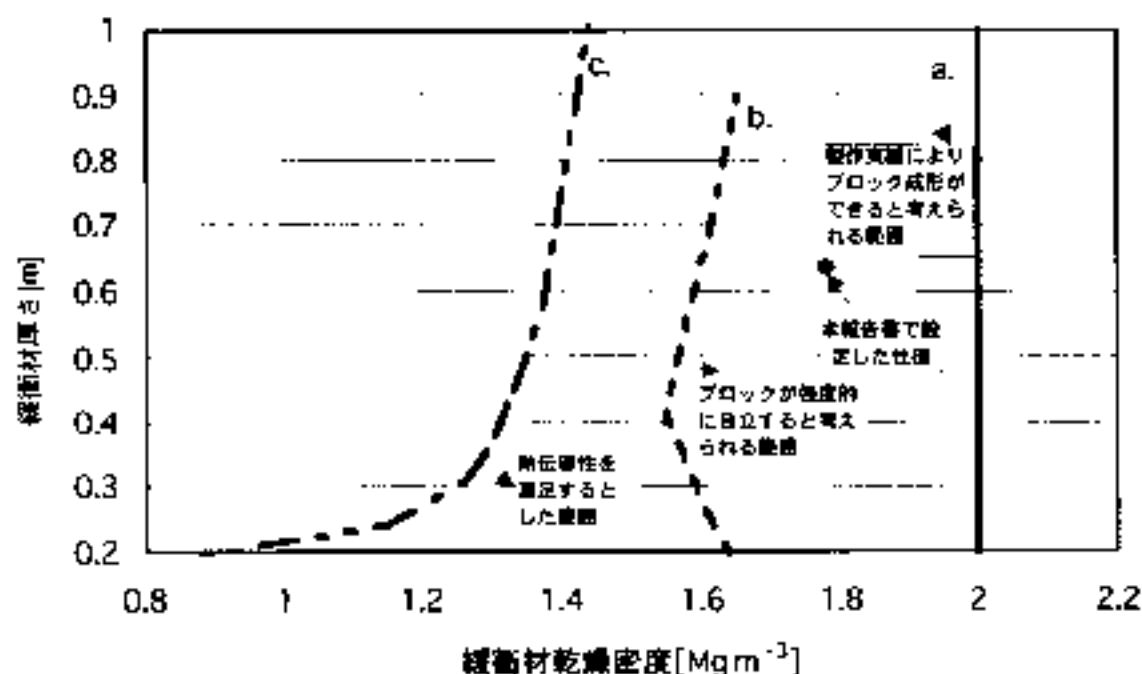


図 4.1.2-79 設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係
(ブロック方式、膨潤前)

- ライン a: 試験により一体型緩衝材の成型が確認された密度。今後成型方法の改善がされれば、ラインは右にシフトする。
- ライン b: 周方向 6 分割のブロックを想定した場合に、緩衝材の強度の下限を示す。自立可能な緩衝材の密度の範囲を、有限要素法解析により推測したものである。
- ライン c: 緩衝材の最高温度を 100℃ 以下に制限できる緩衝材仕様の下限を示す。有限要素法のパラメータサーベイで定めており、この線の左側は廃棄体の埋設ピッチを拡大しても、緩衝材の最高温度を 100℃ 以下に制限することが困難になると考えられる。なお、この線は、地温、岩盤および緩衝材の熱物性、廃棄体の発熱量などに応じて変化する。

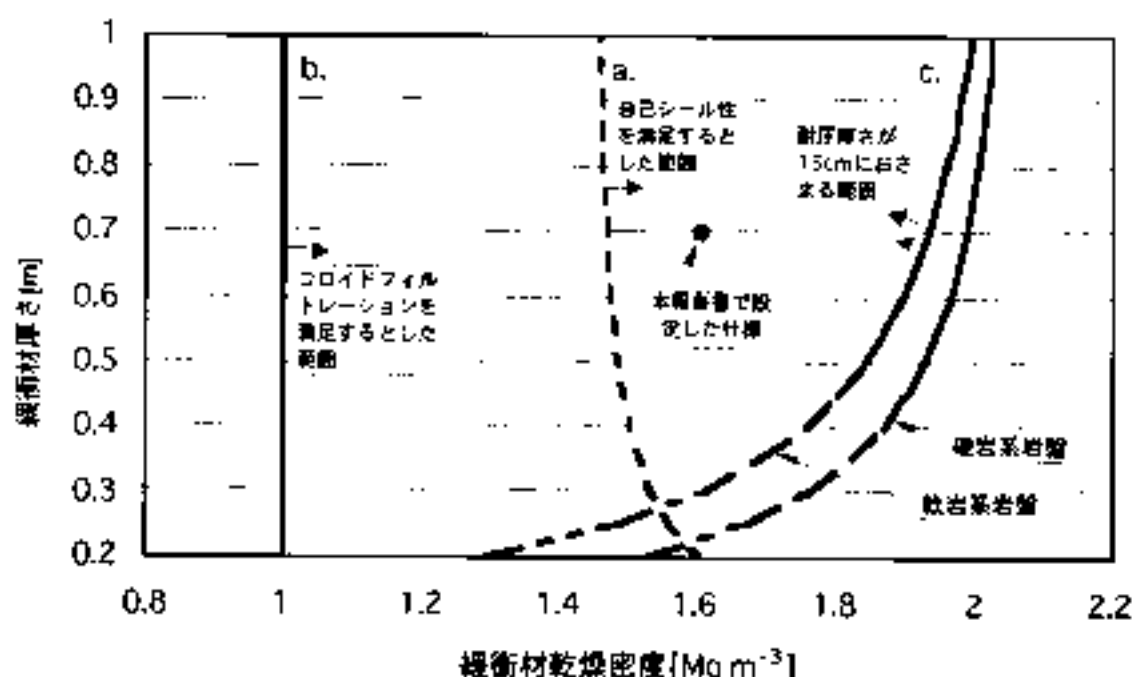


図 4.1.2-80 設計要件を満足する緩衝材厚さと乾燥密度の関係
(ブロック方式、膨潤後)

- ライン a.: 自己シール性により隙間をふさぐことが期待できる下限を示す。据付時のオーバーバックと緩衝材の隙間を 2cm、緩衝材と処分坑道の隙間を 4cm (緩衝材厚さ 70cm の場合の隙間 4cm を基に、厚さの変化に応じて緩衝材の外径に比例させた) と設定し、緩衝材の膨潤量がこの隙間の 2 倍以上確保されるものとして検討した。
- ライン b.: コロイドの透過試験により、コロイドが透過しないことが確認された緩衝材の密度を示す。線より右側は、コロイドフィルトレーション機能が働くことが期待できると考えられる。
- ライン c.: 放射線分解による腐食の促進を避けることも考慮して設定した、オーバーバック厚さ 19cm (放射線の影響 15cm + 腐食代 4cm) に対して、腐食代 4cm がすべて腐食するとしたときに必要となるオーバーバックの厚さが、15cm を超えない緩衝材の密度の範囲を示したものである。この線は腐食代に依存しており、腐食代を 4cm より小さく設定できる場合には右にシフトする。また、今後知見の蓄積により腐食膨張率、耐圧計算上の安全率などに関して現実的な評価が可能になれば、右にシフトしていく。

図 4.1.2-77～図 4.1.2-80において示されるように、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} 、緩衝材の厚さ 70cm の位置は、現場締固め方式、ブロック方式ともそれぞれの線で囲まれた領域のほぼ中央部にあることから、これらの設計要件に対しても余裕を有していることがわかる。

また、緩衝材中の物質移行が、移流支配もしくは拡散支配によるものかを判断する指標として、ペクレ数 Pe がある (Fried and Combaranous, 1979)。このペクレ数は、次式に示すように、移流効果 (右辺の分子) と拡散効果 (右辺の分母) の比で表される無次元数である。拡散効果が移流効果よりも大きければ、ペクレ数は 1 よりも小さくなる。

$$Pe = \frac{vL}{De} = \frac{kiL}{De} \quad (4.1.2-37)$$

ここで、 $v [\text{m s}^{-1}]$ は地下水流速、 $L [\text{m}]$ は地下水の流れの中にある物体の代表的な長さ、 $De [\text{m}^2 \text{ s}^{-1}]$ は実効拡散係数、 $k [\text{m s}^{-1}]$ は透水係数、 $i [-]$ は動水勾配を表す。地下深部の温度を 60°C 、動水勾配を 0.07 と仮定し、緩衝材の実効拡散係数についてはウランを、代表長さには緩衝材の厚さである 0.7 m を用いると、ペクレ数は次のようになる。

$$Pe = 1.0429 \cdot 10^6 \cdot \exp(-42.1 + 2.3547\rho_s - 2.1232\rho_s^2) \quad (4.1.2-38)$$

有効粘土密度 $0.4 \sim 1.8 \text{ Mg m}^{-3}$ の範囲におけるペクレ数は、 $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度の範囲となり、1 よりも十分小さいことから、緩衝材中に存在する核種は拡散によって移行すると考えてよい (松本ほか, 1997)。

(2) 複合オーバーバックの場合

・チタン・炭素鋼複合オーバーバック

耐食材料としてチタンを用いる複合オーバーバックの場合には、4.1.1.3.2 に示したように、すきま腐食の発生しない環境条件で使用するものとしているため、腐食量は無視しうるほど小さいと考えられることから、腐食生成物による緩衝材の圧密反力はほとんど作用しないと考えることができる。したがってこの場合には、緩衝材厚さは応力緩衝性以外の緩衝材厚さに関連する設計要件を考慮することとなる。自己シール性、熱伝導性、製作性、コロイドフイルトレーション機能については、オーバーバックの材料に関わらず図 4.1.2-77 から図 4.1.2-80 に示した関係となる。したがって、チタン・炭素鋼複合オーバーバックの場合も、炭素鋼オーバーバックの場合と同様に緩衝材厚さ 70cm とすることができる。

・銅・炭素鋼複合オーバーバック

耐食材料として銅を用いる複合オーバーバックの場合には、4.1.1.3.2 に示したように、1000 年間の腐食深さは保守的にみても 39mm 程度と評価されている。したがって、

この場合、腐食生成物の影響を考慮した応力緩衝性に関しては、銅の腐食膨張倍率を炭素鋼と同程度と考えれば、腐食代 4cm がすべて腐食するとして検討した炭素鋼におけるオーバーバック耐圧厚さと緩衝材厚さの関係（図 4.1.2-76）とはほぼ同様の結果となる。また、自己シール性、熱伝導性、製作性、コロイドフィルトレーション機能については、オーバーバックの材料に関わらず図 4.1.2-77から図 4.1.2-80に示した関係となることから、銅・炭素鋼複合オーバーバックの場合も、炭素鋼オーバーバックの場合と同様に緩衝材厚さ 70cm とすることができる。

3) 処分孔竖置き方式で遮蔽上必要となる厚さ

ガラス固化体を収納する廃棄体は、表面線量当量率が数 mSv/h と高いため、廃棄体定置中の作業区画は管理区域となる。処分孔竖置き方式の場合、各処分孔に緩衝材（厚さ 700mm）および廃棄体の定置が完了した後も、処分孔道内の空間線量当量率は数 100 μ Sv/h と依然として高く、処分坑道の埋め戻しの際も管理区域として作業をすることが強いられる。しかしながら、廃棄体の埋設が終了した後、処分坑道の埋め戻し作業中は非管理区域としておくことができれば、処分坑道の埋め戻しの作業性が大幅に向上する。そのためには、各処分孔の廃棄体および緩衝材の定置完了後、処分孔道内の空間線量当量率が管理区域条件以下に下がるまで、何らかの方法で遮へいする必要がある。

竖置き方式の処分孔に対しては、定置の際に遮へい材として、緩衝材の上に適切な厚さ（図 4.1.2-81の t）の埋め戻し材を設置することによって、定置後の処分坑道内の空間線量当量率が管理区域条件を十分下回るよう設計することも、合理的な選択の一つとなる。ここでは、埋め戻し材を緩衝材と同仕様の材料としたときに遮蔽に必要な厚さを設定する。なお、埋め戻し材は、その遮蔽特性が満足されれば、別の材料に置き換えることは可能である。

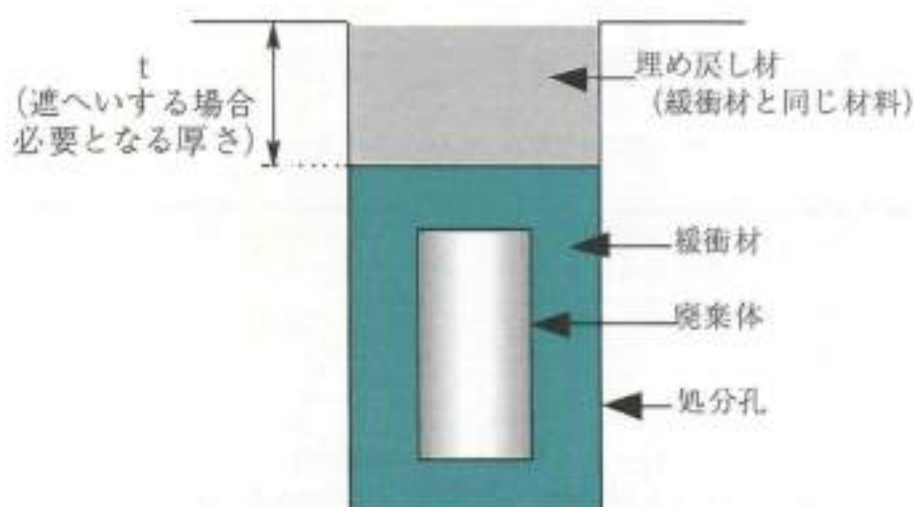


図 4.1.2-81 遮へいに必要な緩衝材の厚さ

(1) 目標線量当量率

炉規制法第五十一条の十六第一項および第二項においては、外部放射線にかかる線量当量が、1週間につき $300\mu\text{Sv}$ を超えるおそれのある区域について管理区域とすることが定められている。

したがって、処分孔道内を非管理区域とするためには、上記条件以下とする必要がある。1週間で6日間、8時間労働とした場合は、時間あたりの線量当量は $6.25\mu\text{Sv h}^{-1}$ であり、1週間7日間、24時間を対象とした場合（誰でもいつでも入域可能）の、時間あたり線量当量は $1.78\mu\text{Sv h}^{-1}$ となる。ここでは、保守側に目標線量当量率を $1.78\mu\text{Sv h}^{-1}$ とした。

(2) 計算条件

1次元輸送計算コードANISNを使用し、緩衝材表面における線量当量率を計算して、遮蔽に必要な概略の寸法を求めた。計算では、隣接する廃棄体からの線量寄与を模擬するため、保守側に無限平板モデルとした。

(3) 結果

埋め戻し材（ここでは組成密度を緩衝材と同じとしている）の中の線量当量率減衰曲線を図4.1.2-82に示す。処分孔道内の空間線量当量率を、目標線量当量率 $1.78\mu\text{Sv h}^{-1}$ 以下とするには、オーバーバック表面から1700mm必要であることがわかる。したがって、埋め戻し材としては、緩衝材700mmを差し引いて1000mm必要となる。

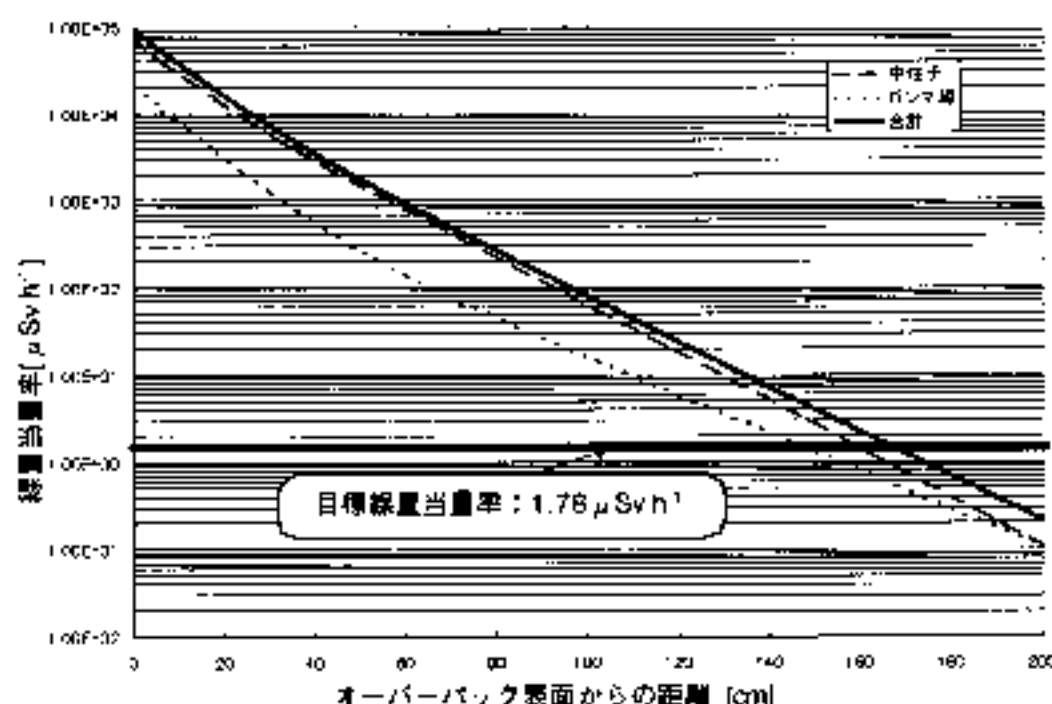


図 4.1.2-82 埋め戻し材厚さと表面線量当量率

4.1.2.3 緩衝材の製作・施工技術に関する検討

緩衝材の製作・施工技術としては、ブロック定置方式、現場締固め方式等が検討されている。ブロック定置方式は、あらかじめ地上施設にて製作した緩衝材ブロックを現地において定置するものでありSKB (Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Sweden)、ENRESA (Spain)、TVO (Finland) 等で広く検討されている (Dahlström, 1998; ENRESA, 1998; TVO, 1992)。一方、AECL (Atomic Energy of Canada Ltd., Canada) 等によって検討されている現場締固め方式は、含水比調整した材料を処分空間に供給し、締固め機械を用いて高密度の緩衝材を現場で施工するものである (Simmons and Baumgartner, 1994; 杉田ほか, 1998)。この他に、処分坑道構築方式における補助的な施工方法のひとつとして吹付け工法が検討されており、また、電力共通研究においては一体型緩衝材が検討されている。ここでは、緩衝材の製作・施工に関する既往の試験事例を整理し、製作・施工技術に関する検討を実施した (千々松ほか, 1999a)。

4.1.2.3.1 製作施工実績

1) 現場締固め方式

(1) 室内試験

緩衝材としてケイ砂混合材料を使用する場合、現場締固め方式における緩衝材の品質確保は、材料の練混ぜ・混合、養生および締固めの条件等が重要であると考えられる。ここでは緩衝材の締固め特性の影響要因として、①材料作成後の養生期間および②攪拌条件について把握することを目的とし室内試験を実施した。検討対象材料としてはベントナイトはクニゲル VI を使用し、ケイ砂は 3 号と 5 号を乾燥重量比で 1:1 で混合した材料を使用した。また、ケイ砂の混合率は乾燥重量で 30wt% とした。

a. 養生期間による締固め特性の違い

練混ぜは 2 軸強制ミキサー (公称容量 60 リットル、攪拌速度 45rpm, 90rpm) を使用し、所定量のケイ砂とベントナイトを投入して空練り 1 分間、水を投入しながら 4 分間の計 5 分間実施した。試料混合後、ビニール袋に入れ、温度 15 ~ 20℃の室内に保管し養生した。所定の養生期間に達したのち、締固め試験を実施した。一回の練混ぜに使用した材料は約 35kg で、含水比 $w=16.5\%$ を目標に試料調製を実施した。養生時間は、0, 1, 2, 6 時間, 1, 3, 7, 21 日間とした。

図 4.1.2-83 に養生期間の異なる材料を用いて実施した締固め試験の結果得られた乾燥密度を示す。なお、試料の含水比は 15 ~ 17% の範囲にあった。養生時間に対する乾燥密度の変化傾向から次の 3 つの段階に分けることができる。

・第 1 段階 (養生時間 0 ~ 6 時間) : 密度の変化にばらつきが見られ、材料品質の安定性に問題があると考えられる。

- ・第2段階（養生時間6時間～3日）：湿潤密度、乾燥密度とも $\Delta\rho_d=0.03\text{Mg m}^{-3}$ 程度ではあるが、わずかながら減少する傾向を示す。
- ・第3段階（養生時間3日以上）：密度は一定または増加する傾向を示す。

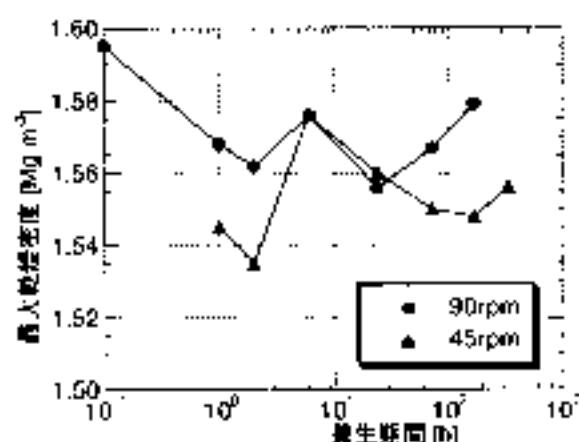


図 4.1.2-83 養生期間と最大乾燥密度の関係

養生時間の違いによる密度の変化は主に試料混合、養生過程におけるベントナイトの吸水・膨潤の作用による影響と考えられる。すなわち、初期段階では、骨材やベントナイトと水との物理的ななじみができていないため材料品質にばらつきがあるものと考えられる。ある程度養生時間を経た第2段階では、混合材としてのなじみができ、安定な品質が得られるが、ベントナイトの吸水・膨潤の作用により、試料の締固め効果が低下し、密度が小さくなる。第3段階はベントナイトの吸水・膨潤の作用が終了した段階である。この段階における締固め密度はほぼ一定、またはわずかな増加を示す。これはベントナイトのシキソトロピー効果によるものと考えられる。すなわち、練返した土の強度が上に含まれた粘土鉱物により、体積や含水比の変化なしに時間の経過とともに次第に増大するものである。

以上の結果より、試料の品質を確保するための適切な養生時間は6時間以上と考えられる。また、実際の施工条件を考慮すると、約1日程度の養生が適当と考えられる。以下の試験では養生1日後の試料を使用した。

b. 攪拌条件による材料の品質特性の違い

使用ミキサーは、2軸強制ミキサー（公称容量60リットル、攪拌速度は45rpmおよび90rpm）およびパン型ミキサー（公称容量60リットル、攪拌速度78rpm）の2種類とした。

試料を攪拌混合後、ミキサーから取り出し、練混ぜ板に厚さ約10cmにまきだしたのち、試料からランダムに10箇所を採取し、含水比を測定した。含水比のばらつきの程度によりミキサーおよびその混合方法の適性の比較評価を実施した。表

4.1.2-28に各攪拌条件において混合した材料の含水比の統計的な値を示す。同表から、以下のことが推察される。

- ・ 2軸強制ミキサーの場合、回転速度 45rpm と 90rpm とを比較すると標準偏差は前者が 0.135% で、後者の 0.0071% より大きい結果となった。これは回転速度を大きくすることにより材料のばらつきは小さくなることを示している。
- ・ 2軸強制ミキサー（回転 45、90rpm）とパン型ミキサー（78rpm）を比較すると、前者の標準偏差が 0.0071～0.135% であるのに対して後者の方は 0.4296% と大きく、パン型ミキサーによる材料の品質のばらつきが 2軸ミキサーより大きかった。また、2軸ミキサー、パン型ミキサーとも所定の混合時間（5分）まで試料の詰まりがなく作業を実施できた。

以上の結果により、今回の試験範囲内において、粘性が比較的高い緩衝材の混合には、パン型ミキサーより 2軸強制ミキサーの方が有利である。また、材料の均一性を向上させるために、回転速度は大きい方が望ましいと考えられる。

表 4.1.2-28 各試験条件における含水比の統計的な値（単位%）

項目	2軸強制, 45rpm	2軸強制, 90rpm	パン型, 78rpm
最大値	16.1	16.1	16.6
最小値	15.6	15.9	15.2
変動幅	0.5	0.2	1.4
平均値	15.86	15.95	15.70
標準偏差	0.1350	0.0071	0.4296

(2) 緩衝材大型試験設備における施工確認試験

ベントナイトとケイ砂を混合した緩衝材に関して、その適切な混合仕様を室内試験により検討した。本試験は選定された仕様で混合された材料を用いて、緩衝材大型試験設備を利用して、緩衝材の施工性および品質を確認することを目的として実施した。また、緩衝材材料としてベントナイト単体（クニゲル V1 および OT-9607）に関しても施工試験を実施し、施工性および品質に関して比較検討を実施した。

a. 締固め層厚に関する検討

仕上がり厚さ 5、10、15cm の 3 種類に関してまきだし・転圧した後、含水比・密度・粒度試験を実施し、材料の仕上がり厚さの違いによる締固め後の材料品質への影響を確認し、適切な仕上がり厚さを検討した。試験に使用した材料はケイ砂混合体（30wt%）である。材料の混合は所定量のベントナイトとケイ砂を 2軸強制ミキサーに投入し 5 分間実施した。なお、回転速度は 90rpm で 1 バッチの投入量は約 40kg とした。含水比は 15% 程度を目標とした。

緩衝材は転圧にともない急激に圧縮されるが、その後、沈下量は漸減してはば一

定に収束する方向に向かう。図 4.1.2-84 に仕上がり厚さと沈下がほぼなくなるまでの転圧時間の関係を示す。沈下が収束するまでの転圧時間は厚さにほぼ比例的に増加する。

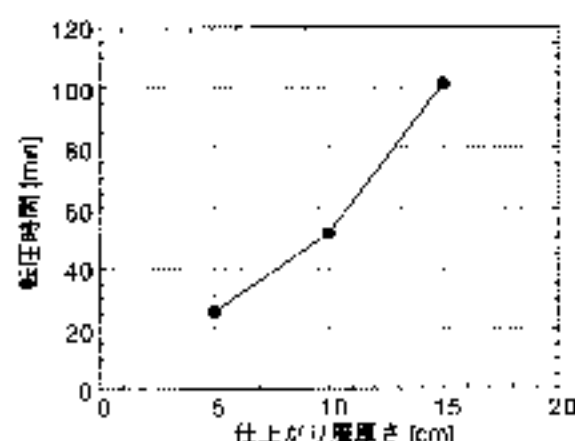


図 4.1.2-84 現場締固め施工における仕上がり層厚さと転圧時間の関係

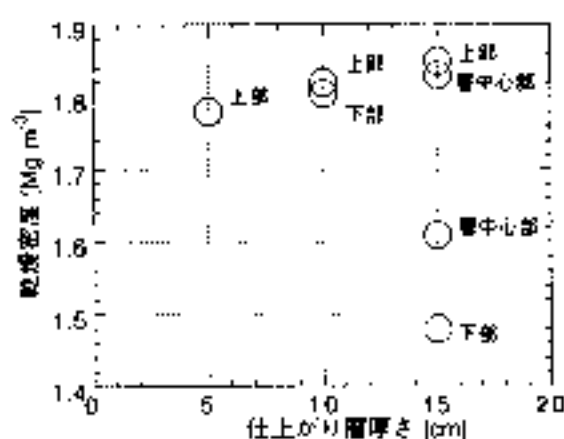


図 4.1.2-85 現場締固め施工における各層における乾燥密度の変化

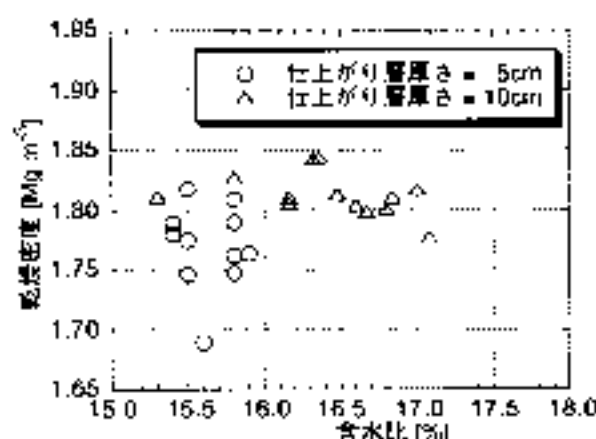


図 4.1.2-86 現場締固め施工における含水比と乾燥密度の関係

図 4.1.2-85 には仕上がり層厚さと締固め後の乾燥密度の関係を示す。試験結果から、表層部では層厚が大きいほど乾燥密度は大きくなる傾向が見られた。深度方向の密度分布を見てみると、層厚 10cm の場合、層の上部と下部とではほとんど差が見られないが、層厚が 15cm の場合は、表層に比べ層中心部より下の部分の密度は小さくなる。これは層厚が大きくなると締固めエネルギーが下部へ伝わりにくくなるためと考えられる。以上の結果により、材料品質および施工性から層厚 10cm が他より有利であると思われる。図 4.1.2-86 には含水比と乾燥密度の関係を示す。含水比は 15～17% の範囲に変化し、目標の $\omega=15\%$ よりやや大きい結果となった。1.5Ec (1.0Ec は標準締固め試験における締固めエネルギー) で締固めた場合、最適含水比は 16.5% であり、この付近の乾燥密度がやや大きい傾向にある。また、最適含水比より乾燥側では、乾燥密度のばらつきが大きい。これは含水比が最適含水比より

小さい場合は、飽和度が比較的小さく締固めエネルギーが伝達しにくくなり、ばらつきが発生しやすくなるためと考えられる。

b. 乾燥密度の平面分布

図 4.1.2-87 に層厚が 10cm のケースにおける乾燥密度の平面方向の分布を示す。平面的に乾燥密度は $1.8 \sim 1.9 \text{ Mg m}^{-3}$ の範囲にばらついていることがわかる。乾燥密度は中心付近で最も大きく、壁面近傍で小さくなる。これは中心付近では転圧頻度が最も多く、また壁面近傍では転圧に用いたランマーが完全に届かず、十分に転圧できないためと考えられる。

c. 粒度分布試験

図 4.1.2-88 にケイ砂含有率の分布を示す。ケイ砂含有率は平面方向でのばらつきは見られず、 $29 \sim 31 \text{ wt\%}$ の範囲内にある。また、深さ方向のケイ砂含有率についても、データが少ないものの、ほぼ同様であると考えられる。

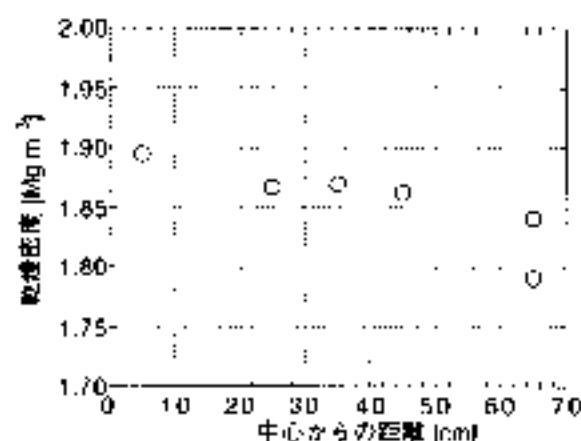


図 4.1.2-87 現場締固め施工における乾燥密度の平面分布

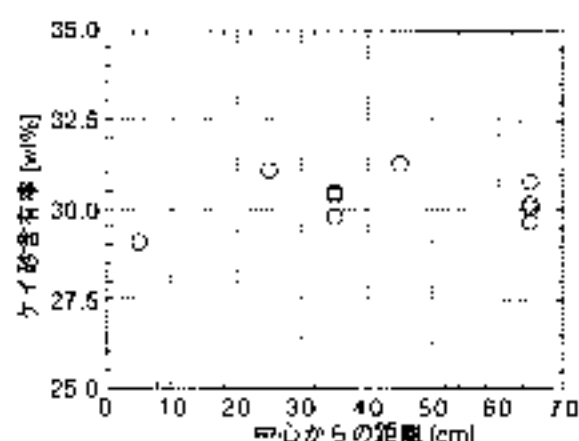


図 4.1.2-88 現場締固め施工におけるケイ砂含有率の分布

d. 各材料における施工確認試験の結果

締固めには、材料の種類のほか、含水比も重要な影響要因と考えられる。したがって、含水比の違いによる締固め特性を把握する目的で、ベントナイト単体材料に関して、含水比の異なる材料を用いて試験を実施した。ベントナイト単体材料の場合、室内試験において締固めエネルギー 15.0 Ec (4.1.2.1.3 参照) で締固めた場合の最適含水比は $11 \sim 14\%$ 程度である。したがって、施工確認試験における含水比としては、最適含水比およびそれより若干大きな含水比を設定した。

表 4.1.2-29 に各材料を用いた施工確認試験の結果を比較して示す。この結果、電動タンピングランマーを用いた現有締固め技術では、ベントナイト単体（ケニゲル VI）については施工性も悪く、また、十分な密度も確保できないことがわかる。

表 4.1.2-29 現場締固め施工確認試験結果

材料	設定含水比 [%]	実測含水比 [%]	乾燥密度 [Mg m ⁻³]	表面剥離	粉塵発生	施工性	品質
ケイ砂混合物 (30wt%)	15	16.7	1.780	○ (ほとんどない)	○ (ほとんどない)	○	○
バントナイト単体 (クニゲル VI)	14	14.0	1.286	× (非常に多い)	× (非常に多い)	×	×
	17	16.4	1.298	△ (少ない)	△ (あり)	×	×
バントナイト単体 (OT-9607)	12	12.2	1.478	×	△ (あり)	×	×
	14	13.8	1.548	△ (少ない)	△ (多少あり)	△	△
	17	15.8	1.647	○ (ほとんどない)	○ (ほとんどない)	○	○

(3) 原位置における施工確認試験

釜石原位置試験場において施工確認試験を実施し、緩衝材の施工性および品質に関しての把握を実施した（杉田ほか，1998）。施工試験は試験坑道床盤に掘削された直径 1.7m、深さ 5.0m の試験ピットにおいて、1 層当り仕上がり厚さ 10cm の層を 44 層、厚さ 5cm の層を 2 層の合計 46 層において実施した。締固め機械は電動タンピングランマーおよびエアーサンドタンパーを使用した。電動タンピングランマーは主に中心部、エアーサンドタンパーは岩盤壁付近および試験ピット中央に設置された連成試験用のヒーターと岩盤の間に使用した。締固め時間は所定の密度を得るまでとした。試験に使用した材料は OT-9607 である。密度管理は出来形測量により実施した。試験において設定した施工管理項目と目標値を表 4.1.2-30 に示す。含水比は施工する前に、炉乾燥にて測定した。含水比の管理値を満足しないものは含水比を再調整し使用した。なお、施工速度は 1 日当り 1 層を基本とした。

試験の結果得られた測定データの全層の平均値をまとめると表 4.1.2-31 のようになった。各層の材料の含水比は 11.3～16.4%（平均 14.95%、標準偏差 0.96%）の間に分布している。図 4.1.2-89 には含水比分布のヒストグラムを示す。管理値の $\omega = (15 \pm 2\%)$ に対して 1 層（ $\omega = 11.3\%$ ）を除いて満足している。また、乾燥密度は $\rho_d = 1.57 \sim 1.74 \text{ Mg m}^{-3}$ の範囲に分布している。平均値は 1.65 Mg m^{-3} 、標準偏差は 0.04 Mg m^{-3} になっている。図 4.1.2-90 に乾燥密度のヒストグラムを示す。乾燥密度は管理範囲 $1.6 \sim 1.7 \text{ Mg m}^{-3}$ にはほぼ均等に分布しており、若干満足しないデータもあるものの、大部分が管理値内にある。下限値以下の 2 データのうち、ピット底部から 2 層目のデータ（ $\rho_d = 1.57 \text{ Mg m}^{-3}$ ）は施工初期の段階でピット底面の凹凸による出来形測量誤差が主な原因と考えられる。第 1 層と第 2 層の測定ではそれぞれ $\rho_d = 1.74 \text{ Mg m}^{-3}$ 、 1.57 Mg m^{-3} で各々の測定誤差による過大評価と過小評価の可能性があると考え

られる。両者を平均すると $\rho_d = 1.66 \text{ Mg m}^{-3}$ になる。また、ビット底部から33層目の乾燥密度 ($\rho_d = 1.59 \text{ Mg m}^{-3}$) はわずかながら管理下限値を下回っている。これは、管理含水比と施工後測定含水比の違いによるものである。すなわち、現場施工に先立ち測定した含水比を用いて、所定の乾燥密度を得るための投入量と仕上がり厚さを管理したが、施工後測定した含水比は管理含水比よりやや大きく、その結果、算定された乾燥密度は小さい結果となった。ヒーターの下部層 (層 No.1~10) および上部層 (層 No.31~45) ではヒーター周辺部に比較して乾燥密度の変化幅が大きい結果となった。これは、1層当たりの締固め面積が大きく、締固めによる密度の均一性の確保が比較的難しくなっていると考えられる。

表 4.1.2-30 原位置施工確認試験における施工管理項目と目標値および管理値

項目	目標値	管理値
締固め前の材料の含水比 ω	15%	15±2%
締固め後の乾燥密度 ρ_d	1.65 Mg m^{-3}	1.65±0.05 Mg m^{-3}
1層当たりの仕上がり厚さ	10cm	(とくに規定しない)

表 4.1.2-31 原位置施工確認試験における測定データ

項目	平均値	変化幅	標準偏差
含水比 [%]	14.95	13.30~16.40	0.96
乾燥密度 [Mg m^{-3}]	1.65	1.57~1.74	0.04
間隙比 [-]	0.604	0.523~0.688	0.039
飽和度 [%]	66.16	55.73~79.05	50.9

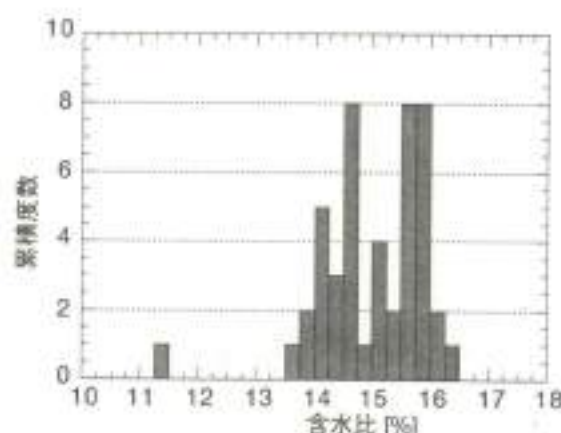


図 4.1.2-89 含水比のヒストグラム
(現場締固め方式)

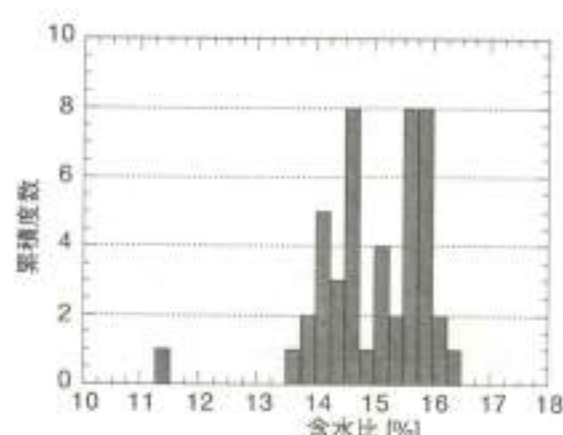


図 4.1.2-90 乾燥密度のヒストグラム
(現場締固め方式)

2) ブロック方式

(1) 予備試験

緩衝材大型試験設備における熱-水-応力連成試験において、ブロック方式の緩衝材を採用し製作した (佐藤ほか, 1990)。緩衝材はケイ砂混合体とし、ケイ砂とベ

ントナイトの配合比を決定するために、以下の室内試験を実施した。

・締固め試験、熱伝導率測定、一軸圧縮試験、水分拡散試験、乾燥ひび割れ観察

試験の結果から、成型圧力 10MPa の場合の最適配合として、含水比 10% で湿潤密度が 2.0Mg m^{-3} 以上となり 80°C での乾燥ひび割れが最も少ない結果となったケイ砂混合率 $30\text{wt}\%$ を決定した。次に、この配合で、実物大ブロック (図 4.1.2- 91 b) Block) の締固め試験を実施した結果を、図 4.1.2- 92 に示す。成型にはフリクションプレス機を用いた。締固め後の乾燥密度はややばらついているが、最大乾燥密度は 1.92Mg m^{-3} 、最適含水比は 13.6% となった。また、金型からブロックを取り出した後の緩衝材の体積変化が小さいことから、材料の重量とプレス時の厚さを管理することにより、所定の密度の緩衝材が得られることが明らかになった。これらの予備試験の結果から緩衝材ブロック製作における含水比の管理値を $11.5 \leq \omega \leq 13.6\%$ とし、目標湿潤密度を 2.05Mg m^{-3} とした。

(2) 緩衝材ブロック製作実績

緩衝材ブロックは 600 ブロック製作した。工場で製作された緩衝材を、ビニール袋に梱包後、緩衝材大型試験設備に搬入し試験孔に設置した。緩衝材ブロックの含水比のヒストグラムを図 4.1.2- 93 に、乾燥密度のヒストグラムを図 4.1.2- 94 に示す。ブロック方式の場合、現場施工と比べ、含水比、乾燥密度ともばらつきが小さく製作できることがわかる。緩衝材大型試験設備では、ブロック全体積 6.246m^3 、ブロックの平均乾燥密度 1.849Mg m^{-3} 、隙間を充填したときの緩衝材の平均乾燥密度 (隙間に充填したベントナイト粉末も考慮) は 1.706Mg m^{-3} となった。

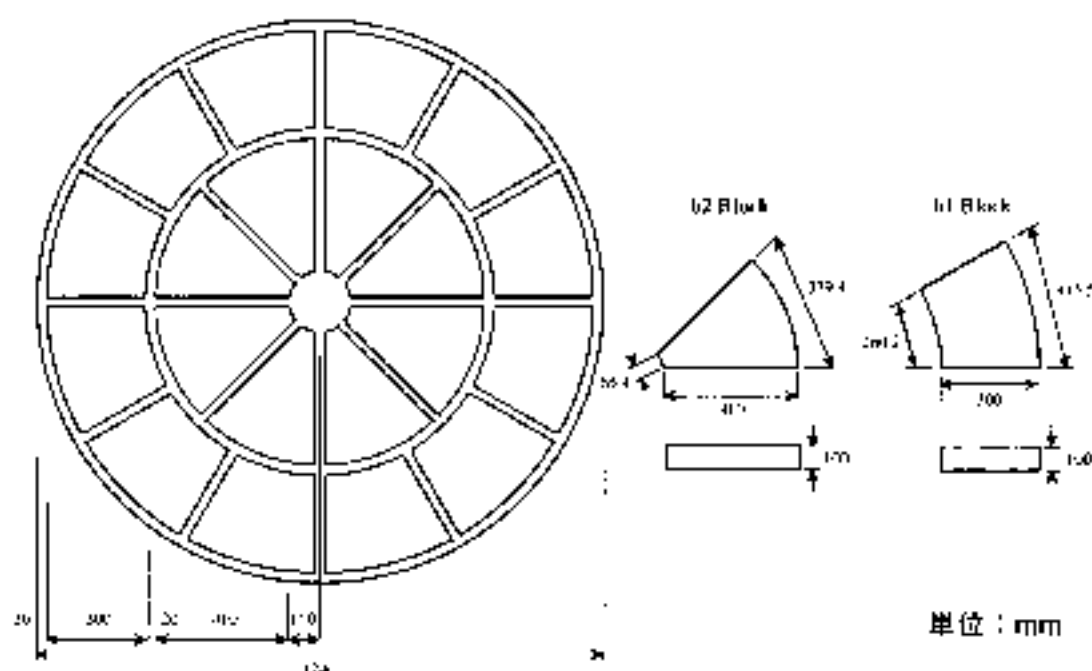


図 4.1.2- 91 緩衝材大型試験で用いた緩衝材の形状および設置状況

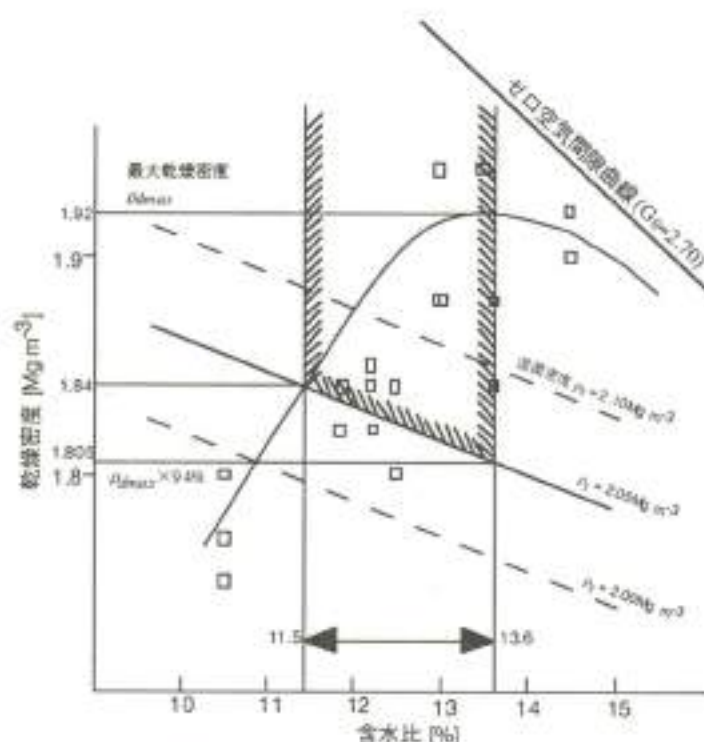


図 4.1.2-92 緩衝材ブロック製作試験結果

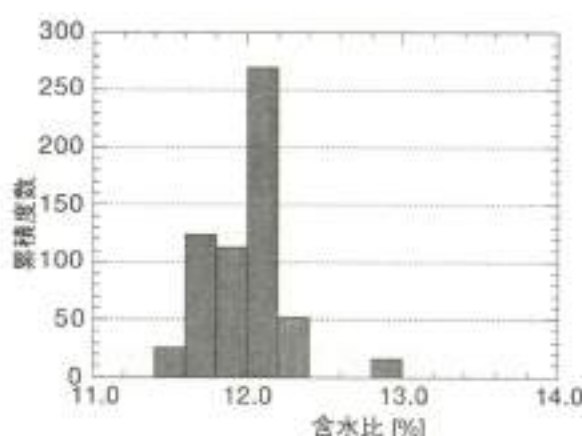


図 4.1.2-93 含水比のヒストグラム

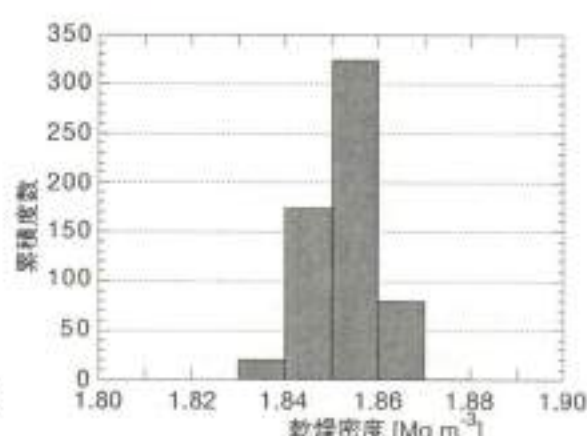


図 4.1.2-94 乾燥密度のヒストグラム
(ブロック方式)

3) 吹付け施工 (杉田ほか, 1995)

処分坑道横置方式については、吹付け工法が緩衝材の施工方法のひとつとして検討されている。本試験では、既存のコンクリート吹付け機による緩衝材の吹付け作業が可能であるかどうかの確認を主目的とし、あわせてその施工性や得られた緩衝材の密度に関する検討を実施した。

(1) 試験の概要

試験に使用した材料はケイ砂混合体 (30wt%) である。材料の初期含水比は、標準締固め試験により得られた最適含水比を基準として、 $\omega=16.5, 18.5, 20.5, 24.5\%$ の4ケースとした。吹付けはコンクリート吹付け機を用いて実施した。モルタルを板表面に付着させた模擬岩盤を鉛直に設置して、準備した緩衝材を水平横方向から

吹付けた。緩衝材の吹付け厚さ t は、 $t=10, 14, 60\text{cm}$ の3 ケースとし、ホース先端部から模擬岩盤までの距離は 1.4m とした。また、圧送圧は 0.2MPa 以下、圧送量は $2\text{m}^3/\text{h}$ 程度とした。圧送ホースの先端部は、緩衝材が圧送ホース内で閉塞した場合のホースのぶれを考慮して、小型油圧バックホーのバケットに固定した。緩衝材を吹付けた後、緩衝材の密度および含水比の測定のための試料を採取した。サンプリングにはシンオールサンプラー ($\phi 7.5\text{cm} \times L 5\text{cm}$) を用い、吹付けた緩衝材に貫入させて試料を採取した。また、緩衝材を吹付けた後に締固めた場合の密度を把握するために、電動タンピングランマー (総重量 48kg 、打撃数 $650 \sim 750$ 回/分、打撃力 $7.5 \sim 8.5\text{kN/叩}$) を用いて転圧した。吹付けられた緩衝材からブロック状の試料を採取して、これをコンクリート床に $50 \times 50\text{cm}$ 、高さ $10 \sim 20\text{cm}$ 程度で置き、15 秒/回の締固めを3回実施した。このように鉛直下向きに転圧した後、2箇所のサンプリングを行ない、密度および含水量の測定を実施した。

(2) 試験の結果

a. 試料作製

事前に実施した試料の練混ぜ状況では、水量が多くなるにつれて、塊状の粒子が大きくなり、しかもその量も多くなった。本試験で準備した緩衝材について、その塊の大きさは、含水比 $w=16.5\%$ の場合 $\phi 2 \sim 3\text{mm}$ 程度、 $w=20.5\%$ の場合 $\phi 5\text{mm}$ 程度、 $w=24.5\%$ の場合 $\phi 10\text{mm}$ 程度であり、 $w=24.5\%$ の配合においては、塊状粒子の生成量が急激に増加した。塊状粒子の生成は、試料の含水量の不均一さを意味し、本試験では $w=24.5\%$ が添加水量の上限と考えられた。

b. 予備吹付け試験

配合の違いによる圧送性、施工性および付着性を把握するために、予備吹付け試験を実施した。吹付け量は 50 リットル程度以下の少量であったが、含水比 $w=16.5 \sim 24.5\%$ のいずれの配合においても、ホース内が閉塞することなく、コンクリート吹付け機を用いて、模擬岩盤に吹付けることができた。また、吹付けられた緩衝材内部には、剥離、崩壊等も見られなかった。ただし、緩衝材が固着しやすいように、模擬岩盤表面をあらかじめ湿らす必要があった。模擬岩盤表面を湿らさない場合には、吹付け時には緩衝材が壁面に固着したものの、その後サンプリング時の衝撃等により、緩衝材は模擬岩盤から剥離した。吹付け作業時に問題となる粉塵については、含水比 16.5% の場合には、緩衝材の跳ね返りがあり、かなりの量の粉塵が発生した。しかし、 18.5% 以上の含水比の場合には、跳ね返りおよび粉塵がほとんど見られなかった。したがって、粉塵発生量の観点からは、 $w=16.5\%$ が吹付け可能な下限の含水比と考えられた。予備吹付け試験における緩衝材の含水比と乾燥密度の関係を図 4.1.2- 95 に示す。サンプリングは1箇所とした。含水比が $16 \sim 20\%$ 程度の範囲においては、緩衝材の乾燥密度は含水比の影響をあまり受けていない。いずれの場合にも、吹付け作業のみでは 1.5Mg/m^3 以下の乾燥密度であった。

c. 本試験

予備試験の結果から、表 4.1.2-32に示す試験条件で吹付け試験を実施した。吹付け試験後のサンプリングによる乾燥密度の測定結果を図 4.1.2-96に示す。同一試験条件の場合、サンプリング位置の違いによる乾燥密度のばらつきは、最大 0.9 Mg m^{-3} 以下であり、ほとんど同程度の乾燥密度が得られた。サンプリングは、いずれの場合にも吹付けられた緩衝材の表面から実施したが、含水比 16.5%の場合には、吹付け厚さの違いによる乾燥密度の差が見られた。このことは、練混ぜ時の緩衝材の含水比のばらつき、1回の吹付け作業が数分間で終了したことによる圧送圧のばらつき、あるいはホース内に付着した緩衝材による圧送の圧力の変化等によるものと考えられる。緩衝材を吹付けた後、ブロック状の試料を採取して、コンクリート床の上に整地し、鉛直下向きに厚さ 10~20cm/層、15秒/回の締固めを3回実施した。吹付け後の締固め試験結果を図 4.1.2-97に示す。周囲の拘束はなかったが、1.5~1.7 Mg m^{-3} 程度の乾燥密度が得られた。したがって、吹付け作業で所要の乾燥密度が得られない場合も、適度な締固めエネルギーを加えることにより、緩衝材の乾燥密度が高められることを確認できた。

表 4.1.2-32 吹付け試験条件

試料名	含水比 [%]	吹付け量 [L/m ²]	吹付け厚さ [cm]
16T10	16.5	100	10
20T10	20.5	100	10
16T14	16.5	100	14
16T60	16.5	300	60

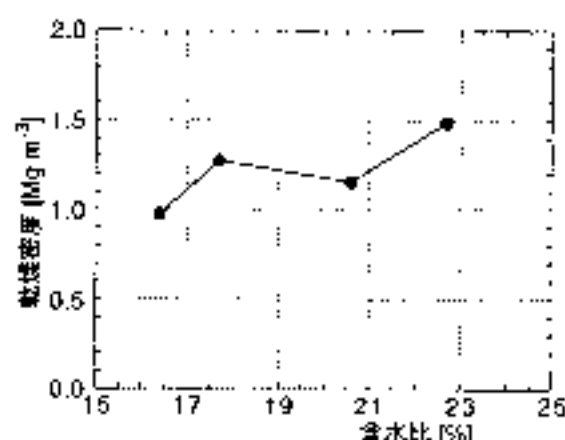


図 4.1.2-95 吹付け施工における含水比と乾燥密度の関係

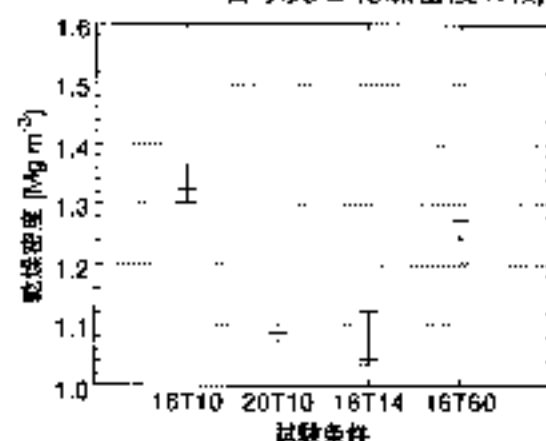


図 4.1.2-96 吹付け試験条件と乾燥密度の関係

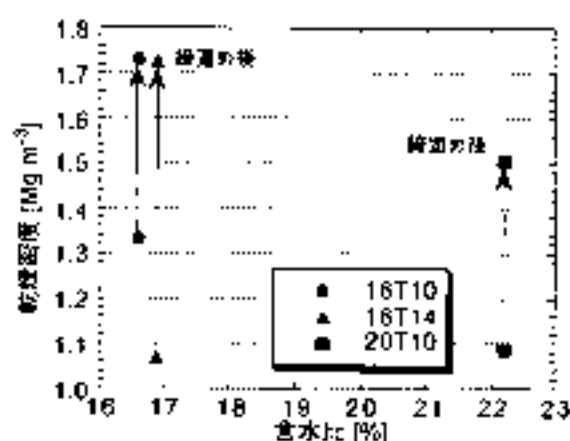


図 4.1.2-97 吹付け後の締固め結果

4) 一体型方式

電力共通研究においては、冷間等方圧プレス（Cold Isostatic Pressing；以下、「CIP」という）を用いた一体型緩衝材の製作が検討されている（電力中央研究所・電気事業連合会、1999）。これは、粉末材料をゴム型のような変形抵抗の小さいモールドに充填して密封し、液圧を加え型の表面に一様にその液圧に等しい圧力を与えることにより、方向性無く正縮成型することができる方法である。CIP 成型の特徴は以下の通りであると示されている。

- ・均質な成型体が得られる。
- ・高密度な成型体が得られる。
- ・成型体の大きさに制約がない。
- ・成型費用が安価である。
- ・複雑形状の成型が可能である。

また検討結果のまとめとして、以下の内容が示されている。

- ・電力共通研究において要求されている緩衝材の仕様はケイ砂混合ベントナイト（ケイ砂混合率 20wt%）で乾燥密度 2.0Mg m^{-3} 、緩衝材の厚さは 40cm である。CIP 成型では含水比 5～10%において成型圧力 100MPa で要求仕様の緩衝材の製作が可能である。
- ・電力共通研究における緩衝材仕様で要求されている厚さ 40cm での成型では、厚さ方向に密度が発生する可能性は小さいものと考えられる。

5) まとめ

ここでは、緩衝材の製作施工に関する既往の研究の整理を実施した。既存の技術での製作施工可能範囲に関しての検討は現場締固め方式および吹付け方式に関して実施しており、所定の要求品質に関して、既存の技術でどの程度の精度で製作が可能であるかについての検討は現場締固め方式およびブロック方式に関して実施している。また、一体型方式に関しては CIP での製作性の検討が実施されている。

既存の成果を整理すると表 4.1.2-33 のようになる。吹付け方式は単独では緩衝材の施工方式とはなりえないと考えられ、あくまで、他の方式における補助的な手法（吹付け後締固める、ブロックの隙間に吹付ける等）であると考えられる。

現場締固め方式に関しては、クニゲル VI のように粒径が小さく、かつ比較的均一な粒径の材料では、現有の施工技術で所定の品質を得ることは難しいと考えられる。しかし、粒度が富んだ材料、あるいはケイ砂を混合した材料を用いることにより、高密度な緩衝材を製作することが可能である。一方、ブロック方式に関しては、現有技術で十分製作可能であり、CIP による一体成型も実現の可能性はあると考えられる。しかし、現有技術で実施した締固め施工における最適な一層当たりの締固

め厚さは 10cm であり、ブロック方式に関しても製作したブロックの厚さは 10cm である。実際の製作施工においては処分坑道内での作業能率の向上を図るために…層当たりの締固め厚さおよびブロックの厚さを大きくする必要がある。層内での品質を均一に保つことのできる層厚は現有施工技術では 10cm であるが、機械の向上、製作施工手法の詳細な検討等により層厚を大きくしていくことは可能であると考えられる。また、CIP による一体成型に関しては、厚さが 40cm の場合についての製作性は確認されているが、層厚が大きくなった場合の施工性および品質に関しては、今後より詳細な検討が必要である。

含水比に関しては、表 4.1.2-33 に示す通り乾燥密度に比べて施工後のバラツキが大きく、品質管理についてはより留意する必要がある。また、最適含水比に関しては、製作施工機械の能力に大きく依存するので、機械の検討と同時に実施していく必要がある。

次節では、製作施工試験で得られた知見を踏まえ、所定の品質の緩衝材を製作施工する方法に関する検討を行う。

表 4.1.2-33 緩衝材の製作施工実績

方式	材料	施工 目的 (注 1)	層厚 [cm]	目標品質		実績			
				密度(注 2) [Mg m ⁻³]	含水比 [%]	乾燥密度 [Mg m ⁻³]		含水比 [%]	
						平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
現場 締固め	砂砂混合体 (30wt%)	①	10.0	—	15.0	1.780	—	16.7	—
	ベンチ+11 単体 (0.2t×1.0×V1)			—	17.0	1.296	—	16.4	—
	ベンチ+11 単体 (OT-9607)			—	17.0	1.647	—	15.8	—
	ベンチ+11 単体 (OT-9607)	②	10.0	$\rho_d = 1.65$	$13.0 \leq w \leq 15.0$	1.645	0.041	14.95	0.96
ブロッ	砂砂混合体	②	10.0	$\rho_d = 2.05$	$11.5 \leq w \leq 13.6$	1.85	0.007	11.99	0.284
一体 型	ベンチ+11 単体 (0.2t×1.0×V1)	①	10.0	—	10	2.00	—	—	—
吹付 け	砂砂混合体 (30wt%)	①	10.0	—	16.0	1.332	0.032	16.53	0.404

(注 1) 施工目的 ① 施工可能範囲（最大乾燥密度）の確認
② 所定の品質に関する製作施工精度の確認
(注 2) 密度 ρ_d : 乾燥密度, ρ_w : 湿潤密度

4.1.2.3.2 緩衝材の製作施工方法

本節では、緩衝材の製作・施工方法に関して検討する。検討は、現場締固め方式およびブロック方式について実施する。緩衝材はケイ砂混合体とし、要求乾燥密度を 1.6Mg m^{-3} とする。

1) 現場締固め方式

(1) 材料の仕様

現場締固め用の材料としては施工性の良いものを選ぶ必要がある。「4.1.2.1.3」に示されているように、材料を粒度の富んだものにより施工性は向上される。また、材料の初期含水比は施工性の面から最適含水比が良い。材料の最適含水比は、施工法（静的圧力、動的圧力）、機械の加圧力に影響を受ける。したがって、施工機械の仕様に応じて施工時の材料の仕様を決定する必要がある。また、高密度の緩衝材を施工するため、材料として粉末とペレットを併用する方式も考えられる。この方式に関しては、施工後および緩衝材飽和後の均一性等に関して今後検討する必要がある。

(2) 締固め機械の検討

緩衝材の現場締固め機械の検討に関して、締固め工法をいくつかのカテゴリーについて分類し、実現可能な施工方法を抽出する。締固め工法の分類は、次の項目にしたがって分類することができる。

a. 締固め方法による分類

- ①静的 : 静的プレス法 (Static compaction)
- ②動的 : 衝撃法 (Dynamic compaction)
 : 振動法 (Vibratory compaction)
- ③静的+動的 : 振動プレス法 (Vibratory pressured compaction)

b. 荷重方向による分類

- ①軸方向 (Axial compaction)
- ②半径方向 (Radial compaction)

c. 締固め範囲による分類

- ①全断面締固め (Full face compaction)
- ②部分締固め (Partial compaction)

d. 廃棄体定置孔構築方法による分類

- ①掘削工法 (Excavation method)

(2)内空間工法 (Inner space method)

(3)オーバーパック直接定置工法 (Direct compaction method)

廃棄体定置孔構築方法のうち②の内空間工法では荷重方向との組み合わせで以下の2種類の工法が考えられる。

○内型枠工法 (Inner frame-box method)

廃棄体定置位置に型枠を設置した状態で緩衝材の施工を行い、施工後、型枠を抜き取り廃棄体を定置する工法

○半径方向圧縮工法 (Radial compaction method)

処分坑道（あるいは処分孔）の半径方向に緩衝材の圧縮を行い、廃棄体を定置するための空間のある緩衝材を施工し、そこに廃棄体を定置する工法

半径方向圧縮工法は単独では緩衝材の施工法とはなりえず、他の手法との組み合わせで施工を実施する必要がある。上記分類における各項目の概要を表 4.1.2- 34に示す。これらの項目を組み合わせ、その実現性を評価した結果を、表 4.1.2- 35に示す。堅置き方式、横置き方式の両者とも静的プレスで全断面圧縮を行う場合は、反力をどのように取るかが課題となる。表 4.1.2- 35において静的プレスで実現性が高いと示されているのは、半径方向圧縮に静的圧力を用いている場合である。

堅置き方式においては全断面締固め施工のみで良い掘削工法、あるいは全断面締固めと部分締固めを併用して用いる内型枠工法あるいは直接工法が実現性が高いと考えられる。この場合、締固めには衝撃法あるいは振動プレス法を用いる。一方、横置き方式の場合は、施工上、直接工法は困難であり、掘削工法あるいは内空間工法（内型枠工法、半径方向圧縮工法）が実現性が高いと考えられる。

直接工法以外の工法は廃棄体と緩衝材との間に隙間が生じてしまう。そこで、次節のブロック方式の検討で示す隙間充填手法によりこの隙間を処理する必要がある。

表 4.1.2-34 現場締固め工法の分類

(1) 締固め方法による分類

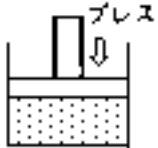
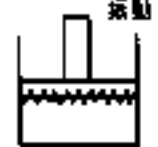
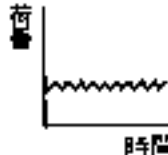
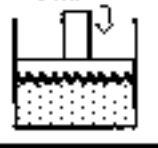
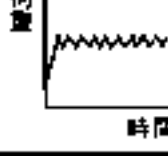
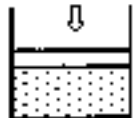
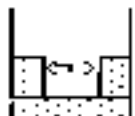
工法	荷重	内容	特徴(下駄付きは問題あり)	実績
静的	静的プレス法 		油圧で緩衝材の一面から圧縮する。 ・工場製作の延長 ・大きな反力が必要 ・深さ方向の均質性	・ブロック型の実績
動的	衝撃法 		重量物を落下させ(場合によっては加速して)、その衝撃で圧縮する。 ・30t-60tmmの振幅で大きなエネルギーを与える ・土木分野での標準化、試験の標準化など確立した技術 ・反力が必要 ・全断面にわたる大型化 ・幅厚15cm以上のエネルギーの伝達が未検討 ・周辺岩盤の破壊に関する検討が必要	・タンバー、コア・ハンマーなど土木分野の実績 ・AIRC(水圧タンバー)($t=1.5\text{cm}$) ・着石電動タンバー($t=10\text{cm}$)
	振動法 		振動板を緩衝材にあて圧縮させる。 ・バイブレーターの利用であり装置として確立している ・与えるエネルギーが小さい	・振動コンパクターなど土木分野の実績 ・大型緩衝材試験設備での予備試験では高密度を得られず(茂呂ほか、1994)
静的・動的	振動プレス法 		振動板を緩衝材におしあてる静的な荷重と振動を組み合わせる ・振動法の改良。 ・反力は静的に比べ小さい。 ・周辺岩盤への影響は衝撃法より小さいと考えられる。 ・必要なエネルギーの低減	・油圧バイブロなど土木分野の実績

表 4.1.2-34 現場締固め工法の分類 (続き)

(2)荷重方向による分類

工法	内容	特徴(下線付きは問題点)	実績
軸方向 	処分坑道あるいは処分孔の軸方向にプレスする。	・平面プレス ・緊置きでは電力が利用できる ・ <u>静的プレスでは反力が必要</u>	土木、緩衝材現場締固めでは一般的
半径方向 	処分坑道あるいは処分孔の半径方向に向かってプレスする	・曲面プレス ・静的プレスでも反力が不要 ・廃棄体部分に適用可能 ・ <u>層内へのエネルギーの伝達性</u> ・ <u>プレス面と岩盤に引張応力</u>	構想段階

(3)締固め範囲による分類

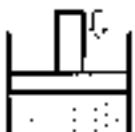
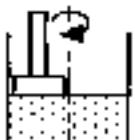
工法	内容	特徴(下線付きは問題点)	実績
全断面締固め 	全面に大型のコンパクターをあてプレスする。	・作業の効率が低い ・高速施工 ・ <u>端面の摩擦による外周・内周部分の密度低下の可能性</u> ・機械の大型化	EISA(ARCL)での集約
部分締固め 	小型のコンパクターを移動させながら、全面にわたってプレスする。	・小型機械 ・周辺を集中的に施工できる ・狭帯部の施工に効果 ・ <u>作業性、エネルギーの逸散の問題</u>	ARCL (Graham et al., 1997) 釜石 (杉田ほか, 1998)

表 4.1.2-34 現場締固め工法の分類 (続き)

(4) 廃棄体定置孔構築方法による分類

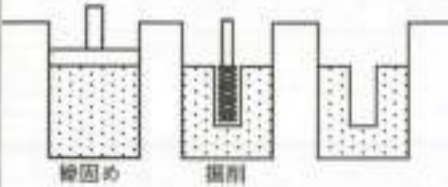
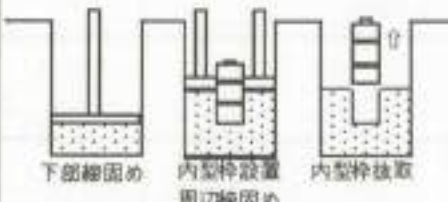
工法	工法概要図	内容	特徴(下線付きは問題点)	実績
掘削工法		・全断面で締固めた後、定置孔を掘削する。	・締固めは全断面のみであり、確実な施工が可能 ・工程が簡単 ・ <u>緩衝材のϕ1m無水掘削の実績がない</u> ・ <u>定置孔の掘削精度。壁面の破損</u> ・ <u>廃棄体と緩衝材との間に隙間ができる</u> ・ <u>掘削材料の再利用</u>	EIS(AECL)で構想。 ネガー、トリング・バックなどは土木分野の実績
内空間工法	内型枠工法 	・廃棄体下部を締固めた後、可縮の型枠を設置し、周囲を締固める。型枠を収縮させ引き抜き、定置孔を作る。	・定置孔の構築精度に優れる ・工程が複雑 ・ <u>廃棄体と緩衝材との間に隙間ができる</u> ・ <u>廃棄体へのリング部の確実な締固めが問題</u> ・ <u>内型枠の固定。ずれ防止</u>	大型緩衝材試験にて実施(茂呂ほか、1994)
	半径方向圧縮工法 	・廃棄体下部を締固めた後、半径方向圧縮により、廃棄体定置部周囲の緩衝材を締固める。	・定置孔位置の精度に優れる ・工程が簡単 ・ <u>2種類の締固め機が必要</u> ・ <u>廃棄体と緩衝材との間に隙間ができる</u> ・ <u>半径方向を一度に圧縮するため、密度分布が生じる可能性がある</u>	構想段階
オーバーバック直接定置工法		・廃棄体下部を締固めた後、廃棄体を定置する。続いて、廃棄体と岩盤の間を締固める。	・工程が簡単 ・ <u>緩衝材とオーバーバックが密着。隙間が生じない</u> ・ <u>オーバーバックの表面の損傷の可能性。表面の保護の必要性</u>	釜石(杉田ほか、1998)

表 4.1.2-35 各現場締固め工法の比較（堅置き定置方式）

工法No.	締固め方法			締固め範囲		定置孔の掘削方法			評価	備考
	静的	衝撃	振動	軸方 向	半径 方向	掘削 全長	掘削 部分	掘削 方法		
V-1111	○			○		○		○	△	圧入力100kPaとすると3000cmの反力が発生、振動が大きい。
V-1112	○			○		○		○	△	圧入力100kPaとすると3000cmの反力が発生、振動が大きい。
V-1113	○			○		○		○	△	圧入力100kPaとすると3000cmの反力が発生、オーバーバックへの影響は小さい。
V-1121	○			○		○		○	△	反力は小さくなるが、部分締固めの優位性はない。
V-1122	○			○		○		○	△	反力は小さくなるが、振動が大きい。
V-1123	○			○		○		○	△	反力は小さくなるが、振動が大きい。
V-1211	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-1212	○			○		○		○	○	内側からエネルギーを与えるが、その伝達に問題。
V-1213	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-1221	○			○		○		○	△	部分締固めの優位性はない。
V-1222	○			○		○		○	△	部分締固めの優位性はない。
V-1223	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-2111	○			○		○		○	○	振動などの施工性、品質の比較になる。
V-2112	○			○		○		○	○	内側からエネルギーを与えるが、その伝達に問題。
V-2113	○			○		○		○	△	オーバーバックの掘削について、振動が大きい。
V-2121	○			○		○		○	○	部分締固めの優位性はない。
V-2122	○			○		○		○	○	断層体周囲の決壊部の施工に適する。
V-2123	○			○		○		○	△	オーバーバックの掘削について、振動が大きい。
V-2211	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-2212	○			○		○		○	△	半径方向への衝撃は内側。
V-2213	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-2221	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-2222	○			○		○		○	△	半径方向への衝撃は内側、断層体の破壊。
V-2223	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-3111	○			○		○		○	○	衝撃法との施工性、品質の比較になる。
V-3112	○			○		○		○	○	衝撃法との施工性、品質の比較になる。
V-3113	○			○		○		○	○	オーバーバックへの影響の問題。
V-3121	○			○		○		○	△	部分締固めの優位性はない。
V-3122	○			○		○		○	○	断層体周囲の決壊部の施工に適する。
V-3123	○			○		○		○	○	断層体周囲の決壊部の施工に適する。
V-3211	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-3212	○			○		○		○	○	内側からエネルギーを与えるが、その伝達に問題。
V-3213	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
V-3221	○			○		○		○	△	部分締固めの優位性はない。
V-3222	○			○		○		○	△	部分締固めの優位性はない。
V-3223	○			○		○		○	×	半径方向にエネルギーを与えられない。

(○)：実現の可能性が高い △：実現の可能性が低い ×：現実的でない。

表 4.1.2-35 各現場締固め工法の比較（横置き定置方式）（続き）

工法No.	締固め方法			荷重方向		締固めの範囲		定置孔の構築方法			評価	備考
	静荷	衝撃	振動	偏方向	水平方向	全断面	部分	掘削工法	内打削工法	直接工法		
H-1111	□			□		□		□			△	圧入圧力10MPaとすると3800cmの反力が必要、振動が大きい。
H-1112	□			□		□		□	□		△	圧入圧力10MPaとすると3800cmの反力が必要、振動が大きい。
H-1113	□			□		□		□		□	×	圧入圧力10MPaとすると3800cmの反力が必要、地盤体の固定ができない。
H-1121	□			□		□		□			△	反力は小さくなるが、部分締固めの可能性はない。
H-1122	□			□		□		□	□		△	反力は小さくなるが、振動が大きい。
H-1123	□			□		□		□		□	×	反力は小さくなるが、振動が大きい。地盤体の固定ができない。
H-1211	□			□	□	□		□			×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。
H-1212	□			□	□	□		□	□		○	内側からエネルギーを与えるが、その伝達に問題。
H-1213	□			□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。
H-1221	□			□	□	□		□			×	部分締固めの可能性はない。
H-1222	□			□	□	□		□	□		×	部分締固めの可能性はない。
H-1223	□			□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。
H-2111	□	□		□	□	□		□			○	振動が大きい。施工性、品質の比較になる。水平方向への衝撃方法に検討の余地。
H-2112	□	□		□	□	□		□	□		○	内側から衝撃の可能性。水平方向への衝撃方法に検討の余地。
H-2113	□	□		□	□	□		□		□	×	オーバーパスへの影響の問題。地盤体の固定ができない。
H-2121	□	□		□	□	□		□			△	部分締固めの可能性はない。
H-2122	□	□		□	□	□		□	□		△	横方向への部分的な衝撃エネルギーに問題。
H-2123	□	□		□	□	□		□		□	×	部分の衝撃エネルギーに問題。オーバーパスへの影響の問題。地盤体の固定ができない。
H-2211	□	□		□	□	□		□			×	半径方向にエネルギーを与えられない。
H-2212	□	□		□	□	□		□	□		△	半径方向への衝撃は出ない。
H-2213	□	□		□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。
H-2221	□	□		□	□	□		□	□		×	半径方向にエネルギーを与えられない。
H-2222	□	□		□	□	□		□	□		△	半径方向への衝撃は出ない。振動の伝達。
H-2223	□	□		□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。
H-3111	□	□		□	□	□		□			○	衝撃法との施工性、品質の比較になる。
H-3112	□	□		□	□	□		□	□		○	衝撃法との施工性、品質の比較になる。
H-3113	□	□		□	□	□		□		□	×	オーバーパスへの影響の問題。地盤体の固定ができない。
H-3121	□	□		□	□	□		□			△	部分締固めの可能性はない。
H-3122	□	□		□	□	□		□	□		△	横方向への部分的な振動エネルギーに問題。
H-3123	□	□		□	□	□		□		□	×	横方向への部分的な振動エネルギーに問題。地盤体の固定ができない。
H-3211	□	□		□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。
H-3212	□	□		□	□	□		□	□		○	内側からエネルギーを与えるが、その伝達に問題。
H-3213	□	□		□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。
H-3221	□	□		□	□	□		□			×	部分締固めの可能性はない。
H-3222	□	□		□	□	□		□	□		△	部分締固めの可能性はない。
H-3223	□	□		□	□	□		□		□	×	半径方向にエネルギーを与えられない。地盤体の固定ができない。

○：実現の可能性がある △：実現の可能性が低い ×：実現していない

3) 製作・施工手順

現場締固め方式における作業手順を以下に示す。

①原材料調達

工場にて所定仕様の原材料（ベントナイトとケイ砂）を製造し、施工サイトへ運搬する。

②練混ぜ

所定量のベントナイトとケイ砂をミキサーで混合し、含水比を調整する。

③秤量および養生・保管

材料を練混ぜた後に、1層当たりの所定量を秤量する、これを運搬が可能な蓋付きコンテナに入れ、水分の出入りがないように密閉し養生する。

④坑内運搬および保管

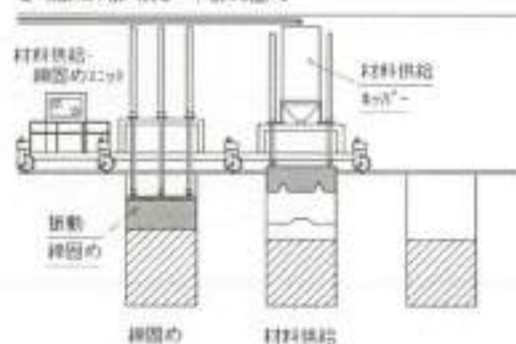
地上の保管施設から地下の保管場所にコンテナを運搬し保管する。

⑤現場締固め

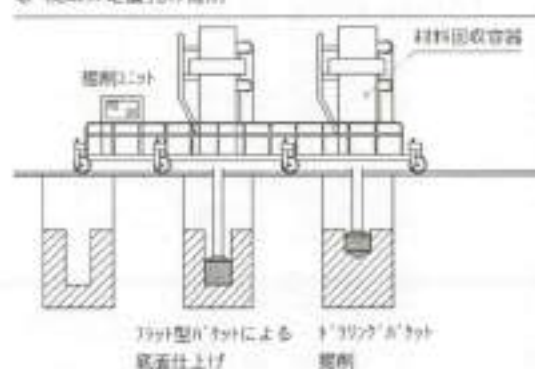
締固め後の仕上がり厚さと、目標乾燥密度を設定し、所定量の材料を投入し、敷き均した後に締固めを行う。

図 4.1.2-98～図 4.1.2-101には表 4.1.2-35において実現性が高いと考えられた施工方法の中の代表的なものに関しての施工手順例を示す。図 4.1.2-98は処分孔竖置き方式における掘削工法、図 4.1.2-99は処分孔竖置き方式における内空間工法（内型砕工法）、図 4.1.2-100は処分孔竖置き方式における直接工法の例である。また、図 4.1.2-101には横置き方式における内空間方式（半径方向圧縮工法）の例である。

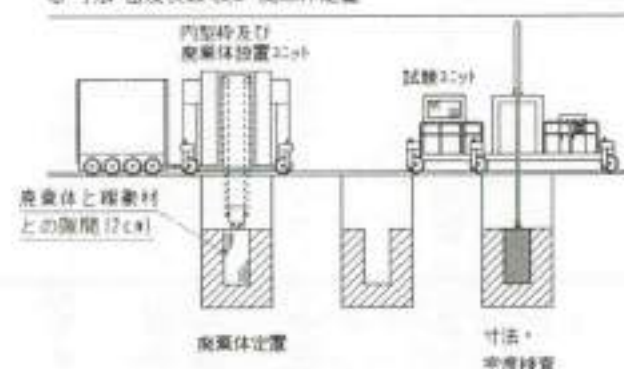
① 廃棄体部 及び 下部締固め



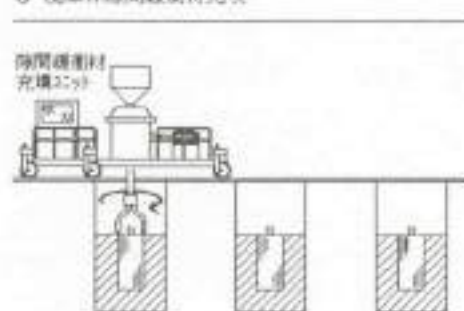
② 廃棄体定置孔の掘削



③ 寸法・密度検査 及び 廃棄体定置



④ 廃棄体隙間緩衝材充填



⑤ 廃棄体上部締固め

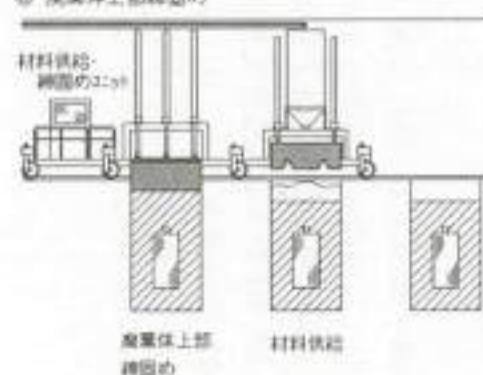


図 4.1.2- 98 縦置き定置方式における掘削工法の施工手順概念図

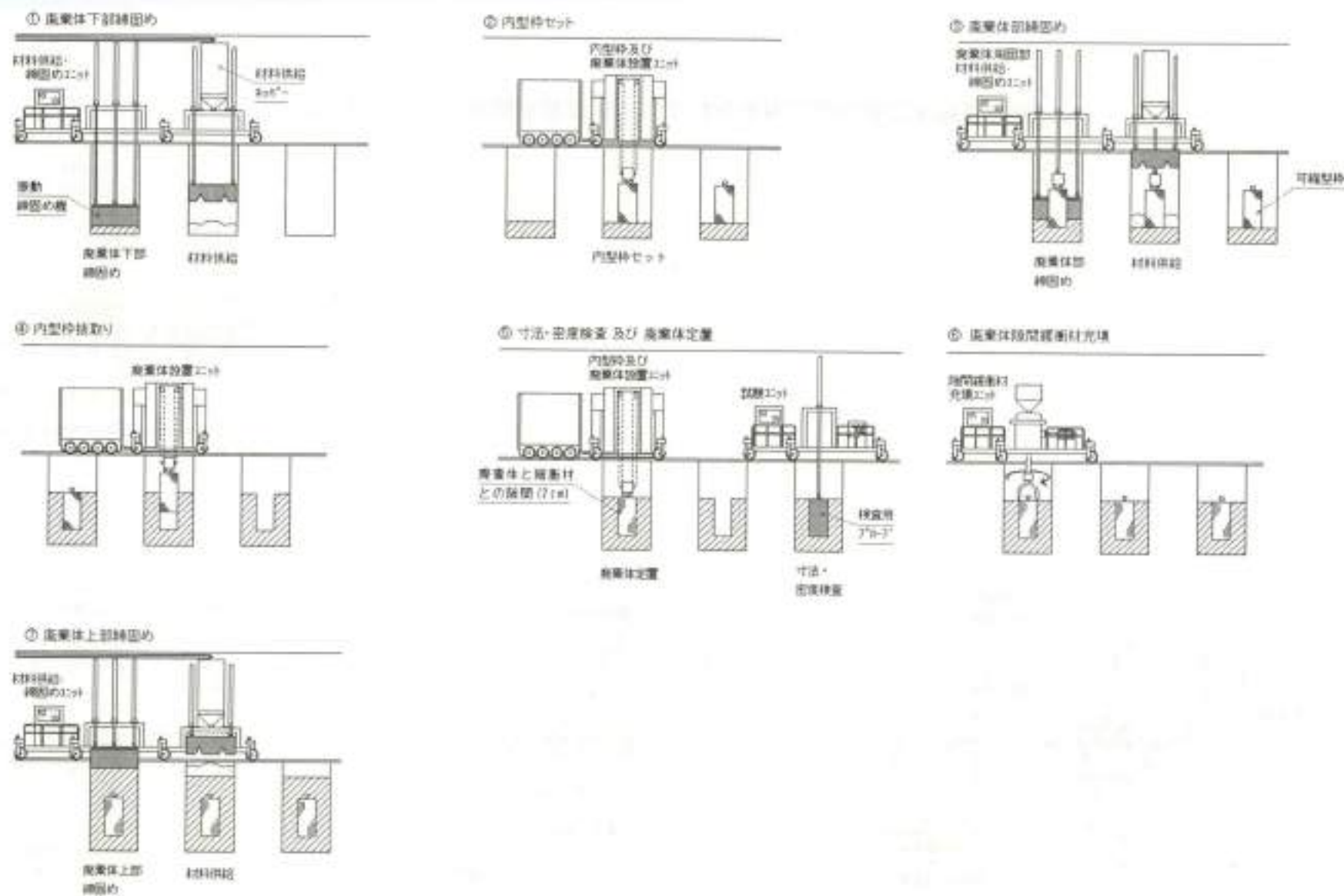


図 4.1.2-99 縦置き定置方式における内型枠工法の施工手順概念図

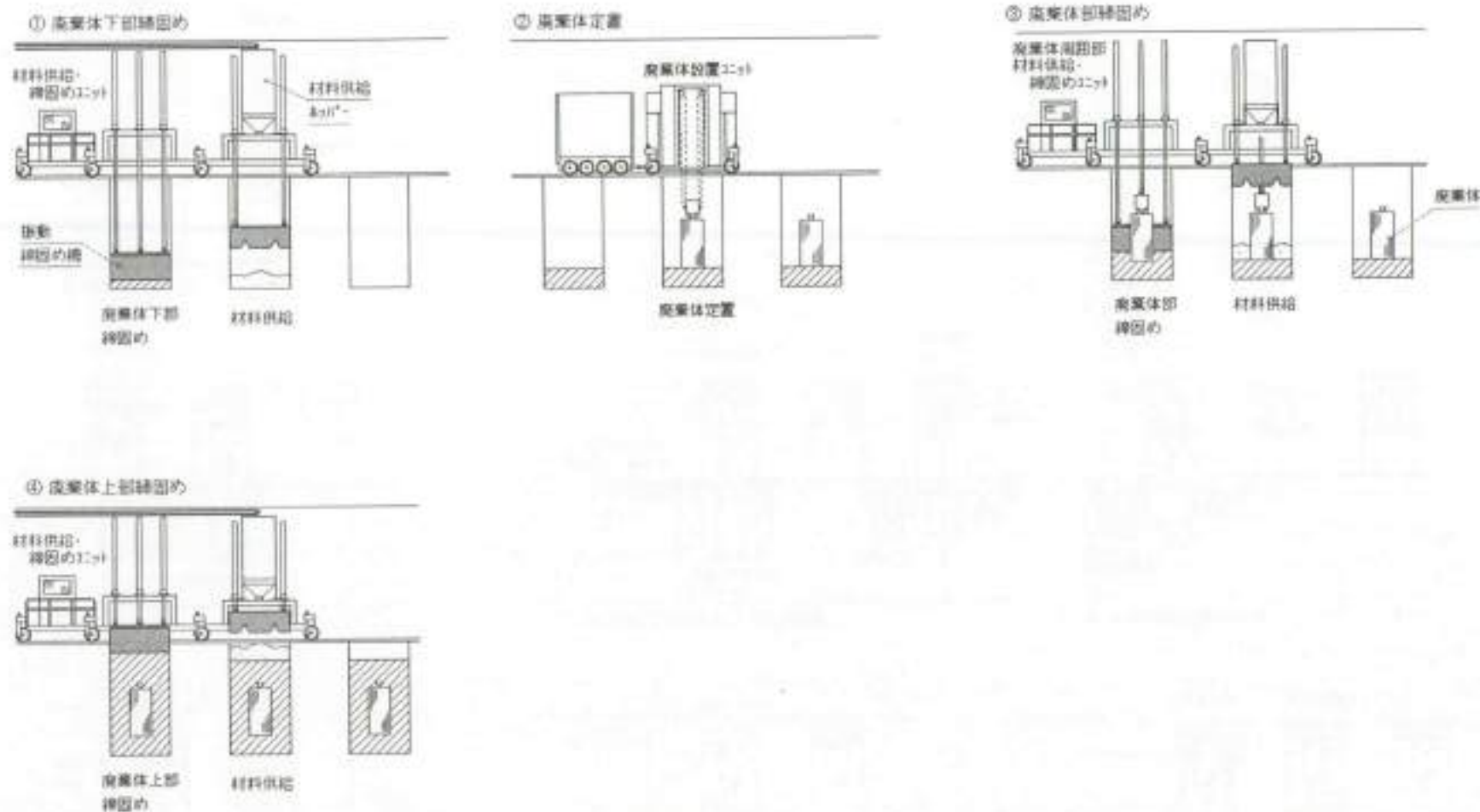


図 4.1.2-100 縦置き定置方式における直接工法の施工手順概念図

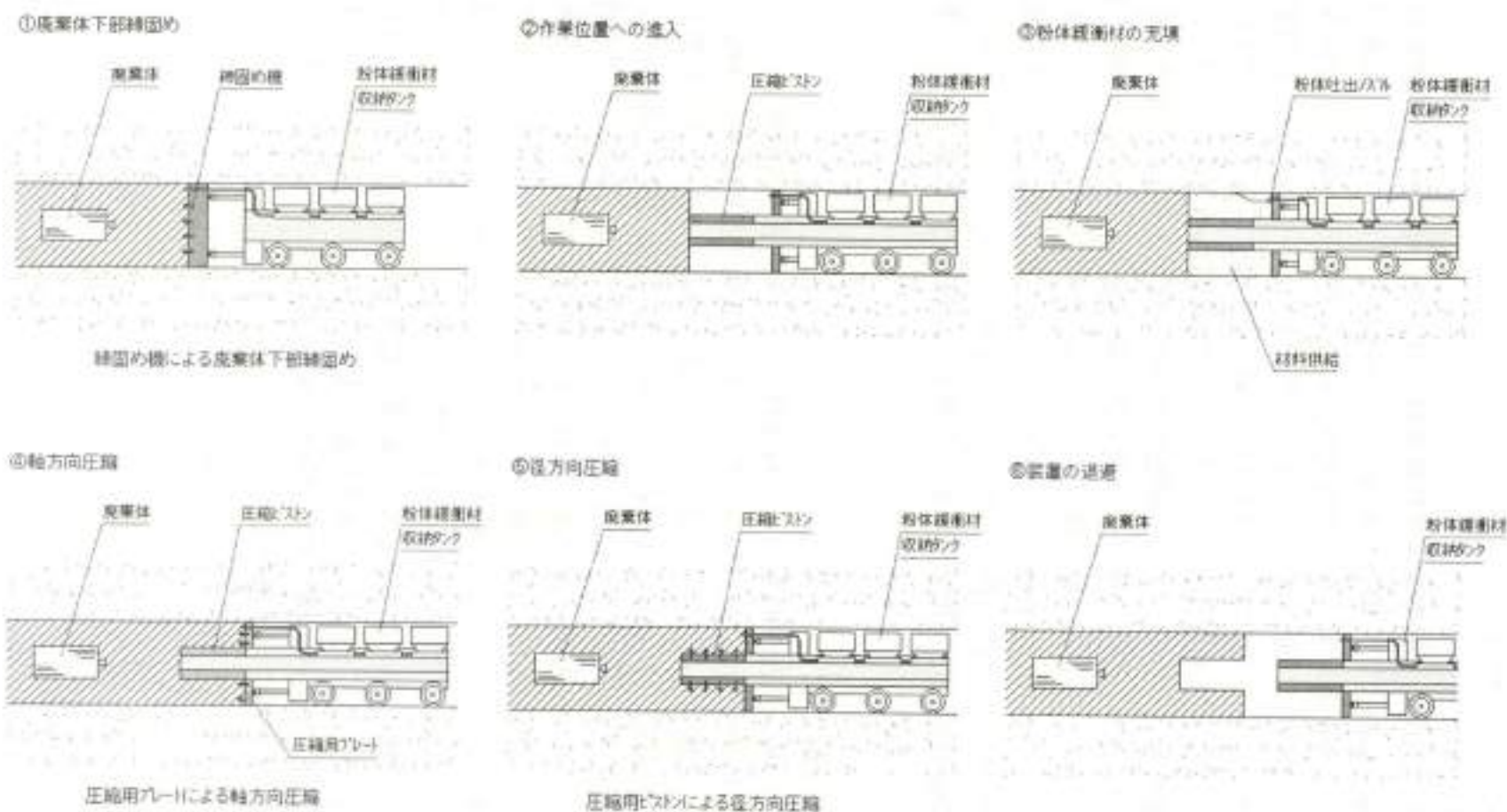


図 4.1.2-101 横置き定置方式における内空間工法の施工手順概念図

2) ブロック方式

(1) 緩衝材ブロックの大きさに関する検討

a. 操業性の観点からの検討

a) 横置き定置方式

横置き方式の場合の定置作業は下部緩衝材ブロック、廃棄体、上部緩衝材ブロックの順に実施される(5.2 参照;本問ほか, 1999d)。したがって、緩衝材ブロックと廃棄体の干渉を回避するなどの作業性の観点から、下部緩衝材と上部緩衝材はそれぞれ180°ずつに分割されることが妥当であると考えられ、さらに廃棄体を下部緩衝材で確実に支持するために分割面が鉛直下方に位置してはならない。また、異なる形状のブロックを併用するとブロックの製作設備や定置設備がブロックの種類ごとに必要となるため、すべて同型とするのが良い。これらの考え方をまとめたものを表 4.1.2-36に示す。同表より操業性の観点からは2分割、6分割、10分割が候補となりえる。しかし、10分割のようにブロック数が多いとブロック1個当たりの重量は小さくなり定置装置への負荷重量は軽減されるが、ブロックの定置ポイントが増えるため、位置決め精度を含めて定置装置に対する要求がより厳しくなるとともに、装置自体が複雑化することが予想されるほか、作業能率的にも著しく不利になると考えられる。

b) 縦置き定置方式

縦置き方式の場合の定置作業は下部緩衝材ブロック、側部緩衝材ブロック、廃棄体、上部緩衝材ブロックの順に実施される(5.2 参照;本問ほか, 1999d)。緩衝材ブロックは定置する層ごとにパレット上に並べられた状態で搬送装置に搭載され、主要・連結坑道から処分坑道を通して所定の処分孔位置まで運ばれる。所定の処分孔に到達後、緩衝材ブロックはパレットごとローラコンベアで定置装置に送られ、定置装置の真空吸着式の吊り降ろし機構にて把持される。空パレットをローラコンベアにてパレット回収装置に送った後、緩衝材ブロックは処分孔内に吊り降ろされる。縦置き定置方式の場合、緩衝材ブロック分割の考え方は前述した横置き定置方式の場合とは異なる。表 4.1.2-37に縦置き定置方式の場合のブロック分割の考え方を示す。ブロック形状に関しては、横置き定置方式の場合と同様にすべて同型とするのが望ましく、また、ブロックが正方形のパレット上に載せてハンドリングされることから、分割数に関してはパレットの向きの管理が必要とならない、分割なし、4分割、8分割等が候補となる。

表 4.1.2- 36 緩衝材ブロックの分割の考え方（横置き定置方式）

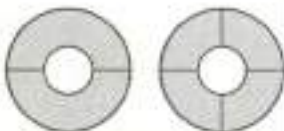
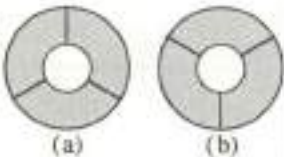
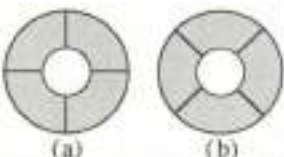
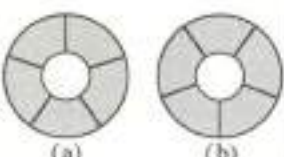
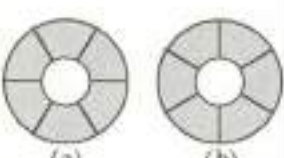
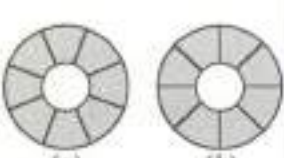
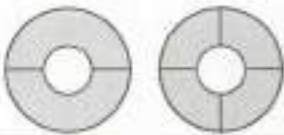
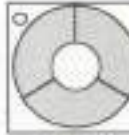
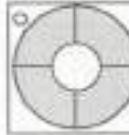
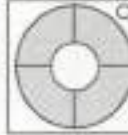
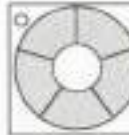
	分割例		評価
形状の選定	同型分割		ブロックの製作設備や定置装置の種類を異形分割の場合に比べ少なくすることができる
	異形分割		ブロックの製作設備や定置装置の種類が同型分割の場合に比べ多くなる
分割数の選定	分割なし		処分坑道内の移送や定置が困難
	2 分割		上部と下部が 180° ずつに分割されており、候補となり得る
	3 分割		(a)(b)とも上部と下部が 180° ずつとならないため、定置時の作業性に問題あり
	4 分割		(a)は分割面が鉛直下方にあり、下部緩衝材による廃棄体の支持に問題あり／(b)は上部と下部が 180° ずつとならないため、定置時の作業性に問題あり
	5 分割		(a)(b)とも上部と下部が 180° ずつとならないため、定置時の作業性に問題あり
	6 分割 10 分割		(a)は上部と下部が 180° ずつに分割されており、かつ分割面も鉛直下方になく候補となり得る／(b)は分割面が鉛直下方にあり、下部緩衝材による廃棄体の支持に問題あり
	8 分割		(a)は上部と下部が 180° ずつとならないため、定置時の作業性に問題あり／(b)は分割面が鉛直下方にあり、下部緩衝材による廃棄体の支持に問題あり

表 4.1.2- 37 緩衝材ブロックの分割の考え方 (縦置き定置方式)

	分割例		評価
形状の選定	同型分割		ブロックの製作設備や定置装置の種類を異形分割の場合に比べ少なくすることができる
	異形分割		ブロックの製作設備や定置装置の種類が同型分割の場合に比べ多くなる
分割数の選定	分割なし	  回転前 90° 回転後	移送時にパレットの方向管理が不要
	2分割	  回転前 90° 回転後	搬送用パレットの向きにより分割面の方向が変わるため、移送時にパレットの方向管理が必要となる
	3分割	  回転前 90° 回転後	同上
	4分割 8分割	  回転前 90° 回転後	搬送用パレットの向きで分割面の方向が変わらず、移送時にパレットの方向管理が不要
	5分割 6分割 10分割	  回転前 90° 回転後	搬送用パレットの向きにより分割面の方向が変わるため、移送時にパレットの方向管理が必要となる

b. 力学的観点からの検討

処分坑道横置き定置方式の場合、緩衝材定置時にブロックが自重により破損することが懸念される。そこで、図 4.1.2- 102に示すモデルに対して緩衝材ブロックを定置した際の応力計算を実施した。ブロック定置方式の場合、定置装置の制約により緩衝材と廃棄体、緩衝材と岩盤との間に隙間が必要となるが、ここでは図 4.1.2-

102に示すように、それぞれの隙間は 2cm, 4cm とした。したがって、緩衝材ブロックの初期乾燥密度に関しては膨潤後に 1.6Mg m^{-3} となるように、次式から 1.8Mg m^{-3} と設定する。

$$\rho_{d0} = \rho_d \times (A_T - A_w) / A_B = 1.773 \approx 1.8\text{Mg m}^{-3} \quad (4.1.2-39)$$

ここで、 ρ_{d0} は緩衝材ブロックの乾燥密度 [Mg m^{-3}]、 ρ_d は緩衝材の仕様乾燥密度 (1.6Mg m^{-3})、 A_T は処分坑道の断面積 [m^2]、 A_w は廃棄体の断面積 [m^2]、 A_B は緩衝材ブロックの断面積 [m^2] である。

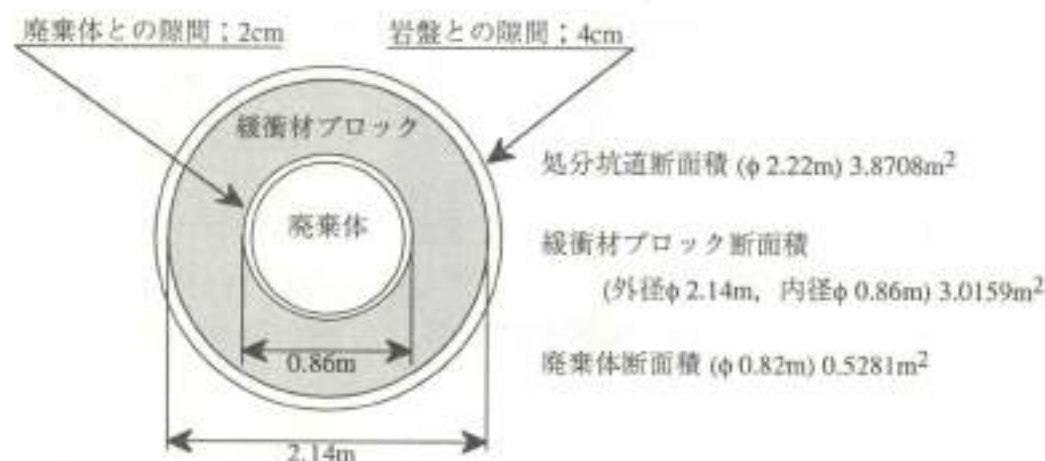


図 4.1.2- 102 緩衝材ブロック強度検討モデル

ブロック形状としては、操業性の観点からの検討により候補となった 2 分割、6 分割ブロックを対象とした。解析検討モデルを図 4.1.2- 103 に示す。解析は FEM による弾性解析とし、緩衝材ブロックを支えなしで定置したときに、ブロック内に生ずる最大引張応力 (σ_t) とブロックの引張強度 (σ_t) との関係を求めた。緩衝材の弾性係数は 50MPa 、ポアソン比は 0.4 とした。結果を図 4.1.2- 104 に示す。また、同図には安全率 (σ_t/σ_t) も示している。(a) は 2 分割ブロック、(b) は 6 分割ブロックの場合である。ここで、緩衝材ブロックの引張強度の含水比依存性に関してはデータがないので、以下の条件、仮定に基づいて算定した。

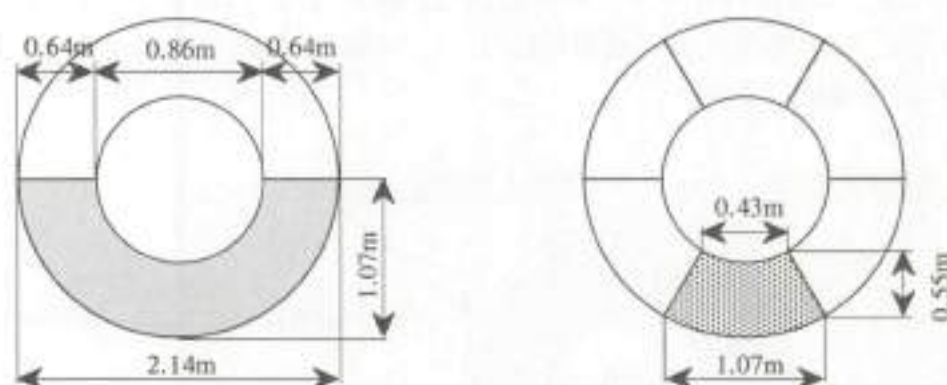
緩衝材の引張強度 $\sigma_t[\text{MPa}]$ については含水比 7% のケイ砂混合体 (30wt%) に関しては (4.1.2-39) 式に示すように、 σ_t と乾燥密度 $\rho_d[\text{Mg m}^{-3}]$ との関係が得られている。

$$\sigma_t = 7.31 \times 10^{-7} \exp(6.87\rho_d) \quad (4.1.2-40)$$

上式から、含水比 7% のケイ砂混合体 (30wt%) の乾燥密度 1.8Mg m^{-3} における引張強度は 0.170MPa と計算される。また、4.1.2.1.6 には緩衝材の含水比と一軸圧縮強度の関係が示されており、この関係式を引張強度にも適用し、含水比が変化した

ときの引張強度を推定した。同図中には、緩衝材の仕様に応じて、3つの関係式が与えられているが、ここでは含水比7%における一軸圧縮強度が最も1.7MPa（引張強度の10倍）に近い関係式を用い、7%で引張強度が0.170MPaとなるように、関係式を(4.1.2-42)式のように補正し、含水比が変化したときの引張強度を推定した。

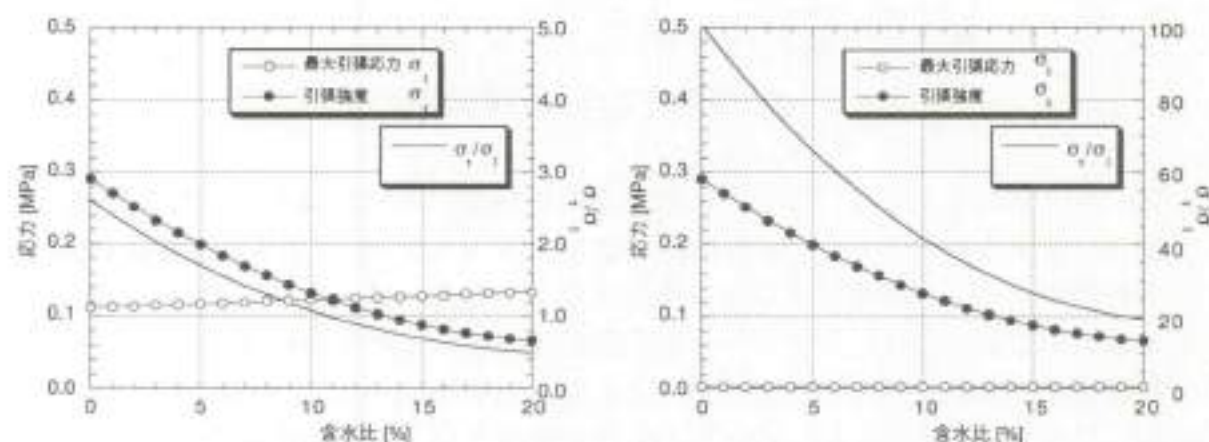
$$\sigma_t = (3.31 - 2.34 \times 10^{-1} \omega + 5.33 \times 10^{-3} \omega^2) / 11.4 \quad (4.1.2-41)$$



(a) 2分割ブロック

(b) 6分割ブロック

図 4.1.2-103 緩衝材ブロック強度検討用解析モデル



(a) 2分割ブロック

(b) 6分割ブロック

図 4.1.2-104 ブロック内に発生する最大引張応力と引張強度との関係

本検討で得られた結論は以下の通りである。

- ・ 2分割ブロックの場合、初期含水比10%以下で安全率が約1.0以上となる。安全率を2以上とすると、含水比は3%以下となり実質上ブロックの製作は困難となる。
- ・ 6分割ブロックの場合、安全率はすべての場合において20以上となる。この場合、材料の自然含水比および最適含水比のいずれでも、緩衝材の製作は可能であり、必要引張強度を満足する。

図 4.1.2-105にケイ砂混合体(30wt%)において乾燥密度 1.8Mg m^{-3} のブロックを

製作する際の成型圧力と含水比の関係を示す。同試験で製作したブロックの大きさは10cm×10cm×20cm（高さ）である。同図から自然含水比（7%）以上の含水比であれば成型圧力は10MPa以下であることがわかる。図 4.1.2- 106にプレス機の一例を示す。

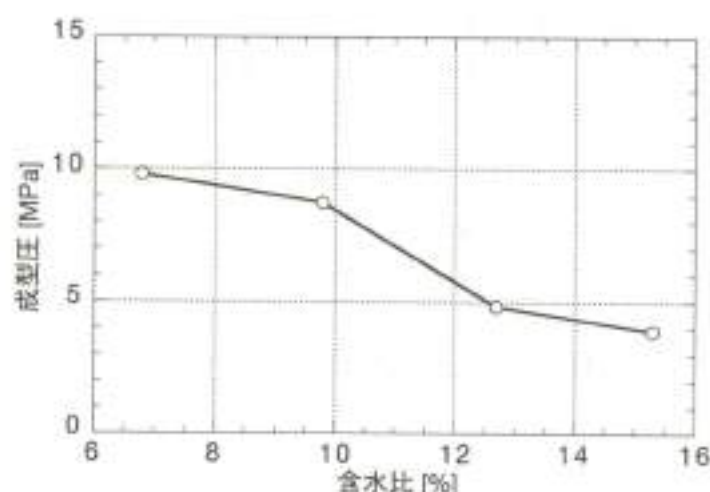


図 4.1.2- 105 緩衝材ブロックの成型圧力と含水比の関係

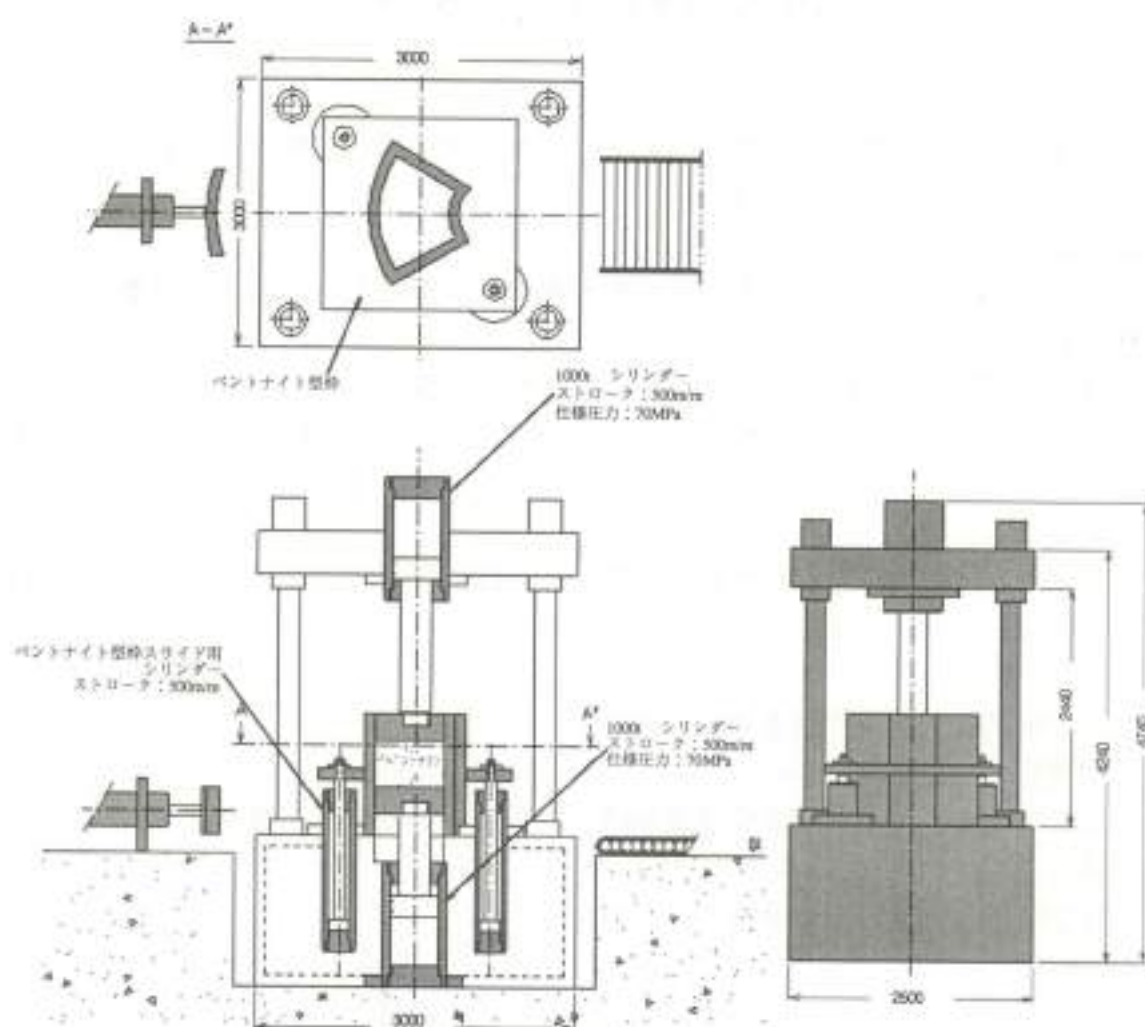


図 4.1.2- 106 緩衝材ブロック成型用プレス機の例

(2) 隙間充填方式

ブロック定置方式の場合、緩衝材と廃棄体、緩衝材と岩盤との間に隙間が生じる。隙間を処理する方法としては以下の方式がある。

・ベントナイトペレット充填方式

高密度で製作したベントナイトペレットを隙間に充填する。

・粉末ベントナイト噴射方式

粉末ベントナイトをポンプにより噴射し隙間に充填する。

・ベントナイトスラリー投入方式

高含水比のベントナイトスラリーを隙間に充填する。

各方式ともその施工性、充填後の品質等については十分に検討されておらず、今後検討が必要となる。

(3) 製作・施工手順

ブロック方式の場合、横置き、縦置きにかかわらず手順はほぼ同じである。

①原材料調達

工場にて所定仕様の原材料（ベントナイトとケイ砂）を製造し、施工サイトのブロック製作工場へ運搬する。

②練混ぜ

所定重量のケイ砂とベントナイトをミキサーで混合し、含水比を調整する。

③材料養生・保管

材料を練混ぜた後に、ビニールシートを用いた覆い、または蓋付きコンテナでの保管等、水分の出入りがないように密閉する。また、湿度制御下での養生・保管も考えられる。

④成型プレス

設計含水比で調整された材料を秤量し、目標密度までブロックをプレスする。

⑤ブロック梱包および保管

地上の保管施設でブロックをビニール等で梱包し、パレットにて保管する。また、湿度制御下での保管も考えられる。

⑥坑内運搬および保管

地上の保管場所から地下の保管場所にブロックを運搬し、保管する。

⑦定置

処分場所まで緩衝材を運搬し、定置する。

⑧隙間処理

ブロックと岩盤あるいは廃棄体との間の隙間を処理する。

3) まとめ

ここでは、現場締固め方式における施工方法およびブロック定置方式における製作方法に関する検討を実施した。結果は以下のとおりである。

- ①堅置き方式においては全断面締固め施工のみで良い掘削工法、あるいは全断面締固めと部分締固めを併用して用いる内型枠工法あるいは直接工法が実現性が高いと考えられる。この場合、締固めには衝撃法あるいは振動プレス法を用いる。一方、横置き方式の場合は、施工上、直接工法は困難であり、掘削工法あるいは内空間工法（内型枠工法、半径方向圧縮工法）が実現性が高いと考えられる。
- ②緩衝材ブロックの分割数に関して、作業的観点および力学観点から検討を実施した。その結果、横置き方式に関しては6分割が、堅置き方式に関しては、分割無しあるいは4分割が候補と考えられる。
- ③現場締固め方式における1層あたりの厚さ、ブロック定置方式におけるブロックの厚さは施工機械および製作機械の能力に大きく依存する。緩衝材内に密度分布が生じないような厚さの設定は、詳細な機械の設計に準じて実施していく必要がある（Johannesson and Borgesson, 1998）。
- ④現場締固め方式におけるオーバーバック直接定置工法以外の工法は廃棄体と緩衝材との間に隙間が生じることとなる。隙間充填手法に関しては十分に検討がなされていないため、施工性および品質に関しては今後検討を進めていく必要がある。

4.1.2.3.3 緩衝材の膨出対策

人工バリアに用いられる緩衝材は膨潤性の材料であることから、地下水の浸潤によって膨張する。これによって緩衝材の一部が処分坑道や処分孔からはみ出し（以下、この現象を「膨出」とよぶ。）、その密度が低下すると、緩衝材の性能に有意な影響を及ぼす可能性もある。このような現象に対しては、緩衝材の膨出を防ぐことを目的とした対策を行う。

1) 坑道横置き方式

坑道横置き方式の場合、処分坑道に続く主要・連絡坑道が開放されていると、膨張した緩衝材は主要・連絡坑道へと膨出すると考えられる。このような緩衝材の膨出が発生すると、緩衝材に対して必要な充填密度を確保できなくなる。また、図4.1.2-107のように、いったん膨出した緩衝材を再度所定の充填密度に設置し直すことは、緩衝材の取り出しなどを考慮すると容易なことではない。

これを未然に防ぐための方策の一つとして、処分坑道の両端部にプラグを設置することが考えられる。このプラグには緩衝材の移動、膨出の防止を求めるわけであ

るが、そのためには地下水の浸潤によって生じる緩衝材の膨潤応力に耐えうるだけの強度が必要となる。

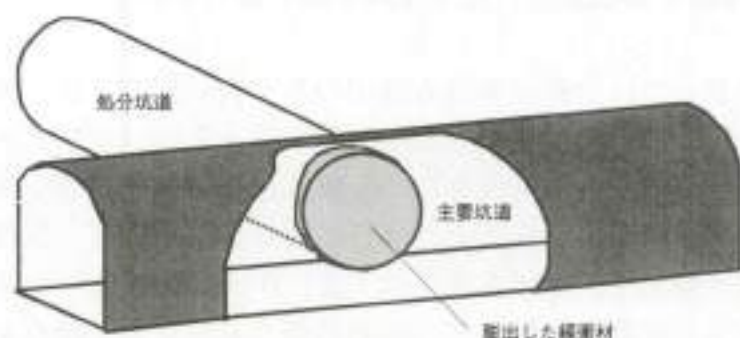


図 4.1.2- 107 緩衝材の膨出

(1) コンクリートプラグ

プラグの機能の概念図を図 4.1.2- 108に示す。人工バリアは、処分坑道一本に着目した場合、処分坑道の奥から順番に手前に向かって設置される。一本の処分坑道における緩衝材の設置には長くて数年を要するため、初期に設置された緩衝材は地下水の湧出状況によっては、地下水の浸潤により膨潤することが予想される。図中奥部のプラグ1はこの膨潤応力に耐え、緩衝材の移動・流出防止を目的とするため、緩衝材の施工前に設置される。また、坑道一本分の廃棄体および緩衝材の定置が終了後、プラグ2を設置する。緩衝材が定置されてから処分場の埋め戻しまでの数年間は、ほかの処分坑道における操業のため、周囲の坑道は開放されている。この期間において、処分坑道内の緩衝材は、地下水の浸潤により膨潤応力が発生すると考えられる。発生する膨潤応力によっては、プラグ1、2によって緩衝材の膨潤応力を支え、処分坑道内に緩衝材を密封しておく必要がある。

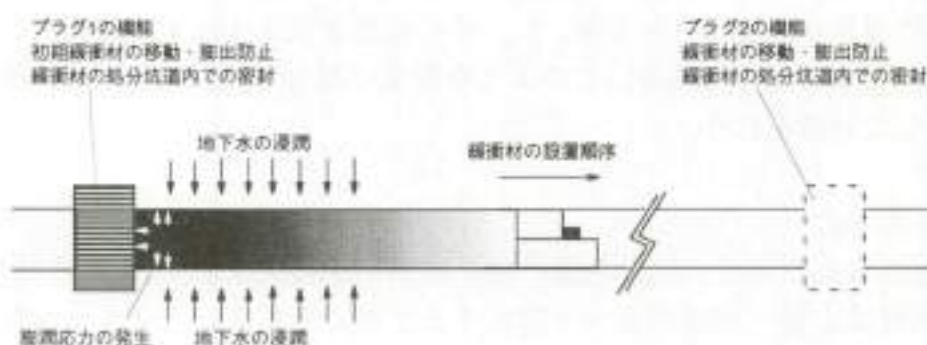


図 4.1.2- 108 プラグの機能の概念

処分場が埋め戻された後は、プラグが耐圧機能を喪失しても坑道全体が埋め戻し材で充填されており、緩衝材の坑道内での顕著な移動・膨出は発生しないものと考えられる。

コンクリートプラグの実績としては、石油地下備蓄における貯蔵タンクの遮へい（蒔田ほか，1991），圧縮空気貯蔵発電システムにおける貯蔵タンクの遮へい（土木学会，1997），廃鉱山における坑道の閉そく（金属鉱業事業団，1984）等がある。

コンクリートプラグに用いるセメント系材料はベントナイトとの接触を考慮して低アルカリ性セメントが候補材料として考えられる（4.2.2.2 参照）。低アルカリ性コンクリートの研究開発に関しては、コンクリートプラグを基本としているカナダにおいて進められており（Gray and Shenton, 1998），LHHPC（Low-heat high performance concrete）によって圧縮強度 70MPa（28 日材令），pH が 10.6（25 度，90 日材令，通常のコンクリートは pH12.5 以上）という結果が得られている。

カナダで実施している図 4.1.2-109 に示すトンネルシーリング性能試験（藤田・杉田，1998）では、低アルカリセメント材料のプラグが施工されている。この試験は、処分坑道を想定した坑道の両端部に低発熱高流動コンクリートプラグおよびケイ砂混合体高圧縮ブロックプラグを設置し、プラグ間から水圧を作用させて、プラグを中心としたシーリングシステムの性能にかかわる各種データを取得するものである。坑道の形状は周辺応力を考慮した空洞安定解析の結果から横に扁平の楕円の形状とし、長辺が 4.375m，短辺が 3.5m である。

また、コンクリートプラグとして、実坑道での埋め戻し材の施工試験でアーチ状のプラグがスウェーデンの HRL プロジェクト（Börjesson, 1997）において計画されている。

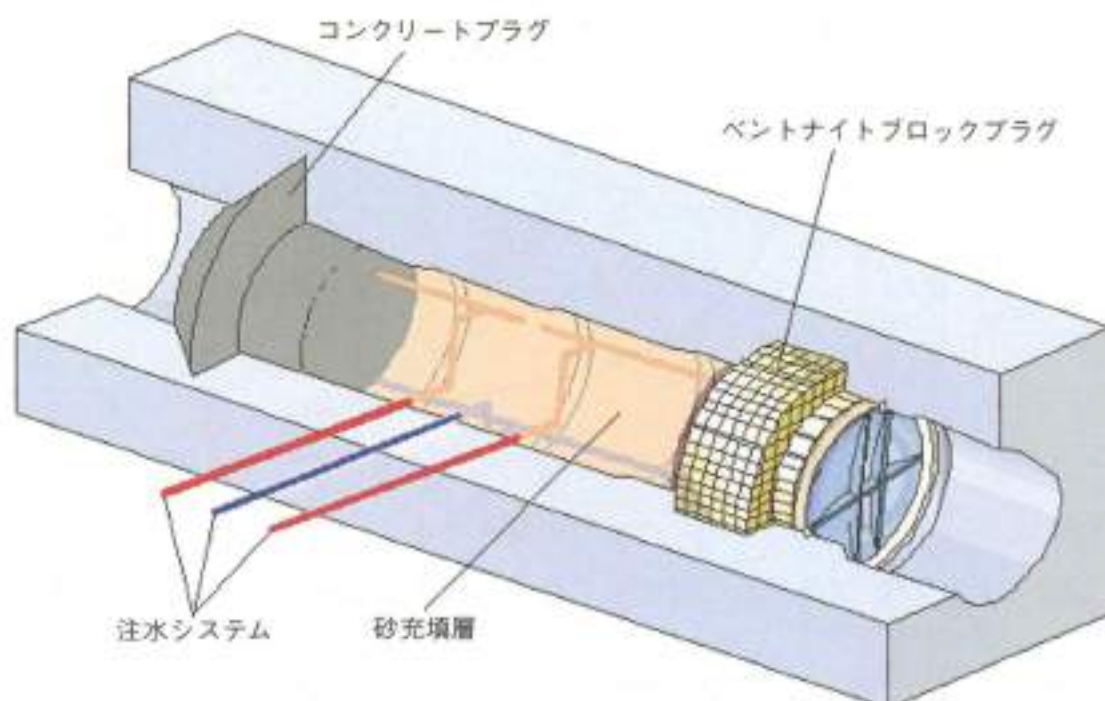


図 4.1.2-109 トンネルシーリング性能試験の概観

このほか、プラグの材料としてブロック状に成形した岩石ブロックを用いる岩石系材料、鋼製の隔壁といった金属材料のものが考えられる。金属材料の施工例としては、同じくカナダの試験で粘土プラグの移動、膨出を抑制するために金属製の隔壁を設置した実績がある。

(2) プラグの設計と施工

コンクリートプラグは、埋め戻しまでの間、緩衝材の膨潤応力に耐えるように設計することが求められることから、その物性としてはセメントの種類、骨材の種類および強度（一軸圧縮強度、せん断強度等、これらは配合比等によって管理される）等に配慮する必要がある。ここで、プラグの強度に関して、全断面に膨潤応力が掛かることによる押し抜きせん断を仮定して評価を実施した。設計基準に関しては土木学会から出されている指針（土木学会，1996a）を準用した。プラグに作用するせん断応力とコンクリートの許容せん断応力（0.9MPa）に対する安全率をプラグ長をパラメータとして図 4.1.2-110 に示す。図から、プラグ長をある程度長くすることで緩衝材の膨潤応力に十分耐えることができると考えられる。

また、指針の中で、水中あるいは絶えず浸潤状態にあるコンクリートの圧縮疲労強度は気乾状態における値の 2/3 程度であることが述べられており、地下深部の処分場の環境はこのような状態であると考えられることから、強度の設計において留意が必要である。

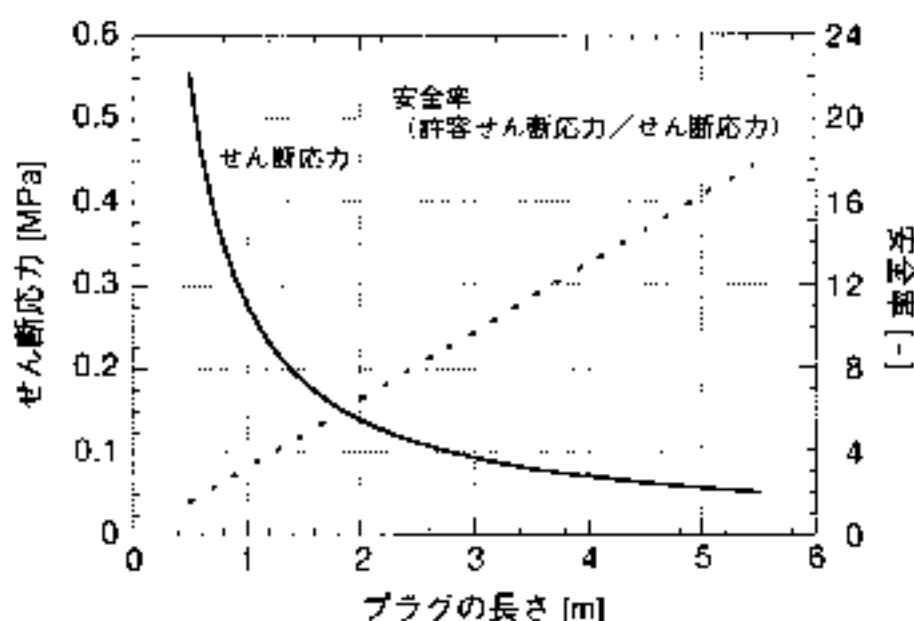


図 4.1.2-110 プラグ長に対するプラグに作用するせん断応力と安全率

切欠きの設計では、坑道周辺の掘削影響領域の範囲、岩盤の力学的強度等を考慮して、適切な大きさ、形状等を設定する必要がある。この切り欠きを拡張するため

には、坑道壁面に支保工が施工されている場合は、空洞の安定を確保するためにセメントグラウトの注入等により周辺岩盤を補強（土木学会，1979）し、支保工を撤去することが必要となる。前述のトンネルシーリング性能試験のコンクリートプラグの設計では、3次元有限要素法解析により切り欠き深さ1.75mの円錐形と設定した。

コンクリートプラグの施工法では、コンクリートを流し込むための型枠を作成してコンクリートを流し込む。コンクリートの打設では、コンクリートの収縮により上部に隙間が生じる。そこで、コンクリートの固結後に無収縮モルタル、膨張コンクリートあるいはセメントミルク等を注入し、隙間を充填する必要がある。図4.1.2-111にカナダのコンクリートプラグの施工手順を示す。ここでは、プラグ上部の隙間充填としてセメントミルクを注入した。

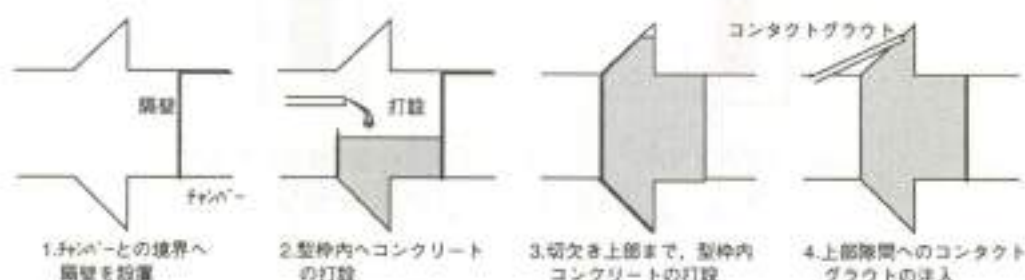


図 4.1.2-111 トンネルシーリング性能試験における
コンクリートプラグの施工手順

2) 処分孔竖置き方式

処分孔竖置き方式の場合、処分孔に緩衝材および廃棄体が定置され、処分坑道は埋め戻し材で充填される。横置き方式の場合は緩衝材の定置とコンクリートプラグの定置が同じ時期であったが、竖置き方式の場合は、処分孔に緩衝材が定置され、一定期間の後、処分坑道へ埋め戻し材が設置される。埋め戻し材を設置した後の処分坑道は横置き方式と同様の考え方にに基づき、必要に応じて処分坑道の両端をコンクリートプラグで密封することとなる。この場合のコンクリートプラグは、横置き方式と同じ概念で設計・施工する。

処分孔に設置された緩衝材の膨潤応力は、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} とすると、約 0.5 MPa である。処分孔上部が開放されている場合、処分孔に設置された緩衝材に地下水が浸潤すると膨潤し、処分坑道に膨出することも考えられる。このような場合、処分坑道の埋め戻しまではこのような緩衝材の膨出を抑える必要があるため、緩衝材設置後、一時的に処分孔の孔口にキャップを設置することが考えられる。キャップの固定方法として、図 4.1.2-112 に示すようにロックボルト方式あるいは坑道天盤支持方式等が考えられる。

このキャップは、処分孔への緩衝材の設置から処分坑道の埋め戻しまで、必要に

応じて一時的に設置されるものであり、埋め戻し時には簡易に取り外しが可能なことが望ましい。キャップに作用する緩衝材の膨潤応力相当の荷重は、約 200 トンであり、ロックボルトでこれを固定する場合、相当数の本数を必要とする。一方、天盤支持方式の場合は、支持部材の座屈を考慮する必要がある。これは、鋼材を組み合わせることで十分に荷重に耐えられる支持材を設置することができる。

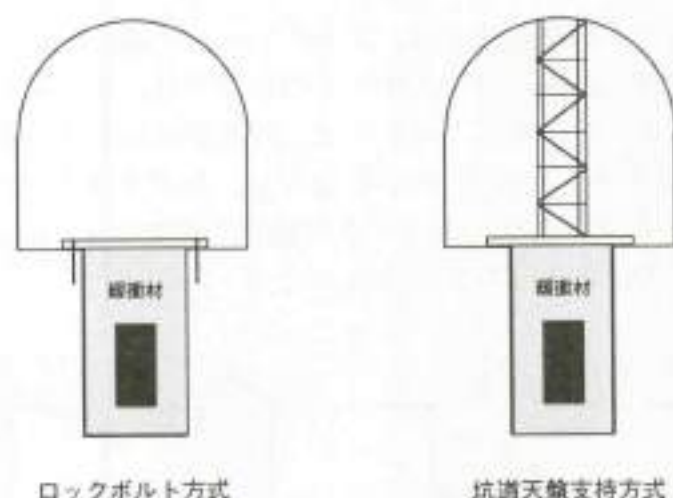


図 4.1.2-112 キャップの固定方法

ロックボルト方式の場合は、埋め戻し材の設置に支障がないことから埋め戻し時にキャップを残置することも考えられるが、処分孔周囲の岩盤に損傷を与えるため、人工バリアの健全性の観点からは望ましくない。一方、天盤支持方式の場合は、処分坑道の埋め戻し時に支持材を撤去することが必要となるが、処分孔周囲の岩盤を損傷する心配がない。このような緩衝材の膨潤に対する支持材の設計は、バッファ／コンテナ試験 (Kjartanson et al., 1993) や粘土充填・熱負荷試験 (千々松ほか, 1999b) における実績がある。

4.1.2.4 緩衝材に関する品質管理

ここでは、既往の試験事例等から、緩衝材の製作・施工に関する品質管理手法についてまとめる。緩衝材に要求された性能には止水性、自己シール性、熱伝導性、化学的緩衝性、応力緩衝性等がある。これを満足することが重要であり、そのために、透水試験、膨潤性試験、熱伝導率測定、間隙水の pH、Eh の測定、強度（圧縮強度、引張強度、せん断強度等）試験等が実施される。品質管理の検討においては、緩衝材がこれらの要求性能を満足するかどうかを判断する指標として、ペントナイトの品質（モンモリロナイト含有量、水分）、緩衝材の密度を管理項目として取り上げた。

表 4.1.2-38、表 4.1.2-39には現場締固め方式とブロック定置方式の施工工程と品質管理の内容を示す。具体的な内容は工程の具体化とともに設定されてゆくこととなる。

表 4.1.2-38 現場締固め方式における施工工程と品質管理項目の例

工程	管理項目	管理方法	基準等
①原材料調達	ペントナイト ・モンモリロナイト含有量 ・水分 クイ砂 ・粒度特性 ・水分 ・純度	・マレフスキー吸着量 ・含水比 ・粒度試験 ・含水比 ・化学組成、真比重	・JBAS-107 ・JGS T 121 ・JGS T 131 ・JGS T 121 (メーカーの試験成績書で管理)
②練混ぜ	・クイ砂混合率 ・水分	・水洗試験または ・マレフスキー吸着量 ・含水比	・JGS T 131 に準拠 ・JBAS-107 ・JGS T 121
③秤量および養生・保管	・重量測定 ・保管状態 ・養生期間 ・環境	・秤量 ・目視 ・養生日数 ・温度、湿度	・1層当たりの所定重量 ・密閉状態 ・(1日間以上)
④坑内運搬および保管	・保管状態 ・環境	・目視（コンテナで保管） ・温度、湿度	・密閉状態
⑤現場締固め	投入材料 ・水分 ・重量 締固め後 ・密度	・含水比 ・秤量 各層ごとに ・仕上がり厚さ ・密度	・JGS T 121 各層ごとに ・測定 ・RI法または ブロック・リング法

JGS：地盤工学会基準

JBAS：ペントナイト工業会標準試験方法

表 4.1.2- 39 ブロック方式における施工工程と品質管理項目の例

工程	管理項目	管理方法	基準等
①原材料調達	ベントナイト ・モンモリロナイト含有量 ・水分 ケイ砂 ・粒度特性 ・水分 ・純度	・メチレンブルー吸着量 ・含水比 ・粒度試験 ・含水比 ・化学組成、真比重	・JBAS-107 ・JGS T 121 ・JGS T 131 ・JGS T 121 (メーカーの試験成績書で管理)
②練混ぜ	・ケイ砂混合率 ・水分	・水洗い試験または ・メチレンブルー吸着量 ・含水比	・JGS T 131 に準拠 ・JBAS-107 ・JGS T 121
③材料養生・保管	・保管状態 ・養生期間 ・環境	・目視 ・養生日数 ・温度、湿度	・密閉状態 ・(1 日間以上)
④成型プレス	材料 ・水分 ・重量 プレス後 ・外観 ・密度	・含水比 ・秤量 ・目視 ・重量、寸法測定	・密閉状態 ・JGS T 121 (プレス中に変化量、荷重測定) ・秤量、パス法
⑤ブロック梱包および保管	・保管状態 ・養生期間 ・環境	・目視 ・養生日数 ・温度、湿度	・密閉状態
⑥坑内運搬および保管	・外観	・目視	・ひびわれ、破損個所の有無
⑦定置	・外観 ・位置	・目視 ・寸法測定 ・垂直性、水平性測定 ・出来型	・測量 ・測量 ・測量
⑧熟間処理	・材料管理 ・充填密度	・①原材料調達と同様 ・充填量 ・隙間寸法	・秤量 ・測量

各工程段階における品質管理項目を示す。

1) 現場締固め

①原材料調達

製造されたベントナイトおよびケイ砂を出荷する前に工場において次の試験にて品質管理を行う。

・メチレンブルー吸着量試験

(ベントナイト工業会標準試験方法 JBAS-107 に準拠)

・含水比試験 (地盤工学会基準 JGS T 121 に準拠)

- ・粒度試験（地盤工学会基準 JGS T 131 に準拠）
- ・ケイ砂の純度測定（メーカーの試験成績書で管理）

②練混ぜ

練混ぜはサイトに設置した混合プラントを用いて行う。練混ぜはケイ砂、ペントナイトの順でミキサーに投入し、撈拌しながら水を入れ、混ぜる。混合後の材料に対して含水比とケイ砂混合率を品質管理項目とする。ケイ砂混合率の測定方法は目開き 75 μ m のふるいを用いて予め測定した材料の乾燥重量を水洗いしたのち、残留した分を乾燥炉にて乾燥させたのち、重量を測定し、これをケイ砂分としてケイ砂混合率を算定する。

③秤量および養生・保管

材料を撈拌・混合した後、1層当たりの所定量を秤量し、コンテナにて密閉して養生、保管する。管理項目は保管状態、養生期間および環境である。保管場所はなるべく直射日光または降雨にさらされないように小屋等の施設内に保管する。混合製作から供用まで1日間以上養生する。

④坑内運搬および保管

材料を入れたコンテナを地上施設から地下へ運搬したのち、水滴のない場所に保管する。管理項目は保管状態と環境である。

⑤現場締固め

施工管理項目は、平均乾燥密度であり、管理方法は出来型測量（層の出来上がり厚さ）である。また、RI 等による測定も考えられる。締固め機械は現段階では未定であるが所定の品質、施工時間の確保や安全性、経済性が満足できるものが求められる。

2) ブロック方式

①原材料調達

検査項目は現場締固め方式と同様である。

- ・メチレンブルー吸着量試験
（ペントナイト工業会標準試験方法 JBAS-107 に準拠）
- ・含水比試験（地盤工学会基準 JGS T 121 に準拠）
- ・粒度試験（地盤工学会基準 JGS T 131 に準拠）
- ・ケイ砂の純度測定（メーカーの試験成績書で管理）

②練混ぜ

練混ぜはサイトに設置した混合プラントを用いて行う。混合後の材料に対して

含水比とケイ砂混合率を品質管理項目とする。

③材料養生・保管

練混ぜた後、材料をビニールシートを用いて覆う、または蓋付きコンテナで保管するなどし、水の出入りを防止する。また材料製造量（速度）はブロック製造工程と合わせて調整する必要がある。

④成型プレス

所定形の型枠に材料を投入し、所定の圧縮量になるまで加圧してブロックを製作する。管理項目は投入量、変形量、加圧力、出来上がり寸法である。またひび割れや破損の有無を目視で確認する。投入量は秤量、加圧力は圧力計、出来上がり寸法はノギスで測定する。

⑤ブロック梱包および保管

ブロックの水分の出入りがないように、また運搬中や取り扱い中にブロックが破損しないようにビニール袋等で梱包し、パレットにて保管する。保管場所はなるべく直射日光または降雨にさらされないように小屋等の施設内に保管する。

⑥坑内運搬および保管

ブロックを地上施設から地下へ運搬したのち、水滴のない所に保管する。

⑦定置

処分坑道あるいは処分孔にブロックを精度よく定置する。管理項目は、定置前のブロックの破損やひび割れ状態と定置後の外観および位置である。

⑧隙間処理

岩盤壁面と緩衝材および廃棄体と緩衝材との隙間に材料を充填して処理する。管理項目は、充填前の材料の品質管理と充填後の密度である。

4.1.3 人工バリア仕様

4.1.1 および 4.1.2 で行った、オーバーバックと緩衝材の材料、厚さ等の仕様に関する設計や、製作・施工性も含めた検討に基づく、性能に余裕を持たせた合理的な人工バリア仕様例を、表 4.1.3-1 にまとめる。第 1 次取りまとめに示された仕様例に対し、オーバーバック、緩衝材とも、約 30 % 厚さを低減できた。

表 4.1.3-1 人工バリアの仕様例

	オーバーバック	緩衝材
材質	炭素鋼	ベントナイトとケイ砂の混合物 (ベントナイト/ケイ砂=7:3)
厚さ	19 cm	70 cm (竖置きの場合の遮蔽厚さは100cm)
構造	円筒形 内径 44 cm、深さ 135 cm	—
乾燥密度	—	1.6 Mg m ⁻³ (ブロック施工の場合、1.8 Mg m ⁻³)

4.1.4 代替人工バリア概念の検討

4.1.4.1 代替オーバーバック

専門部会報告書に従い、地下深部における地質環境条件のバリエーションに柔軟に対応するとともに、オーバーバックの長寿命化を図るといった観点から、炭素鋼オーバーバックの代替案として複合オーバーバックについても検討を行った。

複合オーバーバックとは、炭素鋼製容器を、チタン、銅といったある条件できわめて高い耐食性を示す材料によって被覆した複合構造のオーバーバックのことである。内側の炭素鋼に強度部材としての機能を、外側のチタンまたは銅に耐食機能をそれぞれ期待する。内側の炭素鋼製容器については、基本的に炭素鋼オーバーバックと同じ考え方で耐圧設計、製作が可能である。したがって、複合オーバーバックの設計では、耐食材料（チタンあるいは銅）の腐食評価と炭素鋼製容器の全外面を耐食材料で覆うための製作方法が重要な課題である。

4.1.4.1.1 チタン-炭素鋼複合オーバーバック

チタンの被覆方法に関する現状技術の適用性の確認を主たる目的として、実規模大のチタン-炭素鋼複合オーバーバックの試作を実施した。（本問ほか、1999b）

1) 試作方法

チタン材には純チタン系の圧延材（ASTM B265 Grade-2）を使用した。チタン層の厚さは、材料調達や施工上の観点から6～12mmとした。

チタンの被覆方法については、オーバーバックに作用する、処分場でのハンドリング時の荷重や埋設後の外圧に対して、チタン層が健全性を保ち得る可能性が高いという観点から、内部の炭素鋼との間の隙間を極力小さくでき、比較的密着性が高いと考えられる方法として、胴側面については焼きばめ法、蓋や胴底面の平面部には爆発圧着法を採用した。焼きばめに供するチタン円筒は、20mm厚さの圧延材をロール曲げし、電子ビーム溶接法により長手溶接後、内面を機械加工して製作した。さらに、焼きばめ施工後に外面を機械加工し最終寸法に仕上げた。

内部炭素鋼製容器の蓋板の溶接方法には、作業効率や遠隔自動化の可否を重視し、これに現状での技術レベルを加味して、電子ビーム溶接とMAG溶接との組み合わせによる方法を採用した。

チタン-炭素鋼複合オーバーバックの一例として、試作品の外観を図4.1.4-1に示す。内部炭素鋼製容器の厚さは、設計時の外圧条件の違いにより、先に示した炭素鋼オーバーバックの耐圧上必要な厚さとは異なっている。



胴部



蓋（右側）および溶接部断面

図 4.1.4-1 試作したチタン-炭素鋼複合オーバーバックの外観

2) 試作結果と課題

ASTM Grade-2 チタンを用いた初めての爆着施工であったが、爆着面に対する超音波探傷試験により、適切な接合面が得られていることを確認した。また、チタン円筒の製作における素材の曲げ加工、切削、溶接、および焼きばめとも、とくに施工上の問題は生じず、現状技術で十分対応可能であった。

内部炭素鋼製容器の蓋の溶接では、初層を電子ビーム溶接法、残りの厚さを MAG 溶接法により実施した。この結果、電子ビーム溶接により、裏当て部が存在する周継手に対して 80mm 厚さまで溶接が可能であることを確認した。本溶接部に対して詳細な継手性能評価は行っていないため今後確認が必要である。

溶接部の非破壊検査については、今回の試作では、浸透探傷試験や磁粉探傷試験を実施し欠陥の有無を確認した。実際の封入溶接では、4.1.1.4.3 2) (2) で述べたとおり超音波探傷試験の適用が望まれるが、複合オーバーバックでは入射した超音波の伝播がチタンと炭素鋼の境界面により妨げられることが懸念され、今回の構造は超音波探傷試験の適用上、継手近傍の構造に課題を残している。

今後は、炭素鋼とチタンの間の隙間が、耐食層としてのチタンの健全性に及ぼす影響について定量的な評価を行うとともに、この結果を踏まえたうえで、検査性の面においても最適となり得るチタン被覆の方法と、蓋溶接継手の形状および位置の組み合わせについて検討していく必要がある。また、全体的な製作手順や製作に要する時間、コストなどの点でも合理化を図るためには、たとえば、機械的な蓋の締結構造や全厚溶接を行わなくても強度上問題とならない蓋と本体の取り合いの構造（たとえば、電気事業連合会・電力中央研究所、1999）などの代替案についても、必要に応じて検討していくことが肝要と考えられる。

4.1.4.1.2 銅-炭素鋼複合オーバーバック

銅-炭素鋼複合オーバーバックについても、実規模レベルでの試作を実施した。
(本間ほか, 1999c)

1) 試作方法

銅材料としては、製作時および1,000年以上の長期間にわたり、金属間化合物の生成にともなう脆化や水素脆化を回避するうえで、最も安全と考えられる無酸素銅を選定した。無酸素銅は、放射性廃棄物最終処分容器の候補材料として、カナダ (Johnson, et al., 1994a), スウェーデン (Henderson, et al., 1992), フィンランド (Ahonen, 1995) といった諸外国においても検討されている。また、無酸素銅の特性を有効に活用するため、製作時の不純元素混入を低く抑えることなどに配慮し、オーバーバックは銅製の外容器と炭素鋼製の内容器からなる2重容器構造とした。

本試作では、銅製外容器の円筒本体と蓋の製作、および電子ビーム溶接による蓋の取り付けを実施した（炭素鋼製内容器の製作は実施していない）。円筒本体は、鍛造材を後方押し出しすることによって底板と一体で成形し、その後、内外面を機械加工して所定の寸法に仕上げた。蓋は圧延材を機械加工して製作した。試作した銅製外容器の外観を図4.1.4-2に示す。



図 4.1.4-2 試作した銅製外容器の外観
容器の高さは実規模の約1/2（他はフルスケール）

2) 試作結果と課題

外容器円筒本体の製作では、素材の鍛造後押し出し加工により最終寸法に近い形状まで加工し、その後機械加工により仕上げを行った。その結果、素材の鍛造工程および押し出し加工では問題は生じず、現状技術で十分対応可能であることを確認した。仕上げ加工にあたっては、銅材料は炭素鋼などと比較して展伸性が高く、機械加工性に劣

ることが懸念されたが、適切な加工条件のもとでは十分な寸法精度が得られることを確認した。

銅製外容器の蓋の溶接は、電子ビーム溶接により実施した。溶接後の断面観察の結果も良好であり、本溶接部への電子ビーム溶接の適用が可能であることを確認した。また、溶接部および母材の代表的な部位から試験片を採取し、引張強さ、伸び、などの機械試験を実施した結果、溶接部は母材部と同等以上の機械的性質を有していることを確認した。非破壊検査については超音波探傷試験を実施したが、本試験方法の適用については、溶接などにともなう結晶粒の粗大化が超音波の透過性に影響を及ぼすとされ、これによる検出性の低下が海外において懸念されている（SKB, 1995）ことから、あわせて結晶粒度測定を行った。その結果、溶接部ではそのほかの部位に比べると結晶粒が成長する傾向が見られたが、今回の検査においてはとくに影響は見られなかった。しかしながら、溶接条件、溶接部形状によっては検出性に影響を及ぼすことが考えられることから、検出結果の信頼性の確認や検出限界について今後さらに検討が必要と考えられる。

今回の試作においては、銅製外容器の材質に長期間の品質を保証するという観点から無酸素銅を選択した。今後は、添加元素による材料特性（腐食特性、クリープ特性など）の変化を調査し、銅製外容器に適用する最適な材質の検討を行う必要があると考えられる。

4.1.4.2 その他の人工バリア概念

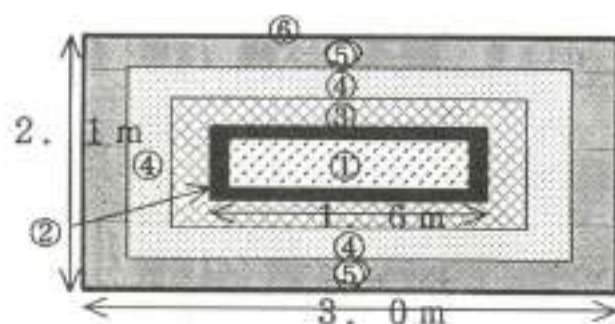
ガラス固化体、オーバーバック、緩衝材で構成された人工バリアを対象としたこれまでに提案された国内外の人工バリア概念のうち、新たな概念として、人工バリア自体を地上で一体的に組み立て、そのまま搬送定置する概念がある。

人工バリア自体を一体化した概念の例としては、図 4.1.4.3 の(a)に示すような Toyota and McKinley (1998) が提案した人工バリア概念がある。この概念では、人工バリアの搬送・定置性や品質保証性の向上を図るなどの観点から、廃棄体と緩衝材からなる人工バリアを地上で一体として成型し、さらにそれを薄い炭素鋼製の円筒セルに収め、モジュール化することを基本としている。また、緩衝材を2層または3層の複層構造にし、各層のベントナイトとケイ砂の混合比を、緩衝材に期待する機能に応じて変化させている。3層構造の案では、オーバーバック周囲の内側層はケイ砂、ベントナイト混合比 10:1 の層とし、オーバーバック腐食により発生する水素ガス圧の消散向上を図り、中間層はベントナイト-100wt%とし、コロイドフィルターとしての機能などを期待している。外側層はケイ砂、ベントナイト混合比 5:1 の層とし、中間層を保護するとともに緩衝材の流出抑止や熱伝導性の向上などが期待できるとしている。

また、オーバーバックの厚さを大きく低減する方策として、ガラス固化体とオーバーバック間の隙間をガラスビーズまたは鉛などにより充填し、一体の密実な剛体とする案が示されている。

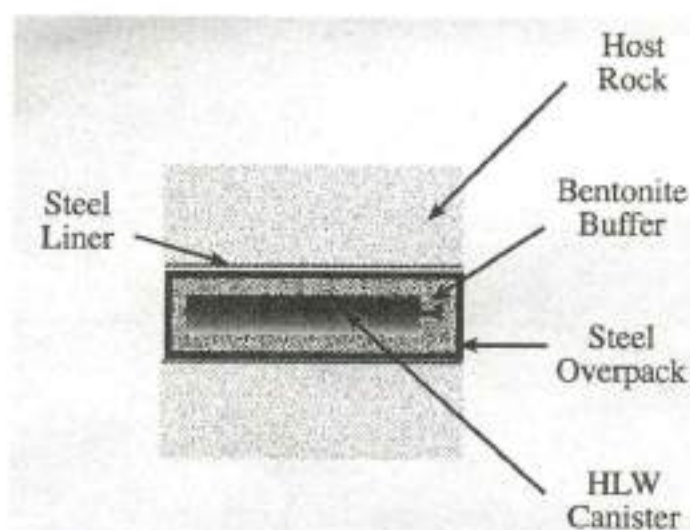
また、Apted (1997) は、上記の概念と同様に、人工バリア自体を一体化し、搬送定置性や品質保証性の向上を意図した、図 4.1.4.3 の(b)に示す概念を提案した。この概念の特徴は、従来の人工バリア概念が、ガラス固化体をオーバーバックに封入し、オーバーバックの周囲に緩衝材を設置しているのに対して、ガラス固化体の周囲を緩衝材（圧縮ベントナイト）で取り囲み、その外側にオーバーバックを設置する点である。この概念の利点として、オーバーバックの腐食により発生するガスの周辺岩盤への直接消散が期待できるため、人工バリアの性能への影響評価に関する不確実性を低減できることが挙げられている。そのほか、外側のオーバーバックにより 1,000 年程度は緩衝材が飽和しないことが期待されることから、ベントナイトの熱的制約が緩和され、廃棄体をより高密度に埋設できる可能性があることも報告されている。

これらの概念は、将来処分サイトが特定された時点において、そのサイトの地質環境特性などの特徴に応じた最適な人工バリアデザインを検討するうえで、候補の一つとして評価されていくものと考えられる。



- ① ガラス固化体
- ② オーバーパック（炭素鋼の外側を Ti 合金張り）
- ③ ケイ砂とベントナイトの混合物（混合比 10:1）
- ④ ベントナイト
- ⑤ ケイ砂とベントナイトの混合物（混合比 5:1）
- ⑥ 取り扱いセル（炭素鋼）

(a) Toyota and McKinley (1998) により提案された概念



(b) Apted (1997) により提案された概念

図 4.1.4-3 人工バリア全体を一体化した概念

4.2 処分施設の設計

4.2.1 処分施設設計の考え方

処分場の地下施設は処分坑道、主要坑道、連絡坑道、アクセス坑道などから構成され、図 2.2- 3 に示したように数多くのトンネルが掘削される。地下施設は、処分坑道に廃棄体が定置、埋設された後、適切に埋め戻される。処分場は人工バリアを設置するための手段を提供するもので、サイトの地質環境条件に基づいて、敷地条件や廃棄体本数などの設計上の前提となる条件が満たされるように設計を行う必要がある。この際、経済性や建設・操業・閉鎖の作業性について十分考慮するとともに、人工バリアに対しても有意な影響を与えないように配慮しておくことが重要である。

地下施設の主要な構造物となる各坑道には、建設・操業・閉鎖時の廃棄体の搬送を含む安全な物流の経路を提供することが要求される。具体的には、表 4.2.1- 1 に示すように、廃棄体の搬入路、人員の運搬路、資材の運搬路、換気路、給水路、排水路、給電路、通信路、緊急時避難路などを確保することが各坑道に求められる。坑道としてのこれらの役割を果たすためには、各坑道が所要の内空断面（形状、寸法、断面積）を有し、建設・操業・閉鎖の各作業段階を通じて空洞の力学的安定性が確保されるように設計を行う必要がある。

表 4.2.1- 1 処分場の地下施設における坑道の役割

坑道の役割		アクセス坑道	主要坑道、処分坑道 連絡坑道	
項 目	内 容			
廃棄体搬入路	廃棄体、緩衝材の搬入が可能であること 処分坑道においては廃棄体の定置が可能であること	○	○	○
人員の連絡路	人員の移動が可能であること	○	○	○
資材の運搬路	建設・操業・閉鎖で必要となる資材の運搬が可能であること 建設時の掘削ずりの搬出が可能であること	○	○	○
換気路	ダクトなど、換気設備の設置が可能であること 換気に十分な面積を有していること	○	○	○
給水路	給水のための設備の設置が可能であること	○	○	
排水路	排水路および排水のための設備の設置が可能であること	○	○	○
給電・通信路	給電・通信のための設備の設置が可能であること	○	○	(○)
緊急時避難	避難路の確保が可能であること	○	○	

注：(○)は堅置きの場合を示す

処分場の仕様およびレイアウトの検討項目として、処分坑道離間距離（処分坑道の中心間距離）と廃棄体ピッチ（処分坑道軸方向の廃棄体の離間距離；空洞の力学的安定性評価について論じるときには処分孔間隔（処分孔堅置き方式）、廃棄体 1 本当りの専有面積について論じるときには廃棄体ピッチという呼称を用いた。なお、処分孔堅置き方式では処分孔間隔と廃棄体ピッチは同意である）が挙げられる。こ

れらを適切に設定するためには、建設空洞の力学的安定性およびニアフィールドの制限温度を満足する必要がある。処分パネルなどの処分場全体のレイアウトを設定する際には、敷地条件（地形、敷地の形状、面積）や初期地圧の主応力方向、割れ目の卓越方向、広域地下水流動（流速、流向）などの地質環境条件とともに、建設・操業・閉鎖の作業性、物流などを考慮して、配置設計を行う必要がある。核種移行遅延性能に有意な影響を及ぼす可能性のある割れ目に対しては、水理学的影響を考慮して適切な離隔距離を確保して処分場を配置しておくことが重要である。

以上の地下施設の設計上考慮すべき項目を整理して表 4.2.1-2 に示す。

表 4.2.1-2 地下施設の設計要件

基本的な要件		設計上考慮すべき項目（設計要件）	内 容
処分場が成立するための要件	人工バリアの設置手段が提供できること	建設・操業・閉鎖が可能であること	安全に建設・操業・閉鎖が実施できること 既存の技術により、地下施設の坑道群が安全に建設できる施設構造、配置とすること
		廃棄体を含む物流経路が確保できること	廃棄体や緩衝材の搬送、建設・操業・閉鎖用の資材や人員の輸送、換気、給排水等の安全な物流経路が確保できること 建設・操業・閉鎖の手順を考慮した物流経路とすること それらの物流経路が十分な輸送能力を有すること
		操業に必要な空間が確保できること	廃棄体及び緩衝材が搬送、定置でき、そのための作業や設備の設置等に必要な空間が確保されること
		空洞の力学的安定性が確保されること	建設・操業・閉鎖の各作業段階を通じて空洞の力学的安定性が確保できる施設構造、配置とすること
		設計上の前提となる条件を満たすこと	敷地条件（地形、形状、面積）や廃棄体本数等の設計上の前提となる条件を満たすこと
人工バリアの性能発揮に有意な影響を与えないこと	人工バリアの設計で前提としている条件を損なわないこと	廃棄体の発熱に対して適切な離隔距離が確保されること	ガラス固化体の発熱に対しニアフィールドの温度が適切なものとなるよう処分坑道と廃棄体が配置されること
		人工バリアが安定するように埋め戻されること	緩衝材の彫出に対して人工バリアが安定するように適切に埋め戻されること
		核種移行遅延性能に有意な影響を与えないように配慮がなされること	地下水の流向や流速に対して配慮がなされること 核種移行遅延性能に有意な影響を及ぼす可能性のある主要な割れ目に対して配慮がなされること

4.2.2 処分坑道の仕様と廃棄体ピッチの設定

ここでは、図 4.2.2- 1に示すように、処分坑道の仕様と廃棄体ピッチ設定の考え方のポイント、および設定された結果を示す。

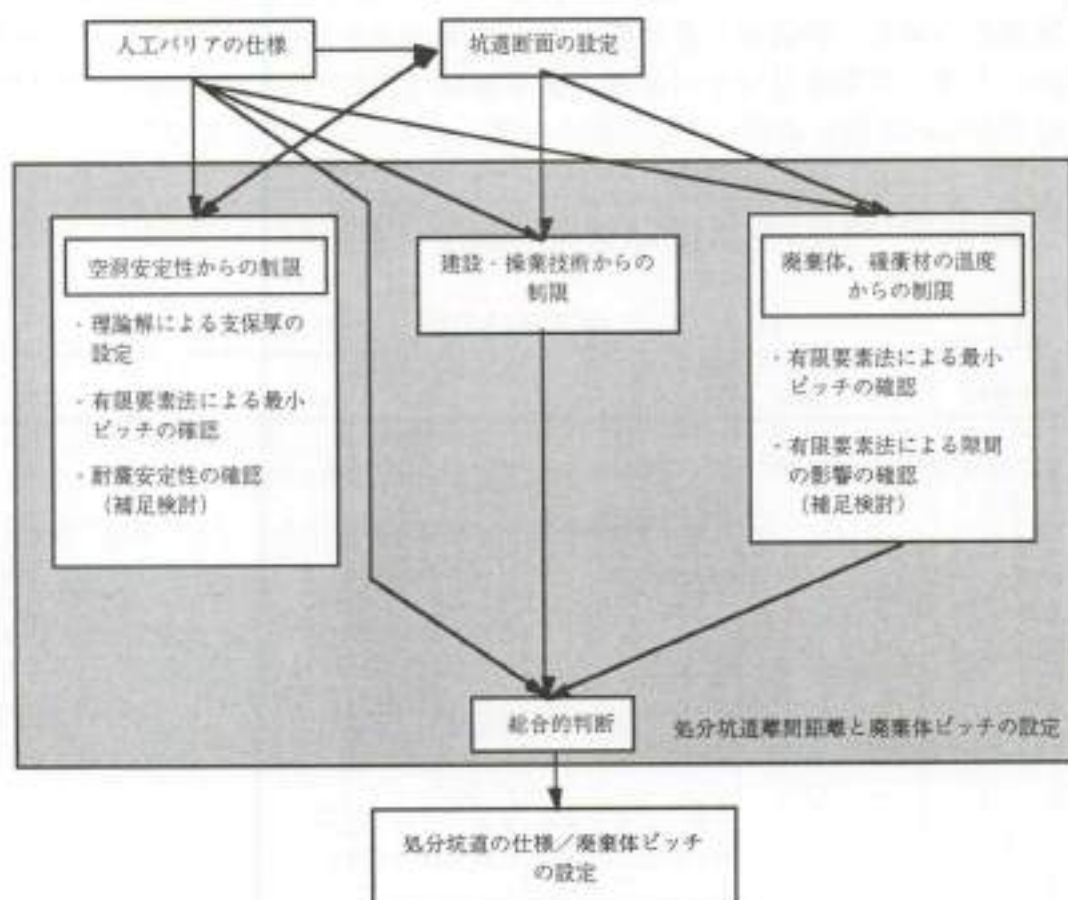


図 4.2.2- 1 処分坑道の仕様／廃棄体ピッチ設定の流れ

処分坑道の仕様と緩衝材ピッチ設定は、図 4.2.2- 1に示されるように、人工バリアの仕様を反映した坑道断面の設定が基となる。設定された坑道断面に対して次の条件を満足しつつ、総合的な判断により処分坑道離間距離と廃棄体ピッチが決定される。

- ①人工バリアに必要な寸法：人工バリアの設置に必要な最小寸法が確保される。
- ②建設・操業技術からくる制限：処分孔掘削機械、廃棄体定置機械の大きさ、能力などから制限される廃棄体ピッチが確保される。
- ③空洞安定性からくる制限：隣接する処分坑道または処分孔どうしが有意な力学的影響を受けない処分坑道離間距離または処分孔間隔が確保される。
- ④ニアフィールドの温度からくる制限：ガラス固化体、緩衝材および岩盤の温度が、ガラス固化体の発熱に対して制限温度以下になる、処分坑道離間距離および廃棄体ピッチが確保される。

1) 坑道断面の設定

坑道断面を決定する上で必要となる設定項目として、断面寸法（断面積）、断面形状の 2 つが挙げられる。このうち、断面寸法を決定する因子としては必要断面積があり、各坑道の役割（表 4.2.1-1 参照）を果たすために必要な面積として求められる。また、断面形状を決定する因子としては、力学的安定性、作業性、経済性が挙げられ、

- ・力学的安定性：空洞が力学的に安定でその変形量が小さいこと
- ・作業性：建設・操業・埋め戻しの作業を円滑に行うことができること
- ・経済性：必要断面積を包括しつつ極力小さな断面とすること

が必要であると考えられる。4.2.2.1 に後述するように、これらを考慮して設定した処分坑道断面の例を図 4.2.2-2 に示す。

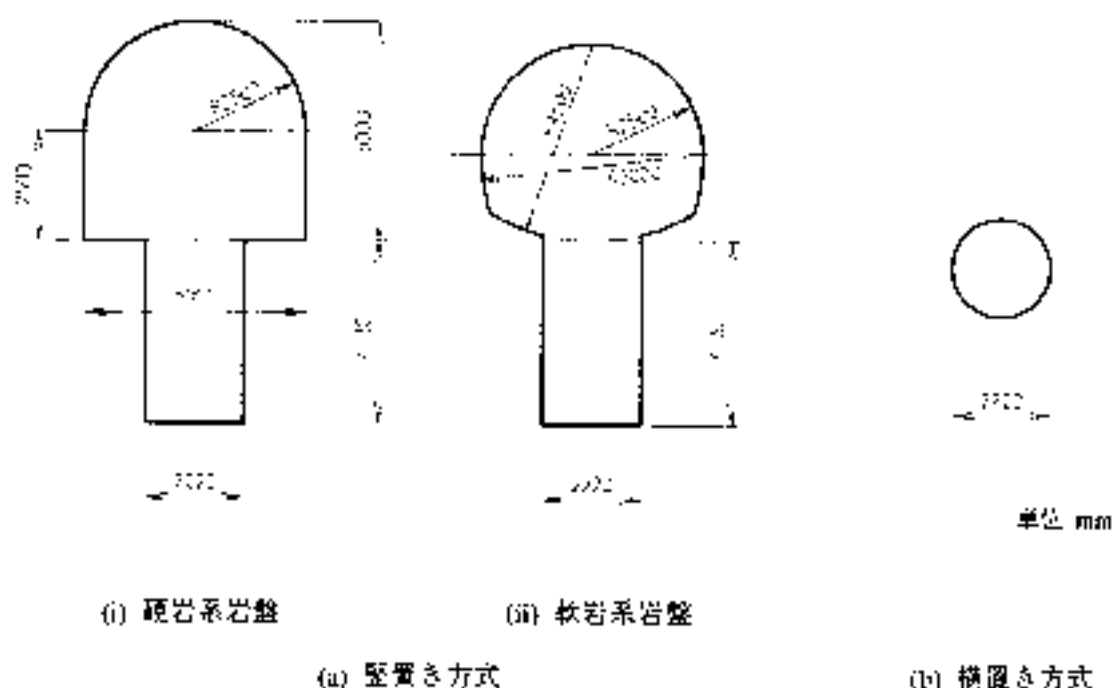


図 4.2.2-2 処分坑道断面形状

2) 廃棄体の専有面積

坑道の配置を検討するうえでは、合理的な処分坑道離間距離および廃棄体ピッチの組み合わせを設定する必要がある。図 4.2.2-3 に廃棄体 1 本当たりの専有面積（処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの積）の概念を示す。地下施設の総略の規模は廃棄体 1 本当たりの専有面積と埋設する廃棄体本数の積により、処分坑道総延長は廃棄体ピッチと埋設する廃棄体本数の積により見積もることができる。このため、処分坑道離間距離および廃棄体ピッチは、地下施設規模を小さくし経済的にも有利となるように設定することが望ましい。

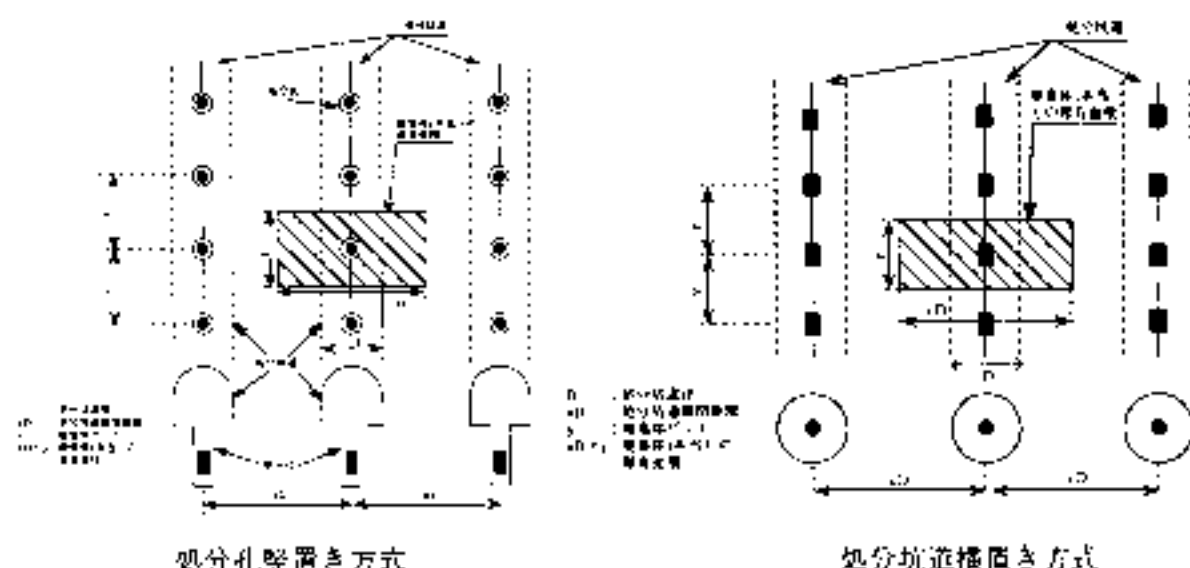


図 4.2.2-3 廃棄体 1 本当りの専有面積

3) 人工バリアに必要な寸法

廃棄体の定置ピッチを検討するうえで、人工バリアの形状寸法を考慮に入れる必要がある。人工バリアの仕様は、4.1 で検討されており、人工バリアの外径を 2.22m としている。この検討では緩衝材の厚さは周方向軸方向とも同じ値に設定しており、人工バリアの軸方向の長さを 3.13m としている。これを受けて最小の廃棄体ピッチは、処分孔縦置き方式では 2.22m、処分坑道横置き方式では 3.13m となる。

4) 建設、操業技術からくる制限

(1) 処分孔縦置き方式

処分孔縦置き方式では、掘削された処分坑道のインバート部分に一定間隔で処分孔を掘削し、この中に廃棄体および人工バリアが設置される。このため、後述の 5.1 で示される処分孔掘削機械を、4.2.2.1 で設定された処分坑道内で円滑に操作できるような処分孔間隔を設定する必要がある。さらに、処分孔掘削機械を支える足場が坑道インバート部に確保される必要がある。設定している処分坑道の断面幅は 5m、処分孔掘削径は 2.22m であることから、仮に処分坑道軸方向に連続的に処分孔が掘削されたとしても、処分坑道インバート部は処分坑道壁面から処分孔までの間に 1.39m ($= (5 - 2.22) / 2$ m) 残されることになり、処分孔掘削機械の足場は確保される。また、操業技術における廃棄体、緩衝材定置機械における必要なエリアも同様に確保されるため、建設、操業技術からくる制限はないと考えられる。

(2) 処分坑道横置き方式

処分坑道横置き方式では、廃棄体および人工バリアが円形処分坑道内に、一定間隔で定置される。したがって、廃棄体の定置ピッチと処分本数の積は処分坑道の総延長の最低値となる。処分坑道の総延長は、割れ目などの地質環境条件、物流・経済性、処分パネルレイアウトなどから制限されることはあるが、建設技術上から、廃棄体 1 本当りの廃棄体ピッチを制限するものはないと考えられる。また、廃棄体、緩衝材定置装置に関しても処分坑道がそのまま利用されるため、足場の確保などの制限はないと考えられる。

5) 空洞安定性からの制限

空洞安定性から必要と考えられる最小の処分坑道離間距離および処分孔間隔に関しては、4.2.2.3 に後述するように、表 4.2.2-1 に示す値となる。

表 4.2.2-1 空洞安定性から必要となる坑道離間距離

	処分孔竖置き方式		処分坑道横置き方式
	処分坑道離間距離	処分孔間隔 (廃棄体ピッチ)	処分坑道離間距離
硬岩系岩盤	2D (10m)	2d (4.44m)	2D (4.44m)
軟岩系岩盤	2.6D (13m)	3d (6.66m)	2.5D (5.55m)

D: 処分坑道直径, d: 処分孔径

6) 廃棄体、緩衝材の温度からの制限

廃棄体、緩衝材の温度制限から必要となる処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせは有限要素法による熱解析で求めることができる。後述の 4.2.2.4 に示すように、以下の結果が得られている。

処分孔竖置き方式の場合は、空洞安定性から設定された最小坑道離間距離および最小廃棄体ピッチの組み合わせとした場合でも緩衝材の最高上昇温度は 100℃を下回ることから、表 4.2.2-2 に示すような処分坑道離間距離および廃棄体ピッチとなる。

表 4.2.2-2 処分孔竖置き方式の処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ

	処分坑道離間距離	廃棄体ピッチ
硬岩系岩盤	2D (10m)	2d (4.44m)
軟岩系岩盤	2.6D (13m)	3d (6.66m)

一方、処分坑道横置き方式において求められる、緩衝材の最高上昇温度が 100℃となる処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせを表 4.2.2-3、表 4.2.2-4 に示す。

これらの結果より、処分坑道離間距離に硬岩系岩盤で 6D 以上、軟岩系岩盤で 4.5D

以上を満たせば、3) 人工バリアに必要な寸法から求められる最小廃棄体ピッチでも緩衝材温度は 100℃を下回る結果となった。

表 4.2.2- 3 処分坑道横置き方式、硬岩系岩盤の
処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ

処分坑道離間距離 [m]	廃棄体ピッチ [m]	廃棄体専有面積 [m ² /本]
4.44 (2D)	9.0	39.96
6.66 (3D)	5.8	38.63
8.88 (4D)	4.4	39.07
11.10 (5D)	3.6	39.96
13.32 (6D) *	3.13	41.69
15.54 (7D) *	3.13	48.64

* : 緩衝材最高上昇温度は 100℃に到達しない。

D : 処分坑道径

表 4.2.2- 4 処分坑道横置き方式、軟岩系岩盤の
処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ

処分坑道離間距離 [m]	廃棄体ピッチ [m]	廃棄体専有面積 [m ² /本]
5.55 (2.5D)	5.2	28.86
6.66 (3D)	4.4	29.30
8.88 (4D)	3.3	29.30
9.99 (4.5D) *	3.13	31.27
11.10 (5D) *	3.13	34.74
13.32 (6D) *	3.13	41.69
15.54 (7D) *	3.13	48.64

* : 緩衝材最高上昇温度は 100℃に到達しない。

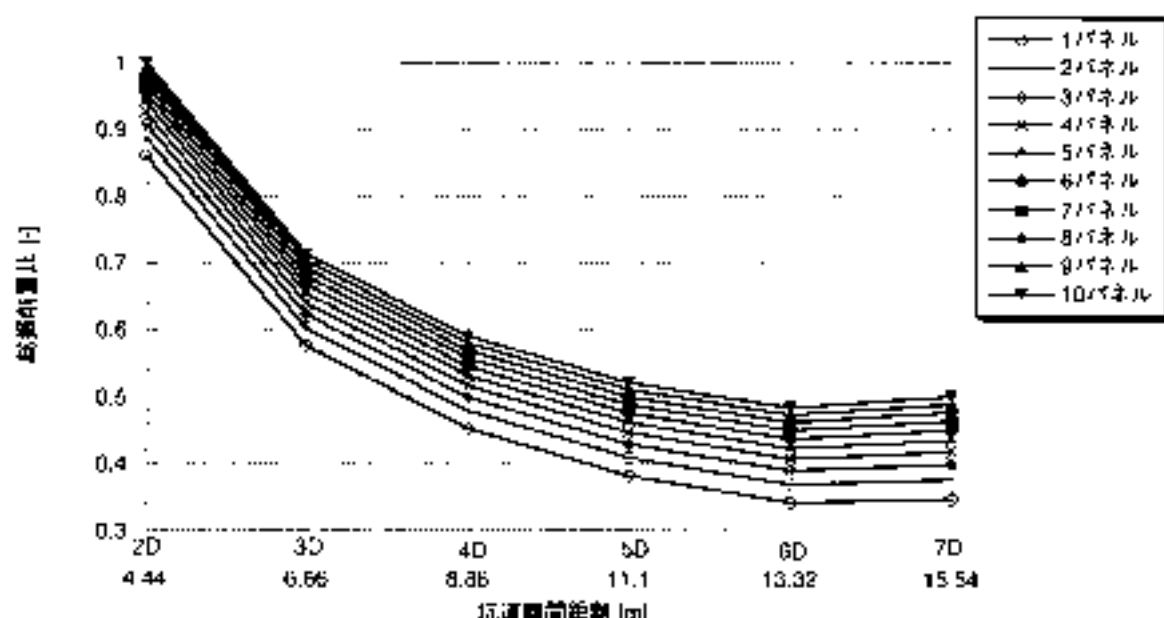
D : 処分坑道径

7) 総合的判断

6)までの検討で処分坑道横置き方式に関して、人工バリアに必要な寸法、建設・操業技術からくる制限、空洞安定性からくる制限、ニアフィールドの温度制限を満足する処分坑道離間距離および廃棄体ピッチの組み合わせが得られた。サイトが²特定されれば、サイトの地質環境の特性、安全性、経済的合理性などを考慮し、その組み合わせが総合的に判断されると考えられる。ここでは、経済性の目安の一つとして、主要坑道および処分坑道の総掘削量が少なくなる処分坑道離間距離および廃棄体ピッチの組み合わせを検討した。検討に際しては、廃棄体は 40,000 本、主要坑道および処分坑道の寸法は 4.2.2.1 で設定した値とした。表 4.2.2- 3、表 4.2.2- 4で示し

た処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの各組み合わせに対してパネル数をパラメータに主要坑道および処分坑道の総掘削量を求めた。パネルの形状は掘削量が最小となる正方形とし、パネル数が複数の場合は各パネルは同じ大きさになるものとした。

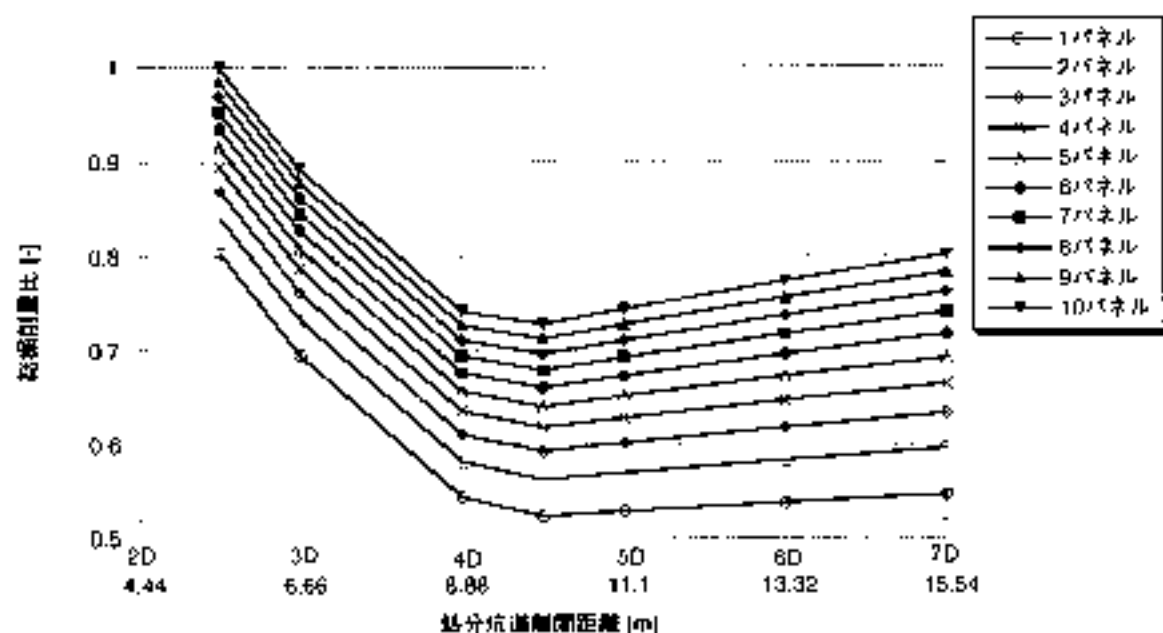
図 4.2.2- 4に硬岩系岩盤における処分坑道離間距離と総掘削量比との関係を示す。ここでは処分坑道離間距離が 4.44m (2D)、パネル数が 10 の場合の主要坑道および処分坑道の総掘削量が 1.0 となるように整理している。パネル数が増すにつれ総掘削量比は大きくなり、すべてのパネル数において 6D 付近で総掘削量比が最小となっている。この 6D は廃棄体定置ピッチが最小（処分坑道の総延長が最小）となり、かつニアフィールドが制限温度以下となる最小坑道離間距離の場合である。したがって、ここでは硬岩系岩盤の場合の処分坑道離間距離を 13.32m (6D) とした。



総掘削量比：処分坑道離間距離が 4.44m (2D)、パネル数が 10 の場合の主要坑道および処分坑道の総掘削量に対する比

図 4.2.2- 4 硬岩系岩盤での総掘削量比と処分坑道離間距離との関係

図 4.2.2- 5に軟岩系岩盤の総掘削量比と処分坑道離間距離との関係を示す。図では処分坑道離間距離が 3.33m (2.5D)、パネル数が 10 の場合の主要坑道および処分坑道の総掘削量が 1.0 となるように整理している。軟岩系岩盤の場合も硬岩系岩盤と同様の傾向を示しており、すべてのパネル数において 4.5D で総掘削量比が最小となっている。この 4.5D は廃棄体ピッチが最小（処分坑道総延長が最小）となり、かつニアフィールドが制限温度以下となる最小坑道離間距離の場合である。したがって、ここでは軟岩系岩盤の場合の処分坑道離間距離を 9.99m (4.5D) とした。



総掘削量比：処分坑道離間距離が 5.55m (2.5D)、パネル数が 10 の場合の主要坑道および処分坑道の総掘削量に対する比

図 4.2.2- 5 軟岩系岩盤での総掘削量比と処分坑道離間距離との関係

以上の結果を整理して表 4.2.2- 5 に処分坑道横置き方式に関する処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせを示す。

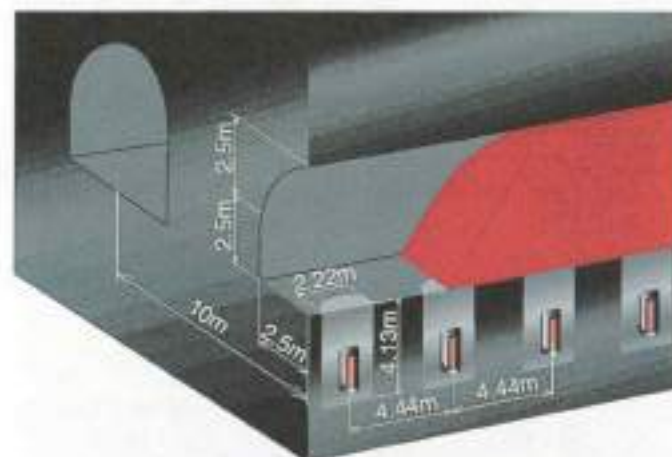
また、図 4.2.2- 6 に設定された人工バリア周りの処分坑道の仕様を示す。

表 4.2.2- 5 合理的な処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせ
(処分坑道横置き方式)

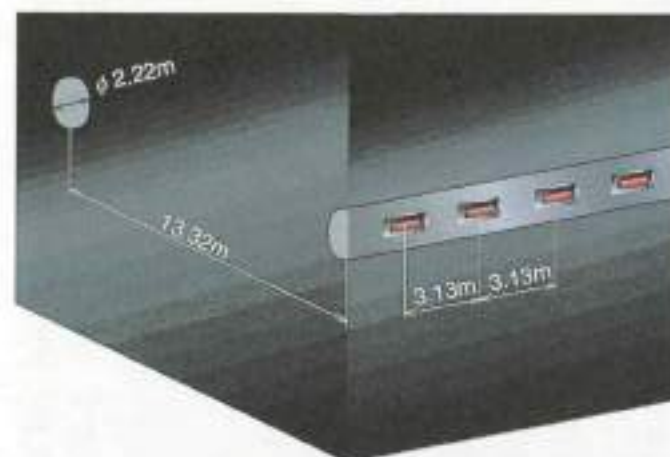
	処分坑道離間距離 [m]	廃棄体ピッチ [m]	廃棄体専有面積 [m ² /本]
硬岩系岩盤	13.32 (6D) *	3.13	41.69
軟岩系岩盤	9.99 (4.5D) *	3.13	31.27

* : 緩衝材最高上昇温度は 100℃に到達しない。

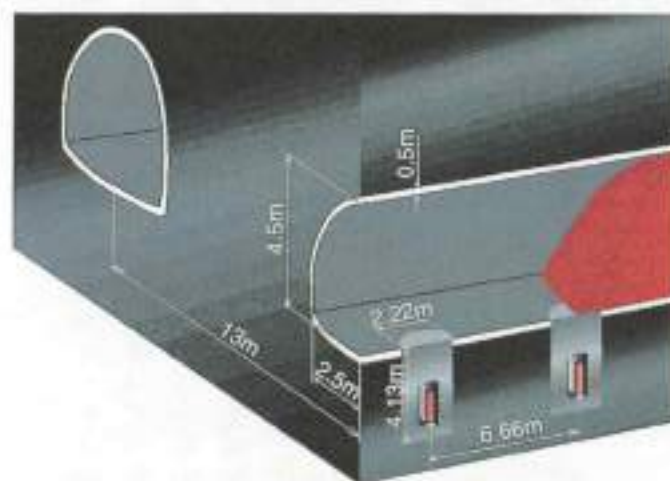
D : 処分坑道径



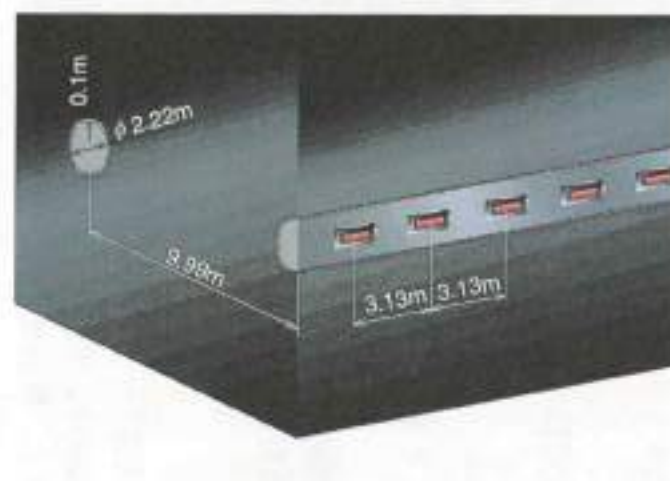
(a)処分坑壁置き方式（硬岩系岩盤）



(b)処分坑道横置き方式（硬岩系岩盤）



(c)処分坑壁置き方式（軟岩系岩盤）



(d)処分坑道横置き方式（軟岩系岩盤）

図 4.2.2-6 処分坑道仕様と廃棄体ピッチ

4.2.2.1 坑道断面諸元の設定

4.2.2.1.1 設計の考え方

坑道断面を決定する上で必要となる設定項目として、断面寸法（断面積）、断面形状の2つが挙げられる。このうち、断面寸法を決定する因子としては必要断面積があり、各坑道の役割（表4.2.1-1参照）を果たすために必要な面積として求められる。また、断面形状を決定する因子としては、力学的安定性、作業性、経済性が挙げられ、

- ・力学的安定性：空洞が力学的に安定でその変形量が小さいこと
- ・作業性：建設・採掘・埋め戻しの作業を円滑に行うことができること
- ・経済性：必要断面積を包括しつつ極力小さな断面とすること

が必要であると考えられる。

4.2.2.1.2 断面の設定

以下に坑道断面設定の考え方に基づく各坑道の断面諸元の決定方法について記述する。

1) アクセス坑道

アクセス坑道は、地上施設と地下施設を結ぶ坑道で、両施設間の物資搬送経路となる坑道である。坑道は、アクセス方法により立坑および斜坑の2種類が考えられ、以下に各々の断面諸元について検討を加える。

(1) 立坑

アクセス坑道を立坑とする場合、その断面形状は、所要の内空断面、施工法、立坑内に設置される諸設備の配置、地山条件などを総合的に勘案して、その大きさ、形状を定めなければならない（土木学会、1996b）。

立坑の断面形状には、円形、楕円形、四角形などの形状の施工例があるが、本検討においては、施工深度が大きく地圧が大きくなることから、力学的安定性上最も有利となる円形断面を採用した。5.2.1.2.2に後述するように廃棄体搬送に遮へい機能付きの移動式車両（廃棄体定置設備：キャスクカー）を用いることとしている。キャスクカーを用いる場合、廃棄体や人員、資材を運搬するエレベータの仕様は図4.2.2-7に示すように決定され、坑道内径は換気ダクト（以下、風管という）、給排水管などの設置スペースを考慮して $\phi=6.5\text{m}$ となる。

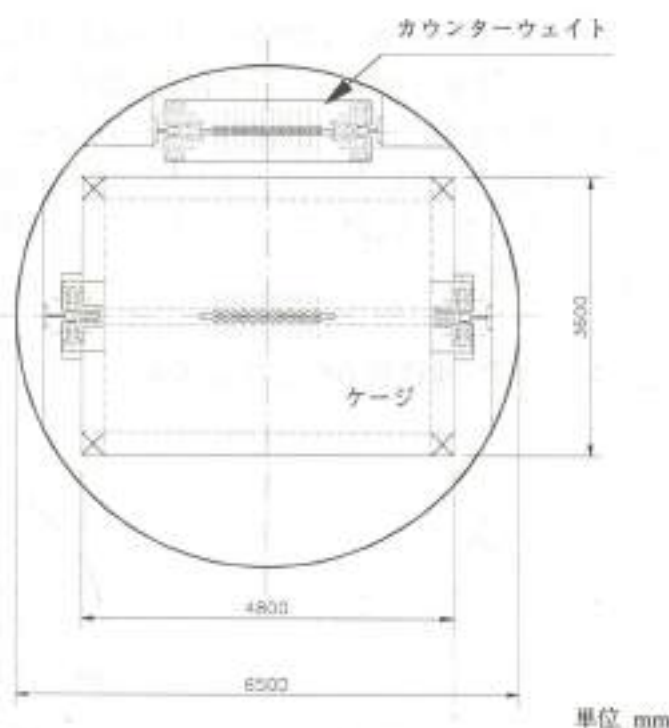


図 4.2.2-7 立坑断面図

(2) 斜坑

アクセス坑道を斜坑とする場合には、その形状および寸法は、使用する諸設備が同様となる主要・連絡坑道と同じ考え方で設定できる。

斜坑方式のアクセス坑道の勾配や線形は、処分場のレイアウトと関連して設定される。勾配は、輸送手段を車両とすると $1/7$ (8°) $\sim 1/8$ (7°) となり、ベルトコンベヤーで $1/4$ (14°) となる（土木学会，1996b）。また、線形（直線，らせん，多角形）は、敷地条件（位置，面積，形状など），廃棄体の搬送装置の形状寸法や能力，走行安全性等を考慮して設定するのが適切である。

2) 主要・連絡坑道

主要坑道は処分坑道を取り囲む坑道であり，連絡坑道はアクセス坑道や主要坑道間を結ぶ坑道であり，主として物資の搬送経路となるものである。

坑道の形状は，空洞の力学的安定性を考慮すると円形が有利と考えられるが，ここでは，一般の山岳トンネルの坑道断面形状やこれまでの研究成果（五月女ほか，1992）を参考に，施工性や作業時の作業性を考慮して決定した。硬岩系岩盤では，各種搬送装置の走行性や搬送装置の最低寸法，風管，給水管等の設置スペース，人員の通路等の設置スペース等を考慮して，幅 5.0m，高さ 5.0m の幌型断面とし，軟岩系岩盤では力学的安定性を考慮に加え三心円の断面とした。

勾配に関しては、湧水の排水に必要な勾配から 0.3～0.5%程度とした。また、主要坑道と処分坑道の交差部は、操業に要する装置の能力（最低必要な曲率半径： $R=30\text{m}$ ）およびこれまでの施工事例を考慮して交差角度を 30° に設定し、4.2.2.3.4 にて空洞安定性の検討を行った（4.2.3.3 では、 $R=40\text{m}$ としているが、坑道離間距離を極力小さく設定しており、そのままでは隣接坑道どうしがすりつけ部で重なるため、交差角度を 45° （ 135° ）としている）。

図 4.2.2-8に決定された主要・連絡坑道の仕様を示す。

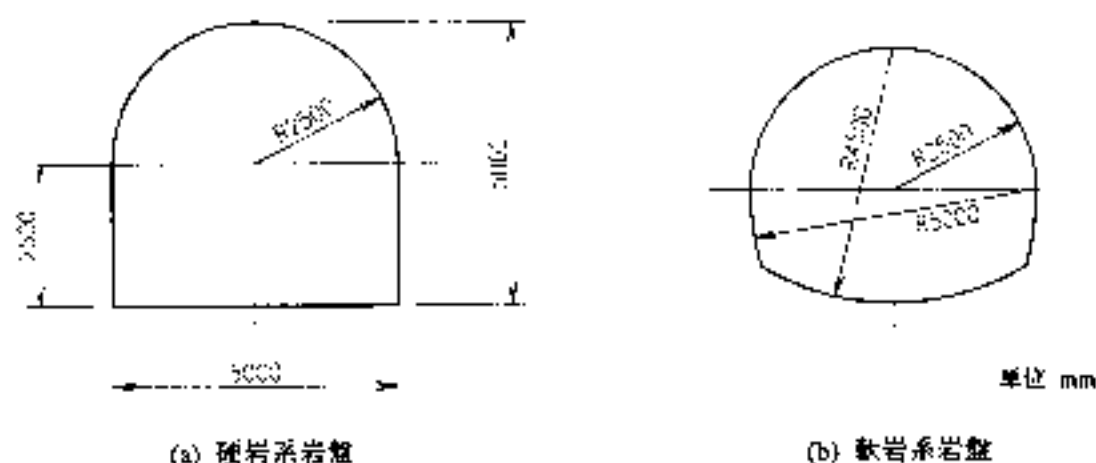


図 4.2.2-8 主要・連絡坑道

3) 処分坑道

処分坑道における処分形態は、廃棄体の定置方向により縦置き方式と横置き方式に分類される。前者は廃棄体を処分孔に定置させる方式であり、後者は廃棄体をその坑道内に定置させる方式である。以下にそれぞれの方式について検討を加える。

(1) 縦置き方式

縦置き方式は、処分坑道のインバート部に処分孔を掘削し、その孔内に廃棄体を定置するものである。処分坑道の形状、寸法は、処分孔掘削機械および廃棄体定置装置の寸法、形状ではほぼ決定され、その断面は主要・連絡坑道と同様の断面になる。

別途、国内の処分場を想定した研究事例（電力中央研究所・電気事業連合会，1999）においては、硬岩系岩盤においては、操業機械の寸法を考慮して、幅 4.0m、高さ 4.0m の梔型断面形状の、軟岩系岩盤においては、空洞の安定性をより重視し、かつ、Tunnel Boring Machine（以下「TBM」と略す）による掘削を想定した円形断面形状の処分坑道が示されている。

処分孔は人仕バリアの仕様により決定され、内径 $\phi=2.22\text{m}$ 、高さ $h=4.13\text{m}$ となる（図 4.1-1 参照）。坑道の勾配は、坑道内の湧水の排水を考慮すれば 0.3～0.5%程度

となる。

(2) 横置き方式

横置き方式は、処分坑道に廃棄体を定置させるもので、その形状、寸法は、掘削機械および人工バリアの仕様により決定され、内径 $\phi=2.22\text{m}$ の円形状となる。勾配は縦置き方式と同様、湧水の排水に必要な勾配により0.3～0.5%程度となる。

図 4.2.2-2 に処分坑道断面の仕様を記載している。

4.2.2.2 支保工材料の考え方

岩盤の力学特性値によっては、地下数百 m の深度では、空洞の力学的安定性を確保するため、アクセス坑道、主要坑道、連絡坑道、処分坑道に対して、支保工の設置が必要となる場合も予想される。

支保工の方式は、コンクリートの現場施工とセグメント方式に大別される。セグメント方式はブロック状に分割された支保部材を現場で組み立てる方式で、支保材によってコンクリート製セグメントと鋼製セグメントに分けられる。コンクリートの現場施工による支保工としては、ロックボルトを併用した吹付けコンクリートが主体であり、必要に応じて H 型钢などの鋼製支保工が組み合わせられる。一般の地下構造物の建設においては施工性や経済性を考慮してコンクリート支保工が広く用いられている。

処分場の地下環境に通常のコンクリートを残置した場合、コンクリートに接することにより地下水中の Ca 濃度や pH が上昇し、緩衝材や周辺岩盤の化学的変質、炭素鋼の腐食形態の変化など、ニアフィールドの性能に影響を及ぼすことが考えられる。この観点からは、鋼製材料を主体とした支保工（たとえば鋼製セグメントなど）が望ましいが、この場合には、鉄の腐食生成物による力学的影響や、鉄の腐食により発生する水素ガスの影響を考慮しておくことが重要となる。このため、現在、低アルカリ性コンクリート⁴²⁾の開発が各研究機関で進められており、実用化の見通しが得られつつある。pH に関しては、現時点において 10.5～11 程度が実現されている（三原ほか、1997；Gray and Shenton, 1998）。低アルカリ性コンクリートを締固め不要なコンクリートとしたときの一軸圧縮強度は、材齢 3 日で約 23 N/mm² (MPa)、28 日で約 69 N/mm²、91 日で約 105 N/mm² という試験結果が報告（大和田ほか、1999）されており、高強度コンクリートとしての強度特性を有している。大和田らはさらに締固め不要コンクリートとしての充填性についても、コンクリート工学の分野で適用されている L 型および U 型充填性試験装置を用いて試験を行い、実構造物で打設可能な良好な充填性を有していることを確認している（大和田ほか、1999）。

ここでは、コンクリートがニアフィールド性能に及ぼす影響を安全評価において確認すること（分冊 3 参照）を前提に、現状技術に基づき、低アルカリ性コンクリート製支保工と、必要に応じて H 型钢などの鋼製支保工を用いることとした。支保工の方式に関しては、吹付けコンクリートを主体とした現場施工方式とセグメント方式の両方式を考慮し、技術的に柔軟に対応できるようにしておく。

支保工の材料とその方式の選択にあたっては、岩盤の力学特性などの地質環境条件に応じて、それぞれの方式の特徴を考慮するとともに、経済性や施工性、ニアフィールドの性能に及ぼす影響などを含め、総合的に判断を行うことが必要である。

⁴²⁾ 低アルカリ性コンクリート（あるいはセメント）とは、通常のコンクリートの pH が 12.5 程度であるのに対し、pH を 11 程度以下に低く抑えたコンクリート（あるいはセメント）と定義し、セメント中のアルカリ分（Na、K）の含有量を 0.4 wt% 以下にした低アルカリ型のセメントとは異なる。

4.2.2.3 空洞の力学的安定性の評価

4.2.2.3.1 空洞の力学的安定性評価の考え方

処分場の地下施設を構成する各種坑道は、建設段階から採掘、閉鎖に至るまで、空洞の力学的安定性が保持されている必要がある。地下深部における坑道では地圧が大きくなることが予想され、岩盤の力学的特性や初期地圧の大きさなどによっては、空洞の力学的安定性を確保するために支保工の設置が必要となる場合も想定される。

一般に、坑道支保工の設計手法は、標準支保パターンに代表されるような経験に基づく方法と力学的な計算に基づく方法の 2 つに分類することができる。しかし、これまでに地層処分場と同等の大深度における施工事例は少ないこと、掘削断面としては小さいものの数多くの連設した坑道群となることなど、これまでに経験していない技術要素を含んでいるため、現状では、経験に基づく設計手法を直ちに適用することはできない。したがって、ここでは空洞の力学的安定性を確保するために必要な支保工の仕様を計算によって求めることとした。なお、計算に際して必要となる支保工仕様を簡便に求める方法として以下のような手法を採用した。

STEP 1：各坑道に対して、最初に理論解析で概略の支保工仕様を算定する。

STEP 2：次に数値解析を用いて、アクセス坑道を単一空洞、その他の坑道を連設空洞として、理論解析で求めた支保工仕様の妥当性を確認するとともに、力学的安定性の観点から必要となる坑道離間距離、処分孔間隔を設定する。

また、これらの検討により求められた支保工厚で、数値解析を用いて坑道の地震時における安定性、坑道交差部において補強が必要となる範囲を確認した。

なお、実施設計にあたっては、事前調査から得られた情報のみではなく、情報化施工の考え方に基づき、建設時に得られた調査結果および計測結果を適宜、坑道の設計に反映していくことが必要である。

本検討に用いた解析手法および評価手順を以下に示す。

1) 解析手法

(1) 理論解析

理論解析法は、力学に基づく定量的な結果が得られ、簡便で計算コストも安い。トンネル断面形状、掘削手順、支保の効果などの重要な要素が十分にモデル化できず、非常に限られた仮定条件下での解析のため、適用にあたってはそのあたりを十分に考慮しておく必要がある。

処分施設のように高い地圧条件下（地山強度比が 2 を下回る条件）では、坑道周辺の岩盤が塑性化することが考えられるため、地山モデルが弾塑性体で評価できるものを採用することとした。理論解析法は、多くの研究者によってさまざまな条件下での解が提案されているが、ここでは、岩盤の変形特性、強度特性を表すパラメータが少なく、支保の効果も内圧で評価できる解析法として岡の理論解（岡，1977）を用いることとした。なお、岡の方法では c, ϕ を変数としてひずみ軟化を考慮できるが、ここでは、 c, ϕ を固定し、完全弾塑性として計算を行った。

(2) 数値解析

近年、坑道断面の大型化や都市近傍における施工が増加し、電子計算機の進歩と相まって、数値解析を用いてトンネルの掘削解析を行う機会が増えてきている。数値解析は理論解析と比較して、①任意の坑道形状に対応できる、②施工工程を考慮できる、③任意点での応力や変位を出力できるなどの利点がある。

トンネル掘削時の安定性評価のための数値解析法には、有限要素法（FEM：Finite Element Method）のほか、境界要素法（BEM：Boundary Element Method）、個別要素法（DEM：Distinct Element Method）、離散化極限解析法（RBSM：Rigid Body Spring Model）などがある。それぞれの解析法には各々特徴があり、解析目的に応じて最適な解析手法を選定する必要がある。

現時点においては有限要素法による掘削解析が最もよく行われており、過去の適用実績が多いことから結果に対する信頼性も高いと考えられる有限要素法解析を用い、軟岩系、硬岩系岩盤とも、均質な連続体として取り扱うこととした。なお、将来、処分サイトが特定された段階においては、その地質環境条件に応じて、割れ目による岩盤の不連続性や異方性、支保の効果などにも留意して、適切な解析手法を選択する必要がある。

岩盤の構成則には、一般に弾性および弾塑性のいずれかの適用が考えられる。

4.3.2.3.3 では、理論解析と同様の考え方により、弾塑性解析とした。なお、弾塑性には、ひずみ軟化、ひずみ硬化、完全弾塑性などのモデルが存在するが、ここでは、基本的な物性値のみで設定が可能な完全弾塑性モデルを採用することとした。

一方、4.3.2.3.4 および 4.3.2.3.5 では、線形弾性モデルを適用した。これは、坑道交差部の解析の目的が、交差トンネルの掘削により補強が必要となる範囲を求めることであり、岩盤の局所安全率や最大せん断ひずみがどのように変化するかを調べるためのものであること、また、耐震安定性解析が、坑道の掘削解析結果と耐震安定性解析結果を重ね合わせて評価を行う必要があるためであり、ここでは、弾性解析を採用した。

なお、破壊基準としては、Hoek & Brownなどの破壊基準もあるが、同の理論解と同様、岩盤材料に一般に用いられ（日本鉄道建設公団、1996）、設定も容易な線形のMohr-Coulombの破壊基準に従うものとした。

2) 評価手順および評価指標

坑道の安定性評価は、図 4.2.2-9～図 4.2.2-14 に示す手順に従って行った。

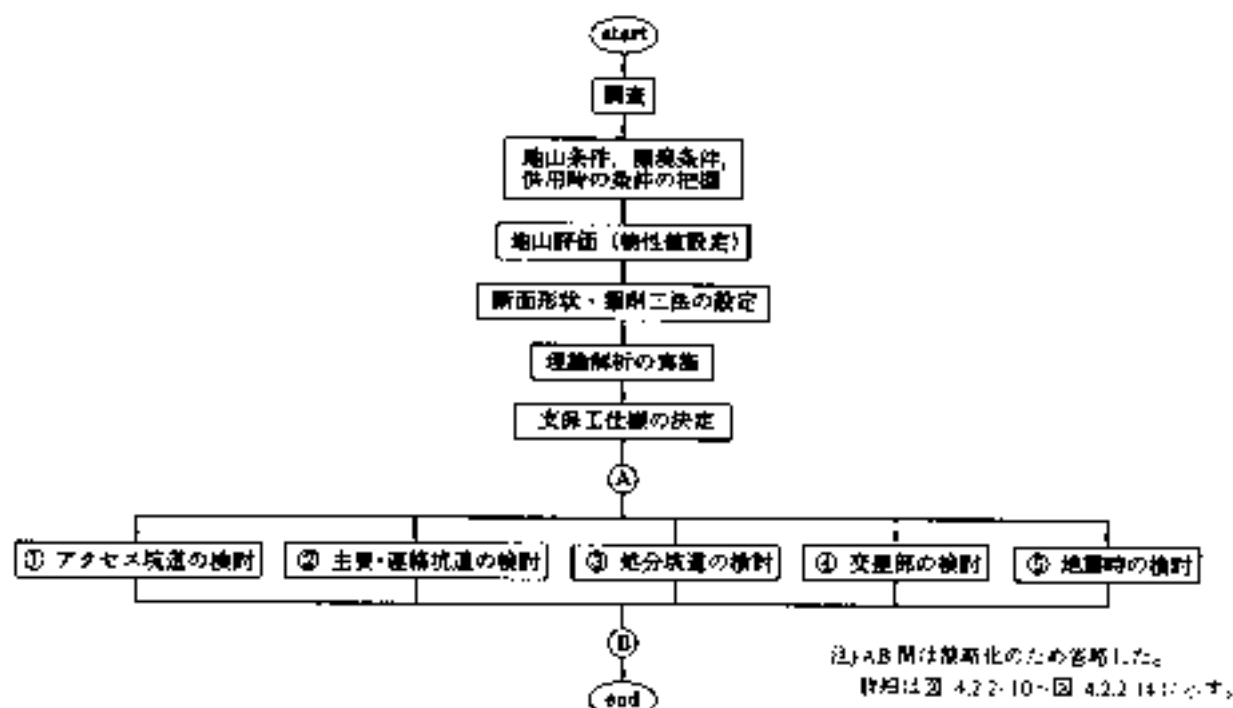


図 4.2.2-9 検討フロー全体図

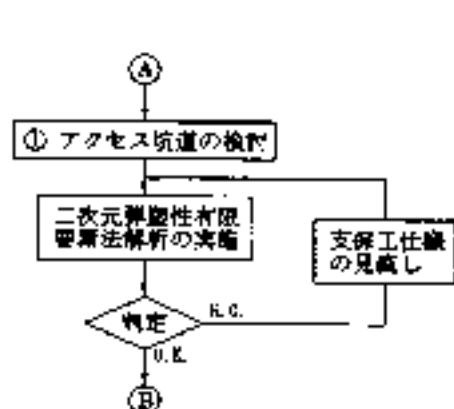


図 4.2.2-10 アクセス坑道の検討

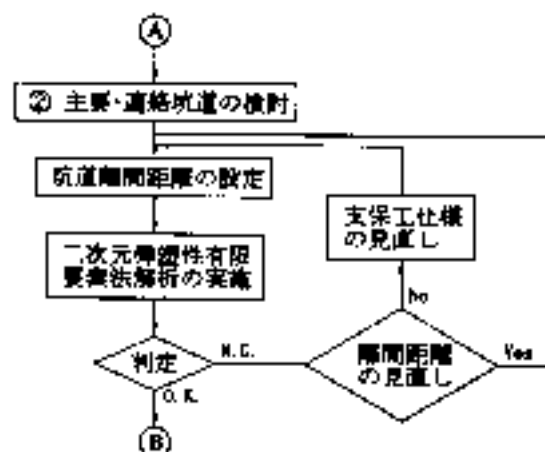


図 4.2.2-11 主要・連絡坑道の検討

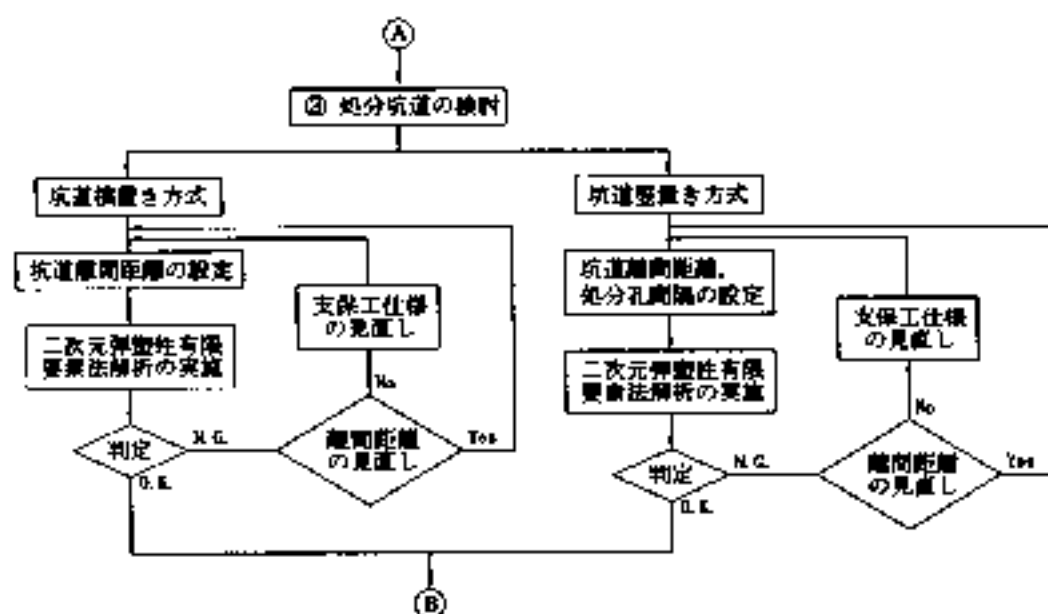


図 4.2.2- 12 処分坑道の検討

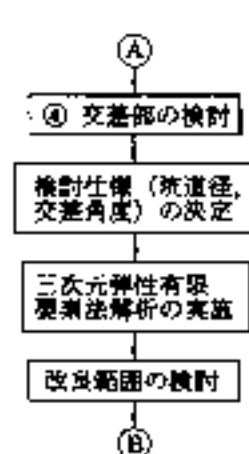


図 4.2.2- 13 坑道交差部の検討

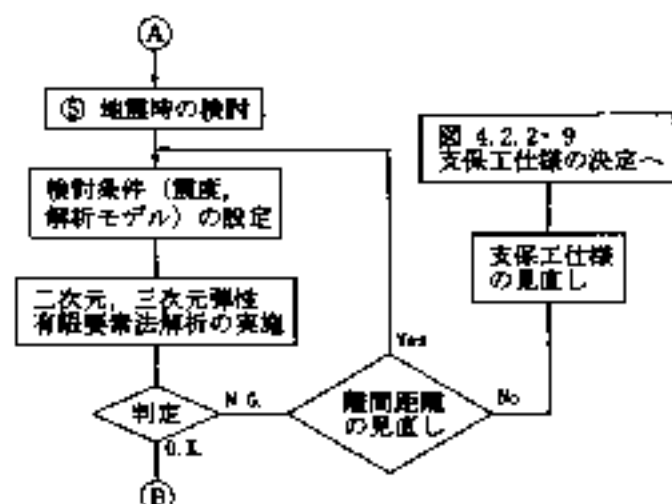


図 4.2.2- 14 地震時の検討

なお、図中の空洞安定の判定においては表 4.2.2- 6に示す応力・変形挙動に関わる指標を用いた。

表 4.2.2- 6 解析に用いた判定の指標

理論解析	有限要素法解析
支保工応力度	支保工応力度
-	岩盤の局所安全率
岩盤の直ひずみ	最大せん断ひずみ

各判定の指標に対しては、以下を評価の目安として空洞安定性の判定を行った。

(1) 支保工応力度

支保工の応力度は、設計基準強度に対して十分な裕度を確保することとした。具体的には、設計基準強度を $f_{ck} = 40\text{MPa}$ とし、設計圧縮強度 $f_{cd} = f_{ck}/F$ の式（併進工法研究会，1991）から求められる値と、鉄筋コンクリートの許容応力度の値（土木学会，1996a）を参考に、安全裕度を3程度とし、許容応力度を 14MPa と設定した。

一方、鋼製支保工は SS400 を用いるものとし、トンネル標準示方書「開削工法編」・同解説（土木学会，1996c）をもとに許容応力度を 160MPa に設定した。

(2) 局所安全率

局所安全率 F_s は、図 4.2.2-15 に示す破壊接近度を用い、単一空洞においては、局所安全率 $F_s = 1.5$ を下回る領域が大きく分布しないこと、あるいは $F_s = 1.5$ を下回る領域が対策工により改良できる範囲にあることが、力学的安定性を確保できる条件とした。双設空洞においては、空洞間に健全な岩盤を確保するという考え方にに基づき、単一空洞と同様の条件を満足すること、坑道間あるいは処分孔間に、局所安全率 $F_s = 1.5$ を上回る領域が確保されていることを判定条件とした。

なお、解析は、解析コード ABAQUS（Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc, 1997）により図 4.2.2-15 の直線 AC で表わされる Mohr-Coulomb の破壊規準を用いて行った。

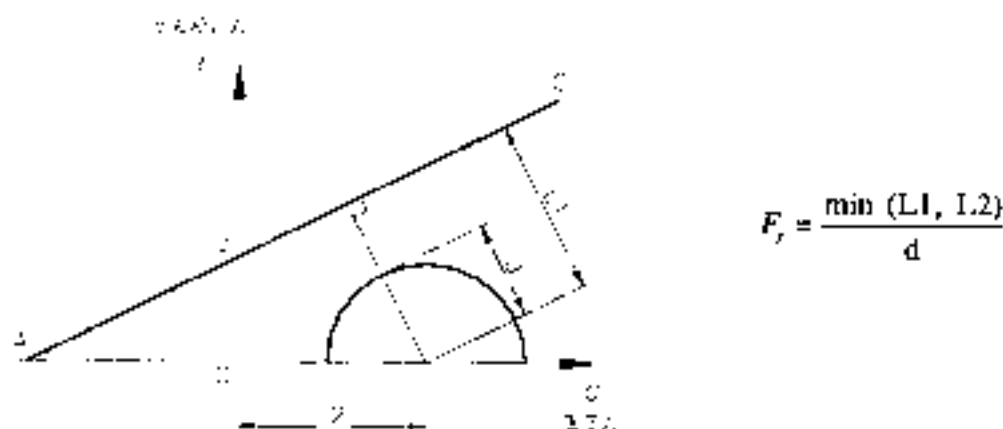


図 4.2.2-15 局所安全率の定義

(3) 直ひずみおよび最大せん断ひずみ

坑道壁面の直ひずみ（理論解における検討で適用）、および周辺岩盤の最大せん断ひずみ（有限要素法による検討で適用）については、以下に述べる限界ひずみと限界せん断ひずみをそれぞれ評価の目安にすることとした。

a. 限界ひずみ

岩石の一軸圧縮試験結果に基づいて定義した限界ひずみにより地山の安定性を評価する手法は、桜井によって提率されており（桜井，1986）、各種トンネルにおける施工時の内空変位の管理基準としてしばしば用いられている。桜井らは、一軸圧縮強度と限界ひずみとの関係を種々の地山材料に対して求めているが、この関係は図 4.2.2-16 に示すように弾性係数と限界ひずみとの関係でも示されている（桜井・足立，1988）。

以下に示す式①は限界ひずみの上限値を、式③は下限値を、式②は式①と③の対数平均値を表している。このうち 4.2.2.3.2 で後述する「理論解による支保工厚さの概略検討」においては、式②より上部に位置するものは不安定状態にあり、何らかの対策工が必要になると考えた。

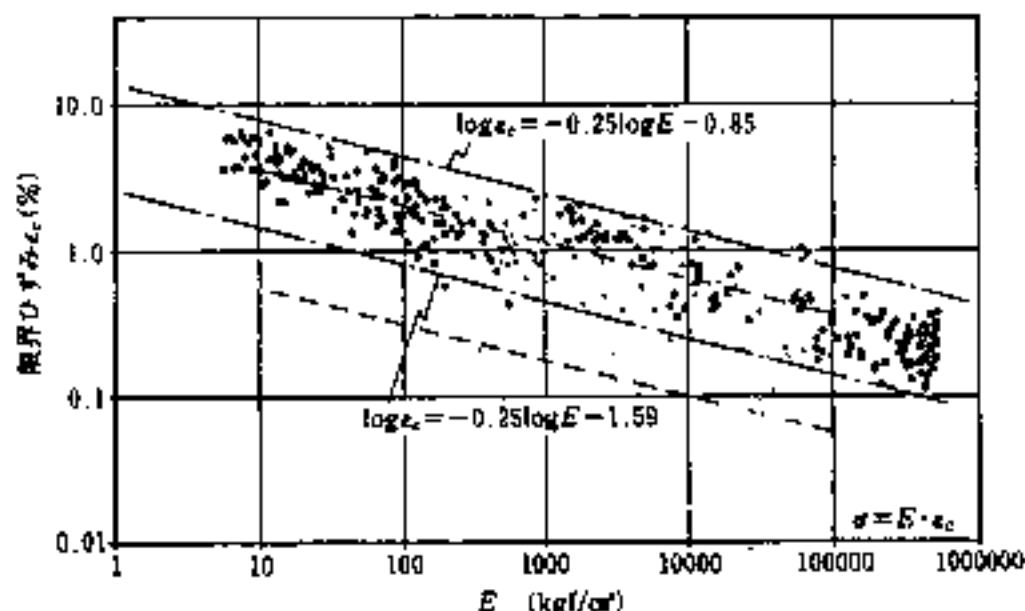


図 4.2.2-16 限界ひずみと弾性係数の関係（桜井・足立，1988）

$$\text{式①：} \log \epsilon_c = -0.25 \log E - 0.85$$

$$\text{式②：} \log \epsilon_c = -0.25 \log E - 1.22$$

$$\text{式③：} \log \epsilon_c = -0.25 \log E - 1.59$$

(4.2.2-1)

b. 限界せん断ひずみ

トンネルなどの周辺岩盤は、一般に三軸応力状態にあり、岩盤の力学的安定性をひずみで評価する場合には、最大せん断ひずみを用いる方が合理的であると考えられる。ここでは、櫻井らが提案する以下に示す限界せん断ひずみ（櫻井ほか、1994）を有限要素法の判定条件に適用した。

$$\gamma_0 = (1 + \nu)\varepsilon_0 \quad (4.2.2-2)$$

ここに、

ν : ポアソン比

ε_0 : 一軸状態での限界ひずみ

解析における判定では、限界ひずみと同様、限界せん断ひずみの対数平均値を目標値として用い、その分布領域に着目した。具体的には、単一空洞において周辺地山に大きな変形が生じないこと、双設空洞においては、坑道間距離あるいは処分孔間隔を小さくすることにより、最大せん断ひずみの大きさや分布領域が大きく変化しないことを条件とした。

4.2.2.3.2 理論解による支保工厚の概略検討

支保工厚の概略検討は、岡（1977）の方法により行った。岡の方法は、検討対象のトンネル形状として円形を仮定しているため、ここでは仕上がり内径に各坑道の直径に相当する値（アクセス坑道： $\phi=6.5\text{m}$ 、主要・連絡坑道： $\phi=5.0\text{m}$ 、横置き式処分坑道： $\phi=2.22\text{m}$ ）を考えた円形トンネルで概略検討を行った（黒木ほか，1999）。

1) 検討条件

(1) 岩盤物性値

岩盤の物性値（谷口航ほか，1999a）は、3.2.2.2 および付録 A で設定されており、空洞安定解析に必要な物性を整理して表 4.2.2-7、表 4.2.2-8 に示す。

表 4.2.2-7 硬岩系岩盤（HR）の静的物性値（深度依存性あり）

深度		[m]	0	50	100	150	200	250	300	350～
岩石（コア）	弾性波速度	$V_p(\text{km/s})$	5.0							
岩盤（地山）	弾性波速度	$v_p(\text{km/s})$	2.10	3.98	4.64	4.88	4.96	4.98	4.99	5.00
岩盤	良好度（低減率）	$D'=(v_p/V_p)^2$	0.18	0.64	0.86	0.95	0.98	0.99	1.00	1.00
岩盤（地山）	軸圧縮強度	$q_u(\text{MPa})$	20	73	99	109	113	114	115	115
岩盤（地山）	引張強度	$\sigma_t(\text{MPa})$	1	5	7	8	8	8	8	8
岩盤（地山）	弾性係数	$E(\text{MPa})$	6,527	23,496	31,923	35,180	36,357	36,774	37,000	37,000
岩盤（地山）	粘着力	$C(\text{MPa})$	3	10	13	14	15	15	15	15
	内部摩擦角	$\phi(\text{deg})$	45							
	ポアソン比	ν	0.25							
	飽和密度	$\rho[\text{Mg/m}^3]$	2.67							

表 4.2.2-8 軟岩系岩盤の静的物性値（深度依存性なし）

		SR-A	SR-B	SR-C	SR-D	SR-E
軸圧縮強度	$q_u(\text{MPa})$	25	20	15	10	5
引張強度	$\sigma_t(\text{MPa})$	3.5	2.8	2.1	1.4	0.7
弾性係数	$E(\text{MPa})$	5,000	4,000	3,500	2,500	1,500
粘着力	$C(\text{MPa})$	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0
内部摩擦角	$\phi(\text{deg})$	30	29	28	27	25
ポアソン比	ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
有効間隙率	$N_e(\%)$	15	20	30	45	60
飽和密度	$\rho[\text{Mg/m}^3]$	2.45	2.35	2.20	1.95	1.70

なお、岩盤良好度（低減率）は、検討対象とした 200m 以深で 1.0 もしくは 1.0 に近い値をとることから、物性値、深度に関わらず 1.0 とした。

(2) 支保工物性値

覆工コンクリートは、坑道横置き方式で掘削を TBM 施工とし、セグメントの物性値で、その他の坑道については自由断面掘削機や New Austrian Tunneling Method（以下「NATM」と略す）などによる掘削とし、吹付けの物性値で評価した。

表 4.2.2-9 覆工コンクリート物性値

		吹付け	セグメント
設計基準強度 f_{ck}	[MPa]	40	
弾性係数 E	[MPa]	4,000	32,000
ポアソン比 ν		0.2	

表 4.2.2-10 H 型钢物性値

規 格		H-200
圧縮強度 σ_c 引張強度 σ'_t	[MPa]	160
弾性係数 E	[MPa]	210,000
断面積 A	[m ²]	6.35×10^{-4}

ここに、吹付けコンクリートの弾性係数については、通常 3,000～4,000MPa の値が用いられること、 $f'_{ck} = 27.5 \text{ MPa}$ の吹付けコンクリートで弾性係数が 3,400MPa である（日本鉄道建設公団，1996）ことを考慮し、 $E_c = 4,000 \text{ MPa}$ とした。

鋼製支保工には、設置深度と作用する荷重の大きさを勘案して H-200（SS400）を用いるものとして、表 4.2.2-10 の各値については、トンネル標準示方書「開削工法編」・同解説（土木学会，1996c）を参考に設定した。

(3) 初期地圧

初期地圧は、鉛直初期地圧と深度との関係（ $\sigma_v = \gamma_0 h$ ）、および表 3.2-6（付録 A 図 A-14）に示す側圧係数と深度との関係（ $K_0 = \sigma_h / \sigma_v = 164 / (h + 0.74)$ ）に基づき設定した。ここに、 σ_v 、 σ_h は初期地圧の鉛直および水平成分、 K_0 は側圧係数である。なお、深度 h が $h > 630 \text{ m}$ のとき、上式により側圧係数 K_0 を求めると $K_0 < 1.0$ となるため、ここでは $K_0 = 1.0$ とした（以下同様）。また、理論解析では初期地圧応力 p_0 に等方圧を考えていることから、鉛直応力 σ_v と水平応力 σ_h のうち大きい方を p_0 とした。

(4) 検討ケース

検討は、軟岩のアクセス坑道、主要連絡坑道については、覆工コンクリートのみのほかに、覆工コンクリートに H 鋼を 1.5m に 1 本加えた条件で、硬岩のアクセス坑道、軟岩の処分坑道については、覆工コンクリートのみの条件で行った。

2) 解析結果

各坑道ごとに計算した結果を図 4.2.2- 17～図 4.2.2- 20 に示す。なお、凡例の中で H を添えた（点線で示した）ものは、覆工コンクリートのほかに H 鋼（H-200）を 1.5m に 1 本加えたものを示している。

図 4.2.2- 17 は、硬岩系岩盤における最も坑道径の大きいアクセス坑道の解析結果であり、この図より、理論解析上は深度 1,500m 程度まで岩盤自身の支持力で空洞が安定することが示されている。また、この結果から、他の主要・連絡坑道、処分坑道についても、解析上岩盤自身の支持力で空洞が安定すると考えることができる。ただし、実際の施工上は、岩盤の割れ目の状態や初期地圧の大きさに応じて支保工の設置が必要になる。

一方、軟岩系岩盤では、図 4.2.2- 17～図 4.2.2- 20 に示すように、岩盤の力学物性により岩盤自身の支持力で空洞が安定する深度は異なり、相対的に堅硬な SR-A から軟弱な SR-E に移行するにつれ、岩盤自身で安定する深度は浅くなる。同じ深度で必要となる支保厚は、SR-A から SR-E に移行するにつれ大きくなっており、深度を 500m とするとき、SR-D および SR-E は必要支保厚が 1m 以上にも達し、施工上相当な対策が必要となる。現実的な支保工が成立する範囲で、合理的に掘削可能と考えられる岩盤は解析上 SR-A～SR-C となり、有限要素法解析の検討においては、これらのうち最も強度の小さい SR-C の値を用いて検討を行うこととした。

表 4.2.2- 11 に、深度を硬岩系岩盤で 1,000m、軟岩系岩盤（物性値：SR-C）で 500m としたときの、理論解で求められた必要覆工厚を示す。

表 4.2.2- 11 必要支保工厚

		硬岩系岩盤	軟岩系岩盤
アクセス坑道		0 cm	45 cm
主要・連絡坑道		-	41 cm
処分坑道	横置き	-	9 cm
	竖置き	-	41 cm

軟岩系岩盤における処分坑道の竖置きの値は、その形状と寸法が同じである主要・連絡坑道と同様とした。

また、処分坑道横置きの支保にはセグメントの物性値を用いた。

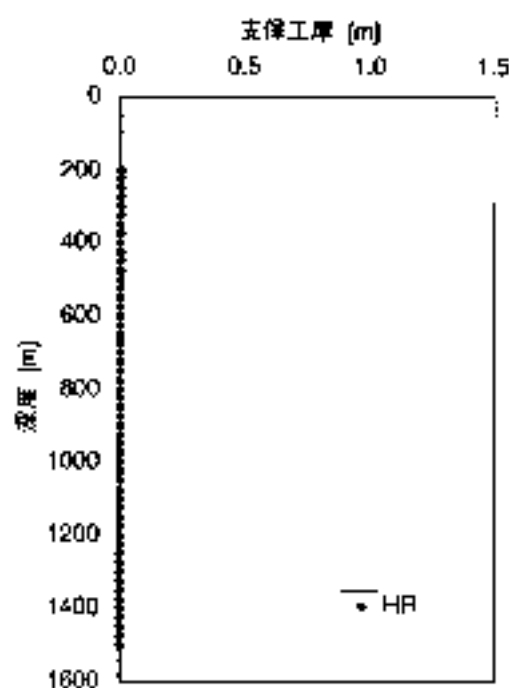
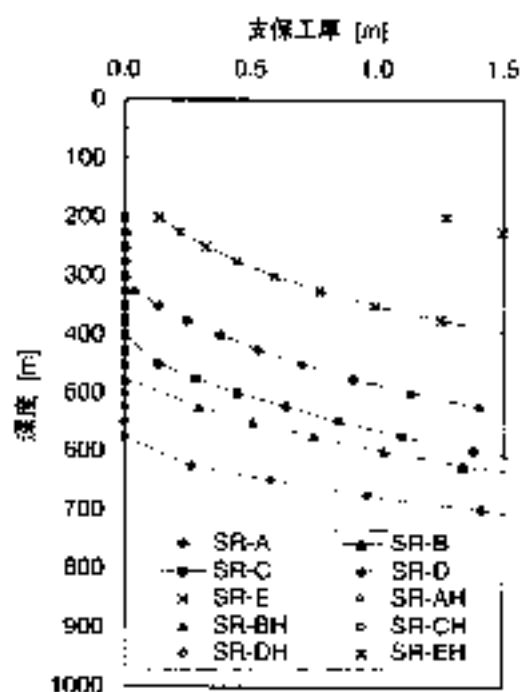
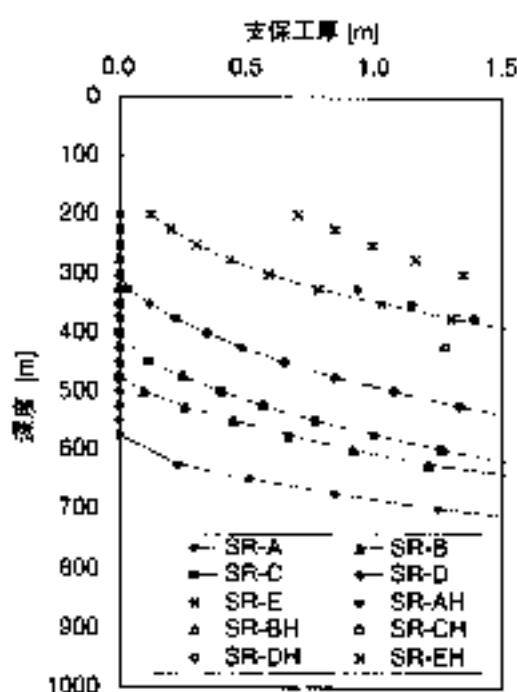


図 4.2.2-17 必要支保工厚
(硬岩系岩盤, アクセス坑道)



日鋼を 1.5m に 1 本加えた場合の
結果を——(点線)で示す。

図 4.2.2-18 必要支保工厚
(軟岩系岩盤, アクセス坑道)



日鋼を 1.5m に 1 本加えた場合の
結果を——(点線)で示す。

図 4.2.2-19 必要支保工厚
(軟岩系岩盤, 主要・連絡坑道)

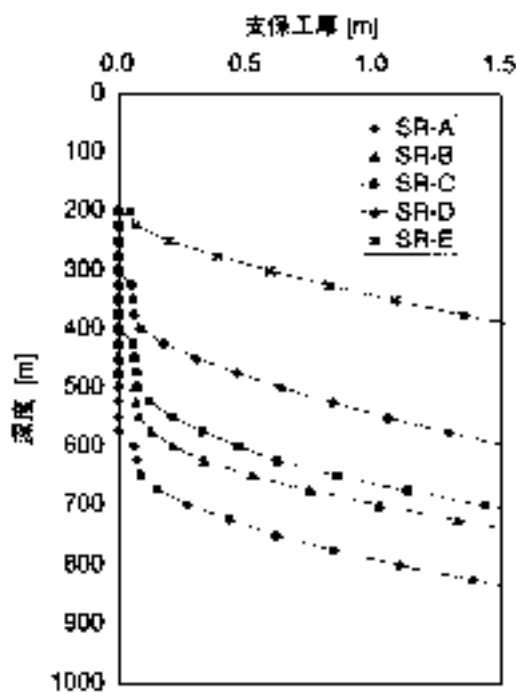


図 4.2.2-20 必要支保工厚
(軟岩系岩盤, 処分坑道 (横置き))

4.2.2.3 有限要素法による支保工厚の確認

ここでは、前述の理論解析から求めた各坑道における支保工厚の妥当性を確認すること、および空洞の力学的安定性上必要となる隣接坑道離間距離を求めることを目的に弾塑性有限要素法解析を行った。解析は、Mohr-Coulomb の破壊基準に従う完全弾塑性モデルを採用し、アクセス坑道、主要連絡坑道、横置き方式の処分坑道においては 2 次元解析にて、縦置き方式の処分坑道においては 3 次元解析にて検討を行った（黒木ほか、1999）。

検討の結果、理論解で求められた支保工厚は、有限要素法を用いた解析により硬岩系岩盤、軟岩系岩盤ともにその妥当性を確認することができた。硬岩系岩盤では、岩盤自身の支持力で空洞の力学的安定性は確保されており、軟岩系岩盤では、アクセス坑道、主要・連絡坑道、縦置き方式の処分坑道で支保工厚 50cm、横置き方式の処分坑道で支保工厚 10cm で空洞の力学的安定性は確保されている。

ただし、硬岩系岩盤では、肌落ち防止や岩盤の割れ目の状況などにより空洞の力学的安定性が確保できない場合には吹付けコンクリートを施工し、ゆるみ領域が大きくなる箇所ではロックボルトを併用することとした。また、軟岩系岩盤でも、地下深部で地圧が大きくなる箇所やゆるみ領域が大きくなる箇所ではロックボルトを併用することとした。

一方、坑道離間距離および処分孔間隔は、空洞の力学的安定性を確保するために表 4.2.2- 12 に示す離間距離が必要となることが示された。

表 4.2.2- 12 離間距離のまとめ

	主要・連絡坑道		処分坑道 (横置き方式)		処分坑道 (縦置き方式)	
	硬岩	軟岩	硬岩	軟岩	硬岩	軟岩
坑道離間距離	2.0D	2.6D	2.0D	2.5D	2.0D	2.6D
処分孔間隔	-	-	-	-	2.0d	2.5d

表中に用いた D は坑道仕上がり径を、d は処分孔径を表しており、坑道離間距離、処分孔間隔には、それぞれ坑道および処分孔の中心間距離を採用した。(以下同様)

以下に検討の条件および解析結果を示す。

1) 硬岩系岩盤

(1) 解析条件

a. 岩盤物性値

物性には表 4.2.2- 7 に示す HR の値を用い (3.2.2.2 参照)、検討深度は 1,000m とした (3.2.3 参照)。

b. 坑道形状および支保工仕様

坑道形状および寸法は、これまでの検討結果および解析結果より、図 4.2.2- 2 および図 4.2.2- 7、図 4.2.2- 8 のように設定した。なお、基本的に、肌落ち防止などの作業安全性の観点から吹付けコンクリートの施工が必要となるが、構造部材としては考えないこととし、解析においては考慮しない（解析は無支保とする）こととした。また、1 サイクルの掘進長は、すべての断面において $L=1.5\text{m}$ とした。

c. 解析手順

解析手順を表 4.2.2- 13 に示す。

表 4.2.2- 13 解析手順

	アクセス坑道 主要・連絡坑道 処分坑道（横置き方式）	処分坑道（竖置き方式）
STEP 1	自重解析	自重解析
STEP 2	坑道掘削（掘削解放応力を全て作用させる）	坑道掘削（掘削解放応力を全て作用させる）
STEP 3	—	処分孔掘削（掘削解放応力を全て作用させる）

d. 解析ケース

アクセス坑道は、坑道中心から境界までの距離として、一般にトンネル掘削の影響がないと考えられている $5D$ （ D ：坑道仕上がり径、以下同様）（土木学会，1996b）を採用し、単一空洞として 2 次元弾塑性解析を行った。

一方、主要・連絡坑道および処分坑道は、隣接坑道あるいは処分孔の掘削が空洞の力学的安定性に影響を及ぼすと考えられることから、処分坑道の離間距離、処分孔間隔をパラメータに解析を行った。なお、主要・連絡坑道および処分坑道横置き方式は、坑道離間距離のみがパラメータとなることから 2 次元弾塑性解析にて、処分坑道竖置き方式は、坑道離間距離と処分孔間隔の 2 つの要素がパラメータとなることから 3 次元弾塑性解析にて検討を行った。

また、双設トンネルでは、「トンネル相互の掘削による影響は、地山条件や施工法により異なるが、一般に弾性挙動をする地山では中心間隔を掘削径 D の 2 倍（離隔距離で $1D$ ）、軟弱地質の場合では 5 倍程度とすればほとんど及ばないと言われている」（土木学会，1996b）ため、ここでは検討を行う坑道および処分孔の離間距離（中心間隔）を $2D \sim 5D$ の範囲で設定した。

各坑道の解析モデルを図 4.2.2- 21～図 4.2.2- 24 に、解析ケースを表 4.2.2- 14～表 4.2.2- 16 に示す。

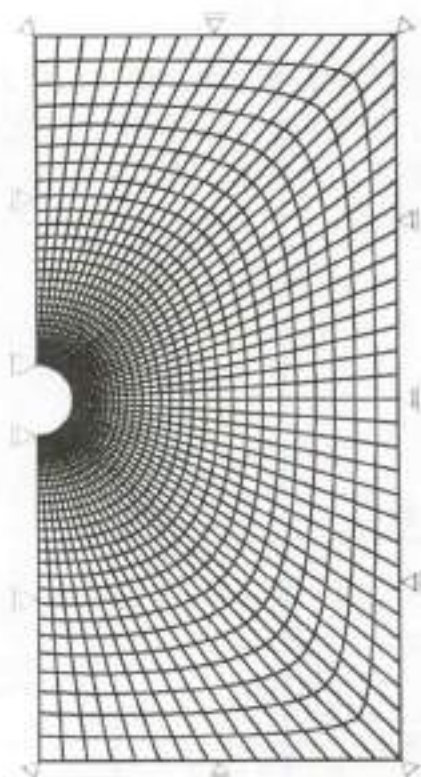


図 4.2.2- 21 解析モデル
(硬岩, アクセス坑道)



図 4.2.2- 22 解析モデル
(硬岩, 主要・連絡坑道)

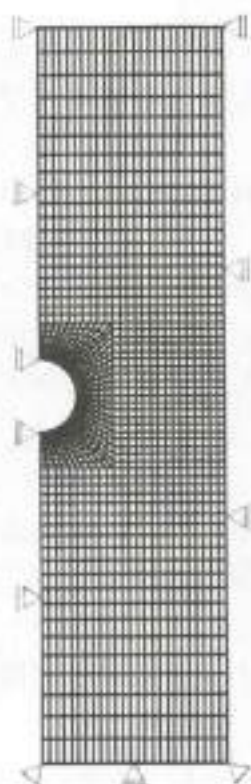


図 4.2.2- 23 解析モデル
(硬岩, 処分坑道 (横置き方式))

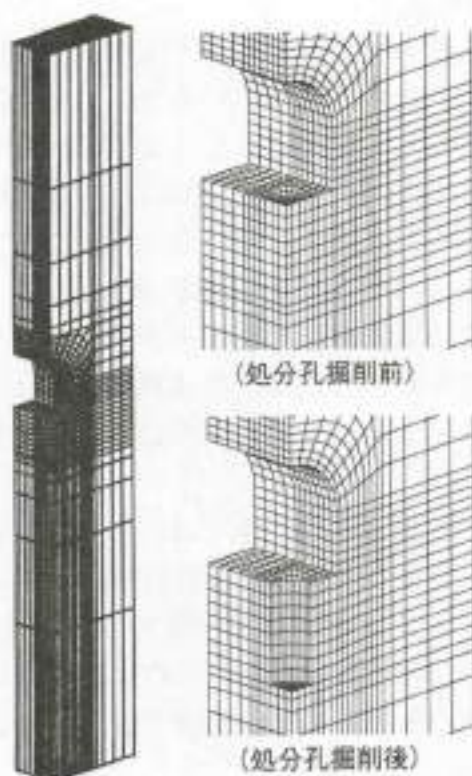


図 4.2.2- 24 解析モデル
(硬岩, 処分坑道 (縦置き方式))

表 4.2.2-14 主要・連絡坑道の解析ケース（硬岩）

離間距離	CASE No.
4.0D	cry40
3.0D	cry30
2.5D	cry25
2.2D	cry22
2.0D	cry20

表 4.2.2-15 処分坑道（横置き）の解析ケース（硬岩）

離間距離	CASE No.
5.0D	cry50d
4.0D	cry40d
3.0D	cry30d
2.5D	cry25d
2.0D	cry20d

表 4.2.2-16 処分坑道（縦置き）の解析ケース（硬岩）

		処分孔間隔			
		4.0d	3.0d	2.5d	2.0d
坑道離間距離	4.0D	cry4040	cry4030	cry4025	cry4020
	3.0D	cry3040	cry3030	cry3025	cry3020
	2.5D	cry2540	cry2530	cry2525	cry2520
	2.2D	cry2240	cry2230	cry2225	cry2220
	2.0D	cry2040	cry2030	cry2025	cry2020

(2) 解析結果

a. アクセス坑道

解析結果を図 4.2.2-25、図 4.2.2-26 に示す。

局所安全率分布は、図 4.2.2-25 に示すように、目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が坑道壁面より 70cm ほど一様に発生しているが、最大せん断ひずみ分布は、図 4.2.2-26 に示すように目標値 0.30% を上回る領域は発生していない。内空変位に着目すると、壁面で 2.8mm 程度と小さいことからゆるみ域は小さいと考えられ、肌落ち防止程度の吹付けコンクリートで、力学的安定性は確保できるものと考えられる。

b. 主要・連絡坑道

図 4.2.2- 27, 図 4.2.2-28 に cry20 の結果を, 図 4.2.2- 29, 図 4.2.2- 30 に cry40 の結果を示す。

坑道離間距離 2.0D (cry20) において, 局所安全率が目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が側壁部に 180cm 発生するが, 天端においては 40cm と小さく, 坑道間においては, $F_s = 1.5$ を満足する領域が確保されている。最大せん断ひずみは, 坑道離間距離 4.0D (cry40) に比べ 2.0D の場合は, 側壁部において大きく膨らんでいるが, 目標値 0.30% を超えるような領域は存在しない。

なお, 局所安全率分布においては, 1.0 となるような分布が側壁部に発生しており, 力学的安定性を確保するためには, 吹付けコンクリートやロックボルトなどによる補強が必要になると考えられる。

c. 処分坑道 (横置き方式)

図 4.2.2- 31, 図 4.2.2- 32 に cry20d の結果を, 図 4.2.2- 33, 図 4.2.2- 34 に cry50d の結果を示す。

坑道離間距離 2.0D (cry20d) において, 局所安全率が目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域は坑道壁面より 30cm と小さく, 坑道間においては, 目標値 $F_s = 1.5$ を満足する領域が確保されている。最大せん断ひずみにおいては, 目標値 0.30% を超える領域は存在せず, 内空変位も最大で 3.1mm と小さい。また, 坑道離間距離 5.0D (cry50d) の結果と比較しても大きな違いが認められない。施工は TBM で行う (5.1 参照) ことから, 地山を大きく乱すこともなく, 無支保で掘削が可能と考えられるが, 岩盤の割れ目の状況などにより力学的安定性が確保できない箇所については, コンクリートセグメントなどの対策工を施すものとする。

d. 処分坑道 (縦置き方式)

処分坑道縦置き方式は, 坑道仕様が同形状となる主要・連絡坑道の解析結果を踏まえ, 坑道離間距離を 2.0D に設定し, 解析結果をまとめた。図 4.2.2- 35, 図 4.2.2- 36 に cry2020 の結果を, 図 4.2.2- 37, 図 4.2.2- 38 に cry2040 の結果を示す。

坑道離間距離 2.0D と 4.0D の解析結果を比較すると, 坑道および処分孔に発生する安全率分布, せん断ひずみ分布に大きな違いは認められない。また, 坑道間および処分孔間には, 局所安全率 $F_s = 1.5$ を上回る領域が存在し, 変位も小さいことから, 坑道離間距離に 2.0D を, 処分孔に間隔に 2.0d にとれば, 力学的安定性は確保できると考えられる。なお, 処分坑道においても, 主要・連絡坑道と同様の考え方で, 吹付けコンクリートやロックボルトなどによる補強を行うものとする。

別途実施された処分場の設計に関する研究（電力中央研究所・電力事業連合会，1999）では，同様の評価の考え方や手法を適用して検討がなされ，竖置き方式の処分坑道離間距離を 10m（2.2D），処分孔間隔を 3.5m（2.1d）に設定しており，ほぼ同じ結果となっている。

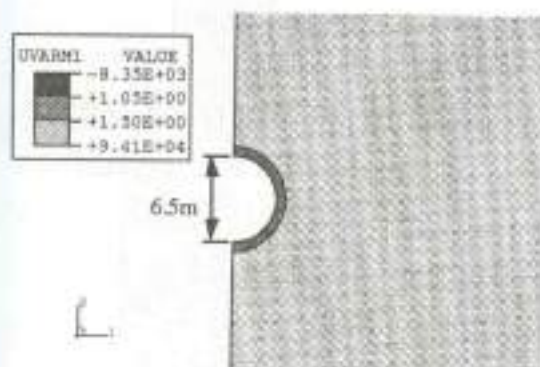


図 4.2.2- 25 局所安全率分布
(硬岩、アクセス坑道)

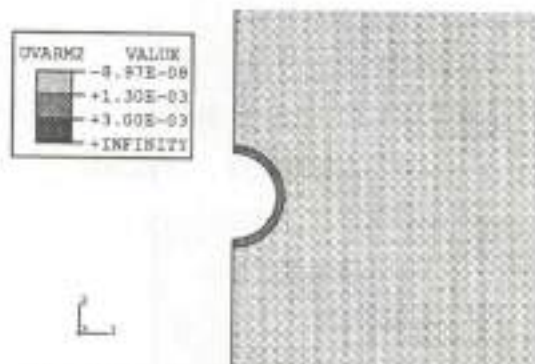


図 4.2.2- 26 最大せん断ひずみ分布
(硬岩、アクセス坑道)

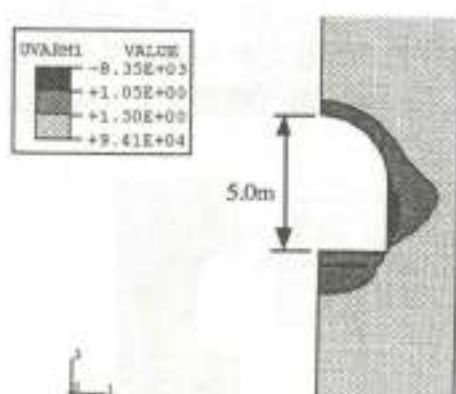


図 4.2.2- 27 局所安全率分布
(硬岩、主要・連絡坑道、cry20)

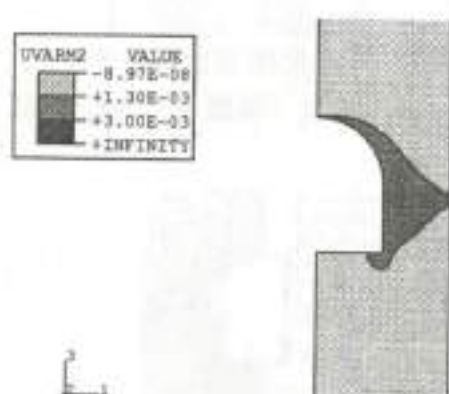


図 4.2.2- 28 最大せん断ひずみ分布
(硬岩、主要・連絡坑道、cry20)

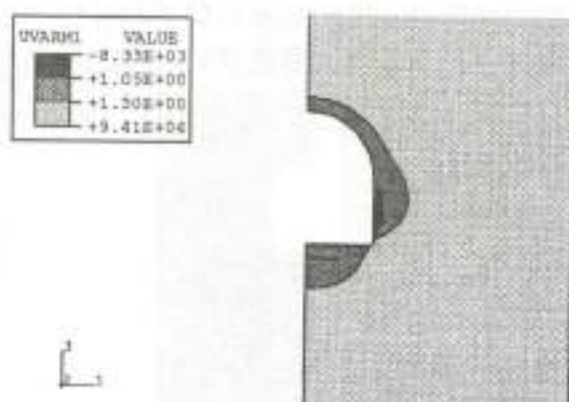


図 4.2.2- 29 局所安全率分布
(硬岩、主要・連絡坑道、cry40)

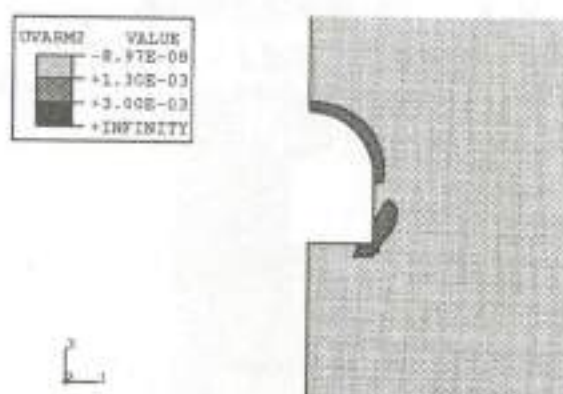


図 4.2.2- 30 最大せん断ひずみ分布
(硬岩、主要・連絡坑道、cry40)

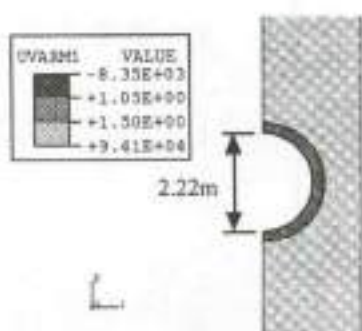


図 4.2.2- 31 局所安全率分布
(硬岩, 処分坑道 (横置き), cry20d)

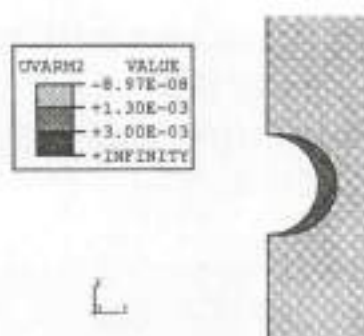


図 4.2.2- 32 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, 処分坑道 (横置き), cry20d)

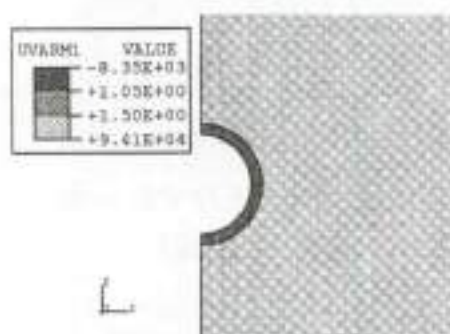


図 4.2.2- 33 局所安全率分布
(硬岩, 処分坑道 (横置き), cry50d)

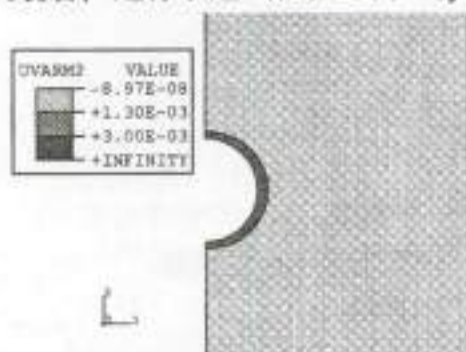


図 4.2.2- 34 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, 処分坑道 (横置き), cry50d)

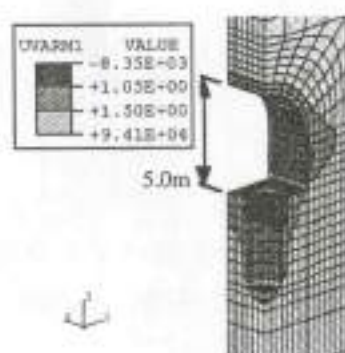


図 4.2.2- 35 局所安全率分布
(硬岩, 処分坑道 (縦置き), cry2020)

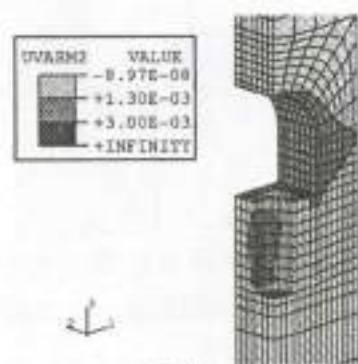


図 4.2.2- 36 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, 処分坑道 (縦置き), cry2020)

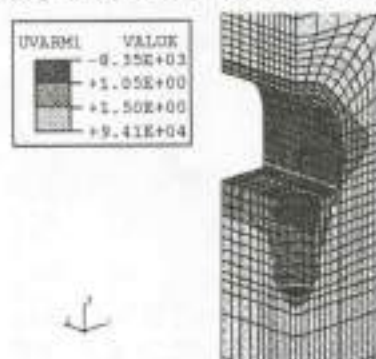


図 4.2.2- 37 局所安全率分布
(硬岩, 処分坑道 (縦置き), cry2040)

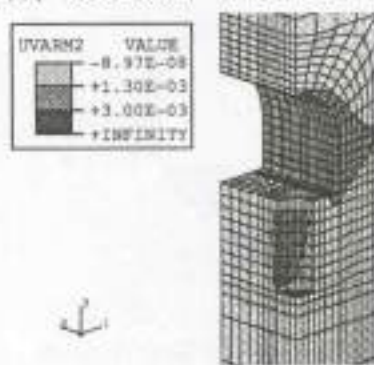


図 4.2.2- 38 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, 処分坑道 (縦置き), cry2040)

2) 軟岩系岩盤

(1) 解析条件

a. 岩盤物性値

物性には理論解の結果より表 4.2.2- 8に示す SR-C の値を用いて検討を行った。なお、検討深度は 500m とした (3.2.3 参照)。

b. 坑道形状および支保工仕様

坑道形状および寸法は、これまでの検討結果および解析結果より、図 4.2.2- 2および図 4.2.2- 7、図 4.2.2- 8のように設定した。なお、覆工コンクリートは、処分坑道横置き方式において TBM 施工とし、セグメント厚を 10cm、その他の坑道においてはショートステップ工法や自由断面掘削機による施工とし、吹付け厚 50cm で解析を行った。また、1 サイクルの掘進長はすべての断面において L=1.5m とした。

c. 解析手順

解析手順を表 4.2.2- 17に示す。なお、掘削相当外力として、表中 STEP 2 における解放率を横置き方式の処分坑道で 90%、その他の坑道で 65%に設定した (黒木ほか, 1999)。

表 4.2.2- 17 解析手順

	アクセス坑道 主要・連絡坑道 処分坑道 (横置き方式)	処分坑道 (縦置き方式)
STEP 1	自重解析	自重解析
STEP 2	坑道掘削 (掘削相当外力を作用させる)	坑道掘削 (掘削相当外力を作用させる)
STEP 3	支保工の設置	支保工の設置
STEP 4	坑道掘削 (掘削解放応力を全て作用させる)	坑道掘削 (掘削解放応力を全て作用させる)
STEP 5		処分孔掘削 (掘削解放応力を全て作用させる)

d. 解析ケース

各坑道における解析ケースは、硬岩と同様、アクセス坑道について 1 ケース、その他の坑道については、坑道離間距離あるいは処分孔間隔をパラメータに解析を行った。

解析モデルを図 4.2.2- 39～図 4.2.2- 42 に、解析ケースを表 4.2.2- 18～表 4.2.2- 20 に示す。なお、覆工コンクリートは、2 次元解析ではビーム要素で、3 次元解析ではシェル要素でモデル化した。

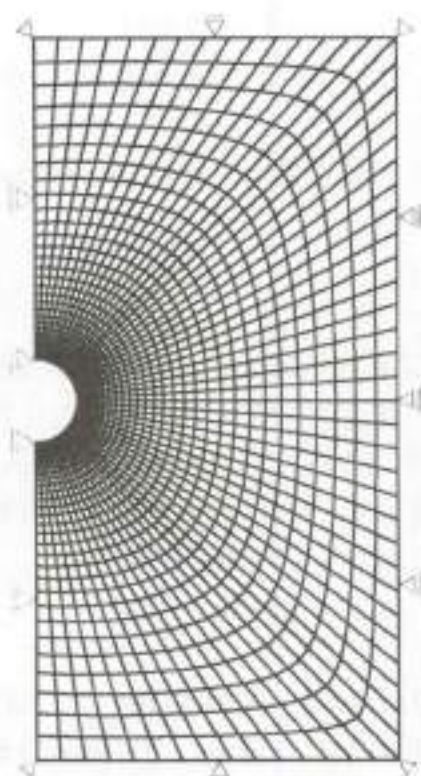


図 4.2.2- 39 解析モデル
(軟岩、アクセス坑道)



図 4.2.2- 40 解析モデル
(軟岩、主要・連絡坑道)

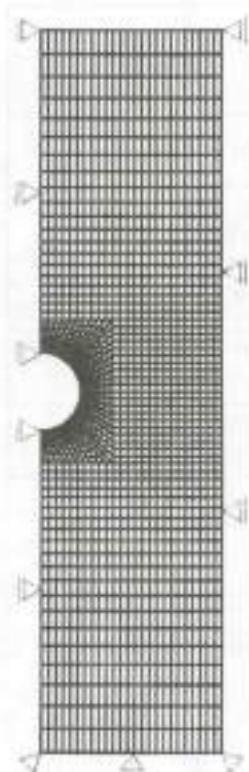


図 4.2.2- 41 解析モデル
(軟岩、処分坑道 (横置き方式))



図 4.2.2- 42 解析モデル
(軟岩、処分坑道 (縦置き方式))

表 4.2.2- 18 主要・連絡坑道の解析ケース（軟岩）

離間距離	CASE No.
4.0D	sedi40
3.0D	sedi30
2.6D	sedi26
2.5D	sedi25
2.2D	sedi22
2.0D	sedi20

表 4.2.2- 19 処分坑道（横置き）の解析ケース（軟岩）

離間距離	CASE No.
5.0D	sedi50d
4.0D	sedi40d
3.0D	sedi30d
2.5D	sedi25d
2.0D	sedi20d

表 4.2.2- 20 処分坑道（縦置き）の解析ケース（軟岩）

		処分孔ピッチ					
		4.5d	4.0d	3.5d	3.0d	2.5d	2.0d
処分坑道ピッチ	4.0D	-	se4040	-	se4030	se4025	se4020
	3.0D	-	se3040	-	se3030	se3025	se3020
	2.6D	se2645	se2640	se2635	se2630	se2625	se2620
	2.5D	-	se2540	-	se2530	se2525	se2520
	2.2D	-	se2240	-	se2230	se2225	se2220
	2.0D	-	se2040	-	se2030	se2025	se2020

(2) 解析結果

a. アクセス坑道

解析結果を図 4.2.2- 43、図 4.2.2- 44 に示す。

支保工設置後では、局所安全率で目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が坑道壁面より 190cm、最大せん断ひずみで目標値 0.57%を上回る領域が 110cm ほど発生している。支保工の応力度は、11.3MPa と許容値以内にあり、力学的安定性は確保できると考えられるが、局所安全率、最大せん断ひずみにおいて目標値を超える領域の大きさを考えると、地下深部において地圧が大きく不安定となる部分においては、ロックボルトなどの補強工法が必要になると考えられる。

b. 主要・連絡坑道

sedi26 の解析結果を図 4.2.2-45、図 4.2.2-46 に、sedi40 の解析結果を図 4.2.2-47、図 4.2.2-48 に示す。

坑道離間距離が 2.2D 以下の場合、局所安全率の目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が隣接坑道と連続し、坑道離間距離が 2.5D 以下の場合、支保工応力度が目標値を上回る。したがって、坑道離間距離 2.5D 以下では、力学的安定性の判定の目安を満足していないこととなる。

坑道離間距離を 2.6D とすると、支保工設置後では、局所安全率で目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が 170cm、最大せん断ひずみで目標値 0.57%を上回る領域が 115cm ほど発生している。坑道離間距離 4.0D の結果と比較した場合、局所安全率分布、最大せん断ひずみ分布ともに、大きな違いはなく、坑道間においては、局所安全率で目標値 $F_s = 1.5$ を上回る領域が確保されている。また、支保工の応力度も 13.9MPa と許容値を下回っているが、局所安全率、最大せん断ひずみの目標値を超える領域の大きさを考えると、ロックボルトなどによる補強が必要になると考えられる。

c. 処分坑道（横置き方式）

図 4.2.2-49、図 4.2.2-50 に sedi25d 解析結果を、図 4.2.2-51、図 4.2.2-52 に sedi50d の結果を示す。

支保工応力度は、坑道離間距離 2.0～5.0D のすべてのケースについて目標値 14MPa を下回るものの、2.0D のケースについては局所安全率分布において目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が坑道間で連続する。

坑道離間距離を 2.5D とした場合、局所安全率が目標値 $F_s = 1.5$ を下回る領域が坑道壁面より 70cm、最大せん断ひずみで目標値 0.57%を上回る領域が 50cm 発生している。坑道間においては、局所安全率が目標値 $F_s = 1.5$ を上回る領域が確保されているが、坑道離間距離 5.0D の結果と比較すると、局所安全率、最大せん断ひずみにおいて、側壁方向に分布の違いが認められる。

局所安全率および最大せん断ひずみの分布状況、および目標値を上回る領域の大きさを考えると、何らかの対策工が必要と考えられる。しかし、施工を TBM で行うことから地山を大きく乱すことはないと考えられ、支保工応力度も 6.9MPa と許容値 14MPa を大きく下回っていることから、セグメントの強度を上げることで対処が可能と考えられる。

d. 処分坑道（竖置き方式）

処分坑道竖置き方式は、表 4.2.2- 20に示すケースについて解析を行ったが、ここでは、坑道仕様が同形状となる主要・連絡坑道の解析結果を踏まえ、坑道離間距離 $2.6D$ の解析結果に着目し、解析結果をまとめた。図 4.2.2- 53, 図 4.2.2- 54に sc2630 の結果を、図 4.2.2- 55, 図 4.2.2- 56に sc2640 の結果を示す。

処分孔間隔を $2.5d$ 以下とすると、処分孔間に局所安全率が $F_s = 1.5$ を満足する領域が存在するが、処分孔間の最大せん断ひずみ分布は、処分孔間隔を $4.0d$ から $2.0d$ まで変化させていくとき、図 4.2.2- 57, 図 4.2.2- 58に示すように $3.5d$ から $3.0d$ に変化させたあたりで、最大せん断ひずみの増加傾向は変わり、 $3.0d$ 以下になると急増するような傾向が認められた。 $3.0d$ と $4.0d$ の解析結果を比較すると、坑道および処分孔に発生する安全率分布、せん断ひずみ分布に大きな違いは認められない。また、坑道間および処分孔間には、局所安全率 $F_s = 1.5$ を上回る領域が存在し、変位も小さいことから、坑道離間距離に $2.6D$ 、処分孔間隔に $3.0d$ をとれば、空洞の力学的安定性は確保できると考えられる。なお、処分坑道においては、主要・連絡坑道と同様の考え方で、ロックボルトなどによる補強を行うものとする。

同様の評価の考え方、手法を適用して別途実施された研究（電力中央研究所・電力事業連合会，1999）によると、処分坑道離間距離は 12.0m ($2.3D$)、処分孔間隔は 5.50m ($3.2d$) に設定されており、ほぼ同様の結果となっている。処分坑道径 D 、処分孔径 d に対する係数のわずかな相違は、岩盤の力学物性や人工バリアの諸元、坑道断面の形状寸法の違いによるものと考えられる。

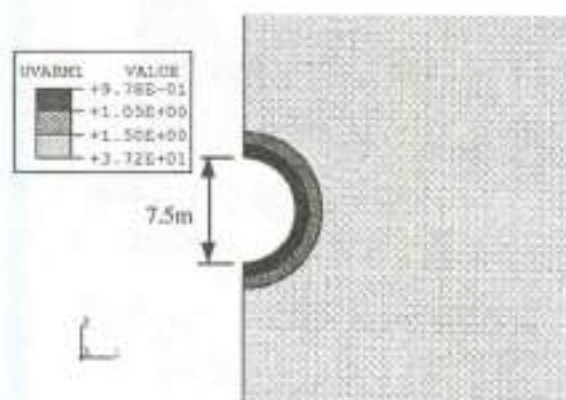


図 4.2.2- 43 局所安全率分布
(軟岩、アクセス坑道、支保後)

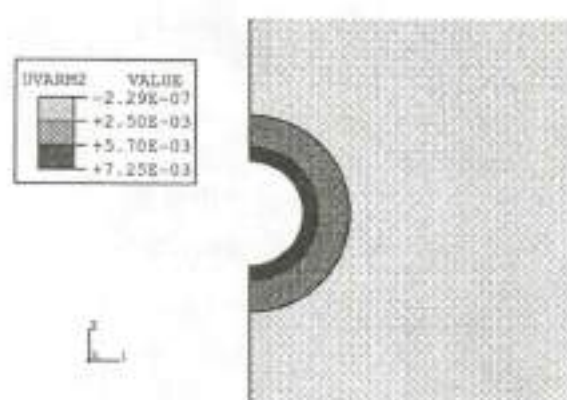


図 4.2.2- 44 最大せん断ひずみ分布
(軟岩、アクセス坑道、支保後)

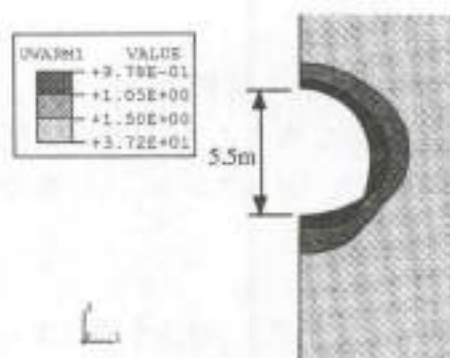


図 4.2.2- 45 局所安全率分布
(主要・連絡坑道, sedi26, 支保後)

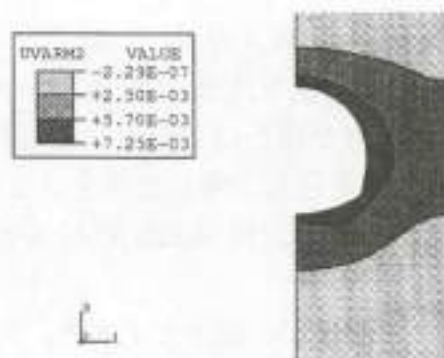


図 4.2.2- 46 最大せん断ひずみ分布
(主要・連絡坑道, sedi26, 支保後)

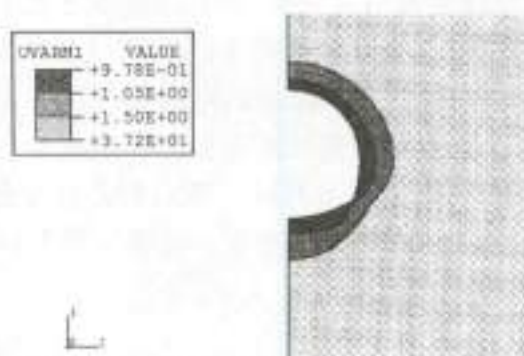


図 4.2.2- 47 局所安全率分布
(主要・連絡坑道, sedi40, 支保後)

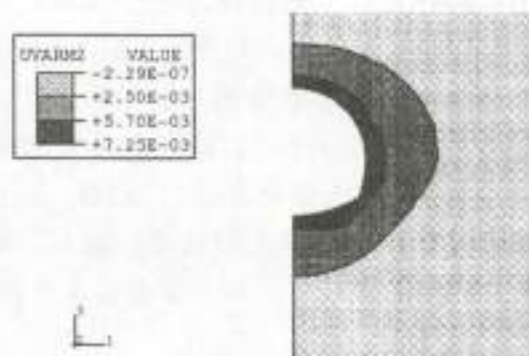


図 4.2.2- 48 最大せん断ひずみ分布
(主要・連絡坑道, sedi40, 支保後)

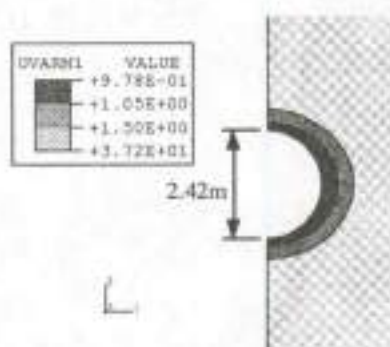


図 4.2.2- 49 局所安全率分布
(処分坑道 (横置き), sedi25d)

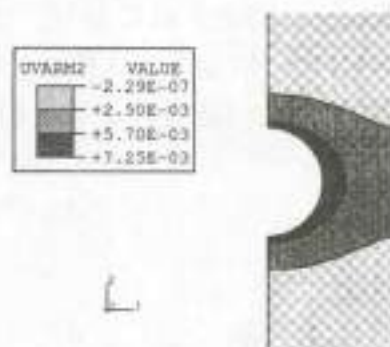


図 4.2.2- 50 最大せん断ひずみ分布
(処分坑道 (横置き), sedi25d)

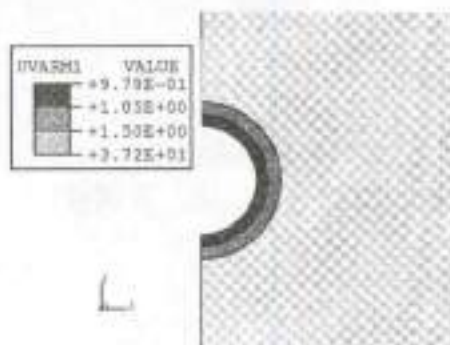


図 4.2.2- 51 局所安全率分布
(処分坑道 (横置き), sedi50d)

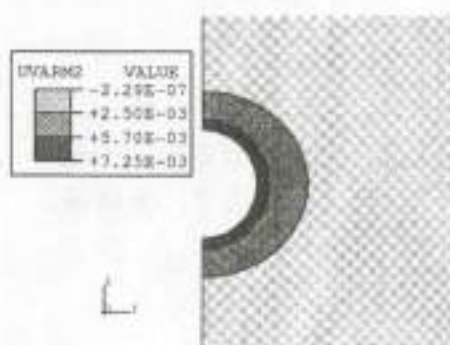


図 4.2.2- 52 最大せん断ひずみ分布
(処分坑道 (横置き), sedi50d)

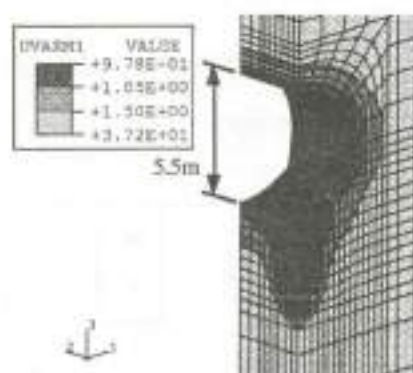


図 4.2.2-53 局所安全率分布
(処分坑道 (縦置き), se2630)

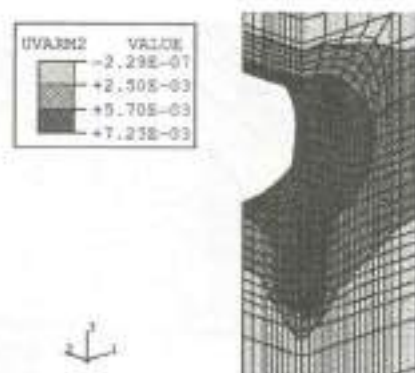


図 4.2.2-54 最大せん断ひずみ分布
(処分坑道 (縦置き), se2630)

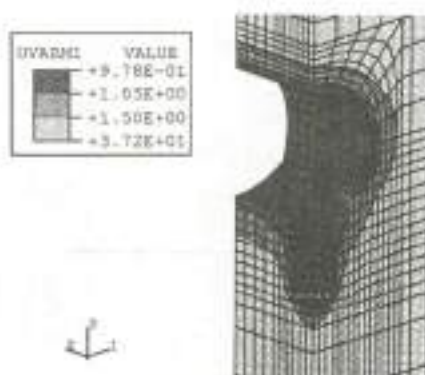


図 4.2.2-55 局所安全率分布
(処分坑道 (縦置き), se2640)

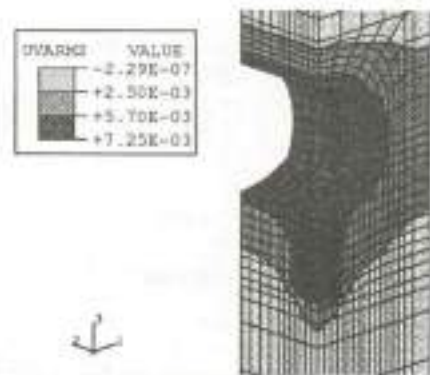
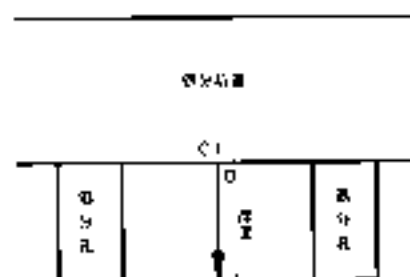
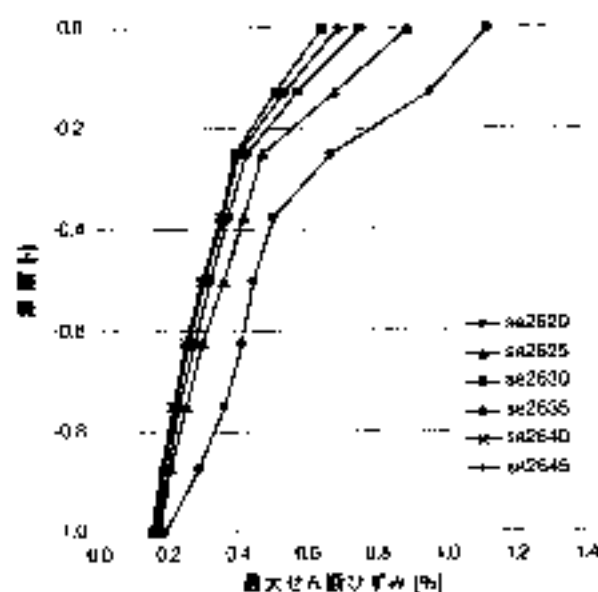
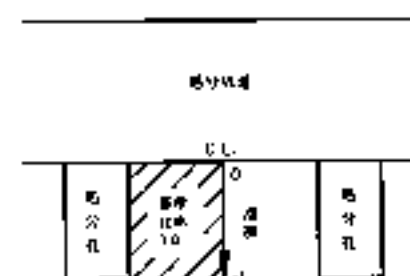
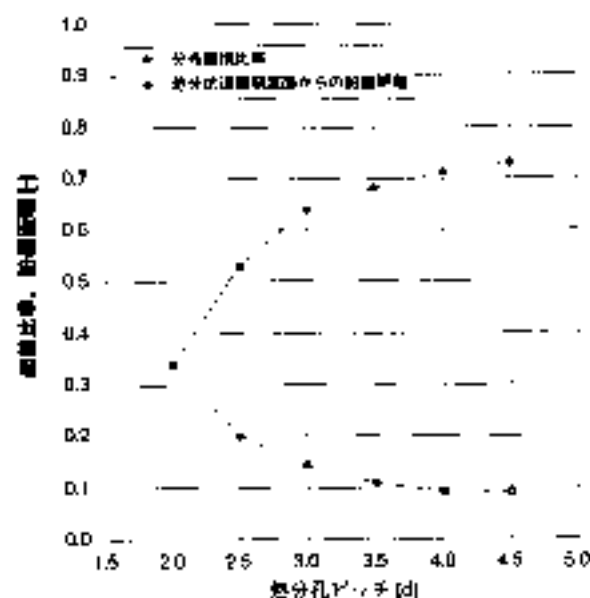


図 4.2.2-56 最大せん断ひずみ分布
(処分坑道 (縦置き), se2640)



最大せん断ひずみ分布は絶分孔間中心線上での値である。縦距は絶分孔底から孔天端までを無次元化して表した。

図 4.2.2- 57 最大せん断ひずみ分布



分布面積は、斜線の部分を 1 とし最大せん断ひずみ分布が 0.57%以下となる部分の面積を求めたものである。鉛直距離は、絶分孔間中心線上において最大せん断ひずみ分布が 0.57%以上を占める部分を絶分孔長さで無次元化したものである。

図 4.2.2- 58 分布面積・鉛直距離の変化量

4.2.2.3.4 坑道交差部の検討

大断面トンネルが交差する場合、その構造形状の特殊性により複雑な3次元応力場が形成される。また、交差部周辺の地山の挙動は、その特性や施工方法・交差角度などにより影響を受け、各現場の施工条件により異なったものとなる。そのため、3次元有限要素法などによる多くの解析例はあるものの、いまだ的確な設計手法および施工法を示すに至っていない（日本道路公団，1997）。

ここでは、3次元弾性有限要素法解析により、坑道交差部（主要坑道と処分坑道）の掘削が周辺地山に及ぼす影響を検討し、交差部の補強範囲の考察を行う。

1) 解析条件

(1) 解析モデル

解析は、坑道交差部の中でもっとも力学的安定性上厳しくなると考えられる図4.2.2-59に示す主要坑道と処分坑道交差部にて行った。坑道の交差角度は 30° とし、解析領域は坑道交差部中心より各側面までの距離を $5D$ とした。

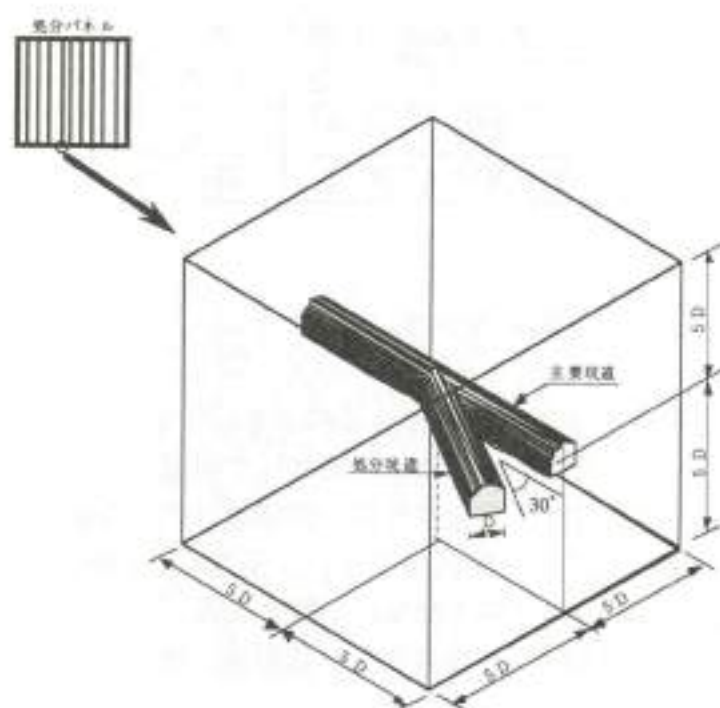


図 4.2.2-59 坑道交差部検討モデル

解析モデルは、図4.2.2-60、図4.2.2-61示すように、硬岩系岩盤は幌形断面で、軟岩系岩盤は馬蹄形断面とした。なお、軟岩系岩盤における覆工コンクリートは、シェル要素にてモデル化した。表4.2.2-21に解析に用いた境界条件を示す。

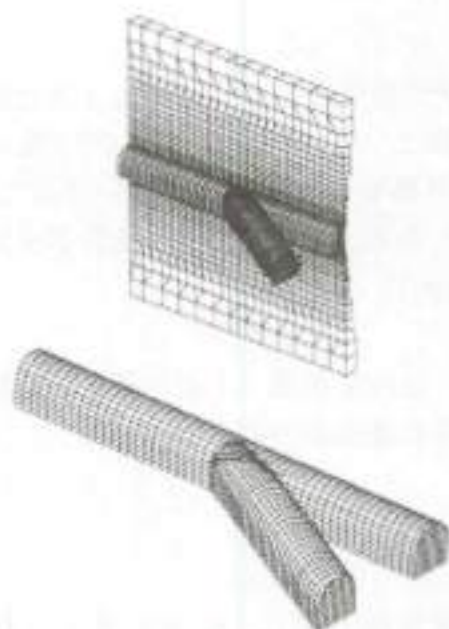


図 4.2.2- 60 交差部モデル・部分図
(硬岩系岩盤)

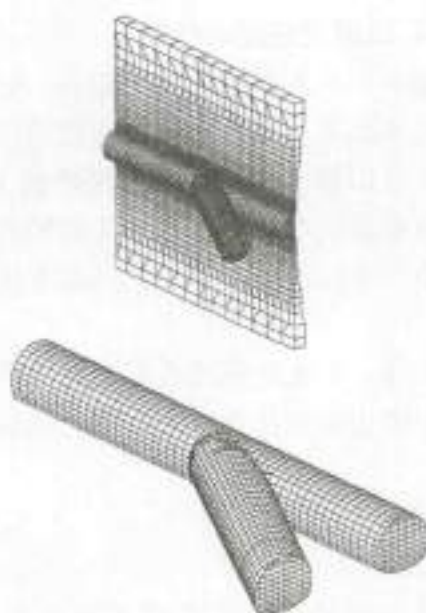


図 4.2.2- 61 交差部モデル・部分図
(軟岩系岩盤)

表 4.2.2- 21 境界条件

	上下面	側面
水平方向	自由	固定
鉛直方向	固定	自由

(2) 解析手順

以下に解析手順（軟岩系岩盤）を示す。

- STEP 1：主要坑道部分を一括掘削する。このとき，1掘進長（1.5m）の掘削相当外力に相当する応力（応力解放率：65%）を解放する。
- STEP 2：主要坑道部分の支保工を設置する。設置後，残りの解放応力を作用させる。
- STEP 3：交差する処分坑道を一括掘削する。1掘進長（1.5m）の掘削相当外力に相当する応力（応力解放率：65%）を解放する。
- STEP 4：処分坑道部分の支保工を設置する。設置後，残りの解放応力を作用させる。

硬岩系岩盤については，支保工を設置しないため，主要坑道掘削，処分坑道掘削の2ステップとなる。

(3) 解析ケース

- ・対象岩種：2 ケース（硬岩系岩盤 1 ケース(HR)，軟岩系岩盤 1 ケース(SR-C)）
 - ・交差角度：1 ケース（30°）
- したがってトータルケースは，2×1=2 ケースとなる。

2) 解析結果

解析結果を図 4.2.2- 63～図 4.2.2- 72 に示す。これらは、図 4.2.2- 62 に示す断面の結果である。ここでは、補強範囲について考察を行い、5.1 で坑道交差部の補強対策 1) について検討を行う。

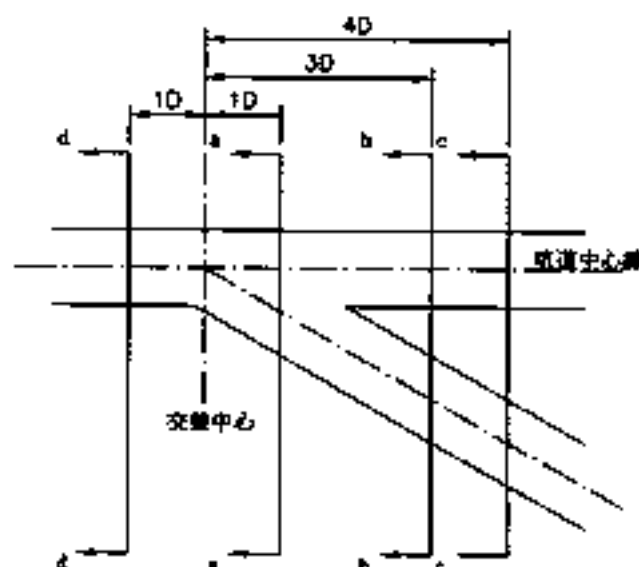


図 4.2.2- 62 断面位置図

硬岩系岩盤の局所安全率は、交差中心から鋭角側に $1D$ 離れた断面では、交差の影響により安全率が 1.0 以下の領域が発生している（図 4.2.2- 63）。また、 $3D$ では、ほぼ全域で安全率が 1.0 以上となっているが、 1.5 以下の領域が坑道間で連続した状態となっている（図 4.2.2- 65）。交差中心から $4D$ まで離れると、坑道間に安全率 1.5 以上の領域が確保されている（図 4.2.2- 67）。

最大せん断ひずみは、交差中心から鋭角側に $3D$ の断面では、目標値 0.30% 以下の領域が坑道間に存在する（図 4.2.2- 66）。図 4.2.2- 16 の下限値に相当する、せん断ひずみ 0.13% 以上の領域に着目すると、交差中心から鋭角側に $3D$ の断面（図 4.2.2- 66）では 0.13% 以上の領域が連続しているが、 $4D$ の断面では 0.13% 以下の領域が坑道間に存在する（図 4.2.2- 68）。以上より、鋭角側については、交差中心から $4D$ が補強が必要となる範囲であると考えられる。

鈍角側では、交差中心から鋭角側 $1D$ の断面で天端部に発生している引張応力が、鈍角側 $1D$ の断面では発生していない。したがって、鈍角側については、交差中心から $1D$ が補強が必要となる範囲と考えられる。



図 4.2.2- 63 局所安全率分布
(硬岩, a-a 断面)



図 4.2.2- 64 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, a-a 断面)



図 4.2.2- 65 局所安全率分布
(硬岩, b-b 断面)



図 4.2.2- 66 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, b-b 断面)

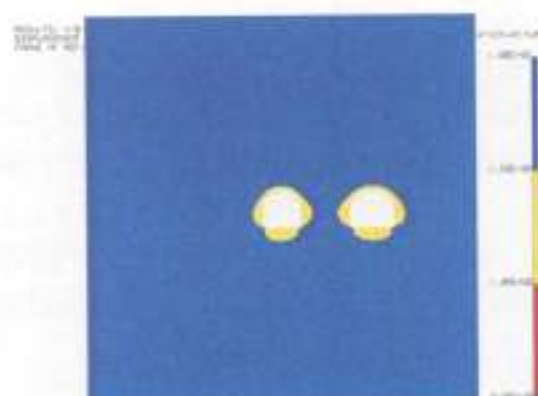


図 4.2.2- 67 局所安全率分布
(硬岩, c-c 断面)



図 4.2.2- 68 最大せん断ひずみ分布
(硬岩, c-c 断面)

軟岩系岩盤でも、同様の傾向を示している。交差中心から 3D の断面では、局所安全率が 1.0 以下（図 4.2.2- 69），最大せん断ひずみが目標値の 0.57% 以上（図 4.2.2- 70）の領域が連続しているが、4D の断面（図 4.2.2- 71，図 4.2.2- 72）では、同領域が離隔をもって分布している。また、支保工横断方向縁応力の分布では、交差中心から 3.5D の範囲で、引張応力が生じている。鈍角側については、鋭角側 1D で発生している引張応力が鈍角側 1D で発生していない。したがって、補強範囲は硬岩系岩盤と同様（鋭角側 4D，鈍角側 1D）であると考えられる。なお、以上の検討で得られた補強範囲（鋭角側 4D，鈍角側 1D）は、従来の施工で参考とされてきた表 4.2.2- 22 と一致している。



図 4.2.2- 69 局所安全率分布
（軟岩、b-b 断面）



図 4.2.2- 70 最大せん断ひずみ分布
（軟岩、b-b 断面）



図 4.2.2- 71 局所安全率分布
（軟岩、c-c 断面）



図 4.2.2- 72 最大せん断ひずみ分布
（軟岩、c-c 断面）

表 4.2.2- 22 交差角度と影響範囲（鈴木ほか，1998；今田ほか，1990）

交差角度	影響範囲	
	鋭角側	鈍角側
90°	1D	
60°	2D	1D
30°	4D	1D

4.2.2.3.5 坑道の耐震安定性評価

地層処分場の建設・作業が安全にかつ円滑に行われるためには、処分場の地下空洞が掘削時に安定であることに加えて、地震時、つまり地盤荷重に対しても安定であることが必要である。

ここでは、4.2.2.3 および後述 5.1 で検討された各坑道仕様のうち、アクセス坑道（立坑形式を代表）、および堅置き方式における処分坑道（横坑形式を代表）を対象に、静的線形解析により地盤荷重に対する力学的安定性の概略検討を行った。

図 4.2.2-73 に検討対象の各坑道仕様を示す。

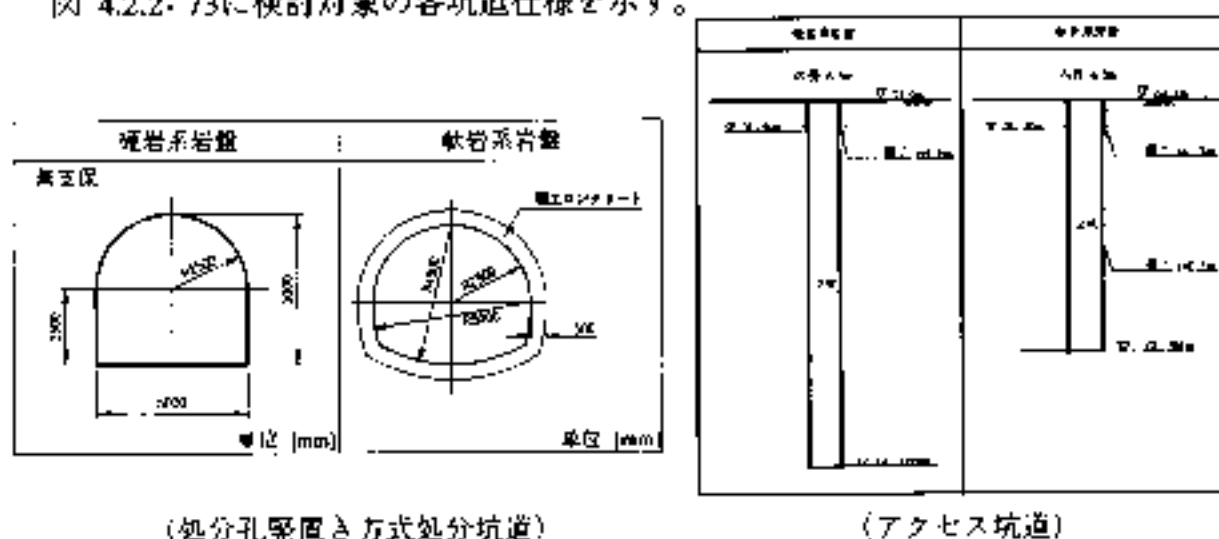


図 4.2.2-73 検討対象とする坑道

1) 検討手順および手法

(1) 概要

構造物の耐震性を検討する場合、動的応力を求める手法には動的手法と静的手法がある。

水封式燃料地下貯蔵施設技術指針（電気事業連合会、1980）と地下貯油施設技術指針（案）（土木学会、1980）は比較的深い岩盤内に設置される地下貯蔵施設を対象とした指針であるが、両指針とも耐震性の検討は、地震時の荷重を地下構造物に静的に作用させる震度法を基本とし、必要に応じて動的解析を実施するとしている。また、処分場の処分坑道、主要・連絡坑道およびアクセス坑道は長大となるため、空洞耐震安定性解析手法には簡易にモデル化でき、かつ周辺岩盤などの影響を適切に考慮できるものが望まれる。ここでは、自然地盤（構造物のない地盤）の地震応答解析を行って地盤の応答震度を算出し、全体モデルに物体力として静的に作用させる応答震度法を用いることとした。なお、応答震度としては水平成分のみを与えることとした。

解析の手順は以下のようにした。

1. 重複反射理論により自然地盤の応答震度を算出する（重複反射理論解析）。
2. 坑道掘削前の岩盤に対して自重解析を行い、そのモデルで坑道の掘削解析を行う（坑道の掘削解析）。
3. 上記 1. で設定した応答震度を物体力として坑道の掘削解析後のモデルに作用させる（坑道の耐震安定性解析）。

図 4.2.2-74 に解析手順のフローを示す。

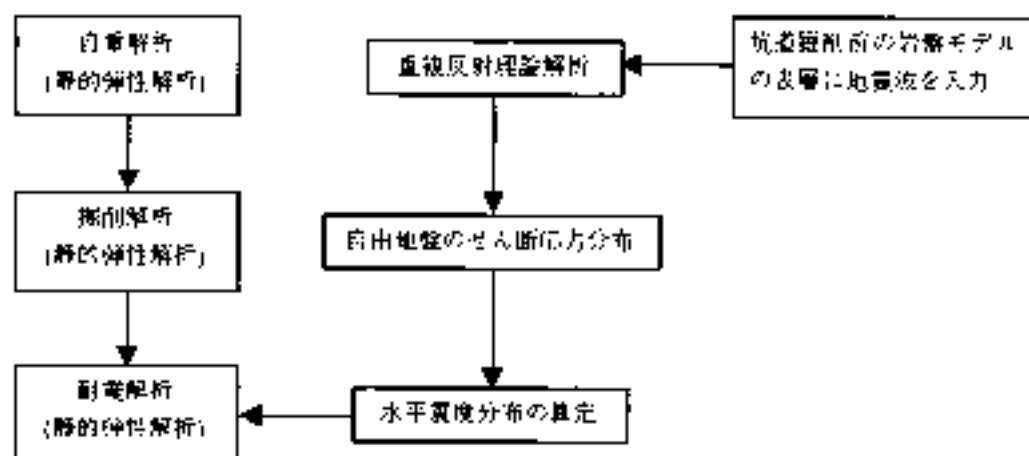


図 4.2.2-74 解析手順のフロー

(2) 重複反射理論解析

a. 目的および応答震度

応答震度法で坑道の耐震安定性を評価する場合、深度に依存した地盤の応答震度が必要となる。ここでは、重複反射理論を用いて、自然地盤（空洞のない地盤）の地盤応答解析を行い、地盤のせん断応力を求め、応答震度を算出した。応答震度は、その水平成分のみを考慮することとして、以下の（4.2.2-3）式に従って算出した。評価において処分坑道では処分深度、立坑においては、処分深度および地表面に着目した。このため、地盤のせん断応力および応答震度の出力は、処分深度でのひずみが最大となる時刻および地表面でのひずみが最大となる時刻でのせん断応力分布から算出した 2 ケースと、時間を考慮しない最大せん断応力分布の絶対値から算出した 1 ケースの計 3 ケースを考慮した。

$$\begin{aligned}
 K_{Hi} &= \frac{\tau_{ji} - \tau_{in}}{h_i \cdot \gamma_i} \\
 \tau_{in} &= \frac{\tau_{i-1} \cdot h_i + \tau_i \cdot h_{i-1}}{h_{i-1} + h_i} \\
 \tau_{ji} &= \frac{\tau_i \cdot h_{i+1} + \tau_{i+1} \cdot h_i}{h_{i-1} + h_i}
 \end{aligned}
 \tag{4.2.2-3}$$

K_{Hi} : i 層における水平震度

- $\tau_{i,0}$: i 層上端のせん断応力
- $\tau_{i,n}$: i 層下端のせん断応力
- τ_i : i 層中心のせん断応力
- h_i : i 層の層厚
- γ_i : i 層の単位体積重量

なお、解析には、細倉、釜石の両鉱山における原位置試験（資源・素材学会，1998）で、上記理論の妥当性を確認するために用いられた SHAKE（構造計画研究所，1997）を用いた。

b. 入力地震波

入力地震波に関しては、たとえば発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針では、設計用最強地震（S1）と設計用限界地震（S2）を、過去に敷地周辺で発生した被害地震、敷地周辺に存在する活断層の活動により発生する可能性のある地震などを考慮し設定する（原子力安全委員会，1981）。しかしながら、現在サイトが未定であるため、これら設計用地震を設定することは不可能である。このため、本検討では、耐震性評価でしばしば用いられる Imperial Valley 地震（震央地：米国カリフォルニア州南部、 32.7° N, 115.5° W, マグニチュード： $M=6.7$, 観測地：南シアラ電力会社エルセントロ発電所（震央付近））（宇津ほか，1987）を用いることとし、本地震が地層処分サイトの地表面で水平成分になると仮定した。

図 4.2.2- 75に上記入力地震波の加速度時刻歴、図 4.2.2- 76に加速度フーリエスペクトルを示す。

c. 岩盤物性および要素高さ

岩盤物性には、付録 A で示した深度に依存するデータを用いた。なお、重複反射理論解析では深度方向にモデル化して検討を行うことになる。今回、地表面における入力地震波の最高周波数が 25Hz 程度である（図 4.2.2- 76参照）ことから、ある深度における岩盤の弾性波速度（ V_s ）に対して、地震波の最短波長は $V_s/25$ となる。岩盤モデルの層厚は、深度毎に入力地震動に対して 4 要素近似するものとし、各深度における層厚は $V_s/(25 \times 4)$ で設定した。表 4.2.2- 23に層厚と合わせて、重複反射理論解析で用いた岩盤物性を示す。

d. 自由地盤の応答せん断応力分布および応答震度の算出結果

図 4.2.2- 77に重複反射理論解析により求められた自由地盤の応答せん断応力分布を示す。また、図 4.2.2- 78に、図 4.2.2- 77から前述（4.2.2- 3）式を用いて算出した応答震度（水平成分）を示す。

表 4.2.2-23 解析で用いた岩盤物性および層厚

(硬岩系岩盤)

(軟岩系岩盤)

Year	Month	Day	Time	Location	Activity	Remarks
1990	1	1	10:00	1000	1000	1000
1990	1	2	10:00	1000	1000	1000
1990	1	3	10:00	1000	1000	1000
1990	1	4	10:00	1000	1000	1000
1990	1	5	10:00	1000	1000	1000
1990	1	6	10:00	1000	1000	1000
1990	1	7	10:00	1000	1000	1000
1990	1	8	10:00	1000	1000	1000
1990	1	9	10:00	1000	1000	1000
1990	1	10	10:00	1000	1000	1000
1990	1	11	10:00	1000	1000	1000
1990	1	12	10:00	1000	1000	1000
1990	1	13	10:00	1000	1000	1000
1990	1	14	10:00	1000	1000	1000
1990	1	15	10:00	1000	1000	1000
1990	1	16	10:00	1000	1000	1000
1990	1	17	10:00	1000	1000	1000
1990	1	18	10:00	1000	1000	1000
1990	1	19	10:00	1000	1000	1000
1990	1	20	10:00	1000	1000	1000
1990	1	21	10:00	1000	1000	1000
1990	1	22	10:00	1000	1000	1000
1990	1	23	10:00	1000	1000	1000
1990	1	24	10:00	1000	1000	1000
1990	1	25	10:00	1000	1000	1000
1990	1	26	10:00	1000	1000	1000
1990	1	27	10:00	1000	1000	1000
1990	1	28	10:00	1000	1000	1000
1990	1	29	10:00	1000	1000	1000
1990	1	30	10:00	1000	1000	1000
1990	1	31	10:00	1000	1000	1000
1990	2	1	10:00	1000	1000	1000
1990	2	2	10:00	1000	1000	1000
1990	2	3	10:00	1000	1000	1000
1990	2	4	10:00	1000	1000	1000
1990	2	5	10:00	1000	1000	1000
1990	2	6	10:00	1000	1000	1000
1990	2	7	10:00	1000	1000	1000
1990	2	8	10:00	1000	1000	1000
1990	2	9	10:00	1000	1000	1000
1990	2	10	10:00	1000	1000	1000
1990	2	11	10:00	1000	1000	1000
1990	2	12	10:00	1000	1000	1000
1990	2	13	10:00	1000	1000	1000
1990	2	14	10:00	1000	1000	1000
1990	2	15	10:00	1000	1000	1000
1990	2	16	10:00	1000	1000	1000
1990	2	17	10:00	1000	1000	1000
1990	2	18	10:00	1000	1000	1000
1990	2	19	10:00	1000	1000	1000
1990	2	20	10:00	1000	1000	1000
1990	2	21	10:00	1000	1000	1000
1990	2	22	10:00	1000	1000	1000
1990	2	23	10:00	1000	1000	1000
1990	2	24	10:00	1000	1000	1000
1990	2	25	10:00	1000	1000	1000
1990	2	26	10:00	1000	1000	1000
1990	2	27	10:00	1000	1000	1000
1990	2	28	10:00	1000	1000	1000
1990	2	29	10:00	1000	1000	1000
1990	2	30	10:00	1000	1000	1000
1990	2	31	10:00	1000	1000	1000
1990	3	1	10:00	1000	1000	1000
1990	3	2	10:00	1000	1000	1000
1990	3	3	10:00	1000	1000	1000
1990	3	4	10:00	1000	1000	1000
1990	3	5	10:00	1000	1000	1000
1990	3	6	10:00	1000	1000	1000
1990	3	7	10:00	1000	1000	1000
1990	3	8	10:00	1000	1000	1000
1990	3	9	10:00	1000	1000	1000
1990	3	10	10:00	1000	1000	1000
1990	3	11	10:00	1000	1000	1000
1990	3	12	10:00	1000	1000	1000
1990	3	13	10:00	1000	1000	1000
1990	3	14	10:00	1000	1000	1000
1990	3	15	10:00	1000	1000	1000
1990	3	16	10:00	1000	1000	1000
1990	3	17	10:00	1000	1000	1000
1990	3	18	10:00	1000	1000	1000
1990	3	19	10:00	1000	1000	1000
1990	3	20	10:00	1000	1000	1000
1990	3	21	10:00	1000	1000	1000
1990	3	22	10:00	1000	1000	1000
1990	3	23	10:00	1000	1000	1000
1990	3	24	10:00	1000	1000	1000
1990	3	25	10:00	1000	1000	1000
1990	3	26	10:00	1000	1000	1000
1990	3	27	10:00	1000	1000	1000
1990	3	28	10:00	1000	1000	1000
1990	3	29	10:00	1000	1000	1000
1990	3	30	10:00	1000	1000	1000
1990	3	31	10:00	1000	1000	1000
1990	4	1	10:00	1000	1000	1000
1990	4	2	10:00	1000	1000	1000
1990	4	3	10:00	1000	1000	1000
1990	4	4	10:00	1000	1000	1000
1990	4	5	10:00	1000	1000	1000
1990	4	6	10:00	1000	1000	1000
1990	4	7	10:00	1000	1000	1000
1990	4	8	10:00	1000	1000	1000
1990	4	9	10:00	1000	1000	1000
1990	4	10	10:00	1000	1000	1000
1990	4	11	10:00	1000	1000	1000
1990	4	12	10:00	1000	1000	1000
1990	4	13	10:00	1000	1000	1000
1990	4	14	10:00	1000	1000	1000
1990	4	15	10:00	1000	1000	1000
1990	4	16	10:00	1000	1000	1000
1990	4	17	10:00	1000	1000	1000
1990	4	18	10:00	1000	1000	1000
1990	4	19	10:00	1000	1000	1000
1990	4	20	10:00	1000	1000	1000
1990	4	21	10:00	1000	1000	1000
1990	4	22	10:00	1000	1000	1000
1990	4	23	10:00	1000	1000	1000
1990	4	24	10:00	1000	1000	1000
1990	4	25	10:00	1000	1000	1000
1990	4	26	10:00	1000	1000	1000
1990	4	27	10:00	1000	1000	1000
1990	4	28	10:00	1000	1000	1000
1990	4	29	10:00	1000	1000	1000
1990	4	30	10:00	1000	1000	1000
1990	4	31	10:00	1000	1000	1000
1990	5	1	10:00	1000	1000	1000
1990	5	2	10:00	1000	1000	1000
1990	5	3	10:00	1000	1000	1000
1990	5	4	10:00	1000	1000	1000
1990	5	5	10:00	1000	1000	1000
1990	5	6	10:00	1000	1000	1000
1990	5	7	10:00	1000	1000	1000
1990	5	8	10:00	1000	1000	1000
1990	5	9	10:00	1000	1000	1000
1990	5	10	10:00	1000	1000	1000
1990	5	11	10:00	1000	1000	1000
1990	5	12	10:00	1000	1000	1000
1990	5	13	10:00	1000	1000	1000
1990	5	14	10:00	1000	1000	1000
1990	5	15	10:00	1000	1000	1000
1990	5	16	10:00	1000	1000	1000
1990	5	17	10:00	1000	1000	1000
1990	5	18	10:00	1000	1000	1000
1990	5	19	10:00	1000	1000	1000
1990	5	20	10:00	1000	1000	1000
1990	5	21	10:00	1000	1000	1000
1990	5	22	10:00	1000	1000	1000
1990	5	23	10:00	1000	1000	1000
1990	5	24	10:00	1000	1000	1000
1990	5	25	10:00	1000	1000	1000
1990	5	26	10:00	1000	1000	1000
1990	5	27	10:00	1000	1000	1000
1990	5	28	10:00	1000	1000	1000
1990	5	29	10:00	1000	1000	1000
1990	5	30	10:00	1000	1000	1000
1990	5	31	10:00	1000	1000	1000
1990	6	1	10:00	1000	1000	1000
1990	6	2	10:00	1000	1000	1000
1990	6	3	10:00	1000	1000	1000
1990	6	4	10:00	1000	1000	1000
1990	6	5	10:00	1000	1000	1000
1990	6	6	10:00	1000	1000	1000
1990	6	7	10:00	1000	1000	1000
1990	6	8	10:00	1000	1000	1000
1990	6	9	10:00	1000	1000	1000
1990	6	10	10:00	1000	1000	1000
1990	6	11	10:00	1000	1000	1000
1990	6	12	10:00	1000	1000	1000
1990	6	13	10:00	1000	1000	1000
1990	6	14	10:00	1000	1000	1000
1990	6	15	10:00	1000	1000	1000
1990	6	16	10:00	1000	1000	1000
1990	6	17	10:00	1000	1000	1000
1990	6	18	10:00	1000	1000	1000
1990	6	19	10:00	1000	1000	1000
1990	6	20	10:00	1000	1000	1000
1990	6	21	10:00	1000	1000	1000
1990	6	22	10:00	1000	1000	1000
1990	6	23	10:00	1000	1000	1000
1990	6	24	10:00	1000	1000	1000
1990	6	25	10:00	1000	1000	1000
1990	6	26	10:00	1000	1000	1000
1990	6	27	10:00	1000	1000	1000
1990	6	28	10:00	1000	1000	1000
1990	6	29	10:00	1000	1000	1000
1990	6	30	10:00	1000	1000	1000
1990	6	31	10:00	1000	1000	1000
1990	7	1	10:00	1000	1000	1000
1990	7	2	10:00	1000	1000	1000
1990	7	3	10:00	1000	1000	1000
1990	7	4	10:00	1000	1000	1000
1990	7	5	10:00	1000	1000	1000
1990	7	6	10:00	1000	1000	1000
1990	7	7	10:00	1000	1000	1000
1990	7	8	10:00	1000	1000	1000
1990	7	9	10:00	1000	1000	1000
1990	7	10	10:00	1000	1000	1000
1990	7	11	10:00	1000	1000	

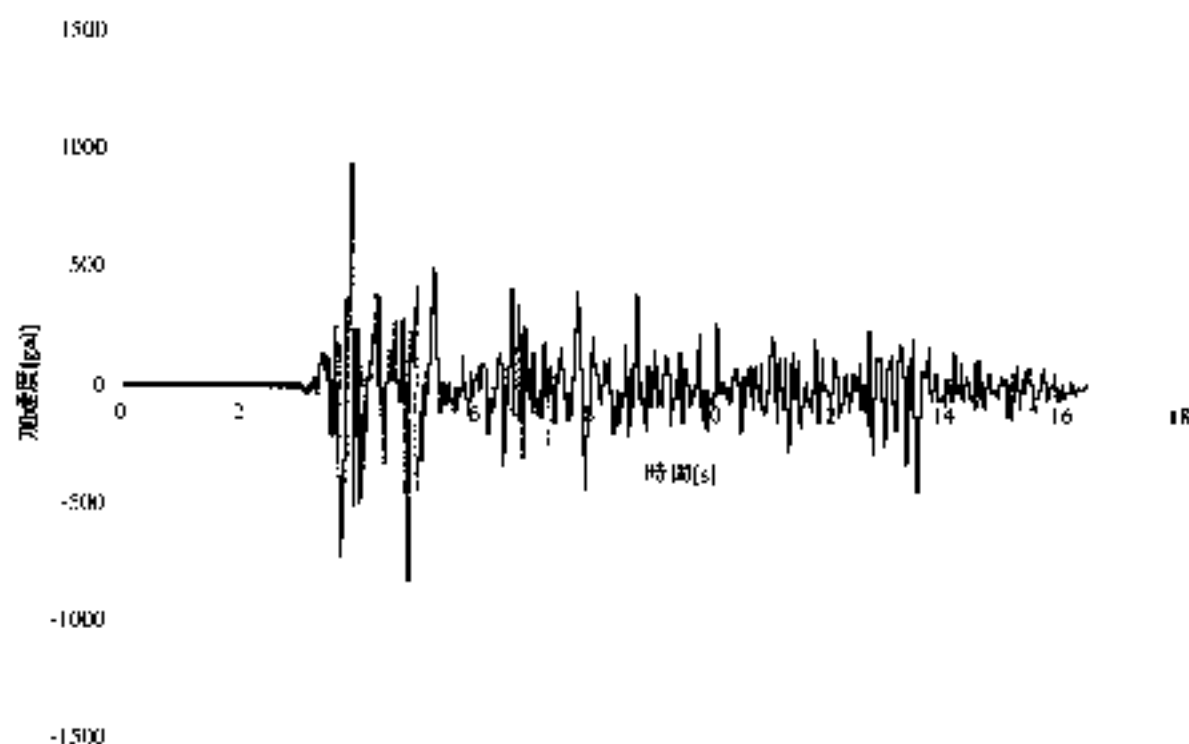


圖 4.2.2-75 入力地震動加速度時刻歴

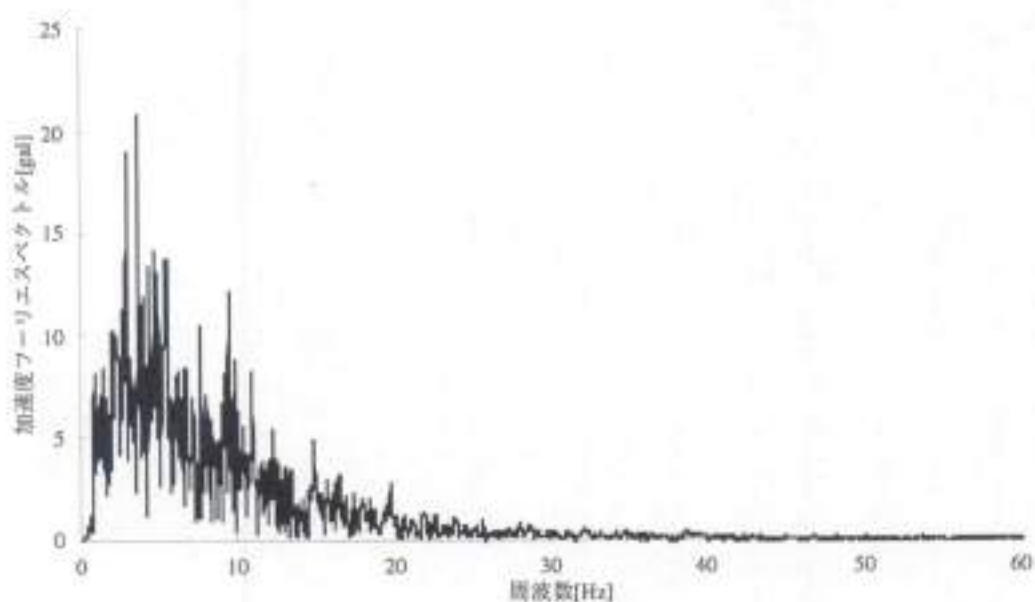


図 4.2.2-76 入力地震動加速度フーリエスペクトル

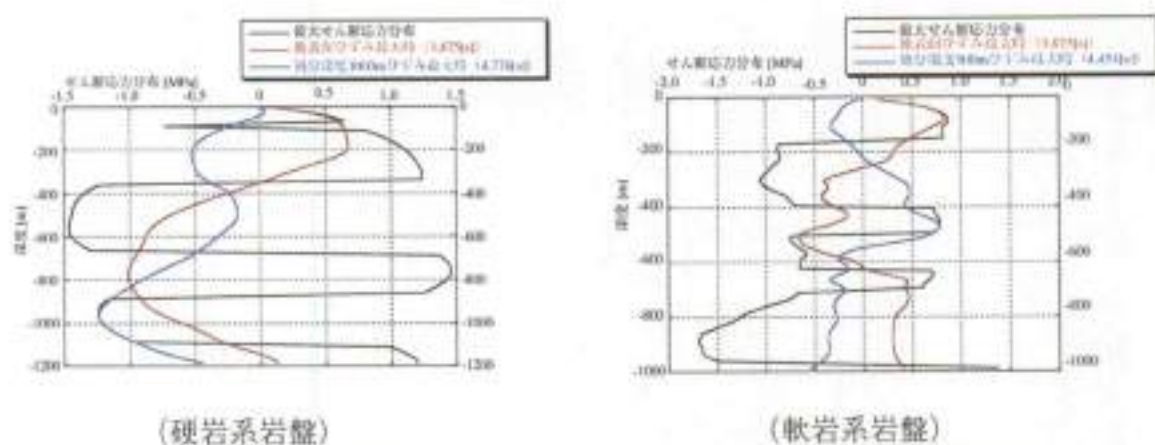


図 4.2.2-77 重複反射理論により求められたせん断応力分布

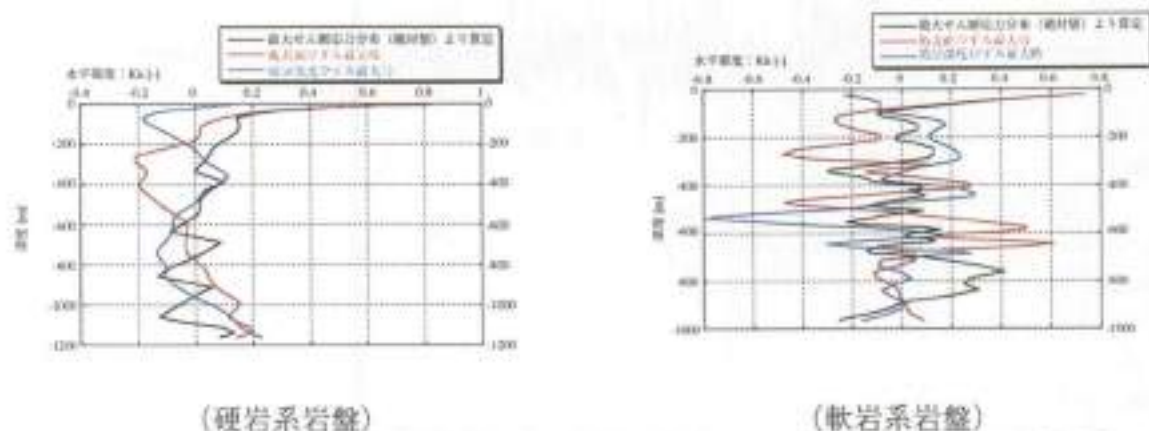


図 4.2.2-78 せん断応力分布により求められた応答震度 (水平成分)

(2) 坑道の掘削解析

a. 解析条件

解析条件、手順、物性、境界条件などは4.2.2.3.3に準じた。ただし、坑道の耐震安定性評価では、掘削による影響と地震荷重による影響を重ね合わせるため、弾性解析とした。

掘削解放率に関しては、一律65%とし、支保工設置後残りの解放力を作用させた。ただし、硬岩系岩盤で無支保の所（処分坑道、および立坑GL-50m以深）では掘削時に全解放力を作用させた。

図4.2.2-79に解析モデルを示す。解析モデルは、処分坑道の場合、2次元モデルとし、水平方向には隣接空洞との中間地点までの距離、鉛直方向には坑道の影響が及ばないと考えられる十分な距離として坑道中心レベルから上下に坑道径の約5倍（硬岩系岩盤：GL-975m～-1025mまでの50m、軟岩系岩盤：GL-475m～-525mまでの50m）をその範囲とした。なお、坑道間距離は、硬岩系岩盤の場合2D（10m）、軟岩系岩盤の場合2.5D（12.5m）とした。立坑の場合、立坑中心部鉛直方向を軸とした3次元モデルとし、解析領域は境界の影響がないよう、鉛直方向に地表面から処分深度+200m、水平方向に中心から約40mとした。

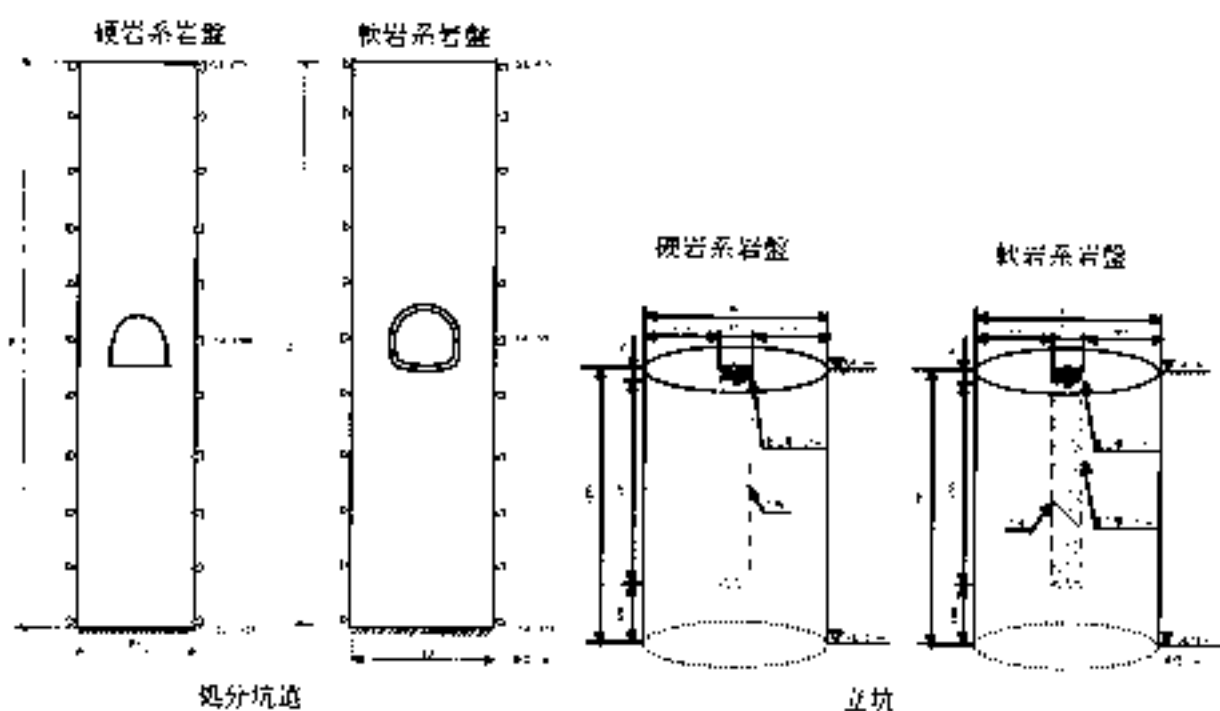


図 4.2.2-79 解析モデル

(3) 坑道の耐震安定性解析

a. 解析モデル

解析モデルは坑道の掘削解析と同じとし、手法も同じ弾性解析とした。

境界条件に関しては、側方を水平ローラー境界とし、上下端の境界は掘削解析と同じとした。ただし、処分坑道の検討における上端では、上部地層の影響を考慮し、重複反射解析から求まる解析モデル上端レベルにおけるせん断応力を入力した。

b. 入力荷重

解析で用いた応答震度に関しては、水平成分のみ坑道横断方向に載荷した。

a) 処分坑道

処分坑道の応答震度は、前述図 4.2.2- 78で示した応答震度より、処分深度でのひずみが最大となる時刻での自然地盤応答せん断応力から算出したものを用いた。また、解析モデルと合わせて解析領域内にて1つの層をさらに 5m 層厚に細分化し各層に対して応答震度を線形補完して設定した。表 4.2.2- 24に処分坑道の解析に用いた応答震度を、また図 4.2.2- 80に境界条件および解析領域内に載荷した応答震度を示す。

b) 立坑

一般に長大構造物に対する静的震度法に用いる震度として、最大せん断応力分布（位相差を考慮しない：絶対値）から求める等価震度が用いられている（たとえば、電気技術基準調査委員会、1987）。また、立坑の場合、解析評価着目深度によって用いる応答震度が異なるが、ここでは、処分深度および地震振幅が比較的大きい地表面を評価した。

このため立坑の応答震度として、前述図 4.2.2- 78で示した 3 ケースの応答震度の絶対値を用いた。表 4.2.2- 25に検討ケースを示す。表 4.2.2- 26および図 4.2.2- 81に立坑の解析に用いた応答震度を示す。

c. 物性

岩盤の物性は、表 4.2.2- 23で示したものを用いた。ただし、処分坑道の検討では、解析領域内の全要素において処分深度での物性を用いた。

吹付けコンクリートの地震時の弾性係数に関しては、地震は短期の荷重であること、解析対象の状況では、切羽が評価点から進んでいる（吹付け後時間が経っている）ことなどから、コンクリート標準示方書「設計編」（土木学会、1996a）により設計基準強度 40N/mm^2 の値を用いた。また、吹付けコンクリートの地震時の許容応力度に関しては、コンクリート標準示方書「設計編」（土木学会、1996a）から、本検討で

想定している地震動が巨大なため、一時的な荷重またはきわめてまれな荷重を考慮する場合の値（掘削時の許容応力度の2倍）とした。表 4.2.2- 27に吹付けコンクリートの物性値を示す。

表 4.2.2- 24 処分坑道の解析に用いた応答震度

硬岩系岩盤							軟岩系岩盤									
層No.	層中心深さ [m]	層厚 [m]	飽和密度 [Mg m ⁻³]	せん断応力 [MPa]	水平震度	層下層せん断応力 (絶対値) [MPa]	層No.	層中心深さ [m]	層厚 [m]	飽和密度 [Mg m ⁻³]	せん断応力 [MPa]	水平震度	層下層せん断応力 (絶対値) [MPa]			
49	937.5	5	2.67	1.202	0.0300	1.203	32	452.5	5	2.20	0.716	0.3729	0.722			
	942.5	5	2.67	1.204	0.0238	1.205		34	457.5	5	2.20	0.738	0.2339	0.745		
	947.5	5	2.67	1.206	0.0175	1.207			35	462.5	5	2.20	0.752	0.0949	0.755	
	952.5	5	2.67	1.208	0.0111	1.209				36	467.5	5	2.20	0.758	0.0068	0.757
	957.5	5	2.67	1.210	0.0050	1.211					37	472.5	5	2.20	0.755	-0.0418
962.5	5	2.67	1.212	-0.0012	1.211	38	477.5					5	2.20	0.749	-0.0808	0.743
967.5	5	2.67	1.210	-0.0081	1.209		39	482.5				5	2.20	0.738	-0.1202	0.730
972.5	5	2.67	1.207	-0.0150	1.206			40	487.5			5	2.20	0.723	-0.1503	0.713
977.5	5	2.67	1.205	-0.0219	1.204				41	492.5		5	2.20	0.701	-0.1802	0.693
982.5	5	2.67	1.203	-0.0289	1.203					42	497.5	5	2.20	0.684	-0.2044	0.675
987.5	5	2.67	1.201	-0.0358	1.197	43					502.5	5	2.20	0.657	-0.2084	0.647
992.5	5	2.67	1.194	-0.0400	1.190		44				507.5	5	2.20	0.618	-0.4070	0.592
997.5	5	2.67	1.187	-0.0501	1.183			45			512.5	5	2.20	0.568	-0.5228	0.532
1002.5	5	2.67	1.180	-0.0571	1.175				46		517.5	5	2.20	0.508	-0.6175	0.469
1007.5	5	2.67	1.172	-0.0645	1.169					47	522.5	5	2.20	0.433	-0.7165	0.392
1012.5	5	2.67	1.165	-0.0717	1.160	48					527.5	5	2.20	0.352	-0.9500	0.308
1017.5	5	2.67	1.154	-0.0778	1.148		49				532.5	5	2.20	0.265	-1.1833	0.180
1022.5	5	2.67	1.142	-0.0839	1.135			50			537.5	5	2.20	0.170	-1.4166	0.055
1027.5	5	2.67	1.131	-0.0900	1.125				51		542.5	5	2.20	0.070	-1.6500	0.030
1032.5	5	2.67	1.119	-0.0961	1.113					52	547.5	5	2.20	0.000	-1.8833	0.005
1037.5	5	2.67	1.107	-0.1022	1.095	53					552.5	5	2.20	-0.065	-2.1166	0.000
1042.5	5	2.67	1.095	-0.1083	1.083		54				557.5	5	2.20	-0.130	-2.3500	0.000
1047.5	5	2.67	1.083	-0.1144	1.071			55			562.5	5	2.20	-0.195	-2.5833	0.000
1052.5	5	2.67	1.071	-0.1205	1.059				56		567.5	5	2.20	-0.260	-2.8166	0.000
1057.5	5	2.67	1.059	-0.1266	1.047					57	572.5	5	2.20	-0.325	-3.0500	0.000
1062.5	5	2.67	1.047	-0.1327	1.035	58					577.5	5	2.20	-0.390	-3.2833	0.000
1067.5	5	2.67	1.035	-0.1388	1.023		59				582.5	5	2.20	-0.455	-3.5166	0.000
1072.5	5	2.67	1.023	-0.1449	1.011			60			587.5	5	2.20	-0.520	-3.7500	0.000
1077.5	5	2.67	1.011	-0.1510	1.000				61		592.5	5	2.20	-0.585	-3.9833	0.000
1082.5	5	2.67	1.000	-0.1571	0.988					62	597.5	5	2.20	-0.650	-4.2166	0.000
1087.5	5	2.67	0.988	-0.1632	0.977	63					602.5	5	2.20	-0.715	-4.4500	0.000
1092.5	5	2.67	0.977	-0.1693	0.965		64				607.5	5	2.20	-0.780	-4.6833	0.000
1097.5	5	2.67	0.965	-0.1754	0.953			65			612.5	5	2.20	-0.845	-4.9166	0.000
1102.5	5	2.67	0.953	-0.1815	0.942				66		617.5	5	2.20	-0.910	-5.1500	0.000
1107.5	5	2.67	0.942	-0.1876	0.930					67	622.5	5	2.20	-0.975	-5.3833	0.000
1112.5	5	2.67	0.930	-0.1937	0.919	68					627.5	5	2.20	-1.040	-5.6166	0.000
1117.5	5	2.67	0.919	-0.1998	0.907		69				632.5	5	2.20	-1.105	-5.8500	0.000
1122.5	5	2.67	0.907	-0.2059	0.896			70			637.5	5	2.20	-1.170	-6.0833	0.000
1127.5	5	2.67	0.896	-0.2120	0.884				71		642.5	5	2.20	-1.235	-6.3166	0.000
1132.5	5	2.67	0.884	-0.2181	0.873					72	647.5	5	2.20	-1.300	-6.5500	0.000
1137.5	5	2.67	0.873	-0.2242	0.861	73					652.5	5	2.20	-1.365	-6.7833	0.000
1142.5	5	2.67	0.861	-0.2303	0.850		74				657.5	5	2.20	-1.430	-7.0166	0.000
1147.5	5	2.67	0.850	-0.2364	0.838			75			662.5	5	2.20	-1.495	-7.2500	0.000
1152.5	5	2.67	0.838	-0.2425	0.827				76		667.5	5	2.20	-1.560	-7.4833	0.000
1157.5	5	2.67	0.827	-0.2486	0.815					77	672.5	5	2.20	-1.625	-7.7166	0.000
1162.5	5	2.67	0.815	-0.2547	0.804	78					677.5	5	2.20	-1.690	-7.9500	0.000
1167.5	5	2.67	0.804	-0.2608	0.793		79				682.5	5	2.20	-1.755	-8.1833	0.000
1172.5	5	2.67	0.793	-0.2669	0.781			80			687.5	5	2.20	-1.820	-8.4166	0.000
1177.5	5	2.67	0.781	-0.2730	0.770				81		692.5	5	2.20	-1.885	-8.6500	0.000
1182.5	5	2.67	0.770	-0.2791	0.759					82	697.5	5	2.20	-1.950	-8.8833	0.000
1187.5	5	2.67	0.759	-0.2852	0.747	83					702.5	5	2.20	-2.015	-9.1166	0.000
1192.5	5	2.67	0.747	-0.2913	0.736		84				707.5	5	2.20	-2.080	-9.3500	0.000
1197.5	5	2.67	0.736	-0.2974	0.724			85			712.5	5	2.20	-2.145	-9.5833	0.000
1202.5	5	2.67	0.724	-0.3035	0.713				86		717.5	5	2.20	-2.210	-9.8166	0.000
1207.5	5	2.67	0.713	-0.3096	0.702					87	722.5	5	2.20	-2.275	-10.0500	0.000
1212.5	5	2.67	0.702	-0.3157	0.690	88					727.5	5	2.20	-2.340	-10.2833	0.000
1217.5	5	2.67	0.690	-0.3218	0.679		89				732.5	5	2.20	-2.405	-10.5166	0.000
1222.5	5	2.67	0.679	-0.3279	0.668			90			737.5	5	2.20	-2.470	-10.7500	0.000
1227.5	5	2.67	0.668	-0.3340	0.656				91		742.5	5	2.20	-2.535	-10.9833	0.000
1232.5	5	2.67	0.656	-0.3401	0.645					92	747.5	5	2.20	-2.600	-11.2166	0.000
1237.5	5	2.67	0.645	-0.3462	0.634	93					752.5	5	2.20	-2.665	-11.4500	0.000
1242.5	5	2.67	0.634	-0.3523	0.623		94				757.5	5	2.20	-2.730	-11.6833	0.000
1247.5	5	2.67	0.623	-0.3584	0.611			95			762.5	5	2.20	-2.795	-11.9166	0.000
1252.5	5	2.67	0.611	-0.3645	0.600				96		767.5	5	2.20	-2.860	-12.1500	0.000
1257.5	5	2.67	0.600	-0.3706	0.589					97	772.5	5	2.20	-2.925	-12.3833	0.000
1262.5	5	2.67	0.589	-0.3767	0.578	98					777.5	5	2.20	-2.990	-12.6166	0.000
1267.5	5	2.67	0.578	-0.3828	0.567		99				782.5	5	2.20	-3.055	-12.8500	0.000
1272.5	5	2.67	0.567	-0.3889	0.556			100			787.5	5	2.20	-3.120	-13.0833	0.000
1277.5	5	2.67	0.556	-0.3950	0.545				101		792.5	5	2.20	-3.185	-13.3166	0.000
1282.5	5	2.67	0.545	-0.4011	0.534					102	797.5	5	2.20	-3.250	-13.5500	0.000
1287.5	5	2.67	0.534	-0.4072	0.523	103					802.5	5	2.20	-3.315	-13.7833	0.000
1292.5	5	2.67	0.523	-0.4133	0.512		104				807.5	5	2.20	-3.380	-14.0166	0.000
1297.5	5	2.67	0.512	-0.4194	0.501			105			812.5	5	2.20	-3.445	-14.2500	0.000
1302.5	5	2.67	0.501	-0.4255	0.490				106		817.5	5	2.20	-3.510	-14.4833	0.000
1307.5	5	2.67	0.490	-0.4316	0.479					107	822.5	5	2.20	-3.575	-14.7166	0.000
1312.5	5	2.67	0.479	-0.4377	0.468	108					827.5	5	2.20	-3.640	-14.9500	0.000
1317.5	5	2.67	0.468	-0.4438	0.457		109				832.5	5	2.20	-3.705	-15.1833	0.000
1322.5	5	2.67	0.457	-0.4499	0.446			110			837.5	5	2.20	-3.770	-15.4166	0.000
1327.5	5	2.67	0.446	-0.4560	0.435				111		842.5	5	2.20	-3.835	-15.6500	0.000
1332.5	5	2.67	0.435	-0.4621	0.424					112	847.5	5	2.20	-3.900	-15.8833	0.000
1337.5	5	2.67	0.424	-0.4682	0.413	113					852.5	5	2.20	-3.965	-16.1166	0.000
1342.5	5	2.67	0.413	-0.4743	0.402		114				857.5	5	2.20	-4.030	-16.3500	0.000
1347.5	5	2.67	0.402	-0.4804	0.391			115			862.5	5	2.20	-4.095	-16.5833	0.000
1352.5	5	2.67	0.391	-0.4865	0.380				116		867.5	5	2.20	-4.160	-16.8166	0.000
1357.5	5	2.67	0.380	-0.4926	0.369					117	872.5	5	2.20	-4.225	-17.0500	0.000
1362.5	5	2.67	0.369	-0.4987	0.358	118					877.5	5	2.20	-4.290	-17.2833	0.000
1367.5	5	2.67	0.358	-0.5048	0.347		119				882.5	5	2.20	-4.355	-17.5166	0.000
1372.5	5	2.67	0.347	-0.5109	0.336			120			887.5	5	2.20	-4.420	-17.7500	0.000
1377.5	5	2.67	0.336	-0.5170	0.325				121		892.5	5	2.20	-4.485	-17.9833	0.000
1382.5	5	2.67	0.325	-0.5231	0.314					122	897.5	5	2.20	-4.550	-18.2166	0.000
1387.5	5	2.67	0.314	-0.5292	0.303	123					902.5	5	2.20	-4.615	-18.4500	0.000
1392.5	5	2.67	0.303	-0.5353	0.292		124				907.5	5	2.20	-4.680	-18.6833	0.000
1397.5	5	2.67	0.292	-0.5414	0.281			125			912.5	5	2.20	-4.745	-18.9166	0.000
1402.5	5	2.67	0.281	-0.5475	0.270				126		917.5	5	2.20	-4.810	-19.1500	0.000
1407.5	5	2.67	0.270	-0.5536	0.259					127	922.5	5	2.20	-4.875	-19.3833	0.000
1412.5	5	2.67														

注) 深度 1000m でせん断ひずみが最大
になったときの応答値分布 (4.776 秒後)

注) 深度 500m でせん断ひずみが最大
になったときの応答値分布 (4.451 秒後)

表 4.2.2- 25 立坑における解析ケース（応答震度の設定種類）

ケース名	地層条件	水平震度分布
H 1	硬岩系岩盤	最大ひずみ分布に基づく水平震度
H 2		地表面ひずみ最大時分布に基づく水平震度
H 3		処分深度 (1000m) ひずみ最大時分布に基づく水平震度
S 1	軟岩系岩盤	最大ひずみ分布に基づく水平震度
S 2		地表面ひずみ最大時分布に基づく水平震度
S 3		処分深度 (500m) ひずみ最大時分布に基づく水平震度

表 4.2.2-26 応答せん断応力と応答変位（水平成分）分布

硬岩系岩盤										軟岩系岩盤									
基本せん断応力 (MPa)										基本せん断応力 (MPa)									
層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)	層No.	層厚 (m)
1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0	1	1.0
2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0	2	1.0
3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0	3	1.0
4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0	4	1.0
5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0	5	1.0
6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0	6	1.0
7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0	7	1.0
8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0	8	1.0
9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0	9	1.0
10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0	10	1.0
11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0	11	1.0
12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0	12	1.0
13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0	13	1.0
14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0	14	1.0
15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0	15	1.0
16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0	16	1.0
17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0	17	1.0
18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0	18	1.0
19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0	19	1.0
20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0	20	1.0
21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0	21	1.0
22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0	22	1.0
23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0	23	1.0
24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0	24	1.0
25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0	25	1.0
26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0	26	1.0
27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0	27	1.0
28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0	28	1.0
29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0	29	1.0
30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0	30	1.0
31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0	31	1.0
32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0	32	1.0
33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0	33	1.0
34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0	34	1.0
35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0	35	1.0
36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0	36	1.0
37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0	37	1.0
38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0	38	1.0
39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0	39	1.0
40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0	40	1.0
41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0	41	1.0
42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0	42	1.0
43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0	43	1.0
44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0	44	1.0
45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0	45	1.0
46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0	46	1.0
47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0	47	1.0
48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0	48	1.0
49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0	49	1.0
50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0	50	1.0

表 4.2.2-27 吹付けコンクリートの物性値

設計基準強度		f_c [N/mm ²]	40
許容応力度	長期 (掘削時)	σ_{cl} [N/mm ²]	14
	短期 (地震時)	σ_{cs} [N/mm ²]	28
弾性係数	長期 (掘削時)	E [MPa]	4000
	短期 (地震時)	E [MPa]	31000
ポアソン比		ν [-]	0.20
単位体積重量		γ [kN/m ³]	22.6

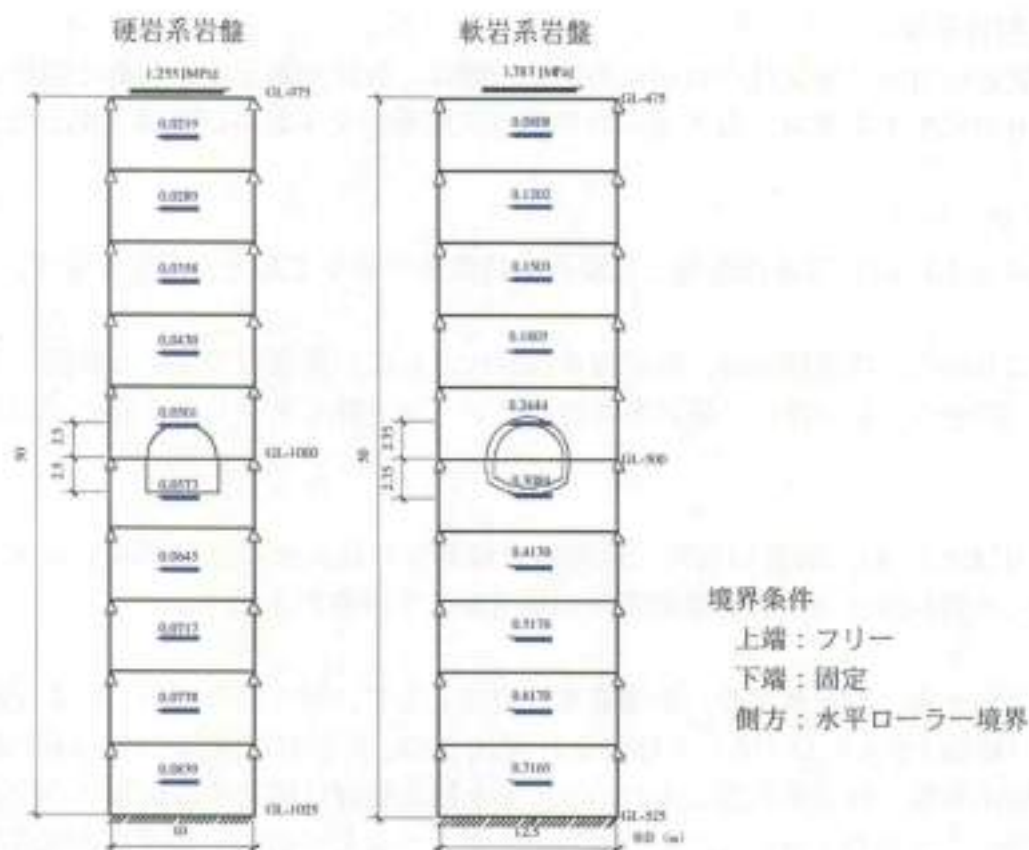


図 4.2.2- 80 境界条件および解析領域内に載荷した応答震度（処分坑道）

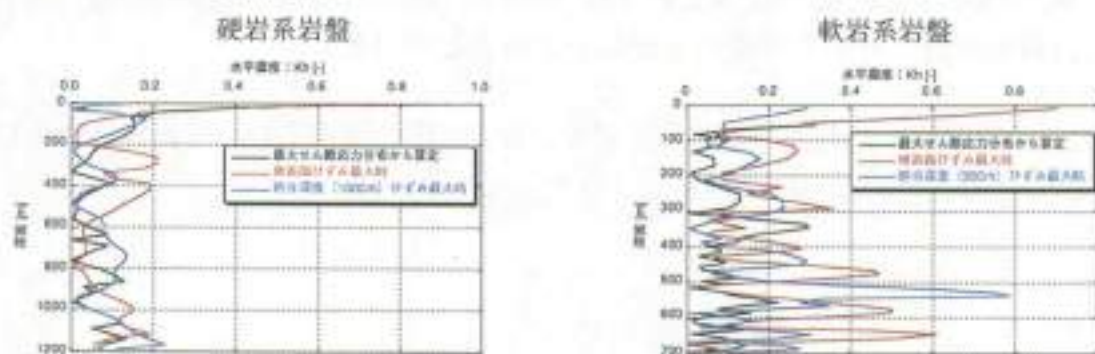


図 4.2.2- 81 立坑の解析に載荷した応答震度（水平成分）

2) 解析結果

坑道の力学的安定性の判定に用いた指標は、前述空洞安定性解析と同様とし、引張応力が発生する領域、最大せん断ひずみ、局所安全率および支保工応力度とした。

(1) 処分坑道

図 4.2.2- 82に坑道掘削時と地震荷重載荷後の最小主応力分布図を示す。

これから、坑道掘削時、地震荷重載荷後ともに引張応力の生じる範囲は局所的となり（図中の赤色の部分）硬岩系岩盤のインバート部とスプリング部の一部だけとなった。

図 4.2.2- 83に坑道掘削時と地震荷重載荷後の最大せん断ひずみ分布図、図 4.2.2- 84に坑道掘削時と地震荷重載荷後の局所安全率分布図を示す。

これから、坑道掘削時、地震荷重載荷後ともに、せん断ひずみ、および局所安全率が目標値（せん断ひずみ・・・硬岩系岩盤：0.30％、軟岩系岩盤：0.57％、局所安全率・・・硬岩系岩盤、軟岩系岩盤ともに 1.5）を上回る範囲は隣接する坑道との中心までは及ばないことがわかる。したがってロックボルトなどの補強を施せば、坑道の周辺岩盤の安定性は確保できるものと考えられる。

また、以上の図 4.2.2- 82～図 4.2.2- 84において、各出力項目の地震時増分は非常に小さく、処分坑道に対する地震の影響は小さいことがいえる。

表 4.2.2- 28に支保工応力度照査結果を示す。なお、応力度照査は、解析結果から以下の（4.2.2- 4）式により計算した。

$$\sigma = N / A \pm M / Z \quad (4.2.2- 4)$$

N ：軸力

M ：曲げモーメント

A ：有効断面積

Z ：外縁側または内縁側の断面係数

これから、支保工応力度は掘削時、地震時ともに許容応力度を下回る結果となった。

以上より、処分場水平坑道に関しては、掘削時の安定性が確保されているのであれば、地震に対しては安定であることがわかった。

(2) 立坑

解析結果出力ポイント（P1，P2）および支保工応力度照査位置を図 4.2.2- 85に示す。

なお、検討は出力ポイントの深度方向の値で行った。また、支保工応力度は、円周方向応力とした。

図 4.2.2- 86に最小主応力分布図を示す。

これから、硬岩系岩盤の坑口（地表面）付近の一部で引張応力が生じているが、その値は、0.02MPa 程度以下であり、立坑全体の安定性には影響はないと考えられる。

図 4.2.2- 87に最大せん断ひずみ分布図、図 4.2.2- 88に局所安全率分布図、図 4.2.2- 89に局所安全率が最小となるケースおよび深度での断面（軟岩系岩盤，S2 ケース，すなわち、自由地盤の地表面せん断ひずみが最大となる時刻での応答震度を用いたケース，深度：490m）における局所安全率コンター図を示す。

これから、最大せん断ひずみに関しては、目標値（硬岩系岩盤：0.30%，軟岩系岩盤：0.57%）を上回ることはなかった。局所安全率に関しては、軟岩系岩盤における深度 360m 以深で、目標値 1.5 を下回ったが、その値は、最小でも 1.19 であり、また、1.5 以下の範囲は立坑壁面から 2m 以内に留まっている（図 4.2.2-88 参照）ことから、立坑の力学的安定性は確保できるものと考えられる。

また、図 4.2.2- 86～図 4.2.2- 89において、各出力項目の地震時増分は非常に小さく、立坑に対する地震の影響は小さいことがいえる。

図 4.2.2- 90に支保工応力度分布図を示す。

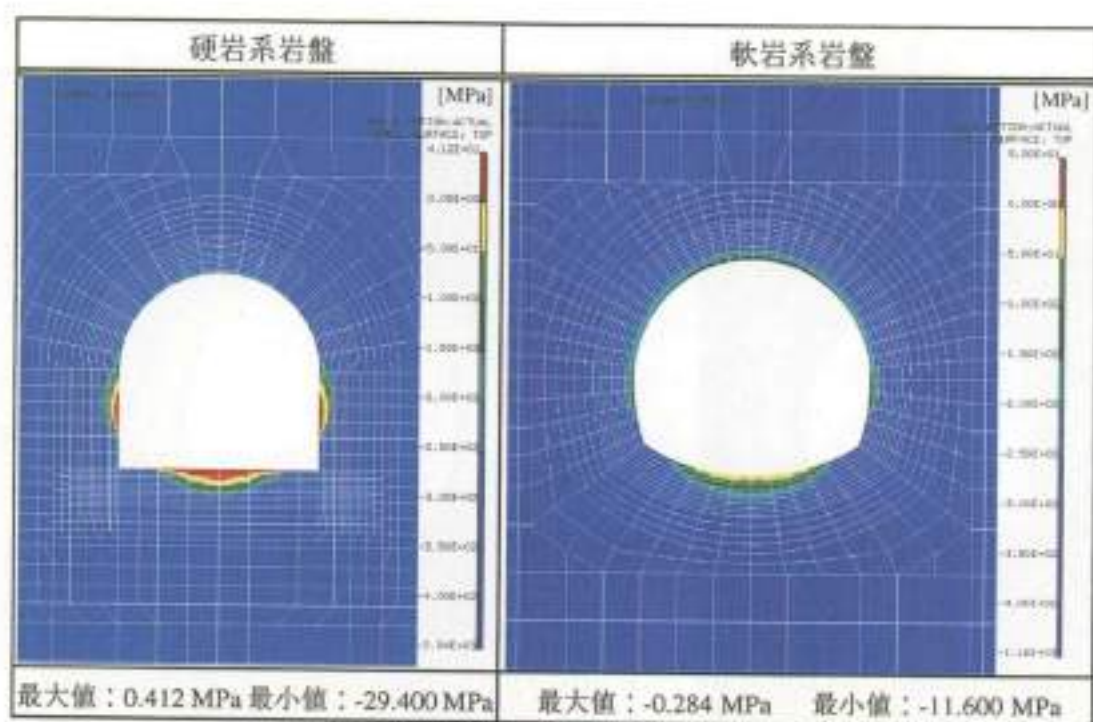
支保工応力度については、深度が深くなるにつれて増加する傾向となったが、掘削時、地震時ともに許容応力度を下回る結果となった。

以上より、処分場立坑に関しても、掘削時の安定性が確保されているのであれば、地震に対しては安定であることがわかった。

表 4.2.2- 28 支保工応力度照査結果（軟岩系岩盤処分坑道）

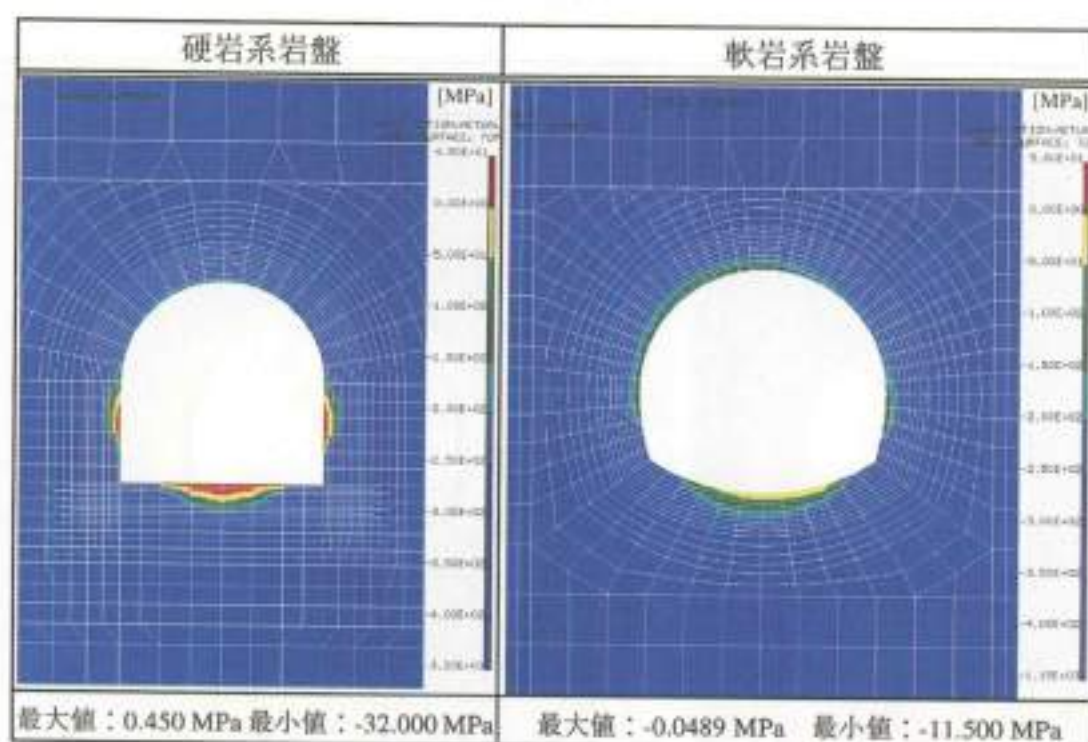
部位	有効 断面積 [mm ²]	断面 係数 [mm ²]	断 面 力				支保工応力度		判定
			掘削モーメント M		軸力 N		σ_c		
			掘削時 [kN・m]	地震時 [kN・m]	掘削時 [kN]	地震時 [kN]	掘削時 [N/mm ²]	地震時 [N/mm ²]	
アール部	0.5	0.0417	16.03	83.19	2868.94	4320.91	6.12	10.64	○
スプリング部	0.5	0.0417	269.57	525.70	3390.49	4833.07	13.25	22.28	○
インポート部	0.5	0.0417	269.57	525.70	2617.69	4293.65	11.70	21.19	○

許容応力度： σ_{c1} = 14N/mm²（掘削時）— 28N/mm²（地震時）



注) 図中の数値は、それぞれ引張側を正、圧縮側を負とする。

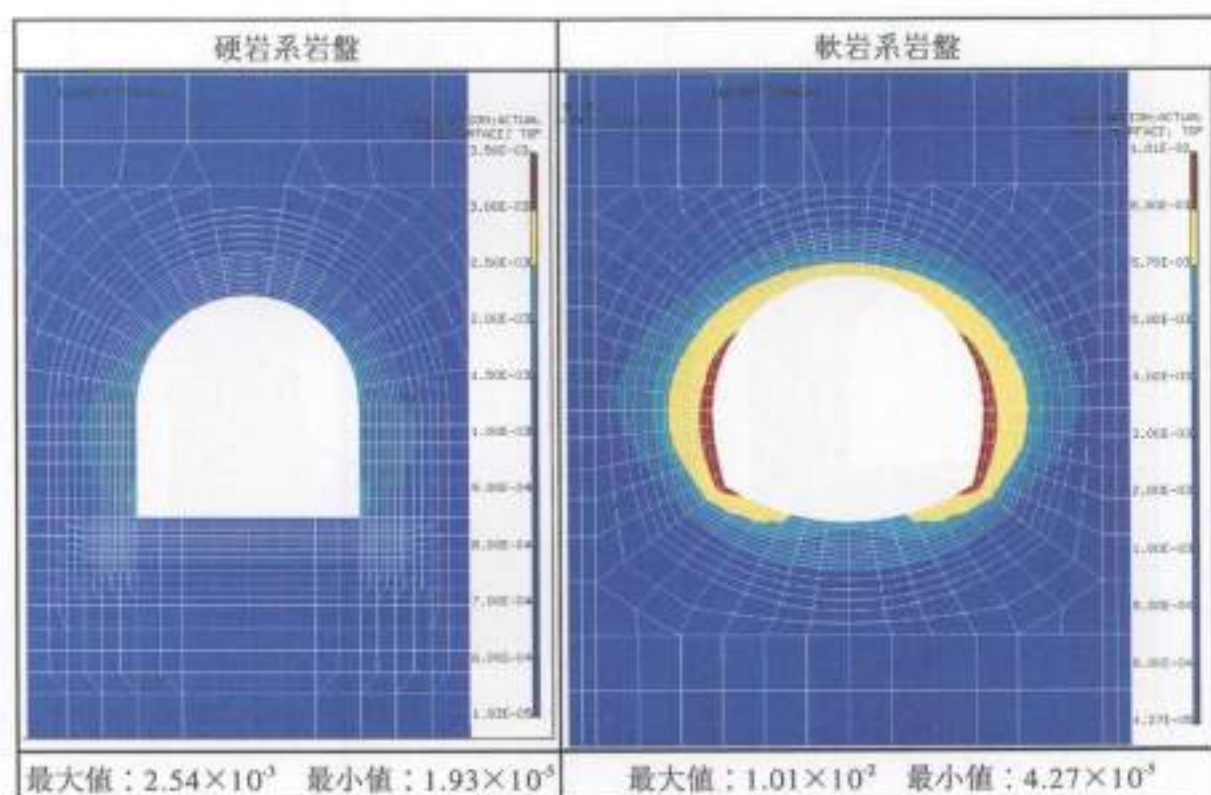
(処分坑道：掘削時)



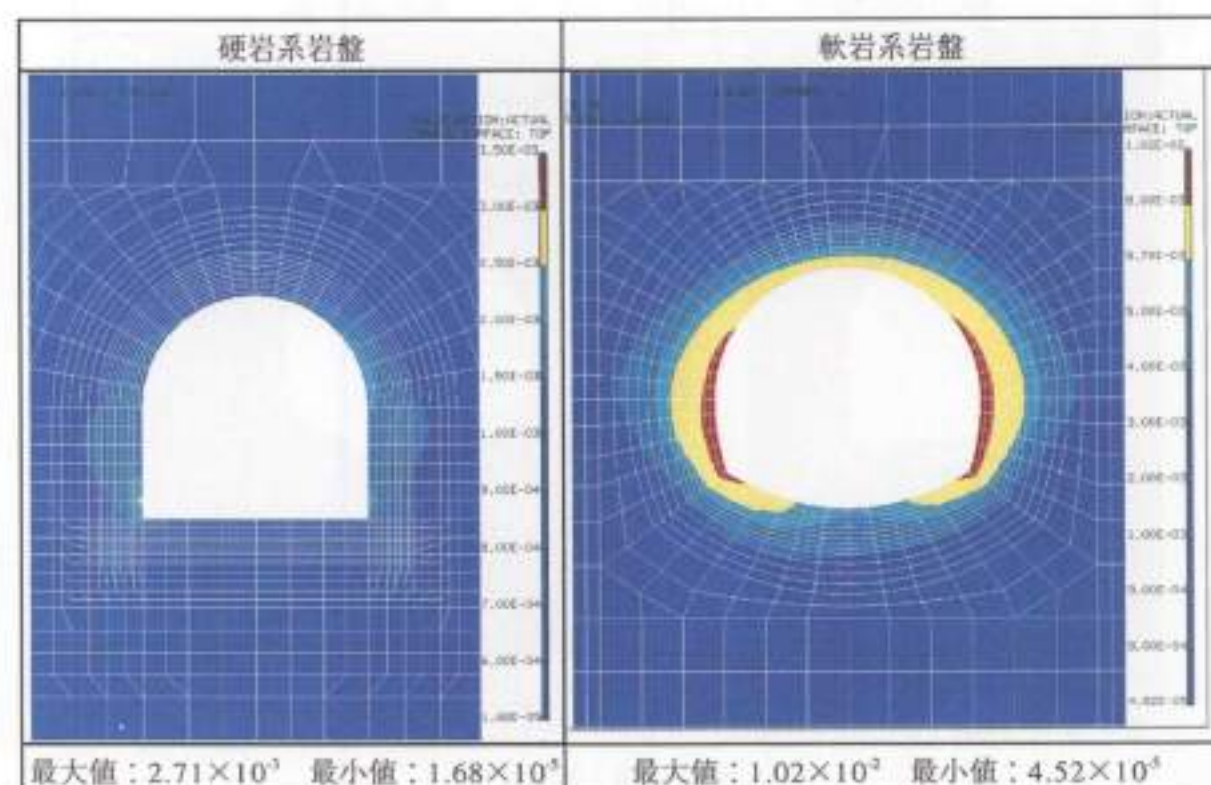
注) 図中の数値は、それぞれ引張側を正、圧縮側を負とする。

(処分坑道：地震時)

図 4.2.2- 82 最小主応力分布図

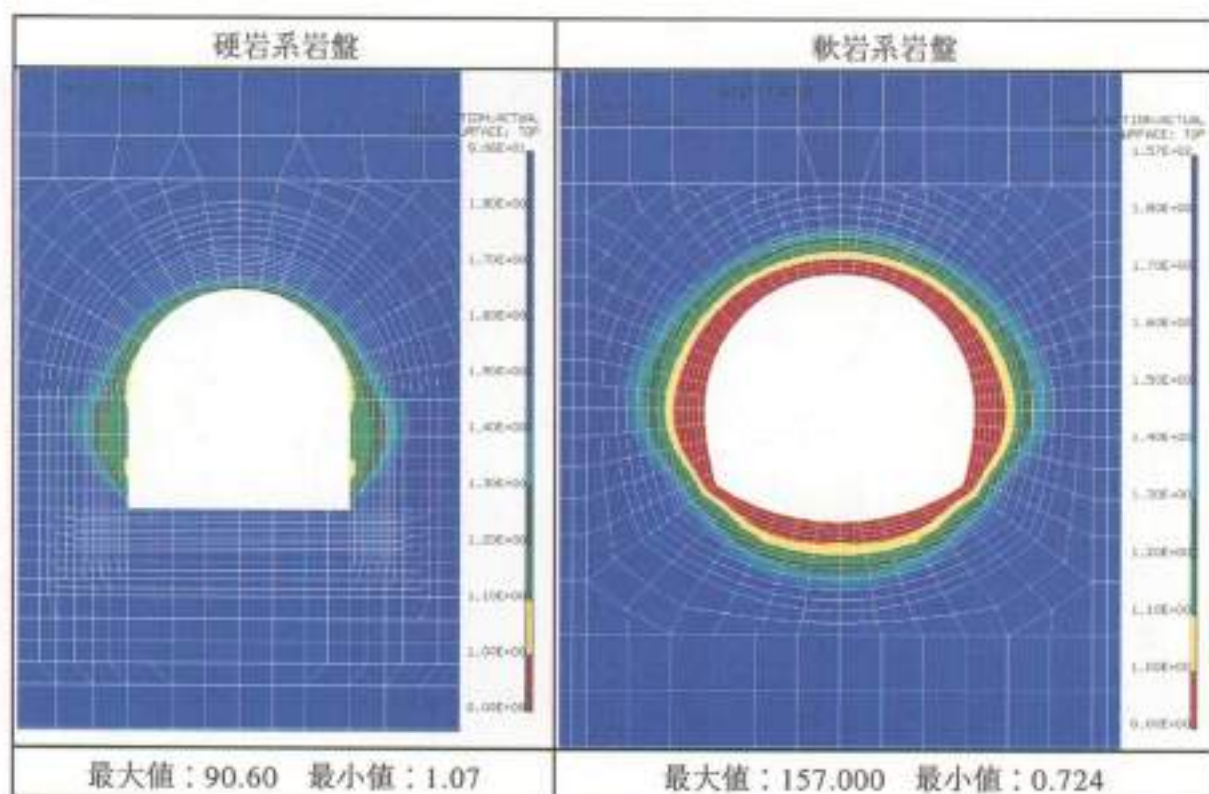


(処分坑道：掘削時)

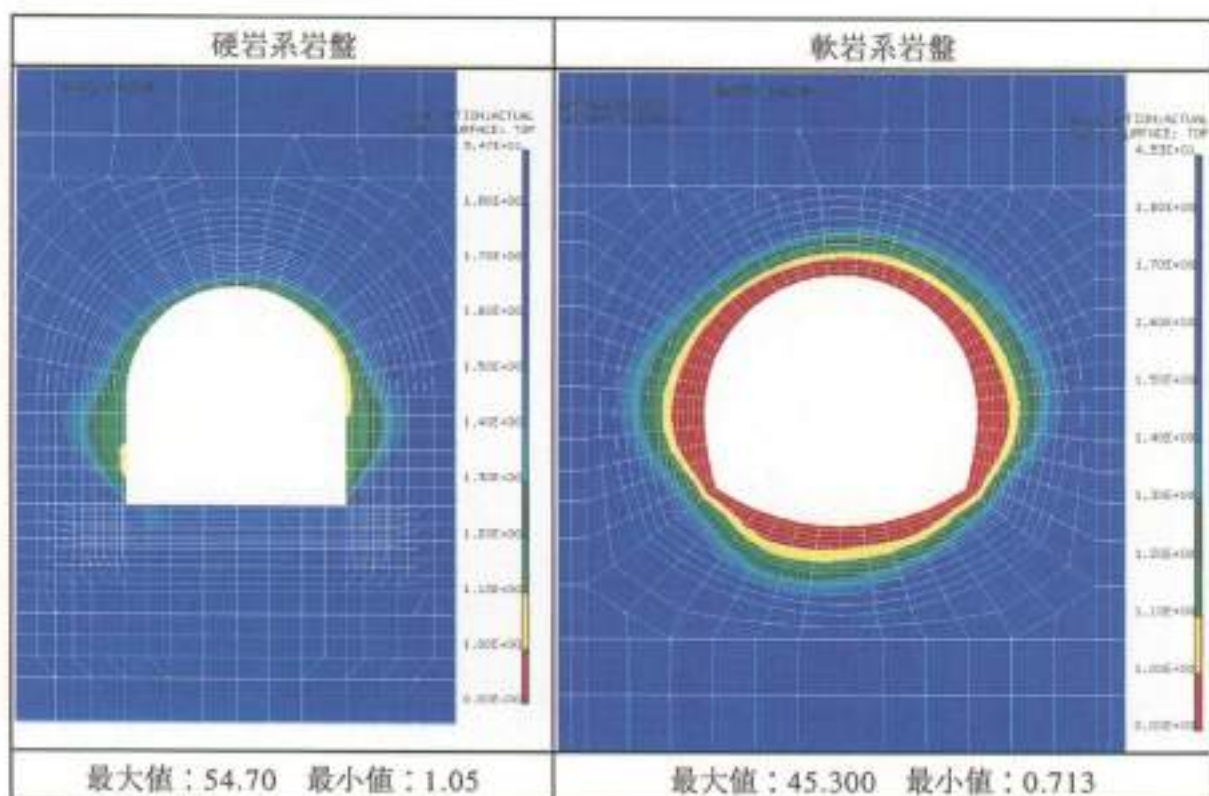


(処分坑道：地震時)

図 4.2.2- 83 最大せん断ひずみ分布図



(処分坑道：掘削時)



(処分坑道：地震時)

図 4.2.2- 84 局所安全率分布図

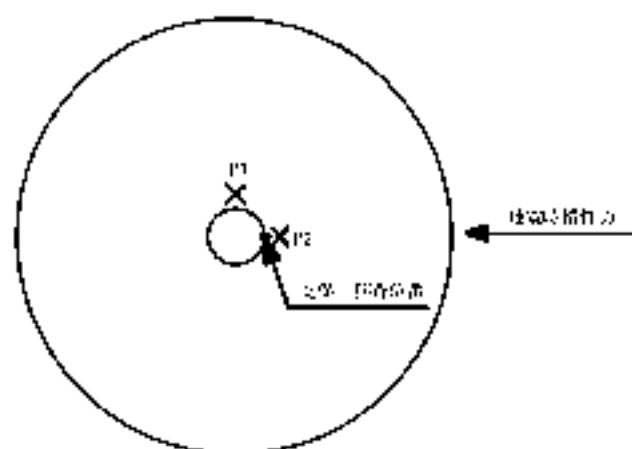


図 4.2.2-85 解析出力ポイント（立坑）

(硬岩系岩盤：立坑)

(軟岩系岩盤：立坑)

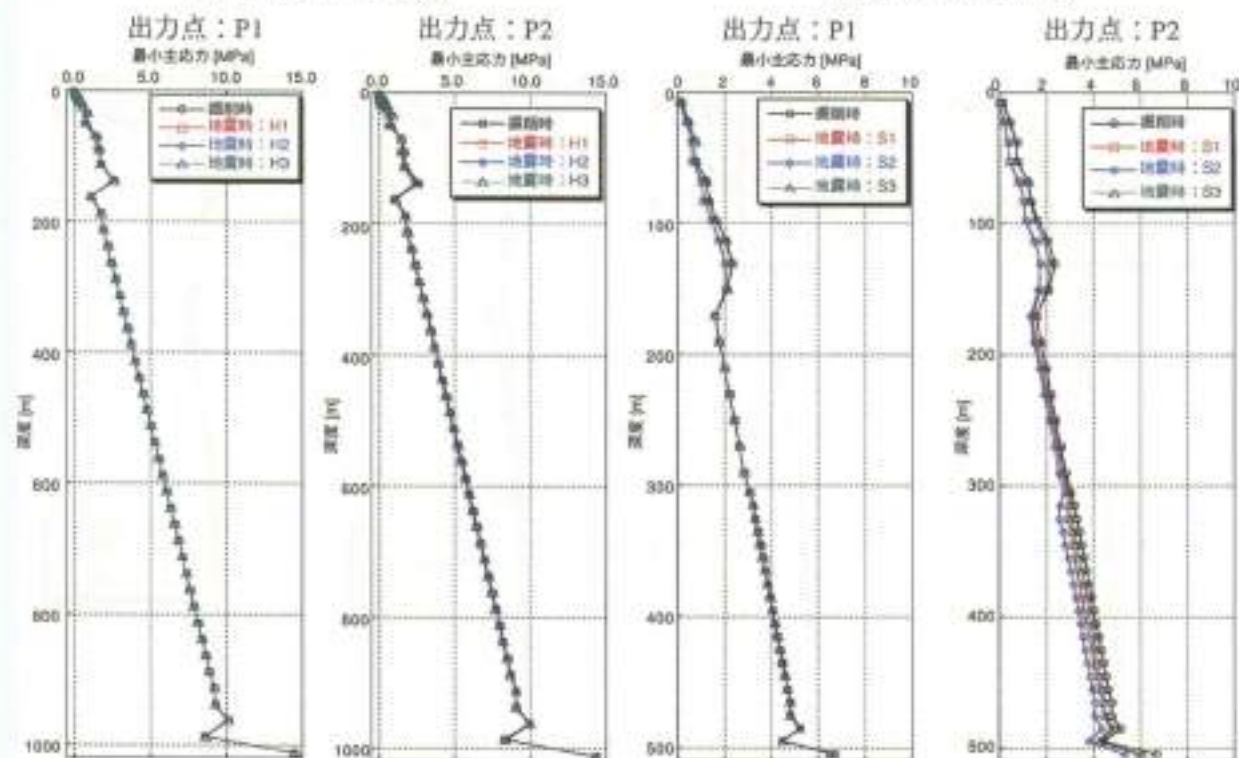


図 4.2.2- 86 最小主応力分布図

(硬岩系岩盤：立坑)

(軟岩系岩盤：立坑)

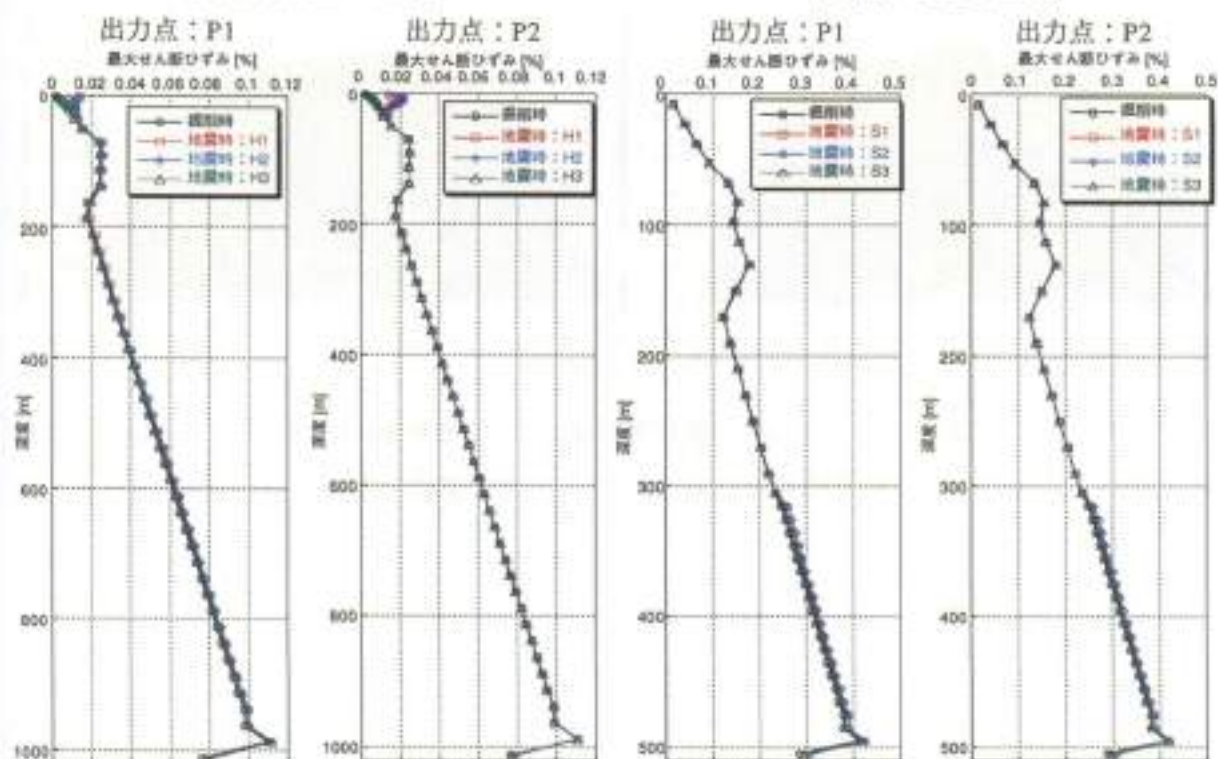


図 4.2.2- 87 最大せん断ひずみ

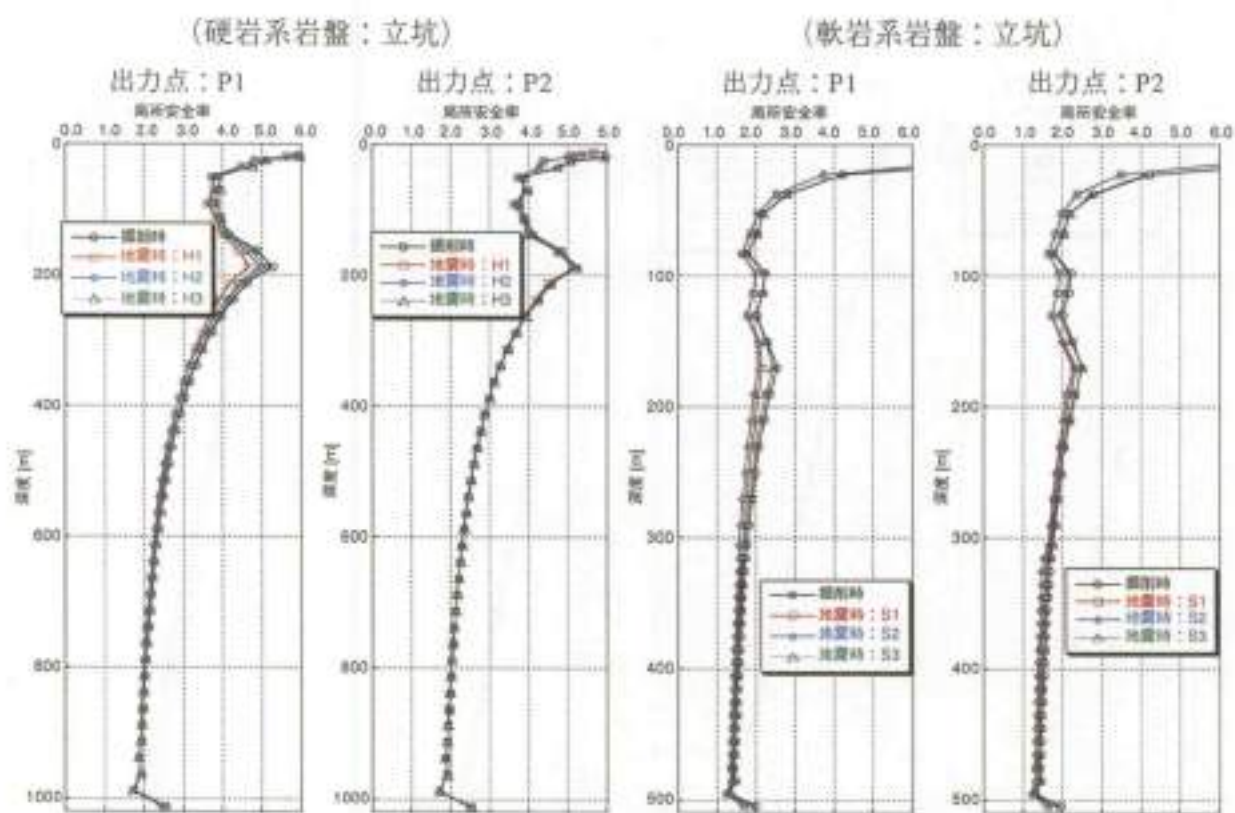
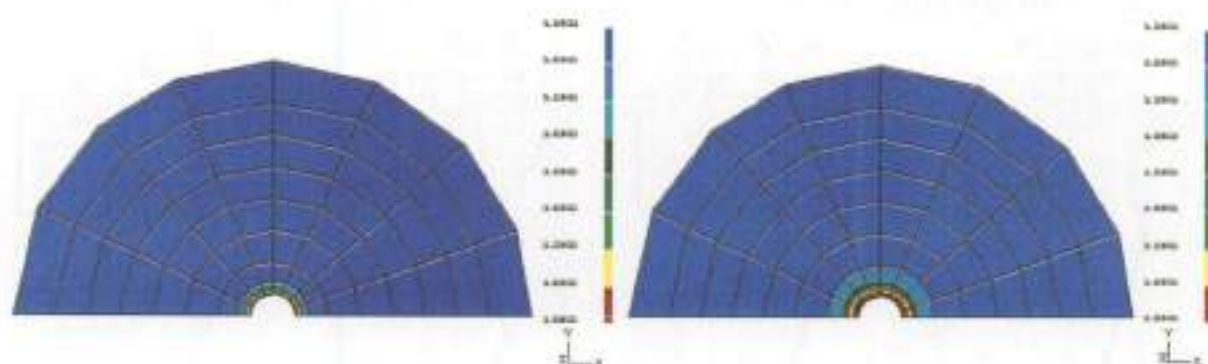


図 4.2.2- 88 局所安全率分布図



(掘削時)

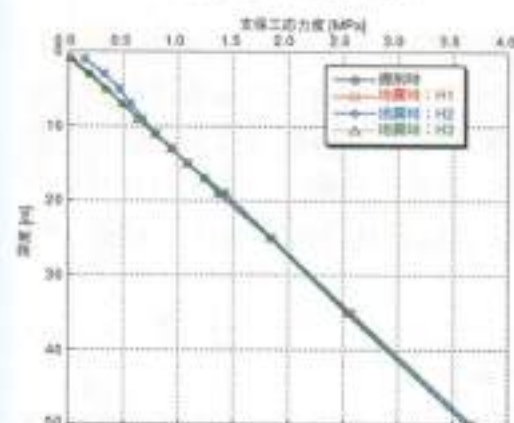
(地震時)

図 4.2.2- 89 局所安全率が最小となる断面の分布図

(軟岩系岩盤：立坑, S2 ケース, 深度 490m)

注) 支保工応力度は円周
方向応力度である

(硬岩系岩盤：立坑)



(軟岩系岩盤：立坑)

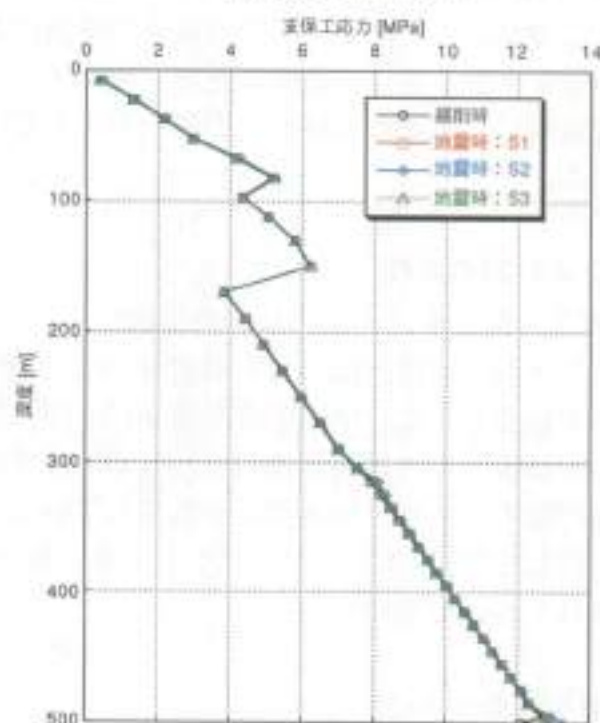


図 4.2.2-90 支保工応力度分布図

3) まとめ

本検討では、地表面での最大加速度が 1000gal 以上の巨大地震を想定し検討を行った。しかしながら、上述したように、坑道掘削時と地震荷重載荷時の最小主応力、最大せん断ひずみおよび局所安全率の比較より、地震時増分は非常に小さく、また、支保工応力度も許容値を下回る結果となった。

したがって、処分場の建設時の各坑道の力学的安定性が確保されるのであれば地震時の坑道力学的安定性は確保できるものと考えられる。

4.2.2.4 廃棄体、緩衝材の温度からの制限

ここでは、ニアフィールドの温度の時間的な変化を解析し、廃棄体、緩衝材の温度が制限を下回る処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせを求める。また、緩衝材設置時に生ずる緩衝材周りの隙間が、人工バリア周りの温度変化に与える影響を検討する。

4.2.2.4.1 解析条件

1) ガラス固化体、人工バリアの仕様

ガラス固化体は、3.2.1.1に仕様を示した50年間中間貯蔵（冷却期間54年）されたものを対象とした。中間貯蔵期間30年（冷却期間34年）の場合、冷却期間が短くなることによりガラス固化体の発熱量が増加するが、処分場の規模に及ぼす設計上の影響を把握するため、別途検討を実施している（谷口・岩佐，1999）。人工バリアの仕様に関しては、4.1.3で示されたものを、処分孔および処分坑道の形状は、4.2.2.1で示されたものを用いた。

2) 解析の考え方

廃棄体定置後のニアフィールドでは、廃棄体からの放熱、周辺岩盤から人工バリアへの地下水の浸潤、地下水の浸潤による緩衝材の膨潤圧力、周辺岩盤の地圧などが相互に影響し、ニアフィールドの温度、水理、応力環境などが変化することが予想される。したがって、ニアフィールドの温度変化を詳細に評価するためには、熱-水-応力連成解析が必要となる。しかしながら、廃棄体定置直後から人工バリアが最高上昇温度に至る数10年間（谷口・藤田，1997）は、地下深部での地下水の移動速度は非常に小さく熱伝導に与える影響が小さいこと、廃棄体の発熱によるニアフィールドの地下水の対流が熱伝導に与える影響が小さいこと（谷口・岩佐，1999）、地下水の浸潤により緩衝材の熱物性は変化するが、人工バリア設置時における含水状態での熱物性を用いて解析すれば保守的な結果を与える（千々松・谷口，1999）ことなどにより、ここでは、水および応力との連成を考慮しない熱伝導解析により評価を行った。解析には、有限要素法汎用解析コード FINAS（動力炉・核燃料開発事業団，1992b）を用いた。

3) 解析モデルおよび境界、初期条件

図4.2.2-91に解析モデルを示す。事前の研究で深度方向は、ガラス固化体から上下200mの範囲をモデルに含めれば、境界の影響はないことを確認しており（谷口・藤田，1997）、地表面から処分深度+200mまでをモデルに含めた。初期の温度分布として、地表面は付録Aで示したように15℃で一定とし、地温勾配は深度方向に3℃/100mとした。また、モデル底部もその深度における初期温度で一定とした。

水平方向は、複数の廃棄体が一定間隔で定置されることを考慮し、処分坑道横断方

向および軸方向それぞれ，ガラス固化体中心から処分坑道離間距離の半分まで，ガラス固化体中心から廃棄体ピッチの半分までをモデル化し，側面の境界条件は断熱境界とした。

緩衝材，廃棄体の定置の方法により，緩衝材と岩盤，廃棄体との間に隙間が生ずることが考えられる。この隙間は施工方法，そのほかで変動し，一律に設定することは難しい。このため，ここでの評価においては，緩衝材が隙間なく均一に施工された状態をモデル化（均一化モデル）して解析を行った。緩衝材の隙間の影響に関しては，設定された処分坑道離間距離および廃棄体ピッチの仕様に対して解析を実施し，その影響を確認した。

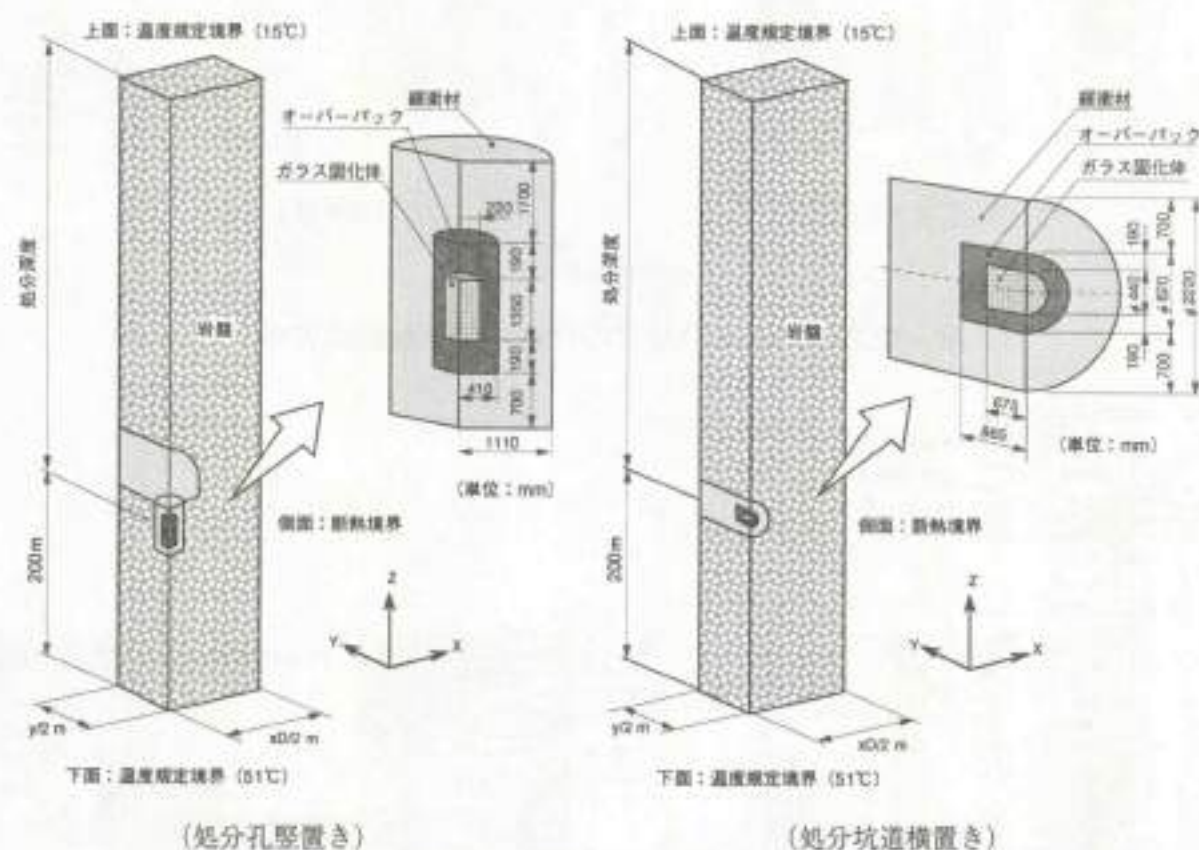
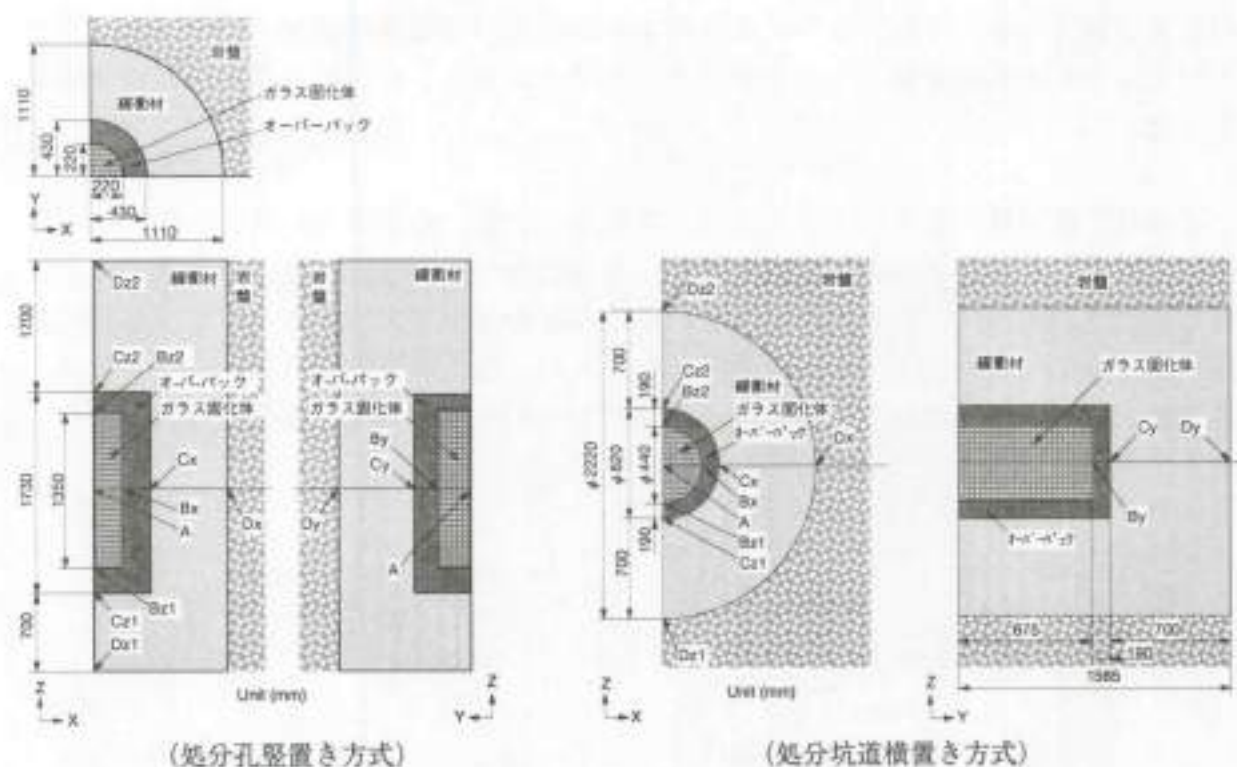


図 4.2.2- 91 解析モデル

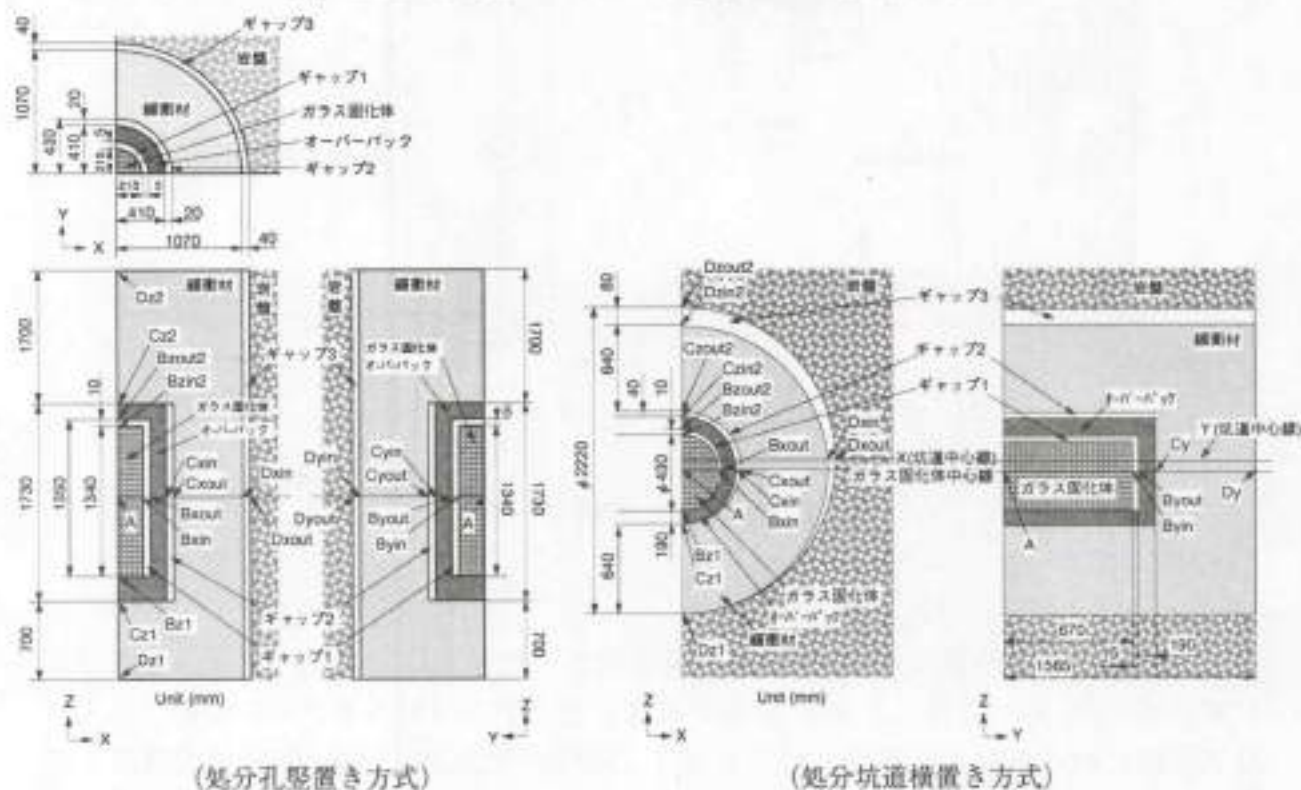
4) 人工バリア周りの寸法と解析出力点

図 4.2.2- 92に均一化モデルでの，処分坑道横置き方式における人工バリアの寸法および解析出力点を，図 4.2.2- 93に隙間を考慮したモデル（隙間モデル）での，人工バリアと隙間の寸法および解析出力点を示す。隙間の寸法設定では，処分坑道横置き方式では，人工バリア各材料間が底部では密着し上部では隙間が生じる形状，処分坑道縦置き方式では，人工バリア各材料間が上底部では密着し側面では隙間が生じる形状とした（4.1.1.4.1，4.1.2.3.2 参照）。



均一化モデル

図 4.2.2- 92 人工バリアの寸法および解析出力点



隙間モデル

図 4.2.2- 93 隙間と人工バリアの寸法および解析出力点

5) ガラス固化体発熱量

図 4.2.2- 94に解析に用いたガラス固化体の発熱量の時間的变化を示す。

ガラス固化体の発熱は、解析モデルにおいて、ガラス固化体を構成する要素の各節点に集中発熱として与え、その合計が発熱体の総発熱量となるように設定した。また、各節点に対する入熱の振り分けに関しては、ガラス固化体を構成する各要素における発熱量が均等となるようにした（谷口・藤田，1997）。

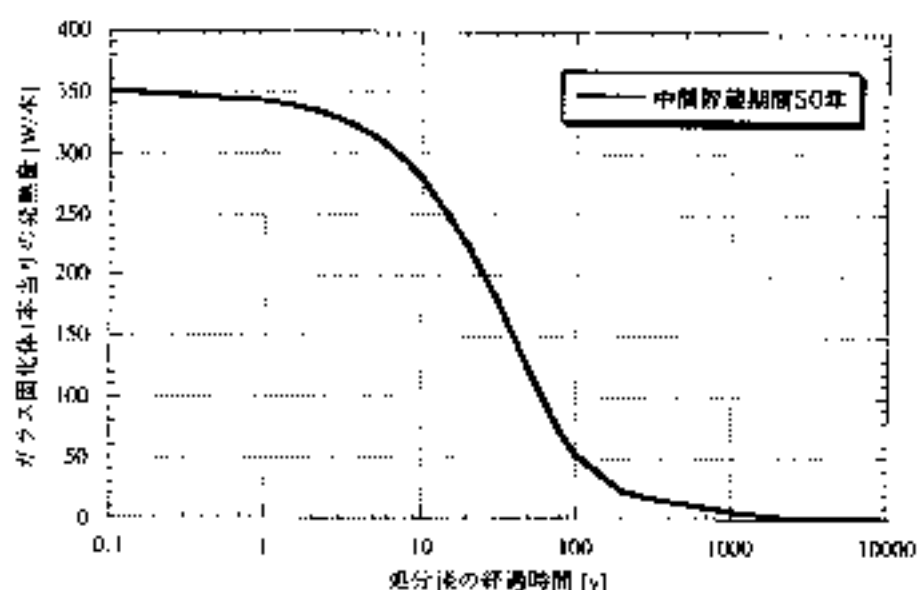


図 4.2.2- 94 ガラス固化体中間貯蔵期間後の発熱量経時変化

6) 熱物性

表 4.2.2- 29に解析で用いる熱物性を示す。

表 4.2.2- 29 人工バリア、岩盤および隙間の物性

		熱伝導率: λ [W m ⁻¹ K ⁻¹]	比熱: C [kJ kg ⁻¹ K ⁻¹]	密度: ρ [kg m ⁻³]	備考
ガラス固化体		1.2	0.96	2800	*
オーバーパック		51.6	0.47	7860	300Kでの炭素鋼の値
緩衝材		0.78	0.59	1712	含水比: 7[%] 乾燥密度: 1.6[Mg m ⁻³]
埋め戻し材		0.78	0.59	1712	- 緩衝材と同様
岩盤	硬岩	2.8	1.0	2670	表3.2-6を参照
	軟岩	2.2	1.4	2200	表3.2-6を参照
隙間	粉末	0.158	0.217	1040	含水比: 61[%] 乾燥密度: 0.98[Mg m ⁻³]
	バントナイト				
	空気	0.03	1.01	0.9799	360K高圧下での空気の値
	水	0.6761	4.212	960.17	370K飽和水の値

*既往の文献（たとえば McElroy et al., 1983；作花ほか，1975）より、ガラス固化体として用いられるホウケイ酸ガラスの熱物性は、その組成に大きく依存しない。ここでは、COGEMA 仕様（Nagra, 1985）のガラス固化体に関する熱物性を参考に設定した。

(1) 人工バリアおよび岩盤の物性

ガラス固化体として用いられるホウケイ酸ガラスの熱物性は、その組成に大きく依存しない（たとえば McElroy et al., 1983；作花ほか, 1975）。ここでは、COGEMA 仕様（Nagra, 1985）のガラス固化体に関する熱物性を参考に設定した。オーバーパックに関しては、伝熱工学資料（日本機械学会, 1986）に基づき温度 27℃（300K）での炭素鋼の値を用いた。

緩衝材に関しては、施工上の隙間を、地下水の浸潤による膨潤で閉塞した後の状態において乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} になるように、仕様を設定している。ここでは、熱伝導の観点から保守的（谷口航ほか, 1999b；鈴木ほか, 1992）に検討するため、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の値を用いることとした（4.1.2.1.4 参照）。このときの含水比は 7%とした（4.1.2.1.4 参照）。

処分孔堅置き方式における埋め戻し材に関しては、緩衝材と比較して、地下水の浸潤速度が速くかつ廃棄体の発熱の影響は小さいと考えられること、ケイ砂の混合率が緩衝材より高いため、水分を含んでいれば熱伝導性も緩衝材より良好である（谷口航ほか, 1999b；鈴木ほか, 1992）ことを考慮して、保守的に緩衝材の熱物性と同一値を用いることとした。

岩盤に関しては、4.2.2.3.2 での結果を踏まえ、3.2.2.2 で示した硬岩系岩盤（HR）と軟岩系岩盤（SR-C）の値を用いた。

(2) 隙間の物性

緩衝材が接する隙間への対策としては、ベントナイトベレット充填方式、粉末ベントナイト噴射方式、ベントナイトスラリー投入方式などが考えられている（4.1.2.3.2 参照）。ここでは、熱伝導の面に関して、密度、含水比の影響から保守的と考えられる粉末ベントナイト噴射方式を想定した。また、空気、あるいは隙間に対する対策を行わない場合、坑道壁面からの湧水による水が隙間を充填することとなる。これらを考え合わせて、ここでは、オーバーパック-緩衝材間および緩衝材-岩盤間の隙間の物性として、粉末ベントナイト、空気、水を設定した。ただし、ガラス固化体-オーバーパック間の隙間に関しては、空気のみとした。

粉末ベントナイトに関しては、自然含水比（約 6%）における測定上最も低乾燥密度（約 1.0 Mg m^{-3} ）の値を用いた（4.1.2.1.4 参照）。

空気、水に関しては、後述するように均一化モデルにおける緩衝材の最高上昇温度が 100℃であることから、伝熱工学資料（日本機械学会, 1986）に基づき 100℃近傍の値を用いた。

7) 判定条件

緩衝材材料であるベントナイトは、温度が100℃未満の場合には、緩衝材性能を損なうような変質は考えにくい（4.1.2.1.11 参照）。また、ガラスの相転移温度は400～500℃（IAEA, 1983）、岩石の熱的変質の制限温度は150～300℃（IAEA, 1983）である。したがって、ニアフィールドの制限温度は、ガラスに対して400～500℃、緩衝材に対して100℃、岩盤に対して150～300℃とした。

8) 解析ケース

表 4.2.2-30に均一化モデルに対する解析ケースを示す。

ニアフィールドの温度制限を満足する処分坑道離間距離と廃棄体（処分孔）ピッチの組み合わせはいくつも考えられる。このため、表 4.2.2-30に示すように、空洞安定性の面から必要な処分坑道離間距離および廃棄体（処分孔）ピッチの組み合わせを起点とし、処分坑道離間距離、および廃棄体（処分孔）ピッチを増加させ、解析を実施し、温度制限を満足する組み合わせを求めた。

表 4.2.2-31に示すように、隙間モデルの解析ケースに関しては、隙間の充填物をパラメータとした。

表 4.2.2-30 均一化モデルにおける解析ケース

配置方式	岩盤の種類	処分坑道離間距離 [m]	廃棄体ピッチ [m]	解析ケース
処分孔 設置方式	硬岩系岩盤	10(2D) ^{*1}	4.44(3d) ^{*1}	左記の処分坑道離間距離、廃棄体ピッチの組み合わせを起点とし、処分坑道離間距離、廃棄体ピッチを増加させて解析を行った
	軟岩系岩盤	13(2.6D) ^{*1}	6.66(3d) ^{*1}	
処分坑道 掘置き方式	硬岩系岩盤	4.44(2D) ^{*2}	3.13 ^{*3}	
	軟岩系岩盤	5.55(2.5D) ^{*2}	3.13 ^{*3}	

*1 D: 掘置き方式の処分坑道径 (3m)、設置方式の処分孔径 (2.22m)

*2 D: 掘置き方式の処分坑道径 (2.22m)

*3 人二バリノの必要寸法からの最小廃棄体ピッチ

表 4.2.2-31 隙間を考慮したモデルの解析ケース

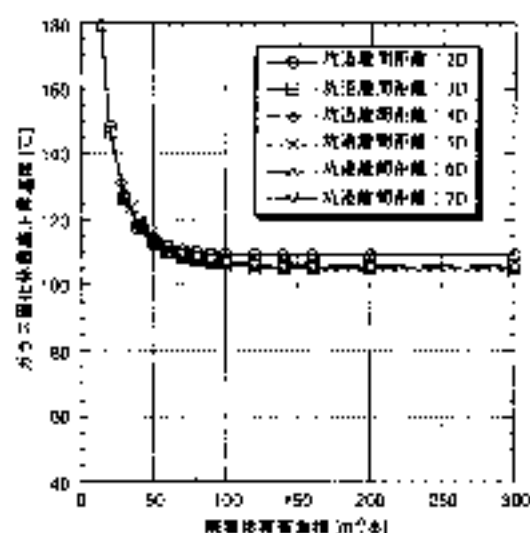
ケース名	隙間の位置		
	ガラス固化体・ オーバーパック間	オーバーパック・ 緩衝材間	緩衝材・ 岩盤間
CASE A	空気	空気	空気
CASE B	空気	粉末ベントナイト	粉末ベントナイト
CASE W	空気	水	水

4.2.2.4.2 解析結果

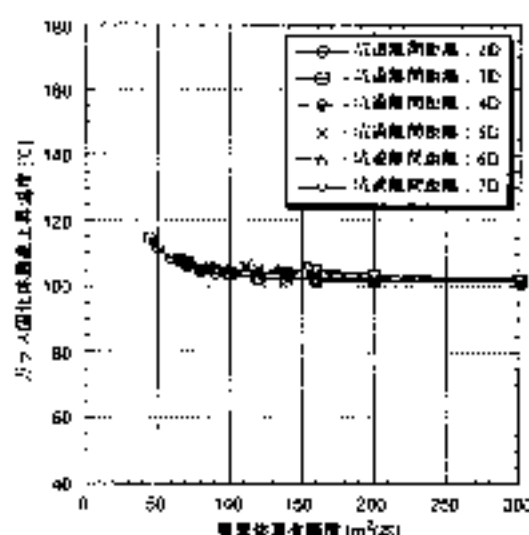
1) 廃棄体専有面積と最高上昇温度

図 4.2.2- 95～図 4.2.2- 98 に、廃棄体専有面積とガラス固化体、緩衝材、および岩盤の最高上昇温度との関係をそれぞれ示す。すべてのケースにおいて、ガラス固化体および岩盤それぞれの最高上昇温度は、前述した制限温度を下回った。また、廃棄体の専有面積が同じであれば、最高上昇温度に対する処分坑道離間距離の違いによる影響は小さいことがわかった。

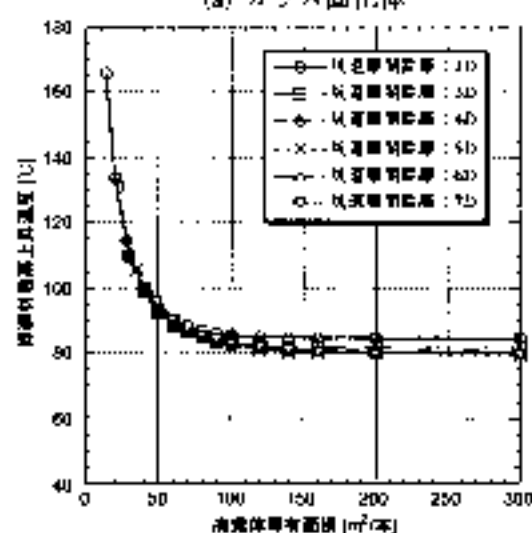
処分孔竖置き方式の場合、空洞安定性から設定された最小処分坑道離間距離および最小廃棄体（処分孔）ピッチの組み合わせでも、緩衝材の最高上昇温度は 100℃を下回る結果が得られた。一方、処分坑道横置き方式の場合、緩衝材の最高上昇温度が 100℃になる廃棄体 1 本当たりの専有面積は、硬岩系岩盤では約 40m²、軟岩系岩盤では約 30m²となった。



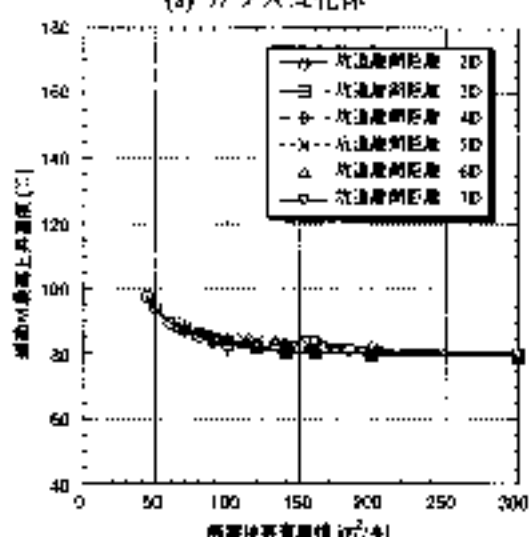
(a) ガラス固化体



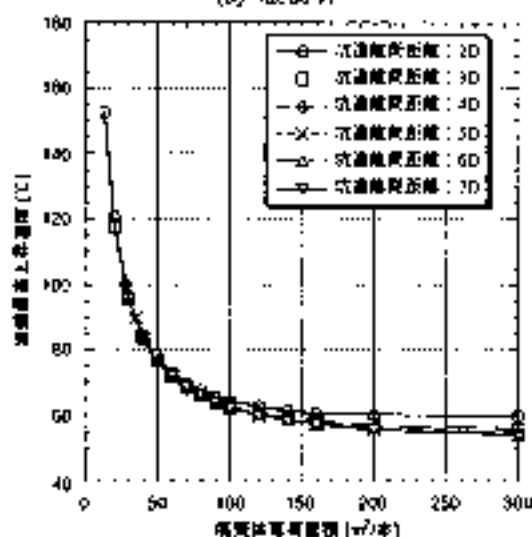
(a) ガラス固化体



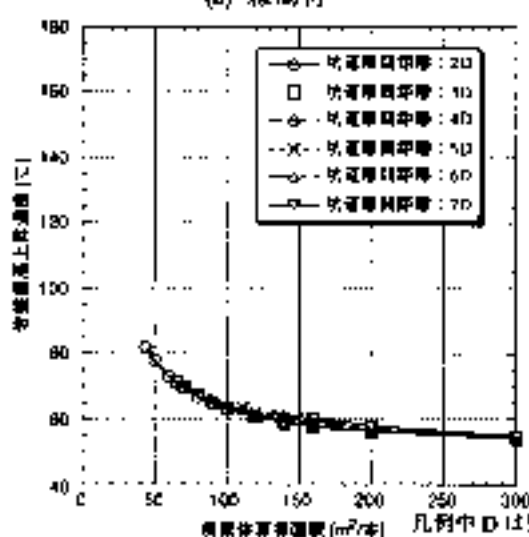
(b) 緩衝材



(b) 緩衝材



(c) 岩盤

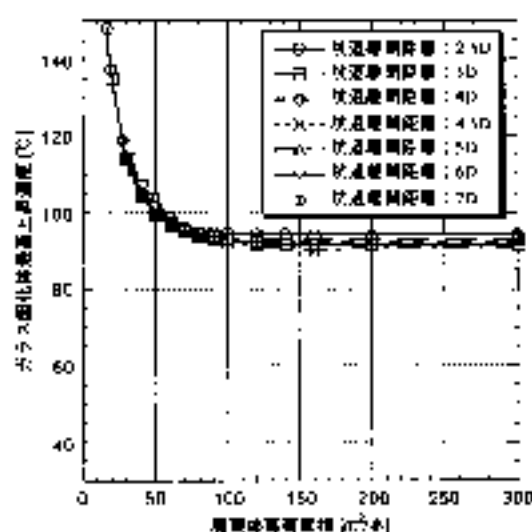


(c) 岩盤

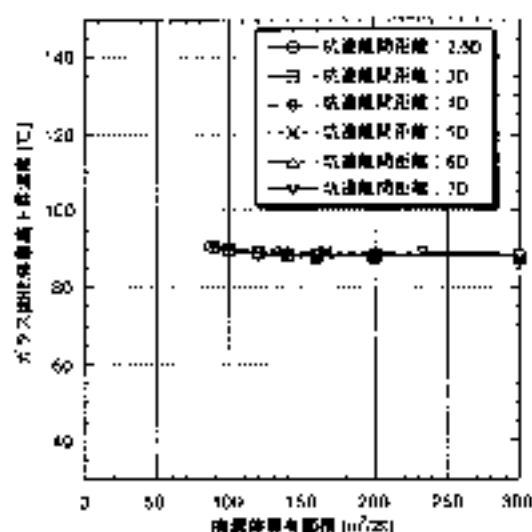
図 4.2.2-95 各部の最高上昇温度 (硬岩系岩盤、処分坑道横置き方式)

図 4.2.2-96 各部の最高上昇温度 (硬岩系岩盤、処分孔縦置き方式)

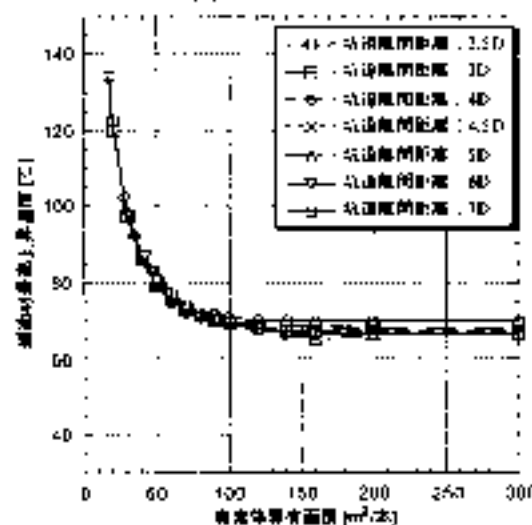
凡例中 D は処分坑道径を表す



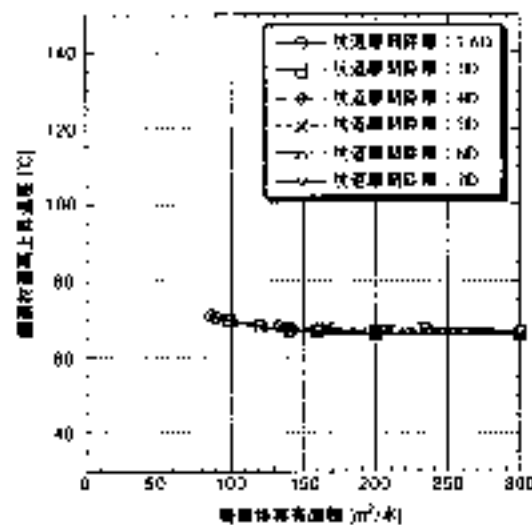
(a) ガラス固固化体



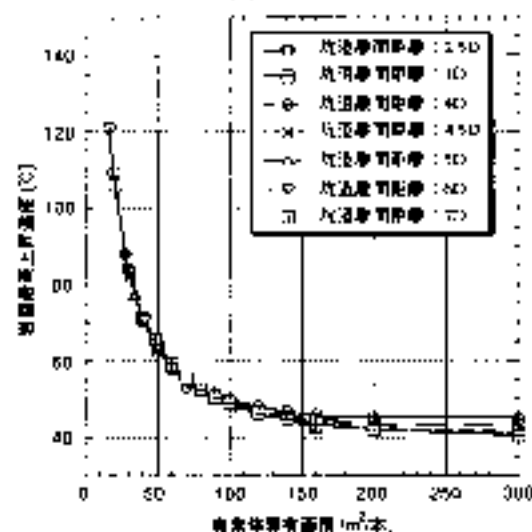
(a) ガラス固固化体



(b) 緩衝材

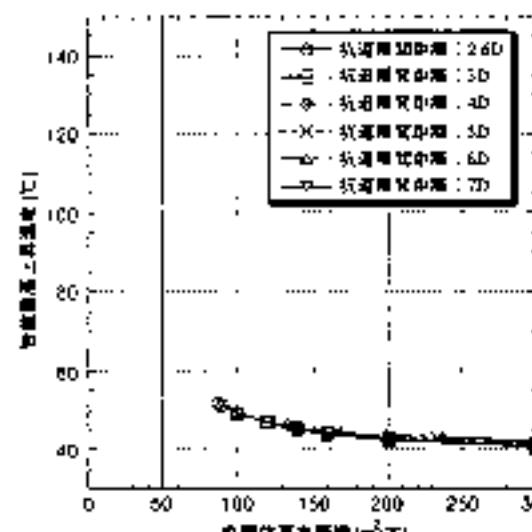


(b) 緩衝材



(c) 岩盤

図 4.2.2-97 各部の最高上昇温度
(軟岩系岩盤、処分坑道横置き方式)



(c) 岩盤

凡例中Dは処分坑道径を表す

図 4.2.2-98 各部の最高上昇温度
(軟岩系岩盤、処分坑道縦置き方式)

2) 処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ

処分坑道縦置き方式の場合は、空洞安定性から設定された最小処分坑道離間距離および最小廃棄体（処分坑）ピッチの組み合わせとした場合でも、緩衝材の最高上昇温度は100℃を下回ることから、表 4.2.2-32に示すような処分坑道離間距離および廃棄体ピッチとなる。

表 4.2.2-32 処分坑道縦置き方式の処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ

	処分坑道離間距離	廃棄体ピッチ
硬岩系岩盤	2D(10[m])	2d(4.44[m])
軟岩系岩盤	2.6D(13[m])	3d(6.66[m])

D：処分坑道径，d：処分坑径

処分坑道横置き方式における緩衝材の最高上昇温度と廃棄体ピッチの関係を図 4.2.2-99に示す。また、処分坑道横置き方式で緩衝材の最高上昇温度が100℃を下回る処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせを表 4.2.2-33に示す。処分坑道横置き方式において、硬岩系岩盤の場合の処分坑道離間距離 6D 以上、軟岩系岩盤の場合の処分坑道離間距離 4.5D 以上のときには、4.2.2 で前述した人工バリアに必要な最小廃棄体ピッチで緩衝材の制限温度100℃を下回る結果となった。

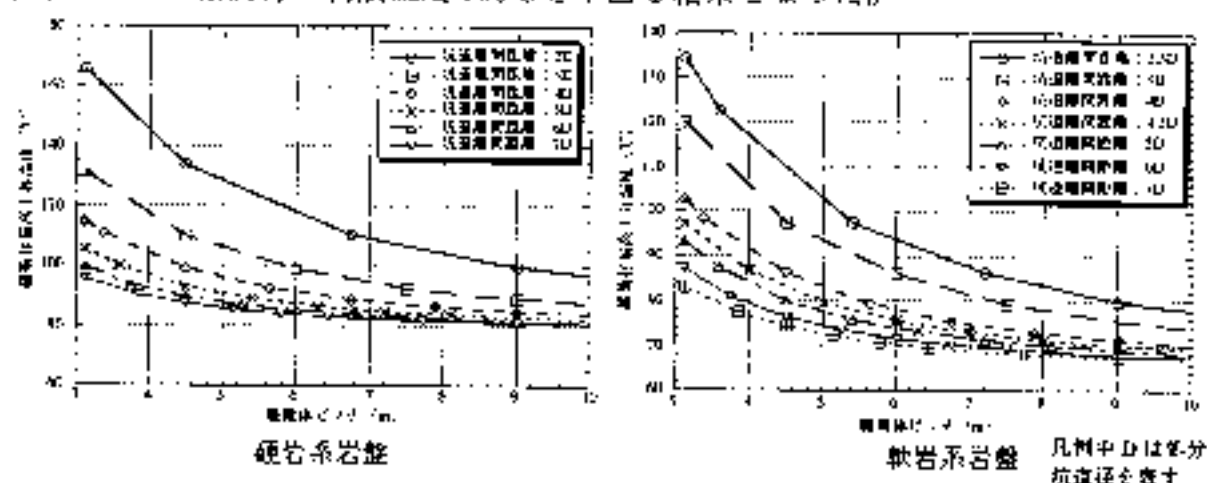


図 4.2.2-99 廃棄体ピッチと緩衝材の最高上昇温度（処分坑道横置き方式）

表 4.2.2- 33 処分坑道横置き方式の処分坑道離間距離と廃棄体ピッチ

硬岩系岩盤			軟岩系岩盤		
処分坑道 離間距離 [m]	廃棄体 ピッチ [m]	廃棄体専有 面積[m ² /本]	処分坑道 離間距離 [m]	廃棄体 ピッチ[m]	廃棄体専有 面積[m ² /本]
4.44(2D)	9.0	39.96	5.55(2.5D)	5.2	28.86
6.66(3D)	5.8	38.63	6.66(3D)	4.4	29.30
8.88(4D)	4.4	39.07	8.88(4D)	3.3	29.30
11.10(5D)	3.6	39.96	9.99(4.5D)*	3.13	31.27
13.32(6D)*	3.13	41.69	11.10(5D)*	3.13	34.74
15.54(7D)*	3.13	48.64	13.32(6D)*	3.13	41.69
			15.54(7D)*	3.13	48.64

* : 緩衝材の最高上昇温度は100℃に到達しない。

D : 処分坑道径

3) ニアフィールドの温度経時変化および隙間の影響

図 4.2.2- 100～図 4.2.2- 103に、隙間を考慮したケースでの温度の経時変化を示す。

(1) ニアフィールドの温度経時変化

処分形態およびこれらに隙間を考慮した解析ケースの全てにおいて、ニアフィールドの温度の時間的変化は同じ傾向となった。以下にその傾向をまとめる。

- ・緩衝材の内側(オーバーバックもしくはオーバーバック-緩衝材間の隙間と緩衝材が接する部分)では、人工バリア定置後約 10～20 年で最高上昇温度に到達し、その後温度が低下する。
- ・緩衝材の外側(緩衝材と岩盤もしくは緩衝材-岩盤間の隙間が接する部分、また坑道横置き方式において隣接する人工バリアと接する部分)では、人工バリア定置後約 20～40 年で最高上昇温度に到達し、その後温度が低下する。
- ・廃棄体定置後約 1,000 年で人工バリア内の温度分布は一定になり、その時の温度は、処分深度 1,000m の硬岩系岩盤では約 60℃、軟岩系岩盤縦置き方式では約 40℃、軟岩系岩盤横置き方式では約 50℃となった。したがって、廃棄体定置後約 1,000 年以降の人工バリアの温度は、初期の地温が支配的であるといえる。
- ・廃棄体定置後約 10,000 年で人工バリアの温度は初期地温に戻る。

(2) 隙間の影響

表 4.2.2- 34、表 4.2.2- 35に、人工バリアの各出力位置毎の最高上昇温度を示す。

人工バリアに隙間が生じることを考慮した結果、緩衝材が接する隙間に空気の場合、緩衝材の許容温度 100℃を最高 17℃上回る。また、水の物性を用いた場合、最高 1℃、粉末ベントナイトの物性を用いた場合、最高で約 4℃上回る。しかしながら、この解析では空気の輻射、対流の熱伝達に与える影響を考慮していないこと、人工バリア定置直後には、建設・操業の作業性から湧水対策が施されるが、徐々に地下水位は回復し、緩衝材中への地下水の浸潤が始まることから、緩衝材および緩衝材-岩盤間の熱伝導性が向上すること、また、緩衝材が膨潤し隙間が閉塞されることなどを考慮すると、隙間が緩衝材の最高上昇温度に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、図 4.2.2- 104、図 4.2.2- 105に、硬岩系岩盤を対象として、緩衝材が各ケースでおおむね最高上昇温度になる時間(廃棄体定置後 10 または 20 年)での温度分布コンター(緩衝材のみ表示)を示す。図に示されるように、緩衝材の温度が 100℃を超えるのは、緩衝材内面近傍である。

表 4.2.2-34 人工バリア各位置での最高上昇温度（硬岩系岩盤）

鉛分孔設置方式					地分坑並横置き方式				
出力点	粉末 ベント ナイト	空気 (360[K])	水	均一化 モデル	出力点	粉末 ベント ナイト	空気 (360[K])	水	均一化 モデル
A	149.9	168.3	144.7	114.7	A	153.3	168.6	145.2	116.7
Bxin	123.0	140.4	118.2	98.0	Bxin	140.4	155.3	135.5	100.0
Bxout	102.0	118.2	98.2		Bxout	104.1	117.5	100.4	
Byin	125.3	142.8	120.4	98.0	Byin	116.2	129.9	111.8	99.4
Byout	102.0	118.2	98.2		Byout	102.8	115.6	99.2	
Bz1	101.6	117.1	97.9	97.3	Bz1	105.3	118.4	101.4	100.0
Bzin2	139.4	157.2	134.4	97.3	Bzin2	160.2	175.8	155.1	100.0
Bzout2	100.9	116.5	97.3		Bzout2	103.7	117.2	100.0	
Cxin	101.8	117.9	98.0	97.7	Cxin	103.7	117.1	100.0	99.8
Cxout	97.7	100.2	97.0		Cxout	99.5	101.7	99.0	
Cyin	101.7	117.9	98.0	97.7	Cy	102.6	115.5	99.1	99.1
Cyout	97.8	100.2	97.0		Cz1	103.9	116.9	100.6	99.8
Cz1	101.0	116.3	97.4	96.9	Czin2	103.4	117.0	99.7	99.8
Cz2	100.8	116.3	97.1	97.0	Czout2	96.9	99.1	97.7	
Dxin	83.7	89.6	82.2	81.7	Dxin	85.1	91.2	83.6	83.1
Dxout	81.5	80.9	81.7		Dxout	83.0	82.6	83.1	
Dyin	84.0	89.8	82.6	82.0	Dy	90.1	97.6	88.4	88.4
Dyout	81.9	81.3	82.0		Dz1	83.9	85.6	83.4	83.1
Dz1	81.3	82.6	81.0	81.0	Dzin2	85.6	92.8	83.6	83.0
Dz2	79.7	80.8	79.5	79.5	Dzout2	82.2	81.1	82.7	

単位：[℃]

表 4.2.2-35 人工バリア各位置での最高上昇温度（軟岩系岩盤）

処分孔設置方式					処分坑道横置き方式				
出力点	粉末 ベント ナイト	空気 (360[K])	水	均一化 モデル	出力点	粉末 ベント ナイト	空気 (360[K])	水	均一化 モデル
A	138.8	158.5	133.1	90.7	A	145.9	160.6	141.2	111.7
Bxin	105.0	124.3	99.6	71.2	Bxin	133.9	148.2	129.3	97.6
Bxout	76.5	94.8	71.5		Bxout	101.5	112.6	97.9	
Byin	105.0	124.3	99.6	71.2	Byin	111.3	124.5	107.7	96.9
Byout	76.5	94.8	71.5		Byout	100.3	111.1	96.7	
Bz1	75.8	93.3	71.0	70.3	Bz1	102.5	113.6	99.0	97.6
Bzin2	118.7	138.0	113.3	70.4	Bzin2	152.4	167.4	147.5	97.5
Bzout2	75.1	92.8	70.3		Bzout2	101.2	112.4	97.5	
Cxin	76.2	94.5	71.2	70.9	Cxin	101.2	112.3	97.6	97.3
Cxout	70.9	74.2	70.0		Cxout	97.0	99.4	96.5	
Cyin	76.2	94.5	71.2	70.9	Cy	100.2	111.0	96.6	96.6
Cyout	70.9	74.2	70.0		Cz1	101.7	112.4	98.1	97.3
Cz1	75.1	92.6	70.4	69.7	Czin2	101.0	112.2	97.2	97.3
Cz2	74.9	92.6	70.2	69.9	Czout2	94.3	96.6	95.1	
Dxin	53.8	60.8	52.2	51.6	Dxin	84.0	89.9	82.7	82.2
Dxout	51.4	50.6	51.6		Dxout	82.1	81.6	82.2	
Dyin	53.9	60.9	52.3	51.8	Dy	88.7	95.3	86.9	86.9
Dyout	51.6	50.8	51.8		Dz1	83.1	84.9	82.5	82.1
Dz1	51.3	53.1	50.8	50.8	Dzin2	84.2	90.9	82.5	82.0
Dz2	49.0	50.5	48.8	48.8	Dzout2	80.9	79.6	81.6	

単位：(℃)

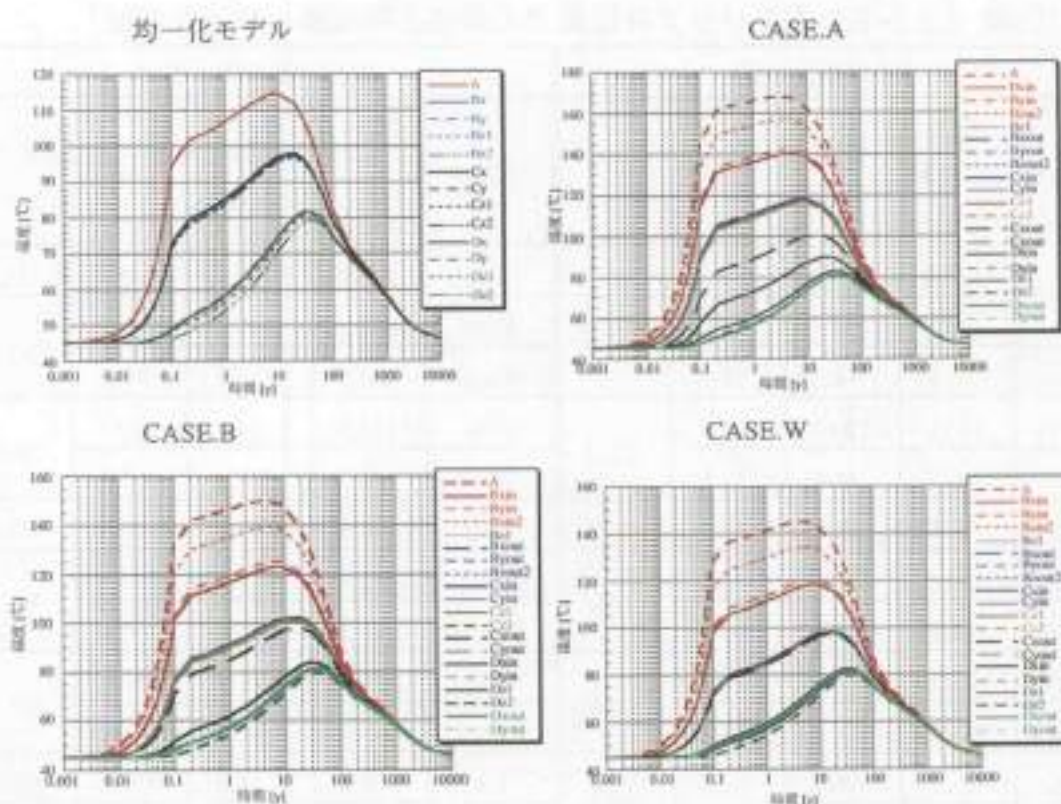


図 4.2.2- 100 温度の経時変化（硬岩系岩盤処分坑道縦置き方式）
 (処分坑道離間距離：2D(10m), 廃棄体ピッチ：2d(4.44m), 廃棄体専有面積：44.4m²/本)

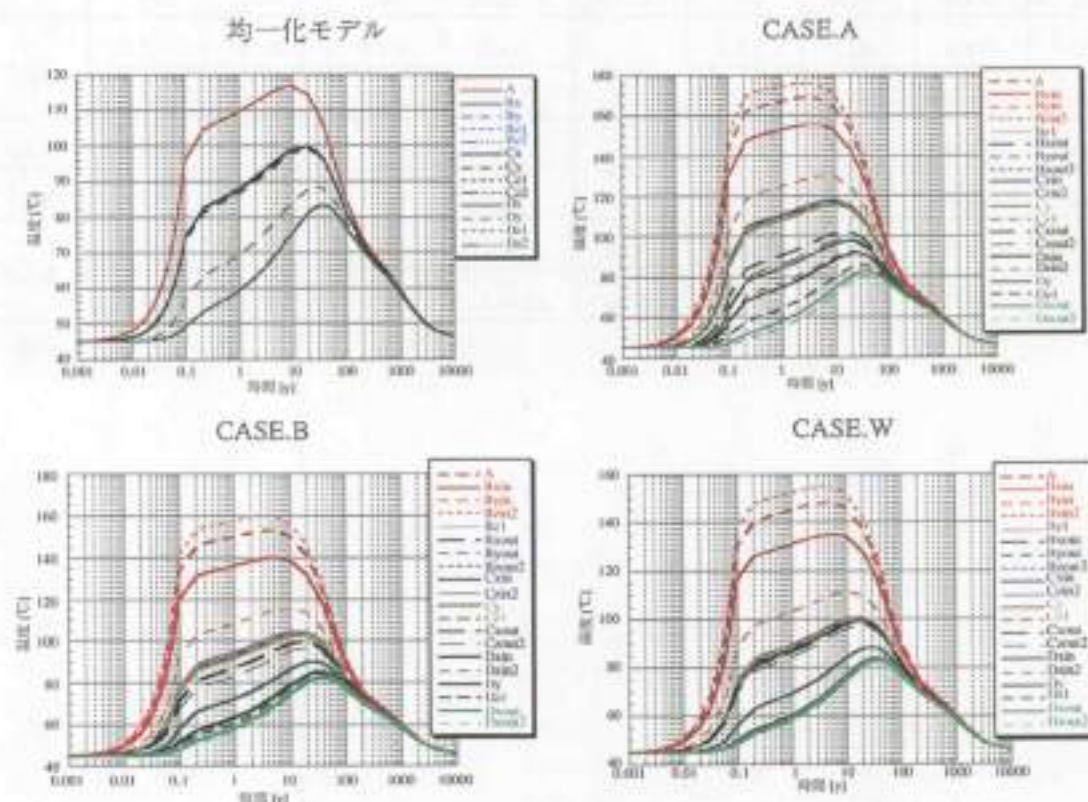


図 4.2.2- 101 温度の経時変化（硬岩系岩盤処分坑道横置き方式）
 (処分坑道離間距離：6D(13.32m), 廃棄体ピッチ：3.13m, 廃棄体専有面積：41.69m²/本)

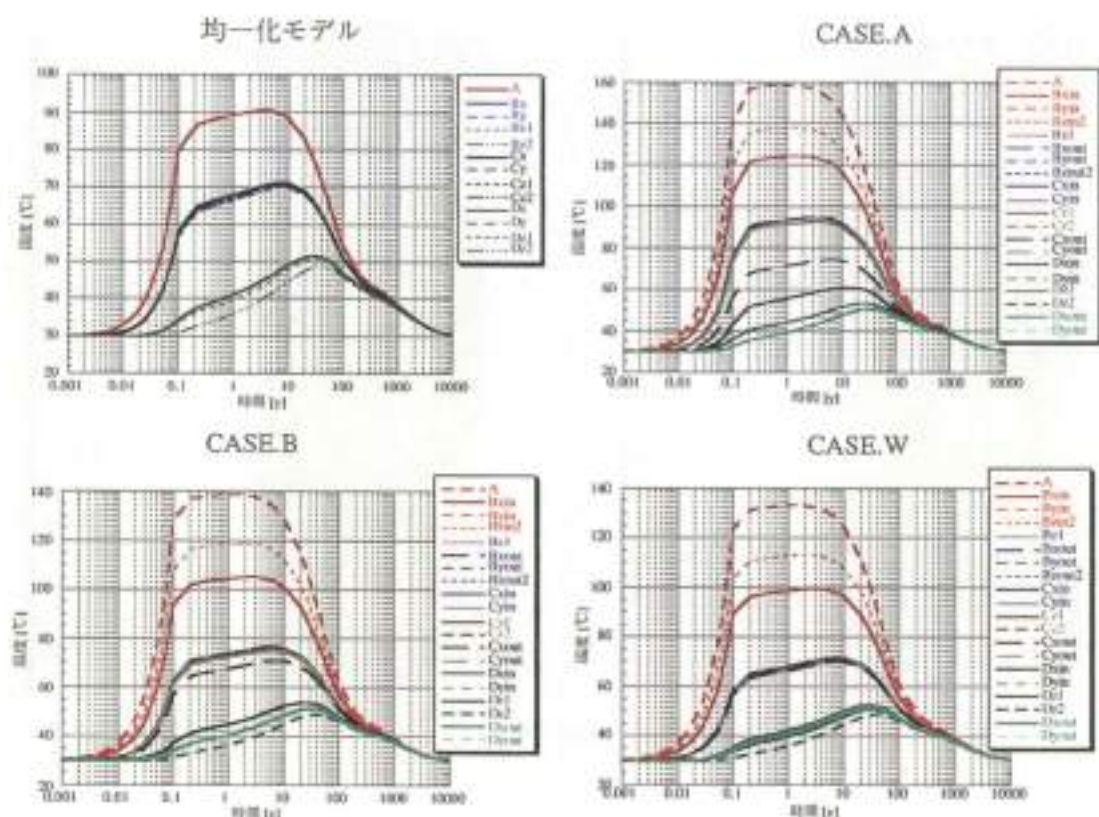


図 4.2.2- 102 温度の経時変化 (軟岩系岩盤処分坑道縦置き方式)
(処分坑道離間距離: 2.6D(13m), 廃棄体ピッチ: 3d(6.66m), 廃棄体専有面積: 56.58m²/本)

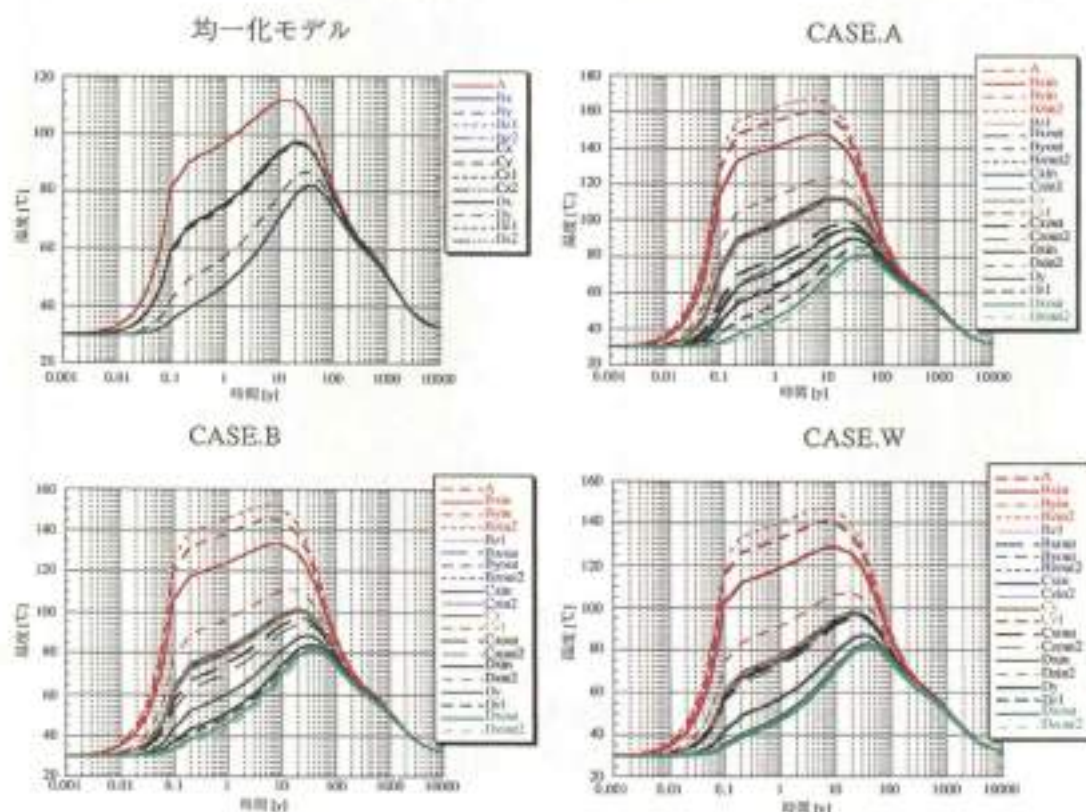
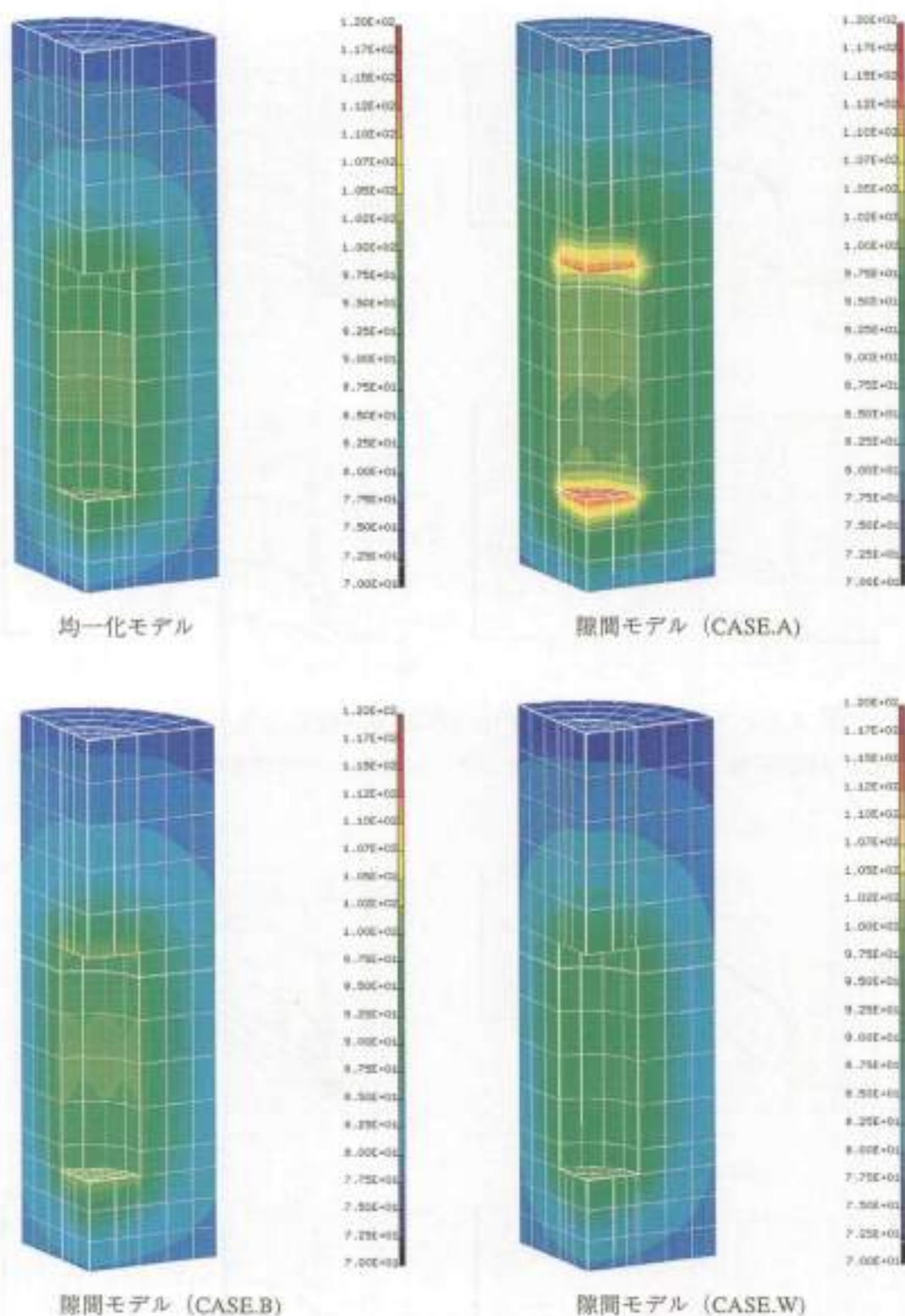


図 4.2.2- 103 温度の経時変化 (軟岩系岩盤処分坑道横置き方式)
(処分坑道離間距離: 4.5D(9.99m), 廃棄体ピッチ: 3.13m, 廃棄体専有面積: 31.27m²/本)



単位：[℃]

図 4.2.2- 104 緩衝材の温度分布図
(硬岩系岩盤処分孔設置方式、廃棄体定置後 20 年)

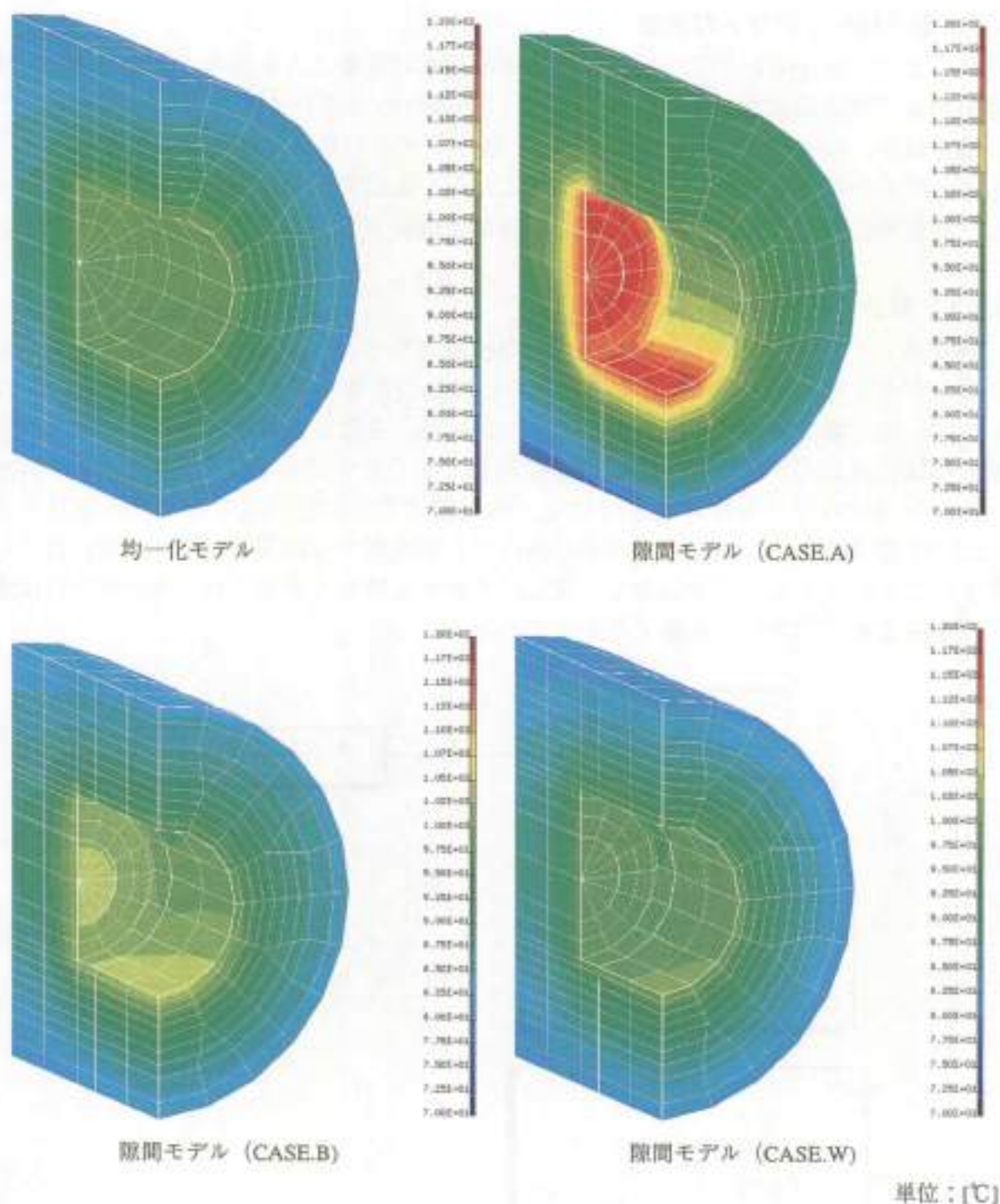


図 4.2.2- 105 緩衝材の温度分布図
(硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、廃棄体定置後 10-20 年)

4.2.3 処分場レイアウトの設定

ここでは、処分場レイアウト設計に関する基本的な考え方を整理するとともに、硬岩系および軟岩系岩盤を対象として、それぞれの処分場レイアウトの検討を行った（棚井ほか、1999a）。検討に際しては、処分サイトの地質環境条件などが必要となるが、サイトが選定されていない現状でこれらを決定するのは困難である。したがって、最低限必要となる地質環境条件を一義的に仮定することにより検討を行った。

4.2.3.1 設計の基本的考え方

処分場レイアウト設計のための基本的な検討フローとしては、図 4.2.3-1 のようなフローが考えられる。このような検討フローに基づきレイアウトの設計を行うにあたっては、処分場位置、処分パネル、アクセス坑道、主要・連絡坑道などのそれぞれの検討部位に対して、考慮すべき項目を整理しておく必要がある。そこで、4.2.1 に示した処分施設の設計要件と関連づけて、検討部位ごとに設計上考慮すべき項目を表 4.2.3-1 に整理した。なお、本表中の「条件として考慮する内容」については、必ずしもすべてが成立するわけではなく、相互に矛盾する場合も考えられ、その場合には優先度を踏まえて総合的に判断する必要がある。

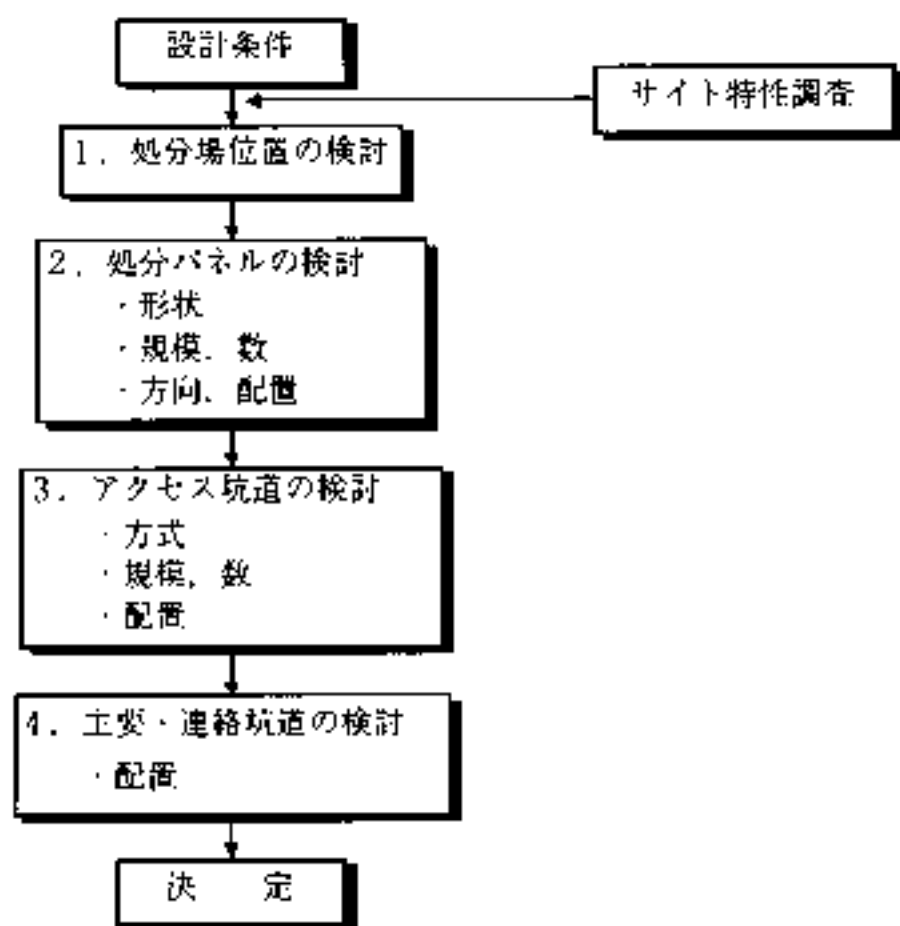


図 4.2.3-1 レイアウト設計の検討フロー

表 4.2.3-1 レイアウト設計上考慮すべき項目

処分場が成立 するための条件	レイアウト設計で考慮する内容		対象部位						
	設計により対応する内容	条件として考慮する内容	処分場	処分バトル			アクセス 坑道		土装・運 送坑道
			位 置	形状	規模(数)	方向・配置、 バリエーション	方 式	手 数	配 置
安全に建設・操業・閉鎖 が実施できること。	・事故の発生・拡大が防止できるように作業時の安全性に配慮する。				○	○	○	○	○
	・廃気、排水、避難にかかわる経路が確保できるようにする。			○	○	○	○	○	○
廃棄体を含む物流経路 が確保できること。	・物流、避難経路を確保する。			○	○	○	○	○	○
	・各経路の輸送能力を確保する。				○	○	○	○	○
	・建設、操業、閉鎖の手續に影響を与えないようにする。				○	○	○	○	○
操業に必要な空間が確保 できること。	・建設、操業、閉鎖の各作業が円滑に行えるよう作業性を考慮する。			○	○	○	○	○	○
空洞の力学的安定性が 確保されていること。		・割れ目の卓越した方向に対して、空洞の力学的安定性上不利にならないように配慮しておく。 ・主応力方向に対して、空洞の力学的安定性上不利にならないように配慮しておく。		○/△	○	○/△	○	○	○
設計上の前提となる条 件を満たすこと。	・所要の操業期間に操業できるようにする。	・敷地条件（地形、面積、形状）に適合するようにする。	△	○/△	○	△	○	○	○
放射移行遅延性能に有 意な影響を与えないよ うに配慮がなされてい ること。		・核種移行遅延性能に有意な影響を及ぼす可能性のある割れ目から、適切な距離で離隔する。 ・地下水の流向・流速に対しては、核種移行遅延性能に有意な影響を与えないように考慮する。	△		△	△			△

注1：「表中の対象部位」の記号の意味は以下のとおりである。

○：「設計により対応する内容」について考慮するもの。 △：「条件として考慮する内容」について考慮するもの。

注2：物質とは廃棄体、資材（建設材料、機材、資機材、廃棄材料などを含む）、人員、モノの輸送を指す。

また、処分場における建設時の掘削・ずり出し、操業時の廃棄体や緩衝材の搬送・定置などは、相当な頻度で実施されることが予想される。したがって、処分場のレイアウトを検討する上では、表 4.2.3-1 に示したように、経済性、建設・操業・埋め戻しの各作業時の安全確保、物流経路の確保、各作業に必要な空間の確保などに関連する項目について、十分に考慮しておく必要がある。また、水理的な影響に対して核種移行遅延性能上不利とならないように、レイアウト設計で配慮しておくことも可能である。

1) 処分場位置の検討における基本的な考え方

処分場位置を検討するにあたっては、技術的には、地形、核種移行遅延性能に有意な影響を及ぼす可能性がある割れ目の位置および地下水流向・流速などを考慮する必要がある。

サイト特性調査により確認されると考えられる、核種移行遅延性能に有意な影響を及ぼす可能性のある割れ目に対しては、その水理的影響を考慮して、適切な離間距離を確保しておくことが必要である。また、地下水流向・流速に対しては、地下水流速が遅い、地下水流向が下向き、あるいは上向きでも流速が遅いような位置を選ぶことにより、核種移行遅延性能に有意な影響を与えないよう配慮することが可能である。

2) 処分パネルの検討における基本的な考え方

(1) 形状

処分パネルの形状の検討においては、地下施設に多数の坑道交差部が存在することを考慮しておく必要がある。交差部における坑道の力学的安定性に関しては、「山岳トンネルの坑内交差部の設計・施工に関する研究報告書」（日本トンネル技術協会、1985）に記載されている。以下のような設計の基本的考え方が参考になる。

- ①交差部の安定は本質的には地山で得ることになるので、できるだけ地山の良好な箇所に交差部を選定する必要がある。
- ②交差部における地山応力の集中の度合は、一般部と比べて交差角 90° の場合 1.6 倍、 60° の場合 2 倍、 30° の場合 2.7 倍となり、交差角が小さいほど大きくなる。したがって、交差角はできるだけ直角に近づけるのが望ましい。
- ③地山応力が増加する範囲は、鋭角側で 60° の場合 2 倍、 30° の場合 4 倍で、この点からも交差角は大きい方が望ましい。
- ④交差角の覆工の一部はアーチの支持部が切断された形となるため、この部分の覆工はアーチとして作用するのではなく、版ないし殻として作用することになり、構造としての剛性が低下するとともに複雑な応力状態下に置かれる。すなわち、軸力部材として働くのではなく、曲げ部材として働かなければならない部分が生ずる。
- ⑤アーチの支持部が切断された部分の荷重は隣接部に伝達される。この結果、隣接部の覆工は大きな荷重を受け軸力が増加する。

これらのことから、坑道交差部はできるだけ直角に近い接続とするのが望ましいと考えられる。一方、人気側から排気側へ向けて、物流と同様のルートとなる換気ルートの換気効率を考えた場合、圧力損失の低減の観点から、坑道交差部は斜め接続（鈍角）が望ましい。

なお、最終的な接続角度については、上記の空洞の力学安定性や圧力損失低減の観点に加えて、作業性などについても考慮して設定する必要がある。

(2) 方向・配置およびパネルレイアウト

各坑道の方向や配置およびパネルレイアウトの検討にあたっては、建設・操業・埋め戻しの各作業時の安全確保、物流経路の確保のほか、主応力方向、割れ目方向、地下水流動方向などの地質環境条件についても考慮しておくことが重要である。

岩盤の主応力方向に対する坑道の方向については、最大主応力方向に坑道軸方向を一致させた方が、坑道の変形は小さく空洞安定性の面で有利である。しかし、処分場は処分坑道、主要坑道及び連絡坑道などさまざまな坑道群から構成されており、すべての坑道の方向を一致させることは困難である。これらの坑道群のうち、処分坑道は他の坑道に比べて総延長が長いことから、処分坑道の支保工の厚さが経済性に及ぼす影響は大きくなる。したがって、基本的には他の坑道に比べ総延長が長く支保工厚さのコストへの影響が大きい処分坑道を最大主応力方向に一致させた方が、経済的には有利となる。割れ目方向と坑道方向の関係については、「電力施設地下構造物の設計と施工」（電力土木技術協会、1988）のなかで、坑道軸方向は割れ目に直交させるように配置することが空洞の安定上望ましいとの考え方が示されている。

また、処分坑道の方向や地下施設全体形状と、主要地下水流動方向との関係についても考慮しておく必要がある。処分坑道と主要地下水流動の関係として、

- ①地下水の主要流動方向と処分坑道が平行した場合
- ②地下水の主要流動方向と処分坑道がある角度をもった場合
- ③地下水の主要流動方向と処分坑道が直交した場合

の3つのケースを比較すると、③地下水の主要流動方向と処分坑道が直交した場合が、処分坑道とその掘削影響領域が潜在的に卓越した水みちとなる可能性を低くできると考えられるため、核種移行の観点からは最も有利と考えられる。

地下施設全体形状と主要地下水流動方向の関係は、図 4.2.3-2 に示すように、地下施設の形状の短辺方向が主要地下水流動方向と直交する方が（処分場が主要地下水流動方向に対して細長い方が）、地下施設を通過する地下水流量は少なくなり、核種移行の観点からは有利と考えられる。

パネルレイアウトに関しては、処分サイトの地質環境の条件などに応じて、平面配置や多層配置により柔軟に対応可能である。たとえば、地質条件として、ある程度の広がりをもった岩盤が確保できるサイトでは、平面的なレイアウトが有利であると考えられる。一方、多層配置レイアウトは、岩盤の広がりにより制約がある場合において有利となる。

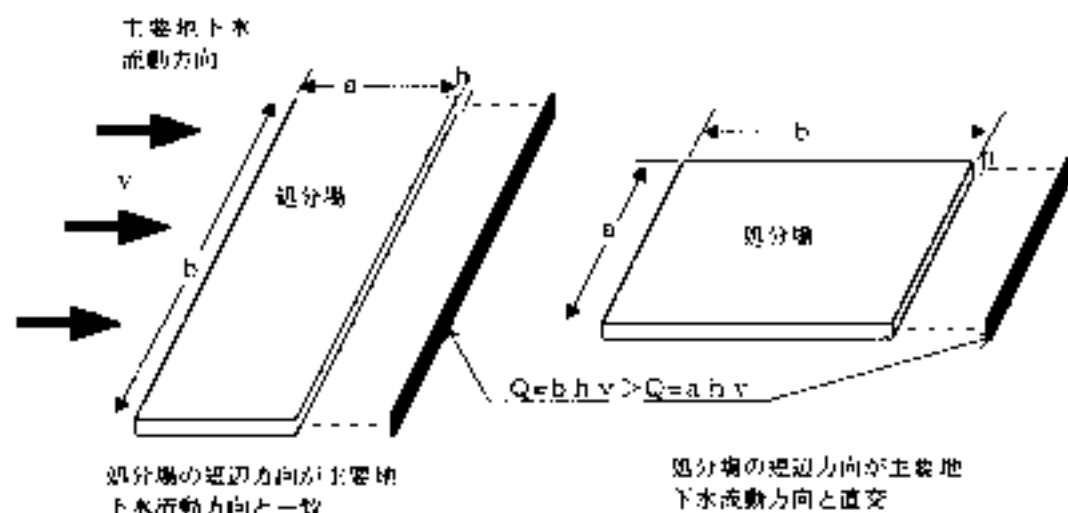


図 4.2.3-2 主要地下水流動方向と処分場の方向

(3) 規模・数

処分パネルの規模は、処分本数、坑道間距離と廃棄体ピッチ、処分パネルの数、割れ目の位置などの地質環境条件、工程および避難経路の確保などの観点から総合的に決められる。建設・操業・埋め戻しに変わる作業性、安全性および物流の観点から、建設・操業・埋め戻しが独立に並行して行われる場合には、複数の処分パネルとすることも考えられる。

3) アクセス坑道の検討における基本的な考え方

(1) アクセス方式の分類

地上から地下施設へのアクセス方法は、基本的には物流手段としてエレベータなどを用いる立坑方式と、車両あるいはベルトコンベヤを用いる斜坑方式に大別される。ここでは、地上と地下を施設を鉛直に結ぶ坑道を立坑とし、それ以外のものを斜坑とする。そのうち、立坑は線形が直線のみ限定されるが、斜坑は直線や直線の組み合わせで結ばれる場合のほか、らせん状または多角形のスパイラル坑道もありうる。ここでは、アクセス方式として表 4.2.3-2 に示す5方式に分類した。

表 4.2.3-2 アクセス方式の分類

アクセス方式	線 形	勾 配
立坑方式	直 線	鉛 直
斜坑方式	直 線	緩勾配（10%程度以下）
	直 線	急勾配（10%程度以上）
	スパイラル方式（らせんまたは多角形）	緩勾配（10%程度以下）
	スパイラル方式（らせんまたは多角形）	急勾配（10%程度以上）

各アクセス方式の主な特徴および国内での実績、国内外の処分関連施設などの検討例を以下に示す。

a. 立坑方式

物流手段はエレベータ方式に限定されるため、物流は断続的になるが、アクセス坑道延長が最短であり、大深度地下構造物へのアクセス方法として本方式を採用している実績が最も多い。一般的に工費、工期の面から、深度200mを超える場合には立坑によるアクセスが有利となる（土木学会、1994）。

b. 斜坑方式（直線、緩勾配）

物流手段としてタイヤ方式が使用できるため、物流効率は良いが、アクセス坑道延長が長くなるので、比較的深度の浅い場合のアクセス方法として採用される例が多い。国内では、山岳トンネルの工事用斜坑や石油地下備蓄施設の作業用トンネルなど実績が比較的多い。地層処分関連施設では、米国のユッカマウンテン処分場などでの実施例がある（U.S. Department of Energy, 1998）。

c. 斜坑方式（直線、急勾配）

立坑方式と斜坑方式（緩勾配）の中間的なアクセス方式である。物流手段は、インクラインによる軌道方式あるいはベルトコンベヤ方式となる。斜坑方式（緩勾配）と比較して物流効率は低くなるが、アクセス坑道延長は短くなる。この方式は、地下発電所の導水トンネルや鉱山での掘削ずり・鉱石搬出用トンネルおよび軌道方式による山岳トンネルの工事用斜坑などの実績がある。（土木学会、1994）。

d. 斜坑方式（スパイラル、緩勾配）

斜坑方式（緩勾配）と基本的には同じアクセス方式である。地層処分関連施設では、スウェーデンの HRL（地下研究施設）やフィンランドの VUJ 処分場（中低レベル廃棄物処分場）へのアクセス坑道の一部に部分的に採用されている（Rhén, et al., 1995；Nykyri and Oy, 1991）。

e. 斜坑方式（スパイラル、急勾配）

斜坑方式（急勾配）と基本的には同じアクセス方式であるが、実績はほとんどない。

処分サイトが特定されれば、そのサイト条件に応じて、表 4.2.3-1 に示した項目と建設、操業、埋め戻しの各段階における目的や機能を考慮して、上記のアクセス方式のなかから適切なアクセス方式が選定されることとなる。

(2) アクセス坑道の本数

アクセス坑道の本数は、建設・操業・埋め戻しの各作業が独立に並行して行われる場合には、各作業ごとに専用に設けることが合理的である。

(3) アクセス坑道の位置

アクセス坑道の位置については、主要地下水流動方向との関係についても考慮しておく必要がある。また、天然バリア中の核種移行の観点からは、アクセス坑道は、主要地下水流動方向に対して処分場の下流側に配置することが有利である。

4) 主要・連絡坑道の検討における基本的な考え方

表 4.2.3-1 に示した考慮する項目のうち、作業時の安全確保の観点からは、坑道内での火災・放射性物質漏洩などの事故に対しても十分に配慮（たとえば風上側に避難できるルートの確保など）して、坑道の配置などを検討する必要がある。物流経路の確保の観点からは、作業（特に車両走行）の輻輳を避けるために、物流ルートは一方通行が望ましい。物流・換気ルートに関しては、図 4.2.3-3 に示す処分坑道、主要坑道、連絡坑道の配置パターンに対して、それらの特徴を整理することが可能である。

図 4.2.3-3 からわかるように、主要坑道が全周円型の場合、主要坑道延長は長くなるが、物流や換気のためのスムーズなルートの確保が可能である。一方、主要坑道が一辺配置型の場合、主要坑道延長は短くなるが、一方通行ルートは確保できず、処分坑道内で設備を後退させる必要が生じる。また、複数の処分パネルがあり建設、操業、埋め戻しが独立に並行して行われる場合には、アクセス坑道→連絡坑道→処分パネル→連絡坑道→アクセス坑道という一連の作業動線が建設、操業、埋め戻しの各作業ごとに閉じ、その動線が交差しないよう、連絡坑道や主要坑道の配置を検討しておく必要がある。

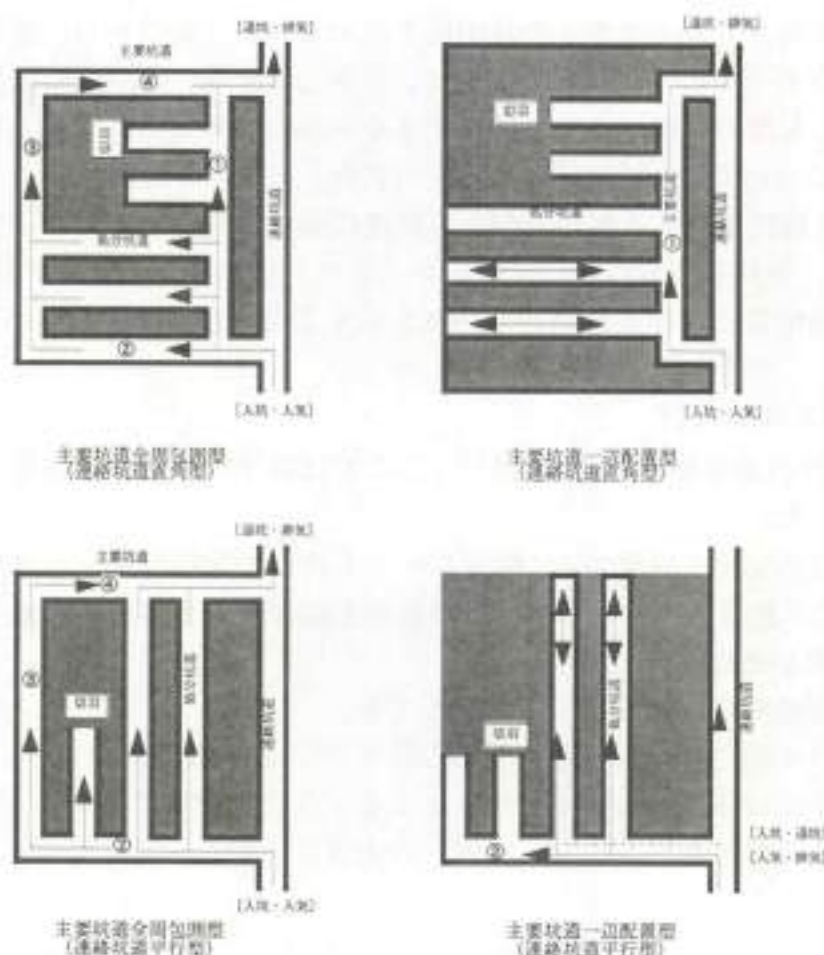


図 4.2.3-3 主要坑道の配置と物流・換気ルート

4.2.3.2 処分場位置での地質環境条件等の仮定

サイトが特定できない現状において、処分場の位置、パネルの配置・方向、アクセス坑道の位置などの検討を行うためには、処分サイトでの地質環境条件などを仮定する必要がある。そこで、硬岩系および軟岩系岩盤それぞれの全体レイアウトの例示を行うために必要な条件を、表 4.2.3-3 のように仮定した。

表 4.2.3-3 地質環境条件等の仮定

項 目	仮 定 条 件
1) 地形	・ 地上施設の建設の容易さなどから比較的平坦な場所を仮定
2) 地質	・ 硬岩系岩盤：結晶質岩 ・ 軟岩系岩盤：砂岩、泥岩の互層
2) 地下水流動方向	・ 硬岩系岩盤：西側から東側へ向かう流動場 ・ 軟岩系岩盤：南側から北側へ向かう流動場
3) 主応力方向	・ 硬岩系および軟岩系岩盤ともに南北圧縮場

なお、核種移行遅延性能に有意な割れ目に対しては、ある程度の離隔距離を持たせ

ることが必要であり、レイアウトの自由度を高めるという観点から、割れ目で仕切られたエリアがなるべく広いことが望ましい。しかしながら、わが国の地質条件を考えた場合、必ずしも理想的なエリアを確保できない場合も考えられる。したがって、このような場合については、処分パネルのレイアウトによって対処することが考えられる。そこで、連続性を有する割れ目がある程度の頻度で存在する場合を想定し（棚井ほか、1999a）、それらの割れ目に対するレイアウト設定上の対応案を検討するため、割れ目が処分場位置に存在した場合の一例を示すこととした。

4.2.3.3 処分パネルの検討

4.2.3.1 の設計の基本的考え方に基づき、ここでは以下の7項目を処分パネル検討のための目安とした。

- ①一方通行の物流を確保する。換気ルートも物流と同様のルートとなるようにする。また、避難ルートとして2方向避難を確保できるように処分パネルは主要坑道で取り囲む形状とする。
- ②坑道の接続角度はなるべく高角度とする。
- ③車両運行の観点から、坑道交差部の曲率半径は40mを確保する。
- ④処分パネルは平面的なレイアウトとなるようにする。
- ⑤処分パネルは各ケースにおいて同一の大きさとする。

1) 硬岩系岩盤

(1) 横置き方式

a. 形状の検討

処分坑道と主要坑道との接続部は曲線となるため、接続部付近の処分坑道間の離間距離は狭くなり、空洞の力学的安定上不利となる。したがって、接続部において隣接する処分坑道すりつけ部とラップする部分ができるだけ少なくなるように、処分坑道と連絡坑道の交角（図 4.2.3-4）を定めることとし、処分坑道と主要坑道の接続部の交角を 135° とした。このとき、主要坑道で囲まれた処分パネルの基本形状は平行四辺形となる。

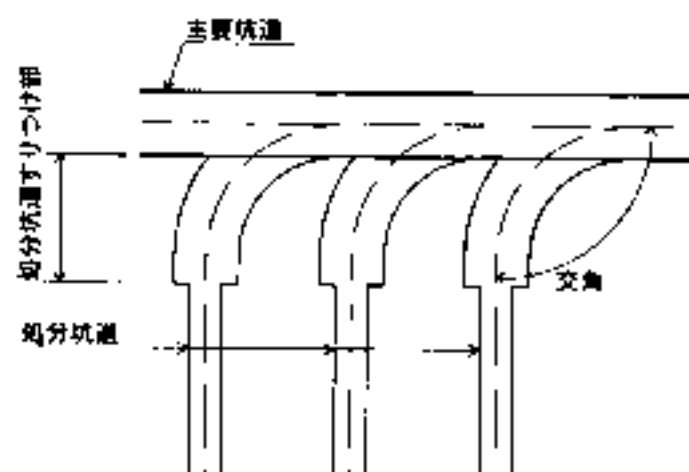


図 4.2.3-4 横置き方式における処分坑道と主要坑道の取合い

b. 配置・方向

主応力方向については南北圧縮場を仮定していることから、4.2.2.1で示した設計の基本的考え方に基づき、空洞安定性の観点で処分坑道軸方向を南北方向とした。主要地下水流動方向については、西側から東側へ向かう流動場を仮定していることから、処分場の短辺方向が主要地下水流動方向と直交するようにした。

c. 規模・数

パネル数については、建設・操業・埋め戻しという3つの主要な作業を、専用のパネルで独立に並行して行うこととし、全体工程への影響などを総合的に勘案し6パネルとした。

(2) 縦置き方式

形状、配置・方向およびパネル数については、横置き方式と同様である。

2) 軟岩系岩盤

(1) 縦置き方式

a. 形状の検討

縦置き方式の場合においても、処分坑道と主要坑道の接続部は曲線となるため、接続部付近の処分坑道間の離間距離は狭くなり、空洞の力学的安定上不利となる。したがって、接続部において隣接する処分坑道すりつけ部が重なる部分ができるだけ少なくなるように、処分坑道と連絡坑道の交角（図 4.2.3-5）を定めることとし、処分坑道と主要坑道の接続部の交角は硬岩系岩盤横置き方式と同様に 135° とした。このとき、処分パネルの基本形状は平行四辺形となる。

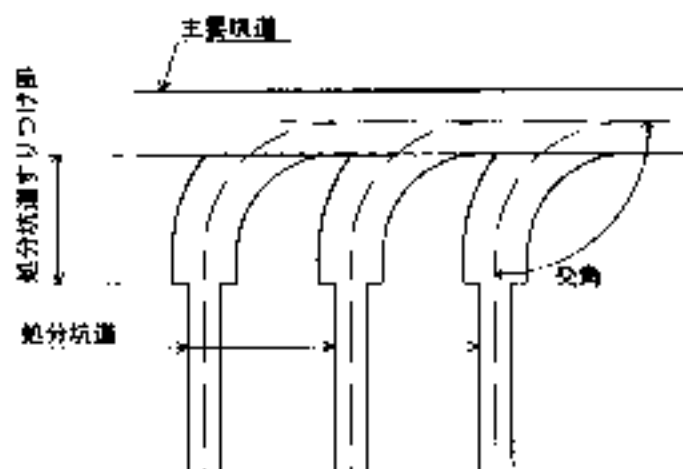


図 4.2.3-5 罫置き方式における処分坑道と主要坑道の取合い

b. 配置・方向

主応力方向については南北圧縮場を仮定していることから、「4.2.3.1 設計の基本的考え方」に基づき、空洞安定性の観点で処分坑道軸方向を南北方向とした。主要地下水流動方向については、南側から北側へ向かう流動場を仮定していることから、処分場の短辺方向が主要地下水流動方向と直交するようにした。

c. 規模・数

パネル数については、硬岩系岩盤罫置き方式と同様に6パネルとした。

(2) 横置き方式

形状、配置・方向およびパネル数については、横置き方式と同様である。

以上(1)、(2)の検討結果を以下に整理する。

- ①処分パネル数は、硬岩系岩盤および軟岩系岩盤ともに、6パネルとした。
- ②処分パネル形状は、硬岩系岩盤および軟岩系岩盤ともに、平行四辺形で処分坑道と主要坑道の交角は 135° とし、主要坑道で取り囲む形状とした。また、各パネルは同一規模、形状とすることを基本とした。
- ③硬岩系岩盤モデルの横置きケースの概略処分パネル形状は、長辺920m、高さ405m（処分坑道本数25本）とした。
- ④硬岩系岩盤モデルの罫置きケースの概略処分パネル形状は、長辺1115m、高さ420m（処分坑道本数27本）とした。
- ⑤軟岩系岩盤モデルの罫置きケースの概略処分パネル形状は、長辺975m、高さ725m（処分坑道本数50本）とした。
- ⑥軟岩系岩盤モデルの罫置きケースの概略処分パネル形状は、長辺655m、高さ

440m（処分坑道本数 35 本）とした。

- ⑦空洞安定性の観点から、処分坑道軸方向は主応力卓越方向（南北方向）と一致させた。
- ⑧主要地下水流動方向と処分場の短辺方向が直交することとした。

4.2.3.4 アクセス坑道の検討

1) アクセス方式の検討

4.2.3.1 3)にも示したように、立坑方式、斜坑方式（直線、スパイラル）ともに長所、短所を有しており、一義的に決定できない。したがって、ここでは硬岩系岩盤モデルおよび軟岩系岩盤モデルいずれにおいても、立坑方式を採用した場合を例にとって以下に検討を行う。

2) アクセス坑道の本数の検討

(1) 建設・操業・埋め戻し手順および不具合に対する考慮

複数のパネルがある場合には、4.2.3.1 に示すように、処分パネルごとに各作業が並行に独立して行われるということ、放射線管理の観点から各作業区域が独立し区別されること、いずれかの作業にて不具合が生じたとしても他の作業へ波及しないことなどを考慮して、本検討では、建設・操業・埋め戻しの各作業エリアを地上部およびアクセス坑道においても区別するものとし、各作業ごとにアクセス坑道を専用に設けるものとした。

(2) 輸送能力、物流・換気・排水・避難ルートの確保、作業性

建設時の輸送能力を判断する最も支配的な要因は、建設時のずり出しであると考えられる。したがって、操業開始までの建設工程などを勘案して、ずり出し専用のアクセス坑道を設けることとし、ここでは建設用立坑2本（1本はずり搬出専用）とした。また、埋め戻し用立坑についても、その作業性を考慮し2本とした。なお、操業用立坑については、物流上必要な2本に加え、放射性廃棄物による万一の汚染事故時の対応も考慮し、排気と物流を別ルートとして分離できるように換気専用立坑を設けるものとし3本とした。

なお、ここでは放射線管理区域を独立して区別することを想定して、建設・操業・埋め戻しの各作業ごとにアクセス坑道を専用に設けることとしたが、建設および埋め戻し作業では非管理区域にて作業が行われると考えられるため、これらの作業においてはアクセス坑道の転用や兼用も考えられる。

(3) アクセス坑道位置の検討

処分場の埋め戻し後、アクセス坑道（立坑）およびその周辺の掘削影響領域が、核種移行経路となる可能性があることに対して、地下水の流動を考えると、廃棄体が定

置されている処分パネルよりも上流側に立坑を配置するのが有利と考えられる。したがって、ここでは主要地下水流動方向に対して、処分場の上流側に立坑を配置することとした。

①硬岩系岩盤

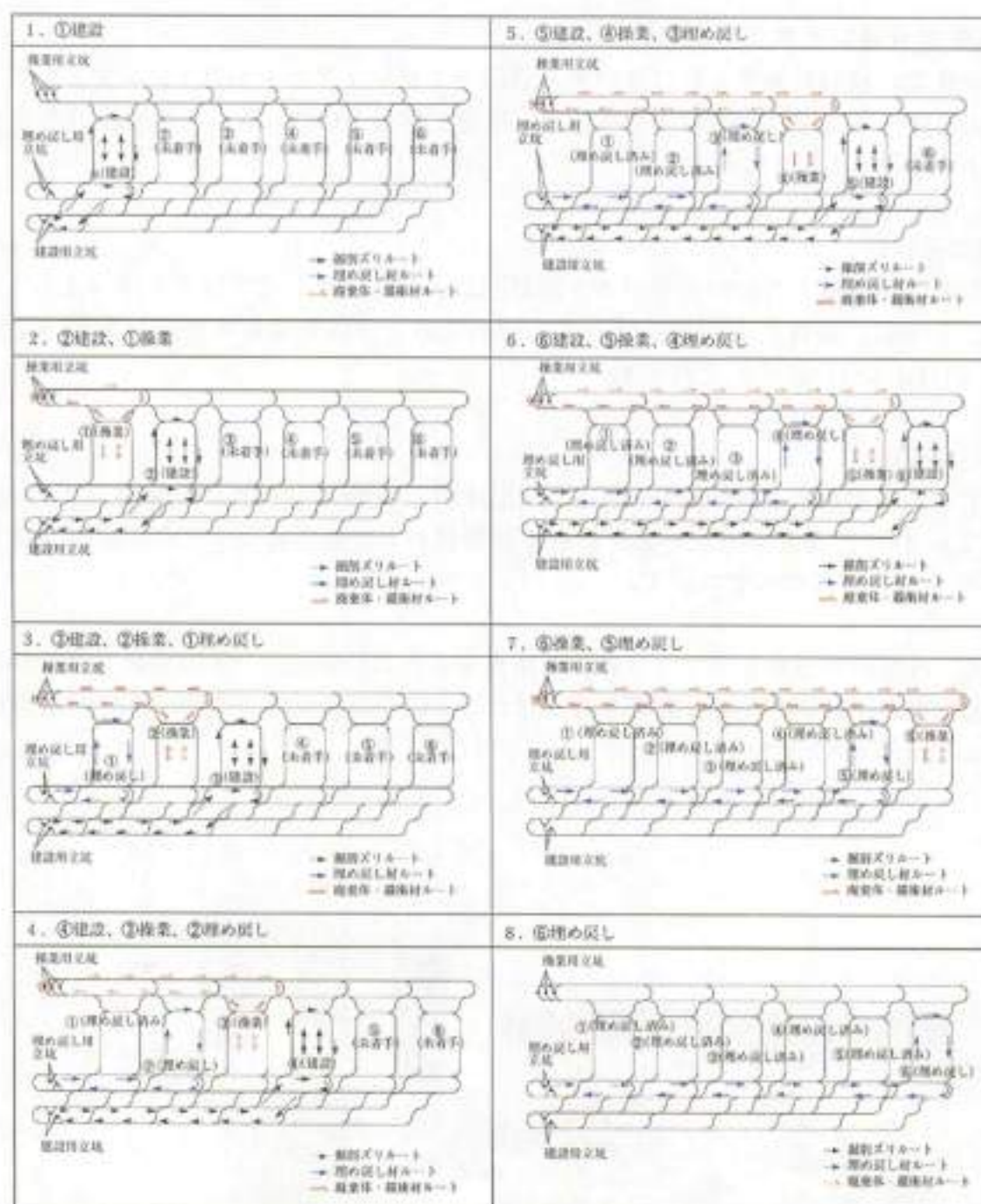
- ・主要地下水流動は西側から東側へ向かう流動場を仮定していることから、処分場の西側に立坑を配置するものとした。

②軟岩系岩盤モデル

- ・主要地下水流動は南側から北側へ向かう流動場を仮定していることから、処分場の南側に立坑を配置するものとした。

4.2.3.5 主要坑道・連絡坑道の配置の検討

主要坑道の配置は、4.2.3.1に基づき、主要坑道延長は長くなるものの、物流・換気ルートのためのスムーズな動線が確保できる全周包囲型とした。また、4.2.3.3および4.2.3.4において設定された処分パネルやアクセス坑道の配置、ならびに各処分パネルごとの作業の独立性を考慮して、アクセス坑道→連絡坑道→処分パネル→連絡坑道→アクセス坑道という作業動線を各作業ごとに閉じるようにし、かつそれらの作業動線が交差しないように連絡坑道や主要坑道を配置した。各作業段階ごとの物流の推移を硬岩系横置き方式を代表例に概念的に示したものを図 4.2.3-6 に示す。



注) 本図は、処分区画を平行四辺形ではなく長方形に置き換えて表現している。また、処分坑道については省略してある。

図 4.2.3- 6 作業動線の推移 (硬岩系岩盤、横置き方式)

4.2.3.6 処分場レイアウトの例示

前項までの検討結果をもとに各パネル詳細およびレイアウトを以下に示す。また、参考として、電力共通研究において検討（地盤工学会，1998）された処分施設のレイアウト例を図 4.2.3- 7 に示す。

1) 硬岩系岩盤

硬岩系岩盤横置き方式の処分パネル詳細図および処分場レイアウトを図 4.2.3- 8，図 4.2.3- 9 に，縦置き方式の処分パネル詳細図および処分場レイアウトを図 4.2.3- 10，図 4.2.3- 11 にそれぞれ示す。

2) 軟岩系岩盤

軟岩系岩盤横置き方式の処分パネル詳細図および処分場レイアウトを図 4.2.3- 12，図 4.2.3- 13 に，縦置き方式の処分パネル詳細図および処分場レイアウトを図 4.2.3- 14，図 4.2.3- 15 にそれぞれ示す。

また，今回の処分場レイアウトの検討結果をもとに作成した，硬岩系および軟岩系岩盤それぞれの横置き方式，縦置き方式における処分場の全体鳥瞰図および鳥瞰図を図 4.2.3-16～図 4.2.3-23 に示す。

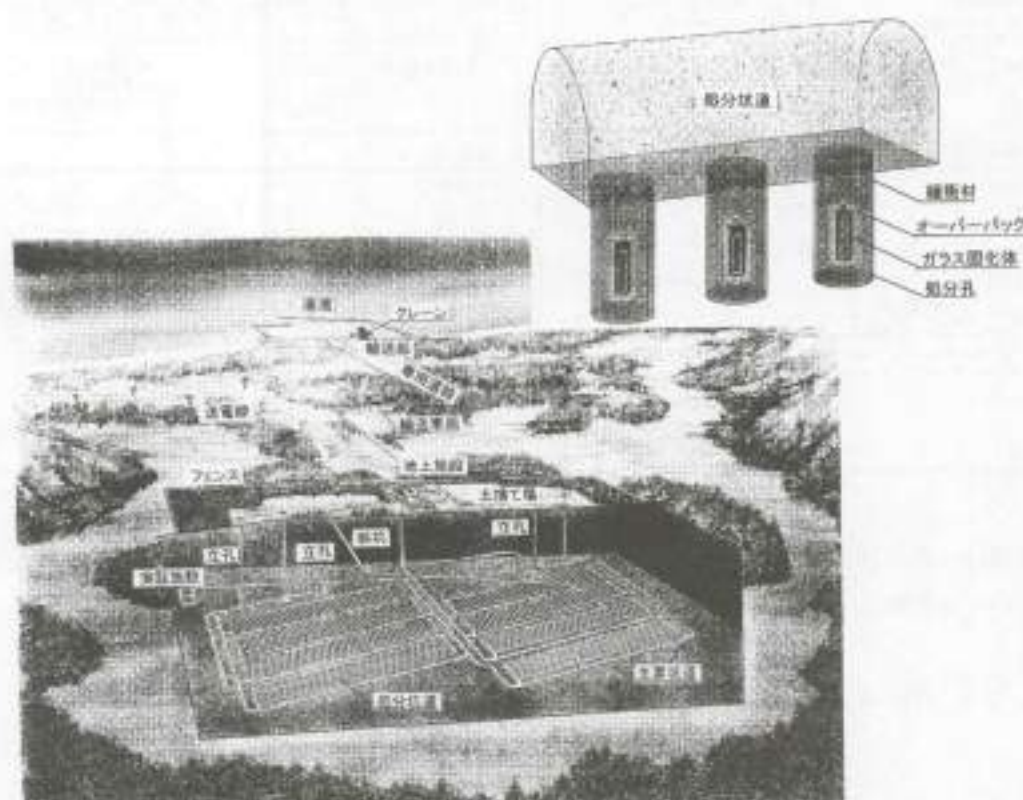


図 4.2.3- 7 処分施設の概要例（縦置き方式）

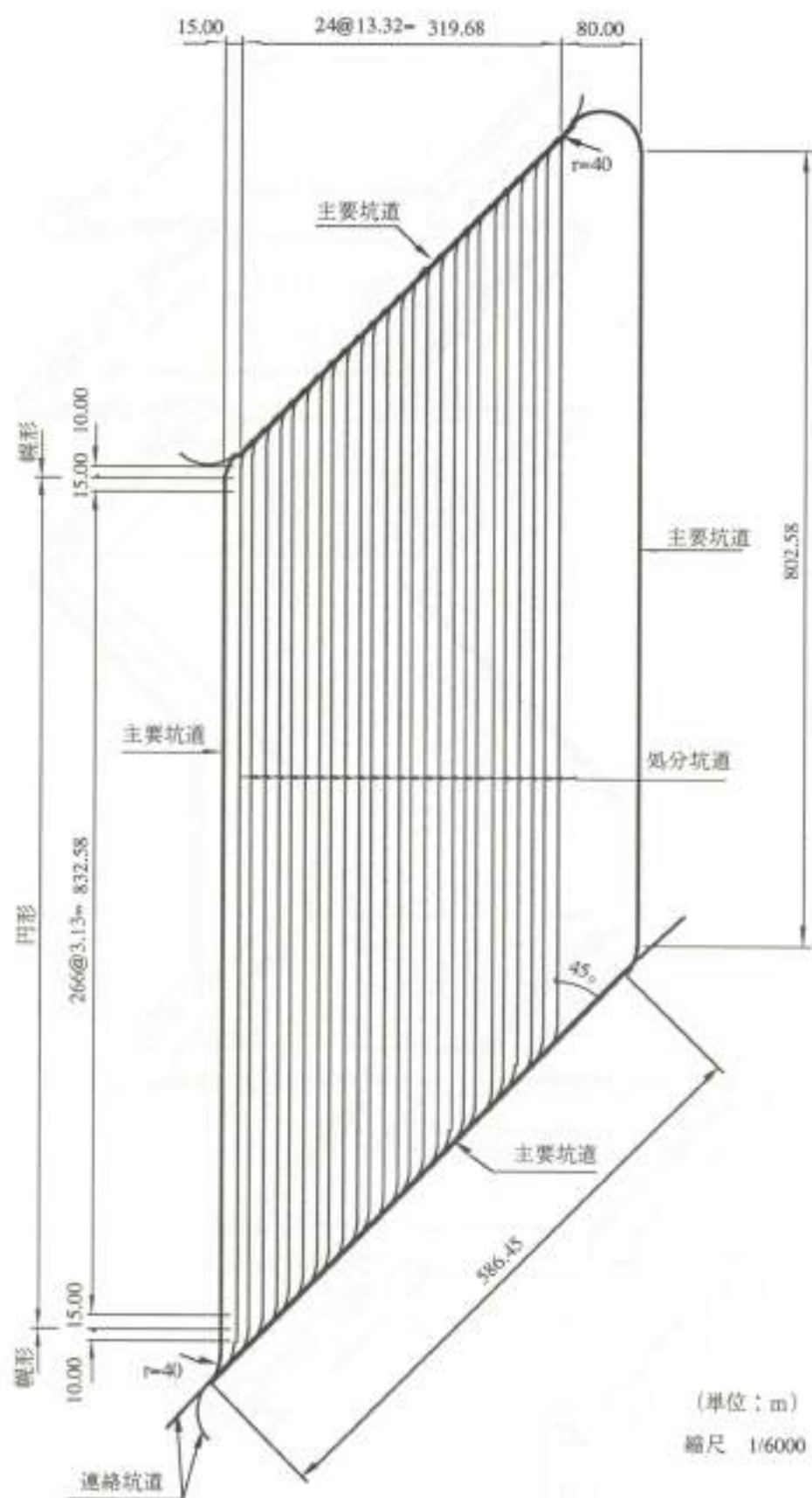


図 4.2.3-8 処分パネル詳細図 (硬岩系岩盤, 横置き方式)

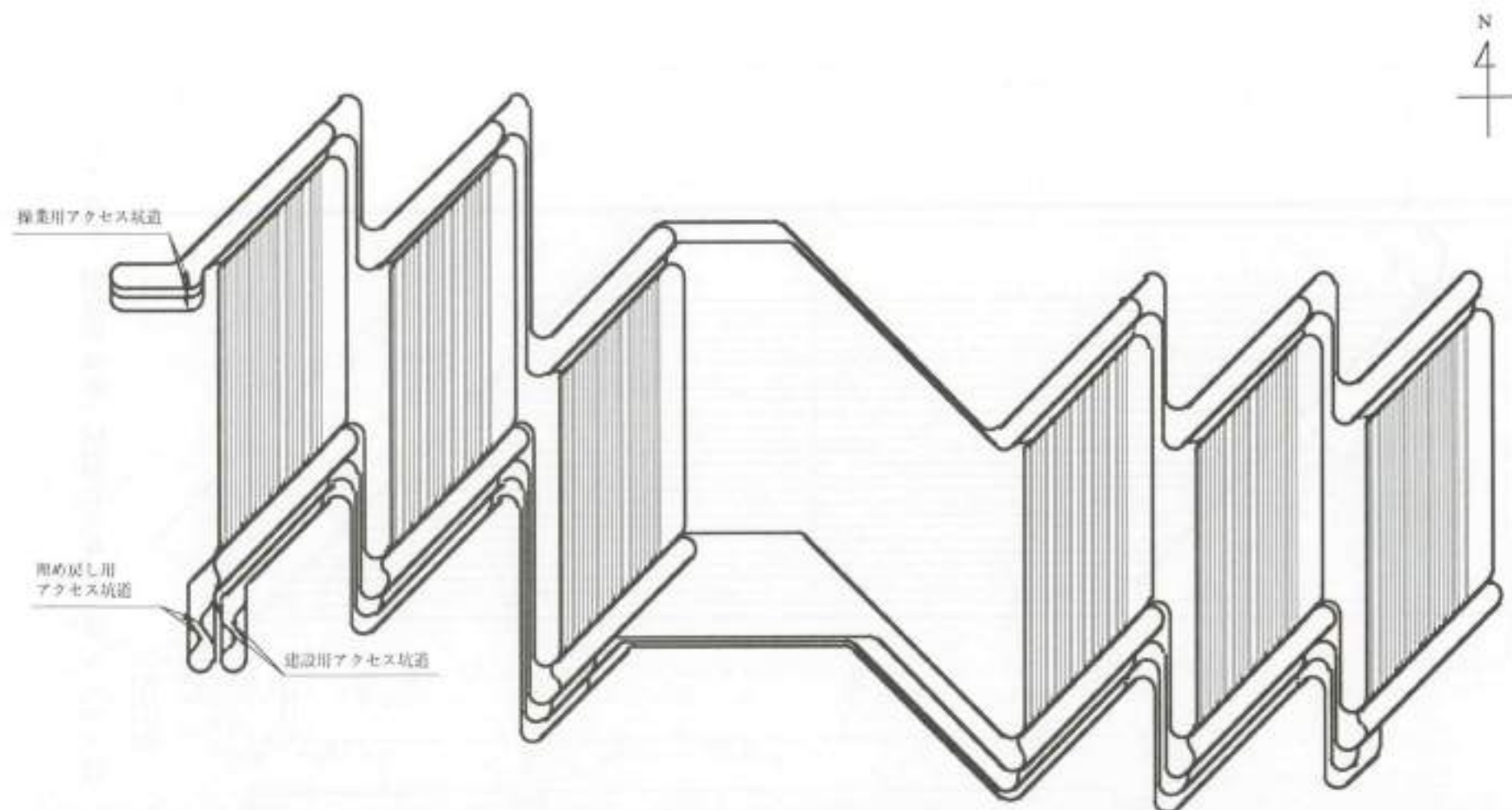


図 4.2.3- 9 処分場レイアウト図（硬岩系岩盤，横置き方式）

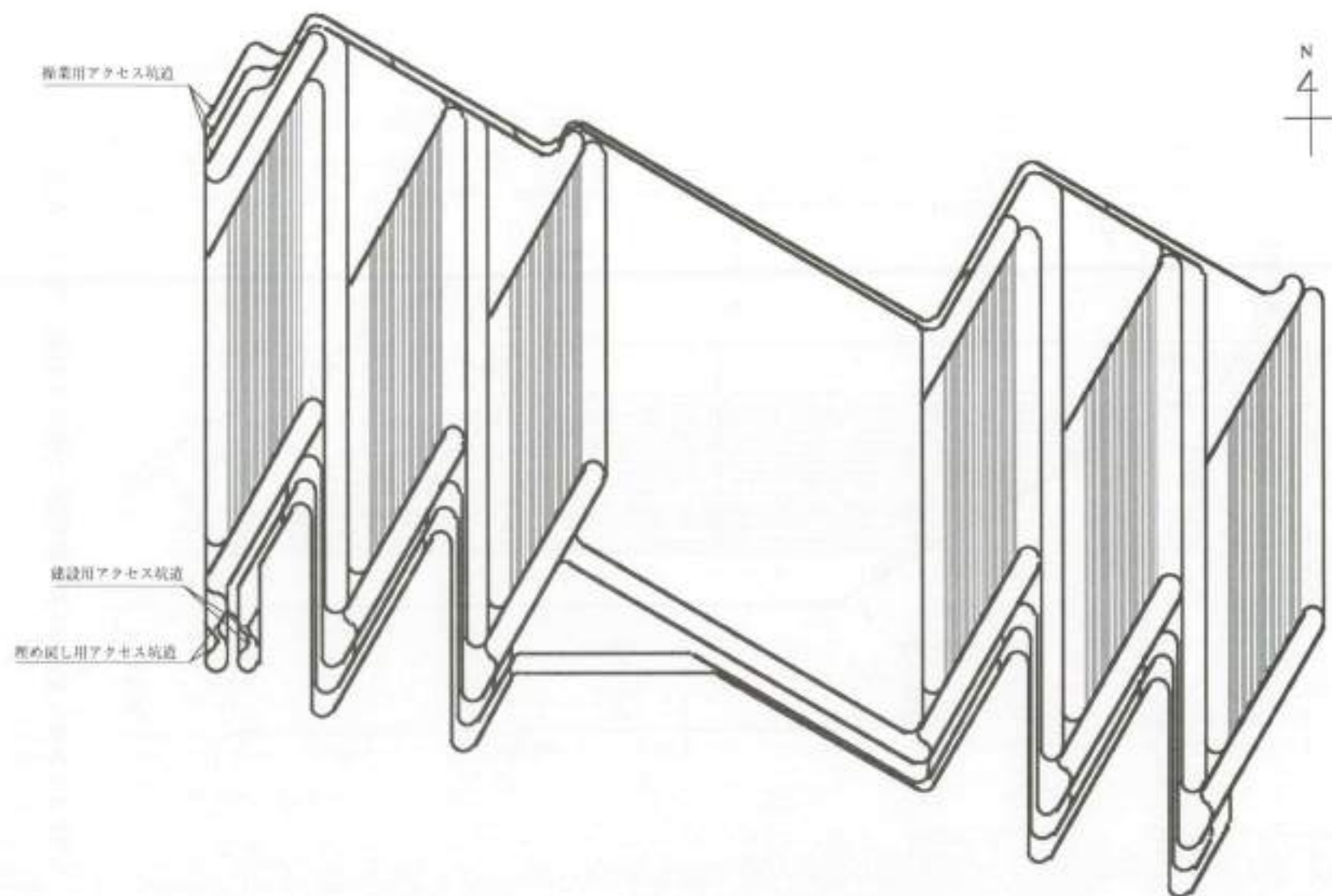


図 4.2.3-11 処分場レイアウト図（硬岩系岩盤、豎置き方式）

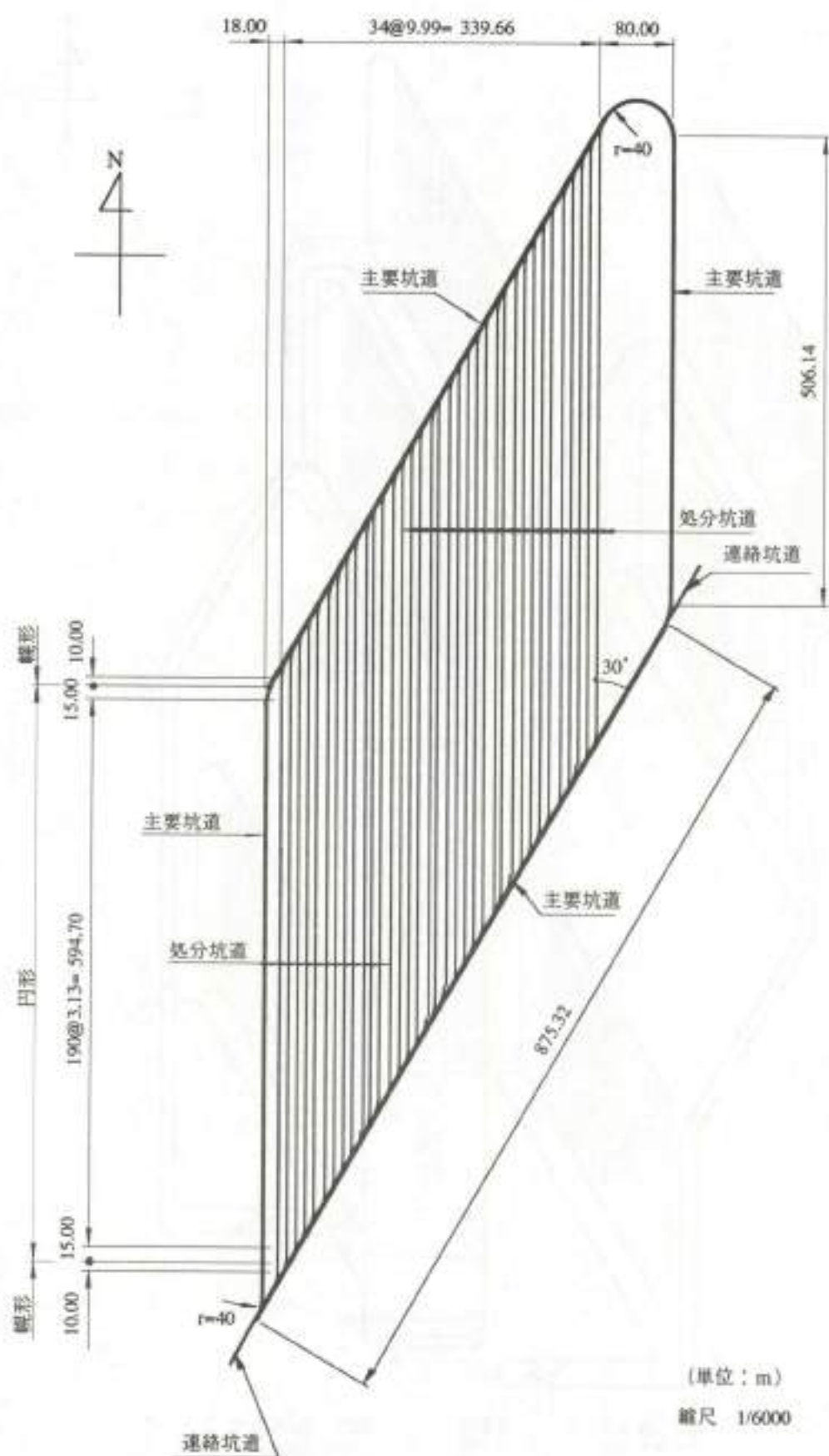


図 4.2.3-12 処分パネル詳細図 (軟岩系岩盤、横置き方式)

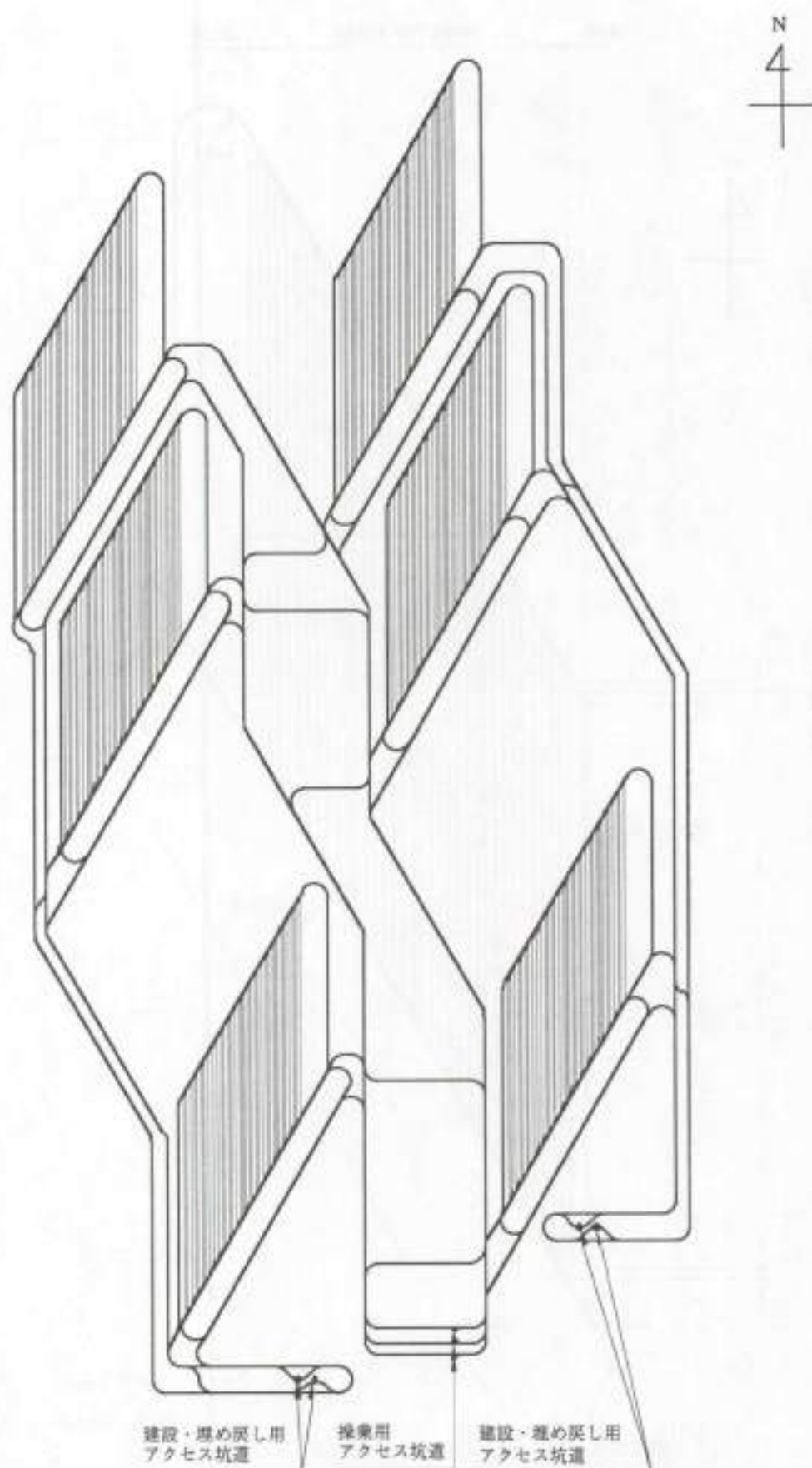


図 4.2.3- 13 処分場レイアウト図（軟岩系岩盤、横置き方式）

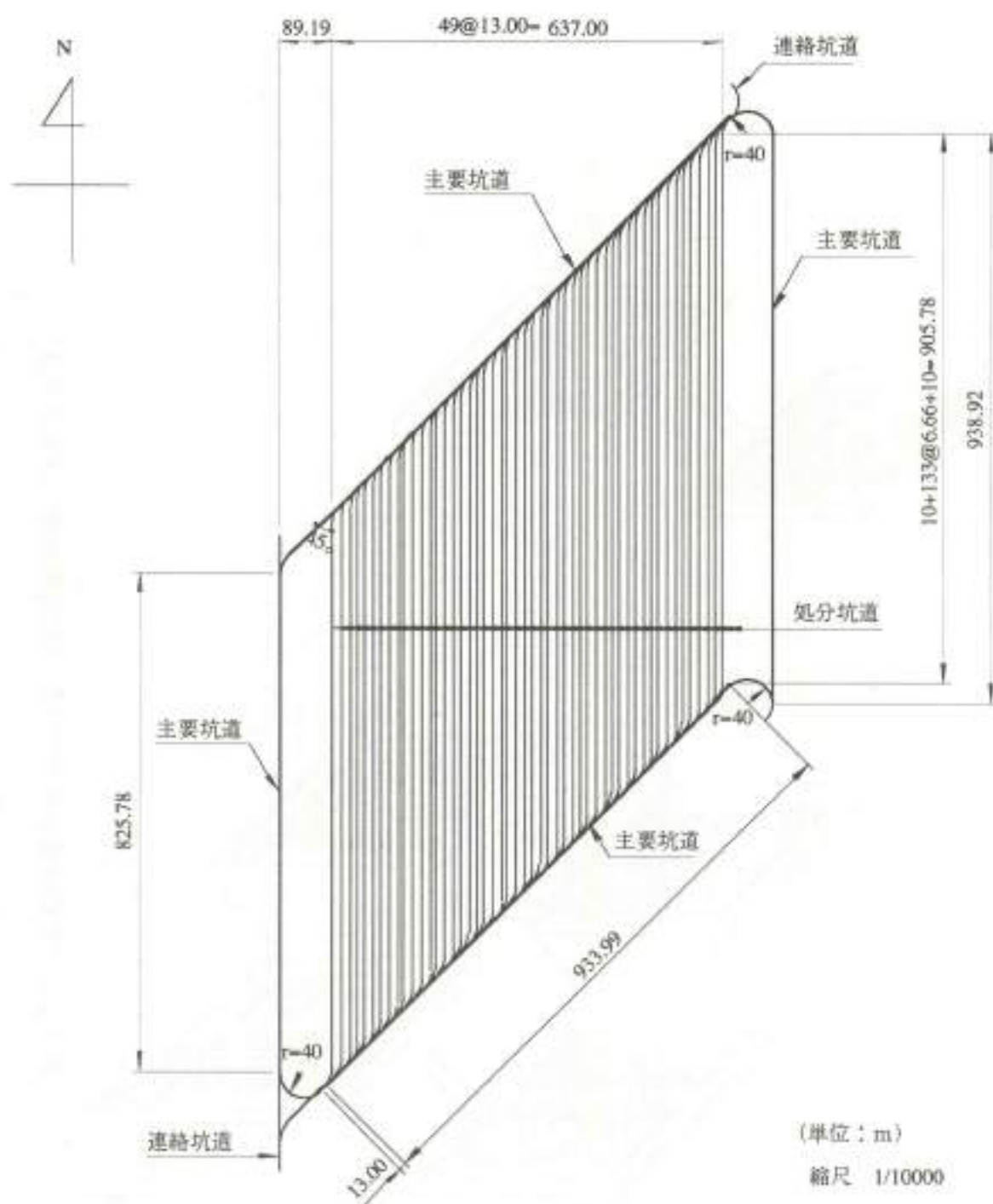


図 4.2.3- 14 処分パネル詳細図 (軟岩系岩盤、縦置き方式)

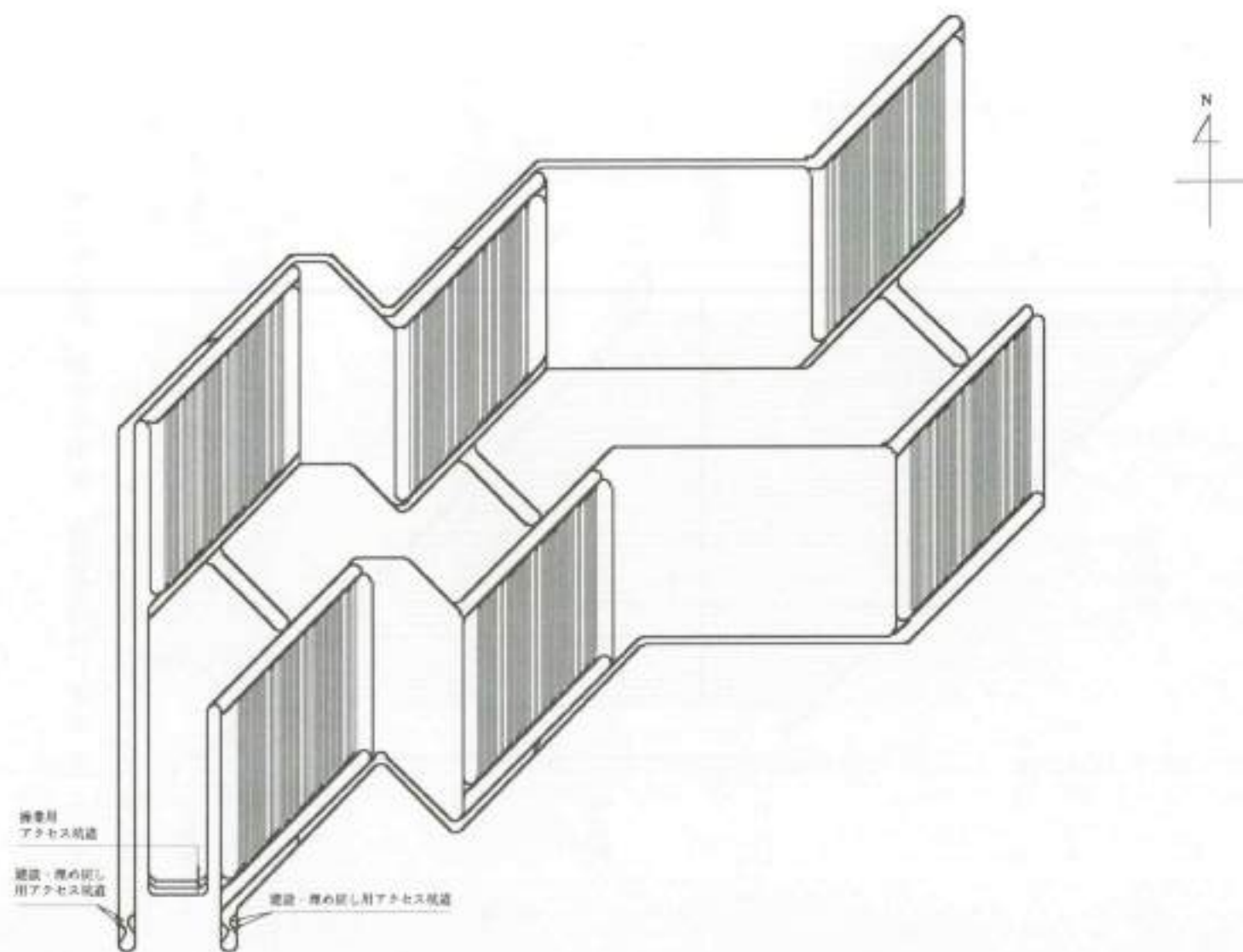


図 4.2.3-15 処分場レイアウト図（軟岩系岩盤，豎置き方式）

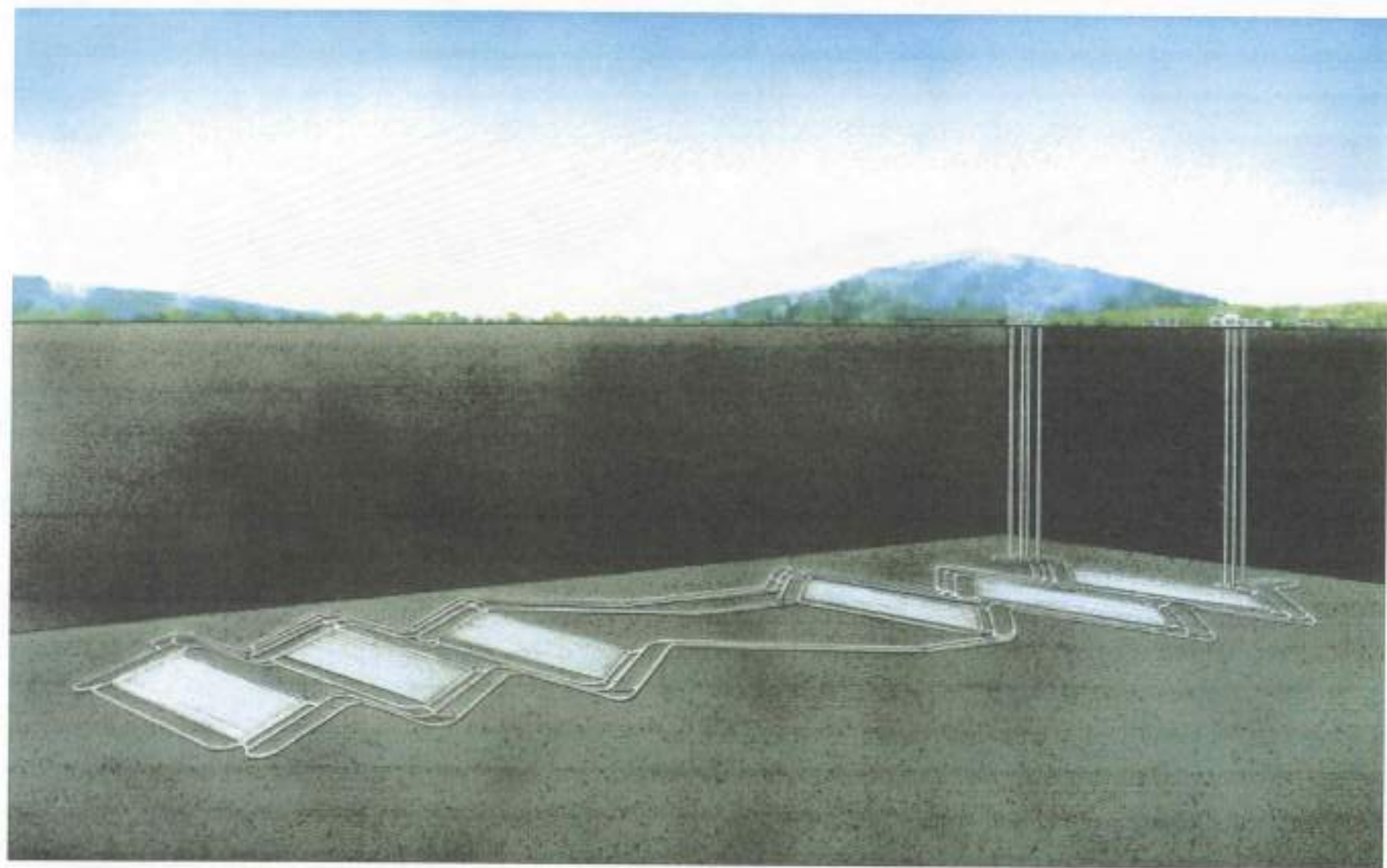


図 4.2.3-16 全体鳥瞰図（硬岩系岩盤，横置き方式）

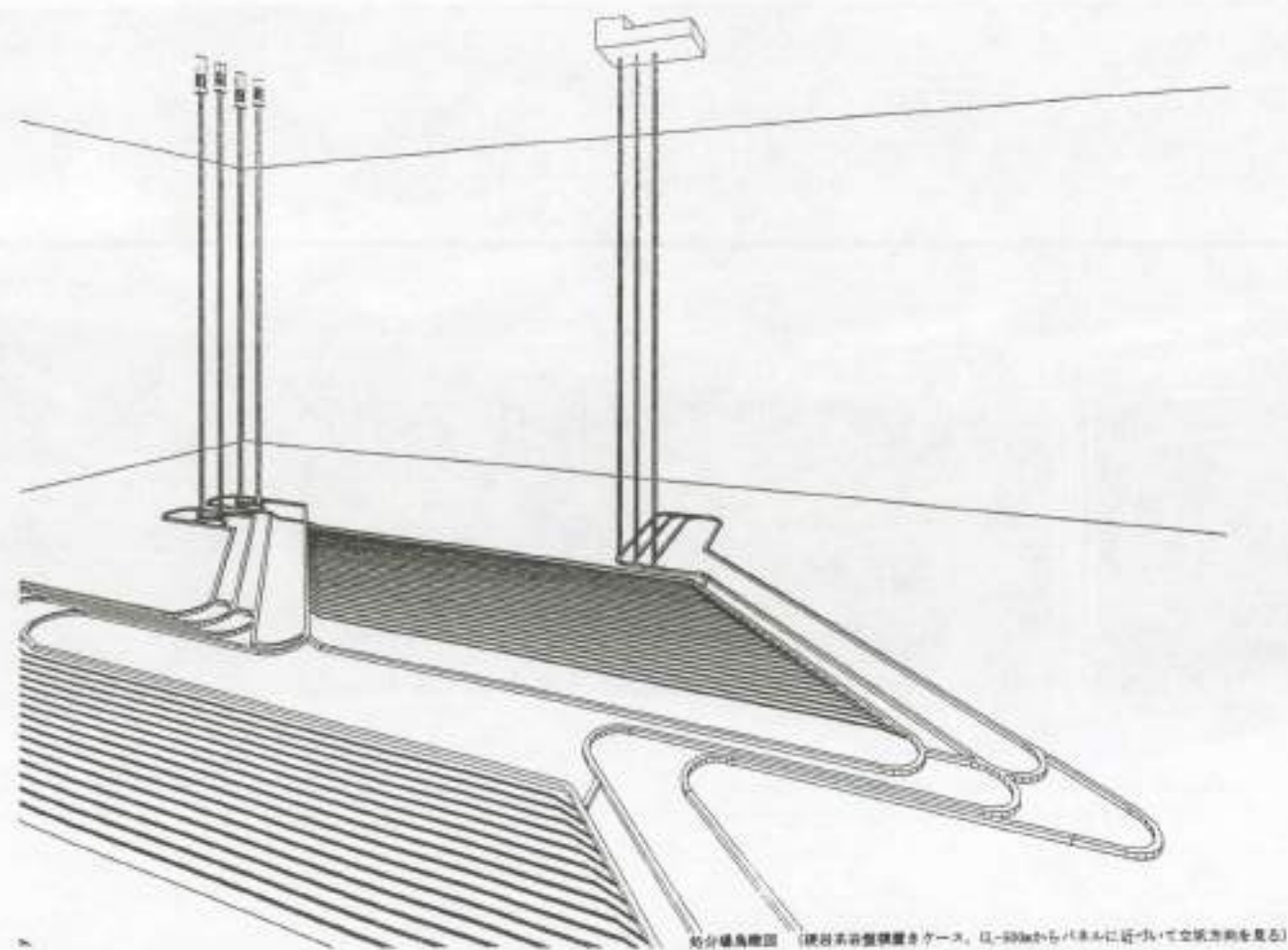


図 4.2.3- 17 鳥瞰図 (硬岩系岩盤、横置き方式)

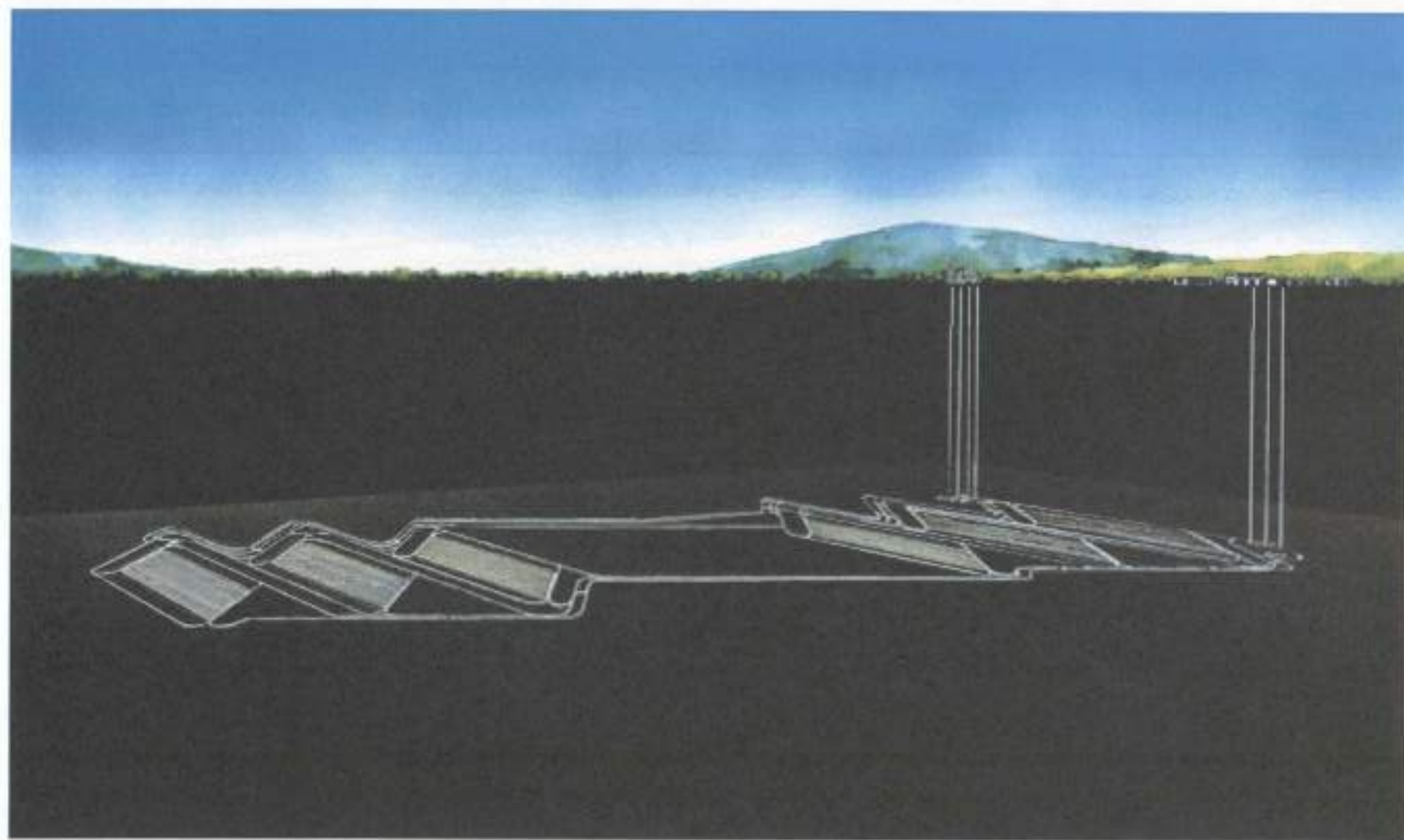
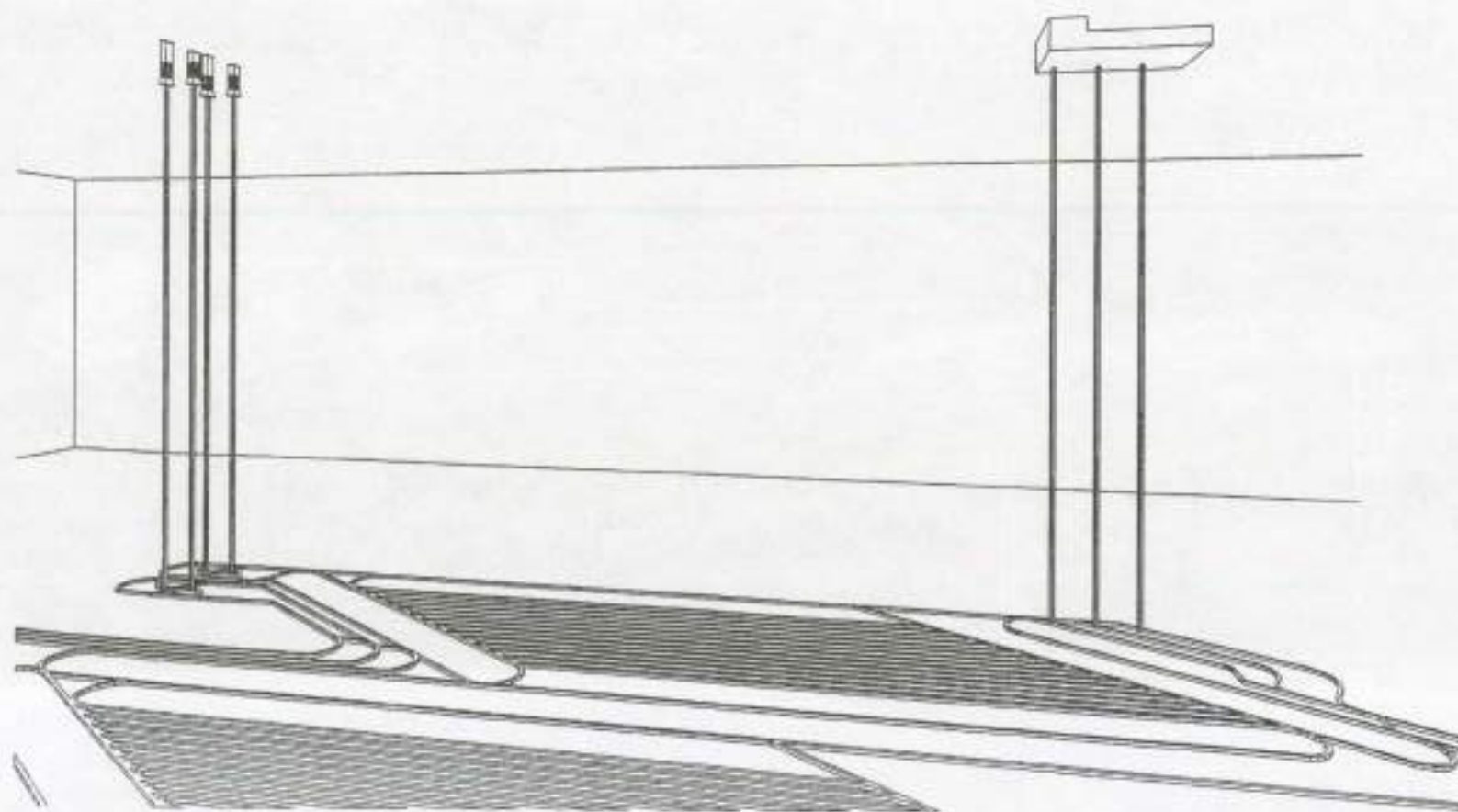


図 4.2.3- 18 全体鳥瞰図（硬岩系岩盤，豎置き方式）



第分塊鳥瞰図（硬岩系岩盤設置ケース、GL-500mからパネルに近づいて立杭方向を見る）

図 4.2.3- 19 鳥瞰図（硬岩系岩盤，豎置き方式）

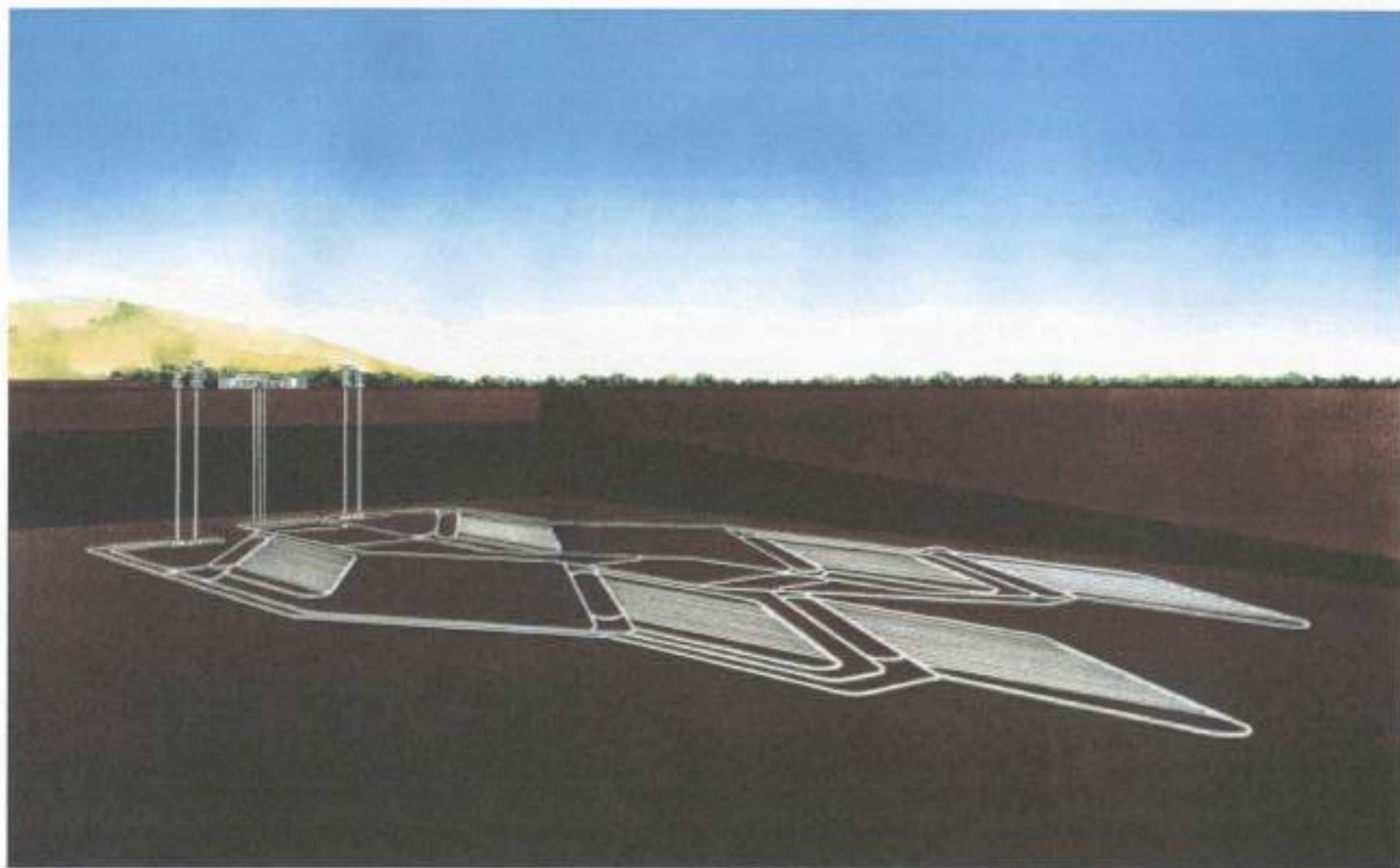
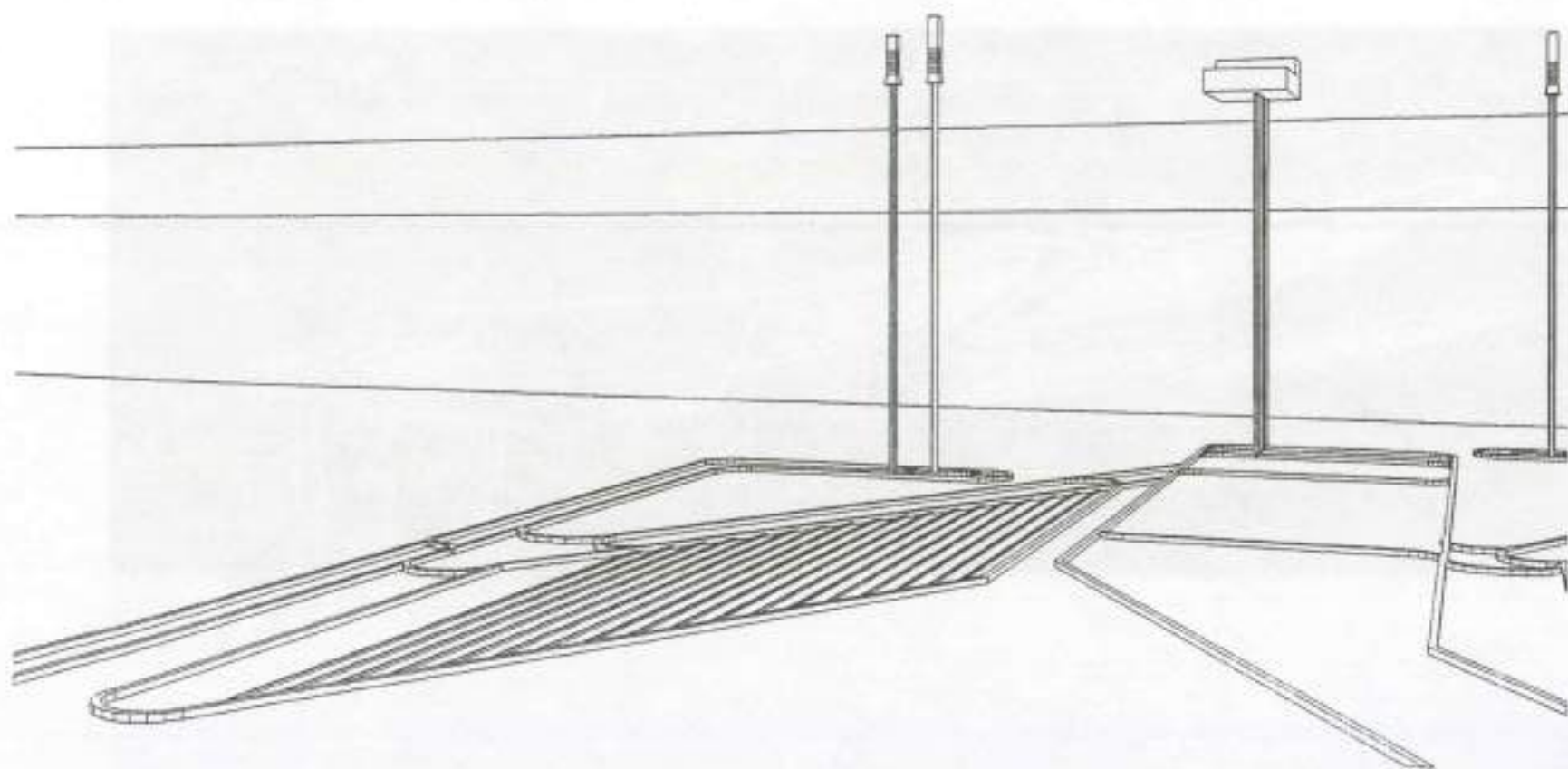


図 4.2.3- 20 全体鳥瞰図（軟岩系岩盤、横置き方式）



処分場鳥瞰図（軟岩系岩盤横置きケース、GL-200mからパネルに近づいて立坑方向を見る）

図 4.2.3- 21 鳥瞰図（軟岩系岩盤，横置き方式）

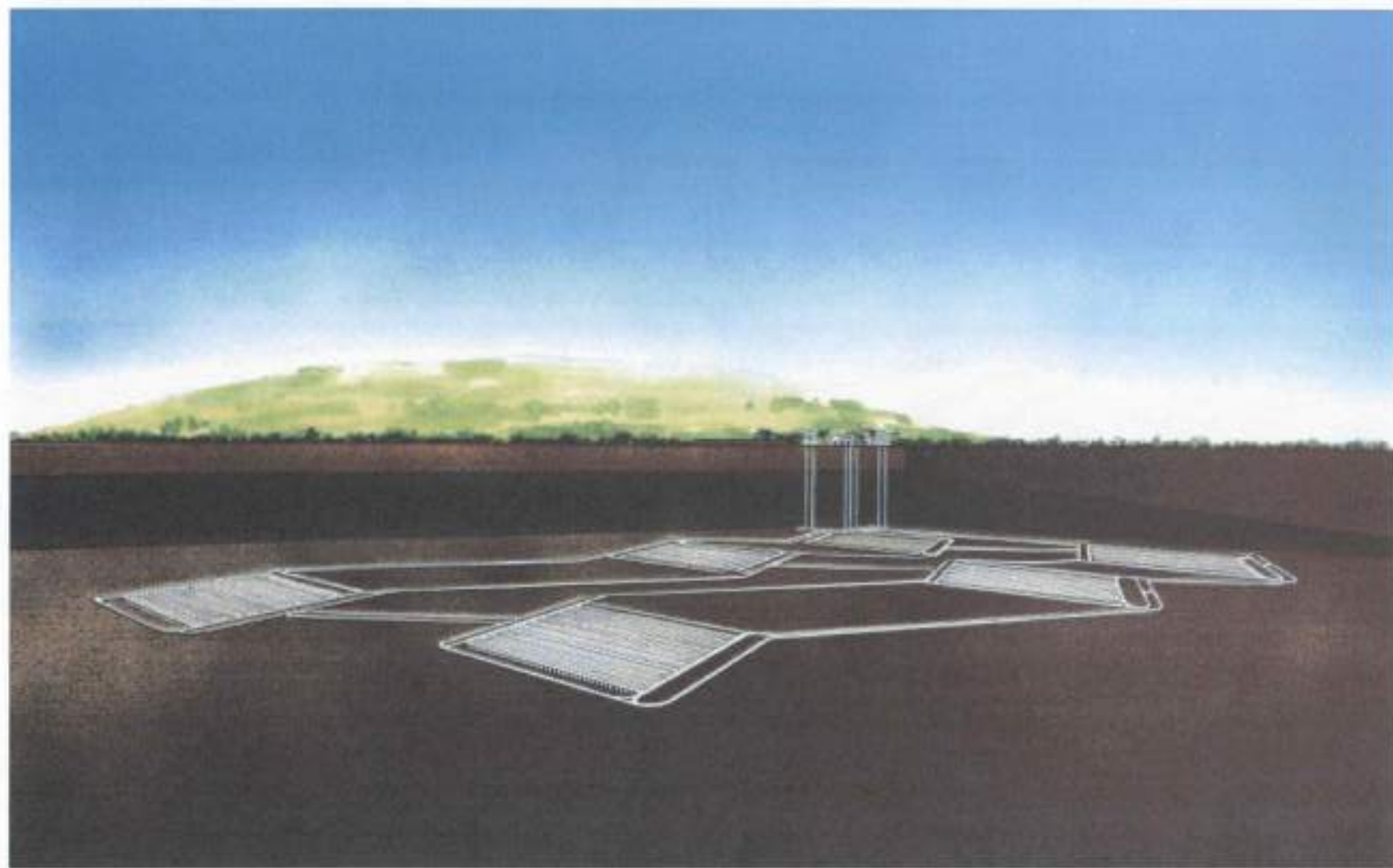
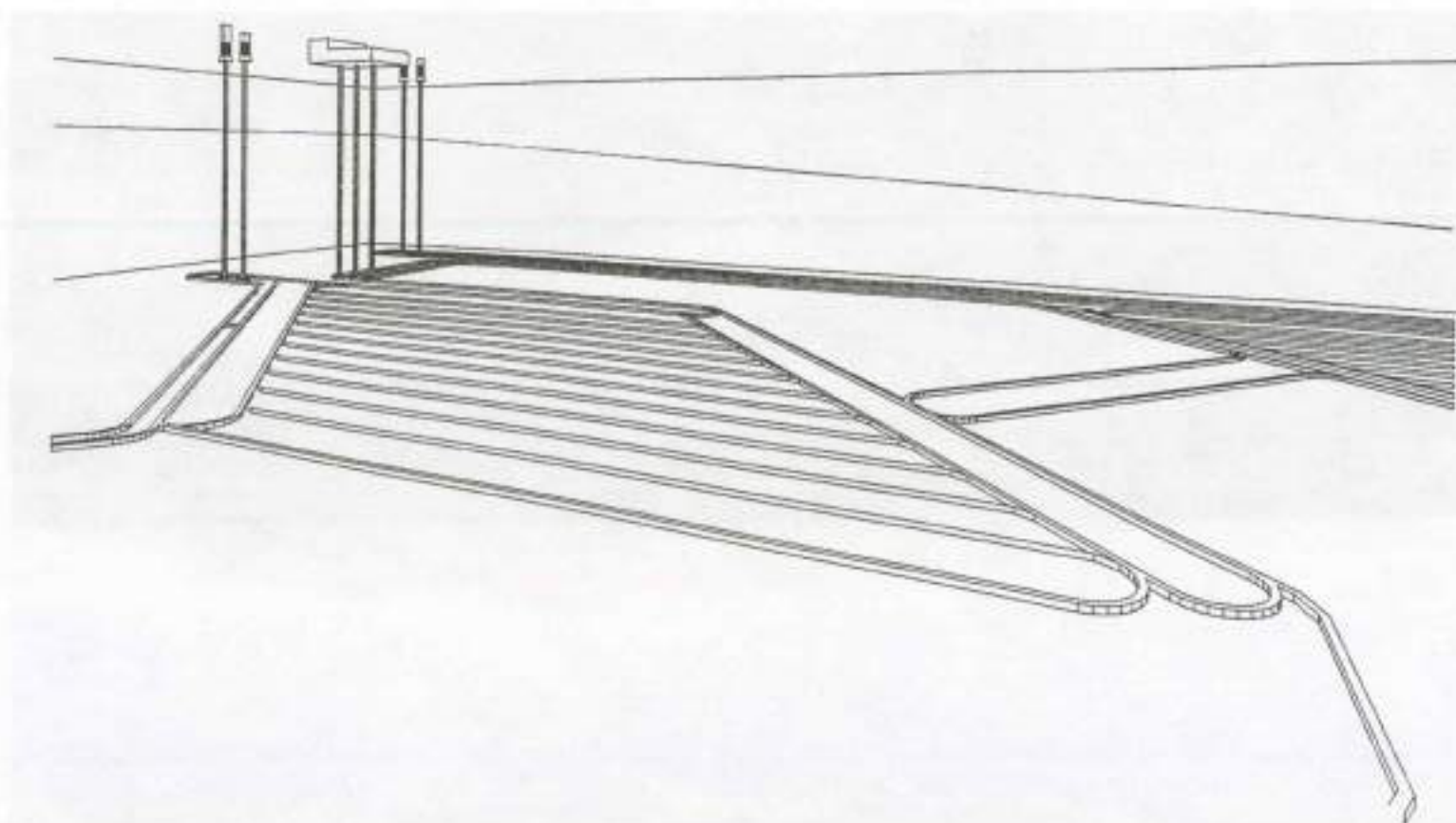


図 4.2.3- 22 全体鳥瞰図（軟岩系岩盤，豎置き方式）



地分堀鳥瞰図（軟岩系岩盤堅置きケース。GL-200mからパネルに近づいて立坑方向を見る）

図 4.2.3-23 鳥瞰図（軟岩系岩盤、堅置き方式）

4.2.4 埋め戻し材

処分場建設のために掘削された坑道を放置しておくと、地圧の作用により坑道の力学的安定性が損なわれたり、それ自体が地下水の卓越した水みちとなるなど、処分場全体のバリア性能に有意な影響を及ぼすことが予測される。また、地下施設と地上とを結ぶ空洞が残置されていると、処分場と生活圏とを直結する流路になる。また、処分場に人間が不用意に接近することも考えられる。処分場を人間とその生活圏から隔離するという、地層処分の基本概念（動力炉・核燃料開発事業団，1992a）に影響を与えないように、地下施設の坑道は適切に処置しておく必要がある。坑道は人工バリアを設置するための輸送経路であり、人工バリアが設置された後は、その性能を損なわないように残された坑道を充填することが必要となる。

埋め戻しの対象となるのは、操業段階における主要坑道、縦置き方式の処分坑道、閉鎖段階における連絡坑道、アクセス坑道などである。坑道横置き方式の場合の処分坑道は、廃棄体および緩衝材が設置されるため、埋め戻しの対象とはならない。地下施設の埋め戻しの概念図を図 4.2.4-1 に示す。このとき、坑道と交差する割れ目の規模あるいは岩盤の状況に応じてプラグ、グラウトなどを組み合わせる。

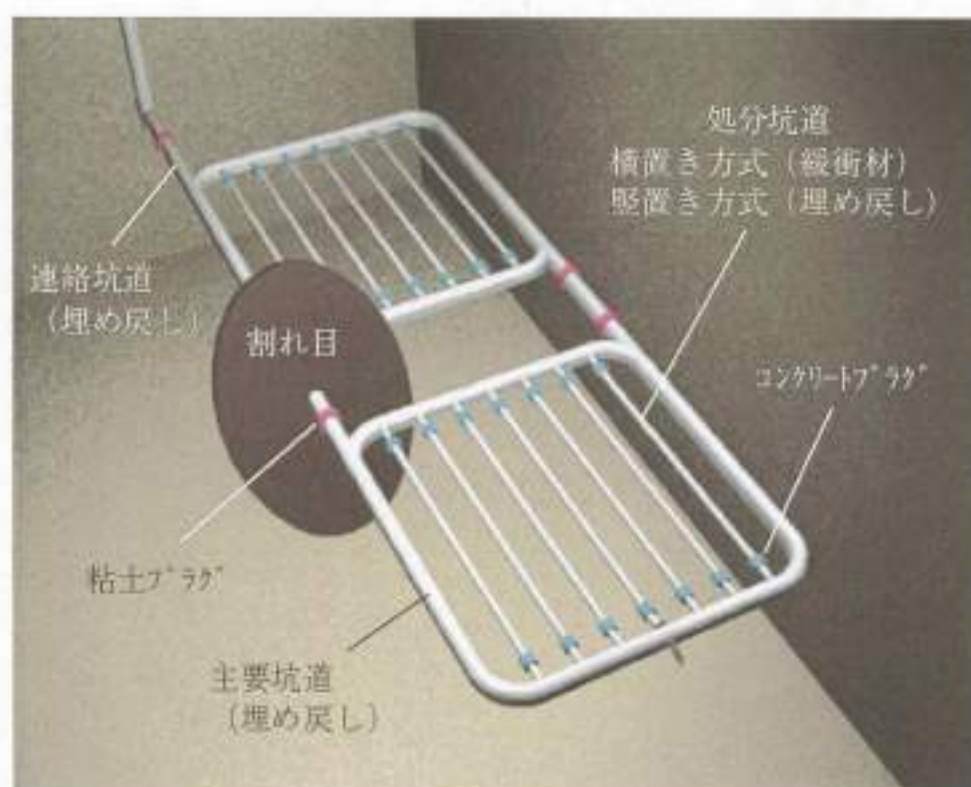


図 4.2.4-1 地下施設の埋め戻しの概念図

地下施設における坑道群の総延長は、処分パネルを構築する多数の処分坑道および主要坑道、パネル間を結ぶ連絡坑道、地上と地下施設を結ぶアクセス坑道を合わせると百数十 km におよび、坑道の掘削の際には大量のずり（岩盤の破片）が発生する。

このずりは、元の岩盤から発生した材料であることに加えて、材料の調達の一やすさや経済性の観点から、充填材料として利用することが有効であると考えられる。しかし、掘削前の岩盤の密度と比較すると、坑道に充填するずりの密度には限界があり、元の岩盤と同じ状態に戻すことは困難である。また、透水性に関しても、破碎したずりを充填しただけでは岩盤の有する低透水性を確保することはできない。

坑道の安全評価での取り扱いによっては、このようなずりによる埋め戻しも考えられるが、ここでは、坑道内の地下水流動を低減するため、ずりにベントナイトを混合した材料について検討することとした。ベントナイトは膨潤性を有しており、地下施設の埋め戻し後に発生する新たな割れ目「水みち」に対しても、浸潤してきた水を吸収して自ら膨潤し、その割れ目を充填するといった自己シール機能も期待される。このような種々の特性を持つように調整した充填材料を「埋め戻し材」と呼ぶ。諸外国においても、埋め戻し材に期待される機能として、埋め戻し材に緩衝材の膨出抑制、坑道の安定性の確保およびそれによる周辺岩盤の低透水性の維持などが考えられている（たとえば、Pusch, 1998）。

4.2.4.1 埋め戻し材の物性

埋め戻し材の主材として考えられる建設時に発生する大量の掘削ずりは、処分場固有のものである。これは、処分場が建設されるサイトの条件に依存して諸物性が変わることであり、その把握が必要である。実際の処分においては、サイトの地質環境に応じて埋め戻し材の仕様が設定される。しかし、ここでは掘削ずりを岩盤の破碎物として捉え、礫およびケイ砂といった骨材で模擬することとした。そして、骨材とベントナイトの混合物の試料（以下、「骨材混合体」という）に対して骨材の混合率、密度などをパラメータとして、透水特性、締固め特性、膨潤特性および強度特性を取得した。混合したベントナイトはクニゲル VI である。

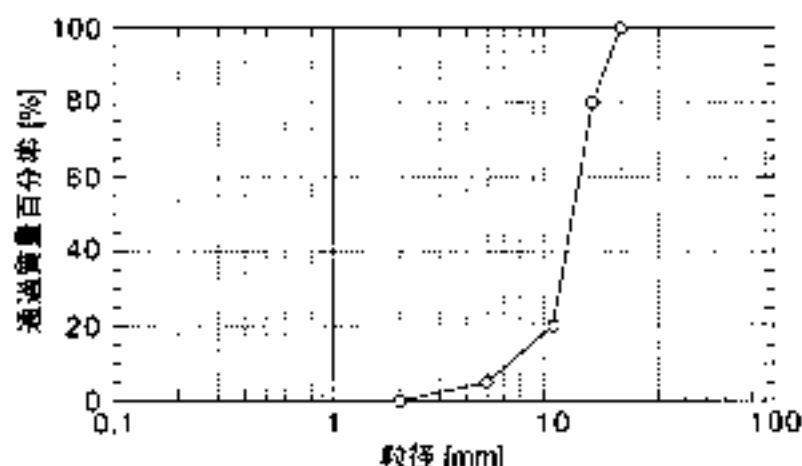


図 4.2.4-2 礫の粒径加積曲線

地盤工学会の定める基準 JGS T 311, 520, 711 (地盤工学会, 1996) に準拠すると、混合材料の試験では、供試体に混入する骨材の許容最大粒径が試料寸法の 1/5 以下と規定されている。現地発生材の再利用の効率化の観点からは、材料の性能に対する粒径の影響を把握する必要がある。室内試験では、既存の上質試験にのっとり、供試体サイズから骨材の最大粒径を 20 mm とした。礫は JIS A 5005 の砕石 2005 である。図 4.2.4-2 に骨材の礫の粒径加積曲線を示す。ケイ砂は、緩衝材の物性試験で用いたものを組み合わせて使用した。諸外国における埋め戻し材の研究では、たとえば Bürgesson et al. (1996) の実施したベントナイト混合物の試験がある。ここで用いられた骨材は TBM の破砕くずであり、最大粒径は 20 mm である。供試体はベントナイト混合率が 0 ~ 30 wt% である。

4.2.4.1.1 透水特性

埋め戻し材である骨材混合体の透水特性は、そのまま埋め戻された坑道の透水特性として捉えられるため、その特性を把握しておくことが必要となる。骨材混合体の透水特性は、透水試験 (動力炉・核燃料開発事業団, 1996; 占市ほか, 1998a, 1998b, 1999; 前田ほか, 1998) で把握した。

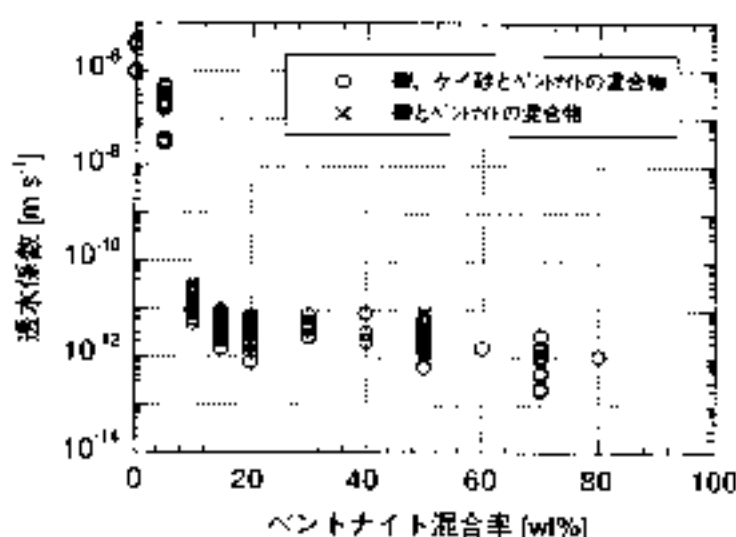


図 4.2.4-3 ベントナイトの混合率と透水係数の関係

試験の結果、ベントナイト混合率と透水係数の関係は図 4.2.4-3 のようであった。図からわかるように、ベントナイト混合率の増加にともなって透水係数は小さくなる傾向を示し、その混合率を 15 wt% 程度以上に増加させても、透水係数のオーダーは大きく変化しないことが明らかとなった。この傾向は、Komine et al. (1991) の結果ともよく一致する。

有効粘土密度と透水係数の関係を図 4.2.4-4 に示す。図から、有効粘土密度が 0.9 Mg m^{-3} 以上であれば、透水係数のオーダーは大きく変化しないことが明らかになった。

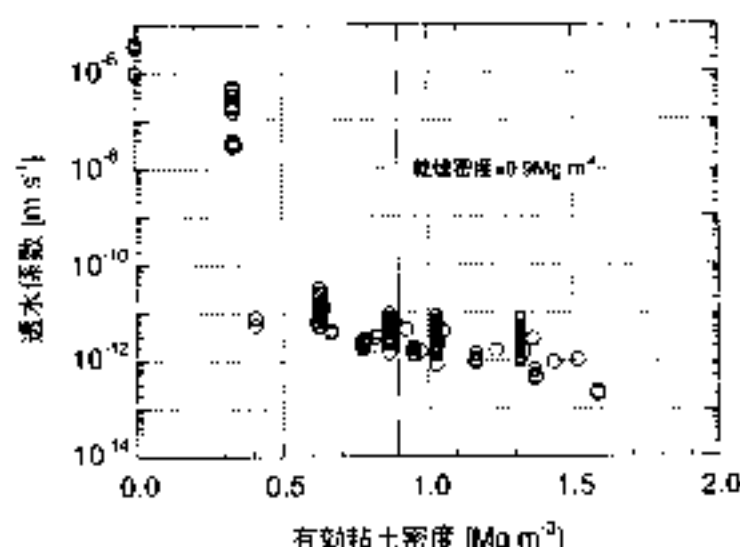


図 4.2.4-4 有効粘土密度と透水係数の関係

4.2.4.1.2 締固め特性

埋め戻し材の乾燥密度の確保など、施工性を判断する指標となる締固め特性については、骨材混合材を対象として締固め試験（動力炉・核燃料開発事業団，1996；古市ほか，1998a，1998b，1999）を実施した。

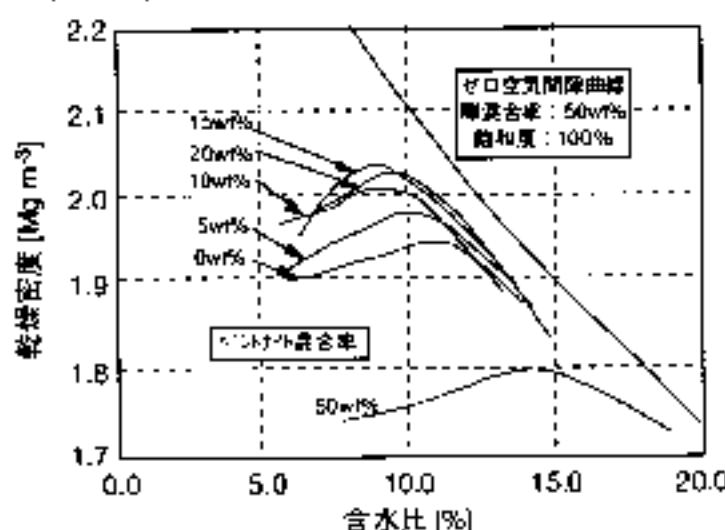


図 4.2.4-5 骨材混合体の締固め曲線

図 4.2.4-5 に骨材混合体の締固め特性曲線を示す。乾燥密度は、ベントナイト混合率が大きくなるに従い大きくなり、混合率が 15wt% のとき、最大の 2.0 Mg m^{-3} となった。さらにベントナイト混合率が大きくなると、乾燥密度は減少した。一方、最適含水比は、乾燥密度が大きくなるに従い小さくなった。最大の乾燥密度が得られるベントナイト混合率 15wt% のとき、最適含水比は最小の 8.9% となった。

ベントナイト混合率と乾燥密度の関係を図 4.2.4-6 に示す。図から、最適含水比での締固めで得られる最大乾燥密度は、いずれのベントナイト混合率においても 1.5 Mg

m^3 以上であり、混合率が小さいと最大乾燥密度は約 2.0 Mg m^{-3} とより大きい値を得ることがわかった。得られた最大乾燥密度を有効粘土密度で整理すると、透水係数のオーダーが大きく変化しなくなる有効粘土密度 0.9 Mg m^{-3} 以上とするには、ベントナイト混合率を 15 % 以上とすることで可能となる。

また、同じベントナイト含有率において締めエネルギーを 2 倍あるいは 4 倍にした場合でも、得られる乾燥密度にはあまり大きな変化がなかった。

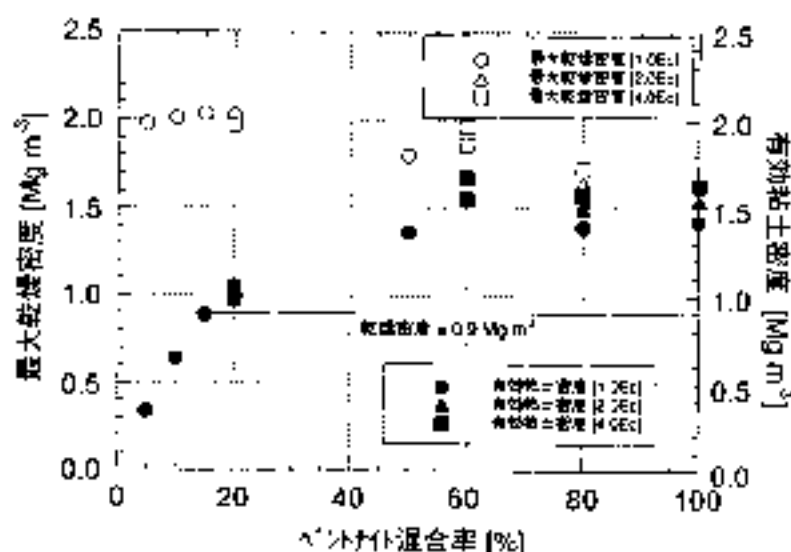


図 4.2.4-6 ベントナイト混合率と密度の関係

4.2.4.1.3 膨潤特性

埋め戻し材の膨潤特性は、新たに発生する割れ目あるいはブロック間などの隙隙に対する自己シール機能の指標となる。骨材混合体の膨潤特性に関して、膨潤応力の

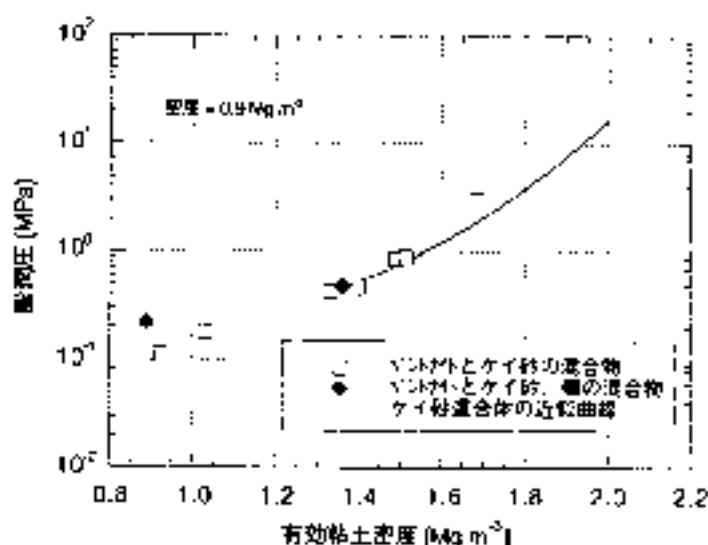


図 4.2.4-7 有効粘土密度と膨潤応力の関係

測定（前田ほか，1998；古市ほか，1999）を行った。膨潤応力と有効粘土密度の関係を図 4.2.4- 7 に示す。図には、4.1.2.1.7 で用いたケイ砂混合体の近似曲線を併記した。有効粘土密度 0.9 Mg m^{-3} の場合、骨材混合体の膨潤応力は $0.1 \sim 0.2 \text{ MPa}$ 程度である。

4.2.4.1.4 強度特性

骨材混合体は、施工直後やブロック製作時はその条件における強度が見込まれるが、地下水の浸潤が進むと、それにともない強度が低下すると考えられる。そこで、飽和度をパラメータとして一軸圧縮強度（前田ほか，1998）を求めた。

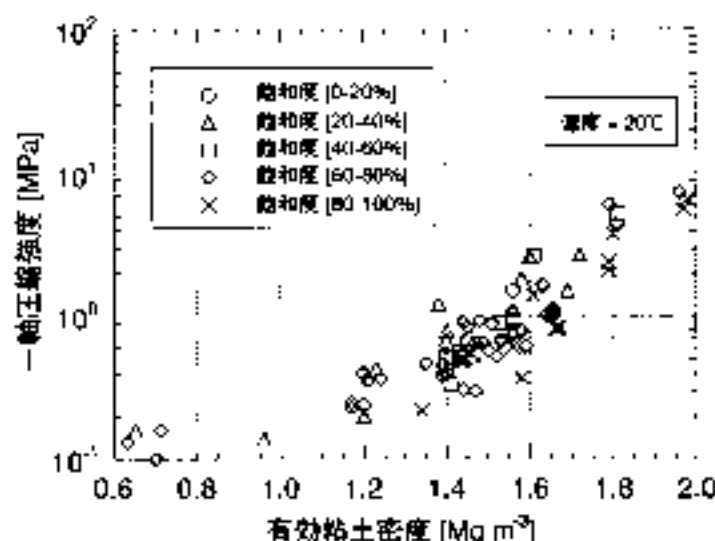


図 4.2.4- 8 有効粘土密度と一軸圧縮強度の関係（室温）

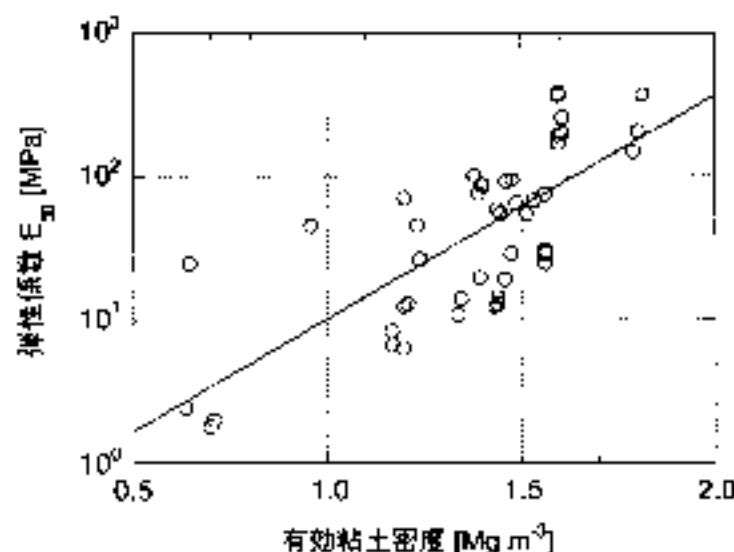


図 4.2.4- 9 有効粘土密度と弾性係数の関係

有効粘土密度と一軸圧縮強度の関係を図 4.2.4- 8 に示す。値のばらつきはあるものの、有効粘土密度が大きくなると、一軸圧縮強度は大きくなる傾向であった。値がば

らつく要因として、骨材とベントナイトの固着性、飽和度の違いといったものが考えられる。とくに、飽和度に関しては、その増加にともない強度が1/2あるいは1/3と低下する。有効粘土密度が 0.9 Mg m^{-3} の場合、一軸圧縮強度は 0.1 MPa 程度である。

また、有効粘土密度と弾性係数の関係を図 4.2.4-9に示す。一軸圧縮強度と同じように値のばらつきはあるものの、有効粘土密度が大きくなると、弾性係数は大きくなる傾向である。

4.2.4.2 埋め戻し材の設計

坑道横置方式の場合、定置された緩衝材は、処分坑道内において両端をコンクリートプラグで密封される。このため、緩衝材は処分坑道内で保持される。一方、処分孔縦置方式の定置の場合、処分坑道は埋め戻し材が充填される。このため、適切な埋め戻し材によって充填されない場合は、地下水を吸収して膨潤した緩衝材が処分坑道へ膨出することが懸念される。そこで、処分坑道の埋め戻し材には緩衝材の膨出を抑制できるような仕様が求められる（Pusch, 1998）。

ここでは、埋め戻し材の設計として、処分孔縦置方式の処分坑道において、緩衝材の膨出による緩衝材の乾燥密度の低下、それによる透水性の変化について検討することとした（杉田ほか, 1999）。

処分孔縦置方式における緩衝材の定置では、埋め戻し材の設置乾燥密度が小さい場合、図 4.2.4-10に示すような緩衝材の膨出が発生すると考えられる。緩衝材の膨出は、その乾燥密度の低下を生じ、緩衝材の透水性の増加、膨潤圧の低下といった性能に影響を与えると考えられる。そこで、緩衝材および埋め戻し材について、膨出量の解析を行った。

ここでは、有限要素法による3次元弾性解析を実施し、緩衝材の膨潤圧による体積膨張量を把握した。緩衝材および埋め戻し材の挙動は圧密・膨潤の複合現象と考えられるが、時間の影響を無視して保守的に弾性係数を設定して解析した。また、オーバーバックの腐食膨張に関しては考慮していない。埋め戻し材の膨潤応力は緩衝材に比較して小さいため作用しないものとした。

解析に用いた物性値を表 4.2.4-1に示す。埋め戻し材のベントナイト混合率を15wt%とすると、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} の場合、有効粘土密度は 0.64 Mg m^{-3} 程度となることから、図 4.2.4-9 から弾性係数を 3 MPa と設定した。緩衝材の初期の膨潤圧は、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} の場合の緩衝材の有効粘土密度 1.376 Mg m^{-3} に相当する 0.5 MPa とした。この初期膨潤圧を、緩衝材と埋め戻し材の境界面に鉛直上向きに作用させた。解析モデルを図 4.2.4-11に示す。

表 4.2.4-1 緩衝材の膨出解析用物性値

	緩衝材	埋め戻し材
乾燥密度 [Mg m^{-3}]	1.6	1.8
弾性係数 [MPa]	3	3
ポアソン比 [-]	0.4	0.4

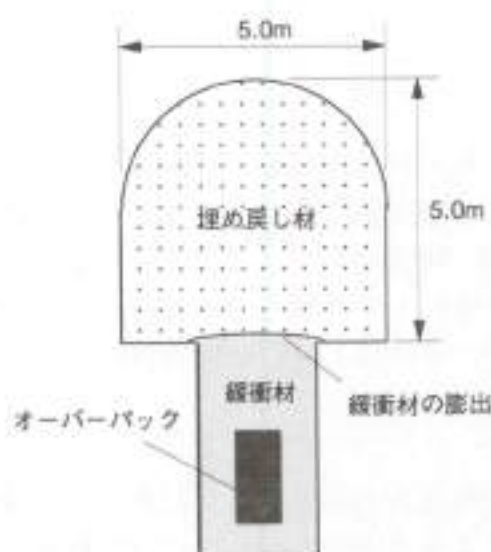


図 4.2.4-10 緩衝材の膨出

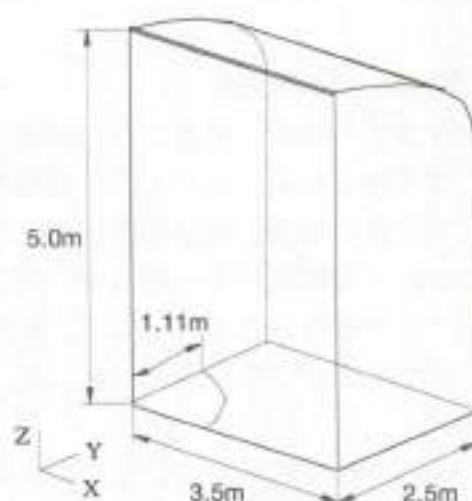


図 4.2.4-11 緩衝材の膨出解析モデル

解析では、初期膨潤圧が作用したときの膨出量から密度低下を計算し、それに応じた膨潤応力に再設定する繰り返し計算を行った。最終的な膨潤圧は 0.38 MPa、膨出量は 0.69 m^3 となった。この場合、膨出後の緩衝材の平均乾燥密度は 1.53 Mg m^{-3} になる。また、このときの緩衝材の透水係数は $9.18 \times 10^{-13} \text{ m s}^{-1}$ となり、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3} のときの透水係数である $8.09 \times 10^{-13} \text{ m s}^{-1}$ とほぼ同等である。

本解析で実施した、骨材混合率 85wt%、乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} の埋め戻し材の場合、緩衝材の膨出は認められるものの、その量は小さく、それにともなう緩衝材の透水係数への影響はわずかであった。埋め戻し材の挙動の詳細な評価に関しては、現象をより忠実に考慮した解析が必要であるが、膨出量やそれにともなう影響は、保守的な結果を与えると考えられる本解析よりも小さくなるものと考えられる。

仮に膨出すると仮定して緩衝材の乾燥密度の変化を評価すると、緩衝材の乾燥密度は初期のものより小さくなる。実際には、サイトの地質環境に応じた試験に基づいた膨出量を見込んだうえで、必要な緩衝材の密度を設定することが考えられる。

4.3 人工バリアの長期健全性評価

4.3.1 再冠水時の人工バリア挙動評価

廃棄体定置後のニアフィールドでは、廃棄体からの放熱、周辺岩盤から人工バリアへの地下水の浸入、地下水の浸入による緩衝材の膨潤圧の発生、周辺岩盤の応力変化などの現象が相互に影響することが予想される。図 4.3.1-1 にニアフィールドにおいて発生すると考えられる連成現象の概念図を示す。このような、熱-水-応力連成現象を評価することは、ニアフィールド環境の明確化の観点から重要な課題の一つである。また、後述する人工バリアの長期構造力学安定性評価および核種移行に関する性能評価は、緩衝材が飽和していることを前提として行っている。したがって、緩衝材が、このような評価を行う時間においては地下水で飽和していることを確認することも、重要な課題の一つである。

たとえば、緩衝材の再冠水挙動（以下、人工バリア定置後、緩衝材が飽和するのに要する時間を再冠水時間という）を評価するのに、第1次取りまとめでは簡易な水分拡散モデルを用いて実施した。しかし、実際には岩盤内の水圧はかなり高いことが予想されるため、拡散モデルのみの評価では不十分である。また、廃棄体の発熱による影響も考慮する必要がある。温度勾配の影響による緩衝材内への地下水浸潤の遅延は、再冠水時間を検討する上ではとくに重要な要因である。さらに、緩衝材は飽和度の変化により熱物性が大きく変化するため、緩衝材の飽和度をどのように設定するかにより、熱解析を実施した場合のニアフィールドの温度分布は異なってくる。したがって、緩衝材の最高温度を制限する観点から廃棄体の占有面積を求める際には、連成解析を実施することが望ましい。しかし、人工バリア設置時における含水状態の緩衝材の熱物性を用いて熱解析を実施すれば、保守的な結果を与えるとの検討結果（千々松・谷口、1999）から、本分冊では 4.2.2.4 に示したように、熱解析のみで占有面積の算定を実施した。また、連成解析を実施するには熱解析に比べ、多くの計算時間を要するため、現時点では設計手法としては十分には活用できないのが実状である。しかしながら、緩衝材の再冠水を評価するうえではやはり連成解析は必要不可欠であるため、本手法を用いて、緩衝材の再冠水時間に関する検討を実施した。

熱-水-応力連成解析のモデル化に際しては、連成現象を明らかにしておく必要がある。そのためには、まず個々の現象にかかわるメカニズムを明らかにする必要がある。そこで、不飽和ペントナイトの伝熱特性、浸潤特性、膨潤特性などに関する各種要素試験が実施されている（鈴木ほか、1992、1996、1999；鈴木・藤田、1999a、鈴木・谷口、1999）。また、熱-水-応力連成モデルの開発も着実に進んでおり、国際共同研究「DECOVALEX」（Jing et al. 1996, 1999）「VALUCLAY」（SKB, in preparation）などの中で、これまでに開発したモデルを用いて解析評価を実施している。また、

1) 学規模あるいは実規模スケールの熱-水-応力連成試験を実施し、開発されたモデル（コード）の妥当性が検討されている。

本項では、このような試験および国際共同研究のもとに開発された連成モデルを用い、解析を実施した。

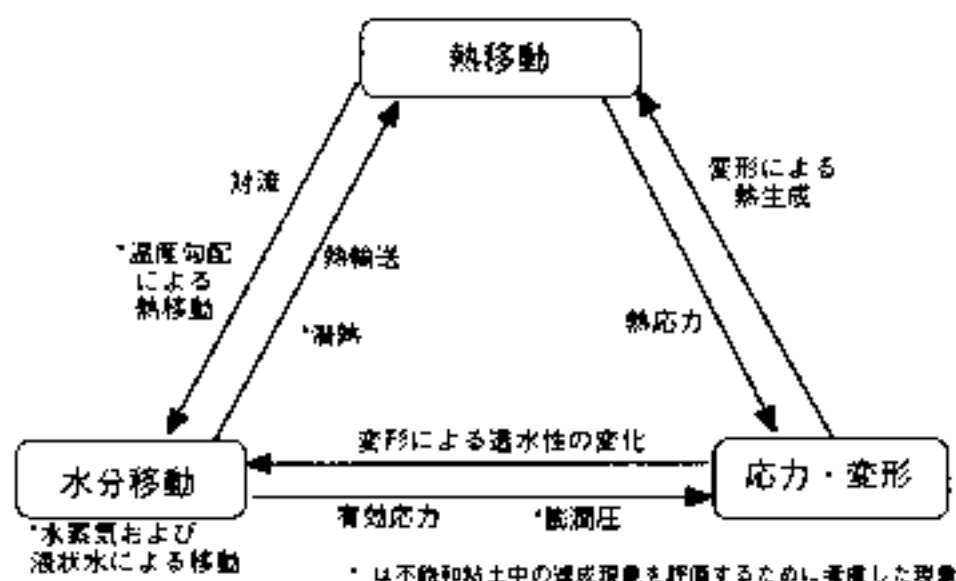


図 4.3.1-1 連成現象の概念図

4.3.1.1 熱-水-応力連成モデル

解析に用いるモデル（千々松ほか，1995）は、大西らによって開発された熱-水-応力連成解析コード THAMES (Ohnishi et al., 1985) に、不飽和粘土中の水分移動 (Philip and de Vries, 1957)、温度勾配による水分移動 (de Vries, 1974)、浸潤にともなう膨潤圧を考慮した連成モデルである。不飽和粘土中の連成現象を評価するために考慮した項目に関しては、図 4.3.1-1 に示している。

1) 地下水の連続式

地下水の連続式は以下のとおりである。

$$\left\{ \xi \rho_i D_\theta \frac{\partial \theta}{\partial \psi} (h_{i1} - z_{i1}) + (1 - \xi) \frac{\rho_i g K}{\mu_i} h_{i1} \right\}_i + \{ \rho_i D_i T_{i1} \}_i \quad (4.3.1-1)$$

$$\rho_{i0} n S_r \rho_i g \beta_v \frac{\partial h}{\partial t} - \rho_i \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \frac{\partial h}{\partial t} - \rho_i S_r \frac{\partial u_{i1}}{\partial t} + \rho_{i0} n S_r \beta_r \frac{\partial T}{\partial t} = 0$$

ここで、 D_i は水分拡散係数、 θ は体積含水率、 ψ は圧力水頭（水分ポテンシャル）、 K は固有透過度、 ξ は不飽和パラメータで飽和領域で $\xi = 0$ 、不飽和領域で $\xi = 1$ である。 μ は水の動粘性係数、 ρ_{i0} は初期状態の地下水の密度、 ρ_i は地下水の密度、 g は重力加速度、 D_θ は温度勾配による水分移動に関する係数、 n は間隙率、 S_r は飽和度、 β_r

は水の圧縮係数、 β_1 は水の熱膨張係数、 z は位置水頭である。未知パラメータは、変位ベクトル u_i 、温度 T 、全水頭 h である。

(4.3.1-1) 式において、第1項は不飽和状態での水分移動を表す項、第2項は飽和状態での水分移動を表す項、第3項は温度勾配による水分移動を表す項、第4項は水頭の変化による間隙流体の密度変化を表す項、第5項は飽和度の変化を表す項、第6項は多孔質の骨格変化を表す項、第7項は温度変化による間隙流体の密度変化を表す項である。

2) エネルギー保存則

エネルギーの保存則は以下のとおりである。

$$\begin{aligned} & \left\{ (\rho C_v)_m \frac{\partial T}{\partial t} + n S r \rho_l C_w V_l T_{,i} - K_{Tm} T_{,ii} + L \left\{ D_m \frac{\partial \theta}{\partial \psi} (h_{,i} - z_{,i}) \right\}_{,i} \right. \\ & \quad \left. + n S r T \frac{\beta_T}{\beta_p} \left\{ \xi D_\theta \frac{\partial \theta}{\partial \psi} (h_{,i} - z_{,i}) + (1 - \xi) \frac{\rho_l g K}{\mu_l} h_{,i} + D_T T_{,i} \right\}_{,i} \right. \\ & \quad \left. + \frac{1}{2} (1 - n) \beta T \frac{\partial}{\partial t} (u_{,i,j} + u_{,j,i}) \delta_{ij} \right\} = 0 \end{aligned} \quad (4.3.1-2)$$

ここで、 L は単位体積あたりの水蒸気の潜熱、 D_m は水蒸気拡散係数である。

また、 $(\rho C_v)_m$ は水と骨格粒子からなる場の比熱で、次式で求まる。

$$(\rho C_v)_m = n S_r \rho_l C_w + (1 - n) \rho_s C_s \quad (4.3.1-3)$$

ここで、 C_w は水の比熱、 C_s は固相の比熱である。

K_{Tm} は水と骨格粒子からなる場の熱伝導率で、次式で求まる。

$$K_{Tm} = n S_r K_w + (1 - n) K_s \quad (4.3.1-4)$$

ここで、 K_w は水の熱伝導率、 K_s は固相の熱伝導率である。

(4.3.1-2) 式において、第1項は内部エネルギーの変化を表す項、第2項は熱対流による内部エネルギーの変化を表す項、第3項は熱伝導による内部エネルギーの変化を表す項、第4項は水蒸気に相変化することによる内部エネルギーの変化を表す項、第5項は間隙水圧の変化による内部エネルギーの変化を表す項、第6項は固相の変化によって生じる可逆的な内部エネルギーの変化を表す項である。

3) 応力の釣り合い式

応力の釣り合い式は以下のとおりである。

$$\left[\frac{1}{2} C_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) - F \pi \delta_{ij} - \beta \delta_{ij} (T - T_0) + \chi \delta_{ij} \rho_l h \right] + \rho b_i = 0 \quad (4.3.1-5)$$

ここで、 C_{ijkl} は弾性係数マトリックス、 χ は不飽和パラメータで、飽和領域で $\chi = 1$ 、不飽和領域で $\chi = 0$ となる。 S_r は飽和度、 ρ は密度、 h_i は物体力、 δ_{ij} はクロネッカーデルタ、 π は膨潤圧、 F は膨潤応力に寄与する係数である。 β は温度変化によって生じる応力を求めるときの係数で、等方弾性体の場合、次式のようになる。

$$\beta = (3\lambda + 2\mu) \alpha_i \quad (4.3.1-6)$$

λ 、 μ はラムの定数であり次式で求まる。

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (4.3.1-7)$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.3.1-8)$$

ここで、 E はヤング率、 ν はポアソン比、 α_i は固相の線膨張係数である。

(4.3.1-5)式において、第1項は弾性応力を表す項、第2項は膨潤応力を表す項、第3項は熱応力を表す項、第4項は有効応力の原理により生ずる項（水圧の項）、第5項は外部物体力を表す項である。

膨潤圧は、浸潤にともなう水分ポテンシャル ψ の変化にともない発生する（中野ほか、1984）ものとし、次式で定義する。

$$\pi(\theta_1) = \rho_l g(\Delta\psi) = \rho_l g(\psi(\theta_1) - \psi(\theta_0)) = \rho_l g \int_{\theta_0}^{\theta_1} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} d\theta \quad (4.3.1-9)$$

ここで、 θ_0 は初期の体積含水率である。

4.3.1.2 原位置連成試験およびモデルの適用性の検討

実岩盤条件下での熱・水・応力連成現象に関するデータを取得するために、釜石原位置試験場において粘土充填・熱負荷試験を実施した（Fujita et al., 1998；千葉松ほか、1999b, 1999c）。本試験では、図 4.3.1-2 に示すように試験坑道床盤に直径 1.7m、深さ 5m の鉛直下向きの試験孔を掘削し、試験孔内に緩衝材および廃棄体を模擬したヒーターを設置した。試験孔周辺の岩盤内にはボーリング孔を掘削し、計測機器を設置した。また、緩衝材内にも計測機器を設置した。緩衝材内への地下水の浸潤の促進のため、坑道床盤に水を張った状態でヒーターの加熱を開始し、加熱・浸潤試験を実施した。その後、ヒーターを停止し、減熱・浸潤試験を実施した。

釜石原位置試験場における粘土充填・熱負荷試験結果と本解析モデルを用いて実施した解析結果との比較を、図 4.3.1-3 および図 4.3.1-4 に示す（Chijimatsu et al., 1998b,

1999d)。図 4.3.1-3 は岩盤内および緩衝材内の温度の経時変化の比較、図 4.3.1-4 は緩衝材内の含水比の経時変化の比較である。岩盤内の温度変化に関しては、ボーリング孔 KBH6 内の任意の深さごとに比較を行っている。緩衝材内に関しては、ヒーターの中心高さにおける緩衝材の外側（岩盤側）、内部、内側（ヒーター側）の各点で比較を行っている。温度に関しては岩盤内および緩衝材内の両者とも、解析結果は試験結果と良い一致を示している。また、含水比に関しては、緩衝材の中心部分では挙動に若干の差異があるものの、ヒーター近傍の含水比の減少傾向、岩盤近傍の含水比の増加傾向は良く一致している。

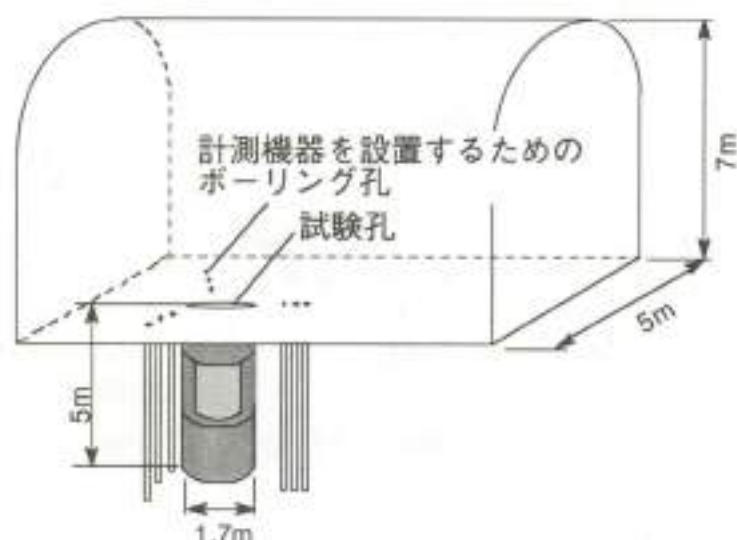


図 4.3.1-2 釜石粘土充填・熱負荷試験の模式図

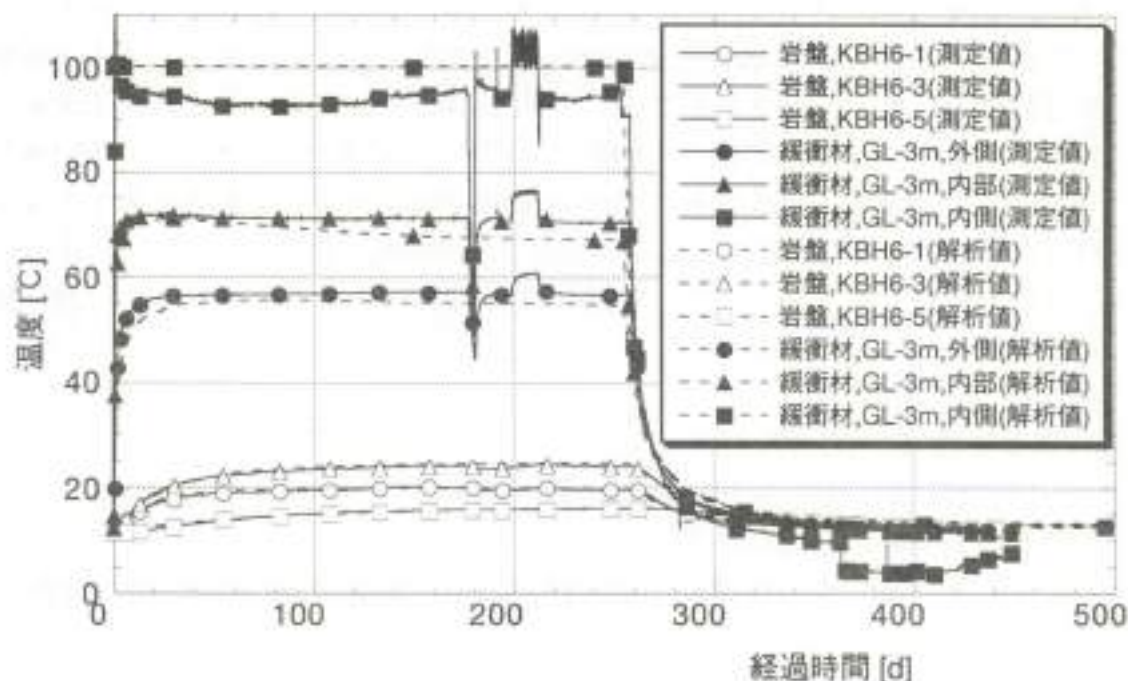


図 4.3.1-3 温度の経時変化の比較

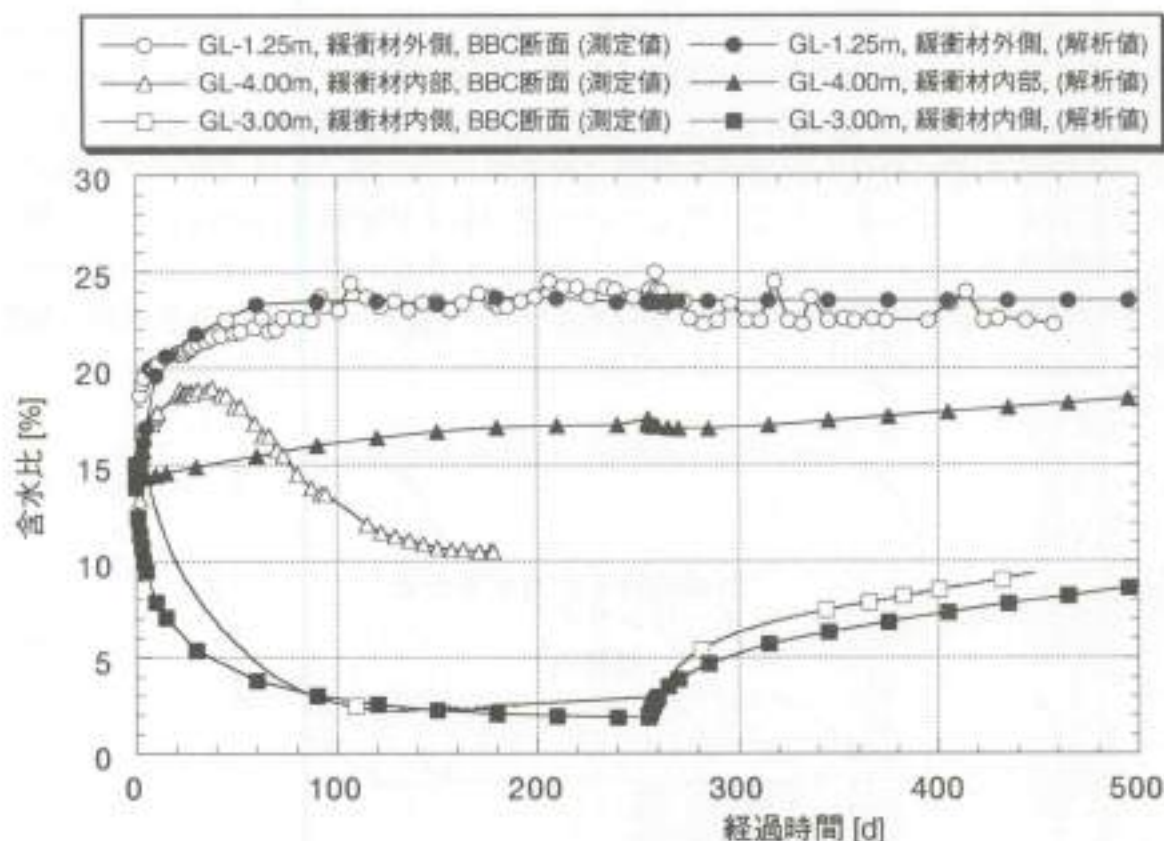


図 4.3.1-4 含水比の経時変化の比較

4.3.1.3 ニアフィールド熱-水-応力連成解析

1) 解析モデル

解析は、処分孔竖置方式について軸対称モデルを用いて実施する。解析モデルの概念図を図 4.3.1-5 に示す。解析モデルでは処分深度を 1000m とする。また、廃棄体の占有面積に関しては、同モデルにおいて緩衝材および埋め戻し材の含水比を初期含水比としたときの熱物性を用いて熱解析を実施し、緩衝材内の最高温度が 100℃以下となるように設定する。すなわちモデル領域の幅に関しては本解析モデルを用いた熱解析から設定する。緩衝材はケイ砂混合体 (30wt%, 乾燥密度 1.6 Mg m^{-3})、埋め戻し材は骨材混合材 (ペントナイト混合率 15wt%)、オーバーパックは炭素鋼製とした。

2) 解析用の物性値

(1) 緩衝材の物性値の設定 (Chijimatsu et al, 1998c)

a. 水分拡散係数および水分特性曲線

解析に用いる緩衝材の固有透過度 $K[\text{m}^2]$ および水分拡散係数 $D_a[\text{cm}^2 \text{ s}^{-1}]$ の関数式は、以下のとおりである (4.1.2.1.5 参照)。

$$K = 4.00 \times 10^{-21} \quad (4.3.1-10)$$

$$D_{\theta} = \frac{(1.76 \times 10^{-8} T - 3.04 \times 10^{-7})(\theta - \theta_{\text{sat}})}{(\theta + 3.68 \times 10^{-3})(-3.68 \times 10^{-3} - \theta_{\text{sat}})} + \frac{\theta(-1.48 \times 10^{-7} T - 2.98 \times 10^{-6})}{(5.22 \times 10^{-3} T + 2.68 \times 10^{-1})(\theta(5.22 \times 10^{-3} T + 2.68 \times 10^{-1}))} \quad (4.3.1-11)$$

ここで、 T は温度[℃]、 θ は体積含水率[-]である。

水分特性曲線（水分ポテンシャル ψ [cm]と体積含水率の関係 θ [-]）には、van Genuchten による関数モデルを適用した（van Genuchten, 1980）。van Genuchten によると、有効飽和度 S_e および比水分容量 C は次式で表される。

$$S_e = (1 + |\alpha\psi|^n)^{-m} \quad (\alpha > 0) \quad (4.3.1-12)$$

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (0 < m < 1, n > 1) \quad (4.3.1-13)$$

$$C(\theta) = \frac{\partial \theta}{\partial \psi} = \alpha(n-1)(\theta_s - \theta_r) S_e^{1/m} (1 - S_e^{1/m})^m \quad (4.3.1-14)$$

ここで、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は最小含水量である。

4.1.2.1.5 におけるケイ砂混合体の水分ポテンシャルの値から、パラメータ θ_s 、 θ_r 、 α 、 n を以下のように設定した。

$$\theta_s = 0.403, \theta_r = 0.000, \alpha = 8.0 \times 10^{-1} \text{cm}^{-1}, n = 1.6 \quad (4.3.1-15)$$

b. 温度勾配下における水分移動に関する係数

一般に、温度勾配による水分移動に関する係数 D_T の評価は、水理学的境界条件を与えなくても、内部の水分分布が不均一になることによる水分勾配の影響が生じるため、簡単ではない（Nakano and Miyazaki, 1979）。ここでは、室内試験結果から D_T の値を設定した。温度勾配による水分移動に関する係数 D_T は、次式のように設定した。

$$D_T = D_{T_0} \exp\left(\alpha_T \frac{T - T_0}{T_0}\right) \quad (4.3.1-16)$$

ここで、 D_{T_0} は基準となる係数の値、 T_0 は基準温度、 α_T は温度に対する非線形性の度合を調整するパラメータで、スカラー量である。室内試験結果から、各パラメータは以下のように設定した。

$$D_{T_0} = 7.0 \times 10^{-9} \text{cm}^2 \text{s}^{-1} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}, \alpha_T = 0.0, T_0 = 10.0^\circ\text{C} \quad (4.3.1-17)$$

c. 膨潤圧

ベントナイトは水の浸潤にともない膨潤する。膨潤により発生する膨潤圧は、ベントナイト内の水分ポテンシャルの低下量に等しいと考えられている。供試体内部において、膨潤圧が発生したときに拘束境界面に作用する応力を、ここでは膨潤応力と定義する。膨潤応力の値は、ベントナイトの微視的構造による影響などにより、膨潤圧とは必ずしも等しくならない（中野ほか，1984）。したがって、膨潤応力に寄与する膨潤圧は、内部に発生する膨潤圧にある係数を乗じることによって表現できると考えられる。現在のところ、係数 F を理論的に求めることは困難であるので、実測の膨潤応力の測定データから F を求めた。得られた値は以下のとおりである。

$$F = 0.050 \quad (4.3.1-18)$$

d. 熱物性

緩衝材の熱伝導率 $[W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}]$ 、比熱 $[kJ \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}]$ は、含水比の関数として設定した（鈴木・谷口，1999）。

$$\text{熱伝導率} : \lambda = 4.44 \times 10^{-1} + 1.38 \times 10^{-2} \omega + 6.14 \times 10^{-3} \omega^2 - 1.69 \times 10^{-4} \omega^3 \quad (4.3.1-19)$$

$$\text{比熱} : c = \frac{34.1 + 4.18 \omega}{100 + \omega} \quad (4.3.1-20)$$

(2) その他の物性値

解析に用いた物性値は表 4.3.1-1 のとおりである。

埋め戻し材の不飽和浸透特性に関しては、次のように設定する。ベントナイト混合材の水分ポテンシャル（サクション）は、モンモリロナイトの含有率に依存すると考えられるため、含水比を(4.1.2-18)式に示すモンモリロナイトの含有率で正規化した含水比 $(\omega_{nm}[\%], \text{Normalized water content})$ で整理すると、水分ポテンシャル $\psi[\text{Pa}]$ と ω_{nm} の関係は(4.1.2-19)式で表せる。そこで、両式を用い、ベントナイト混合率15wt%の埋め戻し材のサクションと含水比の関係を算出する。そして、van Genuchten による関数モデル（van Genuchten, 1980）を適用し、埋め戻し材の不飽和水分特性曲線を同定し、同モデルから埋め戻し材の不飽和透水係数を設定する。van Genuchten によると、不飽和透水係数 k は次式で表される。

$$k_r = \frac{k}{k_s} = S_r^{1/2} \left(1 - (1 - S_r^{1/n})^n \right)^2 \quad (4.3.1-21)$$

ここで、 k_r は比透水係数、 k_s は飽和透水係数である。また、 S_r は有効飽和度で(4.3.1-12)式より、 n は van Genuchten モデルのパラメータで(4.3.1-13)式より求められる。

(4.1.2-18)、(4.1.2-19)式を用い算出された骨材混合材のサクシオンの値から、van Genuchten モデルのパラメータを以下のように設定した。

$$\theta_r = 0.333, \theta_s = 0.000, \alpha = 1.5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}, n = 3.0 \quad (4.3.1-22)$$

図 4.3.1-6 には、(4.1.2-18)、(4.1.2-19)式を用いて算出された骨材混合材のサクシオンと、van Genuchten による関数モデル (VG model) により得られた不飽和浸透特性を示す。また、埋め戻し材の熱物性に関しては、緩衝材と同じものを使用し、岩盤の不飽和浸透特性に関しては、図 4.3.1-7 に示すものを用いた (Watanabe, 1991)。

表 4.3.1-1 熱-水-応力連成解析に用いた物性値

物性値	ガラス固化体	緩衝材	埋め戻し材	岩盤	
弾性係数 [MPa]	8.2×10^4	2.0×10^4	58.74-1.87σ	3.0×10^9	3.7×10^4
ポアソン比 [-]	0.3	0.3	0.3	0.4	0.25
乾燥密度 [Mg m ³]	2.80	7.80	1.60	1.80	2.67
固有透過度 [m ²]	1.0×10^{-20}	1.0×10^{-20}	4.0×10^{-20}	6.0×10^{-19}	1.0×10^{-15}
熱伝導率 [W m ⁻¹ K ⁻¹]	1.2	53.0	(4.3.1-19)式	(4.3.1-19)式	2.8
比熱 [kJ kg ⁻¹ K ⁻¹]	0.96	0.46	(4.3.1-20)式	(4.3.1-20)式	1.0
熱膨張係数 [K ⁻¹]	1.0×10^{-5}	1.64×10^{-6}	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-6}

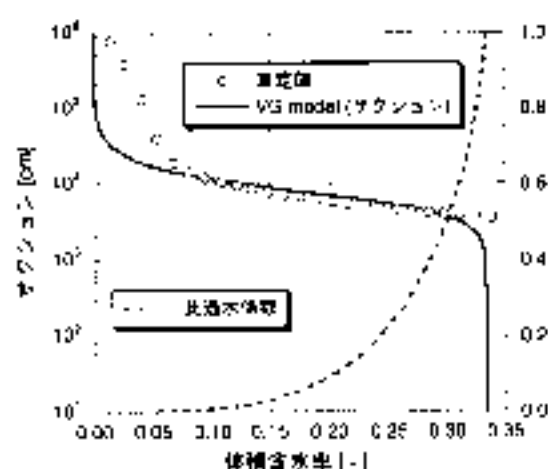


図 4.3.1-6 埋め戻し材の不飽和浸透特性

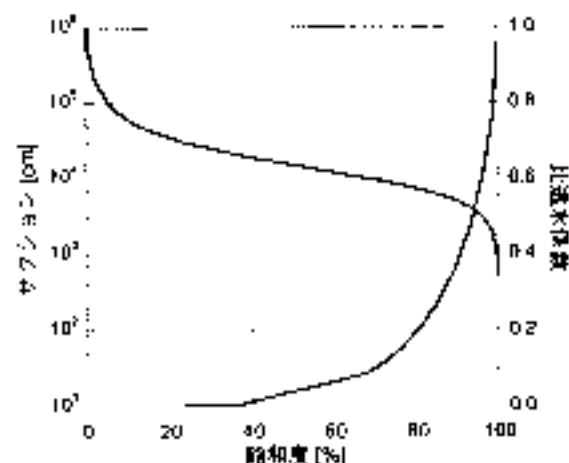


図 4.3.1-7 岩盤の不飽和浸透特性

3) 初期条件および境界条件

熱的初期条件としては、地表面の温度を 15℃とし、深度方向に 3℃/100m の温度勾配を与えた (3.2.2.2 参照)。熱的境界条件については、地表面を 15℃、モデル底面を 51℃の温度固定境界とし、側面は断熱境界とした。

水理的初期条件として、緩衝材の初期含水比は 7.0%、埋め戻し材の初期含水比は

10.0%とした。また、岩盤内の初期間隙水圧により緩衝材内の浸潤挙動は大きく異なるため（千々松・谷口，1999），表 4.3.1-2 に示すような解析ケースを設定した。Case01-1，Case02 および Case03-1 における岩盤の固有透過度の値は亀裂を含む岩盤全体の固有透過度として設定し，Case01-2 および Case03-2 における岩盤の固有透過度は，基質部の値として設定した。坑道の掘削は，坑道部分を大気圧で固定することにより表現した。

4) 廃棄体の発熱量

本解析では，廃棄体の発熱量の経時変化として，図 4.2.2-93 に示すものを用いた。これは，中間貯蔵期間を 50 年とした場合の発熱量である。発熱量は，ガラス固化体に相当する各要素に単位体積当たりの発熱量を与えた。

表 4.3.1-2 熱-水-応力連成解析ケース

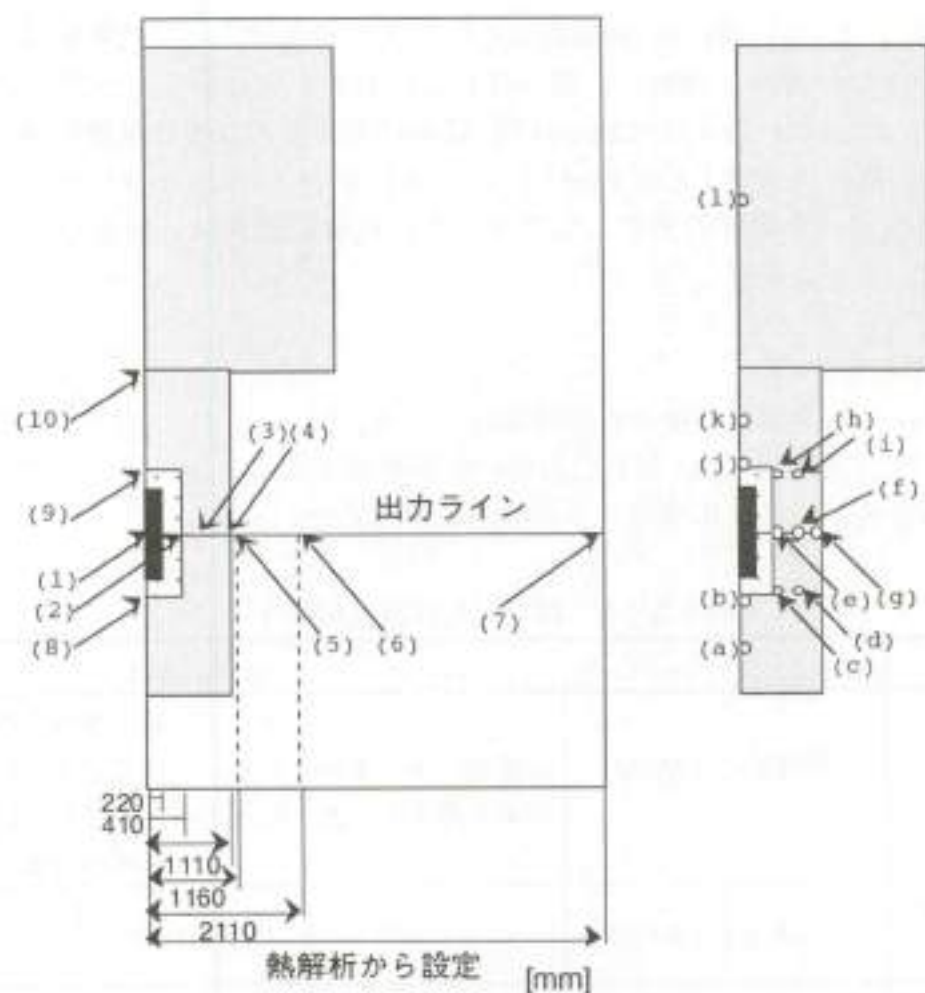
	Case01-1	Case01-2	Case02	Case03-1	Case03-2
水理的 初期条件	間隙水圧 0.0MPa		地表面に地下水面のある静水圧状態	地表面に地下水面のある静水圧状態において処分坑道および処分孔の掘削を行い，掘削後 5 年後に廃棄体を処分する	
岩盤の固有 透過度[m ²]	1.0×10^{-18}	1.0×10^{-20}	1.0×10^{-19}	1.0×10^{-18}	1.0×10^{-20}

5) 解析結果の比較箇所

解析結果は，図 4.3.1-8 に示す出力点および出力ラインで比較した。(A)は温度および圧力水頭，(B)は含水比に関しての出力点である。(A)の(1)から(7)は出力ライン上の点で，(1)は廃棄体中心，(2)は緩衝材の内側部分，(3)は緩衝材の中央部分，(4)は緩衝材の外側部分，(5)，(6)は岩盤内で，それぞれ緩衝材外側から 5.0cm，1.0m の距離の点の部分である。また，(7)はモデルの外端部の点である。(B)～(10)は軸対称の中心線上で，(8)はオーバーバックの下部，(9)はオーバーバックの上部，(10)は埋め戻し材との境界部である。(B)については，(a)から(k)が緩衝材内部，(l)が埋め戻し材内部の点である。

6) 熱解析結果

図 4.3.1-9 にモデルの横幅を 4.0m としたときの，各出力点上の温度の経時変化を示す。横幅を 4.0m とした場合，緩衝材の内側の点(2)の最高温度は約 100℃となった。よって，連成解析におけるモデルの横幅は 4.0m とすることとした。このときの廃棄体 1 本当たりの占有面積は約 50m²となる。



(A)温度および圧力水頭

(B)含水比

図 4.3.1-8 熱-水-応力連成解析結果の出力ラインおよび出力点

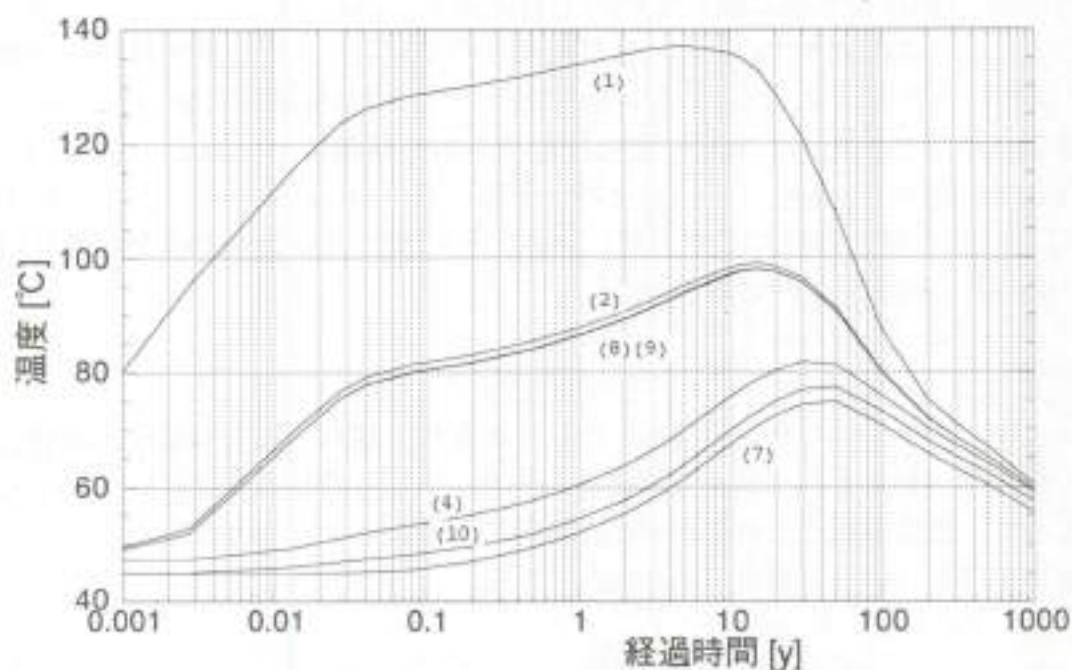


図 4.3.1-9 熱解析の結果 (モデルの横幅 4.0m)

7) 連成解析結果

図 4.3.1-10、図 4.3.1-11 には、処分坑道掘削を想定したケース (Case03-1, 03-2) の、処分坑道掘削後の圧力水頭の経時変化を示す。それぞれ、(a)は出力ライン上の圧力水頭の経時変化、(b)は掘削から 5 年が経過した時点での岩盤内の圧力水頭分布である。岩盤の透水性の違いにより、水圧低下量は大きく異なっている。Case03-1の方が透水性が高いため、水圧低下量は大きくなっている。図 4.3.1-12 には廃棄体処分後の出力ライン上の圧力水頭分布を示す。(a)は処分直後の水圧分布、(b)、(c)、(d)はそれぞれ処分後 1 年、10 年、100 年経過した時点での水圧分布である。処分直後は、Case02 および Case03-2 における岩盤内は高い圧力水頭となっているが、そのほかのケースは低い圧力水頭となっている。処分坑道掘削を想定したケースに関しては、透水性の高い場合 (Case03-1) は処分後の岩盤内の圧力水頭はほぼ均一で、時間とともに上昇している。一方、透水性の低い場合 (Case03-2) は、緩衝材近傍に関しては時間とともに圧力水頭が上昇しているが、さらに外側の部分に関しては、緩衝材内に浸潤していった水分を補うだけの地下水の供給がないため、圧力水頭は初期より低下している。また、岩盤の透水性が小さく、さらに初期の圧力水頭を 0.0m (Case01-2) とした場合は、岩盤内の圧力水頭は時間とともに低下しており、100 年後でも負圧のままである。

図 4.3.1-13 に、Case01-1 における、廃棄体処分後の各点における緩衝材の含水比の経時変化を示す。(a)は出力ライン上の点、(b)はオーバーバックの側面部、(c)は解析の対称軸上の各点と点(e)の含水比の経時変化である。出力ライン上の点を比較すると、緩衝材の外側は早期に飽和となっており、内部に関しては温度の影響で一時期初期より含水比が低下しているが、50 年程度で飽和することがわかる。また、オーバーバックの側面部における各点を比較すると、高さ方向にはそれほど大きな差はないが、若干、下部の方が浸潤が早くなっている。対称軸上の点をみると、埋め戻し材内の点(1)が最も早く約 10 年程度で飽和となっており、そのほかでは点(j)が最も含水比の上昇速度が遅くなっているが、最終的に飽和となる時期はそのほかの点とはほぼ同じである。図 4.3.1-14 には Case01-2 における含水比の経時変化を示す。このケースの場合、1000 年後でも緩衝材は飽和となっておらず、緩衝材が飽和するのにかなりの時間を要することが考えられる。また、埋め戻し材に関しては、1000 年後でも含水比は数%上昇したのみであり、飽和するには緩衝材よりさらに多くの時間を要するものと思われる。

図 4.3.1-15、4.3.1-16 に、Case01-1 および Case03-1 における廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布を示す。それぞれ(a)は処分後 1 年、(b)は処分後 5 年経過した時点である。処分後 1 年経過した時点では両者に大きな差はないが、その後は Case03-1の方が浸潤が早くなっており、緩衝材内の含水比は高くなっている。しかし、含水比の分布状況は良く似ており、廃棄体の上部が緩衝材が飽和するのに最も多くの時

問を要している。図 4.3.1-17 に、Case01-2 における含水比分布を示す。このケースでは、他のケースと異なり、処分後 5 年経過した時点でもオーバーバック周辺の含水比は初期より低下したままである。そして、100 年経過した時点でも緩衝材内は不飽和状態のままである。

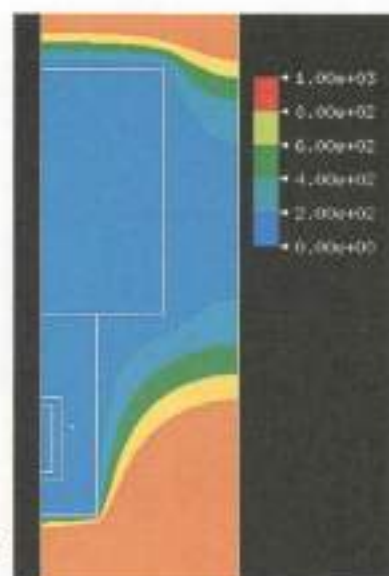
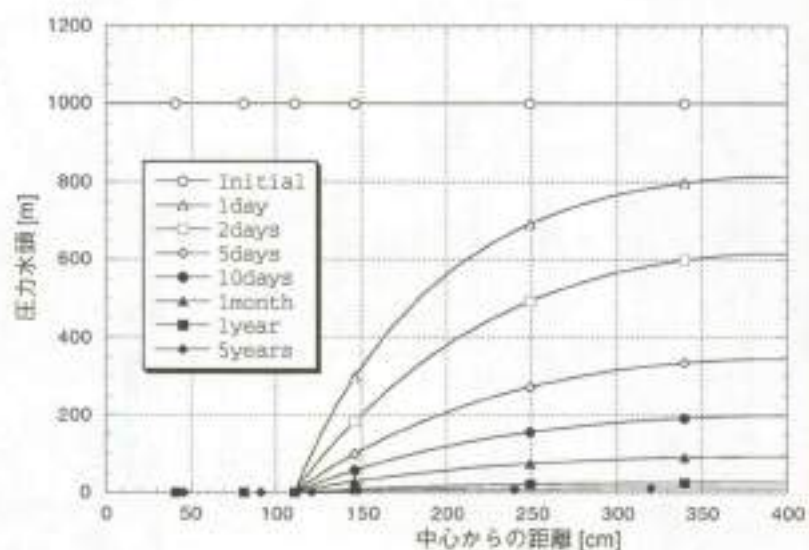
図 4.3.1-18 に、各ケースにおける緩衝材内の出力ライン上の各点での、含水比の経時変化の比較を示す。どの点も Case02 が最も早く飽和している。ついで、Case03-1、Case03-2、Case01-1 の順であり、Case01-2 が最も遅い。これは、岩盤内の圧力水頭が高い順と一致する。緩衝材が飽和するまでの時間（再冠水時間）は表 4.3.1-3 のとおりであり、Case01-2 を除けばすべて 50 年以内である。

図 4.3.1-19 に、埋め戻し材内の含水比の経時変化を示す。Case01-2 を除けば、すべて緩衝材内より飽和に達するまでの時間は短い。

図 4.3.1-20 に、各ケースにおける温度の経時変化の比較を示す。(a)が緩衝材の内側の点(2)、(b)が緩衝材の外側の点(4)である。各図には非連成解析（熱解析）の結果も示した。熱解析の際には、緩衝材および埋め戻し材の熱物性は初期含水比の時の値を用いている。緩衝材の内側の点は、緩衝材が飽和に達するのが早いケースほど最高温度が低くなっている。また、外側の点に関しては各ケース間で大きな差異はない。しかし、緩衝材の内側の点も外側の点も、連成解析の結果はすべて熱解析の結果に比べて温度が低くなっている。すなわち、熱解析の際に、緩衝材および埋め戻し材の熱物性として初期含水比状態の値を用いることは、保守的であることが改めて確認された。図 4.3.1-21 には、緩衝材の再冠水時間が最も短い Case02 と、最も長い Case01-2 における、処分後 10 年経過した時点での温度分布を示す。緩衝材の内側部分に関しては、Case01-2 の方が含水比が低いため温度が高くなっているが、緩衝材の外側部分における温度の広がり状況は両者で大きな差はない。

表 4.3.1-3 各ケースにおける再冠水時間の比較

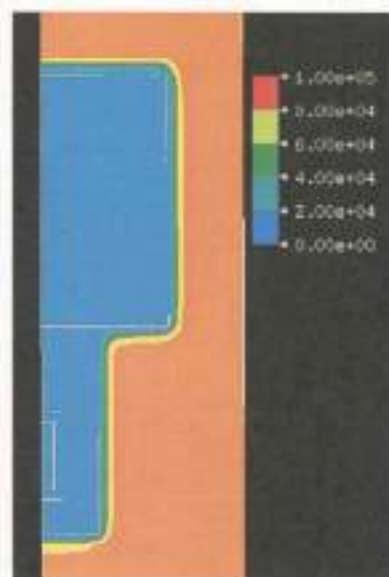
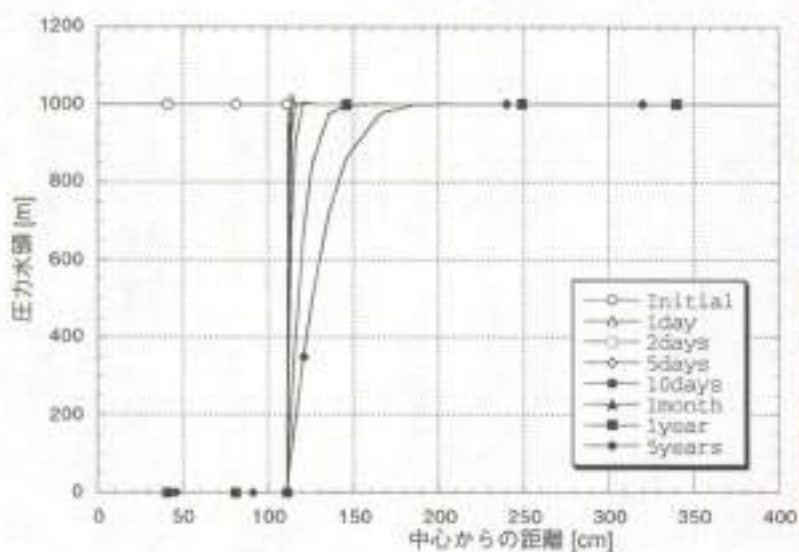
解析ケース	Case01-1	Case01-2	Case02	Case03-1	Case03-2
再冠水時間[年]	50	>1000	5	10	15



(a)出力ライン上の水圧の経時変化

(b)掘削 5 年後の水圧分布 [cm]

図 4.3.1-10 Case03-1 における処分坑道掘削後の岩盤内の圧力水頭変化



(a)出力ライン上の水圧の経時変化

(b)掘削 5 年後の水圧分布 [cm]

図 4.3.1-11 Case03-2 における処分坑道掘削後の岩盤内の圧力水頭変化

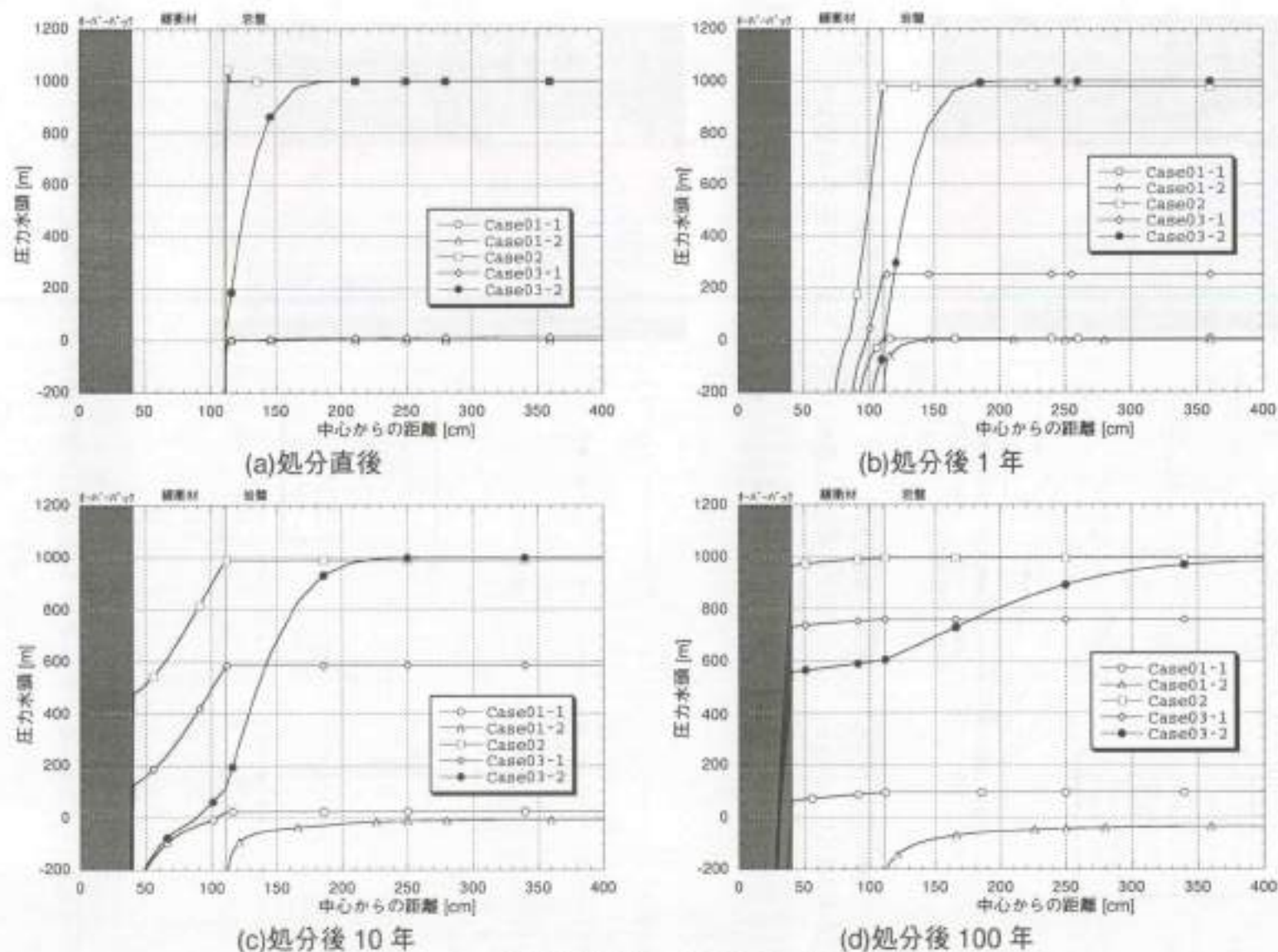
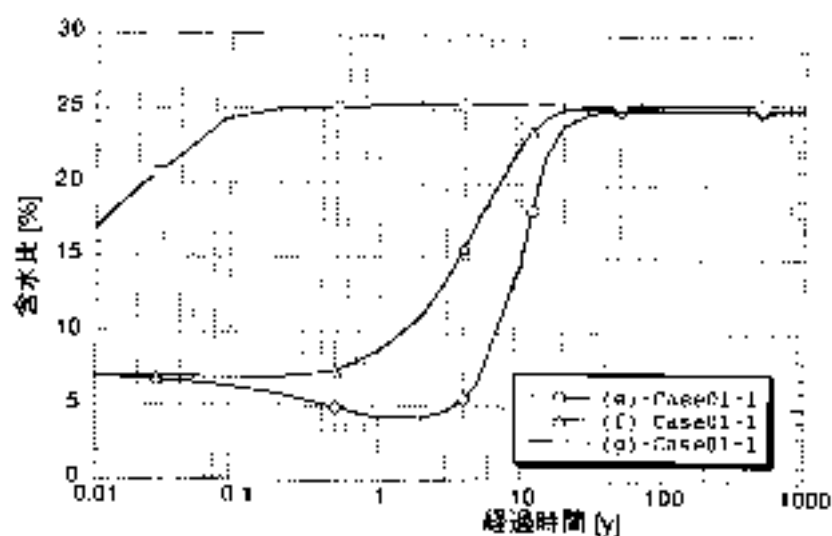
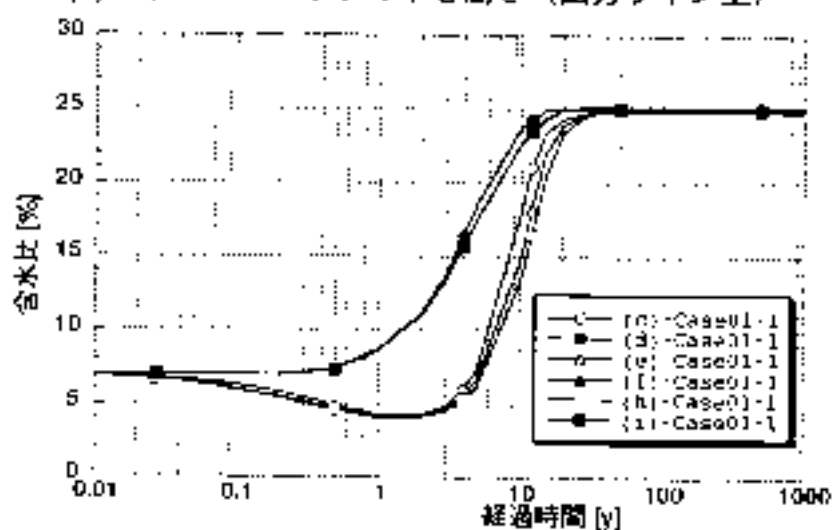


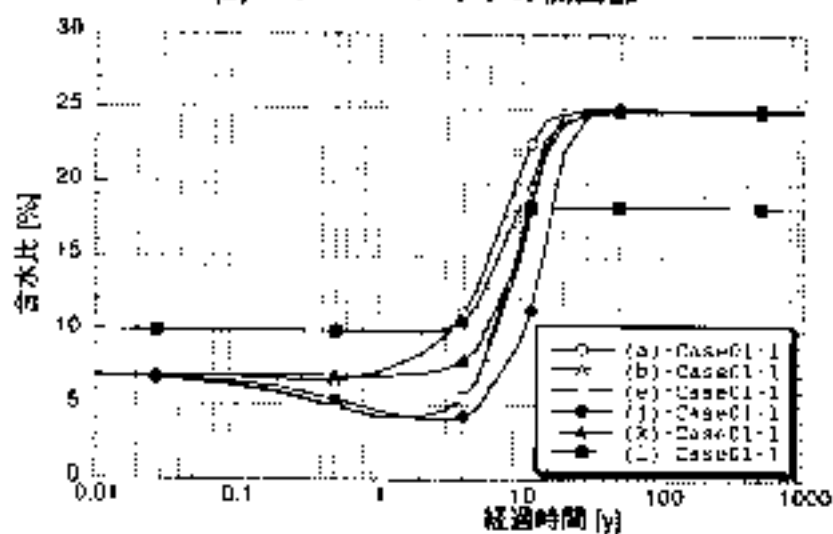
図 4.3.1-12 廃棄体処分後の岩盤内の圧力水頭変化



(a) オーバーパックの中心高さ（出力ライン上）

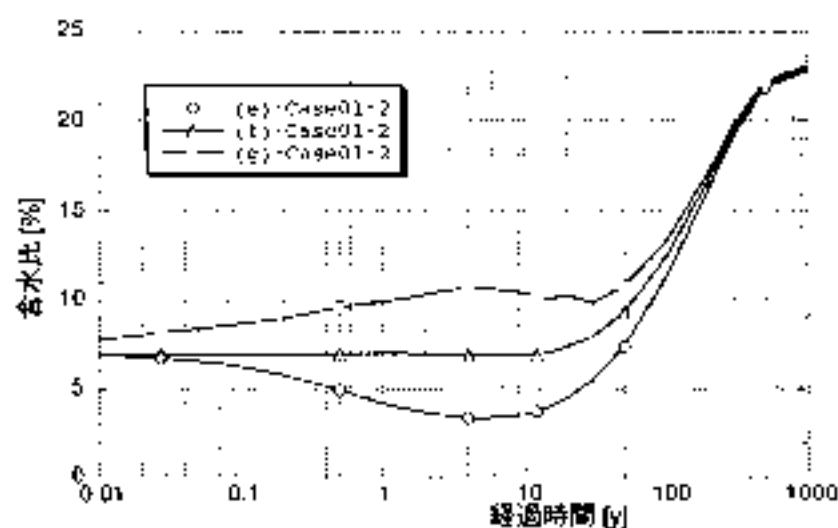


(b) オーバーパックの側面部

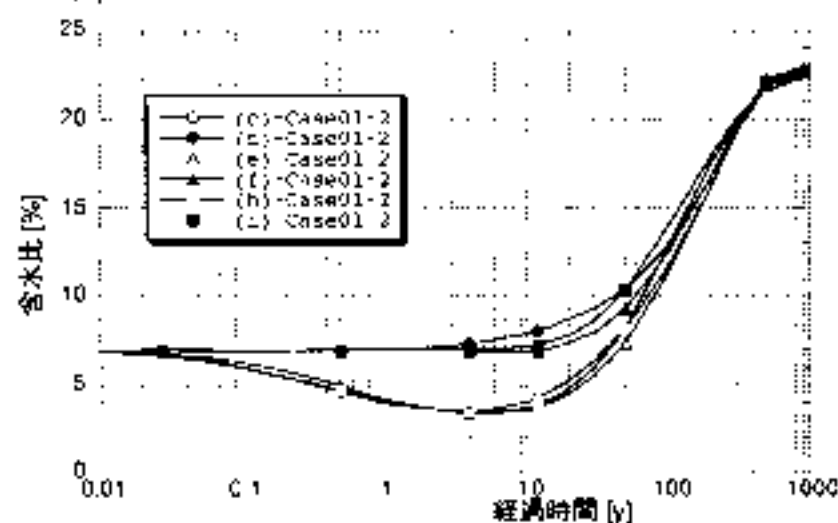


(c) 解析の対称軸上

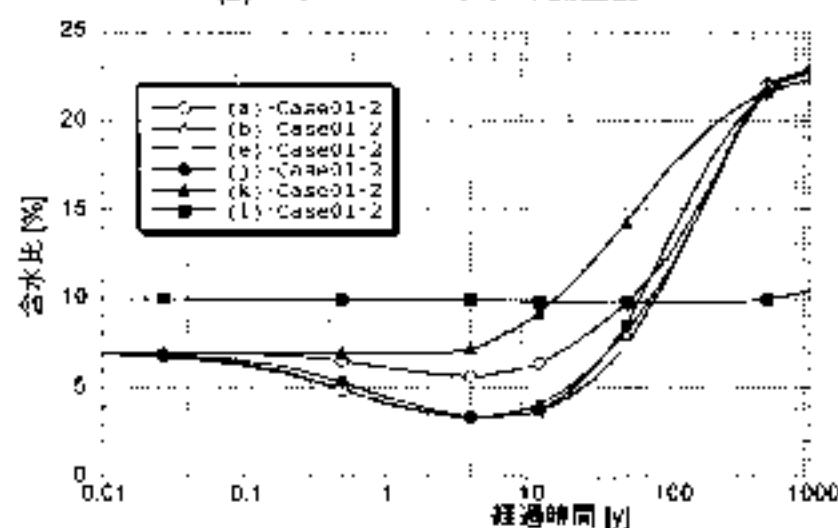
図 4.3.1-13 廃棄体処分後の緩衝材内の含水比の経時変化 (Case01-1)



(a) オーバーパックの中心高さ（出カライン上）



(b) オーバーパックの側面部

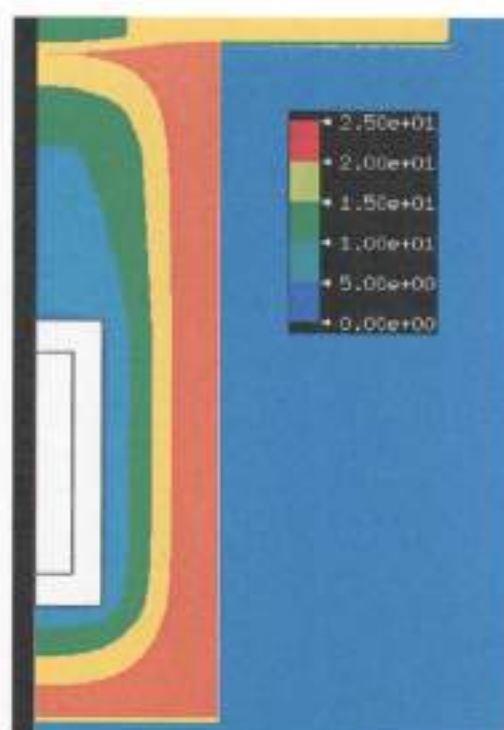


(c) 解析の対称軸上

図 4.3.1-14 廃棄体処分後の緩衝材内の含水比の経時変化 (case01-2)

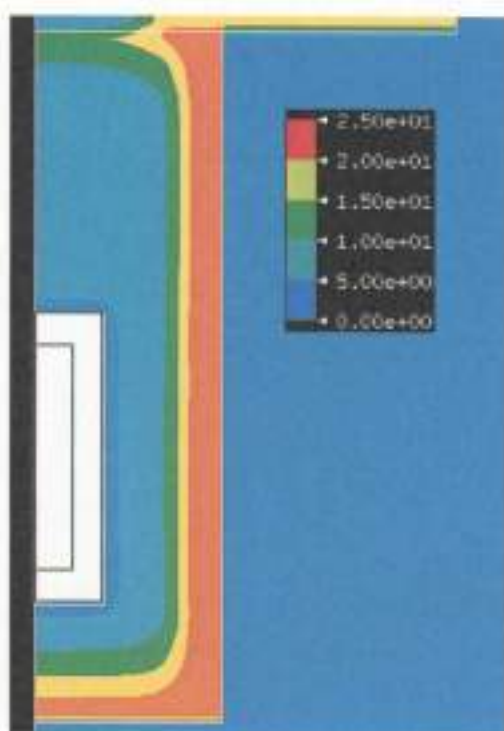


(a)処分後1年



(b)処分後5年

図 4.3.1-15 廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布 [%] (Case01-1)

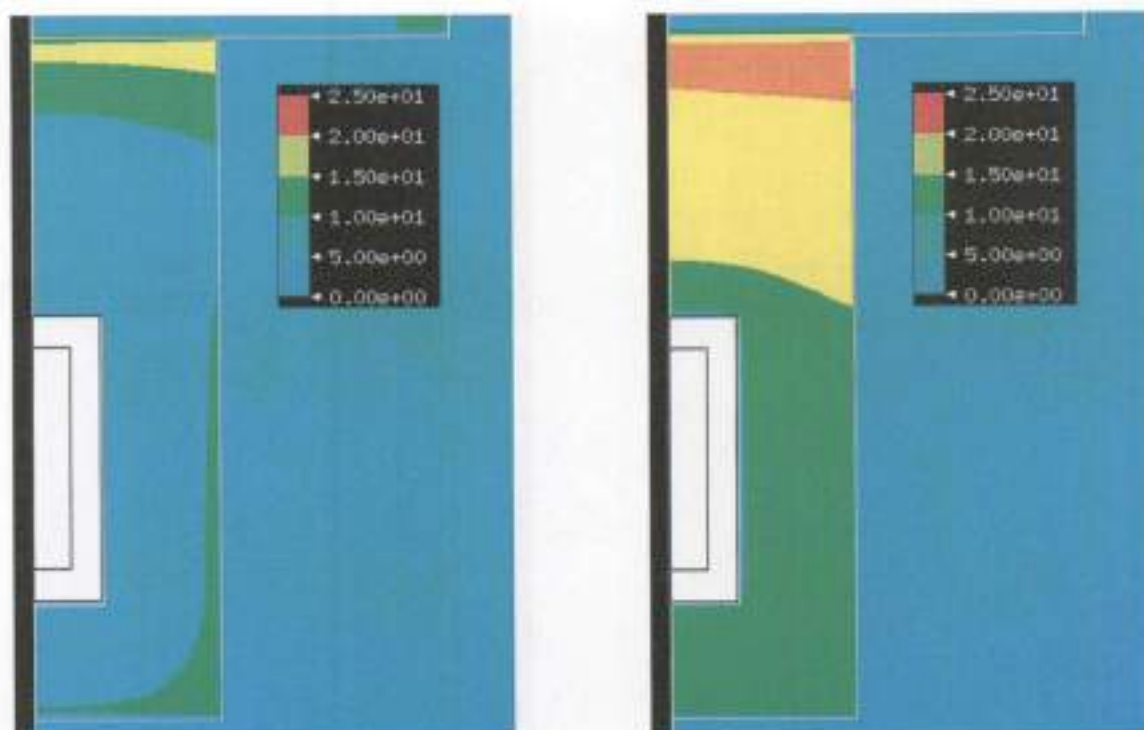


(a)処分後1年



(b)処分後5年

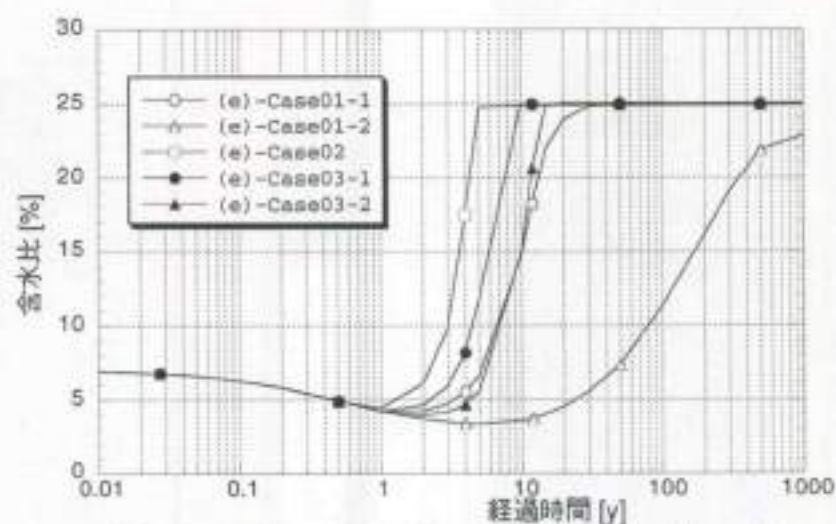
図 4.3.1-16 廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布 [%] (Case03-1)



(a)処分後5年

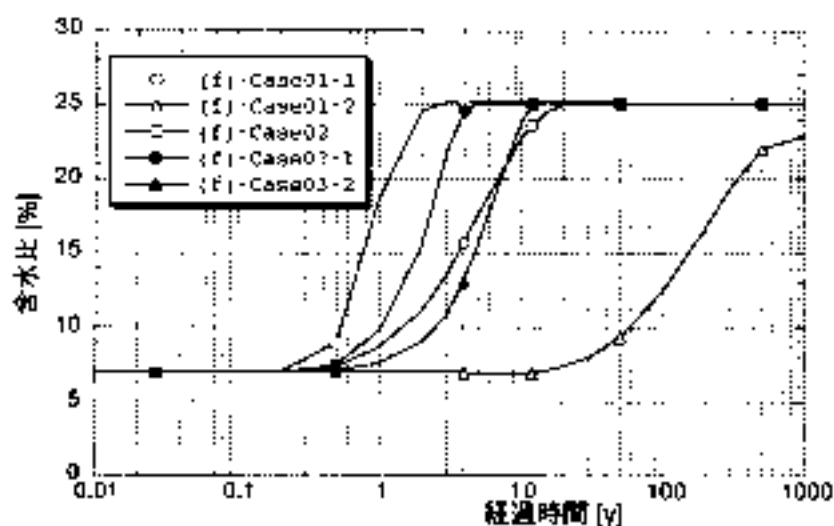
(b)処分後100年

図 4.3.1-17 廃棄体処分後の緩衝材内の含水比分布 [%] (Case01-2)

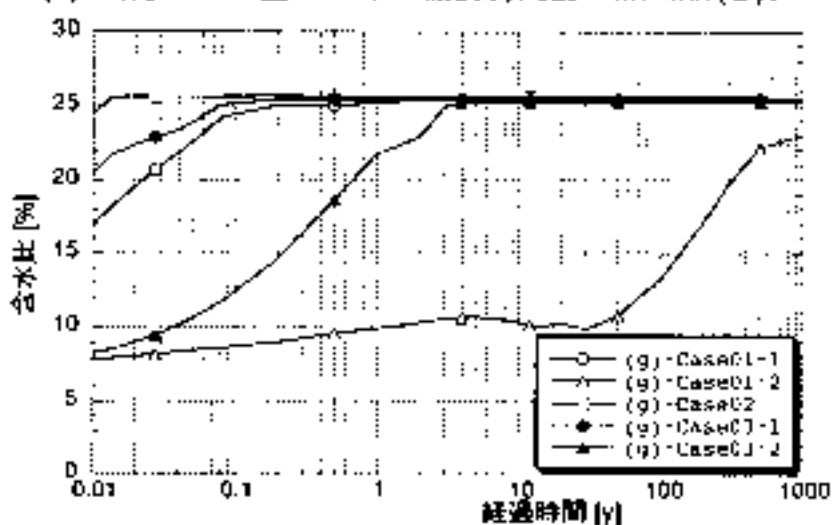


(a)出力ライン上における緩衝材内側の点 (点(e))

図 4.3.1-18 各ケースにおける緩衝材内の含水比の経時変化の比較



(b) 出力ライン上における緩衝材内部の点 (点(f))



(c) 出力ライン上における緩衝材外側の点 (点(g))

図 4.3.1-18 各ケースにおける緩衝材内の含水比の経時変化の比較 (続き)

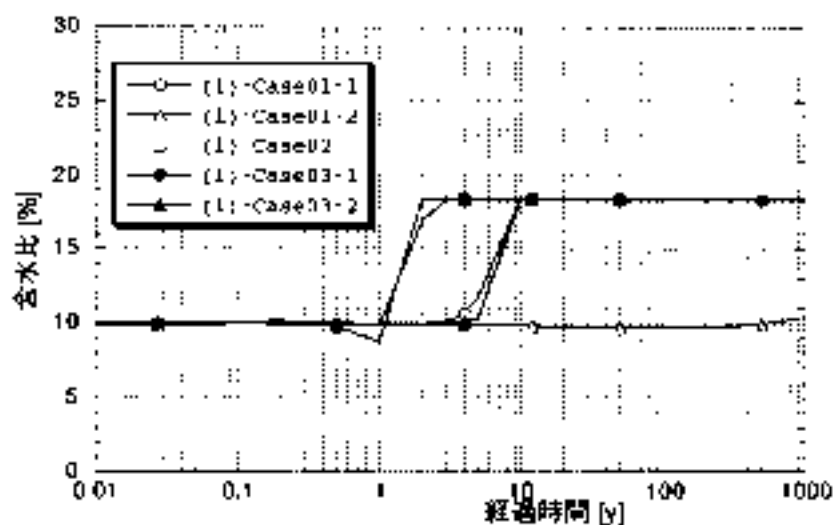
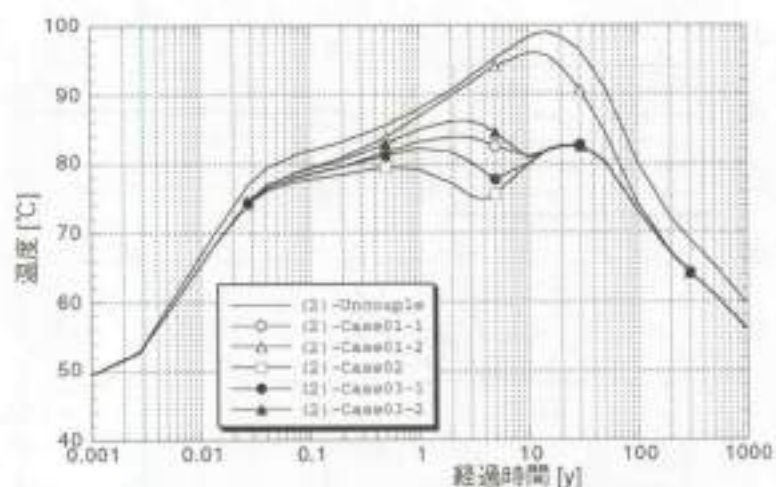
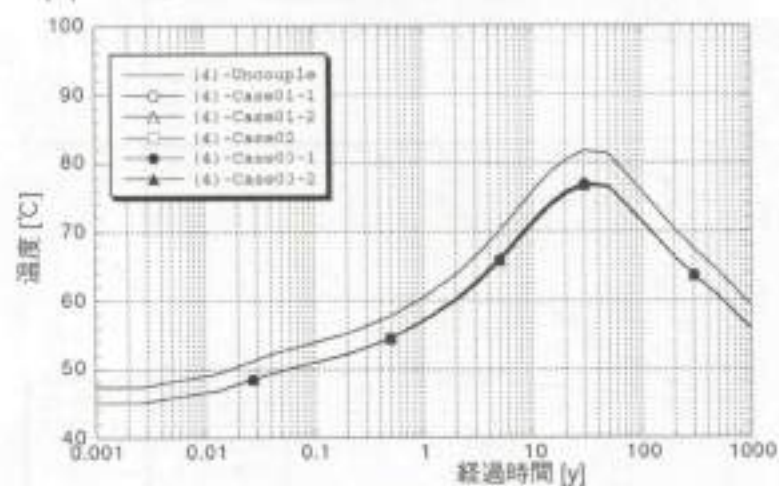


図 4.3.1-19 各ケースにおける埋め戻し材中心部の含水比の経時変化の比較 (点(l))



(a) 出カライン上の緩衝材の内側の点 (点(2))



(b) 出カライン上の緩衝材の内側の点 (点(4))

図 4.3.1-20 各ケースにおける温度の経時変化の比較

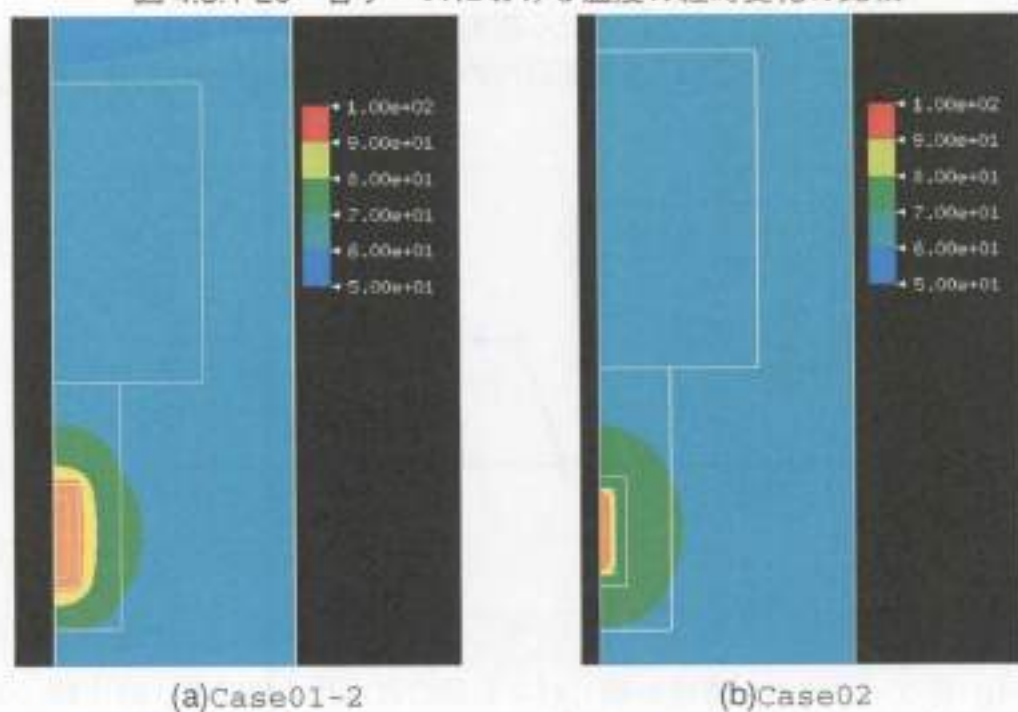


図 4.3.1-21 廃棄体処分後の温度分布 [°C] (処分後 10 年)

4.3.1.4 まとめ

熱-水-応力連成解析モデルを用いて、緩衝材が飽和するまでの時間（再冠水時間）を評価した。解析評価は処分孔設置方式に関して実施した。本検討で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 岩盤内の圧力水頭が高い場合は、岩盤の透水性が緩衝材の再冠水時間に与える影響は小さい。一方、岩盤の圧力水頭が小さい場合は、岩盤の透水性が低い（岩盤の基質部の透水性程度）と再冠水時間は極端に長くなる。
- ② 岩盤内の初期圧力水頭が1000m程度の場合、再冠水時間は5～15年程度である。また、岩盤の固有透過度が 10^{-15}m^2 程度であれば、圧力水頭が0m程度であっても再冠水時間は50年程度である。
- ③ オーバーバックの周囲の緩衝材部分の再冠水時間の差は小さい。
- ④ 緩衝材および埋め戻し材の熱物性を、初期含水比のときの値として熱解析を実施し、連成解析と比較した結果、緩衝材の内側の点も外側の点も連成解析の結果は、すべて熱解析の結果に比べて温度が低くなった。すなわち、熱解析の際に、緩衝材および埋め戻し材の熱物性として初期含水比状態の値を用いることは保守的であると考えられる。

4.3.2 構造力学安定性評価

処分場地下施設の建設時には、坑道の掘削にともなって岩盤に応力再分配が起こる。また、オーバーバックおよび緩衝材の定置後から、緩衝材の膨潤、オーバーバックの自重沈下、腐食膨張変形、岩盤のクリープ変形等が発生し、それらの現象が相互に作用することにより、緩衝材や坑道周辺岩盤の応力状態が経時的に変化することが考えられる。これらの応力状態の変化が緩衝材、岩盤に与える影響を確認することは、安全評価上重要である。そこで、緩衝材、岩盤の安定性に影響を与える可能性のある種々の現象に対して、経時変化や相互作用の程度を把握するために解析を行い、長期構造力学安定性を検討、評価した。

4.3.2.1 想定される現象

処分場の建設から埋め戻し以後の長期にわたって、応力変化や変形に関してニアフィールドに起り得る現象は複雑であり、地質環境等に大きく左右されるため、漏れなく予測することは困難であるが、以下のような現象が想定される。

①処分場の建設前

- ・岩盤は初期応力状態（地圧＋静水圧）にある。

②処分坑道の掘削

- ・坑道の掘削により坑道周辺岩盤では応力の再配分が起り、坑道近傍には緩み域が発生する。
- ・軟岩系岩盤では、支保工に掘削による解放荷重の一部が作用する。
- ・掘削以降、岩盤がクリープ変形し、緩み域が拡大する。
- ・坑道内の地下水位が下がり、周辺岩盤から坑道に向かって地下水の流れが生じ、坑道周辺岩盤に浸透力が作用する。

③人工バリアの設置

- ・緩衝材にはオーバーバック自重が作用し、緩衝材は非排水変形し、以降、緩衝材の排水（クリープを含む）によるオーバーバックの沈下が起こる。
- ・緩衝材は長期にわたり、環境条件（温度変化・溶液組成）により経年的に変質する。

④緩衝材への地下水の浸潤～飽和

- ・緩衝材は地下水が外周から徐々に浸潤することによって飽和、膨潤し、膨潤応力が発生する。
- ・緩衝材の膨潤により周辺岩盤との間隙や、ブロック方式であれば緩衝材ブロック間のすき間が充填される。
- ・緩衝材には膨潤応力、オーバーバックの自重、岩盤クリープ変形による圧力が作用する。また、オーバーバック、岩盤にこれらの荷重が反力として作用する。
- ・緩衝材の膨潤により岩盤亀裂内に徐々に流出し、密度が低下する。
- ・坑道内の地下水位が回復し、坑道内に向かう地下水の流れが停止して、浸透力が消散し、静水圧状態となる。

⑤オーバーバックの腐食膨張

- ・地下水がオーバーバックに接触することにより、オーバーバックの腐食膨張が徐々に進展する。
- ・オーバーバックの腐食により発生するガスが、緩衝材中に拡散もしくは蓄積される。
- ・緩衝材にはさらに腐食膨張圧、ガス圧が作用し、オーバーバック、岩盤にも反力として作用する。
- ・反力の程度により、オーバーバックの破損、岩盤の引張破壊が発生する。

4.3.2.2 解析・評価の流れ

緩衝材の膨潤による岩盤亀裂内への流出や、オーバーバックの腐食によるガス圧の発生等、上記の想定した現象の中には、個別に評価を行っているものもあるが、解析技術上の制約やデータ・モデル化が不十分なため、複合現象としての解析検討が現状では困難なものもある。そこで、上記の想定される現象のうち、応力状態の変化や変形挙動に大きな影響を及ぼすと考えられ、現状の解析技術やモデル化で対応が可能なものを抽出し、解析を実施することとした。

解析で想定した現象を、時系列で図 4.3.2-1 に示す。図には、岩盤、緩衝材、オーバーバックについて、それぞれの応力状態や変形に影響を及ぼす現象と、それらの現象が発生するとした時間（図中の矢印で表示）を示している。なお、それぞれの現象は、発生時点以降、連続的に影響を及ぼす。

まず、岩盤を掘削した時点で、坑道周辺岩盤に応力の再配分が起こり、弾性変形する。これとともに、岩盤のクリープ変形が起り、徐々に緩み域が拡大する。人工バリアを設置した時点で、オーバーバックの自重が作用し、オーバーバックが沈下し始める。（ただし、処分坑道の掘削と人工バリアの設置は解析上の時間の取り扱いにおいて同じ（ $t_1=0$ 年）とする。）緩衝材は、地下水の浸潤とともに飽和してゆき、徐々に膨潤応力が発生する。（ただし、本解析上は、緩衝材が飽和するまでの不飽和状態をモデル化せず、人工バリアを設置した時点で、飽和しているとする。ただし、飽和に要する時間は、4.3.1 で述べたように条件によって異なるが、便宜的に 100 年間の飽和に要する時間を設ける。）飽和が終了した時点（ $t_2=100$ 年）で、オーバーバックは腐食膨張変形を開始し、約 4,750 年で全量腐食する（設定根拠は 4.3.2.4 で詳述）。よって、腐食膨張が終了するのは $t_3 (=t_2+4,750) = 4,850$ 年となる。緩衝材は、岩盤やオーバーバックからの上記外力により、圧密、せん断、クリープ挙動を示す。

検討の結果、解析コードやモデル化等の技術的制約上、これらの現象をすべて考慮したワンスルーの解析は困難なため、図 4.3.2-1 に示す①～③の現象を考慮した 3 ケースに分けて解析を行った（高治ほか、1999）。

- ①（青枠）は、岩盤のクリープ変形挙動による岩盤の力学的な経時変化を検討する

解析である。岩盤の構成モデルには、長期にわたる粘性的挙動を表現できる、大久保らにより提案された非線形 Maxwell モデルの一種である、コンプライアンス可変型モデル（詳細は後述）を用いた。

②（緑枠）では主に、①で得られたクリープ変形挙動およびオーバーバックの腐食膨張変形を考慮した緩衝材の長期力学安定性を検討した。緩衝材の構成モデルには、弾塑性モデル（修正 Cam-Clay モデル、詳細は後述）を用いた。

③（赤枠）では、オーバーバックの自重による沈下挙動を検討した。この現象に対しては、オーバーバックの腐食膨張変形および岩盤クリープ変形による緩衝材剛性の増大は、沈下を抑制する方向に作用すると思われる。よって、保守側の設定とするため、これらの変形を考慮していない。緩衝材の構成モデルには、関口・太田により提案された弾粘塑性モデル（以下、「関口・太田モデル」という、詳細は後述）を用いた。

以上、3つのケースの解析条件の一覧を表 4.3.2-1に示す。

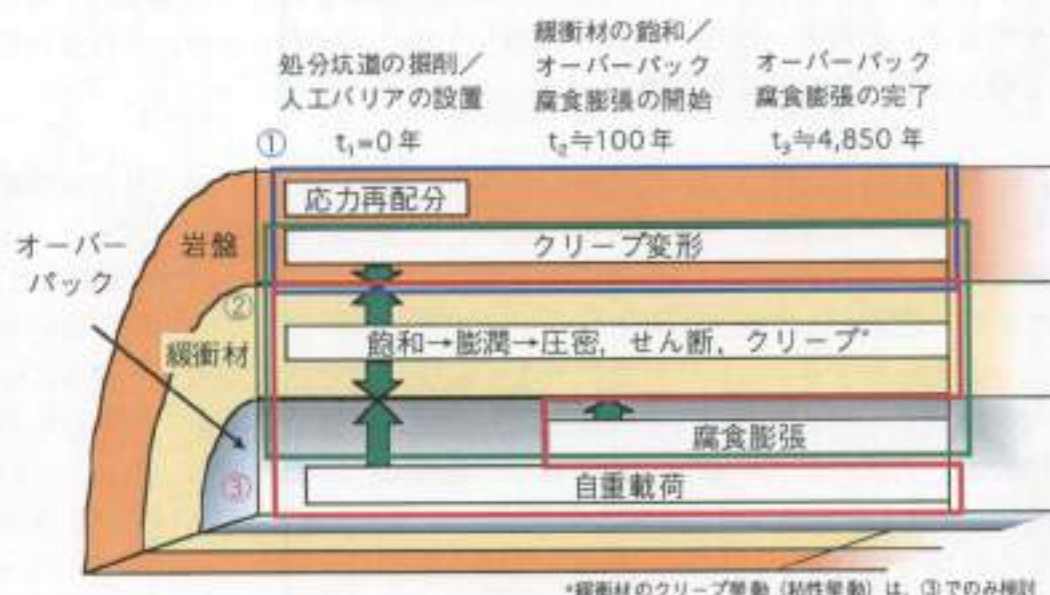


図 4.3.2-1 解析検討対象とした現象の時系列

表 4.3.2-1 解析条件一覧

解析現象		①岩盤クリープ解析	②オーバーバック腐食膨張解析	③オーバーバック沈下解析
評価指標		岩盤のクリープ変形量、応力状態の経時変化等	緩衝材の応力状態、過剰間隙水圧の経時変化等	オーバーバック沈下量、緩衝材の応力状態、過剰間隙水圧の経時変化等
対象岩種		硬岩系岩盤 軟岩系岩盤	硬岩系岩盤 想定	軟岩系岩盤 想定
モデル化 および 構成 モデル	岩盤	○：コンプライアンス 可変型モデル		—
	緩衝材	○：弾性体	○：弾塑性体 (修正 Cam-Clay モデル)	○：弾粘塑性体 (関口-太田モデル)
	オーバーバック	×	○：弾性体 (温度ひずみ考慮)	○：弾性体 (自重考慮)
解析コード		上記モデルを組み込んだ 専用 FEM コード	ABAQUS	DACSAR
解析次元		2次元平面ひずみ	軸対称	2次元 平面ひずみ
評価期間		10,000 年		
備考		岩盤クリープ変形を①の 解析結果より設定 自重は考慮しない		岩盤クリープ変形、オーバ ーバック腐食膨張変形を 考慮しない

4.3.2.3 岩盤クリープ解析

坑道の長期力学的安定性を検討するためには、岩盤の時間依存性挙動、粘弾性的挙動を考慮した検討が必要である。岩石は非線形粘弾性挙動を示す材料であるが、岩盤クリープ挙動に関して提案されている多くの構成方程式は線形粘弾性モデルであり、非線形粘弾性挙動を解析的に扱うことができるものはほとんどないのが現状である。さらに、岩種によってはクリープ変形による坑道周辺岩盤のひずみは数 10%になり、ひずみ強度破壊点を超える状態となることも予想されるが、強度破壊点以降の範囲まで適用できるモデルも少ない。ここでは、大久保らが提案した、非線形粘弾性挙動および強度破壊点以降の挙動を数値解析的に表現可能なモデルを用いて、岩盤クリープ挙動を検討する。本モデルは、非線形 Maxwell モデルに相当し、応力を受ける岩盤の各要素のコンプライアンス（ひずみ／応力に相当）が、時間の経過とともに次第に増加してゆくことを仮定したモデルである。このモデルを用いた解析は、有限要素法により、各要素のコンプライアンスを順次増加させた繰り返し計算を行うことによって、比較的簡単に時間依存性挙動をシミュレートすることができる（大久保ほか、1987；大久保・金、1993）。構成モデルの概略を以下に示す。

コンプライアンス λ の増加速度は、そのときの差応力 $\Delta\sigma$ ($=\sigma_1-\sigma_3$) の n 乗に比例し、コンプライアンスの増加速度は λ の m 乗に比例して加速度的に大きくなると考え、基礎方程式を次のように仮定する。

$$d\lambda/dt = a \cdot (\Delta\sigma)^n \cdot (\lambda)^m \quad (4.3.2-1)$$

$$\alpha = (m/n_0 + 1)^{\{n_0(n_0 - \alpha + 1)\}} / t_0$$

$$\Delta \varepsilon' = \lambda' \cdot \Delta \sigma' \quad (4.3.2- 2)$$

$\lambda' (= \lambda/\lambda_0)$, $\Delta \sigma' (= \Delta \sigma/\Delta \sigma_0)$, $\Delta \varepsilon' (= \Delta \varepsilon/\Delta \varepsilon_0)$ はそれぞれ規格化したコンプライアンス, 応力, ひずみで, λ_0 は初期コンプライアンス, $\Delta \sigma_0$ は破壊応力, また, $\Delta \varepsilon_0 = \lambda_0 \cdot \Delta \sigma_0$ である。 t_0 は, 定ひずみ速度試験でひずみが $\Delta \varepsilon_0$ となるまでの所要時間を表す。

破壊条件は, Janach (1977) の式を用い, σ_c を一軸圧縮強度, σ_t を一軸引張強度, σ_3 を周圧とすれば次のように書ける。

$$\Delta \sigma_0 = \sigma_c (1 + \sigma_t/\sigma_c)^{0.5} - \sigma_t \quad (4.3.2- 3)$$

n は, 周圧の増加に伴い破壊強度 $\Delta \sigma_0$ が増加すると, 次式に従って増加する。

$$n = (\Delta \sigma_0/\sigma_c) \cdot n_0 \quad (4.3.2- 4)$$

n_0 は, 一軸応力下での n の値である。

破壊の進行にともなうポアソン比 ν の増加を次式で仮定する。

$$\nu = 0.5 - (0.5 - \nu_0)/\lambda' \quad (4.3.2- 5)$$

ν_0 は, 弾性領域で求めたポアソン比である。

1) 解析ケースおよび物性値

解析条件は表 4.3.2- 1 に示すとおりである。対象岩種は硬岩系岩盤 (HR) と軟岩系岩盤 (SR-C) である。岩盤を上記コンプライアンス可変型モデル, 緩衝材を弾性体とし, 本モデルを組み込んだ専用 FEM コードにより, 2次元平面ひずみモデルで解析を実施した。評価期間は 10,000 年である。岩盤の基本的な物性値は 3.2.2.2 に示すデータセットを用いた。処分深度, 側圧係数, 初期鉛直応力, 初期水平応力および本モデルに必要なパラメータ n_0 , m を, 表 4.3.2- 2 に示す。

n_0 は, ひずみ速度と一軸圧縮強度との関係を表す値, m は, 強度破壊後の応力-ひずみ関係を表す値であり, 岩種ごとの粘性挙動および破壊後の挙動を決定する重要な定数である。 n_0 , m は, クリープ試験, 定ひずみ速度試験等から求められるものであり, 1 種類の試験から求めることができるが, 精度を要する際は複数の試験を行って

クロスチェックすることが望ましい。この2つのパラメータは、岩種、岩の生成履歴、亀裂等の状況等によって、大きくばらつくものであるため、設計用に設定された岩盤データセットに対して、 n_0 、 m を特定することは難しい。ここでは、大久保らによる研究成果（大久保・福井，1997）から、硬岩系岩盤、軟岩系岩盤それぞれの n_0 、 m を設定した。

表 4.3.2-2 岩盤クリープ解析用岩盤物性値

物性区分（略称）	硬岩系岩盤	軟岩系岩盤
	HR	SR-C
処分深度 [m]	1000	500
側圧係数 K_0 [-]	1.0	1.07
初期鉛直応力 σ_v [MPa]	26.7	11
初期水平応力 σ_h [MPa]	26.7	11.8
n_0 [-]	30	20
m [-]	20	5

また、図 4.3.2-1より岩盤は、オーバーバックと緩衝材の定置以降、緩衝材の膨潤やオーバーバックの腐食膨張、岩盤自体のクリープ変形により、緩衝材からの反力を受ける。しかし、本解析では、緩衝材からの反力を過小に設定することにより、クリープ変形や応力状態の変化にとっては保守側の評価となることから、空洞内部の剛性を低く（一軸圧縮試験により得られた弾性係数）設定し、また、初期の膨潤応力も考慮しなかった。緩衝材の物性値を表 4.3.2-3に示す。

表 4.3.2-3 岩盤クリープ解析用緩衝材物性値

	セメントV1:砂=7:3 セメント3号:5号=1:1
乾燥密度 ρ_d [Mg m ⁻³]	1.60
弾性係数 E_m [MPa]	3($n=22\%$)
ポアソン比 ν [-]	0.4

2) 解析モデル

解析は廃棄体横置方式の処分坑道を対象とした。硬岩系岩盤については支保を考慮しないため、内径を2.2mとした。また、軟岩系岩盤のケースについては、支保の長期安定性を期待できないため、保守側の設定として、解析上は支保はないものとし、さらに、掘削径は支保のための余堀りを考え内径を2.8mとした。解析モデル図を図4.3.2-2に示す。

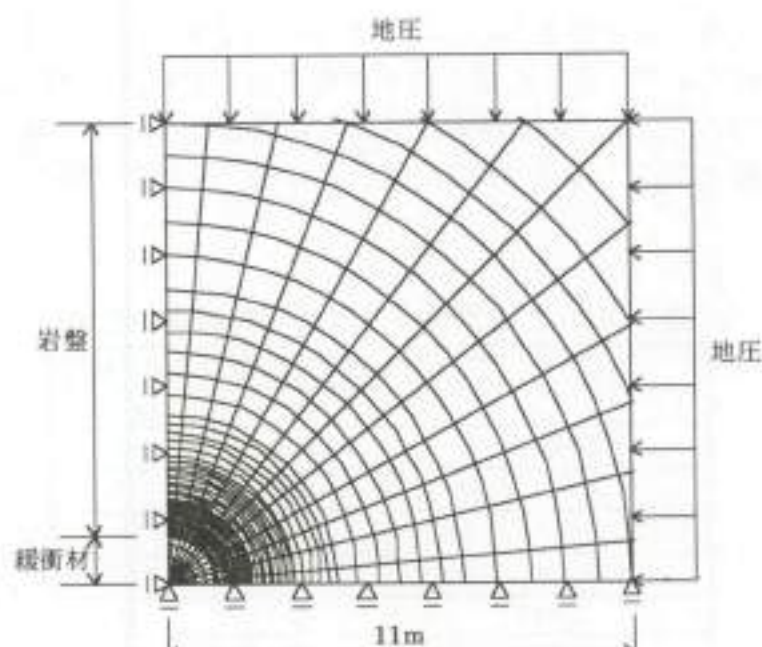


図 4.3.2-2 岩盤クリープ解析モデル

3) 解析結果

人工バリアの設置後、0 秒～10,000 年における絶対変位量およびクリープによる変位量を表 4.3.2- 4 に示す。表中、上段の値は絶対変位量、下段の () 内の値はクリープによる変位量を示す。すなわち、0 年における上段の値はクリープを計算する前の弾性変形量を示している。また、硬岩系岩盤、軟岩系岩盤それぞれのある時間ごとのコンプライアンスの分布図を図 4.3.2- 3、図 4.3.2- 4 に、岩盤内応力分布の経時変化を図 4.3.2- 5、図 4.3.2- 6 に示す。なお、応力分布図の凡例中の X は周方向応力、Y は半径方向応力である。

表 4.3.2- 4 より、硬岩系岩盤では、空洞掘削時の弾性変形は 1.50mm であり、10,000 年経過してもクリープ変形量は 10^{-4} mm オーダーの値であった。また、図 4.3.2- 3、図 4.3.2- 5 より、応力分布にも経時的な変化は見られず、影響領域（ここでは、コンプライアンスが 1 以上となる領域と定義する）も確認されなかった。したがって、今回設定した硬岩系岩盤については、空洞掘削後も長期にわたって周囲の岩盤状態は安定であるといえる。

軟岩系岩盤では、表 4.3.2- 4 より、空洞掘削時の弾性変形は天端で 7.8mm、側壁で 9.0mm であった。クリープ変形は年々増加し、10,000 年後では天端で 21.8mm、側壁で 15.9mm であった。天端と側壁でクリープ変形量に差が生じるのは、側圧係数の影響である。すなわち、側圧により天端の周方向に最も応力が集中することにより、側壁に比べコンプライアンスが、より増大するためである。また、図 4.3.2- 4、図 4.3.2- 6 より、年数を経るごとに周辺岩盤のコンプライアンスが増大（剛性が低下）し、影響領域が広がっており、10,000 年後における影響領域は、半径の 3 倍弱まで広がる結

果となった。したがって、地層処分システムの安全評価では、ゆるみ領域が広がった場合を考慮した検討をしておくことが重要である。また、今回は単一坑道について検討したが、設定された坑道離間距離を考慮した接続空洞としての検討を行う必要がある。

表 4.3.2-4 絶対変位置およびクリープによる変位置

時間 [年]	硬岩系岩盤		軟岩系岩盤	
	天端 [mm]	側壁 [mm]	天端 [mm]	側壁 [mm]
0	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	7.77 (0.00)	8.95 (0.00)
1	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	13.7 (5.89)	13.8 (4.87)
10	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	15.9 (8.10)	15.4 (6.49)
100	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	18.9 (11.1)	17.6 (8.65)
1,000	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	23.2 (15.4)	20.5 (11.6)
10,000	1.50 (0.00)	1.50 (0.00)	29.6 (21.8)	24.9 (15.9)

() 内の値はクリープによる変位置

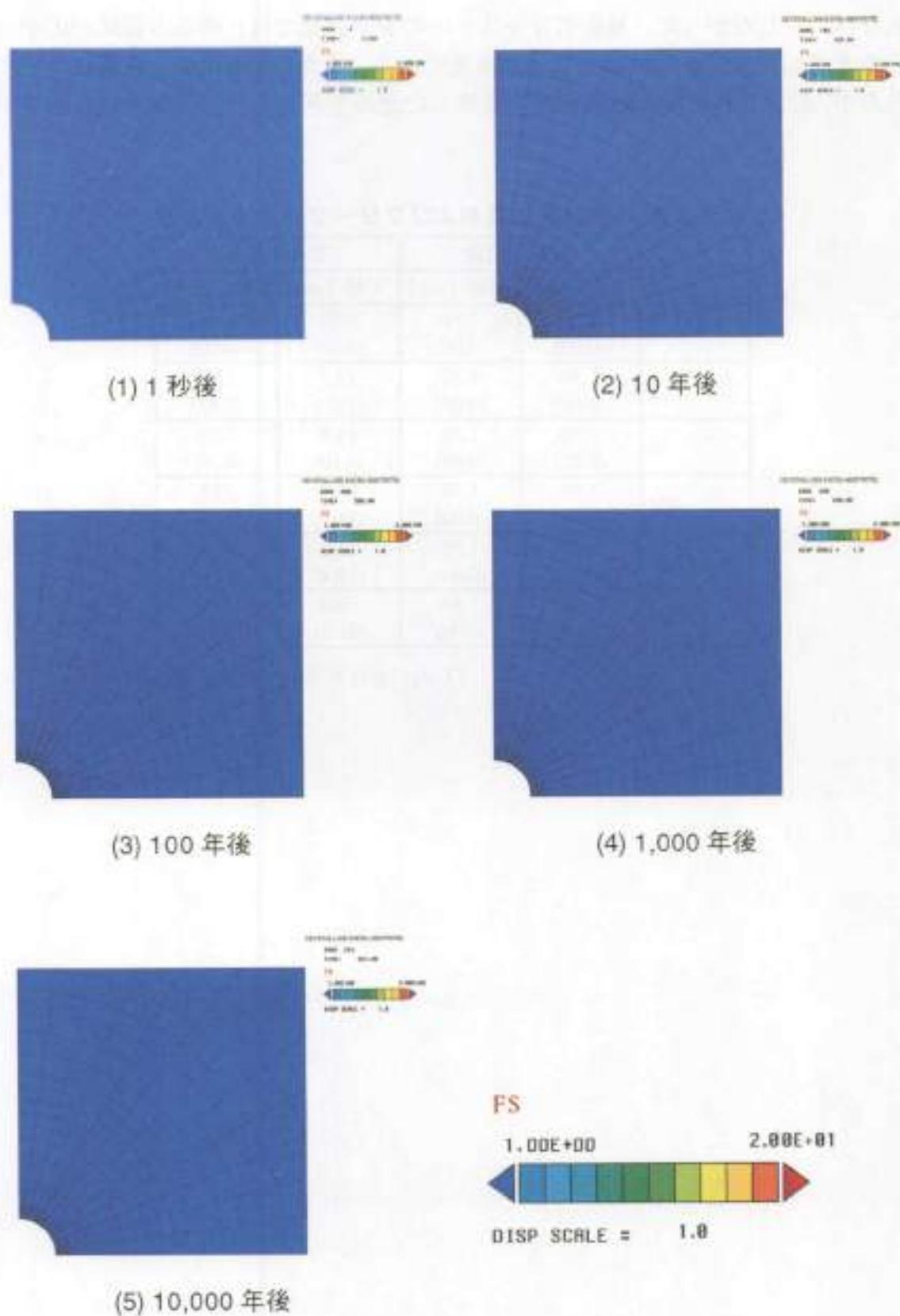


図 4.3.2-3 コンプライアンス分布図 [硬岩系岩盤]

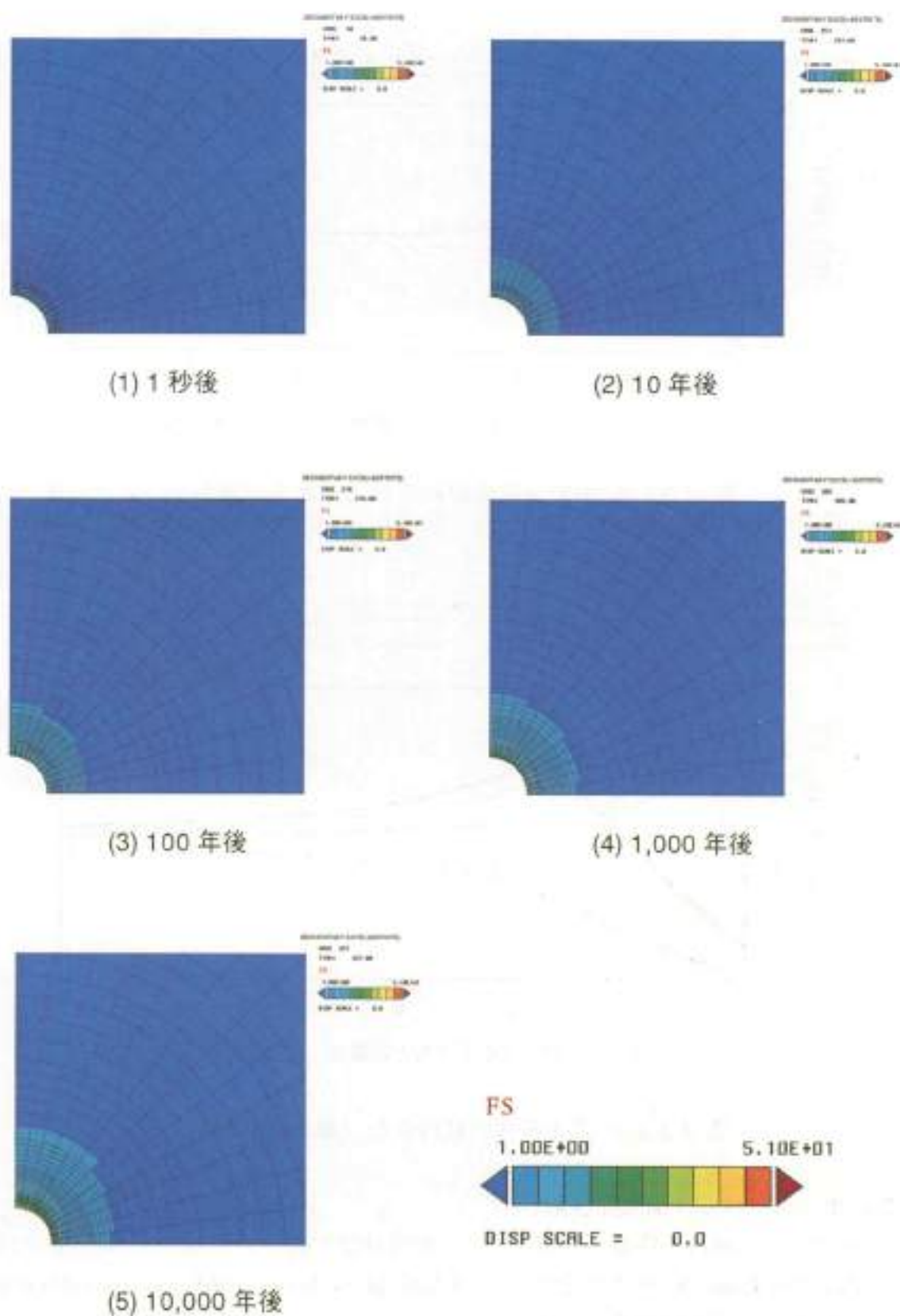


図 4.3.2-4 コンプライアンス分布図 [軟岩系岩盤]

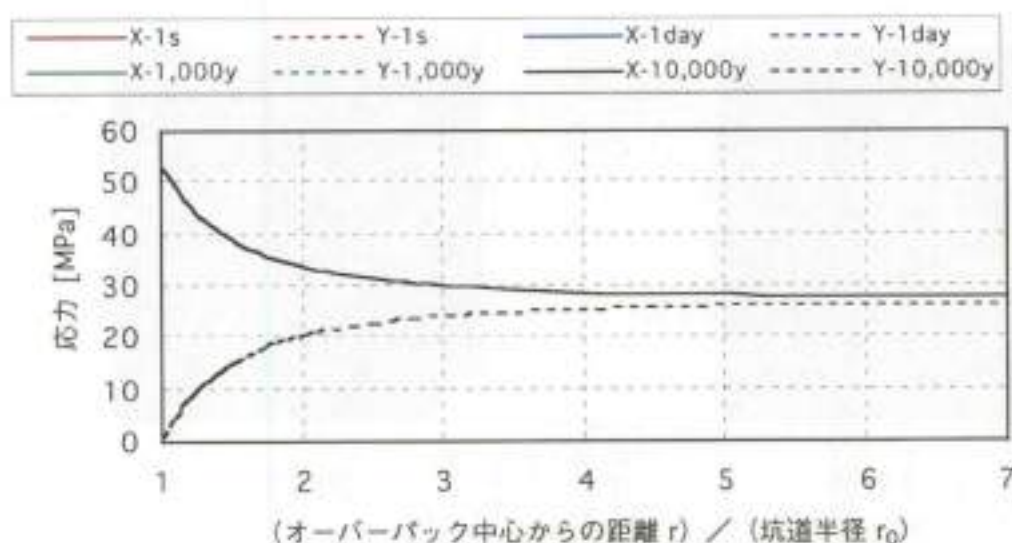


図 4.3.2-5 応力分布の経時変化 [硬岩系岩盤]

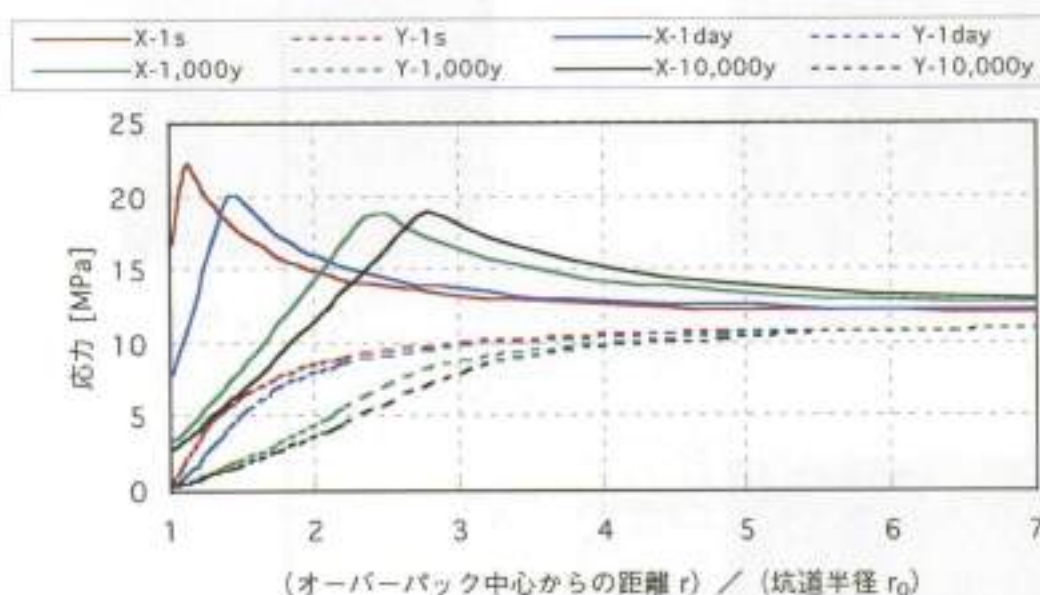


図 4.3.2-6 応力分布の経時変化 [軟岩系岩盤]

4.3.2.4 オーバーバック腐食膨張解析

本解析では、緩衝材の構成モデルとして、塑性理論に基づいた粘性土の代表的な構成式である修正Cam-Clayモデルを用いた(Schofield and Wroth, 1968; Roscoe and Burland, 1968)。以下にモデルの概要を示す。

土材料のひずみを、弾性成分 ϵ_v^E と塑性成分 ϵ_v^P とに分けられるものと仮定する。そのうち、弾性成分(速度型)については、次式により有効応力 p と関係づけている。

$$\dot{\epsilon}_v^E = \frac{\kappa}{3(1+e_0)} \frac{\dot{p}}{p} \delta_v + \frac{1}{2G} \dot{S}_v \quad (4.3.2-6)$$

また、塑性ひずみ成分は、降伏曲面が滑らかな場合、関連流れ則を適用することにより、有効応力との関係において、次のように表せる。

$$\dot{\epsilon}_v^P = A \frac{\partial f}{\partial \sigma_v} \quad (A > 0) \quad (4.3.2-7)$$

ここで、 f は降伏関数、 A は正のパラメータで、応力速度（あるいはひずみ速度）に依存するスカラー量である。塑性変形に対する構成式は、降伏関数 f を与えることにより求められる。

修正 Cam-Clay モデルでは、外力による消散エネルギーと内部摩擦による内部消散エネルギーの関係から、体積ひずみの塑性成分 $\dot{\epsilon}_v^P$ を硬化パラメータとすると、一般の降伏関数は次のようになる。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \left\{ \frac{\rho(M^2 + \eta^2)}{\rho_0(M^2 + \eta_0^2)} \right\} - e_v^P \quad (4.3.2-8)$$

最終的に、全体のひずみ（速度型） $\dot{\epsilon}_v$ は、上記の弾性成分 $\dot{\epsilon}_v^E$ と粘塑性成分 $\dot{\epsilon}_v^P$ の和として、

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^E + \dot{\epsilon}_v^P \quad (4.3.2-9)$$

で与えられる。

上式 (4.3.2-6) ～ (4.3.2-9) の標記で、 λ 、 κ は圧縮指数、膨潤指数、 e_0 は初期間隙比、 G はせん断弾性係数、 S_v は偏差応力、 M は限界状態パラメータ、 η は応力比である。以上の関係から、修正 Cam-Clay モデルにおける応力とひずみの関係が求まる。

1) 解析ケースおよび物性値

解析条件は表 4.3.2-1 に示すとおりである。本解析では、緩衝材を修正 Cam-Clay モデル、オーバーバックを弾性体とし、岩盤はモデル化していないが、表 4.3.2-4 に示す岩盤クリープ変形量を緩衝材外周からの強制変位で与えるため、硬岩系岩盤想定モデル（以下、単に「硬岩系岩盤」という）と、軟岩系岩盤想定モデル（以下、単に「軟岩系岩盤」という）の 2 ケースについて検討した。硬岩系岩盤では、クリープ変

形がなかったため、軸対称モデルでオーバーバックの3次元的な形状を考慮（とくに隅角部の影響）し、軟岩系岩盤では、同表に示す異方性を考慮したクリープ変形を与えるため、2次元平面ひずみモデルとした。解析コードはABAQUS（Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 1997）、評価期間は10,000年である。荷重の時間的な取り扱い方は以下のとおりである。

- ①緩衝材の設置時（ $t_1=0$ 年）に、膨潤応力に相当する内圧を作用させる。また、軟岩系岩盤については、上述のように岩盤クリープ変形量を強制変位で与える。
- ②緩衝材の飽和までに100年要するとする。
- ③ $t_2=100$ 年からオーバーバックの腐食膨張が開始する。

また、4.1.1.4.2に示すように、1,000年間のオーバーバックの腐食代を設計上4cmと設定していることから、腐食速度を 0.04mm y^{-1} とし、厚さ190mmのオーバーバックが、4,750年で全量腐食すると仮定した。腐食生成物は相似形に体積の3倍膨張すると仮定する（4.1.1.4.2参照）。解析上、オーバーバックの腐食膨張挙動は、想定した体積膨張が生じるように温度荷重を与え、熱膨張により模擬した。また、緩衝材にとって保守側の設定となるため、腐食生成物はオーバーバックと同じ剛性とした。解析用物性値を表4.3.2-5に示す。オーバーバックは、炭素鋼の物性値（単位体積重量は、ガラス固化体を含めて算出）、緩衝材は乾燥密度 1.6Mg m^{-3} の30wt%ケイ砂混合体について、各種試験より得られた物性値を用いた。

表 4.3.2-5 腐食膨張解析用物性値

対象			項目	単位	定数	備考
オーバーバック			弾性係数	MPa	2.1×10^5	ガラス固化体=0.5t、炭素鋼単体=7.85g/cm ³ とし、オーバーバック仕様より算出
			ポアソン比	—	0.3	
			密度	Mg m ³	6.63	
緩衝材	二粒子骨格	弾塑性	圧縮指数	—	0.27	4.1.2.1.6 3)参照
			膨潤指数	—	0.16	〃
			限界状態パラメータ	—	0.63	4.1.2.1.6 4)参照
			ポアソン比	—	0.4	初期を正規圧密状態と仮定
			初期閉隙比	—	0.70	
			先行圧密時の 静止土圧係数	—	1.0	
	初期		現在の静止土圧係数	—	1.0	4.1.2.1.7 2)参照
			初期有効応力 (膨潤応力)	MPa	0.5	
	間隙水		密度	Mg m ³	1.0	4.1.2.1.5 1)参照
			透水係数	m s ⁻¹	4.5×10^{-13}	
			初期全水頭	—	0	

2) 解析モデル

解析モデルを図4.3.2-7に示す。拘束条件は図示のとおりであり、また、緩衝材外周（岩盤との接触部）を排水条件（過剰間隙水圧 $u=0$ ）とした。

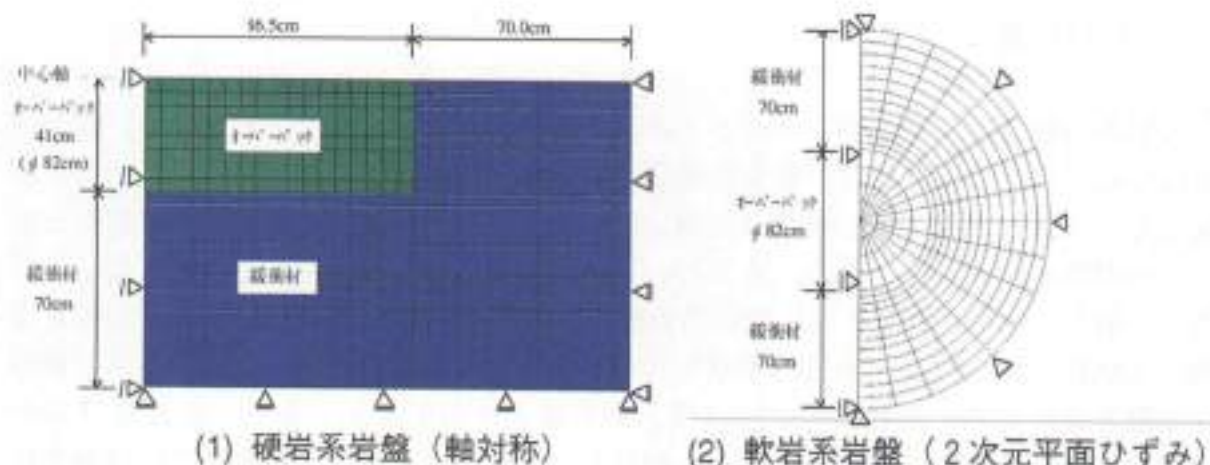


図 4.3.2-7 腐食膨張解析モデル

3) 解析結果

硬岩系岩盤、軟岩系岩盤それぞれの、オーバーパックの腐食代が腐食する 1,100 年後、オーバーパックの腐食膨張変形終了後 (4,850 年後)、10,000 年後の緩衝材の平均有効応力分布、せん断力分布、応力比分布を、図 4.3.2-8～図 4.3.2-13 に示す。

平均有効応力分布、せん断力分布とも、腐食膨張が進むにつれて、値が大きくなっているのがわかる。また、その分布状況は、いずれの時期でもオーバーパック近傍で大きな値を示し、とくに、軸対称モデルで解析した硬岩系岩盤については、隅角部付近で最も大きくなった。10,000 年後までクリープ変形を考慮した軟岩系岩盤では、腐食膨張変形終了後も平均有効応力のみ増加しているのがわかる。

10,000 年後の緩衝材の応力比 (せん断応力 / 平均有効応力) の最大値は硬岩系岩盤で 0.60、軟岩系岩盤で 0.49 となった。硬岩系岩盤では、限界状態 ($M=0.63$) に近い値を示したが、応力比がとくに大きな範囲はオーバーパック周辺 (とくに隅角部) に限定されている。

軟岩系岩盤では、岩盤のクリープ変形を与えており、側圧係数による変形の異方性も考慮しているが、天端と側壁の変形量の差は 6mm 程度であることから、応力状態に顕著な異方性は生じていない。また、軟岩系岩盤に比べ、硬岩系岩盤の応力比の最大値が 0.1 程度高くなっているのは、硬岩系岩盤は軸対称モデルで解析しており、オーバーパックの隅角部に、より大きなせん断力が発生するためである。軟岩系岩盤については、クリープ変形がないケースについても解析を行ったが、応力比分布はクリープを考慮した結果とほとんど変わらなかった。よって、軟岩系岩盤については、クリープ変形およびその異方性の影響が小さいことから、隅角部の影響を考慮しても、応力比分布は硬岩系岩盤の結果と大きくは変わらないと予想される。また、硬岩系、軟岩系とも腐食膨張終了時においても、初期地圧を越え、岩盤に引張応力が作用する

ような内圧は発生しなかった。

軟岩系岩盤はオーバーバック直下、硬岩系岩盤はオーバーバック胴部中心、隅角部、蓋部中心における、緩衝材の腐食膨張開始後 ($t_0=100$ 年以降) の過剰間隙水圧の経時変化を図 4.3.2-14 に示す。硬岩系岩盤、軟岩系岩盤とも、腐食膨張変形の開始とともに過剰間隙水圧が上昇し始め、あるピークを示した後漸減し、腐食膨張終了後にただちに消散し、圧密が終了する。硬岩系岩盤では、排水距離が最も長い蓋部中心で最大値約 7.0kPa (腐食膨張開始後約 130 年) となり、軟岩系岩盤では、岩盤クリープ変形の影響を含むため、過剰間隙水圧は硬岩系岩盤より若干大きくなり、最大値 7.9kPa (腐食膨張開始後約 8 年) となった。ただし、両ケースとも、過剰間隙水圧は静水圧と比べると非常に小さい値であるといえる。

以上のことから、今回の解析では、オーバーバックの腐食膨張により緩衝材はオーバーバック周辺のごく限られた部分が限界状態に近い値を示したが、全体的には人工バリアは長期にわたり比較的安定した状態であるといえる。

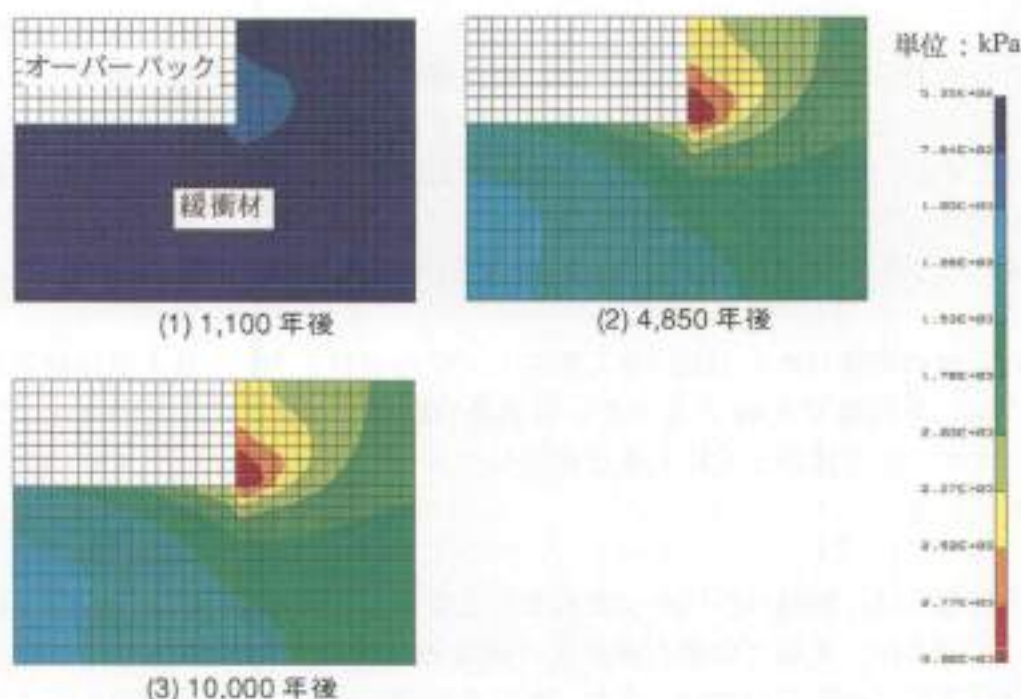


図 4.3.2-8 平均有効応力分布図 [硬岩系岩盤]

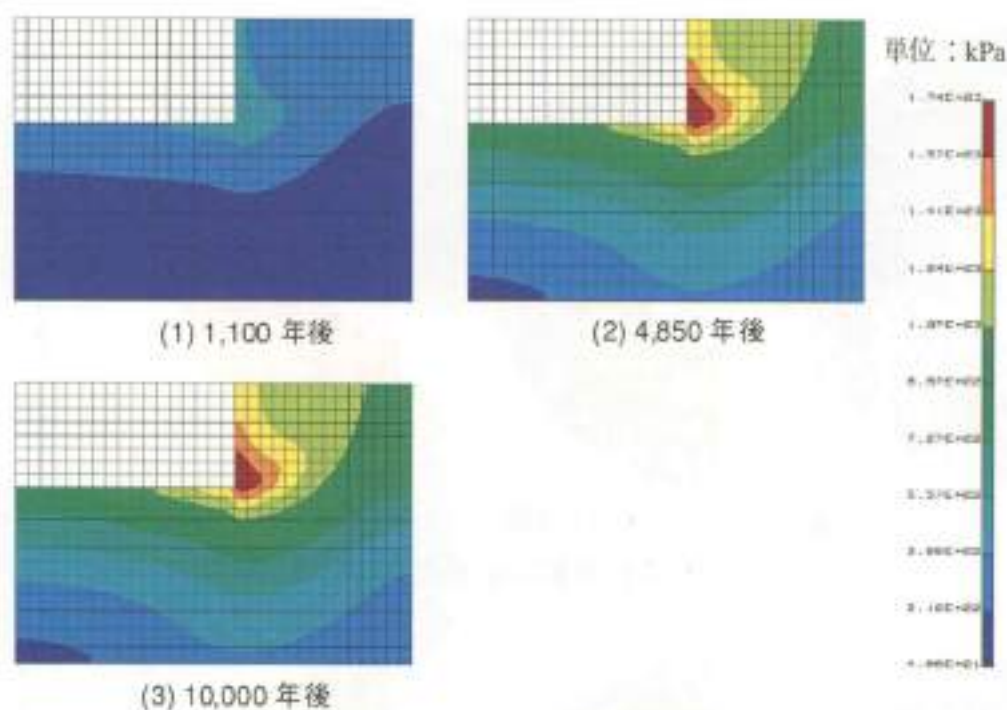


図 4.3.2- 9 セン断応力分布図 [硬岩系岩盤]

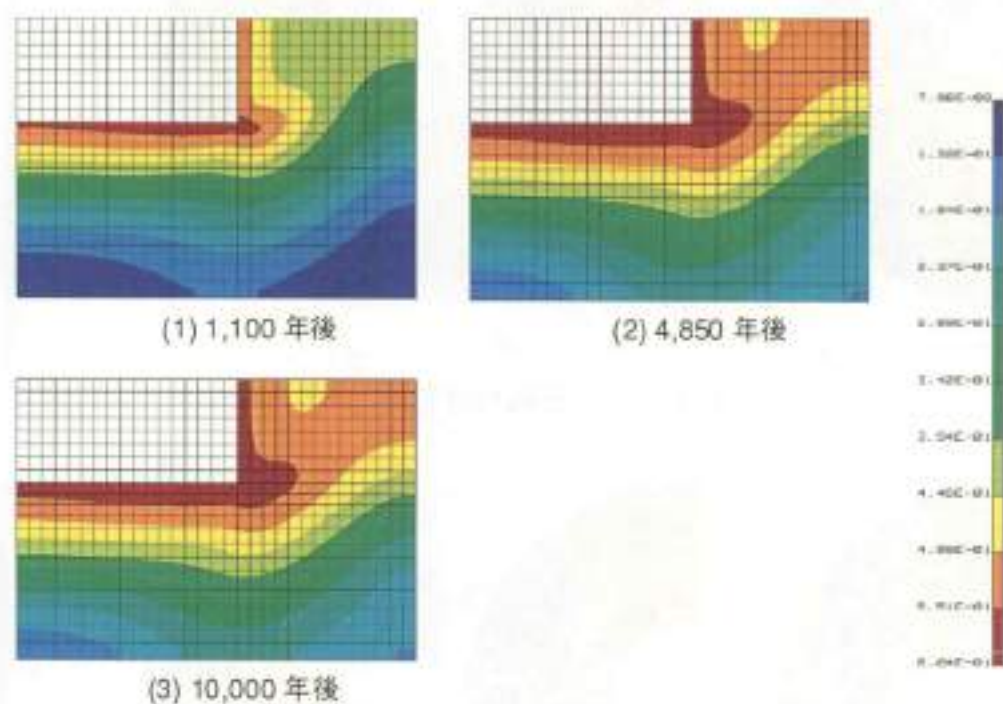


図 4.3.2- 10 応力比分布図 [硬岩系岩盤]

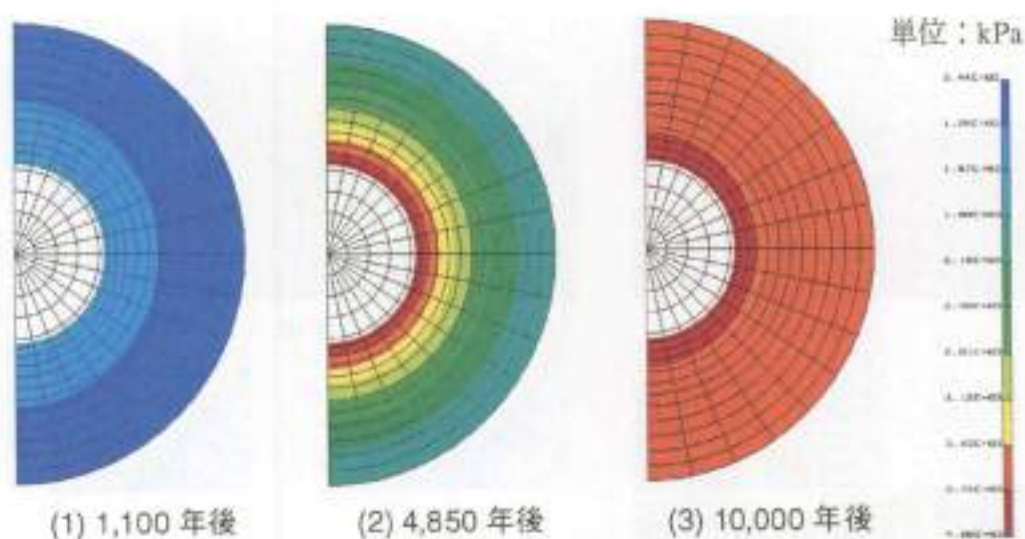


図 4.3.2-11 平均有効応力分布図 [軟岩系岩盤]

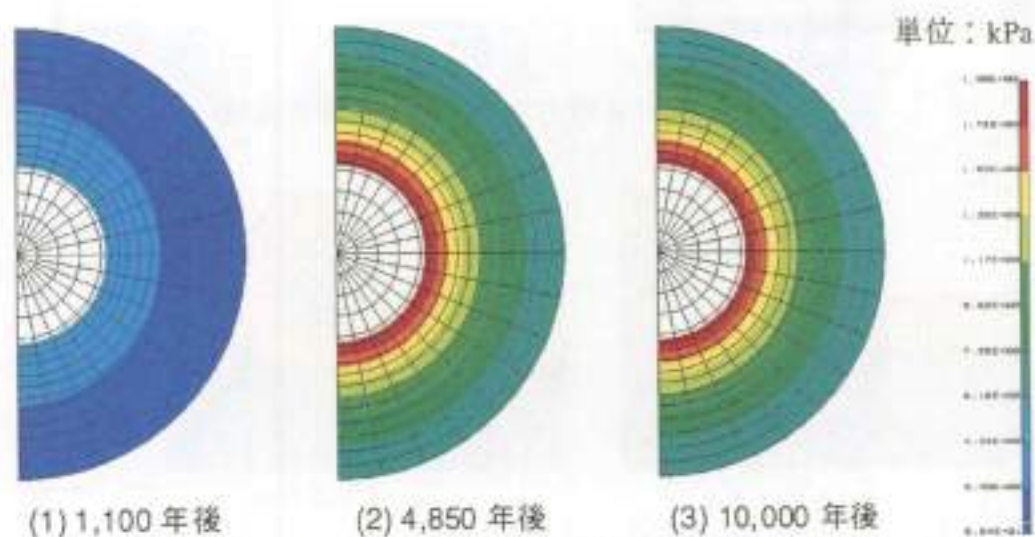


図 4.3.2-12 セン断応力分布図 [軟岩系岩盤]

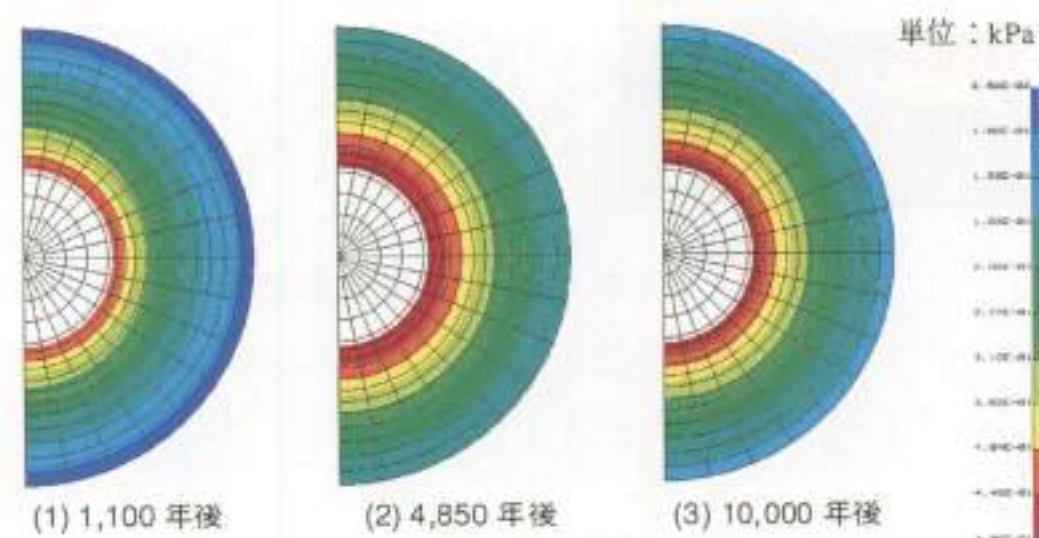


図 4.3.2-13 応力比分布図 [軟岩系岩盤]

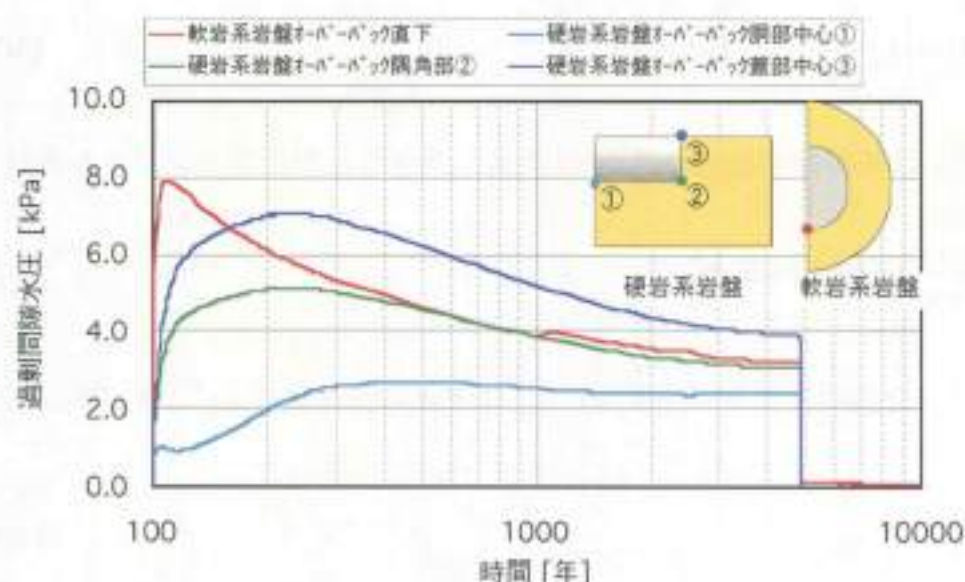


図 4.3.2-14 過剰間隙水圧の経時変化

4.3.2.5 オーバーバック沈下解析

オーバーバックの沈下挙動を評価するためには、緩衝材の粘性的挙動を考慮したモデルによる検討が望ましい。土を弾粘塑性体とした構成モデルは種々提案されているが（松井・阿部，1984），本解析では、緩衝材の構成モデルとして、非定常流動曲面型弾粘塑性モデル（関口・太田モデル）を用いた（Sekiguchi and Ohta, 1977）。このモデルは、粘性土の排水による体積変化（圧密）とせん断による体積変化（ダイレイタンス）に加え、土粒子の骨格構造自体のクリープ変形が表現でき、また、初期に異方圧密された異方的力学挙動も表現可能である。適用実績も多く、モデルに要求される材料定数を事前の試験から比較的容易に得ることができる。以下にモデルの概要を示す。

土材料のひずみを、弾性成分と粘塑性成分とに分けられるものと仮定する。そのうち、弾性成分（速度型）については、(4.3.2-6)式により有効応力と関係づけている。

また、粘塑性ひずみ成分（速度型）は、関連流れ則を適用することにより、有効応力との関係において、次のように表せる。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \Lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.3.2-10)$$

ここで、 Λ は比例定数である。また、 F は粘塑性ポテンシャル関数であり、体積ひずみの粘塑性成分 ϵ_{ij}^{vp} を硬化パラメータとし、正規圧密粘土の二次圧密特性と負のダイレイタンスの時間依存性に着目すると、次のようにおくことができる。

$$F = \alpha \cdot \ln \left\{ 1 + \frac{\dot{\epsilon}_0 \cdot t}{\alpha} \exp(f/\alpha) \right\} = \epsilon_v^{vp} \quad (4.3.2-11)$$

上式中の t は載荷後の経過時間、 f は次式で表される塑性ポテンシャル関数である。

$$f = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln(p/p_0) + D \cdot \eta' \quad (4.3.2-12)$$

最終的に、全体のひずみ（速度型） $\dot{\epsilon}_v$ は上記の弾性成分 $\dot{\epsilon}_v^e$ と粘塑性成分 $\dot{\epsilon}_v^{vp}$ の和として、

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^{vp} \quad (4.3.2-13)$$

で与えられる。

上式 (4.3.2-10) ~ (4.3.2-13) の標記で、 λ 、 κ は圧縮指数、膨潤指数、 e_0 は初期空隙比、 ρ は二次圧密係数、 $\dot{\epsilon}_0$ は初期体積ひずみ速度、 D はダイレイタンシー係数である。また、(4.3.2-12) 式中の応力に関するパラメータを以下に示す。

$$\eta' = \sqrt{\frac{3}{2}} (\eta_v - \eta_{v0}) (\eta_v - \eta_{h0}) \quad (4.3.2-14)$$

$$\begin{aligned} \eta_v & \text{は応力比} & \eta_v &= \frac{s_v}{p}, \quad \eta_{v0} = \frac{s_{v0}}{p_0} \\ p & \text{は平均有効応力} & p &= \frac{1}{3} \sigma_v \cdot \delta_v, \quad p_0 = \frac{1}{3} \sigma_{v0} \cdot \delta_v \\ s_v & \text{は偏差応力} & s_v &= \sigma_v - \delta_v \cdot p, \quad s_{v0} = \sigma_{v0} - \delta_v \cdot p_0 \end{aligned}$$

添え字の "0" は初期値を表す。また、 δ_v はクロネッカーのデルタである。

以上の関係から、関口・太田モデルにおける応力とひずみの関係が求まる。

1) 解析ケースおよび物性値

解析条件は表 4.3.2-1 に示すとおりである。本解析では、緩衝材を関口・太田モデル、オーバーバックを弾性体とし、オーバーバックの定置方式の違いから、緩衝材に作用する自重による応力が異なるため、処分孔堅置き方式と処分坑道横置き方式の両方式について検討した。また、前述のように、オーバーバックの嚙食膨張および岩盤クリープ変形による緩衝材剛性の増大は、沈下を抑制する方向に作用することから、保守側の設定とするためこれらの変形を考慮していない。処分孔堅置き方式は軸対称モデル、処分坑道横置き方式は 2 次元平面ひずみモデル、解析コードは DACSAR (太田・

飯塚, 1983; Iizuka and Ohta, 1987), 評価期間は 10,000 年である。解析用物性値は、緩衝材の粘性物性値以外は表 4.3.2-5 と同じである。粘性物性値である二次圧密係数 α 、初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ は、4.1.2.1.6 5) のクリープ試験結果を逆解析的にフィッティングさせることにより、 $\alpha = 5.0 \times 10^{-4}$ 、 $\dot{v}_0 = 2.0 \times 10^{-8} \text{ h}^{-1}$ と設定した。

2) 解析モデル

解析モデルを図 4.3.2-15 に示す。拘束条件は図示のとおりであり、また、緩衝材外周（岩盤との接触部）を排水条件（過剰間隙水圧 $u=0$ ）とした。ジョイント要素の剥離は、直応力が 0 以下となった場合に生じるものとし（No Tension）、すべりは、せん断応力が緩衝材のせん断強度に達した場合に生じるものとした。せん断強度は、飽和ケイ砂混合体の一軸圧縮強度の 1/2（0.15MPa）とした。

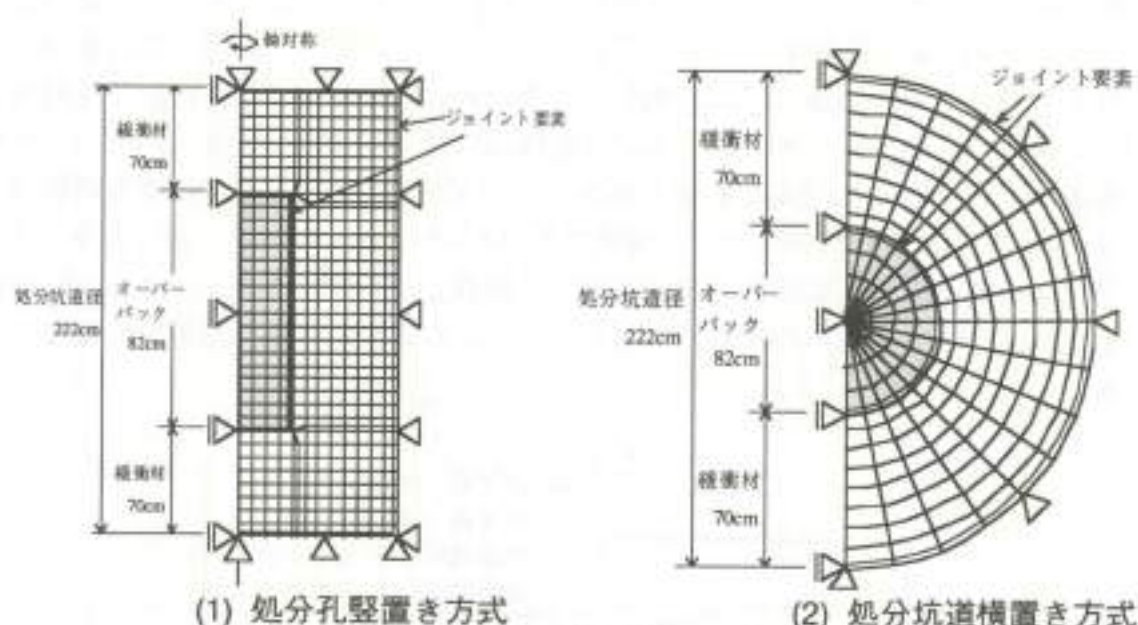


図 4.3.2-15 沈下解析モデル

3) 解析結果

解析結果によると、オーバーバックと緩衝材、ならびに緩衝材と岩盤（外周）との境界部では、すべりや剥離は生じなかった。オーバーバック中心位置での沈下量の経時変化を図 4.3.2-16 に示す。処分孔縦置き方式では、自重载荷直後にオーバーバックには 1.0mm 程度、処分坑道横置き方式では 0.3mm 程度の瞬時沈下が生じており、また、10,000 年経過時の沈下量は、処分孔縦置き方式では 5.1mm 程度、処分坑道横置き方式では 2.6mm 程度となった。また、図にはオーバーバック直下の過剰間隙水圧の経時変化も併せて示す。処分孔縦置きモデルでは、約 1 年で過剰間隙水圧が最大値（約 27kPa）に達し、約 100 年で消散している。処分坑道横置き方式では、载荷直後に最大値（約 15kPa）に達し、約 10 年で消散している。処分孔縦置き方式は横置き方式に比べて緩衝材の体積が大きく、緩衝材内部で間隙水圧の再配分と消散が交互に生じるため、過剰間隙水圧の消散が遅れるものと考えられる。オーバーバック腐食膨張

解析に比べ、過剰間隙水圧の最大値が1オーダー高くなっているのは、沈下現象は瞬時的に緩衝材にオーバーバックの荷重がかかるのに対し、腐食膨張変形は非常にゆっくりとした変形であるため、水圧の消散をとめないながら緩衝材に荷重がかかるためである。ただし、沈下解析における過剰間隙水圧の上昇は、オーバーバック直下に限られている。いずれにしろ、静水圧と比べると、非常に小さい値であるといえる。

10,000年経過時の沈下量コンターを図 4.3.2- 17, 図 4.3.2- 18に示す。これらの図より、オーバーバック近傍、とくに上方、下方で緩衝材の沈下（青色部）が発生しており、また、沈下に伴う側方流動により、オーバーバック側方の緩衝材では隆起（赤色部）が生じていることが分かる。

本解析によるオーバーバックの沈下量は、緩衝材により大きな荷重がかかる縦置きケースでも、10,000年経過時で5.1mm程度であり、さらに長時間経過しても図 4.3.2- 16より沈下量は時間の対数にはほぼ比例しているため、オーバーバックの沈下は収束する傾向にある。オーバーバックの沈下による緩衝材厚さの減少は、オーバーバックの腐食膨張によるそれに比べると影響が小さいといえる。また、沈下による緩衝材応力比は10,000年経過時においても、最大でも 10^{-2} オーダーの小さな値であり、オーバーバックの腐食膨張による応力変化に比べ、無視しうる値であった。よって、本解析結果では、オーバーバックの沈下は人工バリアシステムに有意な影響を与えないといえる。

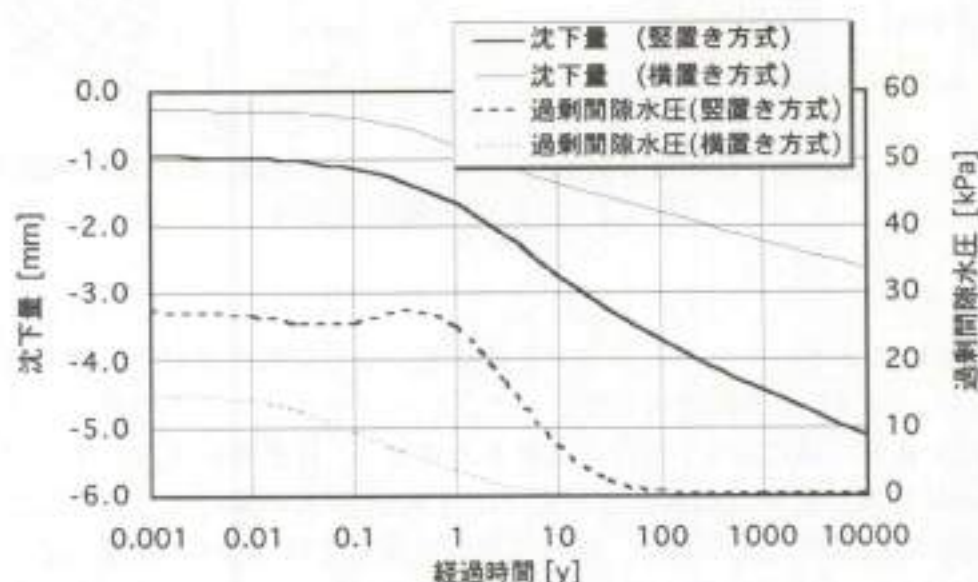


図 4.3.2- 16 沈下量、過剰間隙水圧と時間の関係

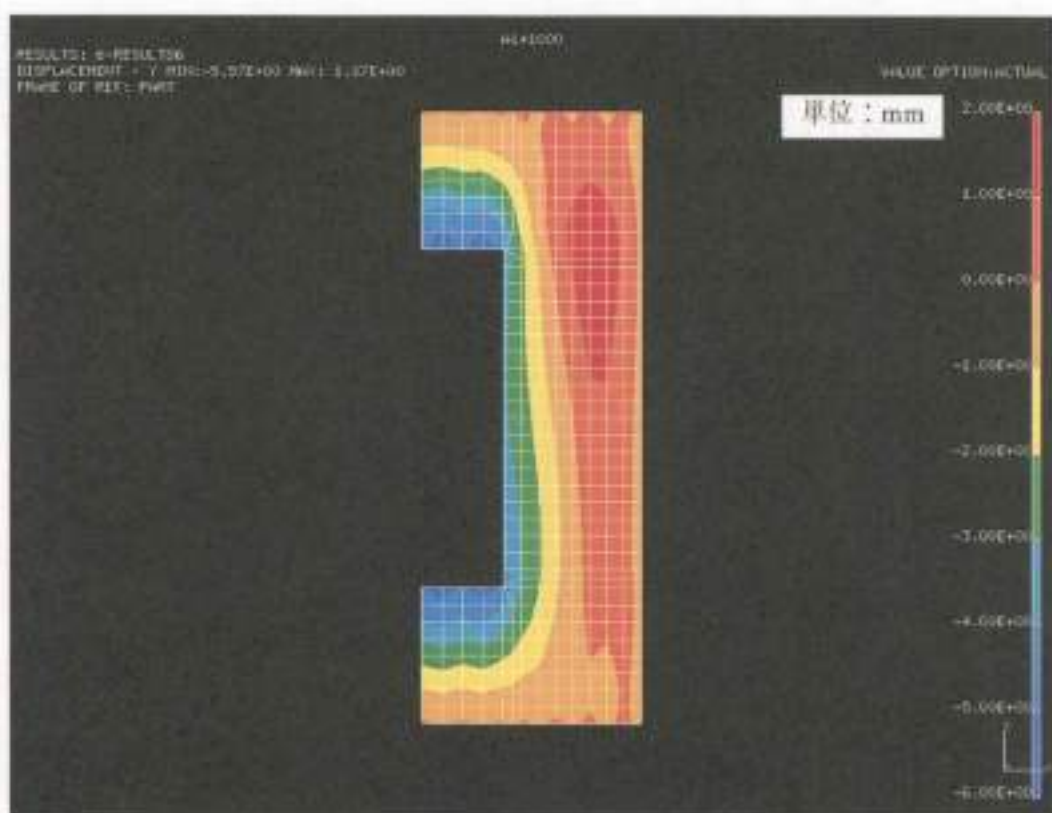


図 4.3.2-17 緩衝材の沈下量コンター（縦置きモデル：10,000 年経過時）

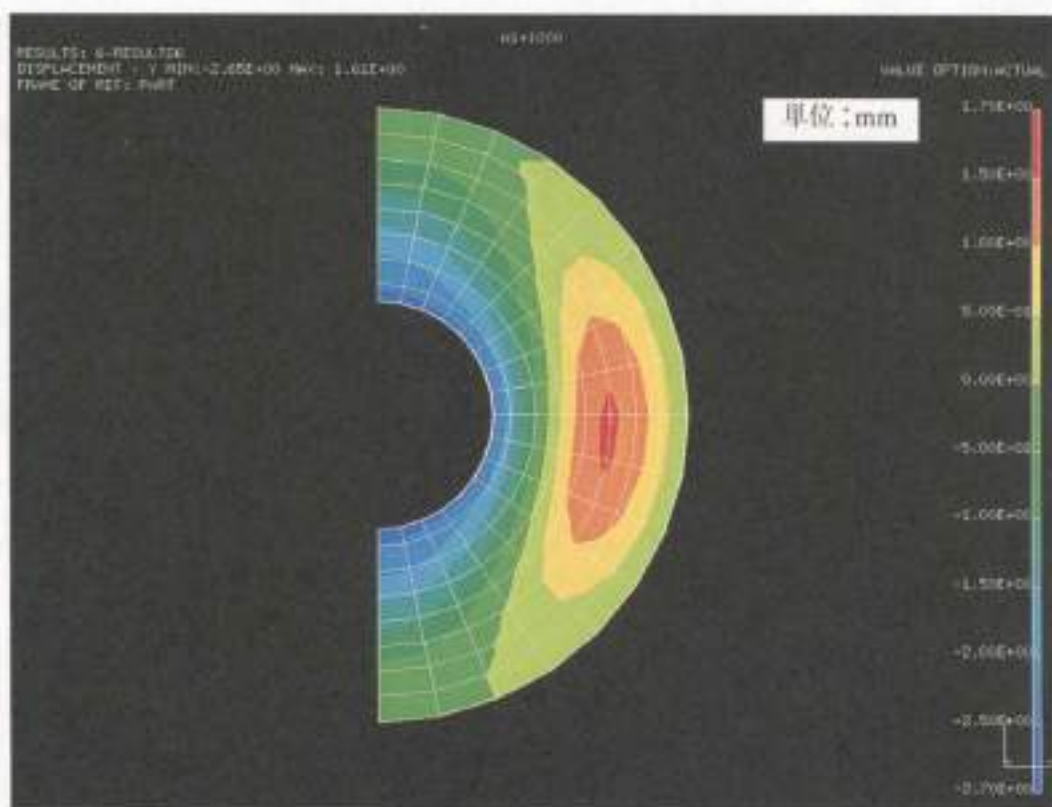


図 4.3.2-18 緩衝材の沈下量コンター（横置きモデル：10,000 年経過時）

4.3.2.6 まとめ

ニアフィールドに長期にわたり起り得る力学的現象を整理した上で、解析技術やモデル化で対応が可能なものを抽出し、岩盤クリープ解析、オーバーパックの腐食膨張解析、沈下解析の3ケースに分けて解析を行った。その結果を以下にまとめる。

- ①岩盤の構成モデルとしてコンプライアンス可変型モデルを用いて、硬岩系、軟岩系岩盤について岩盤クリープ解析を実施した。硬岩系岩盤では10,000年経過してもクリープ変形は起らず、軟岩系岩盤では10,000年経過時に16~22mm程度のクリープ変形が発生した。
- ②緩衝材の構成モデルとして修正 Cam-Clay モデルを用いて、上記岩盤クリープ変形およびオーバーパックの腐食膨張による緩衝材の力学的な経時変化解析を実施した。10,000年後の緩衝材の応力比の最大値は0.60となり、限界状態(0.63)に近い値となったが、応力比が大きくなる範囲はオーバーパック周辺(とくに隅角部)に限られた。また、軟岩系岩盤について、緩衝材の力学的挙動には、岩盤クリープ変形はあまり影響を及ぼさなかった。
- ③緩衝材の構成モデルとして関口-太田モデルを用いて、オーバーパックの沈下挙動解析を実施した。10,000年経過時の沈下量は、堅置きモデルでは5.1mm、横置きモデルでは2.6mmという微小な値であった。

今回の検討では、物性値や境界条件、解析モデルを保守側の設定とし、長期構造力学安定性について評価を行った。その結果、今回考慮した現象の範囲内では、人工バリアおよび周辺岩盤は、長期にわたってほぼ安定した状態であることが確認された。今後、長期力学安定性に及ぼしうる緩衝材の流出や変質、高温環境下での岩盤、緩衝材の挙動等の現象も考慮し、モデル化についてのさらに詳細な検討、モデルの信頼性を高めるための岩盤および緩衝材の長期データ、高温環境下のデータ等を取得し、実現象に則した複合的な解析、検討手法が整備されれば、さらに信頼性の高い評価が可能になると思われる。

4.3.3 耐震安定性評価

サイクル機構では、地震応答解析コード／モデルを開発するとともに、科学技術庁・防災科学技術研究所（以下、防災科研）が行った工学規模の人工バリア模型の振動試験結果（御子柴ほか、1996）と比較を行い、開発された解析コードの妥当性を確認してきている。ここでは、①開発してきた地震応答解析コードの概要、②振動試験の概要とモデルの適用性の確認⁴³⁾、③人工バリアの耐震安定性解析評価結果について述べる。

4.3.3.1 人工バリア地震応答解析コードの開発

人工バリアの地震応答解析では、①緩衝材の動的力学特性（応力-ひずみ関係の非線形性、減衰特性）のモデル化、②地下水の浸潤による飽和緩衝材の間隙水の挙動評価、③人工バリアの形状（次元、不連続面のモデル化）などを考慮する必要がある。開発した動的非線形弾性解析（含む、等価線形解析）コードはこれらに対応する。

1) 解析コードの概要

一般に土質材料は、 10^3 オーダーかそれ以下のひずみレベルでは弾性体と考えても問題はないが、ひずみレベルが大きくなるにしたがい、非弾性的性質が卓越し、線形弾性体として取り扱うことは難しくなる（土木学会、1989a）。このような上の非線形特性を考慮するために、地震応答解析では、等価線形解析または実験式に基づく非線形解析が用いられる（吉田ほか、1985）。開発した解析コードではこの両手法に対応する。

(1) 実験式に基づく非線形解析

実験式に基づく非線形解析では、直接積分により微小な時間間隔で運動方程式を解き、応力-ひずみ関係を逐次追跡する方法が用いられる。この場合、非線形性を考慮した運動方程式の解法では、線形剛性に基づく繰り返し計算が行われることになる。

応力-ひずみ曲線の関係としては、載荷試験で得られる曲線を、骨格曲線と履歴曲線に分離し、双曲線で表す Hardin-Drnevich モデルや、指数関数で表す Ramberg-Osgood モデル（以下 R-O モデルとする）が提案されている。ここでは、4.1.2.1.6「緩衝材の力学特性」で示されたように、緩衝材の応力-ひずみ曲線が R-O モデルで表現できること、緩衝材の特性を2つのパラメータを用いて柔軟に表現できること、などの理由から骨格曲線を以下の（4.3.3-1）式で表す R-O モデルを解析コードに組み込んだ。

4.3-1) ②、③については、防災科研との共同研究で実施した。

$$G_{\text{eff}} \gamma = \tau \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta} \right] \quad (4.3.3-1)$$

ここで、 G ：最大せん断弾性係数

γ ：せん断ひずみ

τ ：せん断応力

τ_f ：せん断降伏応力

α, β ：実験により求める材料定数

上記 R-O モデルに関しては、緩衝材中に生じる 3 成分（加振方向、加振方向に垂直な 2 方向）のひずみの平均値を求め、その平均ひずみに対するせん断剛性および減衰を与える手法としている。一方、後述の等価線形機能では、最大せん断ひずみ： γ_{max} に対する剛性および減衰を与えている。したがって、加振方向のひずみが卓越するのであれば、解析で与えるせん断剛性および減衰は、両手法とも同等なものになる。

(2) 等価線形解析

等価線形解析法では、本来非線形である土質材料の応力～ひずみを等価な線形関係によって近似するものである。したがって、等価な線形材料を設定するために、物性を変更して線形解析を繰り返すことによって、解を非線形である応力～ひずみ曲線上に収束させることになる。

(3) 過剰間隙水圧の考慮

本解析コードの実験式に基づく非線形解析機能（R-O モデル）では、間隙水の影響を無視した全応力解析（1 相系解析）、および地震動による過剰間隙水圧の発生および消散などを考慮した有効応力解析（2 相系解析）に対応している。有効応力解析では、運動方程式で土骨格の値からの釣り合いと間隙水の変化を同じに取り扱うか否かで連成解法と非連成解法とに分類することができる。

連成解法では、地震応答解析を行う際に、間隙水に関する未知量（たとえば、間隙水圧など）と土骨格に関する未知量とが同時に解かれる。非連成解法では土骨格に対する地震応答解析と間隙水圧の蓄積・消散は別々に解かれ、さらに間隙水圧の上昇・消散にともなう有効応力ならびに土骨格構成則の変化を考慮する場合としない場合がある。今回開発した解析地震応答解析コードでは、以下の仮定のもとに非連成解析を適用した。

①地震荷重に対する緩衝材のひずみレベルは小さく、かつ、間隙水圧の上昇も小さい

ことが予想されるため、土骨格構成則 (R-O モデル) の有効応力 (間隙水圧) 依存性はないものとする。

② 間隙水圧の上昇に関して、砂などでは Seed のモデル (Seed et al., 1976) が使われる。しかしながら、緩衝材の液状化試験の評価では、保守的に評価するため、一定振幅応力における間隙水圧の上昇量と繰返し回数の関係は比例することとして扱っている (4.1.2.1.6 7) 参照)。したがって、ここでも、一定振幅応力における間隙水圧の上昇量と繰返し回数の関係が比例するものと仮定する。

③ 間隙水圧の消散評価に関しては、圧密中の土骨格の変形はなく、さらに間隙水圧の消散速度は非常にゆっくりとした現象であると仮定し、次式で示すような間隙水圧を独立変数とした非定常浸透流現象に帰着させる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha_v \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\alpha_v \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\alpha_v \frac{\partial u}{\partial z} \right) = \frac{\partial u_v}{\partial t} \quad (4.3.3-2)$$

$$\alpha_v = \frac{Km_v}{\gamma_w} \quad (v=x, y, z)$$

ここで、 u_v : 過剰間隙水圧

u : 間隙水圧

K : 透水係数

γ_w : 単位体積重量 (= $\gamma_w \cdot g$)

m_v : 体積弾性係数

t : 時刻

(4) 液状化判定機能

上述の仮定で示したように、一定振幅応力下での繰返し応力比 : $r_v = \sigma_v / \sigma'_v$ 、間隙水圧上昇比 : $r_u = u / \sigma'_v$ の関係は比例として扱う。したがって、この関係は次式で表せる。

$$r_u = r_v \quad (4.3.3-3)$$

(4.3.3-3) 式は一定振幅応力下での関係を表しているため、実際の地震応答解析を行うためには、不規則応力に適用する必要がある。そのため、被害蓄積の概念 (Accumulative Damage Concept) (Annaki and Lee, 1977) を用いた。

一定応力振幅 S_i の応力波で液状化回数を N_{li} とする。ある不規則波の中に S_i の応力

振幅が N_i 含まれているとすると Accumulative Damage : D_i は以下のように表せる。

$$D_i = \frac{N_i}{N_d} \quad (4.3.3-4)$$

不規則波の中にあるすべての振幅を考慮し、それらが与える与える被害は不規則振幅の出現順序にはよらず、線形重ね合わせが可能であると仮定すると、

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{N_i}{N_d} \quad (4.3.3-5)$$

と表せ、 D が 1.0 に達すれば材料は破壊することになる。

本解析コードでは液状化応力比 R_i と液状化回数 N_i との間に次式の関係があると仮定している (図 4.3.3-1 参照)。

$$\frac{N_i}{20} = \left(\frac{R_i}{R_{20}} \right)^{\gamma} \quad (4.3.3-6)$$

ここで、液状化応力比 R_i は液状化回数 N_i で液状化が生じる繰り返しせん断応力比、 R_{20} は液状化回数 20 回の場合の繰り返しせん断応力比を示している。なお、 γ は実験定数である。

解析コードにおいては (4.3.3-4) 式において $N_i=1/2$ としている。すなわち、不規則波において、振幅 S_i の波が $1/2$ 波長含まれるとして考え、応力がゼロクロスしてから次のゼロクロスまでの間毎に間隙水圧の上昇を計算している。

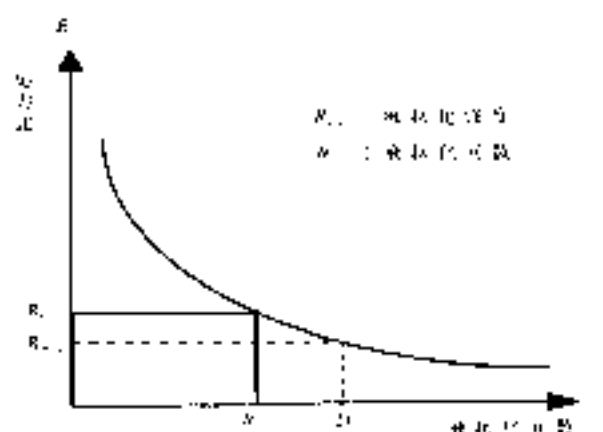


図 4.3.3-1 繰り返しせん断応力と液状化回数の関係

4.3.3.2 振動試験

平成6年度までに、第1次取りまとめ（動力炉・核燃料開発事業団，1992a）で示された坑道横置き方式の人工バリア仕様に対する 1/10 スケール模型人工バリア振動試験（以下、小型試験）を行ってきており（御子柴ほか，1995），試験手法などの確認を行ってきた。平成6年度以降は、第1次取りまとめ（動力炉・核燃料開発事業団，1992a）で示された坑道横置き方式の人工バリア仕様に対する 1/5 スケール模型人工バリアを中心に振動試験（以下、中型試験）を行い、模型人工バリアの耐震性を確認するとともに、試験結果を地震応答解析コード／モデルの適用性の確認に用いている。

1) 中型試験

(1) 試験体

振動試験で用いた中型試験試験体を図 4.3.3-2に示す。

容器は内部の観察のためアクリル製とし、補強によりベントナイトの膨潤圧に耐えられる強度とした。模擬オーバーバックは、第1次取りまとめ（動力炉・核燃料開発事業団，1992a）において示された炭素鋼製とした。緩衝材には、オーバーバック同様、第1次取りまとめ（動力炉・核燃料開発事業団，1992a）において示された Na 型ベントナイト（クニゲル VI）を用いた。試験は、廃棄体埋設直後の緩衝材が乾燥した状態（ケース 1），および地下水により緩衝材が浸潤した状態（ケース 2）の 2 ケースを実施した。

(2) ベントナイトの充填および注水方法

地層処分における緩衝材の施工方法としては、粉末ベントナイトを圧縮成型したブロックを積み重ねる方法と、現場において直接ベントナイトを締固める方法とが考えられている。本試験では、注水期間などの時間的制約から、粉末ベントナイトを試験容器内に充填していく方法を用いた。ベントナイトの充填に際しては、水の浸潤期間を極力短くするため、ベントナイトの充填密度を実際の地層処分想定されているものの半分程度（ $0.8 \sim 0.85 \text{ Mg m}^{-3}$ ）にし、一定量の粉末ベントナイトを段階的に充填した。なお、緩衝材浸潤状態（ケース 2）におけるベントナイト充填時には蒸留水も段階的に散布した。

(3) 振動台と計測内容

振動試験は、防災科研所有の大型振動台を用いて行った。計測は、加速度、圧力および間隙水圧について、加振方向および鉛直方向の 2 成分を取得した。なお、模擬オーバーバックについては振動によって回転することが考えられるため 3 成分の加速度計を設置した。図 4.3.3-3 にセンサー配置を示す。

(4) 試験手順

試験は、まずスイープ波加振（周波数帯：10～50Hz、50～10Hz（各 500 秒間）、加振度：50、100、150、200、250、300gal）により模擬人工バリアの固有振動数を確認した後、実地震波を用いた振動試験を行った。なお、入力地震波には、耐震試験でしばしば用いられる Imperial Valley 地震（1940 年 5 月 18 日南シアラ電力会社エルセントロ変電所地下室で観測、 $M=7.1$ 、N-S 成分）（宇津ほか、1987）を用いた。

(5) 試験結果

a. スイープ試験

スイープ波加振により、模擬人工バリアの応答伝達関数を求め、固有振動数の検索を行った。図 4.3.3-4 に加振レベルと固有振動数の関係、図 4.3.3-5 に加振レベルと応答倍率の関係を示す。

ケース 1、2 とも、模擬オーバーバックおよび緩衝材の固有振動数は、加振レベルが大きくなるにしたがって小さくなっており、模擬人工バリア挙動の非線形性が確認された。

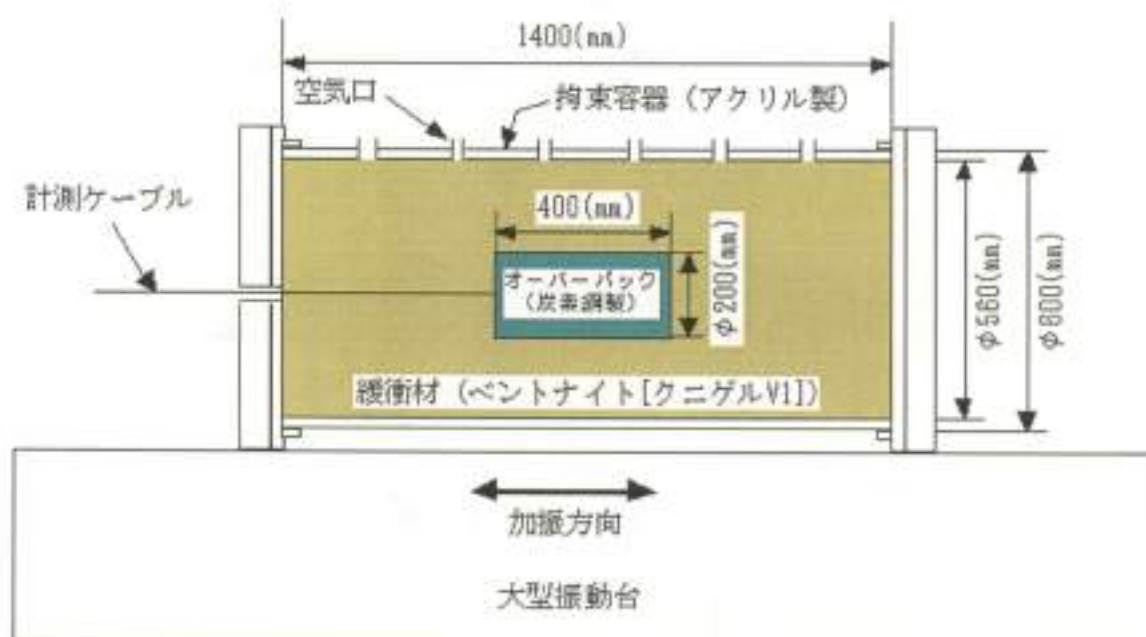
ケース 1 では、低加振レベル範囲において固有振動数の変化率が大きい傾向となり、本試験での加振レベルにおいては模擬人工バリアの固有振動数は 35～20Hz の範囲であると想定された。また、模擬オーバーバックと緩衝材を比較すると若干緩衝材のほうが低い値を示した。ただし、ケース 2 と比較すると、応答伝達関数において、明確なピークは現れておらず、応答倍率も小さかった。

ケース 2 では、応答伝達関数において明確に変曲点が現れ、応答倍率も大きな値となった。模擬人工バリアの固有振動数は 40～30Hz の範囲であると想定され、ケース 1 よりも高い値となった。また、模擬オーバーバックと緩衝材の固有振動数はほぼ一致した。このことから、模擬オーバーバックと緩衝材は一体となって振動したと考えられる。

b. 地震応答試験

スイープ試験の後、Imperial Valley 地震を用いて加振試験を行い、地震波に対する応答挙動を調べた。主振動付近の加速度時刻歴を図 4.3.3-6、加速度フーリエスペクトルを図 4.3.3-7 に示す。加速度時刻歴に関して、乾燥状態（ケース 1）、浸潤状態（ケース 2）両ケースとも、各計測点の計測結果は入力加速度とはほぼ同じ値を示している。また、フーリエスペクトルでも計測結果と入力地震波はほとんど重なっており、これらから人工バリアの挙動は剛体に近いことがわかった。図 4.3.3-7 において、ケース 2 では人工バリアの固有振動数（30～40Hz）付近で若干の応答がみられている。

しかし、入力地震波の卓越振動数とは相違があり、今回使用した地震波に対して模擬人工バリアは十分安定であるといえる。図 4.3.3- 8に加振レベルと最大圧力の関係を示す。オーバーバック端面および緩衝材端面での土圧は加振レベルにしたがって大きくなった。しかしながら、最大でも 0.01MPa 程度であり、緩衝材の強度と比較して十分小さい値となった。



試験体概要



試験体外観

図 4.3.3- 2 中型試験試験体

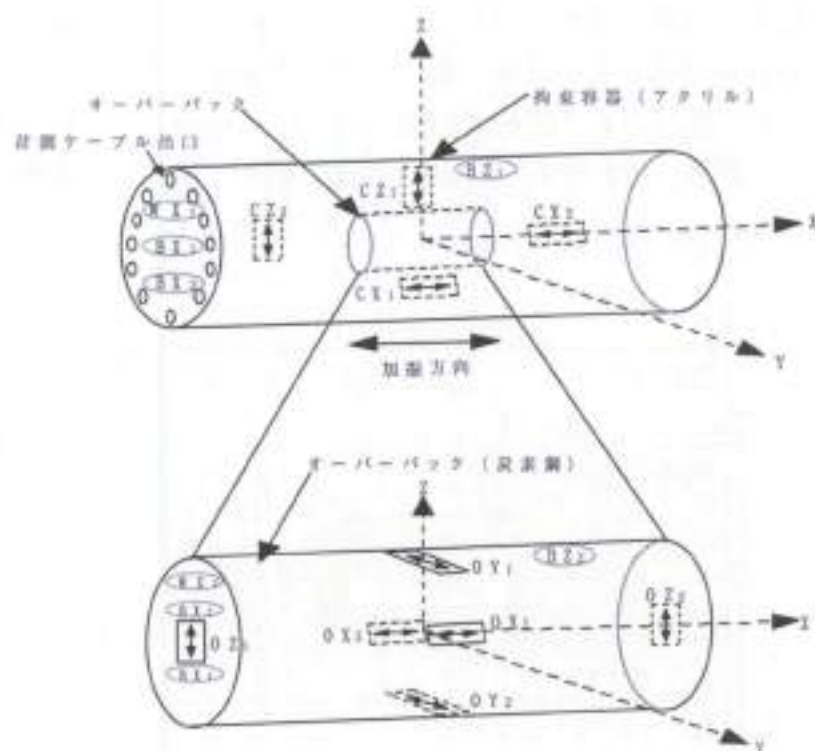
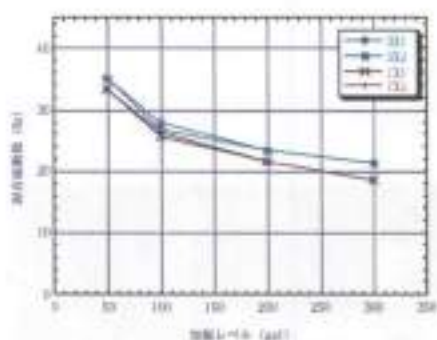
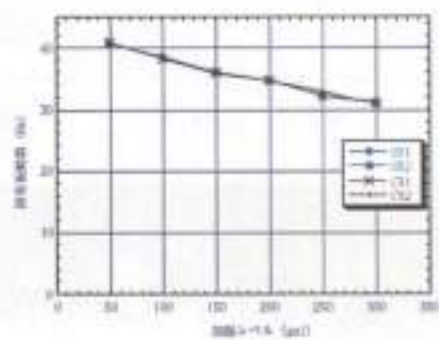


図 4.3.3- 3 センサー配置概要

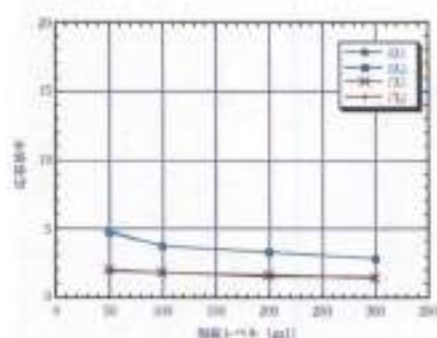


(緩衝材乾燥状態：ケース 1)

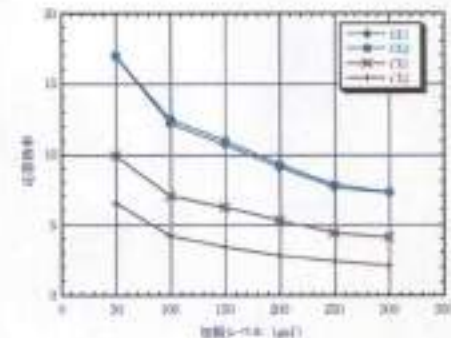


(緩衝材浸潤状態：ケース 2)

図 4.3.3- 4 加振レベルと固有振動数の関係



(緩衝材乾燥状態：ケース 1)



(緩衝材浸潤状態：ケース 2)

図 4.3.3- 5 加振レベルと応答倍率の関係

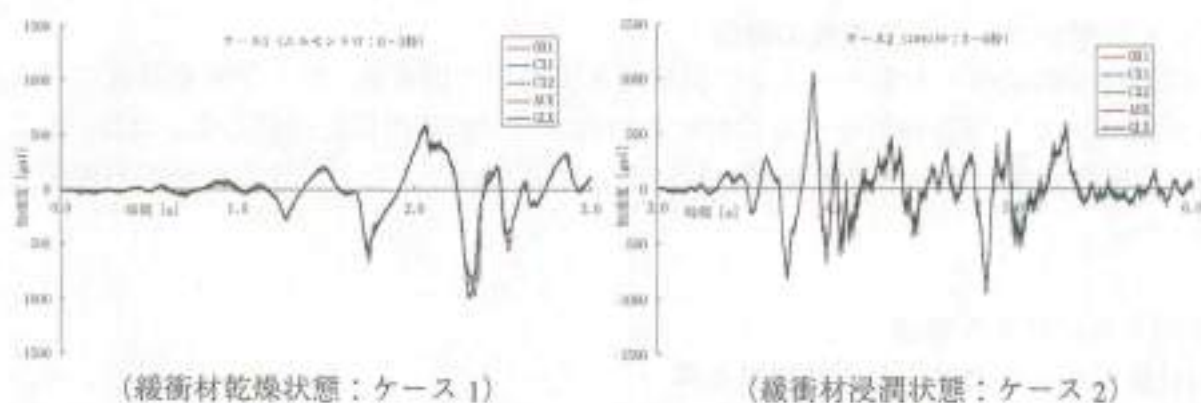


図 4.3.3- 6 加速度時刻歴

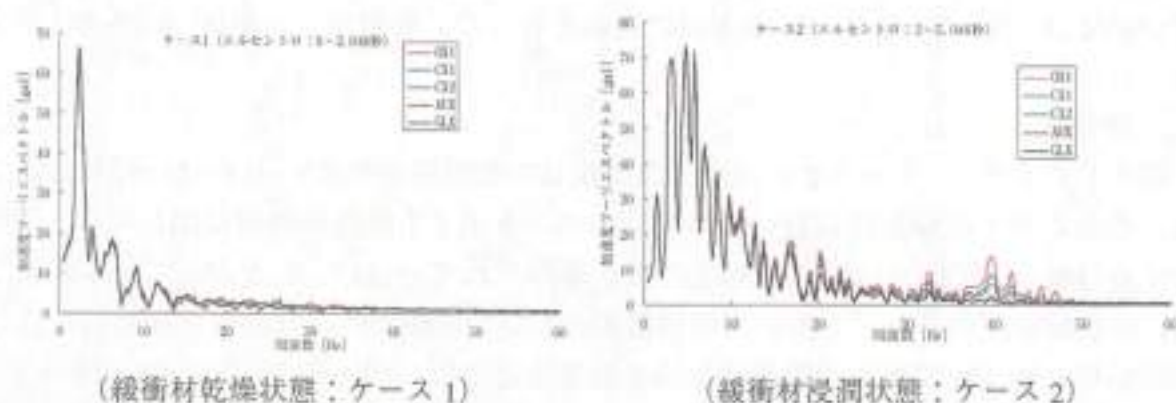


図 4.3.3- 7 加速度フーリエスペクトル

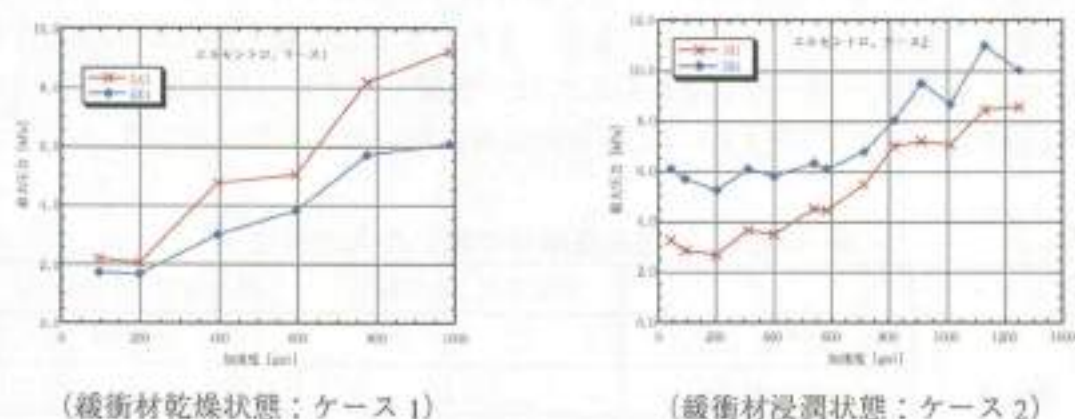


図 4.3.3- 8 加振レベルとベントナイト最大圧力の関係

4.3.3.3 解析コードの適用性の確認

緩衝材浸潤状態であるケース 2 の試験結果を用いて固有値、および実地震波に対する R-O モデルと等価線形モデルに対する解析コードの適用性を確認した。なお、ここでは、振動試験における緩衝材が飽和に至っていないことなどにより、全応力解析を行った。

1) 固有値に対する確認

(1) 解析モデルの形状および境界条件

解析モデルの形状は中型規模試験体（実スケールの 1/5）を模擬した円柱状のモデルを用いた。また、境界条件に関しては、試験体の容器にあたるモデルの側面と端面については、X、Y、Z すべての方向に拘束を行った。解析モデルを図 4.3.3-9 に示す。

(2) 物性値

前述したように、ケース 2 の試験では緩衝材の乾燥密度を $0.8 \sim 0.85 \text{ Mg m}^{-3}$ としたが、現在のところ本試験条件に近い乾燥密度のベントナイト動的物性値に関しては、乾燥密度 0.7 Mg m^{-3} および 1.0 Mg m^{-3} のものしか取得されていない。したがって、本検討では、両乾燥密度のデータを用い固有値解析を行い、試験で得られた固有振動数に近い解析結果を得る乾燥密度の物性値を実地震波応答解析に用いることとした。図 4.3.3-10 に乾燥密度 0.7 Mg m^{-3} および 1.0 Mg m^{-3} における圧縮ベントナイトのせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性を示す。なお、物性取得に関しては、ベントナイトの膨潤応力を考慮し、拘束圧をパラメータにした。また、解析には最も剛性が小さくなるものを用いた。模擬オーバーバックに関しては、機械工学便覧（日本機械学会、1987）を参考に値を設定した。表 4.3.3-1 に固有値解析に用いた入力物性を示す。

表 4.3.3-1 固有値解析で用いた入力物性

材料		乾燥密度： 0.7 Mg m^{-3}	乾燥密度： 1.0 Mg m^{-3}
緩衝材	ヤング率 [MPa]	4.0	1.2×10^7
	ポアソン比	0.4	0.4
	密度 [Mg m^{-3}]	1.44	1.63
オーバーバック	ヤング率 [MPa]	2.1×10^7	
	ポアソン比	0.3	
	密度 [Mg m^{-3}]	2.77	

(3) 解析結果

解析の結果、物性値に乾燥密度 0.7 Mg m^{-3} の値を用いた場合、一次固有振動数は 36.1Hz、 1.0 Mg m^{-3} の値を用いた場合、53.3Hz となった。乾燥密度 0.7 Mg m^{-3} の値を用いた場合の結果は、前述したスライプ試験結果から得られた固有振動数の範囲（30～

40Hz) に収まった。したがって、密度およびせん断剛性に関しては、乾燥密度 0.7Mg m^{-3} の値で現象を表現していると考えられるため、実地震波応答解析では乾燥密度 0.7Mg m^{-3} の物性値を用いることとした。

2) 実地震波試験に対する確認

(1) 解析モデルの形状および境界条件

解析モデルおよび解析出力点を図 4.3.3- 11 に示す。図に示すように、1/8 に分割したモデルを用いた。境界条件は、対称面以外のモデル外面を X、Y、Z 軸方向に拘束した。対称面については、 $X=0$ の面では X 軸方向を、 $Y=0$ の面では X 軸および Z 軸方向を、 $Z=0$ の面では Z 軸方向を拘束した。

(2) 物性値および入力地震波

解析に用いる緩衝材の物性値は、あらかじめ行っていた振動三軸試験結果（図 4.3.3- 10 参照）のうち、固有値解析結果の試験との比較により、乾燥密度 0.7Mg m^{-3} の値を用いることとした。また減衰定数は、振動試験における緩衝材充填状況を勘案し、振動三軸試験結果の値とその約 10 倍の値との 2 ケースを設定した。

表 4.3.3- 2 に等価線形解析で用いた物性を、表 4.3.3- 3 に R-O モデル解析で用いた物性を示す。

R-O モデルのパラメータに関しては、乾燥密度 0.7Mg m^{-3} のベントナイトについて得られたデータはないため、岡生ほか（1981）によって行われた飽和砂層地盤の振動試験のために取得されたデータ、すなわち $\alpha=2.64$ 、 $\beta=1.4$ を用いた。最大せん断弾性係数は振動三軸試験で測定されたデータを用いた。また、一軸圧縮強度試験の結果から、基準ひずみは 0.01 とし、本ひずみ値で R-O モデルと等価線形モデルにおける緩衝材減衰定数を合うように設定した。

解析に用いた入力地震波は、試験における容器上で観測された振動特性のうち最大加速度を示した近傍の 2.048 秒間とした。解析ステップは、0.001 秒毎の 2048 ステップとした。図 4.3.3- 12 に入力地震波の加速度特性を示す。

表 4.3.3- 2 等価線形解析で用いた物性値

材料	特性	ひずみ	物性値	
鉛垂材	初期せん断弾性係数 [MPa]		4.2	
	正規化せん断弾性係数	1.0×10^{-3}	1.00	
		1.0×10^{-2}	1.00	
		1.0×10^{-1}	0.89	
		8.0×10^{-1}	0.83	
		3.0×10^1	0.77	
		9.0×10^1	0.71	
		7.0×10^2	0.60	
		1.0×10^3	0.48	
		7.0×10^3	0.23	
	減衰定数	振動三軸試験結果より		感度解析
		1.0×10^{-3}	0.015	0.10
		1.0×10^{-2}	0.015	0.10
		1.0×10^{-1}	0.025	0.15
		8.0×10^{-1}	0.033	0.20
		3.0×10^1	0.075	0.47
		9.0×10^1	0.075	0.47
		7.0×10^2	0.095	0.67
		1.0×10^3	0.138	0.67
		7.0×10^3	0.265	
オーバーハング	ポアソン比		0.40	
	密度 [Mg m^{-3}]		1.44	
	せん断弾性係数 [MPa]		8.1×10^4	
	ポアソン比		0.30	
	密度 [Mg m^{-3}]		7.77	

表 4.3.3- 3 非線形解析で用いた物性値

材料	特性	乾燥密度: (1.7 Mg m^{-3})
緩衝材	最大ヤング率 [MPa]	4.0
	ポアソン比	0.4
	密度 [Mg m^{-3}]	1.44
	最小減衰定数	0.022 (振動三軸試験結果より) 0.2 (感度解析)
	パラメータ	$\nu=2.64, \beta=1.4$
	基準ひずみ	0.01
オーバーハング	ヤング率 [MPa]	2.1×10^5
	ポアソン比	0.3
	密度 [Mg m^{-3}]	7.77
	減衰定数	-

(3) 解析結果

図 4.3.3-13～図 4.3.3-15に実験結果と等価線形モデルおよび R-O モデルを用いた解析結果の比較を示す。また、図 4.3.3-16、図 4.3.3-17に、R-O モデルを用いた解析（減衰定数に振動三軸試験の結果を用いた場合、および振動三軸試験の結果の 10 倍の値を用いた場合）での、加振方向のせん断応力およびせん断ひずみが最大となる時刻での分布を示す。

図 4.3.3-13～図 4.3.3-15において、等価線形モデルによる解析では、解析開始直後に若干応答しているようにみえる。これはリンク効果（大崎，1994）によるものと考えられる。等価線形解析においては周波数領域で解析していることから見かけ上、2.048 秒間の地震波が繰り返されることとなる。2.048 秒めの状態での解析対象の物理量（速度、変位など）が 0 秒における初期値として持ち越されるため、このように初期に自由振動を起しているようにみえる結果になったと考えられる。緩衝材の減衰定数に関して、振動三軸試験結果で得られた値を用いた場合、R-O モデルでの解析で短周期成分の応答が生じたが、振動三軸試験で得られた値の約 10 倍を用いることで試験結果とおおむね一致した。一方、等価線形解析では、振動三軸試験結果で得られた値を用いた場合、若干短周期成分の応答が生じたが、振動三軸試験で得られた値の約 10 倍を用いると過少評価する結果となった。これは、①「振動試験における緩衝材充填状況が不均一のため減衰効果が大きくなった。」、②「ここでの解析では、基準ひずみを基に緩衝材減衰定数を設定している。」このため、R-O モデルでは、ひずみ－減衰定数の関係式上、ひずみが微小なレベルでの解析に用いられた減衰定数が振動三軸試験で得られた値より小さくなる。一方、等価線形解析では、振動三軸試験で定めたひずみ－減衰定数の関係を解析で直接的に用いている。」ためと考えられる。以上より、ここでの振動試験における模擬人 T バリアの緩衝材の減衰は、振動三軸試験で得られた値より大きくその 10 倍よりは小さいと考えられる。しかしながら、上記リンク効果および緩衝材の減衰の影響を考慮すれば、振動試験結果および等価線形モデルによる解析と R-O モデルによる解析結果はおおむね一致しているといえる。

加速度フーリエスペクトルに関して、32Hz 付近、つまり模擬人 T バリアの固有周波数付近において、R-O モデルでの振動三軸試験結果で得られた減衰定数を用いた解析では大きな応答を示し、等価線形解析において振動三軸試験結果で得られた値の約 10 倍を用いると過少評価する結果となった。これも、上記①および②で示した緩衝材の減衰の影響と考えられる。しかしながら、入力地震波の卓越周波数近傍では、減衰定数および解析手法に関わらず試験結果と解析結果はほぼ一致した。

したがって、本解析コードで人 T バリアの振動挙動を表現できるといえる。

加振方向のせん断ひずみに関しては、最大でも 1.6×10^{-1} であり、緩衝材の力学的非線形特性は顕著に現れてはいないといえる（図 4.3.3-10 参照）。

せん断応力に関しては、最大でも $2.7 \times 10^{-1} \text{MPa}$ 程度であり、本振動試験における緩衝材のせん断破壊はないと考えられる（緩衝材（クニゲル VI、乾燥密度 0.7Mg/m^3 、飽和状態）の圧縮強さ： σ_c の最低値は $2.5 \times 10^{-1} \text{MPa}$ （高治・谷口，1999））。

3) まとめ

上記解析結果より、緩衝材の物性値を吟味することにより、本解析コードで現象を表現できることがわかった。今後、同隙水の挙動が本解析コードに取り入れたモデルで妥当であるか否かを、また、緩衝材の非線形特性が顕著になる大ひずみ時の緩衝材力学特性が、本解析コードに取り入れたモデルで妥当であるか否かを、室内試験、工学規模試験などで確認していく必要がある。

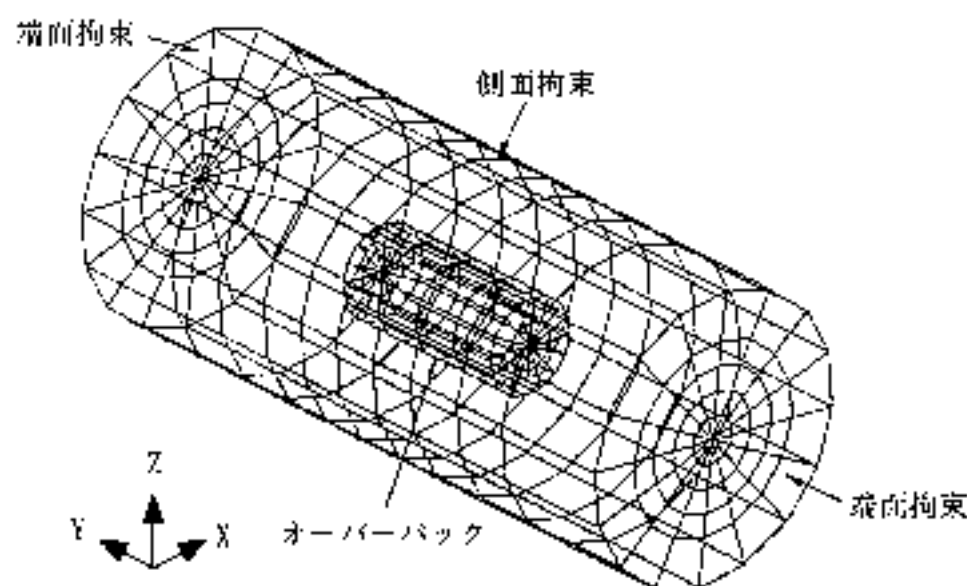
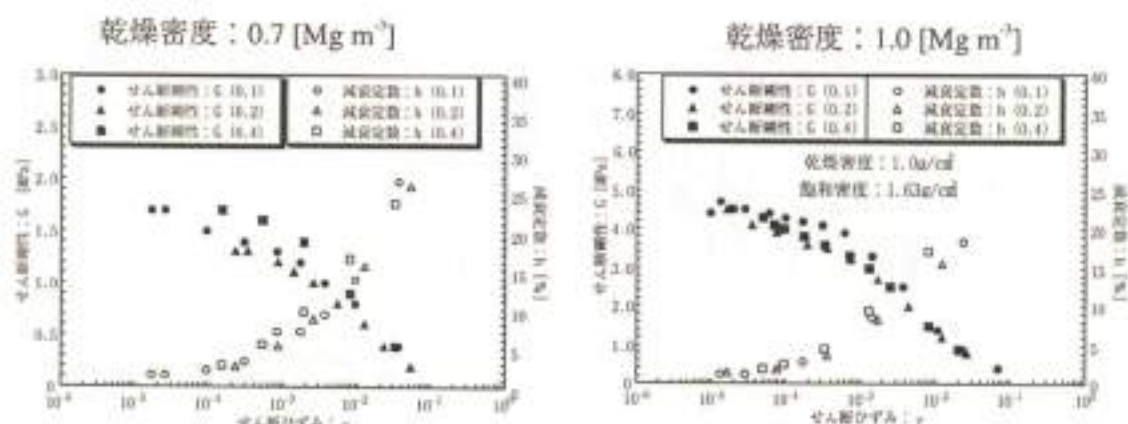


図 4.3.3- 9 固有値解析モデル



* 凡例 () 内は試験時の拘束圧[MPa]を示す

図 4.3.3- 10 圧縮ベントナイト（クニゲル V1）におけるせん断ひずみとせん断剛性、減衰定数（ $G \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ ）の関係

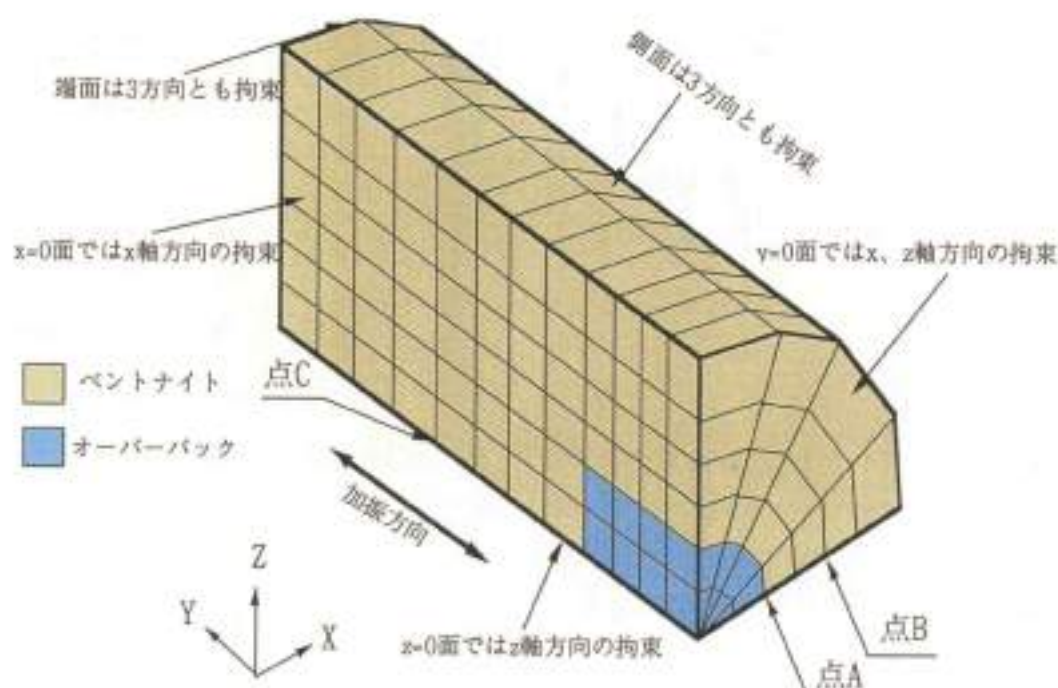


図 4.3.3- 11 地震波応答用解析モデルおよび解析出力点

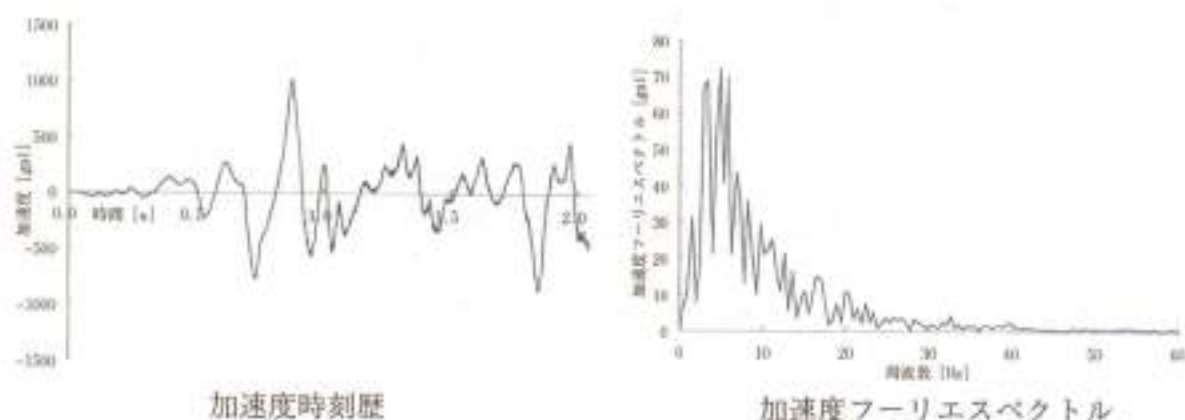


図 4.3.3- 12 入力加速度

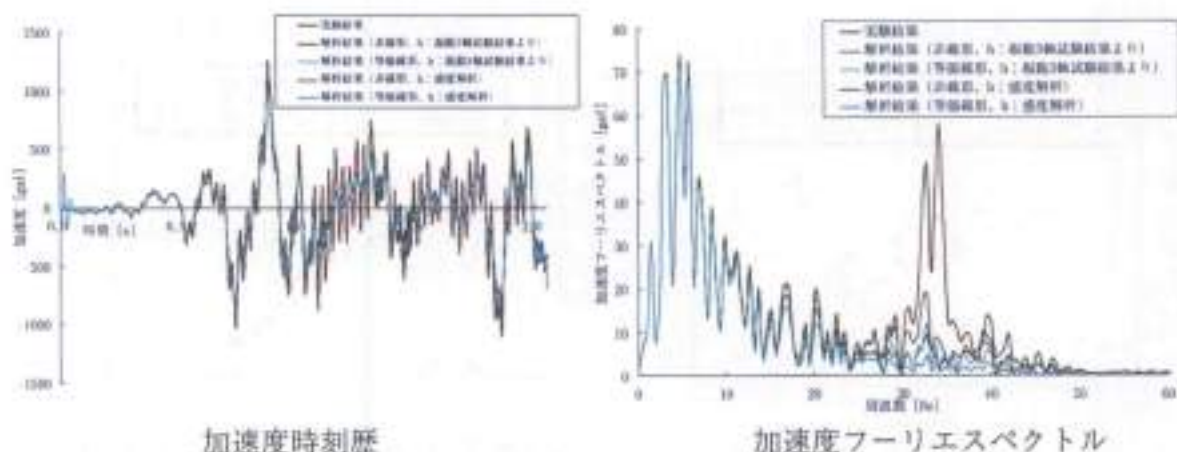


図 4.3.3- 13 試験結果と解析結果の比較（試験：0X1，解析：点 A）

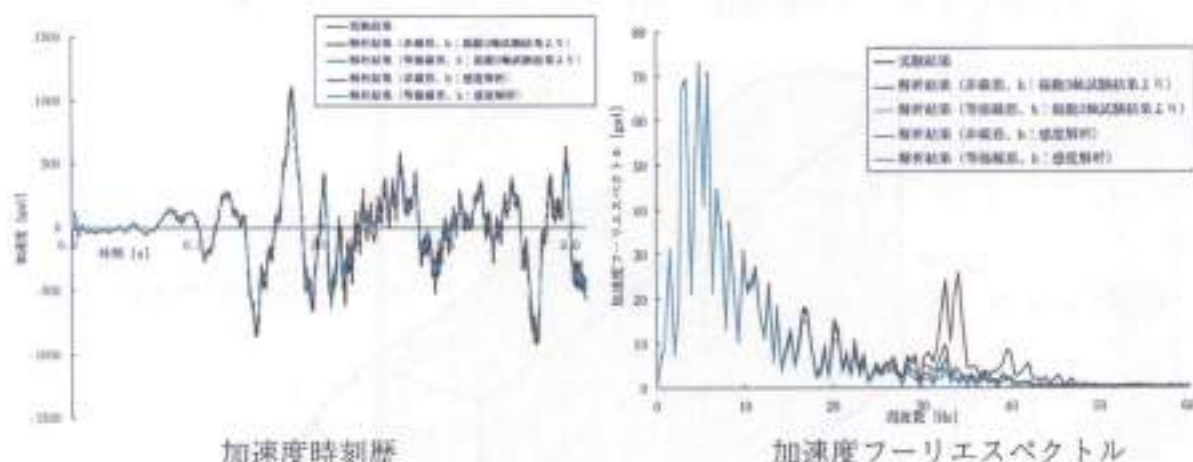


図 4.3.3- 14 試験結果と解析結果の比較（試験：CX1，解析：点 B）

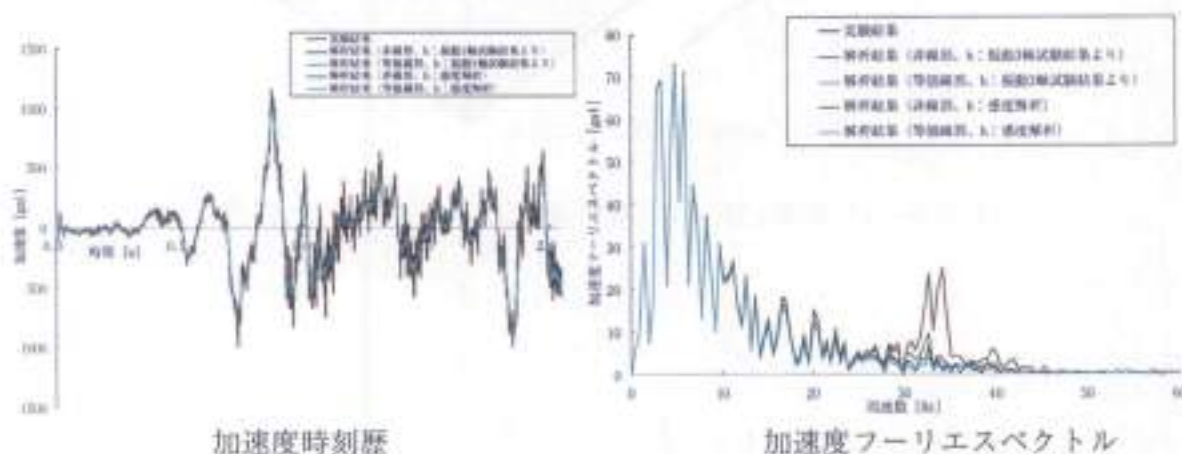


図 4.3.3- 15 試験結果と解析結果の比較（試験：CX2，解析：点 C）

* 試験でのセンサー位置および解析出力点に関しては、
図 4.3.3- 3，図 4.3.3- 11を参照

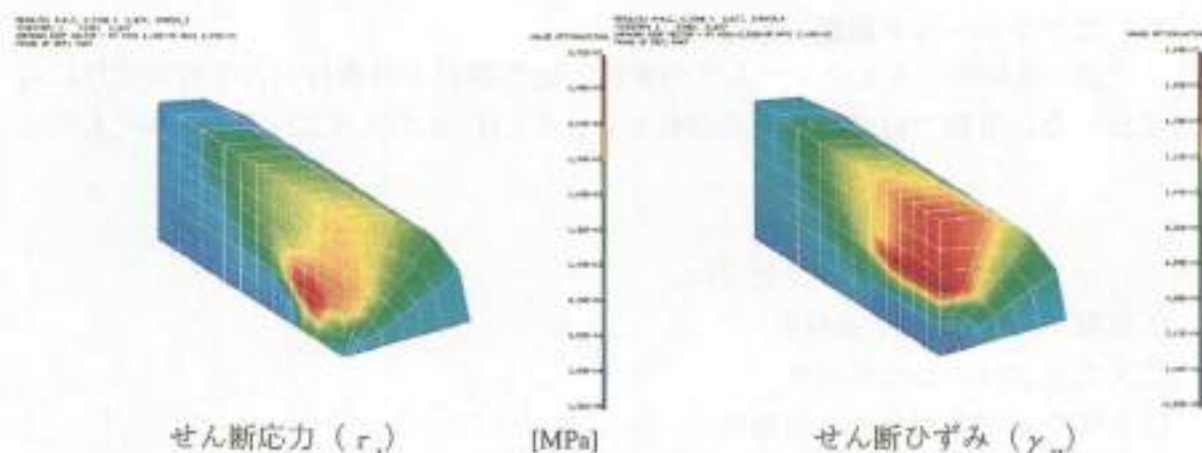


図 4.3.3- 16 せん断応力／ひずみ分布図コンター
 (非線形解析機能：最小減衰定数 0.022, 時間：0.877sec)

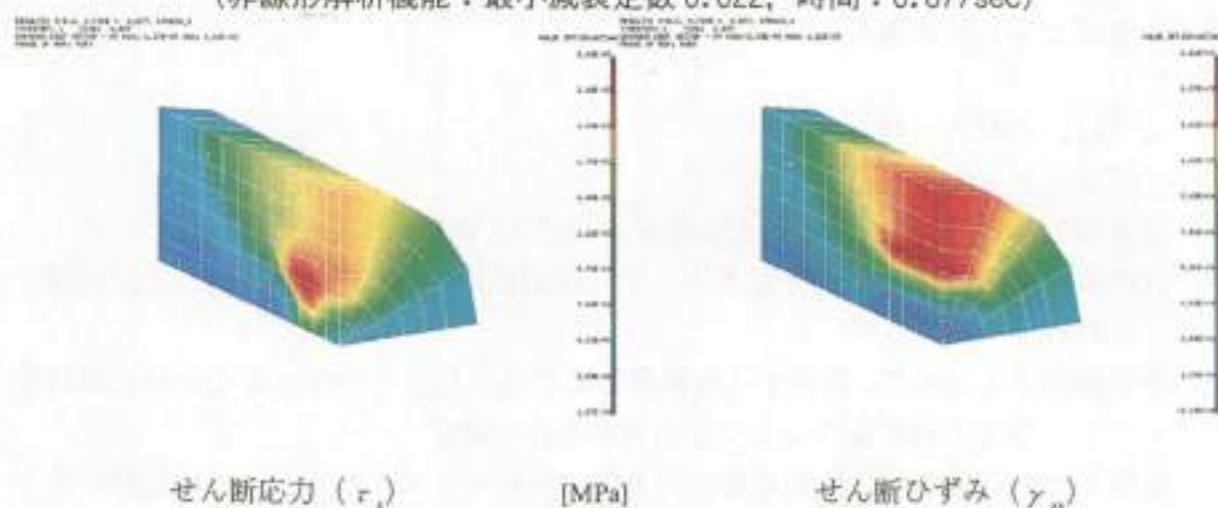


図 4.3.3- 17 せん断応力／ひずみ分布図コンター
 (非線形解析機能：最小減衰定数 0.2, 時間：0.877sec)

4.3.3.4 ニアフィールド耐震安定性解析

ここでは、実規模のニアフィールドの耐震安定性解析を緩衝材の力学的安定性に着目して行った。解析で対象とした処分仕様は、4.1.3、および4.2.2で示されたものとした。

人工バリアの耐震安定性の評価では、

- ①岩盤-緩衝材間の不連続面
- ②入力地震波の深度依存性
- ③有限な系での地盤の半無限性
- ④隣接する廃棄体および処分坑道どうしの影響
- ⑤緩衝材の膨潤による特性の変化

などを考慮する必要がある。

ここでは、これらに対して

- ①ジョイント要素
- ②重複反射理論 (SHAKEによる解析, 4.2.2.3.5 参照)
- ③便宜的に岩盤部分を解析ジオメトリーに加え、解析モデルの上部および底部で粘性境界を設定
- ④岩盤部分も含めて、隣接する廃棄体および処分坑道との中心までを解析の対象とし、側方の境界条件として多点拘束条件を設定
- ⑤緩衝材の乾燥状態、飽和状態の両条件で解析ケースを設定。緩衝材飽和状態では、間隙水圧上昇過程を追う2相系解析のケースも設定

などの対応をしている。

以下に解析条件、結果について述べる。

1) 人工バリアの固有値解析

横置き方式の人工バリアを対象とし、解析手法、解析モデル、境界条件などは前述4.3.3.3 1)と同様とした。

固有値解析に用いた物性を表4.3.3-4に示す。なお、ガラス固化体、オーバーバックに関しては機械工学便覧(日本機械学会, 1987)を参考に値を設定し、緩衝材に関しては、4.1.2.1.6 6)で示された G_{max} のうち、乾燥状態ではオーバーバックの自重程度の拘束条件下である有効拘束圧0.1MPaの値を、飽和状態では緩衝材膨潤止程度の拘束条件下である有効拘束圧0.5MPaの値を用いた。

解析の結果、緩衝材が乾燥状態での人工バリアの固有値は77.4Hz、飽和状態では

66.1Hz となった。この値は、通常の地震波の卓越周波数（土木学会，1989b），また今回の入力地震波の卓越周波数と比較して、かなり大きな値となっており、地震により人工バリアが特別な応答を示す可能性は低いことが予想できる。

表 4.3.3- 4 人工バリア固有値解析に用いた物性

材料	特性	物性値	
ガラス固化体	ヤング率 [MPa]	8.04×10^4	
	ポアソン比	0.25	
	密度 [Mg m^{-3}]	2.1	
オーバーバック	ヤング率 [MPa]	2.06×10^4	
	ポアソン比	0.3	
	密度 [Mg m^{-3}]	7.77	
緩衝材		乾燥状態	飽和状態
	ヤング率 [MPa]	2.39×10^2	1.18×10^2
	ポアソン比	0.2	0.49
	密度 [Mg m^{-3}]	1.71	2.0

2) ニアフィールドの耐震安定性解析

(1) 解析条件

a. 解析ケースと初期条件

ここでは、軟岩系岩盤の堅置き方式および硬岩系岩盤の横置き方式を取り上げ、廃棄体定置直後の緩衝材乾燥状態および地下水の浸潤による緩衝材飽和状態に対して、全応力（1 相系）解析での検討を行う。また、緩衝材飽和後に対しては、初期間隙水圧が保守的である硬岩系岩盤横置き方式において、オーバーバック腐食膨張が起こる以前での 2 相系解析（間隙水圧の初期条件として処分深度相当の静水圧を考慮する）、および過剰間隙水圧が最大となるオーバーバック腐食膨張後を初期条件とした 2 相系解析のケースを設定した。なお、緩衝材の初期条件として、人工バリア設置初期段階の緩衝材乾燥状態では人工バリアの自重分、緩衝材飽和直後でオーバーバックの腐食が進展していない状況では、緩衝材に生じる膨潤応力を有効応力と考え、緩衝材の有効応力 0.5MPa と処分深度相当の静水圧（処分深度 1,000m：10MPa）の和を全応力とした。また、岩盤には処分深度相当の土被り圧を初期条件として与えるが、坑道は自立し、坑道周辺岩盤のクリープ変形はないものと仮定した。

表 4.3.3 5に解析ケースおよび各ケースの初期条件を示す。

表 4.3.3- 6 重複反射理論に用いた地層条件
(硬岩系岩盤) (軟岩系岩盤)

深度 (m)	層厚 (m)	密度 (kg/m ³)	縦波速度 (km/s)	横波速度 (km/s)	ポアソン比 (%)	縦波速度 (km/s)	横波速度 (km/s)	ポアソン比 (%)	層厚 (m)
1	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	1
2	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	2
3	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	3
4	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	4
5	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	5
6	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	6
7	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	7
8	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	8
9	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	9
10	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	10
11	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	11
12	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	12
13	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	13
14	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	14
15	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	15
16	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	16
17	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	17
18	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	18
19	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	19
20	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	20
21	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	21
22	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	22
23	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	23
24	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	24
25	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	25
26	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	26
27	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	27
28	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	28
29	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	29
30	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	30
31	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	31
32	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	32
33	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	33
34	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	34
35	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	35
36	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	36
37	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	37
38	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	38
39	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	39
40	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	40
41	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	41
42	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	42
43	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	43
44	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	44
45	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	45
46	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	46
47	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	47
48	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	48
49	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	49
50	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	50
51	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	51
52	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	52
53	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	53
54	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	54
55	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	55
56	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	56
57	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	57
58	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	58
59	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	59
60	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	60
61	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	61
62	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	62
63	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	63
64	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	64
65	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	65
66	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	66
67	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	67
68	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	68
69	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	69
70	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	70
71	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	71
72	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	72
73	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	73
74	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	74
75	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	75
76	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	76
77	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	77
78	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	78
79	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	79
80	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	80
81	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	81
82	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	82
83	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	83
84	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	84
85	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	85
86	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	86
87	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	87
88	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	88
89	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	89
90	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	90
91	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	91
92	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	92
93	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	93
94	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	94
95	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	95
96	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	96
97	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	97
98	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	98
99	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	99
100	1	2310	0.285	0.191	0.17	1.000	0.300	0.17	100

図 4.3.3- 18に Imperial Valley 地震（本検討での地表面波）の加速度特性、図 4.3.3- 19に重複反射理論により求められた硬岩系岩盤（深度 1,000m）での地震波の加速度特性、図 4.3.3- 20に軟岩系岩盤（深度 500m）での地震波の加速度特性を示す。なお、処分深度での地震波のフーリエスペクトルでは、周波数 25Hz 以上の成分が含まれていない。これは、地表面における入力地震波の最高周波数が 25Hz 程度であることから、重複反射理論解析で用いた岩盤モデルの層厚を「弾性波速度(s 波) $V_s/4$ 」で設定したためである（4.2.2.3.5 参照）。

解析では、本地震波の観測時間（約 16 秒）中、重複反射理論解析により求められた処分深度地中地震波での最大加速度付近の 3 秒間を抽出し、入力波とした。また、解析ステップは 0.001 秒刻みの 3000 ステップとした。図 4.3.3- 21に硬岩系岩盤に対して解析で用いた入力地震波の加速度特性、図 4.3.3- 22に軟岩系岩盤に対して解析で用いた入力地震波の加速度特性を示す。

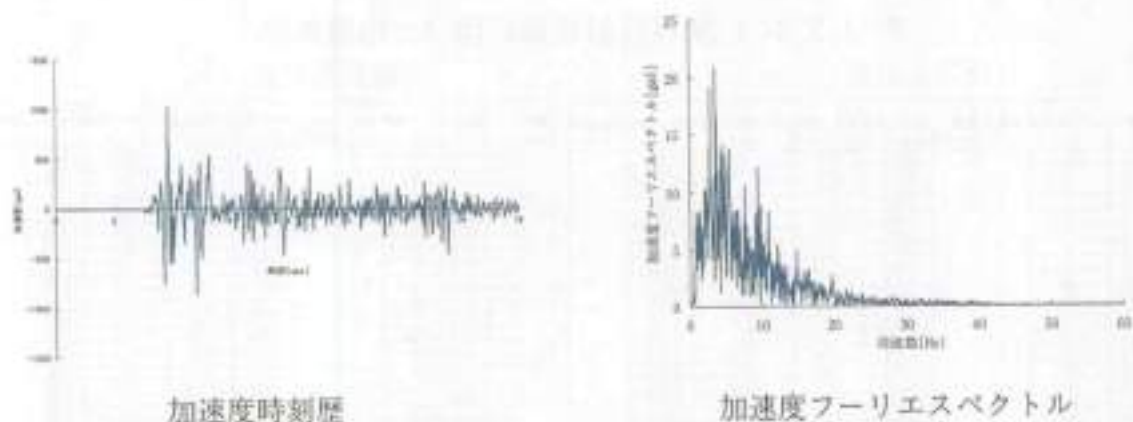


図 4.3.3- 18 インペリアル地震の加速度特性（本検討での地表面波）

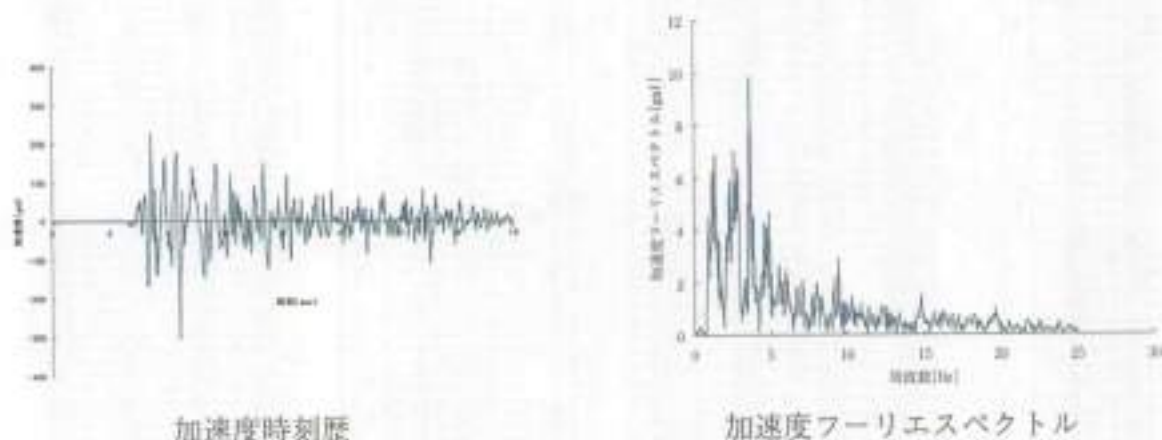


図 4.3.3- 19 硬岩系岩盤処分深度 1000m での地震波加速度特性
（解析コード SHAKE（重複反射理論）による解析結果）

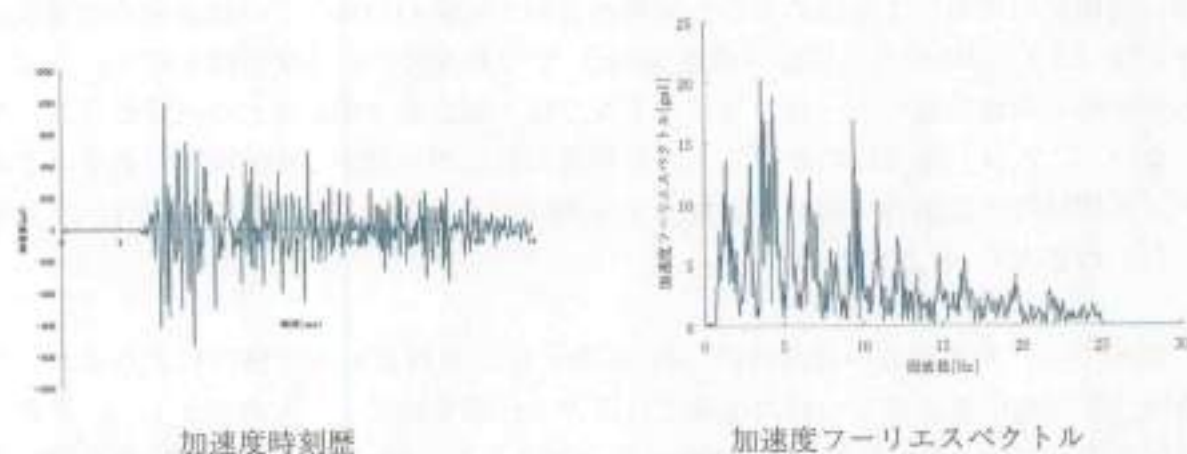


図 4.3.3- 20 軟岩系岩盤処分深度 500m での地震波加速度特性
（解析コード SHAKE（重複反射理論）による解析結果）

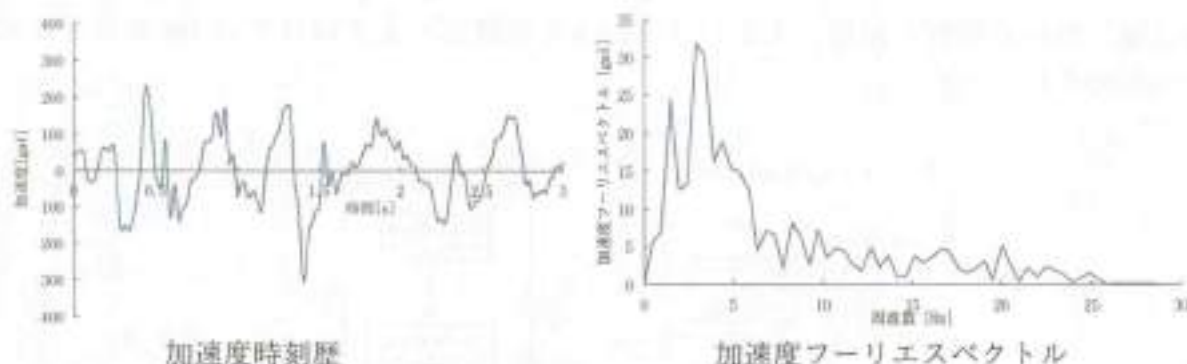


図 4.3.3- 21 硬岩系岩盤での解析入力地震波加速度特性
(上記図 4.3.3- 19中 3～6 秒)

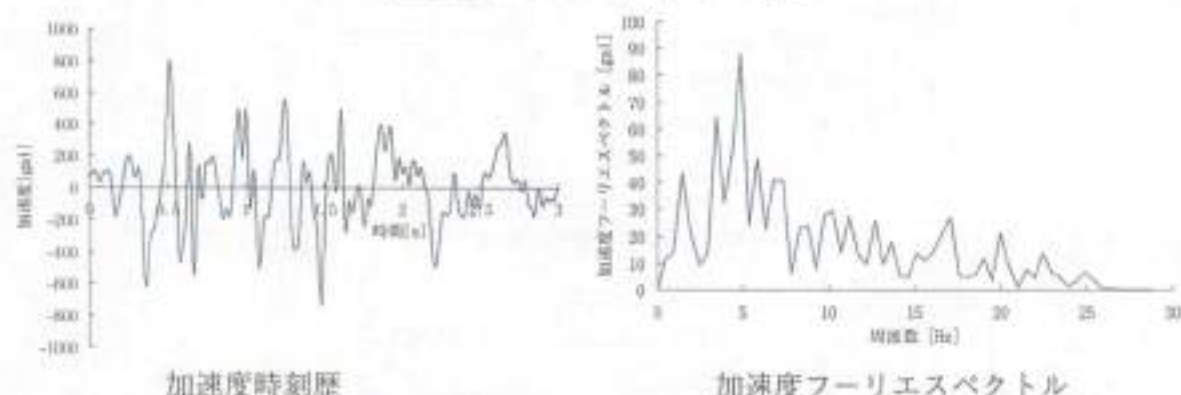


図 4.3.3- 22 軟岩系岩盤での解析入力地震波加速度特性
(上記図 4.3.3- 20中 3～6 秒)

以上、各解析ケースの初期条件、および入力地震波の作成などに関するフローを図 4.3.3- 23に示す。

c. 解析手法

本解析においては、「①防災科研の試験結果を基にした適用性の確認では、両者（非線形解析機能、等価線形解析機能）による解析結果の差異はほとんどなかった。②緩衝材の液状化を評価するために間隙水圧の時間に対する上昇過程を追う2相系解析と整合する。③緩衝材-岩盤間、オーバーバック-緩衝材間での不連続面をジョイント要素で表現するため、解析上逐次積分を行う必要がある。」ことから、実験式に基づく非線形解析機能（R-O モデル）を用いることとした。

d. 解析モデル

解析モデルは3次元とし、側方は、隣接する処分坑道および廃棄体の影響を考慮するため、隣接する処分坑道との中心まで、隣接する廃棄体との中心までをモデルに含めた。また、鉛直方向は、廃棄体を中心に、後述粘性境界により岩盤の半無限性を考慮できる程度（谷口航ほか、1999c）とした。ただし、2相系解析では、防災科研の振

動試験における解析と同様、人工バリアのみを考慮し、人工バリアの 1/8 をモデル化したものを用いた。

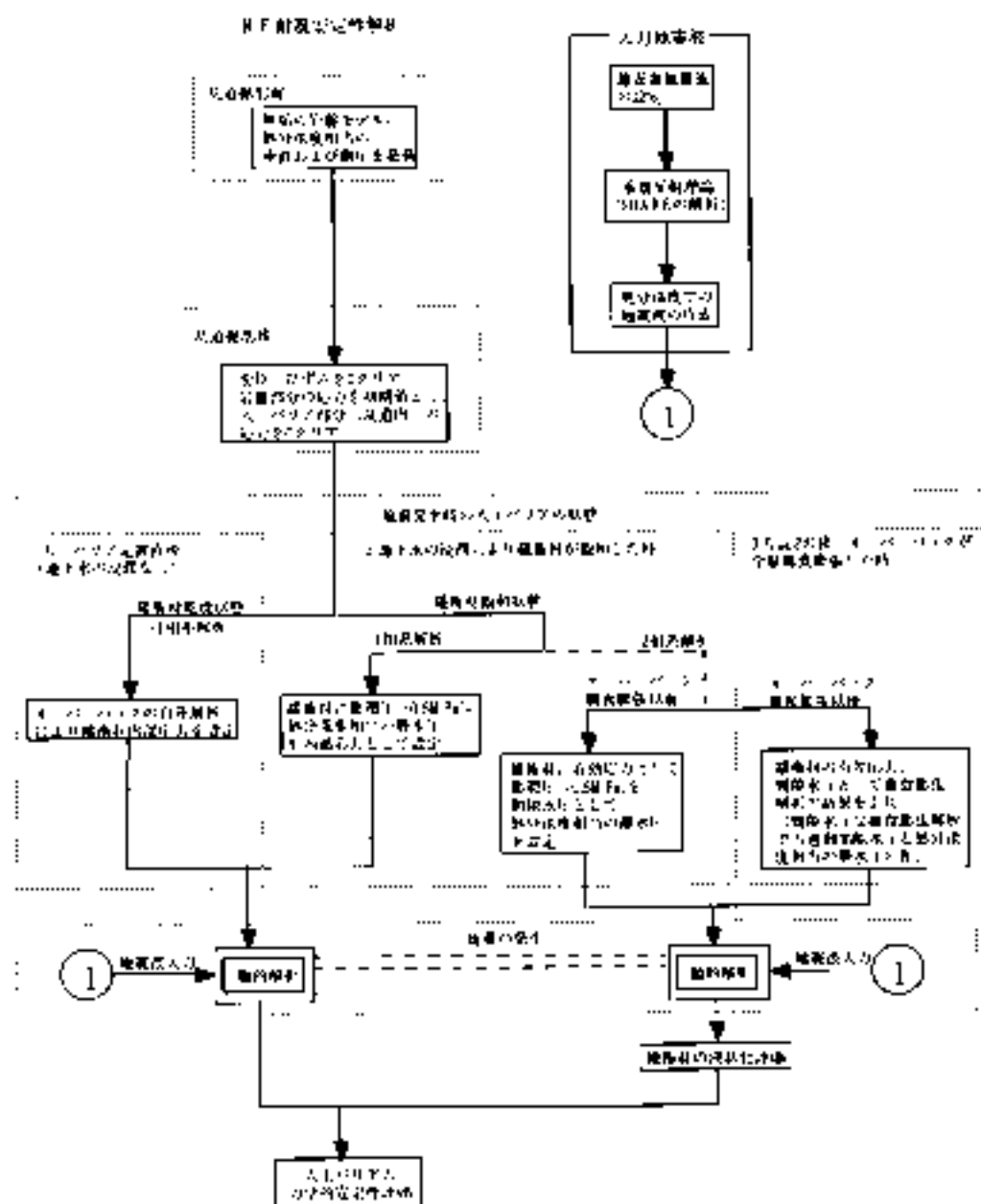


図 4.3.3- 23 解析ケースおよび条件設定のフロー

e. 境界条件

a) 1 相系解析

解析領域側方の境界条件は、隣接する廃棄体および処分坑道の影響を考慮するため多点拘束条件 (The MacNeal-Schwendler Corporation, 1985) とした。多点拘束条件を設けることにより、拘束面では反射波が存在することになるが、この反射波は隣接する領域からの透過波と解釈することができる。

一方、解析領域上底面の境界条件は、地盤の半無限性を考慮し、粘性境界とした。粘性境界を設けることにより、解析領域内部からの散逸波を境界におけるダッシュポットで吸収することになる。また、モデル底面に設けることにより、地震波を無限遠方からの入射波とした解析を実施することができる。

図 4.3.3- 24に本検討で用いる 1 相系解析の境界条件の概念、図 4.3.3- 25～図 4.3.3- 27に 1 相系解析でのジオメトリーおよび境界条件を示す。

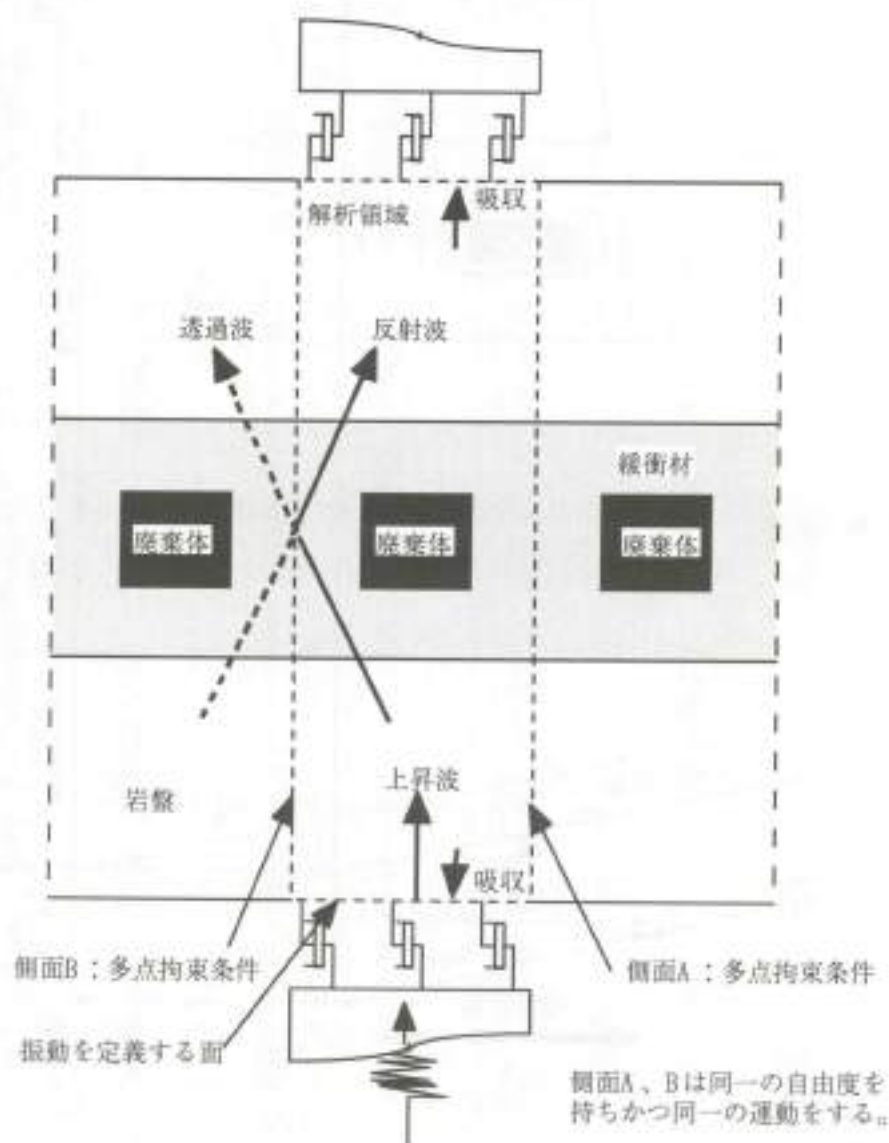
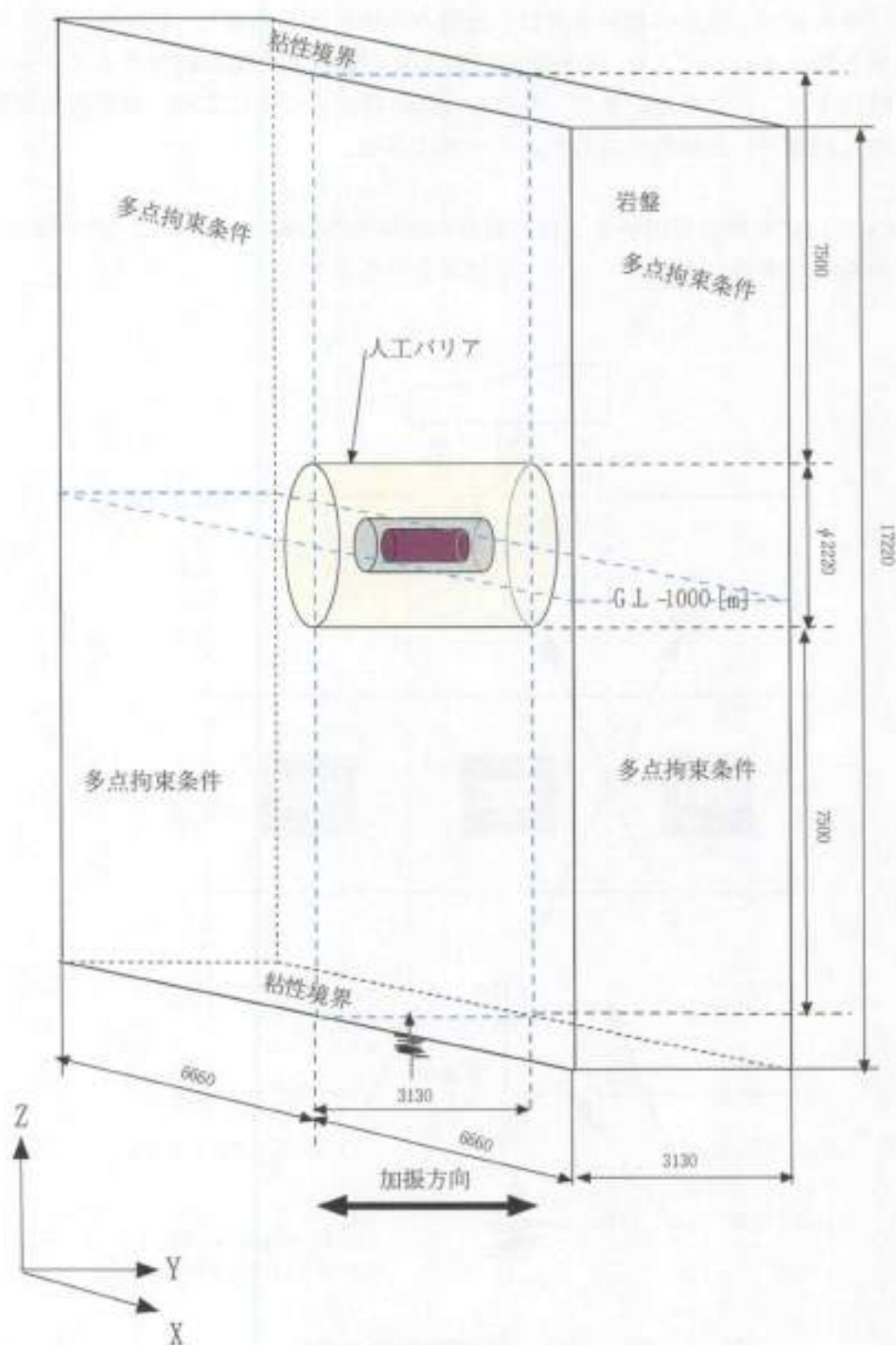


図 4.3.3- 24 境界条件の概念



単位：mm

図 4.3.3- 25 解析ジオメトリおよび境界条件（1 相系解析）
（硬岩系岩盤、処分坑道横置き方式）

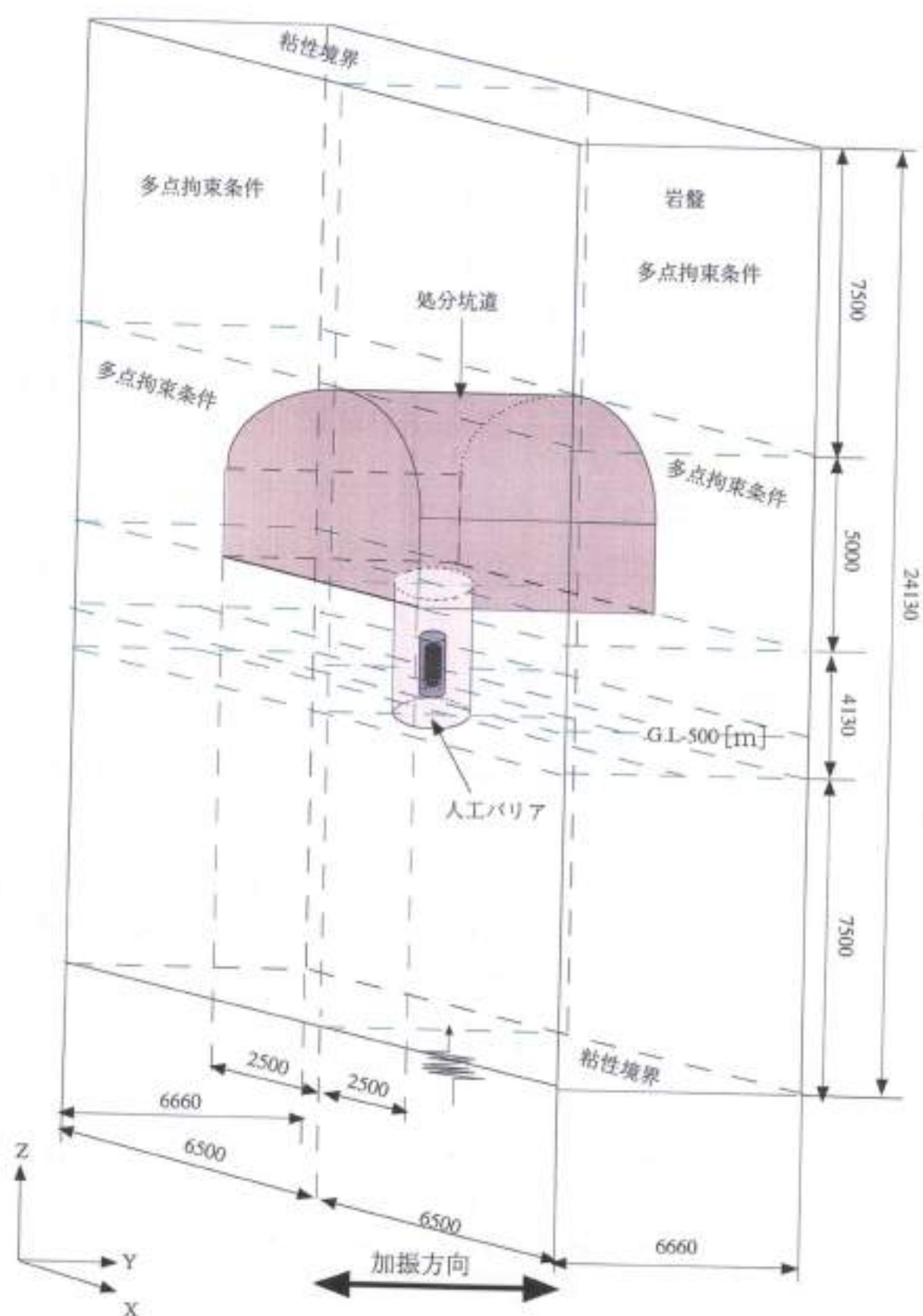
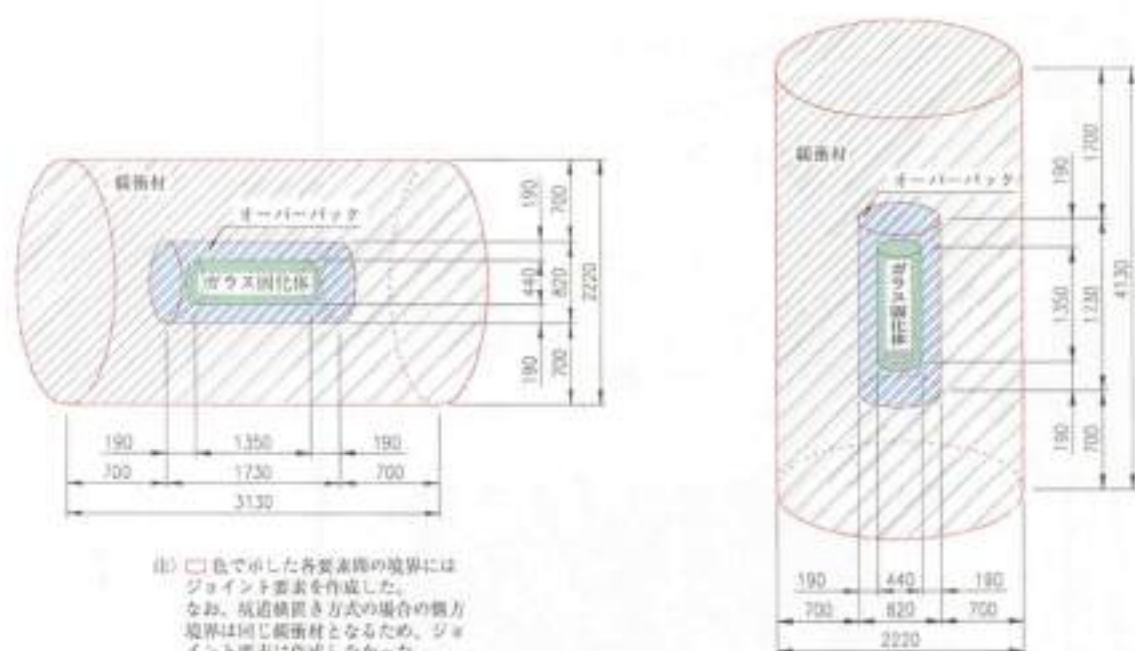


図 4.3.3- 26 解析ジオメトリおよび境界条件 (1 相系解析)
(軟岩系岩盤, 処分孔縦置き方式)



単位: mm

1.横置き

2.縦置き

図 4.3.3- 27 解析ジオメトリー (人工バリア形状)

b) 2 相系解析

力学的な境界条件は、人工バリアの 1/8 をモデル化していることから振動試験との比較解析と同じとした。

緩衝材における水理的境界条件は、オーバーパック-緩衝材間およびモデル化対称面では非排水境界、緩衝材外側は緩衝材中で生じる過剰間隙水圧の岩盤への消散を模擬するために処分深度相当の水圧値 (10MPa) の固定境界 (排水境界) とした。

図 4.3.3- 28に 2 相系解析でのジオメトリーおよび境界条件を示す。

f. 物性値

一般に、地震による岩盤のひずみは小さい (たとえば、資源・素材学会, 1998) ため、ここでは、緩衝材のみひずみ依存性の動的特性を与え、岩盤、オーバーパック、ガラス固化体に関しては線形材料として扱った。なお、岩盤およびオーバーパックの減衰定数に関しては、前述の固有値解析で得られた値を基に、レイリー減衰として扱った。

a) 1 相系解析

ガラス固化体およびオーバーパックのせん断剛性およびポアソン比は機械工学便

覧（日本機械学会，1987）を参考に設定した。オーバーパックスの減衰定数は，一般に，プラントなどの耐震設計で配管などの金属材料に用いられる値 0.005（たとえば，白木ほか，1986）を用いた。

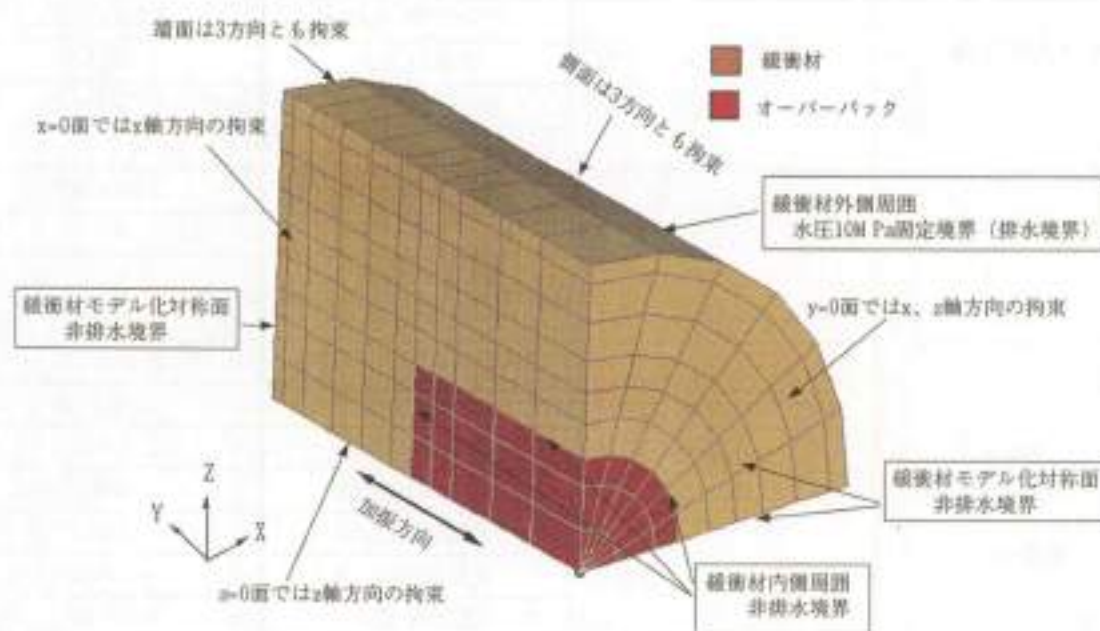


図 4.3.3- 28 解析ジオメトリおよび境界条件（2 相系解析）

岩盤に関しては，表 4.3.3- 6で示した地層条件のうち，処分深度での物性を用いた。

緩衝材に関しては，4.1.2.1.6 6)で示されたもののうち，乾燥状態ではオーバーパックスの自重程度の拘束条件下である有効拘束圧（0.1MPa）での非線形特性を，飽和状態では緩衝材膨潤圧程度の拘束条件下である有効拘束圧（0.5MPa）での非線形特性を用いた。表 4.3.3- 7に 1 相系解析で用いた物性を示す。

b) 2 相系解析

緩衝材に関しては，前述したように，地震荷重に対する緩衝材のひずみレベルおよび間隙水圧の上昇が小さいことが予想されるため，緩衝材骨格構成則（R-O モデル）の有効応力（間隙水圧）依存性はないものとし，緩衝材骨格の力学定数は 1 相系解析と同じ値とした。ただし，間隙水の消散の評価（4.3.3- 2 式参照）に必要な緩衝材の透水係数は，4.1.2.1.5で記した値に基づき $4.5 \times 10^{-13} \text{ m s}^{-1}$ とした。

また，液状化特性に関しては 4.1.2.1.6 7)で示したように，液状化回数 20 回の場合の繰返しせん断応力比 R_{20f} を 0.592，実験定数 η を -3.11 とした。

なお，腐食膨張後の緩衝材では圧密され，剛性，密度などが増加されるが，本検討

では、保守的に上記飽和状態でのデータをそのまま用いた。

表 4.3.3- 7 1 相系解析で用いた物性

材料	条件	特性	物性値
ガラス固化体		ヤング率 [MPa]	8.04×10^4
		ポアソン比	0.25
		密度 [Mg m^{-3}]	2.1
		減衰定数	-
オーバーパック		ヤング率 [MPa]	2.06×10^4
		ポアソン比	0.7
		密度 [Mg m^{-3}]	1.77
		減衰定数	0.005
緩衝材	乾燥状態	最大ヤング率 [MPa]	2.39×10^3
		ポアソン比	0.2
		密度 [Mg m^{-3}]	1.71
		最小減衰定数	0.0
		実験定数： μ	2.02
		実験定数： β	1.92
		基準ひずみ	1.3×10^{-1}
	飽和状態	最大ヤング率 [MPa]	1.18×10^3
		ポアソン比	0.49
		密度 [Mg m^{-3}]	2.0
		最小減衰定数	0.0
		実験定数： μ	1.51
		実験定数： β	1.92
		基準ひずみ	4.3×10^{-1}
岩盤	硬岩系岩盤	ヤング率 [MPa]	4.71×10^4
		ポアソン比	0.315
		密度 [Mg m^{-3}]	2.67
		減衰定数	0.02
	軟岩系岩盤	ヤング率 [MPa]	7.60×10^3
		ポアソン比	0.369
		密度 [Mg m^{-3}]	2.20
		減衰定数	0.02

c) ジョイント要素の物性

緩衝材の内側および外側全面に以下のジョイント要素を設定した。

(a) 緩衝材の飽和状態

岩盤－緩衝材の間の面せん断試験結果（千々松ほか，1999c）のうち，緩衝材の膨潤程度の垂直載荷条件で得られたデータから，せん断剛性を設定した。垂直剛性には

関しては、便宜的に緩衝材または岩盤の剛性にジョイント要素と隣接する連続体1要素の長さに乗じたものを用いた。また、粘着力に関しては4.1.2.1.6 2)で示された一軸圧縮強度の1/2の値を用いた。内部摩擦角は 0° とした。

なお、2相系解析においては、上記不連続面に対してジョイント要素を設けず連続体として扱った。

(b) 緩衝材乾燥状態

人工バリア定置直後では、緩衝材に生じる内部応力は人工バリアの自重だけと考えられ、また、緩衝材-岩盤間およびオーバーバック-緩衝材間には隙間が生じる。この隙間に関しては、坑道横置き方式では人工バリア各材料間上部で、処分坑縦置き方式では人工バリア各材料間側面で生じ、他の面では密着すると考えられる(4.1.2.3.2、および4.2.2.4 参照)。したがって、ここでは、ジョイント要素を設けず連続体として扱うケース、およびせん断剛性、粘着力および内部摩擦角を0としたジョイント要素を設けるケースを設定した。また、垂直剛性に関しては、飽和状態と同じものを用いた。

表 4.3.3- 8にジョイント要素に用いた物性を示す。

表 4.3.3- 8 ジョイント要素物性

緩衝材状態	物性	オーバーバック-緩衝材間	緩衝材-岩盤間
乾燥状態	粘着力 [MPa]	0	0
	内部摩擦角 [deg]	0	0
	せん断剛性 [N/m]	0	0
	垂直剛性 [N/m]	1.6×10^6	3.1×10^6
飽和状態	粘着力 [MPa]	0.15	0.15
	内部摩擦角 [deg]	0	0
	せん断剛性 [N/m]	4.4×10^5	4.4×10^5

*緩衝材乾燥状態ではジョイント要素を設定しない連続体モデルも設定

(2) 解析結果

図 4.3.3- 29、図 4.3.3- 30に1相系解析における出力点およびコンター出力断面を示す。

a. 1相系解析結果

図 4.3.3- 31、および図 4.3.3- 32にケース 1-I（硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、緩衝材乾燥状態）においてジョイント要素を設けた場合での解析結果（加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴、せん断応力が最大となる時刻でのせん断応

力分布コンター、せん断ひずみが最大となる時刻でのせん断ひずみ分布コンター)を、図 4.3.3-33、および図 4.3.3-34にケース 1-1 おいてジョイント要素を設けず連続体としてモデル化した場合での解析結果を、図 4.3.3-35、および図 4.3.3-36にケース 1-2 (硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、緩衝材飽和状態)での解析結果を、図 4.3.3-37 ~ 図 4.3.3-39にケース 2-1 (軟岩系岩盤処分坑道縦置き方式、緩衝材乾燥状態)においてジョイント要素を設けた場合での解析結果を示す。以下に解析結果の傾向について記述する。

a) 緩衝材乾燥状態

ケース 1-1 (坑道横置き方式)において、ジョイント要素の有無で比較すると、ジョイント要素を設けた場合、人工バリアには地震エネルギーが伝達せず、振動しない結果となった。したがって、処分坑道両端の人工バリアは、地震時に連絡坑道に飛び出してくる可能性がある。一方、ジョイント要素を設けなかった場合、地震波の周波数全範囲において、人工バリアは、オーバーバックが特に増幅することなく、周辺岩盤と剛体になって挙動する結果となった。ただし、ジョイント要素を設けなかった場合の緩衝材のせん断応力の最大値に関して、緩衝材の外側(岩盤と接する近傍)ごく一部で一軸圧縮強度(4.1.2.1.6 参照)の 1/2 を若干超える結果となり、緩衝材がせん断破壊する可能性があることが示された。しかしながら、実際の緩衝材・岩盤間では、自重による摩擦が生じ、比較的小さなせん断剛性が生じると考えられるため、上記のせん断応力値には達せず、せん断破壊は起こらないと考えられる。これらの結果から、坑道横置き方式における緩衝材乾燥状態では、人工バリア施工時に、緩衝材・岩盤間に対して周辺岩盤と剛体となり、かつ緩衝材のせん断破壊を防ぐ程度のせん断剛性を与える必要があることが示唆された。

ケース 2-1 ではジョイント要素を設けた場合でも、人工バリアは振動し、周波数 15Hz 以上において若干オーバーバックの振動特性が増幅するが、ほぼ周辺岩盤と剛体となって人工バリアは挙動する結果となった。これは、振動方向の周囲が岩盤で拘束されているためである。また、緩衝材がせん断破壊する可能性もないことが示された。

緩衝材のせん断ひずみに関しては、緩衝材乾燥状態のすべてのケースにおいて微小であり、緩衝材の剛性および減衰特性の非線形性が顕著になる領域には達しない結果となった。

b) 緩衝材飽和状態

ケース 1-2 (坑道横置き方式)では、周波数 4Hz 以上で人工バリアが周辺岩盤に対して増幅される結果となった。ただし、人工バリア内に着目すると、人工バリアの加

速度が卓越する周波数範囲（4～12 Hz）で若干オーバーバックの振動特性が増幅するが、ほぼ剛体となって挙動する結果となった。これは、緩衝材-岩盤間のジョイント要素のせん断剛性が、緩衝材に比較して小さく、ジョイント要素を含んだ系での人工バリアの固有周波数が、(t)「人工バリアの固有値解析」で検討した結果より下がっており、4～12Hzで人工バリアが応答しているためであると考えられる。このような現象を防ぐ、つまり人工バリアが周辺岩盤と剛体となって挙動するためには、たとえば、緩衝材外側（岩盤に接する付近）で緩衝材の有効粘土密度を上げ、膨潤圧を上昇させるなどの対処を行い、緩衝材-岩盤間のせん断剛性を高める必要がある。ただし、本解析での地震波の卓越周波数、各出力点の変位時刻歴（各出力点の相対変位はほとんどない。）および応答倍率から、人工バリアの耐震安定性上は問題ないと思われる。また、ケース 1-2 においてジョイント要素を設けない場合も別途検討しており、その結果、人工バリアは、オーバーバックの振動特性がとくに増幅することなく、周辺岩盤と剛体となって挙動することが確認されている（谷口航ほか、1999d）。

ケース 2-2（処分坑竖置き方式）は、ケース 2-1（処分坑横置き方式、緩衝材乾燥状態）と同様、周波数 15Hz 以上においてオーバーバックの振動特性がやや増幅するが、ほぼ周辺岩盤と剛体となって人工バリアは挙動し、耐震安定性上問題ない結果となった（谷口航ほか、1999d）。緩衝材のせん断応力の最大値に関しては、本解析で想定したジョイント要素せん断剛性値では、処分坑道横置き方式および処分坑竖置き方式、両形態とも一軸圧縮強度（4.1.2.1.6 参照）の 1/2 を超えることはなく、緩衝材がせん断破壊することはないことがわかった。緩衝材のせん断ひずみに関しては、緩衝材乾燥状態と同様、すべてのケースにおいて微小であり、緩衝材の剛性および減衰特性の非線形性が顕著になる領域には達しない結果となった。

b. 2 相系解析結果

図 4.3.3- 40にケース 1-3（硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、腐食膨張前）の解析結果（加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、相対変位時刻歴、せん断応力が最大となる時刻でのせん断応力分布コンター、せん断ひずみが最大となる時刻でのせん断ひずみ分布コンター、および解析最終ステップ（3 秒後）における間隙水圧分布コンター）を示す。なお、加速度特性のグラフにおける凡例（解析出力点）は、点 B、C ともに 1 相系解析での出力点とはほぼ同じ場所としており、点 B は緩衝材の中間地点、点 C はオーバーバック隅角部に位置している。

ケース 1-3 では、ケース 1-2（1 相系、緩衝材飽和状態）と比較して、岩盤部分を設けなかったこと、ジョイント要素を設けなかったこと、境界条件をモデルの対称性を考慮したローラーもしくは固定境界にしたことにより、オーバーバックと緩衝材がより剛体的に挙動し、人工バリアが応答する周波数もない結果となった。しかしながら、

最大加速度などはケース 1-2 とおおむね一致した。また、今回の 2 相系解析で用いたモデルでの 1 相系解析を別途実施しており、その比較により 2 相系解析における力学的妥当性は確認している（谷口航ほか，1999d）。間隙水圧に関しては、 10^5Pa オーダー以上での上昇は全く見られなかった。ケース 1-4 での緩衝材間隙水圧に関しては、加振開始約 2 秒後にオーバーパック周囲の一部において 10^5Pa の上昇が見られたが、その後の更なる上昇は見られなかった。本解析では地震継続時間を 3 秒間としたが、上記結果から、地震継続時間が通常の数秒になろうとも、緩衝材が液状化に至る水圧上昇はないと考えられる。

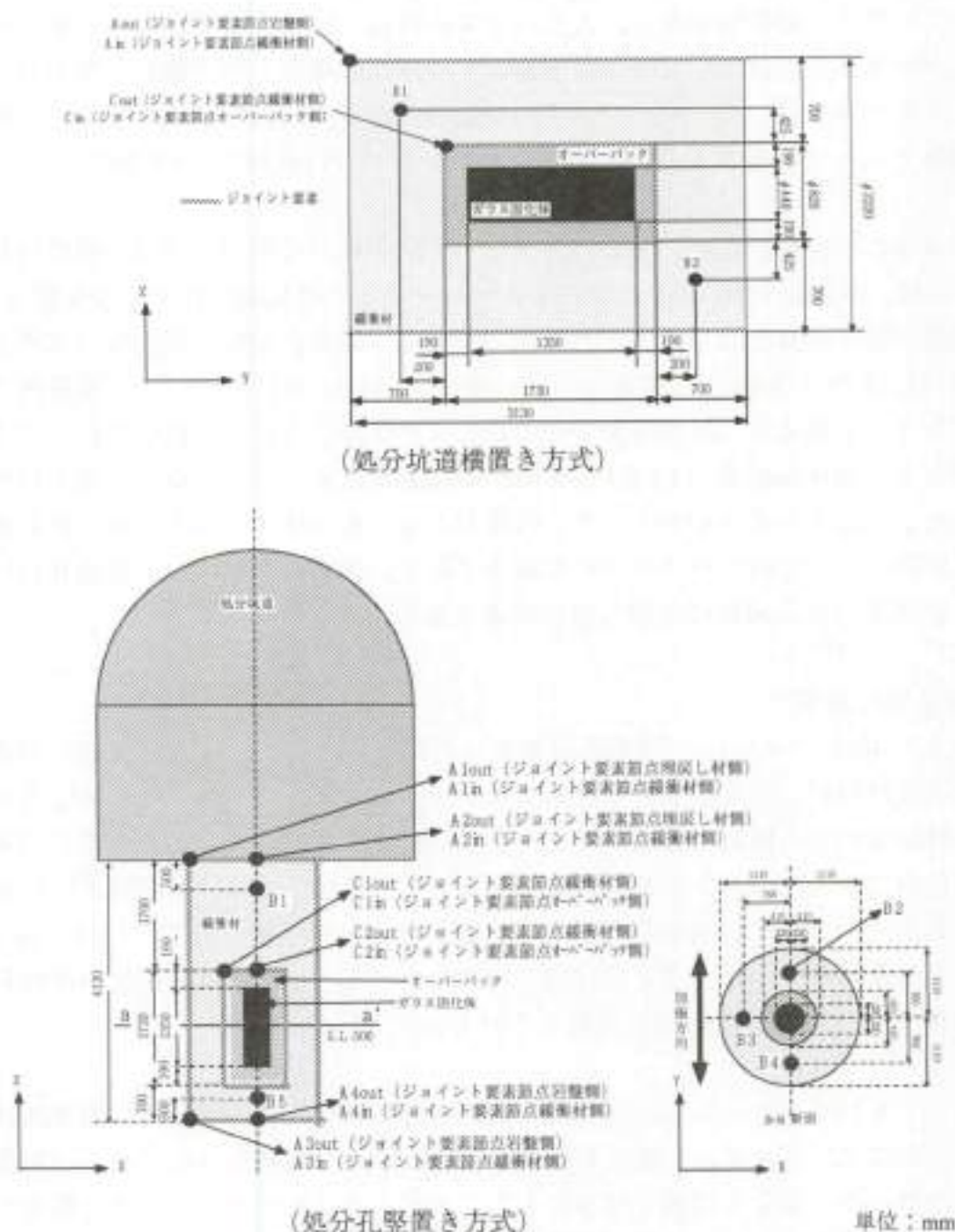


図 4.3.3- 29 解析出力点

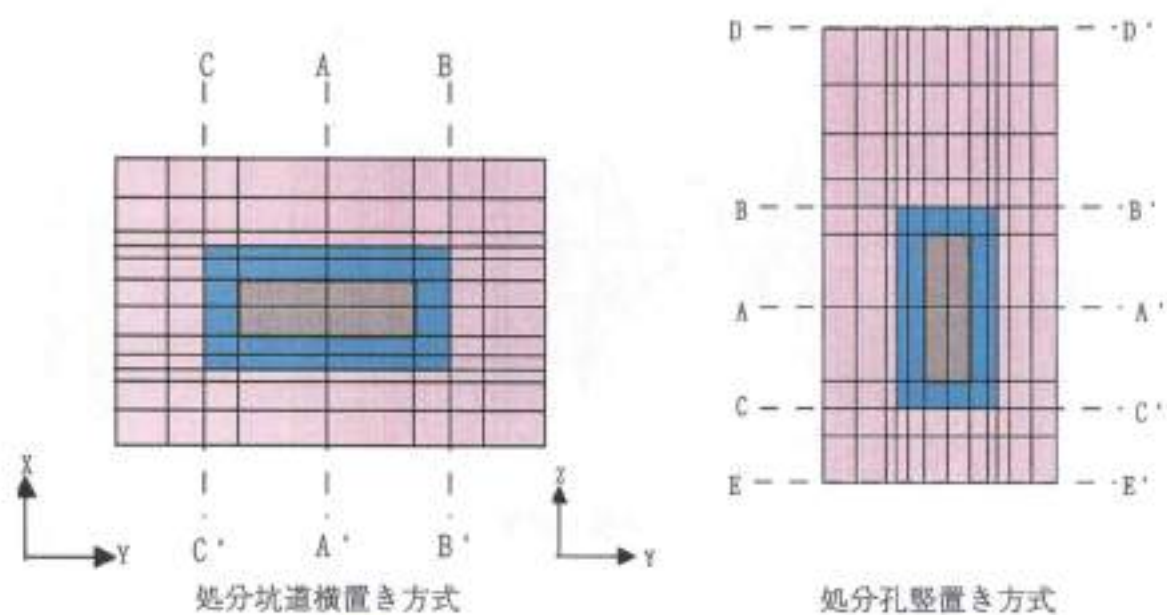
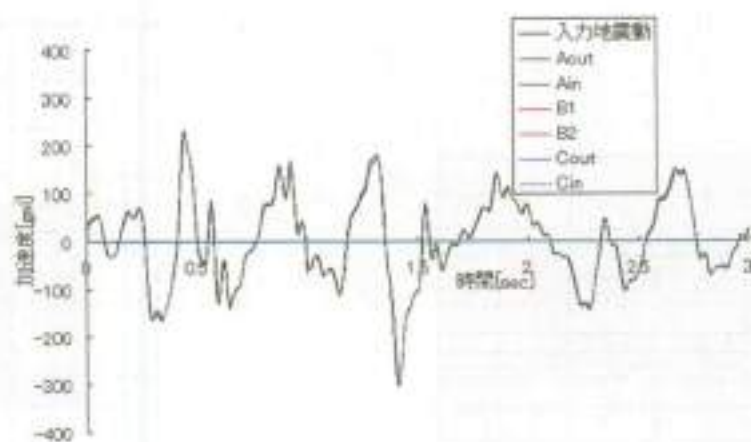
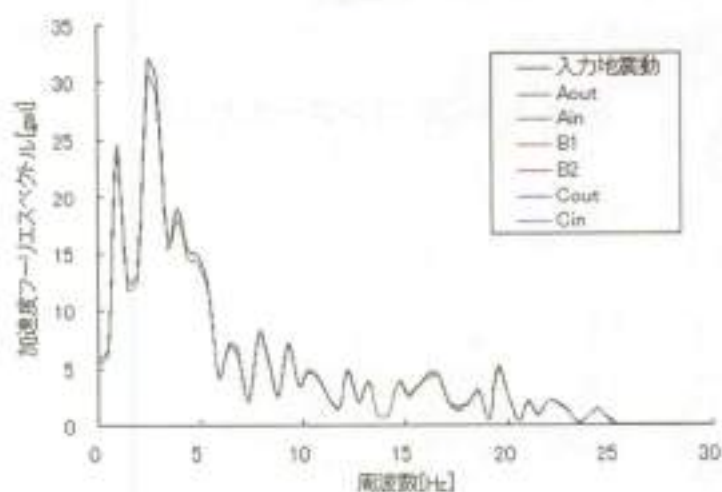


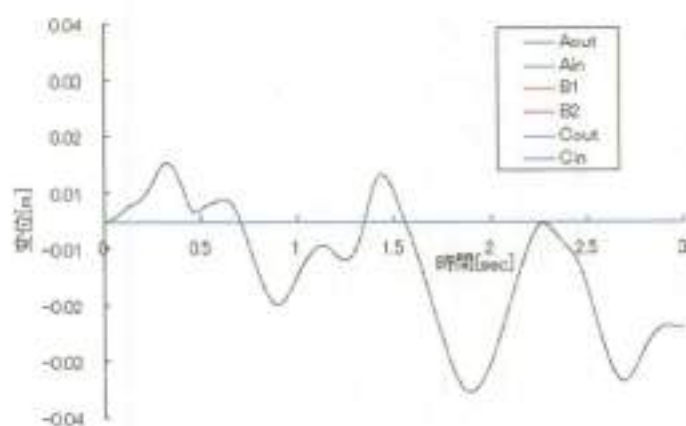
図 4.3.3- 30 コンター出力位置



加速度時刻歴



加速度フーリエスペクトル



変位時刻歴

図 4.3.3- 31 解析結果（加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴）
（ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、緩衝材乾燥状態、
ジョイント要素あり）

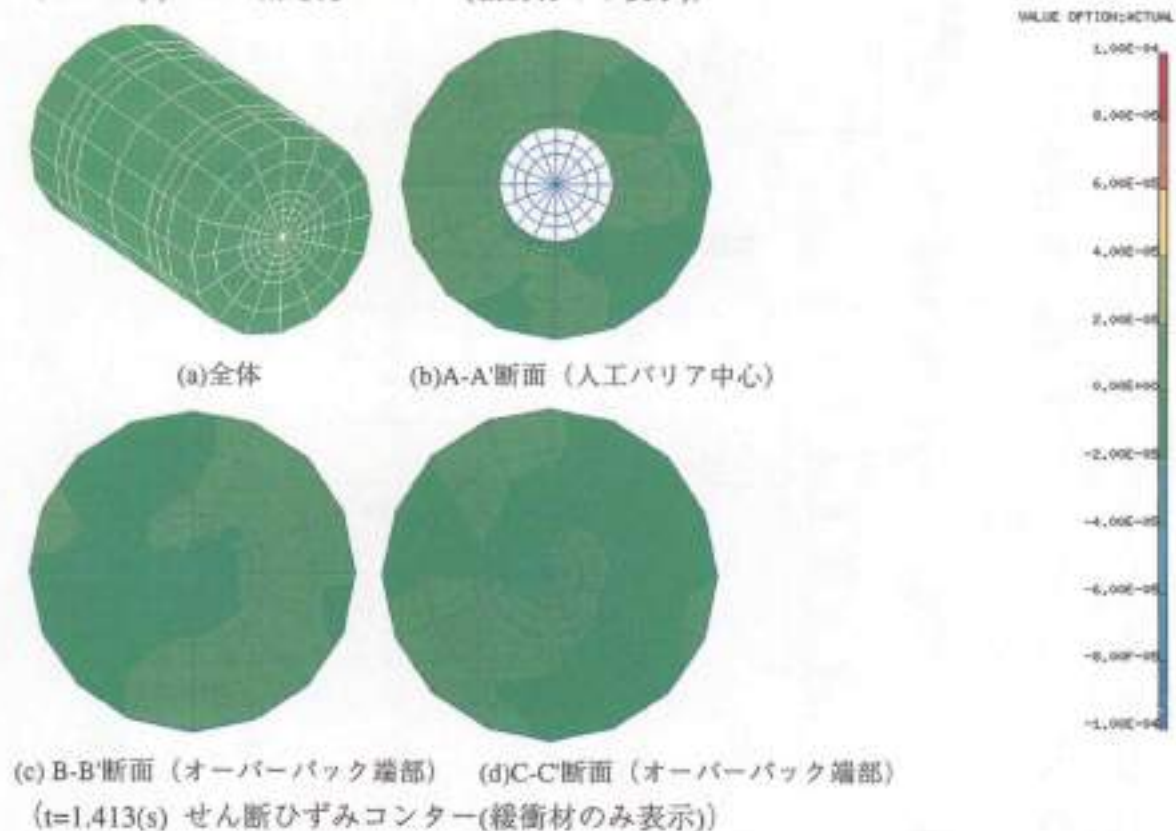
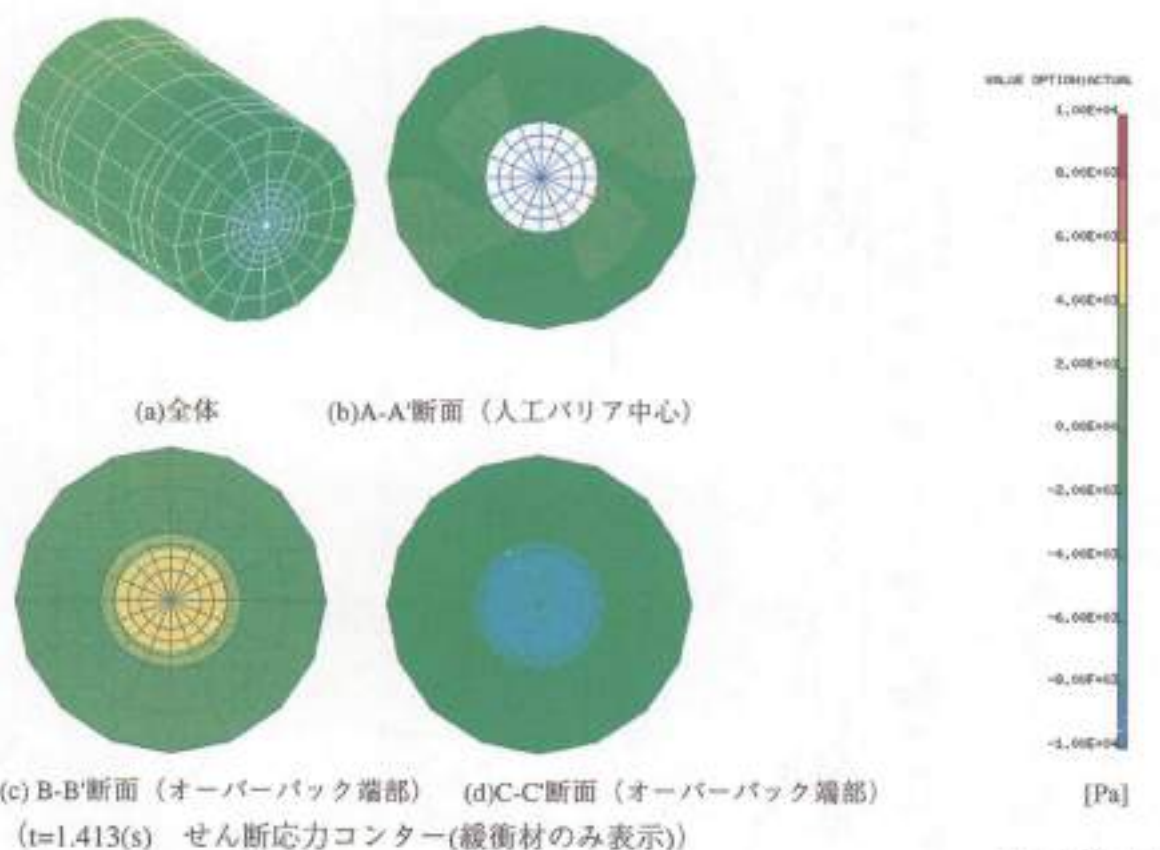
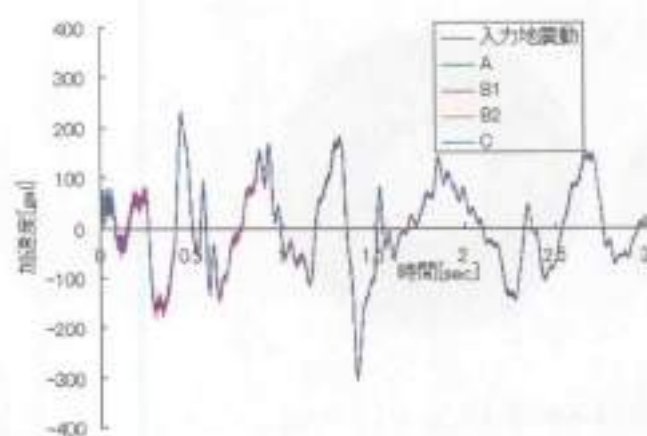
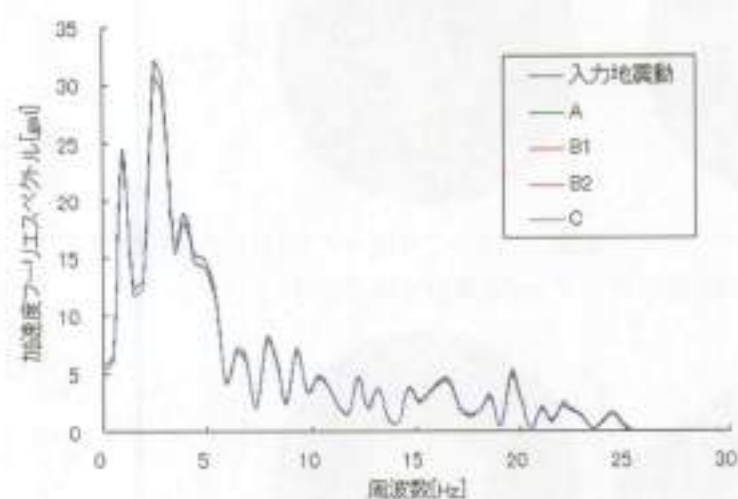


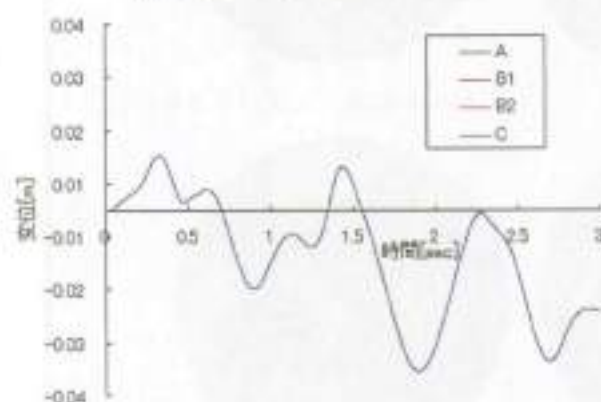
図 4.3.3- 32 解析結果 (せん断応力, せん断ひずみ)
(ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式, 1 相系, 緩衝材乾燥状態,
ジョイント要素あり)



加速度時刻歴



加速度フーリエスペクトル



変位時刻歴

図 4.3.3- 33 解析結果（加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴）
（ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式，1 相系，緩衝材乾燥状態，
ジョイント要素なし）

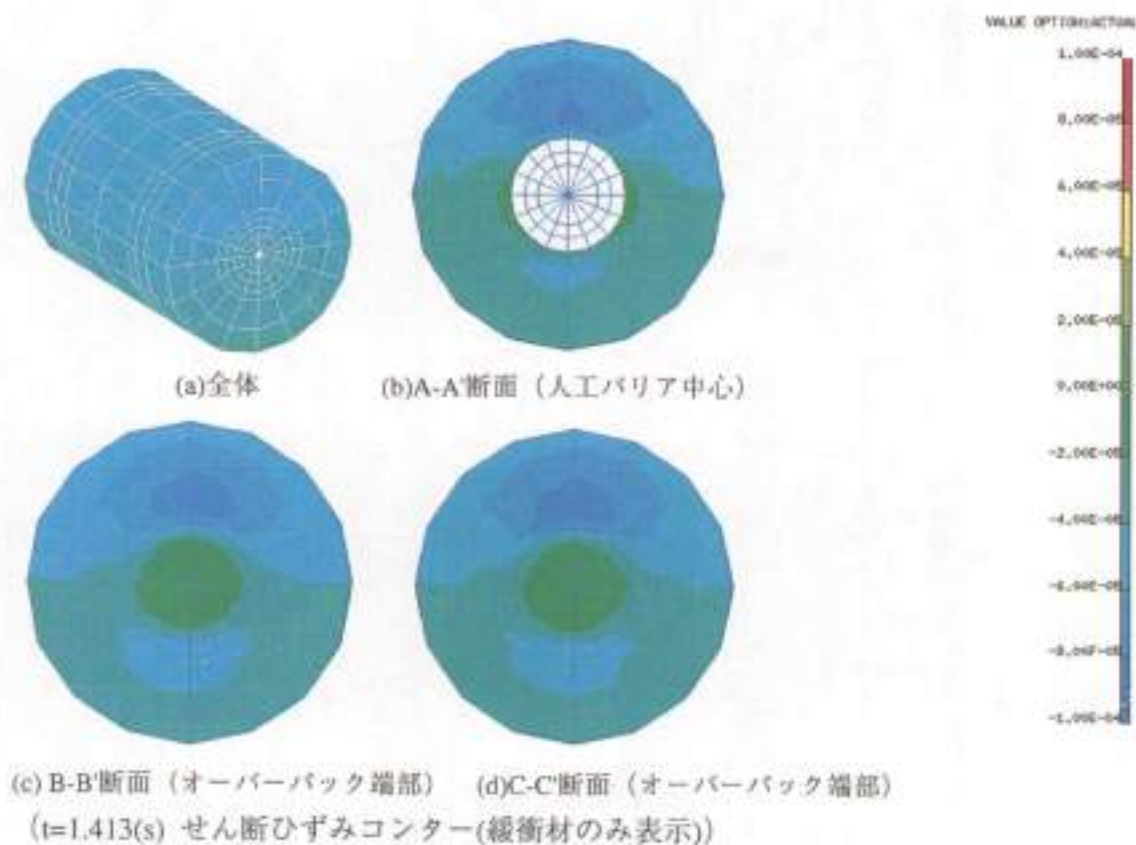
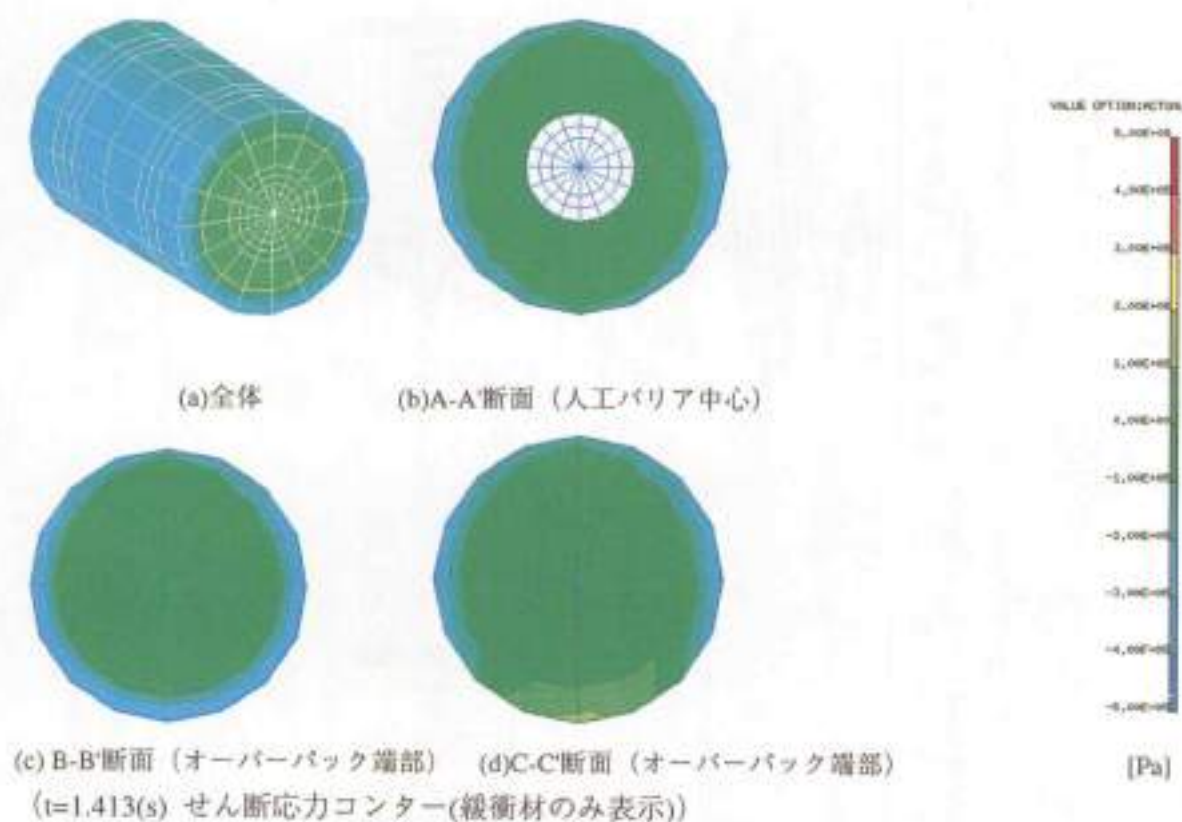
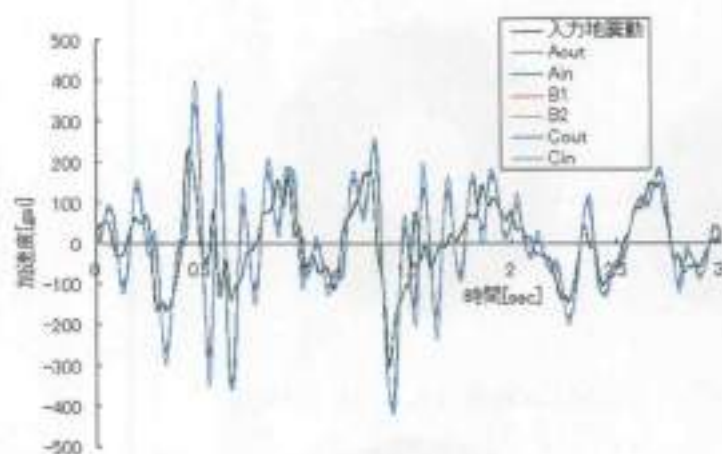
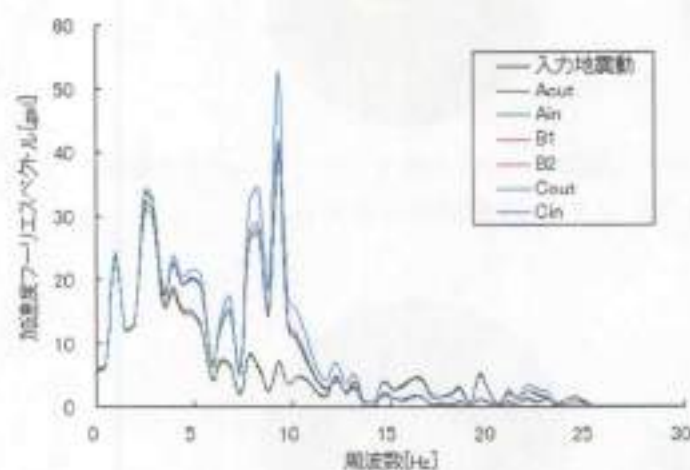


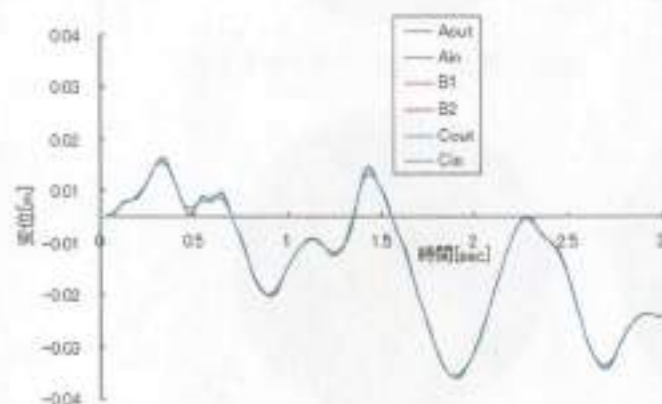
図 4.3.3- 34 解析結果 (せん断応力、せん断ひずみ)
(ケース 1-1 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式、1 相系、緩衝材乾燥状態、
ジョイント要素なし)



加速度時刻歴



加速度フーリエスペクトル



変位時刻歴

図 4.3.3- 35 解析結果（加速度時刻歴，加速度フーリエスペクトル，変位時刻歴）
（ケース 1-2 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式，1 相系，緩衝材飽和状態，
ジョイント要素あり）

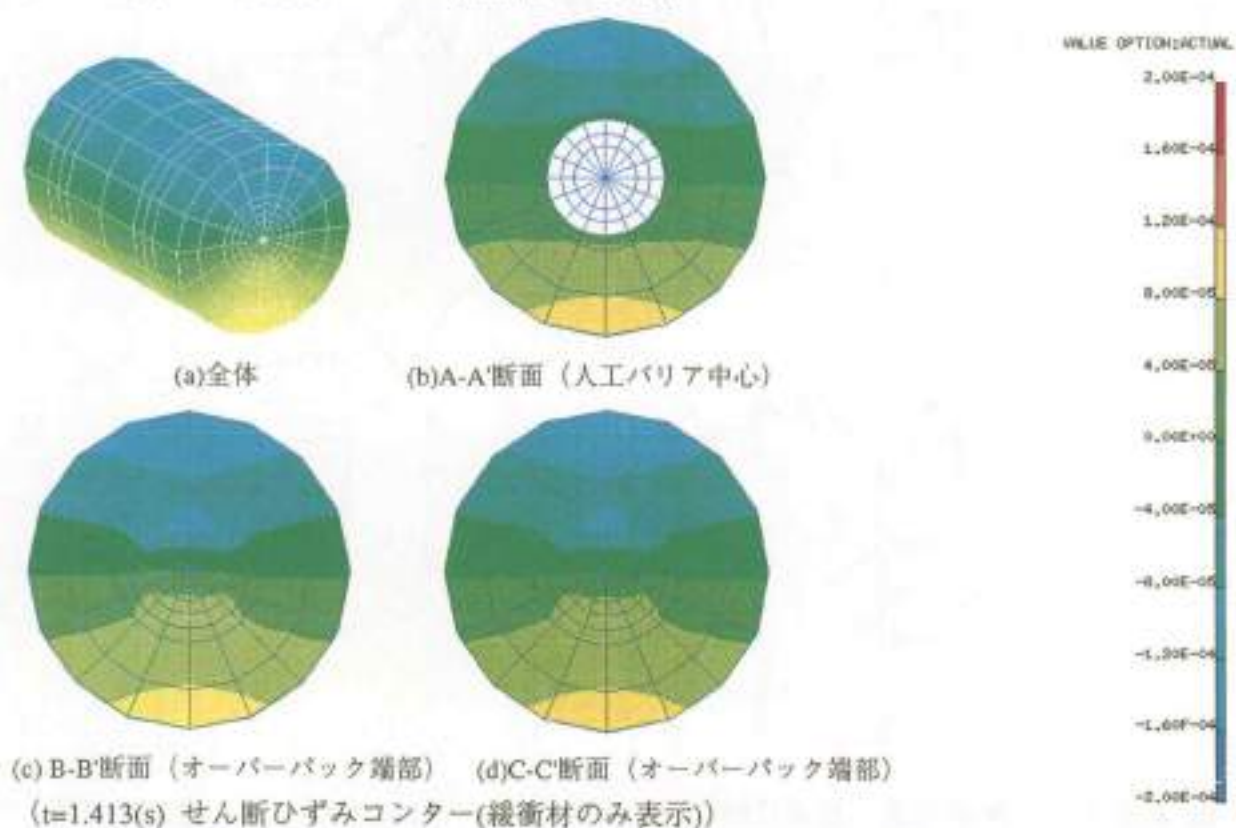
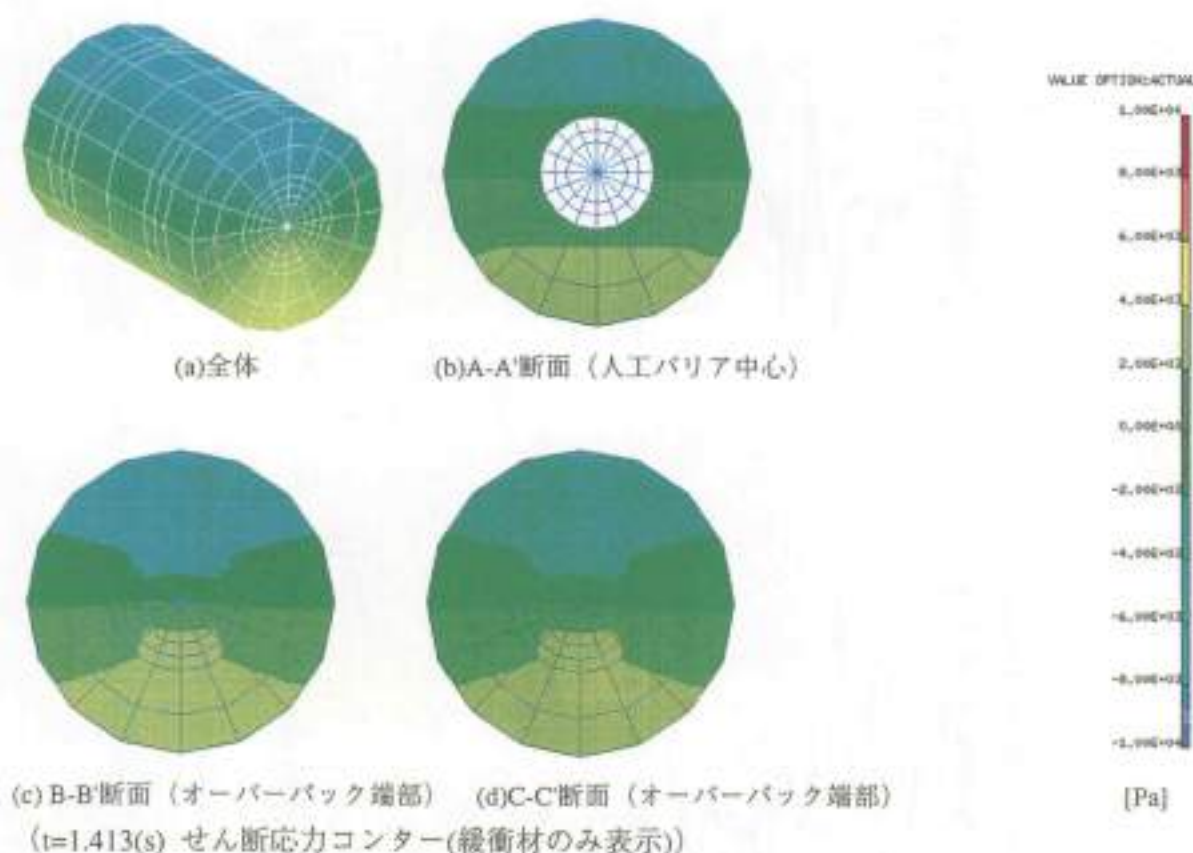
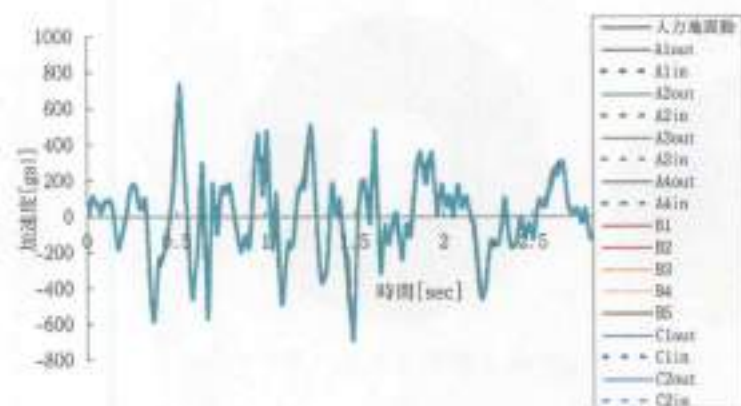
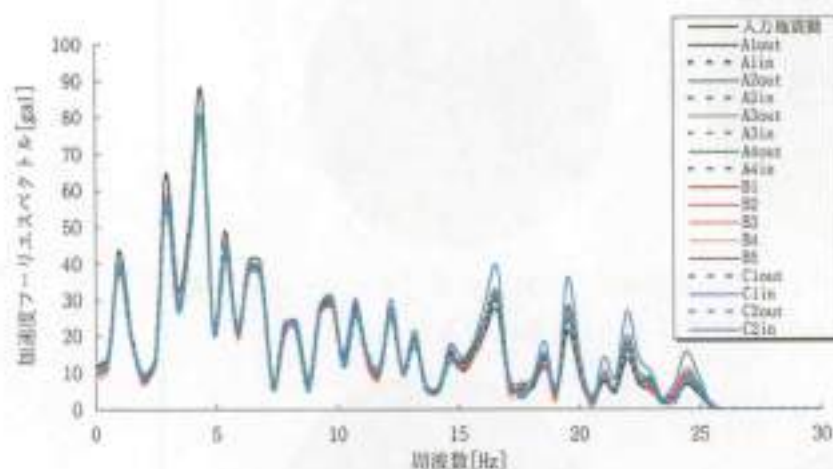


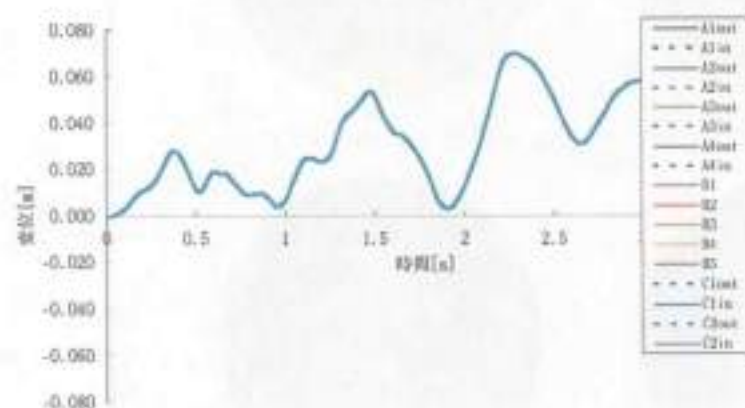
図 4.3.3- 36 解析結果 (せん断応力, せん断ひずみ)
(ケース 1-2 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式, 1 相系, 緩衝材飽和状態,
ジョイント要素あり)



加速度時刻歴



加速度フーリエスペクトル



変位時刻歴

図 4.3.3- 37 解析結果（加速度時刻歴、加速度フーリエスペクトル、変位時刻歴）
（ケース 2-1 軟岩系岩盤処分孔縦置き方式、1 相系、緩衝材乾燥状態、
ジョイント要素あり）

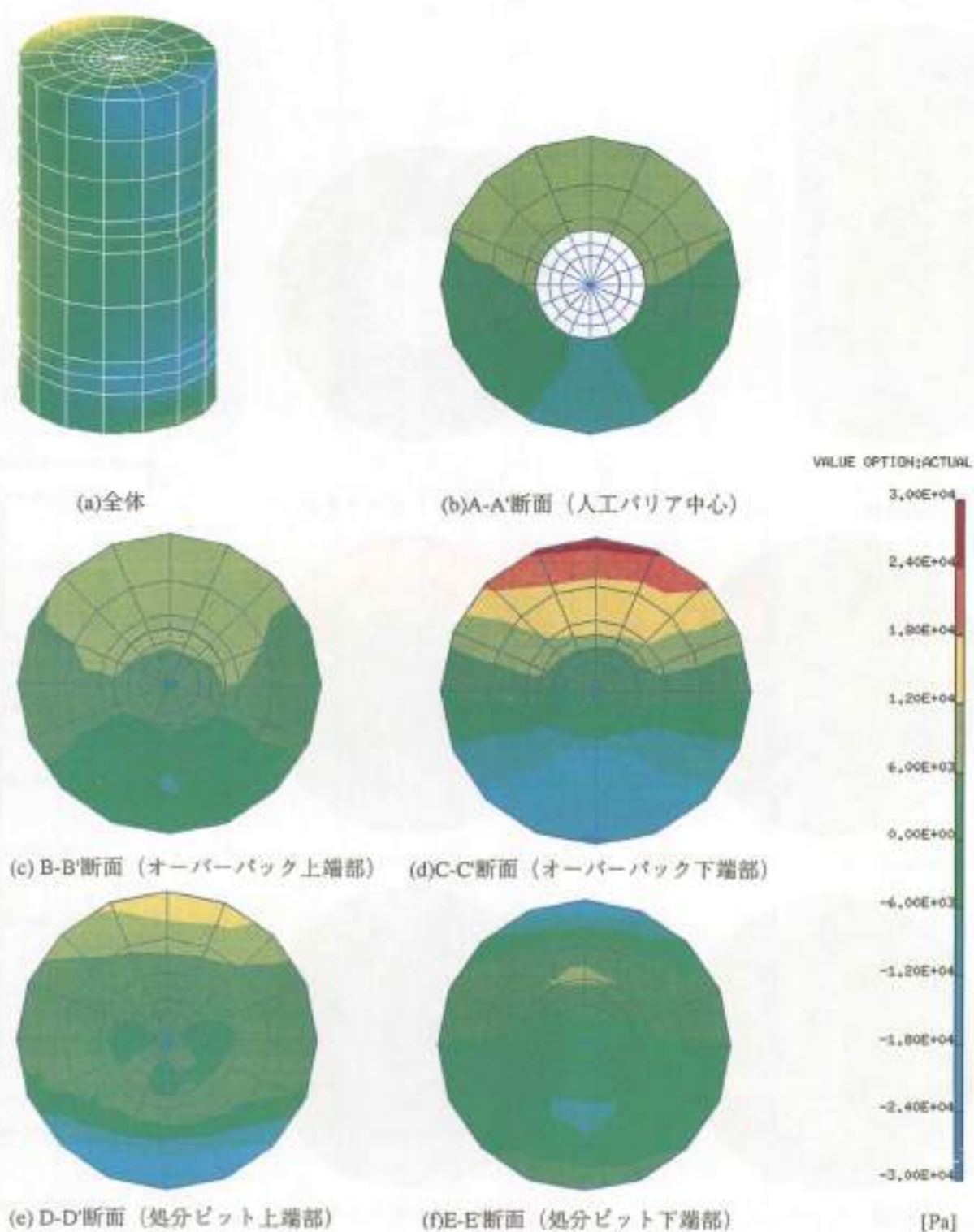


図 4.3.3- 38 解析結果
 ($t=0.512(s)$ セン断応力コンター(緩衝材のみ表示))
 (ケース 2-1 軟岩系岩盤処分孔縦置き方式, 1 相系, 緩衝材乾燥状態,
 ジョイント要素あり)

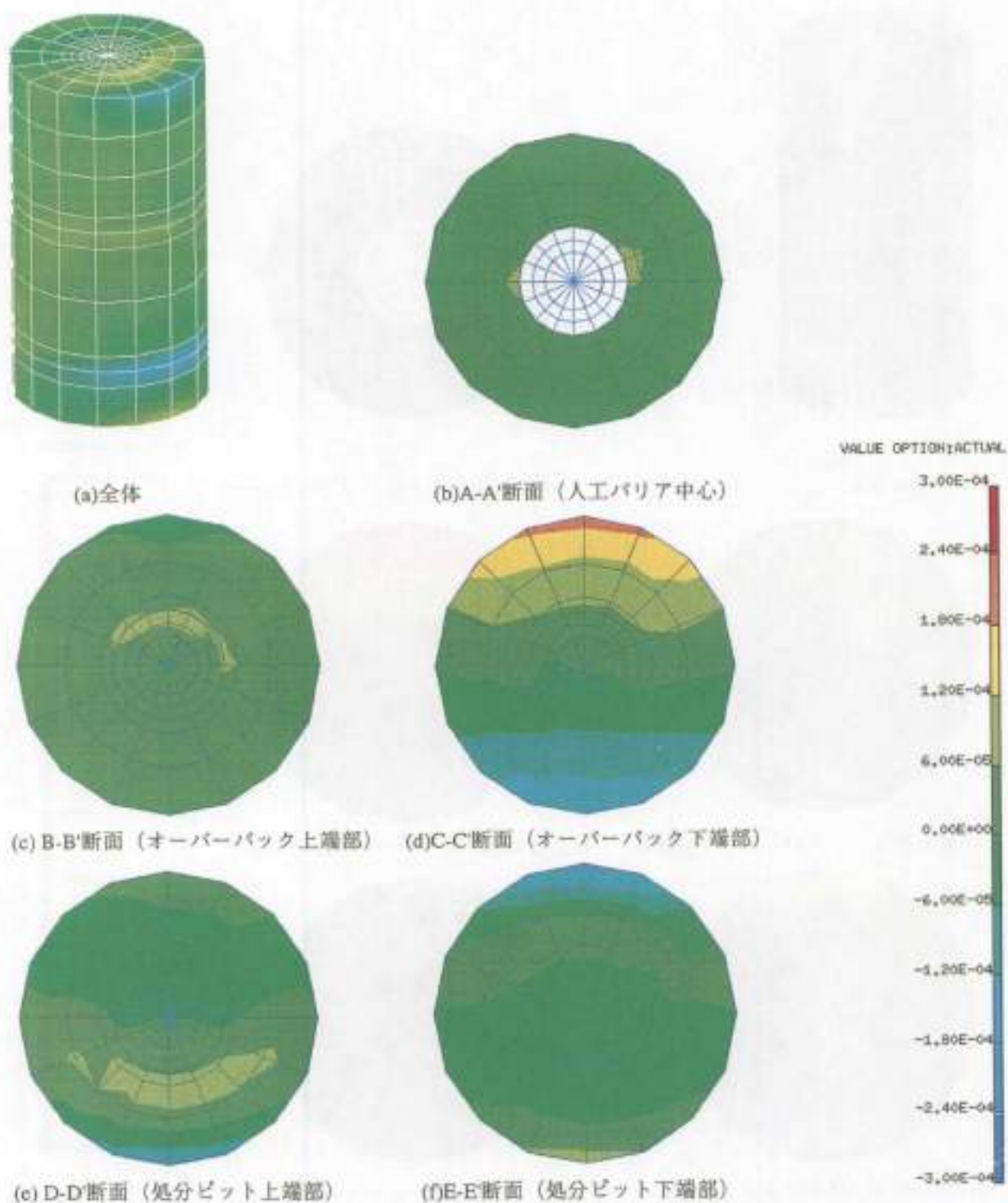


図 4.3.3- 39 解析結果

($t=0.512(s)$ セン断ひずみコンター(緩衝材のみ表示))

(ケース 2-1 軟岩系岩盤処分孔縦置き方式, 1 相系, 緩衝材乾燥状態, ジョイント要素あり)

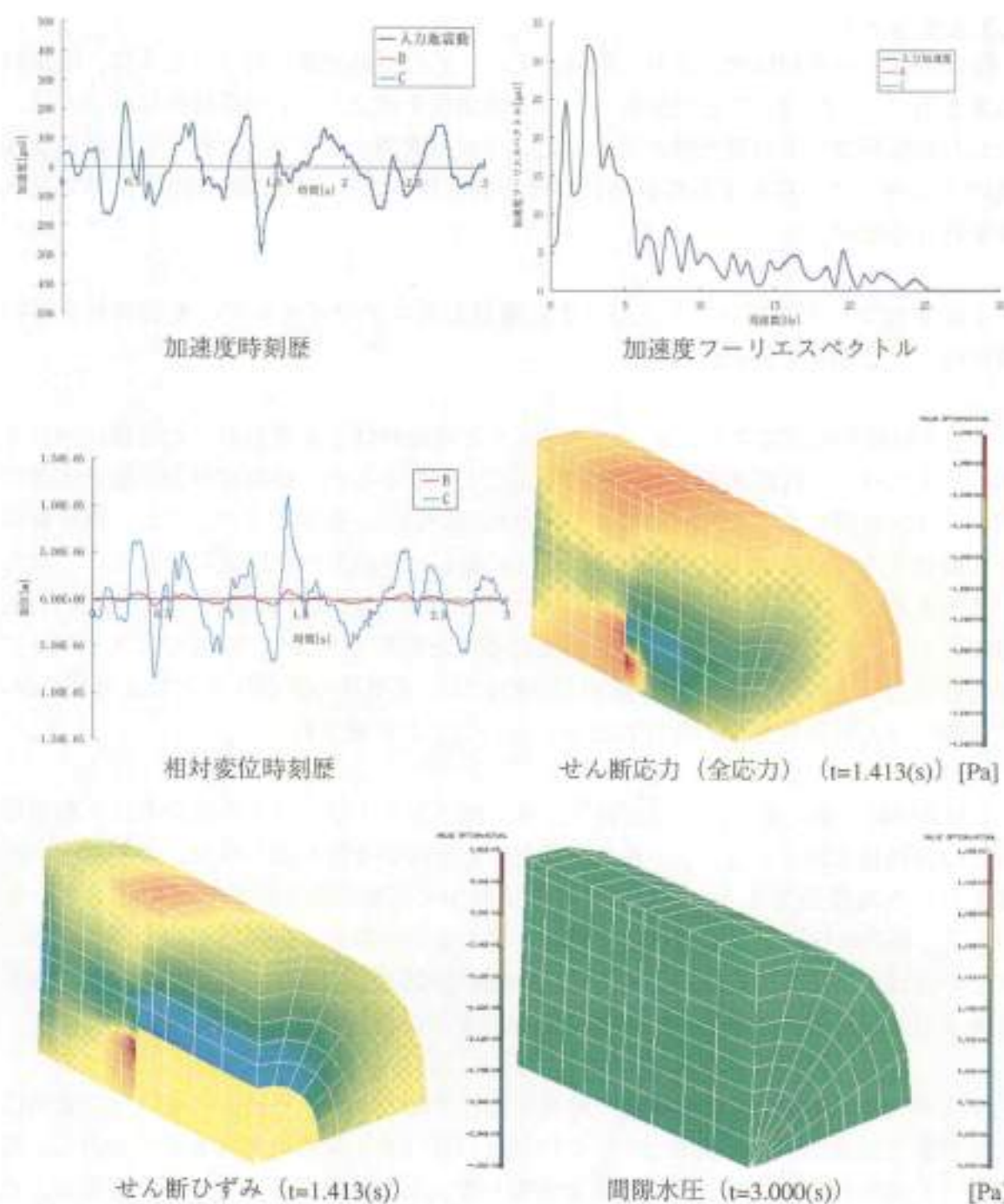


図 4.3.3- 40 解析結果
(ケース 1-3, 硬岩系岩盤処分坑道横置き方式, 2 相系, 腐食膨張前)

4.3.3.5 まとめ

防災科研との共同研究により、模擬人工バリアの振動試験を行うとともに、本試験結果を用いて、開発してきた解析コードの適用性を確認し、1相系解析においては、おおむね解析コードの妥当性が示された。今後の課題としては、2相系解析および複数の人工バリアが存在する処分場における解析境界条件の検討が可能な工学規模試験を行う必要がある。

上記解析コードを用いて人工バリアに着目したニアフィールドの動的解析を行い以下のような知見を得た。

1相系の解析結果により、オーバーバックと緩衝材はともにおおむね同様な挙動を示し、人工バリアは剛体となって挙動することがわかった。緩衝材の力学的安定性の面からは、地震によりせん断破壊することはないことが推測できた。また、緩衝材のせん断ひずみは微小であり、その力学特性に関して非線形性が顕著に表れることはないこともわかった。しかしながら、ニアフィールドの動的耐震解析では、緩衝材-岩盤間のジョイント要素の設定が解析結果に多大な影響を及ぼし、地震時に人工バリアが周辺岩盤とも剛体になって挙動するためには、緩衝材の膨潤圧などにより緩衝材-岩盤間のせん断剛性を高めなければならないことが推測された。

2相系解析においては、加速度特性、せん断応力およびひずみの値分布は1相系解析とはほぼ同様な結果となり、1相系解析との力学的整合性が得られた。また、今回設定した巨大地震動でさえも地震による緩衝材中の過剰間隙水圧の上昇は見られなかった。2相系解析における適用性の確認、また有効応力および間隙水圧上昇の詳細なモデル化は、工学規模の試験とともに、今後の課題として挙げられるが、今回の解析結果より、緩衝材の液状化の可能性は低いことが推測された。

本文冊では、4.2.2.3.5での坑道の耐震安定性評価とともに、過去に起こった著名巨大地震動を地表面での地震波とし、その深度依存性を重複反射理論を用い検討し、解析用入力地震動、あるいは地震荷重を設定した。しかしながら、サイト決定後は、そのサイトおよび周辺で起こった、あるいは起こりうる地震動から設計用地震動が設定されると考えられる。また、地層処分施設の耐震性評価に適用する地震動を考える場合、2種類の考え方があると考えられる。1つは建設・操業段階の数十年間における地下空間の安定性を評価するための地震動であり、もう1つは処分場閉鎖後の超長期にわたる地層処分のバリア機能維持を評価するための地震動である。したがって、設計用地震動の規模に対する指針を与えていくことも今後の地層科学研究の重要課題であると考えられる。

4.3.4 ガス移行評価

地下深部の還元環境下において炭素鋼オーバーパックが腐食し水素ガスを発生する。この水素ガスは緩衝材中の間隙水に溶存し拡散移行するか、気相として緩衝材中を移動することが考えられる。このとき溶存水素の拡散により十分な量が放出されず、かつ、緩衝材自体の透気性が小さい場合、緩衝材とオーバーパック間に水素ガスが蓄積され、その圧力により緩衝材あるいは岩盤の構造力学的安定性に影響を及ぼす可能性が考えられる。また、ガスが気相として緩衝材中を移動する際に、緩衝材間隙水を排出しつつ移動すると考えられることから、それとともなって核種の移行が促進される可能性も懸念される。したがって、これらの想定事象に対して実験的および解析的検討を行い、ガス発生の影響を定量的に評価する必要がある。

上記の溶存水素の拡散移行とガスの移動は、実際的には複合的な現象であるが、これらを取り扱える汎用的かつ検証されたモデルがないこと、また、これらの複合的な現象にかかわるデータがないことなどから、ここでは2つの現象を個別に取り扱うこととした。

すなわち、拡散とガス移行相互の寄与は無視してそれぞれの解析を行ったものである。以下の項に拡散およびガス移行にかかわる解析評価の検討結果を示す（棚井ほか、1999b）。

4.3.4.1 溶存水素の拡散移行評価

炭素鋼オーバーパックの腐食により発生した水素ガスが、ベントナイト緩衝材中の間隙水に溶存し拡散移行する挙動について解析を行い、溶存水素の緩衝材中における拡散特性の評価を行った。なお、解析にあたっては、4.1.2.1.9 2)に示す実験により得られた結果のうち、温度 60℃の値から平均的かつ保守的な値として $2.0 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ をベースとして、1 オーダー上下させた。また、炭素鋼オーバーパックの腐食速度をパラメータとした。なお、解析は円筒形拡散現象を表現する微分方程式を差分方程式に変換し、時間増分とともに繰り返し計算を行った。以下に差分方程式を示す。

$$C_{i,k}'' = E_{1,i,k} \cdot C_{i-1,k} + E_{2,i,k} \cdot C_{i+1,k} + E_{3,i,k} \cdot C_{i,k-1} + E_{4,i,k} \cdot C_{i,k+1} + F_{1,i,k} \cdot C_{i,k} \quad (4.3.4-1)$$

ここで、

$$E_1 = A_1/B_1, \quad E_2 = A_2/B_1, \quad E_3 = A_3/B_1, \quad E_4 = A_4/B_1, \quad F_1 = 1 - E_1 - E_2 - E_3 - E_4$$

$$A_{1,i,k} = D \cdot \Delta Z_i / (\log R_i - \log R_{i-1})$$

$$A_{2,i,k} = D \cdot \Delta Z_i / (\log R_{i+1} - \log R_i)$$

$$A_{3,i,k} = D \cdot T_i / (Z_i - Z_{i-1})$$

$$A_{4,i,k} = D \cdot T_i / (Z_{i+1} - Z_i)$$

$$B_{i,i+1} = T_i \cdot \Delta Z_i / \Delta t$$

T_i : セルの半径方向の座標 i に存在するメッシュの断面積

ΔZ_i : 軸方向のメッシュ幅 ($= Z_{i+1} - Z_i$)

D : 実効拡散係数

Δt : タイムステップ である。

なお、オーバーバックに最も近い点は、境界からわずかに緩衝材に入った点 (3.5cm) のメッシュ中央値であり、また各境界における差分方程式は上式に境界条件が入るため多少異なる。また、上記の差分方程式については、Nottrot 氏による (Nottrot and Sadee, 1966) 厳密解と比較し検証を行い、十分な精度を有していることを確認した (棚井ほか, 1999b)。

1) 解析の考え方

溶存水素の拡散移行解析にあたっては、ガスの移行は考慮せず、かつ以下に示すシナリオを前提とした。

すなわち、溶存水素の拡散移行量以上にガスの発生量が多い場合、ガスはオーバーバックと緩衝材の界面に蓄積し、その圧力によって緩衝材が押され圧縮することによりガス溜まりが生ずるものと考えた。また、オーバーバックと緩衝材界面におけるガスの蓄積圧力および間隙水圧が増加し、間隙水中の溶存ガスの量が増加するものと考えた。

なお、上記におけるガス溜まりの成因としては、オーバーバックと緩衝材の界面に蓄積したガス圧力によって緩衝材が体積弾性変形するものと仮定した。これらからガス溜まりと蓄積ガス圧の関係については、緩衝材の体積弾性係数 (K)、弾性変形対象容積 (V)、地下水圧 (Pf)、ガス体積 (Vg)、蓄積するガス圧 (P)、大気圧 (Pa) から以下の式を導くことができる (棚井ほか, 1999b)。

$$P = Pf - \frac{Pf}{2} + 0.5 \cdot \sqrt{Pf^2 + 4 \cdot K \cdot Pa \cdot Vg/V} \quad (4.3.4-2)$$

この式から、深度 1,000m および 500m の場合の 1 気圧状態に換算したガスの体積および界面でのガス圧力を求める式は、それぞれ以下のとおりとなる。

a) 深度: 1,000m

$$P = 5.0 + 0.5 \cdot \sqrt{100 + 0.44 \cdot Vg} \quad (4.3.4-3)$$

b) 深度: 500m

$$P = 2.5 + 0.5 \cdot \sqrt{25 + 0.44 \cdot Vg} \quad (4.3.4-4)$$

差分方程式およびガス溜まりと蓄積ガスの関係式による解析フローを図 4.3.4-1 に示す。

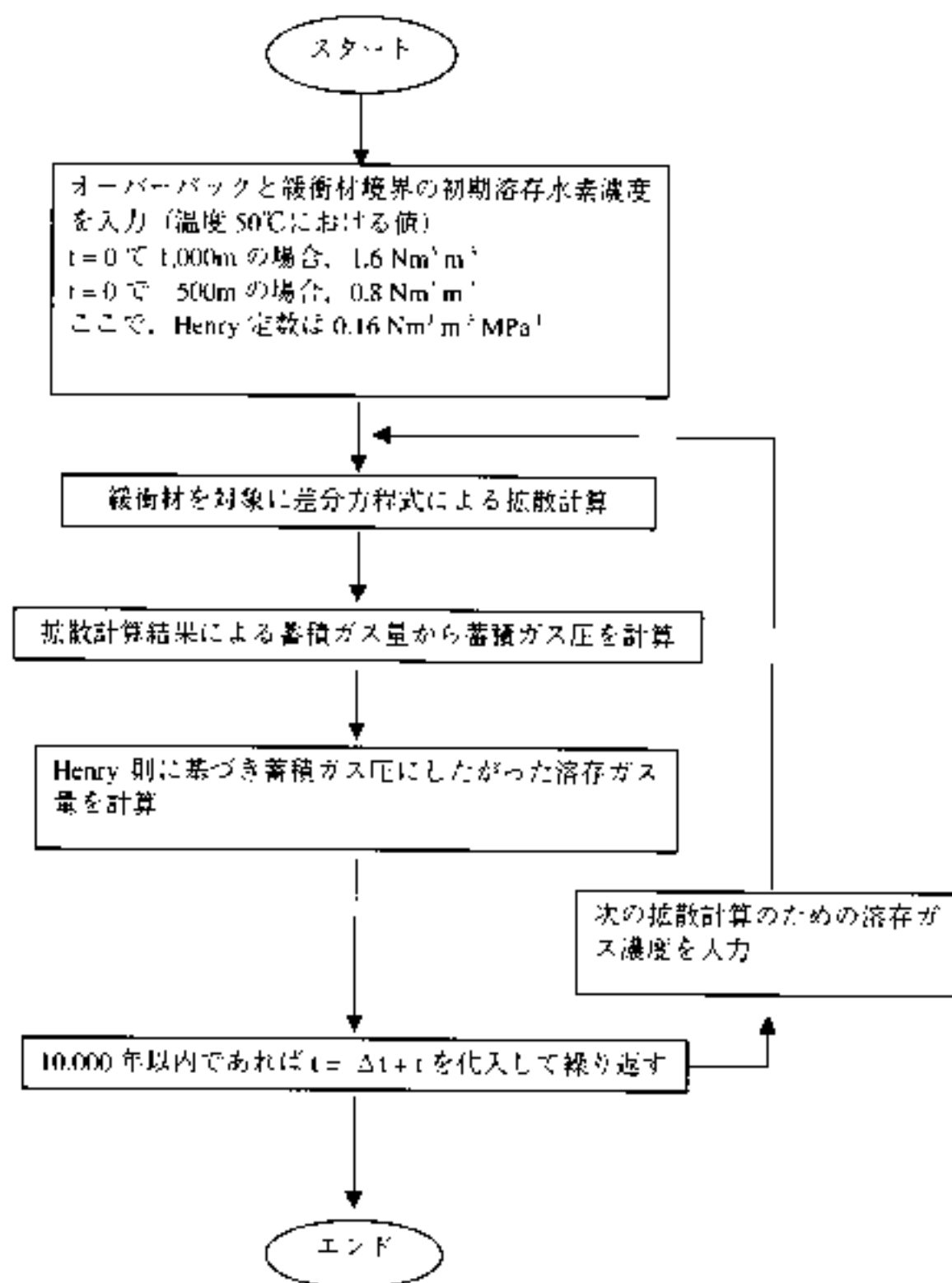


図 4.3.4-1 拡散解析フロー図

2) 解析条件

(1) 深度

地下水面は地表付近に存在すると仮定し、深度に応じて間隙水圧を 10MPa (1,000m の場合) と 5MPa (500m の場合) の 2 種類とした。

(2) 処分方式；処分坑道横置き方式と処分孔竖置き方式の 2 種類とした。

(3) 緩衝材

- ・緩衝材の仕様および物性値は以下の値を使用した。
- ・ベントナイト 70% + ケイ砂 30%、乾燥密度 1.6 Mg m^{-3}
- ・弾性係数：3MPa (含水比 22%、体積弾性率は 5MPa)
- ・ポアソン比：0.4

(4) 実効拡散係数

4.1.2.1.9 2) の試験結果から $2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ を基準とし 1 オーダト下させた。

(5) ガス発生速度

4.1.1.3 における評価によれば、炭素鋼オーバーパック腐食速度は経時的に低下する傾向を示し、2 年後には $5 \mu \text{ m y}^{-1}$ 以下の腐食速度となる実験結果が得られている。なお、同項では、平均腐食速度を保守的に $10 \mu \text{ m y}^{-1}$ として仮定している。これらの結果をもとに、今回の解析に用いる腐食速度としては、 $1 \mu \text{ m y}^{-1}$ 、 $2 \mu \text{ m y}^{-1}$ 、 $5 \mu \text{ m y}^{-1}$ 、 $10 \mu \text{ m y}^{-1}$ の 4 種類の値を用いパラメータ解析を行うこととした。

なお、ガス発生速度の導出に際しては、



の腐食反応式に基づき、下式を用いて計算した。

$$R_g = (A \cdot R_c \cdot \rho_i / M) \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{22.4}{1000} \quad (4.3.4-6)$$

ここで、 R_g ：ガス発生速度 ($\text{Nm}^3 \text{ y}^{-1}$)、 A ：オーバーパックの外表面積 (5.51 m^2)、 R_c ：腐食速度 (m y^{-1})、 ρ_i ：炭素鋼の密度 ($7.8 \times 10^3 \text{ g m}^{-3}$)、 M ：炭素鋼のモル重量 (55.9 g mol^{-1}) である。これらから導出されたガス発生速度は、表 4.3.4-1 のとおりとなる。

表 4.3.4-1 ガス発生速度の計算結果

腐食速度	ガス発生速度	腐食速度	ガス発生速度
$1 \mu \text{ m y}^{-1}$	$2.1 \times 10^{-12} \text{ Nm}^3 \text{ y}^{-1}$	$5 \mu \text{ m y}^{-1}$	$1.15 \times 10^{-11} \text{ Nm}^3 \text{ y}^{-1}$
$2 \mu \text{ m y}^{-1}$	$4.2 \times 10^{-12} \text{ Nm}^3 \text{ y}^{-1}$	$10 \mu \text{ m y}^{-1}$	$2.3 \times 10^{-11} \text{ Nm}^3 \text{ y}^{-1}$

3) 境界条件等

図 4.3.4-2 および図 4.3.4-3 に処分坑道横置き方式、処分孔竖置き方式の解析モデルおよび境界条件を示す。

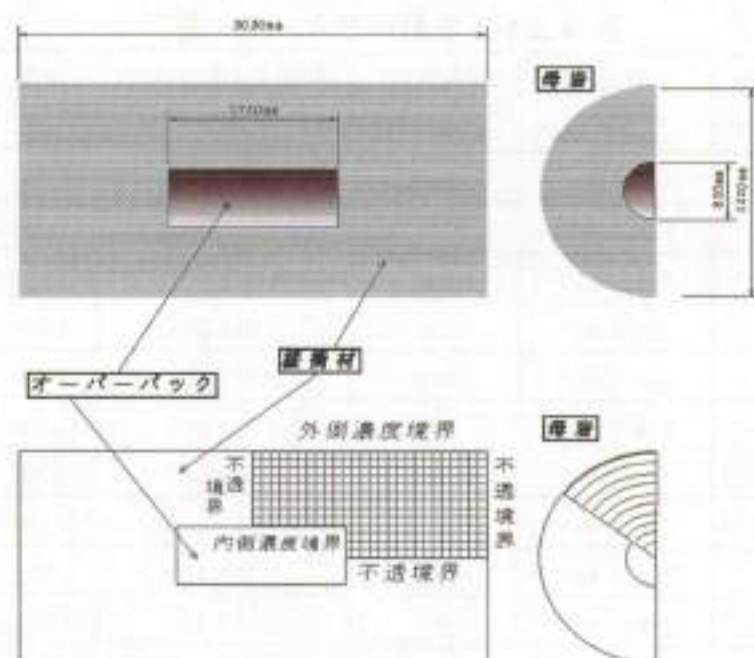


図 4.3.4-2 処分坑道横置き方式における溶存水素拡散解析モデル

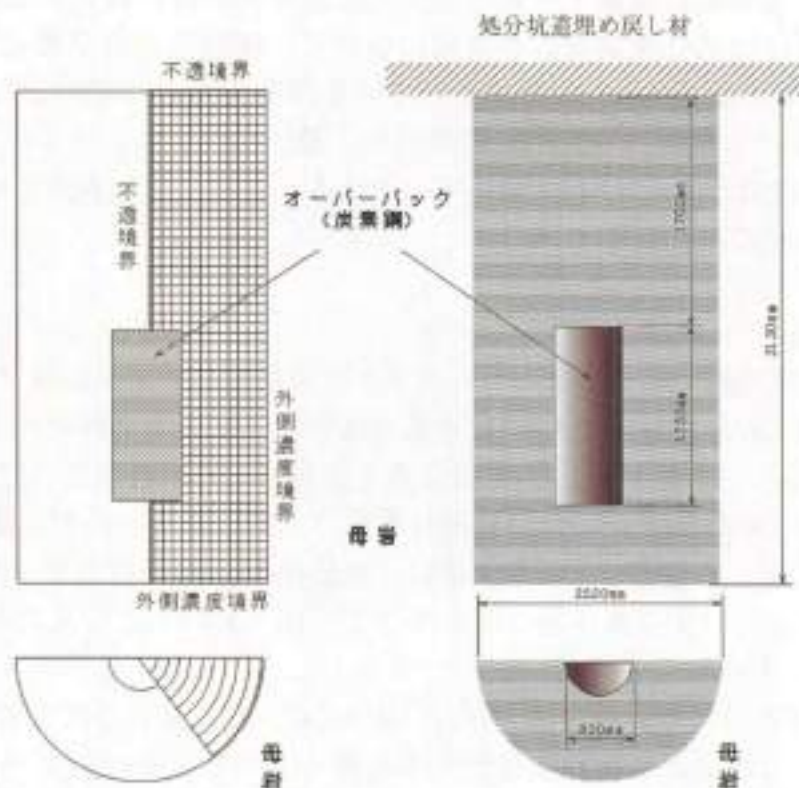


図 4.3.4-3 処分孔竖置き方式における溶存水素拡散解析モデル

4) 拡散解析ケース

拡散解析ケースを表 4.3.4-2 に示す。なお、以下の解析ケースは、処分坑道横置き方式および処分孔竖置き方式とも共通である。

表 4.3.4-2 拡散解析ケース一覧

解析 ケ ス	拡散係数 [m^2/s]	腐食速度 [$\mu\text{m}/\text{y}$]	水素ガス発生速度 [Nm^3/y]	深度 [m]
1	2.00×10^{-11}	10.0	2.30×10^{-1}	1,000
2	2.00×10^{-11}	5.0	1.15×10^{-1}	1,000
3	2.00×10^{-11}	2.0	4.60×10^{-2}	1,000
4	2.00×10^{-11}	1.0	2.30×10^{-2}	1,000
5	2.181×10^{-10}	10.0	2.30×10^{-1}	1,000
6	2.00×10^{-11}	5.0	1.15×10^{-1}	1,000
7	2.181×10^{-12}	10.0	2.30×10^{-1}	1,000
8	2.00×10^{-12}	5.0	1.15×10^{-1}	1,000
9	2.00×10^{-11}	10.0	2.30×10^{-1}	500
10	2.00×10^{-11}	5.0	1.15×10^{-1}	500

5) 解析結果

解析の結果、処分坑道横置き方式と処分孔竖置き方式は、ほとんど同様の傾向にあるため、以下には処分坑道横置き方式について、硬岩系岩盤で想定されている深度 1,000m の結果と軟岩系岩盤で想定されている深度 500m の結果について示す。また、4.1.1.3 における長期の腐食試験結果から、還元条件下における炭素鋼オーバーパックの腐食速度は $5\mu\text{m}/\text{y}$ 以下であることから、ここでは腐食速度が $5\mu\text{m}/\text{y}$ の場合を中心に示すこととする。

(1) 深度 1,000m における結果

図 4.3.4-4 および図 4.3.4-5 にオーバーバックと緩衝材の界面に蓄積する水素量の経時変化を、図 4.3.4-6 および図 4.3.4-7 に水素ガスの蓄積割合をそれぞれ示す。図 4.3.4-4 は腐食速度を固定 ($5\mu\text{m}/\text{y}$) し、拡散係数を変化させた場合のものである。この図から拡散係数が $2 \times 10^{-11} \text{m}^2/\text{s}$ では、緩衝材界面に水素は蓄積されず、拡散係数が $2 \times 10^{-11} \text{m}^2/\text{s}$ 以下になると蓄積される水素量は、処分後 10,000 年時点で $1,000 \text{Nm}^3$ 前後となり、ガス発生量に対する蓄積割合は 80%以上 (図 4.3.4-6) となることがわかる。

また、図 4.3.4-5 は拡散係数を固定 ($2 \times 10^{-11} \text{m}^2/\text{s}$) し、腐食速度を変化させた場合のものであり、この図から腐食速度が大きくなるのにもない、オーバーバックと緩衝材の界面に蓄積される水素量も増加し、腐食速度が $10\mu\text{m}/\text{y}$ で $2,000 \text{Nm}^3$ (処分後 10,000 年時点) 以上となり、蓄積割合も 85%以上 (図 4.3.4-7) と大きいものとな

る。

なお、ここでいう水素ガス蓄積割合とは、ある時間における水素ガスの蓄積量をその時点での水素ガスの累積発生量で除した値であり、発生量に対する割合で示したものである。

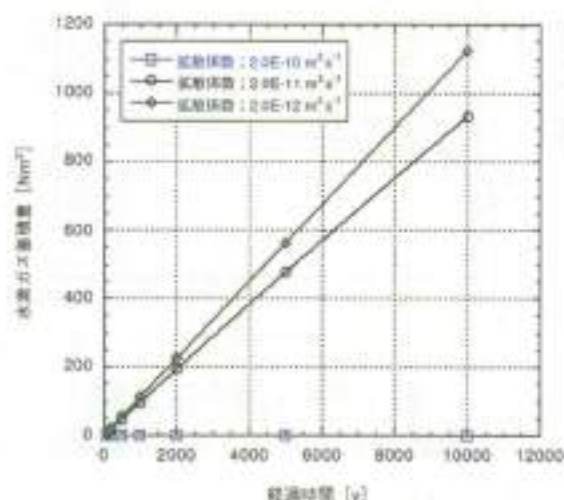


図 4.3.4-4 水素ガス蓄積量
(腐食速度 $5 \mu\text{m y}^{-1}$ 固定)

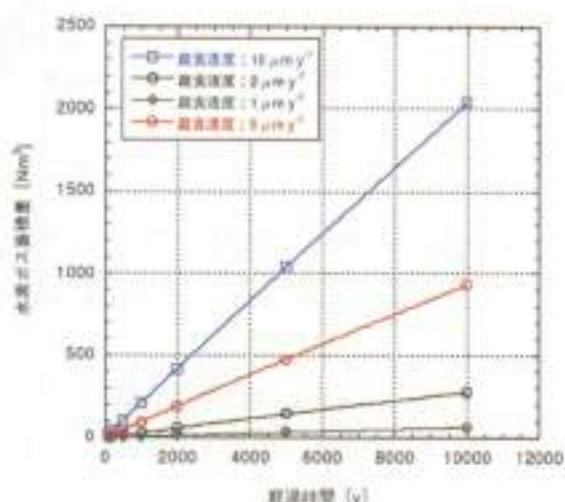


図 4.3.4-5 水素ガス蓄積量
(拡散係数 $2 \times 10^{-11} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$ 固定)

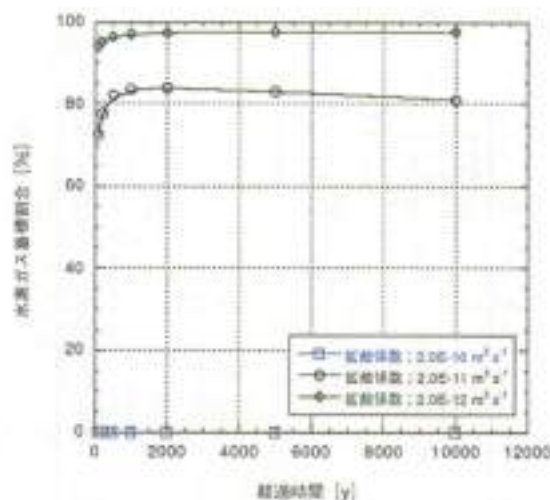


図 4.3.4-6 水素ガス蓄積割合
(腐食速度 $5 \mu\text{m y}^{-1}$ 固定)

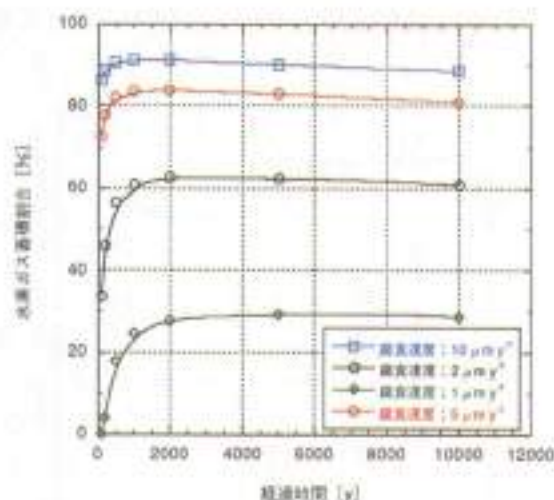


図 4.3.4-7 水素ガス蓄積割合
(拡散係数 $2 \times 10^{-11} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$ 固定)

図 4.3.4-8 および図 4.3.4-9 に水素溶出量の経時変化を示す。図 4.3.4-8 は腐食速度を固定 ($5 \mu\text{m y}^{-1}$) し、拡散係数を変化させた場合のものであり、この図から拡散係数が $2 \times 10^{-10} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$ の場合、水素溶出量は処分後 100 年以降定常に達する一方、その他のケースでは非常に緩慢ではあるが徐々に溶出量が増加し、10,000 年経過時点で定常に達していないことがわかる。また、図 4.3.4-9 は拡散係数を固定 ($2 \times 10^{-11} \text{m}^2 \text{s}^{-1}$) し、腐食速度を変化させた場合のものであり、図 4.3.4-8 両図から、拡散係数が

$2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ 以下となると水素溶出量は $0.04 \text{ Nm}^3 \text{ y}^{-1}$ 以下となることがわかる。

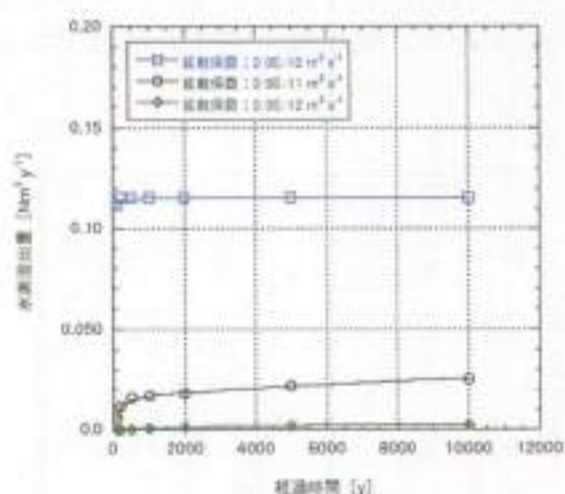


図 4.3.4-8 水素溶出量
(腐食速度 $5 \mu \text{ m y}^{-1}$ 固定)

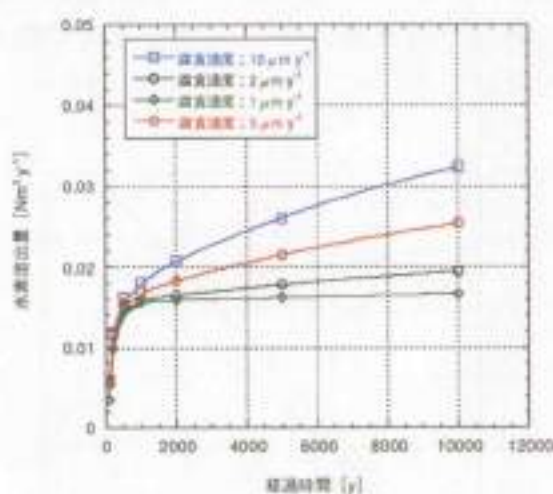


図 4.3.4-9 水素溶出量
(拡散係数 $2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ 固定)

図 4.3.4-10 に腐食速度を固定 ($5 \mu \text{ m y}^{-1}$)、図 4.3.4-11 に拡散係数を固定 ($2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$) した場合のオーバーバックと緩衝材界面に蓄積するガス圧力の経時変化を示す。これらの図から拡散係数が $2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ 以下でかつ腐食速度が $5 \mu \text{ m y}^{-1}$ 以上の場合、蓄積圧力は 16 MPa から最大 20 MPa 以上となることがわかる。

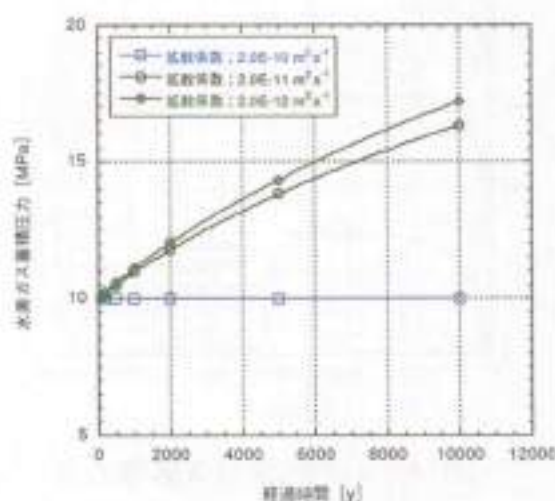


図 4.3.4-10 水素ガス蓄積圧力
(腐食速度 $5 \mu \text{ m y}^{-1}$ 固定)

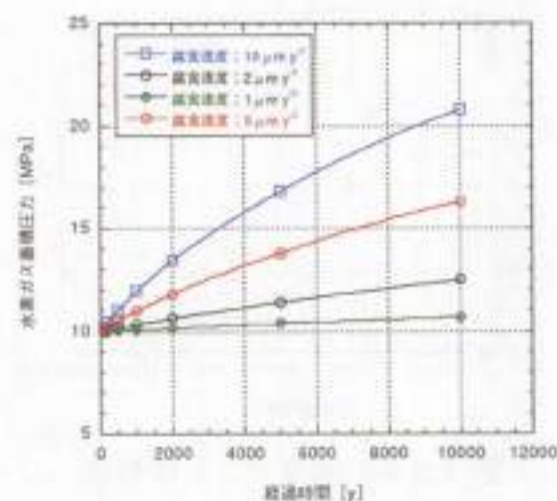


図 4.3.4-11 水素ガス蓄積圧力
(拡散係数 $2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ 固定)

(2) 深度 500m の結果

軟岩系岩盤で想定されている深度 500m の結果については、前述した 1,000m (硬岩系岩盤) の結果とはほぼ同様な傾向を示している。したがって、ここでは 1,000m の結果との比較を行い、その特徴的な事項について以下に示すこととする。

図 4.3.4-12～図 4.3.4-15 に緩衝材外側への水素溶出量，水素ガス蓄積量，水素ガス蓄積割合および水素ガス蓄積圧力について，1,000m と 500m の場合を比較した結果をそれぞれ示す。なお，これらの結果はすべて腐食速度 5.2 m y^{-1} のものである。

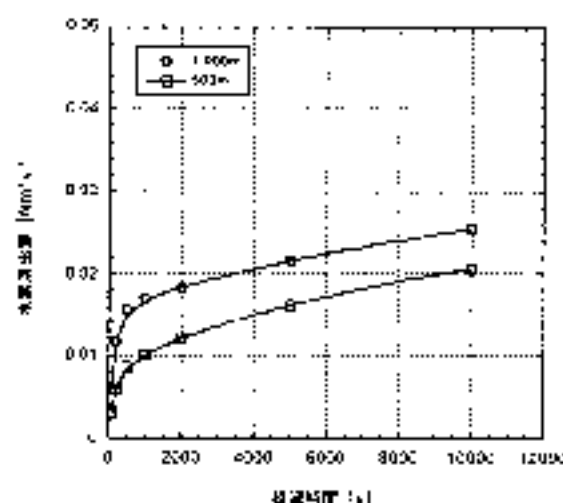


図 4.3.4-12 水素溶出量
(1,000m と 500m の比較)

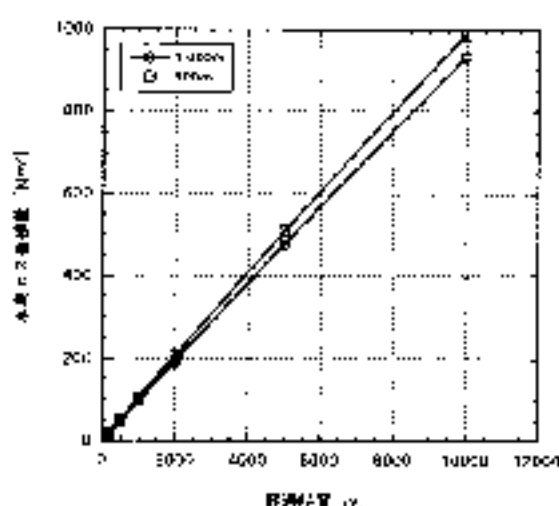


図 4.3.4-13 水素ガス蓄積量
(1,000m と 500m の比較)

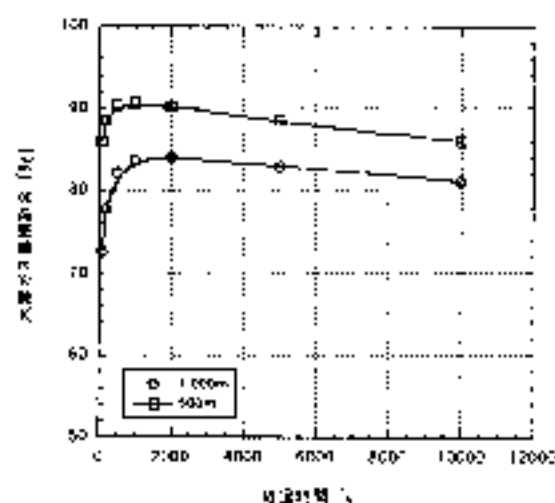


図 4.3.4-14 水素ガス蓄積割合
(1,000m と 500m の比較)

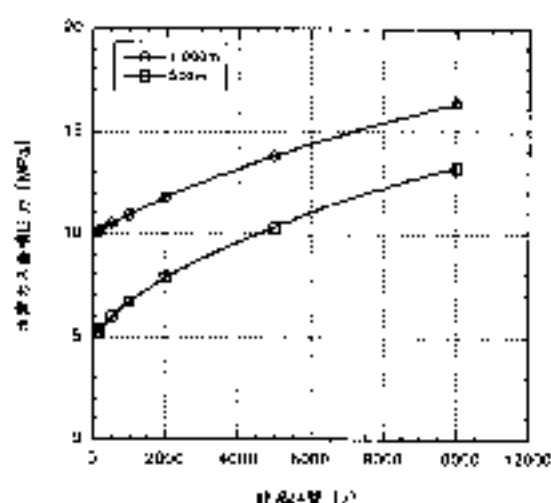


図 4.3.4-15 水素ガス蓄積圧力
(1,000m と 500m の比較)

これらの図から，深度 500m のケースは，深度 1,000m のケースに比べ，水素ガス蓄積量および水素ガス蓄積割合が若干大きくなるのに対して，水素溶出量および水素ガス蓄積圧力は小さくなる傾向を示していることがわかる。本解析は水素ガス発生量，発生速度および温度は深度にかかわらず一定である。したがって，深度 500m の場合の水素ガス蓄積量は，水素ガスの蓄積圧力に反比例して大きくなるものと考えられる。一方，水素溶出量については，Henry 則に基づき間隙水圧の大きさに影響

されているものと考えられる。

以上、今回の解析評価のうち処分坑道横置き方式の結果を示したが、4.1.2.1.9 2)の試験により得られた実効拡散係数 ($2.0 \times 10^{-11} \text{m}^2/\text{s}$) をベースとし、かつ腐食速度 $5 \mu\text{m}/\text{y}$ を基本ケースとして考えた場合、オーバーバックと緩衝材の界面に蓄積される水素量は、処分後 10,000 年経過後およそ $1,000 \text{Nm}^3$ でありガス発生量の 81%~86% が蓄積される。また、緩衝材界面に蓄積されるガス圧は約 13MPa~16MPa 程度となる。これらの結果から溶存水素の拡散により移行する量はわずかであり、ほとんどがオーバーバックと緩衝材の界面に蓄積されるものと推測される。なお、これらの解析はガスの移行を無視したものであり、実際には 4.1.2.1.9 2)におけるガス移行試験の結果から推定されるように蓄積した水素ガスはある圧力で緩衝材中を透気するものと考えられ、今回の解析で得られた蓄積圧まで上昇する可能性はないものと推測される。

4.3.4.2 ガス移行挙動評価

前項における溶存水素の拡散移行解析結果から、炭素鋼オーバーバックの腐食によって発生する水素ガスは、緩衝材とオーバーバックの界面に蓄積されるものと考えられる。したがって、ここでは二相流解析コード (TOUGH2) を用いてガス・水移行解析を実施し、処分システム内のガスおよび水の移行挙動、間隙圧力、飽和度、間隙水の押出し量、ガスの累積排出量などを求め、炭素鋼オーバーバックの腐食で発生するガスが処分システムに及ぼす影響について検討した (棚井ほか, 1999b)。また、解析に際しては保守的な評価となるよう炭素鋼オーバーバックの腐食速度の値として $10 \mu\text{m}/\text{y}$ を用いることとした。

なお、緩衝材中のガス移行モデルについては、いくつかのモデルが提案 (Takase et al, 1994; Ortiz et al, 1996) されているが、緩衝材、岩盤等が複数層をなす処分システムを対象とした場合、これら全体を対象に解析できるモデルはまだ開発段階にあると考えられる。したがって、特性の異なるバリアの組み合わせ全体に対してガス・水の移行解析が可能なツールとして、現時点で実用化段階にあるダルシー二相流モデルを基礎とした本解析コードを用いて処分システムを構成する全バリアを考慮したガス移行評価を行うこととした (棚井ほか, 1999b)。

1) 検討対象

本解析における検討対象としては、以下の 2 ケースとした。

(1) 硬岩系岩盤モデル

- ・深 度；1,000m
- ・処分形態；処分坑道横置き方式
- ・緩衝材の仕様；30wt% ケイ砂混合体、乾燥密度 $1.6 \text{Mg}/\text{m}^3$

1) 検討対象

本解析における検討対象としては、以下の2ケースとした。

①硬岩系岩盤モデル

- ・深度：1,000m
- ・処分形態：処分坑道横置き方式
- ・緩衝材の仕様：30wt%ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6Mg m^{-3}

②軟岩系岩盤モデル

- ・深度：500m
- ・処分形態：処分孔縦置き方式
- ・緩衝材仕様：30wt%ケイ砂混合体、乾燥密度 1.6Mg m^{-3}
- ・埋め戻し材仕様：骨材混合体（85%）、乾燥密度 1.8Mg m^{-3}

2) 解析モデル

硬岩系岩盤を対象とした解析モデルについては、オーバーバックが坑道の中心に一定間隔で横置き定置される状態を考え X-Z 平面座標系とした。したがって、その解析領域として、X 方向は処分坑道間隔が10m であることから半分の 5m、Z 方向は 1,200m とした。一方、軟岩系岩盤モデルについては、オーバーバックが1 体ずつ独立した円筒型処分孔に縦置きに定置されることを考え円筒座標系とした。したがって、その解析領域として、R 方向は処分孔中央から 4m、Z 方向は 600m とした。

なお、両モデルとも「深度」とは地表から炭素鋼オーバーバック中央までの深さとし、オーバーバックと緩衝材の界面でガスが発生することから緩衝材の最も内側 0.01m 幅のメッシュをガス発生域とした。図 4.3.4-16 および図 4.3.4-17 に硬岩系および軟岩系岩盤それぞれの解析モデルを示す。また、同図には解析出力点を併記した。

3) 解析物性

(1) 廃棄体の発熱量

TOUGH2 コードにおいては熱解析を同時に行うこととし、入力する発熱量として中間貯蔵 50 年後のオーバーバック1 体あたりの値として 351W を入力し、その後の発熱量経時変化量については、熱解析（谷口・岩佐、1999）と同様のデータを代入するものとする。

(2) 初期飽和度

初期条件はすべて飽和状態とする。

(3) ガス発生源の設定

TOUGH2 解析を行うにあたり、ガス発生源をオーバーバックに設定するとガス発生源に一定の間隙率を仮定する必要がある。しかし、TOUGH2 コードでは同時に熱

解析も実施するため、間隙率は比熱等の熱物性に影響することになる。したがって、ここでの解析はガラス固化体およびオーバーバックをガス挙動に関係ない（ガス不透透性の材料）ものとし、緩衝材内側 0.01m をガス発生域として設定した。

なお、オーバーバックの腐食開口後においては、容器内のボイド部に水が浸入する可能性が考えられ、この水は放射性核種を含み、さらに、このボイド部がガス溜まりとなり、開口部の位置によっては有意な量の汚染水がガスと置換されることにより排出されるという事象も想定される。これらの事象を考慮するためには、ガラス固化体およびオーバーバックをガスおよび水に対して透過性材料として仮定し、間隙率、密度、透過係数モデルなどを入力する必要がある。しかしながら、現状ではこれらのデータがないことやボイド形成過程が不明なことから仮定せざるを得ない条件が多く、得られる評価結果自体も不確実性を有することとなり、場合によっては過大な評価結果となり得るものと考えられる。したがって、ここでの解析ではこれらの事象を考慮せず、ガス、水に対して不透透性の材料として仮定した。

(4) 緩衝材および埋め戻し材

緩衝材および埋め戻し材の水の絶対浸透率、水の相対浸透率関数および毛管圧力関数については、4.3.1 において用いられた値を適用した。一方、ガスの絶対浸透率については測定値が存在しないため、水の絶対浸透率とガスの絶対浸透率との比から推定した（棚井ほか、1999b）。また、ガスの相対浸透率関数については、4.1.2.1.9 2) より Corey (1986) モデルを使用した。

(5) 硬岩系および軟岩系岩盤

硬岩系および軟岩系岩盤にかかる水の相対浸透率関数および毛管圧力関数については、4.3.1 ならびに西垣らの研究結果（西垣ほか、1994）の値を適用した。一方、ガスの絶対浸透率については測定値が存在しないため、水の絶対浸透率とガスの絶対浸透率との比から推定（棚井ほか、1999b）するとともに、ガスの相対浸透率関数は、Corey のモデルを使用することとした。

(6) 熱物性

熱伝導率 (λ) と比熱 (c) は、TOUGH2 解析では一定値を入力することになるので、緩衝材および埋め戻し材のそれぞれの値を以下のように設定した。また、地温勾配は $3^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ 、地表温度を 15°C とし硬岩系（深度 1,000m）および軟岩系岩盤（深度 500m）における全解析領域の初期温度をそれぞれ 45°C 、 30°C として設定した。

・緩衝材： $\lambda = 7.83\text{E-}1 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$ 、 $c = 0.59 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$

・埋め戻し材： $\lambda = 1.03 \text{ W m}^{-1} \text{ K}^{-1}$ 、 $c = 0.69 \text{ kJ kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$

以上の解析物性値等を表 4.3.4-3 に整理する。

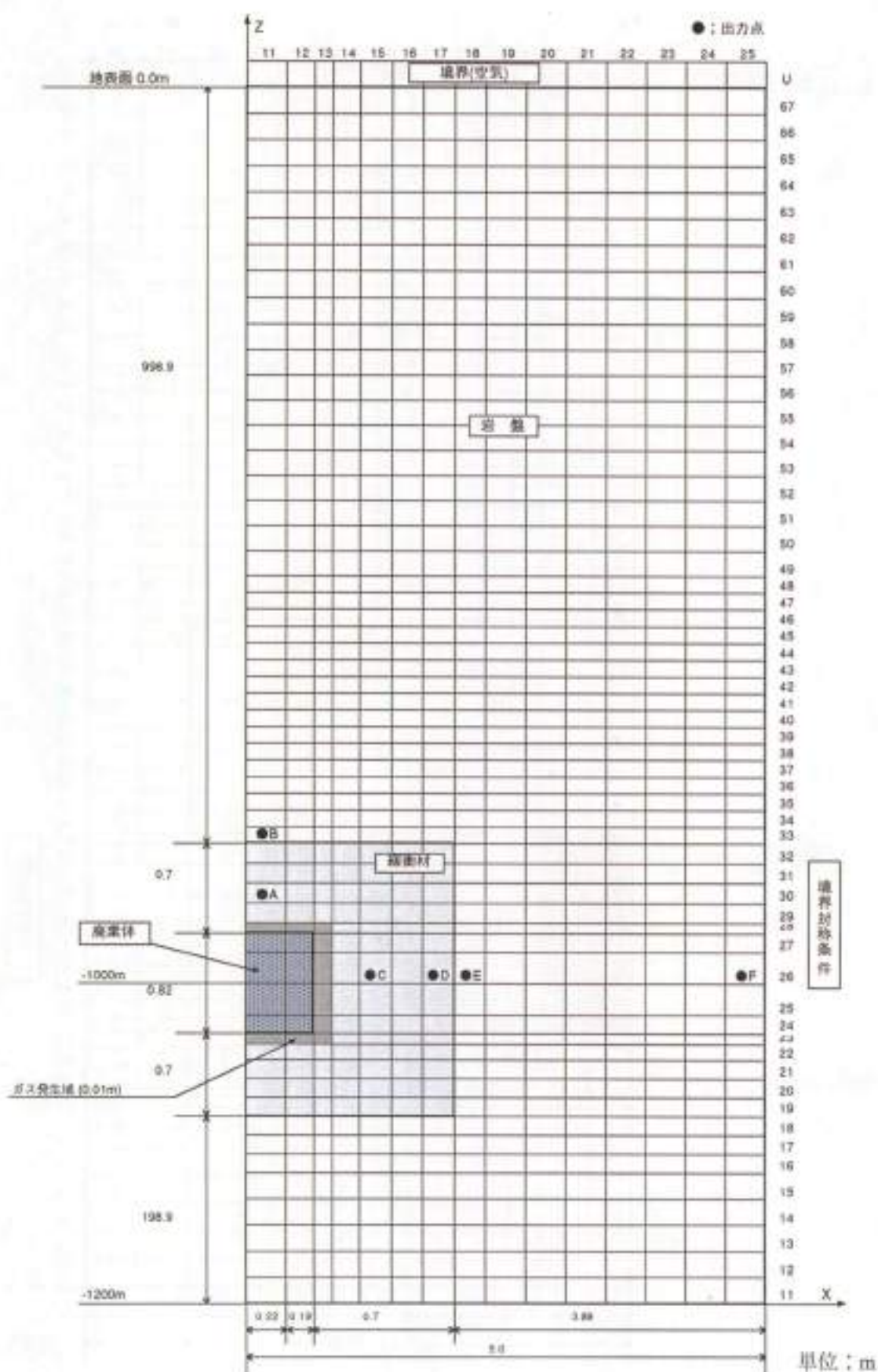


図 4.3.4-16 ガス移行解析モデル概念図（硬岩系岩盤，処分坑道横置き方式）

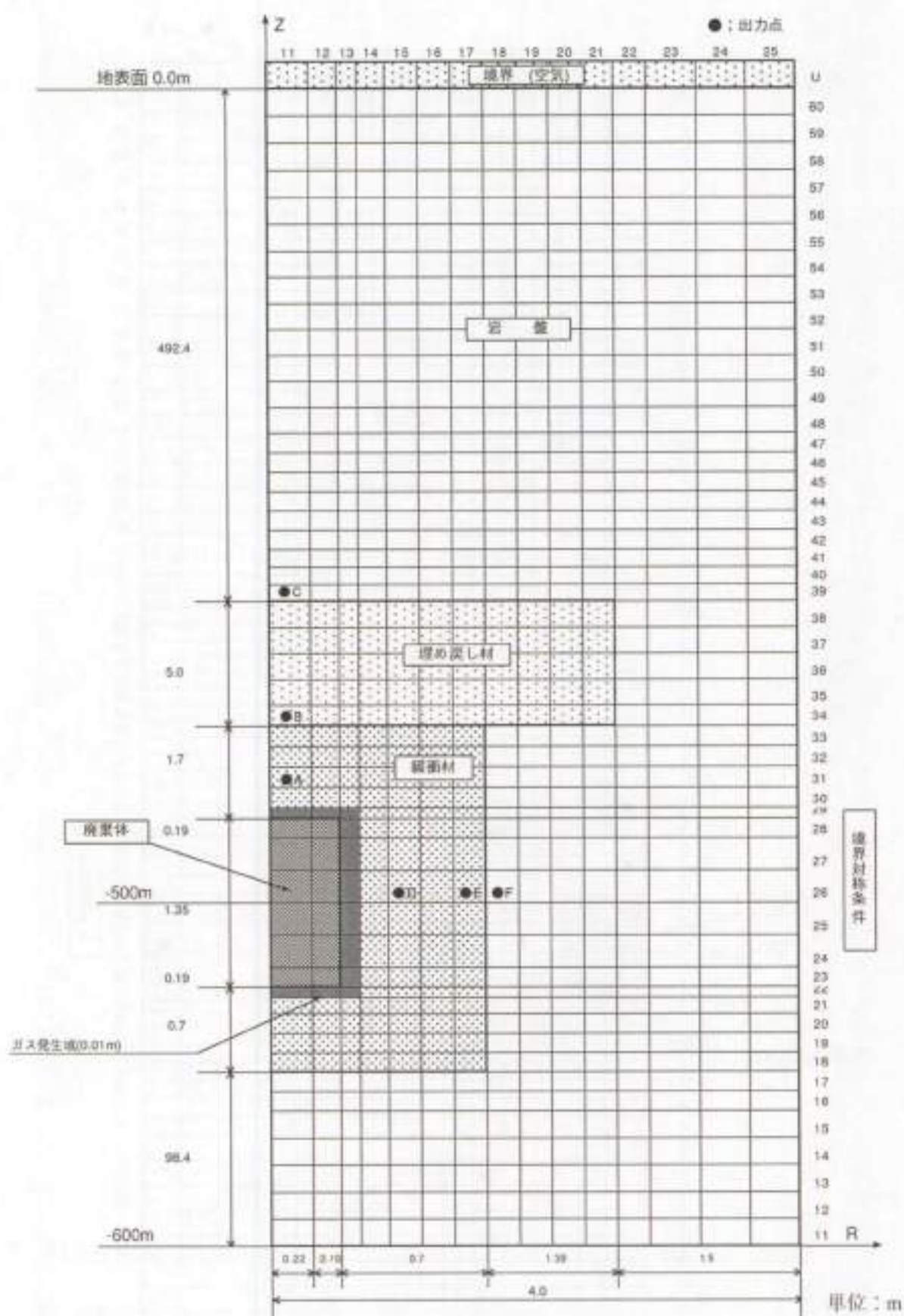


図 4.3.4-17 ガス移行解析モデル概念図（軟岩系岩盤、処分孔縦置き方式）

表 4.3.4-3 ガス移行解析モデルデータセット

名称	密度 [Mg・m ⁻³]	間隙率 [-]	熱伝導率 [W・m・K ⁻¹]	比熱 [J・kg・K ⁻¹]	絶対浸透率 [m ²]	相対浸透率関数								毛管圧力関数					
						計算式	Str	Slb	λ	α	Slb	Ssr	m	n	計算式	Str	Slb	λ	α
ガラス固化体	2.80E+03	0.06	1.20	560.0	1.00E-30	Linear				-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40℃ ガス	2.80E+03	0.06	53.0	460.0	1.00E-30	Linear	-	-	-	-						-	-	-	-
鉄燐材	2.70E+03	0.40	0.76	590.0	4.00E-20 (水)	7 データ入力		-	-	-	-	-	-	-	van Gernuchten	0.0	1.0	0.6	8.00E-07
					9.10E-19 (ガス)	Coxey	-	-			0.65	0.00	4	2					
埋め戻し材	2.70E+03	0.33	1.03	690.0	6.00E-19 (水)	van Gernuchten	0.0	1.0	2.0	0.5					van Gernuchten	0.0	1.0	2.0	1.50E-06
					9.50E-16 (ガス)	Coxey	-	-	-	-	0.957	0.00	4	2	モデル				
凝岩系岩盤	2.70E+03	0.12	2.80	1000.0	1.00E-15 (水)	van Gernuchten	0.0	1.0	1.262	0.5	-	-	-	-	van Gernuchten	0.0	1.0	1.262	1.00E-06
					4.00E-14 (ガス)	Coxey					0.70	0.02	4	2					
軟岩系岩盤	2.70E+03	0.10	2.20	1400.0	1.00E-16 (水)	van Gernuchten	0.0	1.0	0.456	0.5					van Gernuchten	0.0	1.0	0.456	7.59E-04
					9.50E-16 (ガス)	Coxey					0.68	0.00	4	3					

注：ガラス固化体の発熱量：1.51E+02 + 6.08E-01[W] (時間依存)

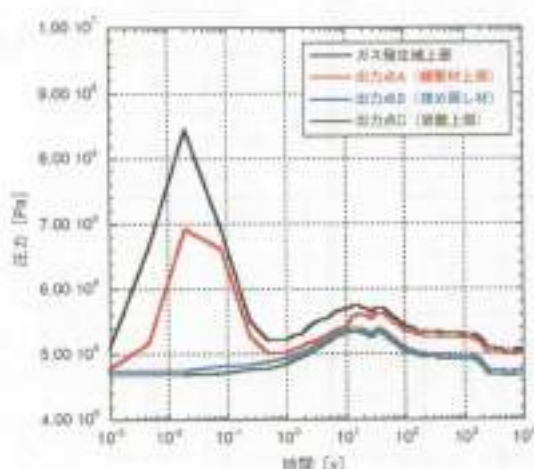
4) 解析結果

(1) 軟岩系岩盤（処分孔垂直置き方式、深度 500m）

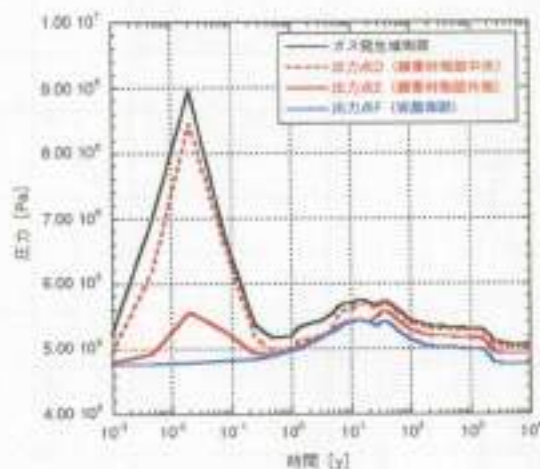
a. 間隙圧力

深度 500m の処分孔垂直置き方式における間隙圧力の経時変化を図 4.3.4-18 に示す。これらの図より初期の間隙圧力はオーバーバック中央部を深度 500m としているため、ほとんどが $5.0 \times 10^5 \text{ Pa}$ 程度であり、それより数 m 近傍の緩衝材、埋め戻し材や岩盤上部の間隙圧力は $4.7 \times 10^5 \text{ Pa}$ 前後の値となっている。

処分直後（30 日以内）においてガス発生域および緩衝材側部中央における圧力がごく短時間に上昇（ $8.0 \sim 9.0 \times 10^5 \text{ Pa}$ となり 60～90%程度増加）している。また、このときの各部分の最大間隙圧力は、緩衝材上部で $6.8 \times 10^5 \text{ Pa}$ 、緩衝材側部外側で $5.5 \times 10^5 \text{ Pa}$ である。また、緩衝材内外の最大差圧は $4.0 \times 10^5 \text{ Pa}$ 程度となることがわかる。

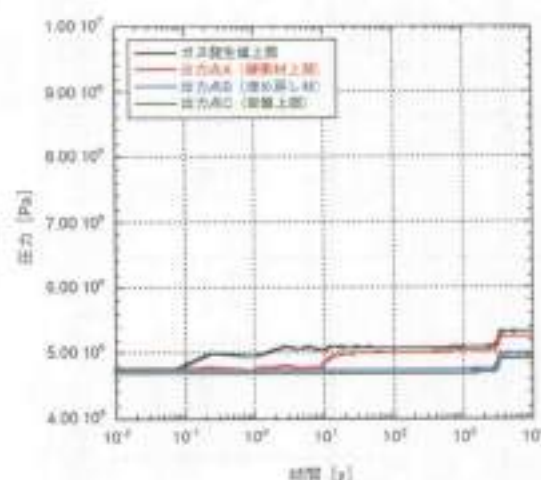


(a) 緩衝材上部領域

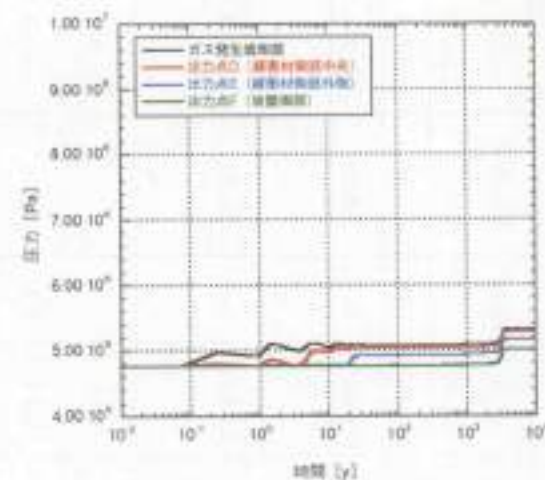


(b) 緩衝材側部領域

図 4.3.4-18 間隙圧力の経時変化（軟岩系岩盤、熱を考慮した場合）



(a) 緩衝材上部領域



(b) 緩衝材側部領域

図 4.3.4-19 間隙圧力の経時変化（軟岩系岩盤、熱を考慮しない場合）

このような間隙圧力上昇の原因として、廃棄体の発熱により人工バリア部分の間隙水温度が上昇したため間隙水の密度が低下し体積が膨張したことによるものと考えられる。このことは、発熱を考慮しない場合の同様な計算結果をみると初期の間隙圧力の上昇がまったく発生していないことからわかる（図 4.3.4-19）。なお、実際にはこれほどまで間隙圧力は増加しないものと考えられる。その理由としては TOUGH2 コードは熱・水（ガスを含む）連成解析であるものの、間隙水または間隙ガスの温度膨張を考慮する一方、間隙体積の増加は考慮していないことに起因していることによる。

また、処分後 30 日以後は温度低下とともに低下し、2,000 年以降はすべての部分で圧力が一定となった。

なお、ここでいう間隙圧力とは、間隙水圧＋毛管圧力であり、飽和状態においては間隙水圧を、不飽和の状態では間隙ガス圧を意味するものである。

b. 岩盤へ押し出される排水量

オーバーバックからのガス発生によって間隙水が岩盤に押し出される累積排水量の経時変化を図 4.3.4-20 に示す。また、岩盤に押し出される排水速度の経時変化を図 4.3.4-21 に示す。図 4.3.4-20 では累積排水量は最初の 40 年で 470kg のピークに達しており、その後、徐々に減少し 10⁴ 年時点で 50～100kg まで低下する。図 4.3.4-21 をみると水の熱膨張により処分直後から押し出し速度は徐々に増加し最大押し出し速度は最初の 7 日頃において 200kg/y¹ となる。これは、人工バリア外側表面積を 150m² と仮定すれば、 1×10^{-6} m/y¹ 程度の単位面積あたりの排水速度となり、一般的にいわれている地下水流速値より 1～2 桁小さいものとなる。

その後は 100 日程度で 50kg/y¹ まで低下し、処分後 30 年以降 10,000 年までの流速は 0 近傍であるが、若干負の値を示すことから一旦人工バリアの外へ出た水が逆流しているものと推測される。その理由としては、間隙圧力の低下に加え、1,000 年以前はオーバーバック周辺から緩衝材の最大温度が 50℃～80℃から 1,000 年後には 45℃、10,000 年後には 27℃となるため、間隙水の密度が増加し、体積収縮することで逆流現象になっていることによると考えられる。

このように、計算結果ではガス発生による岩盤への間隙水押し出し量は、最大 470kg の累積排水量を示すが、前述のように構造体の温度膨張を考慮すればそれほど大きい排出量になることはない。したがって、熱を考慮しない場合の 250 年間の累積排水量（約 100kg）に基づいて、平均押し出し流速を算出すると 3×10^{-6} m/y¹ と小さい値となる。

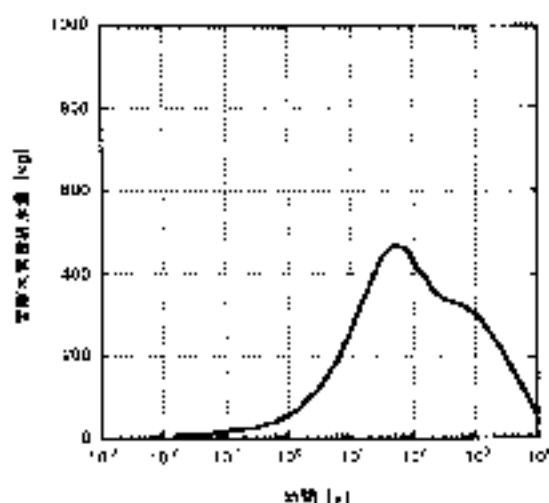


図 4.3.4-20 間隙水累積排水量
(軟岩系岩盤、熱を考慮した場合)

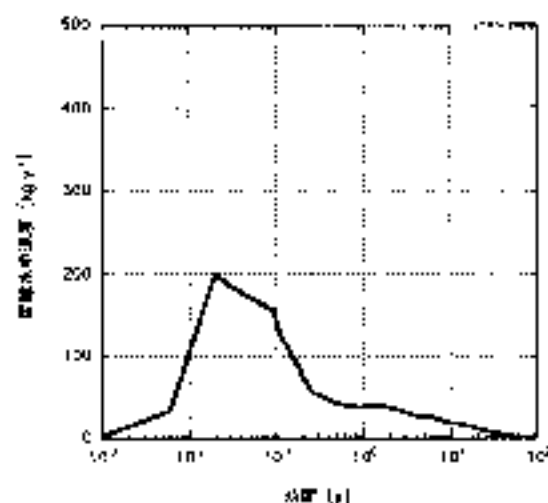


図 4.3.4-21 間隙水排水速度
(軟岩系岩盤、熱を考慮した場合)

c. 飽和度

ガス飽和度の経時変化を図 4.3.4-22 に示す。この図からオーバーバック表面のガス発生域において、30 日頃からガス飽和度が上昇を開始している。そのほかの人工バリア箇所でもガスが侵入する時期は緩衝材側部中央で約 3 年、緩衝材側部外側で約 20 年、岩盤側部で約 30 年、岩盤上部で数 100 年となっている。このように岩盤上部でガス侵入時期が遅くなる理由としては、埋め戻し材の水の残留飽和度 ($S_{w,r}$) の値を緩衝材の値よりも大きく設定したため、水の排出がほとんどない状態となり、埋め戻し材中のガス飽和度が増加しにくくなり、結果的にガスが岩盤側部を回り込んで岩盤上部に移動したと考えられる。埋め戻し材中のガス飽和度が増加していないことは図 4.3.4-23～図 4.3.4-25 に示す飽和度分布図から明らかであり、埋め戻し材中のガス飽和度は、100 年から 1,000 年にわたりほとんど増加していないことがわかる。

処分後 1,000 年以降は埋め戻し材を除き、ガス飽和度はほとんどの箇所でも 2～4% であり、いい換えれば水飽和度は 96.0～98.0% 程度と、ほとんど飽和状態であることがわかる。したがって、ガスはこの程度の高い水飽和度を維持しつつ、緩衝材を貫通して岩盤へ向かって抜けていることがわかる。

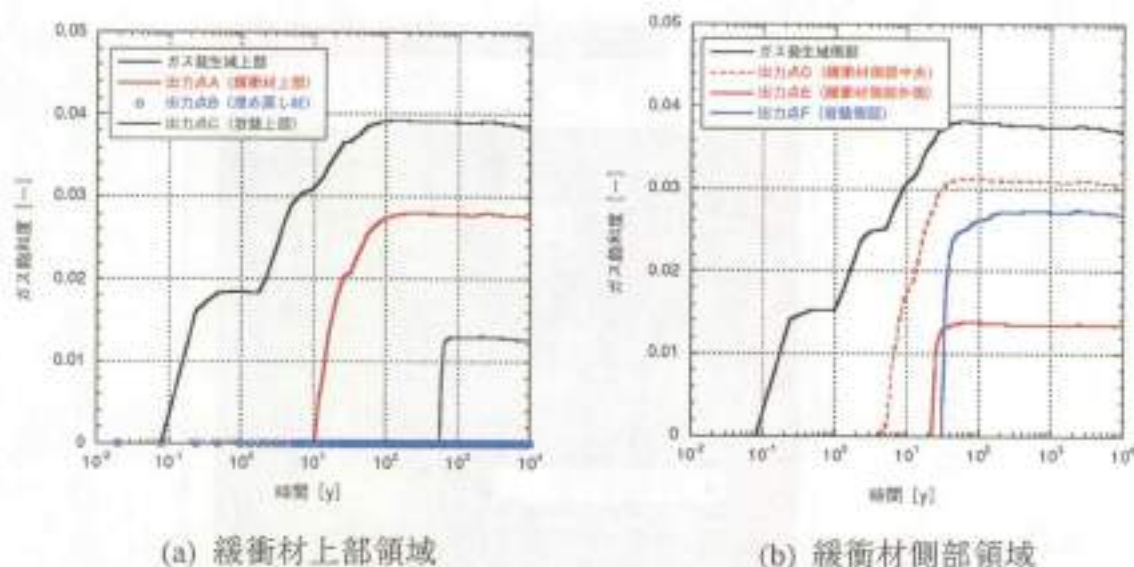


図 4.3.4-22 ガス飽和度の経時変化（軟岩系岩盤，熱を考慮した場合）

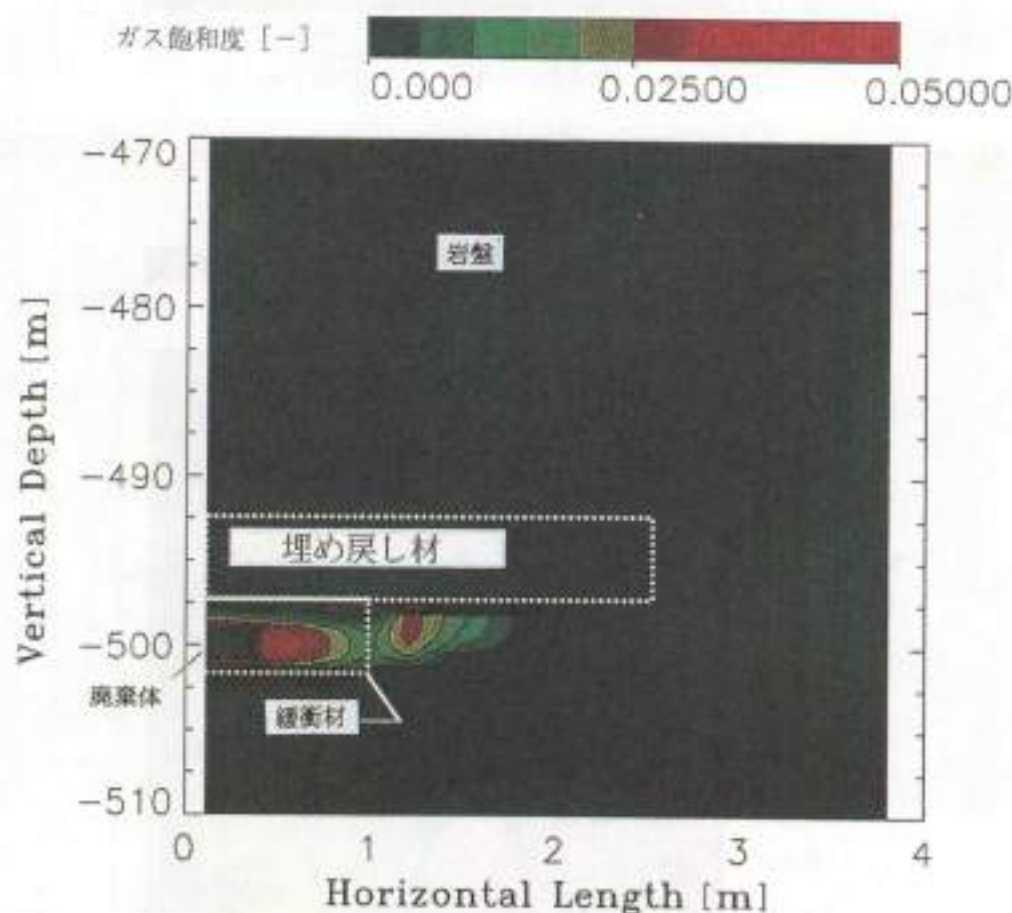


図 4.3.4-23 100年後のガス飽和度分布（軟岩系岩盤，縦置き方式）

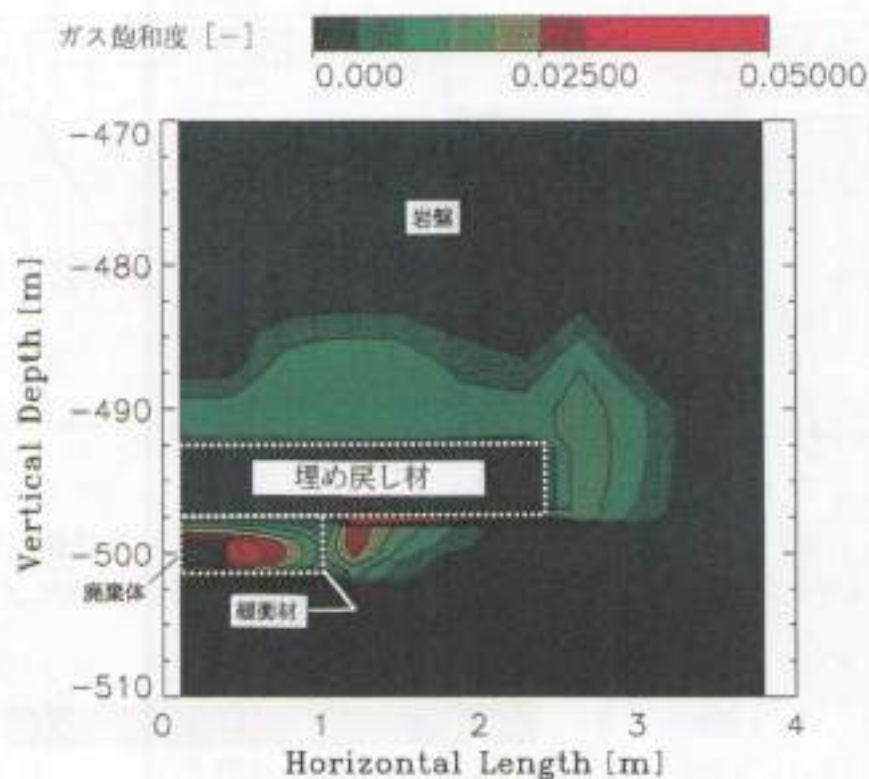


図 4.3.4-24 1,000 年後のガス飽和度分布（軟岩系岩盤，豎置き方式）

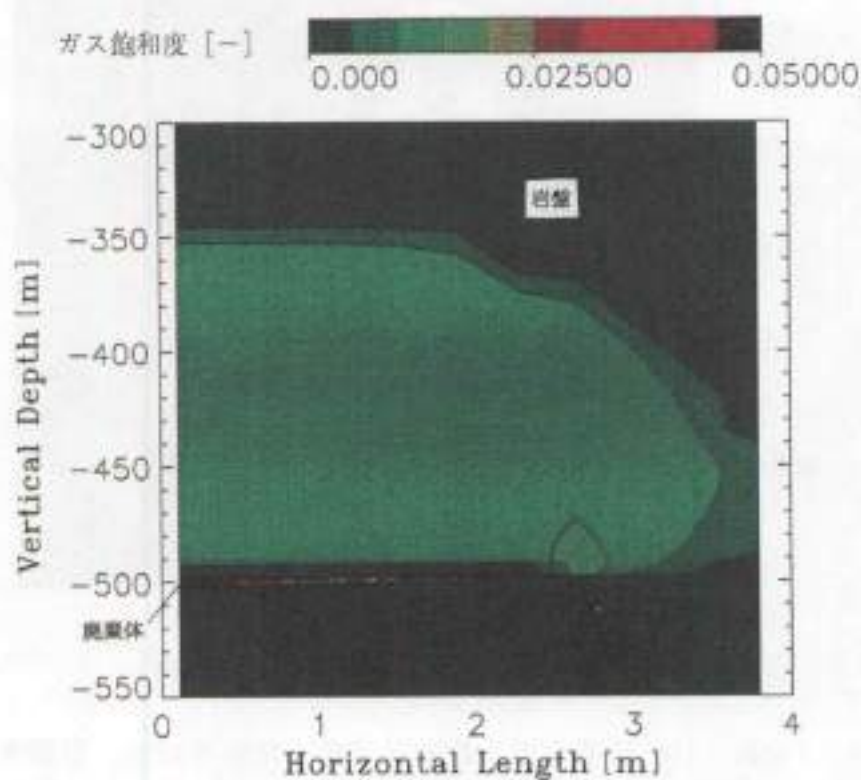


図 4.3.4-25 10,000 年後のガス飽和度分布（軟岩系岩盤，豎置き方式）

d. 岩盤へ排出するガス量

オーバーバックからのガス発生によって岩盤側へ排出されるガス累積排出量の経時変化を図 4.3.4-26 に示す。この図から 20 年頃からはほぼ一定速度 (0.02kg y^{-1}) でガスが岩盤側へ排出されている。この値はガス発生速度 $2.3 \times 10^{-1}\text{m}^3 \text{y}^{-1}$ と同等であり、発生したガス量がほぼ全量排出する定常状態に近いことがわかる。

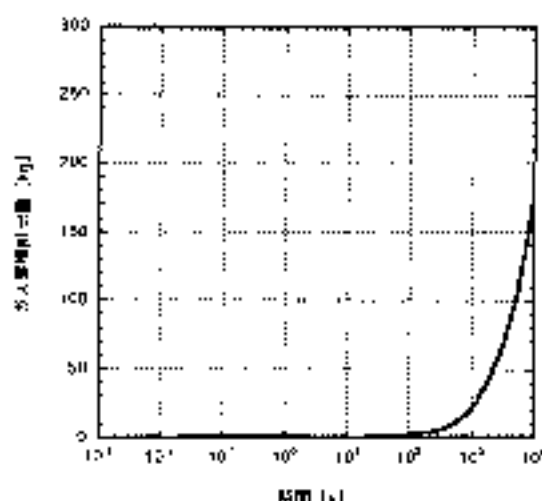


図 4.3.4-26 ガス累積排出量（軟岩系岩盤、熱を考慮した場合）

(2) 硬岩系岩盤（処分坑道横置き方式、深度 1,000m）

硬岩系岩盤における解析結果は、前項の軟岩系岩盤における結果とほぼ同様な傾向となっていることから、ここでは結果の概要を以下に示す。

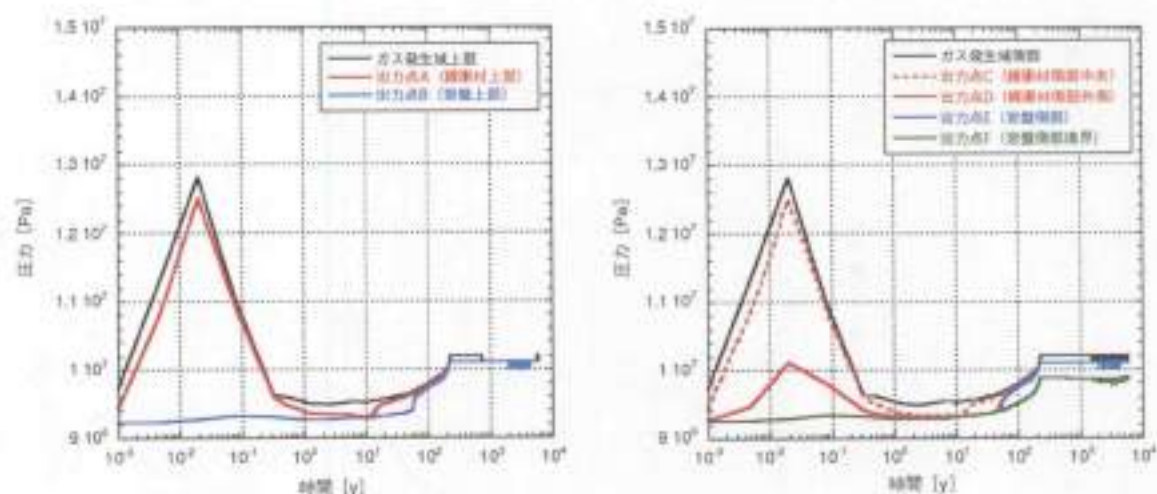
初期の間隙圧力については、オーバーバック中央部を深度 1,000m としているため、 $9.5 \times 10^6 \text{Pa}$ となり、それより数 m 離れた緩衝材、岩盤部の間隙圧力は $9.3 \times 10^6 \text{Pa}$ 前後の値となっている。また、軟岩系岩盤、処分坑道横置き方式（深度 500m）と同様、処分後ごく初期（30 日以内）においてガス発生域、緩衝材側部中央および緩衝材上部での間隙圧力が瞬時に上昇（ $1.24 \sim 1.28 \times 10^7 \text{Pa}$ と 30～40%程度上昇）し、このときの緩衝材側部外側における間隙圧力は $1.02 \times 10^7 \text{Pa}$ となっている（図 4.3.4-27）。

岩盤へ押し出される累積排水量は最初の 100 年で 260kg のピークに達している。その後、徐々に減少し 6,000 年で 150kg まで低下する（図 4.3.4-28）。また、最大押し出し流速は約 7 日において 360kg y^{-1} となり、人工バリア外側表面積を 31m^2 とすれば、単位面積あたりの排水速度は $1 \times 10^{-3}\text{m y}^{-1}$ となる（図 4.3.4-29）。

ガス飽和度の経時変化については、ガス発生域において 30 日頃からガス飽和度が上昇を開始し、その他の箇所でもガスが侵入する時期は緩衝材側部中央で 10 年、緩

衝材側部外側で 40 年、岩盤側部で 50 年、岩盤上部で 60 年となっている（図 4.3.4-30）。

岩盤側へ排出されるガス累積排出量については、ほぼ一定速度 (0.02kg y^{-1}) で岩盤側へ排出されており、この値はガス発生速度 $2.3 \times 10^4 \text{m}^3 \text{y}^{-1}$ と同等である（図 4.3.4-31）。



(a) 緩衝材上部領域

(b) 緩衝材側部領域

図 4.3.4-27 間隙圧力の経時変化（硬岩系岩盤、熱を考慮した場合）

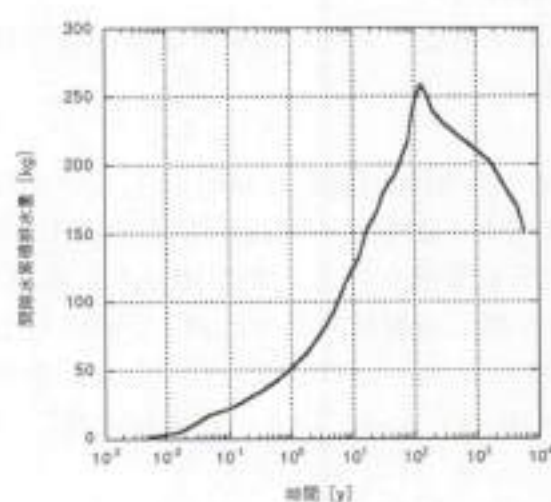


図 4.3.4-28 間隙水累積排出量
（硬岩系岩盤、熱を考慮した場合）

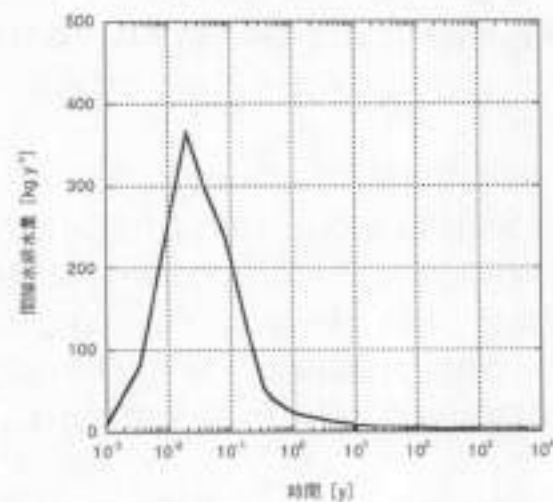


図 4.3.4-29 間隙水排水速度
（硬岩系岩盤、熱を考慮した場合）

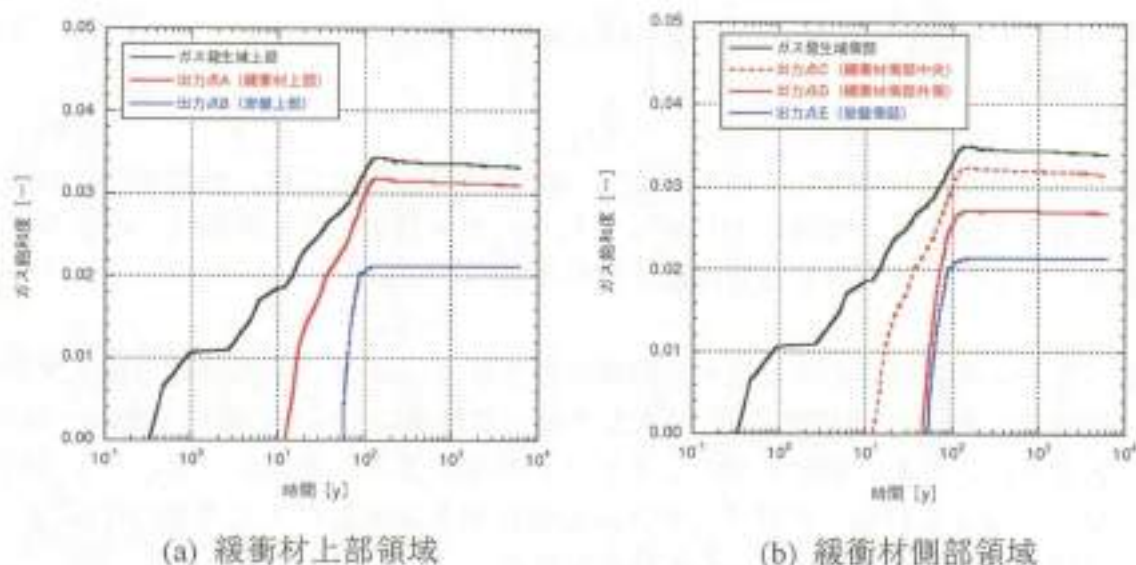


図 4.3.4-30 ガス飽和度の経時変化（硬岩系岩盤、熱を考慮した場合）

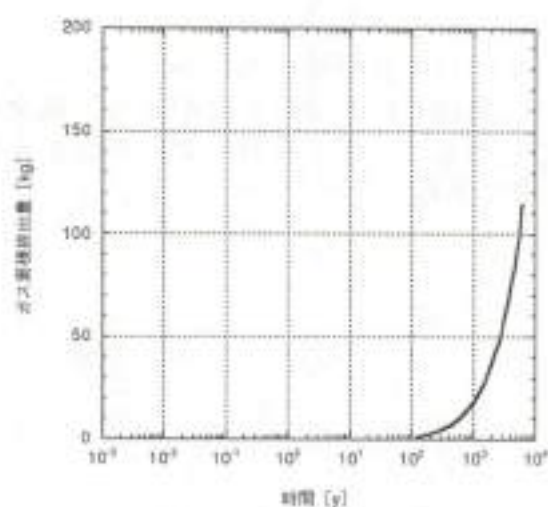


図 4.3.4-31 ガス累積排出量（硬岩系岩盤、熱を考慮した場合）

4.3.4.3 まとめ

溶存水素の拡散試験および炭素鋼オーバーパックの長期腐食試験の結果（拡散係数； $2 \times 10^{-11} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$ ，炭素鋼オーバーパックの腐食速度； $5 \mu\text{m y}^{-1}$ ）に基づき行った溶存水素の拡散解析については，拡散移行により移動する割合はわずかであり，ガス発生量の81%～86%が炭素鋼オーバーパックと緩衝材の界面に蓄積される結果となった。

そこで，蓄積される水素ガスの気相としての移動を評価するため，炭素鋼オーバー

ハックの腐食速度として保守的な値 ($10 \mu\text{m y}^{-1}$) を用いて粗流解析を行った。その結果、以下のようなことがわかった。

- ①発熱を考慮した場合でも処分後から 30 年以降においては、処分深度に相当する地下水圧に近い間隙圧力に戻っており、ガス発生による間隙圧への寄与は小さく、その上昇割合も初期間隙圧力の 10% 以下である。
- ②ガスが緩衝材側部中央に達する時期は処分後 3～10 年、岩盤側部へ侵入する時期は 30～50 年で程度であり、侵入した後の飽和度はすべての箇所では 96.0～98.0% となり、ほとんど飽和状態のままガスが移動することがわかった。一方、処分システムから岩盤へ移動するガスの累積排出量は発生ガス量 $2.3 \times 10^4 \text{m}^3 \text{y}^{-1}$ がほぼ全量岩盤へ移動していると考えられる。

以上のようなことから、ガス発生による人工バリアへの構造力学的影響、さらには間隙水の排水にともなう核種移行の促進に対する影響については、ほとんど問題ない結果であると考えられる。

前述したように緩衝材中のガス移行モデルについては、いくつかのモデルが提案されているが、これらは開発途上にある。したがって、緩衝材および岩盤中における透気特性データの拡充とともに、ガス移行モデルの改良を行い、その適応性の確認を行っていくことが重要である。

4.3.5 緩衝材の岩盤内侵入の評価

人工バリアとして埋設された後の緩衝材は、それ自体が地下水で飽和するのに伴い、膨潤する性質がある、このため、処分孔の壁面に開口した亀裂が存在すると、ここから緩衝材が処分孔外部に侵入してゆくことが考えられる。

Pusch (1981, 1983c)、Kanno and Wakamatsu (1991) らは、ベントナイトの侵入現象を粘性流体流れもしくは、粘土粒子の拡散としてモデル化を試みている。粘性流体の流れのモデル化では、ベントナイトゲルをニュートン流体と仮定すると、粘性係数が非常に高い値となることが報告されている。一方、粘土粒子の拡散としたモデル化では、実験結果にもとづき粘土粒子の拡散係数が得られているが、そのメカニズムに関する情報は得られていない。Börjesson (1990) は、ベントナイトを多孔質弾性体および Drucker-Plager 塑性体として扱って解析し、緩衝材の亀裂への侵入量やその場合の空隙比分布の経時変化を求めているが、さらに検討する必要があることが指摘されている。また、Ahn (1999) は、粘土の圧密理論 (Terzaghi, 1925) に基づいて、ベントナイトの膨潤応力と亀裂へのベントナイト侵入におけるベントナイト空隙中の水の動きを考慮して解析し、平行平板中へのベントナイト侵入の実験結果 (4.1.2.1.11 2) 参照) を説明している。この中では実験で見られたような、ベントナイトの亀裂への侵入速度の亀裂幅依存性はモデル化されていない。

これらを踏まえ、4.1.2.1.11 2) で示した様に緩衝材の岩盤亀裂中への侵入挙動を、緩衝材の膨潤圧と粘性抵抗をもとに拡散係数を設定して拡散モデルとして取り扱う考え方で有限要素法解析を実施し、埋設後の緩衝材の密度低下を評価した。評価にあたっては、亀裂が平板で、初期の亀裂内部には何も充填されていないものとした。実際の岩盤の亀裂は充填物が存在していたり、割れ目が交差していたりしており、それに比べると本解析はかなり保守側の設定になっている。

4.3.5.1 解析内容

解析では、初期の状態で緩衝材の密度を 1.6 Mg m^{-3} 、亀裂内部の密度を 0 Mg m^{-3} とし、埋設後の緩衝材の密度変化、すなわち外部への流出挙動を時間領域で逐次積分して計算した。

1) 解析モデル

図 4.3.5-1 に解析モデルを示す。解析モデルは、軸対称モデルであるが、図 4.3.5-1 は形状が把握しやすいように、周方向に 180 度展開した形で表示している。

図に示されるように、解析モデルは緩衝材部分と亀裂部分で構成されている。緩衝材部分はオーバーバック部分を空洞とし、平均的な亀裂の密度を 2 本/m と仮定して、これに対応した軸方向に 50cm の範囲を解析の対象とした。さらにモデル化において

は軸方向に対称条件を取ることのできる亀裂の中央部分で2分割し、片側を解析メッシュとした。亀裂部分に関しては、図に示されるように緩衝材から半径方向に一様に延びる形状とし、緩衝材外表面から岩盤の中に向かって3mの範囲をモデルに含めた。この3mという範囲は、現状、レーダートモグラフィーなどである程度内部の状況がわかる領域である。

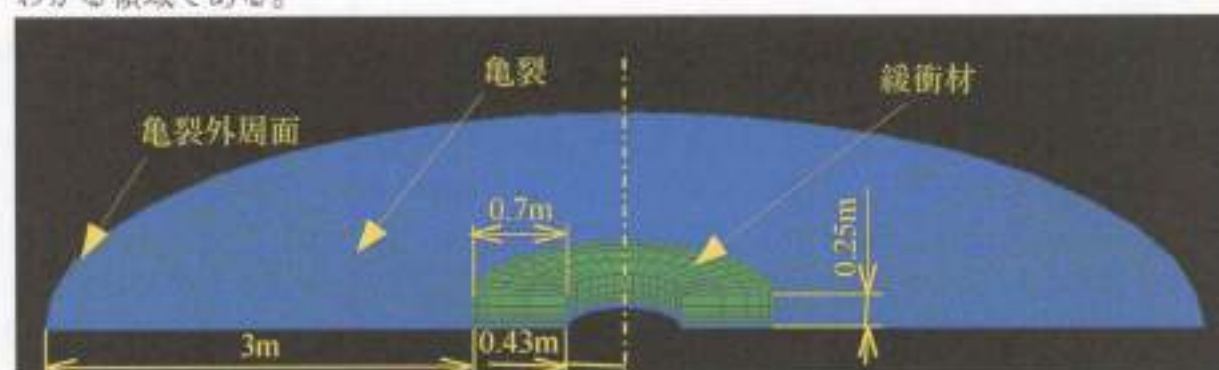


図 4.3.5-1 緩衝材の岩盤亀裂中への侵入に関する解析モデル

2) 境界条件

解析においては、亀裂外周面部分の緩衝材の固相率が0となるように設定した。これは、亀裂外周面における緩衝材の密度を常に0となるように固定することとなり、この位置で緩衝材が流出することを意味する。また、亀裂外周面以外の部分では、緩衝材のモデル外部への移動はないように条件設定している。

3) 解析ケース

解析では、亀裂開口幅をパラメータとした。分冊3に示されるように亀裂開口幅は図4.3.5-2に示す確率で分布すると設定している。これを参考に本解析では0.0015mまでは0.0005m間隔で、それ以降は0.001m間隔で計7ケース(0.0005m, 0.001m, 0.0015m, 0.002m, 0.003m, 0.004m, 0.005m)亀裂開口幅を設定した。

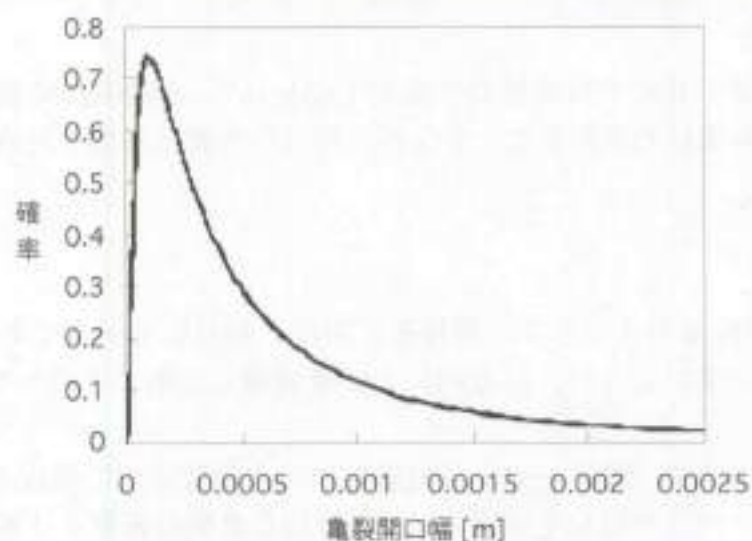


図 4.3.5-2 亀裂開口幅の確率分布

4.3.5.2 解析結果

1) 緩衝材密度の時間的变化

図 4.3.5-3 に各ケースの処分孔内の緩衝材の密度の時間的变化を示す。図に示すように、緩衝材の密度は時間の経過とともに低下することが分かる。

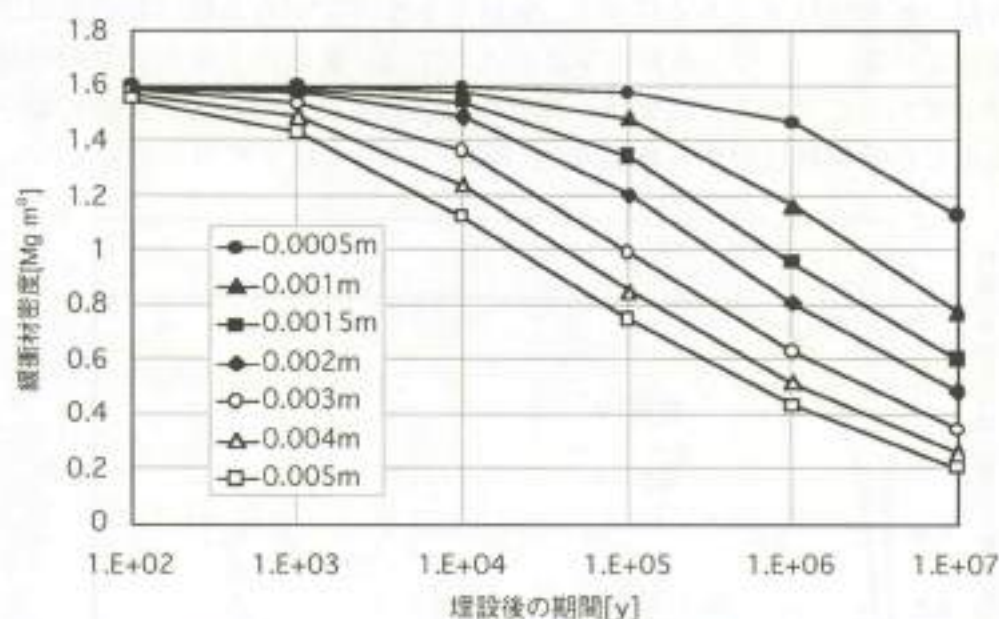


図 4.3.5-3 亀裂開口幅の変化に伴う緩衝材密度の時間的变化

2) 緩衝材の密度分布

図 4.3.5-4 に緩衝材の密度の空間的な分布を計算した例を示す。この図は図 4.3.5-3 に○で示した部分に対応する。

注) 密度単位: Mg m^{-3}

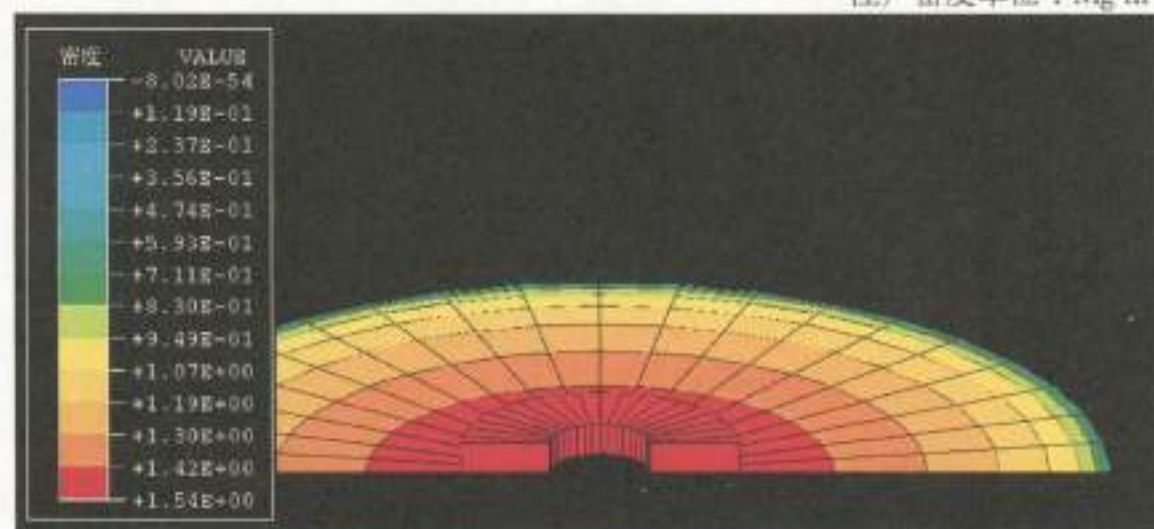


図 4.3.5-4 緩衝材の密度分布 (亀裂開口幅 0.0015m, 1 万年後)

図に示されるように、緩衝材内部での密度分布はみられず、亀裂内部で外周部に向かって緩衝材が膨出し、その密度が亀裂外周部に向かって低下しているのが分かる。

4.3.5.3 評価

図 4.3.5-2 に示すように、亀裂性岩盤に想定される亀裂はその開口幅 0.001m 程度以下である確率が高い。このことをより直接的に見るため、存在する亀裂の開口幅が、ある値よりも小さい確率を整理して図 4.3.5-5 に示す。この図においては亀裂 1 本のみがある開口幅の値以下である確率と、亀裂 6 本すべてがある開口幅の値以下である確率を示している。ここで、亀裂 6 本という数字は、廃棄体 1 体あたりの緩衝材の長さが 3.13m であることから、廃棄体 1 体分の亀裂数として設定した。図に示される様に、ほとんどの緩衝材に対する亀裂の開口幅が 0.002m 以下であるといえる。

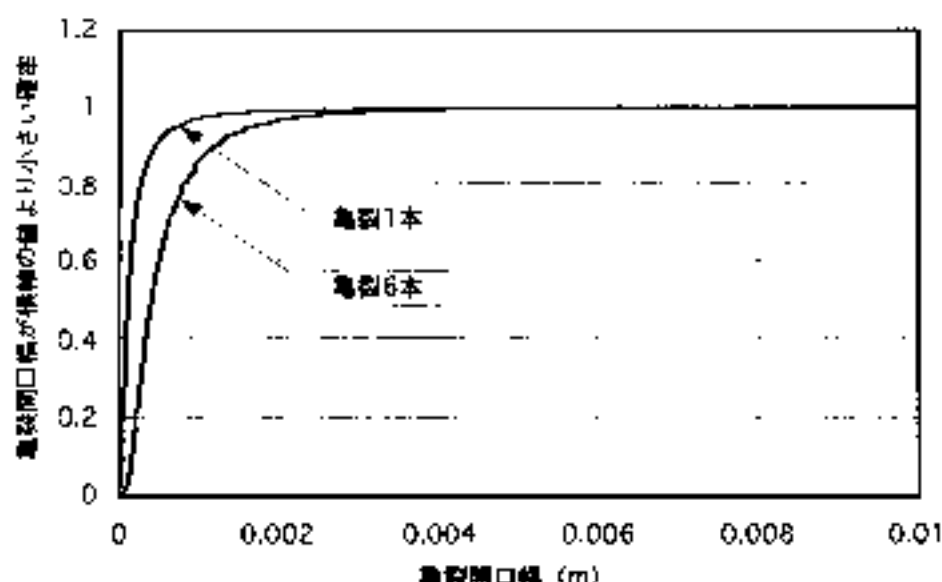


図 4.3.5-5 亀裂開口幅がある値以下である確率

図 4.3.5-5 を基に、各解析ケースで設定した亀裂開口幅の存在確率を整理した値を表 4.3.5-1 に示す。表 4.3.5-1 に示した値に、各解析ケースに対して求めた緩衝材の密度を乗じ、個々に求めたこれらの値を足しあわせることにより、処分孔内の緩衝材の平均的な密度を期待値として求めることができる。この方法で求めた緩衝材の平均的な密度の時間的変化を図 4.3.5-6 に示す。

図に示すように、緩衝材の密度低下は、平均的には 10 万年で初期の値の約 92% 程度（緩衝材密度 1.5Mg m^{-3} 程度）、100 万年で約 80% 程度（緩衝材密度 1.3Mg m^{-3} 程度）までに留まるという結果となった。

表 4.3.5-1 亀裂開口幅がある範囲である確率

亀裂開口 幅の範囲	0.0005m 以下	0.0005m～ 0.001m	0.001m～ 0.0015m	0.0015m～ 0.002m	0.002m～ 0.003m	0.003m～ 0.004m	0.004m～ 0.005m
亀裂1本	0.913	0.059	0.016	0.006	0.004	0.001	0.0006
亀裂6本	0.595	0.256	0.082	0.031	0.021	0.007	0.003

注) 亀裂6本の場合はたとえば開口幅が0.0005m～0.001mの範囲であれば、その亀裂開口幅が6本とも0.001m以下で、かつそのうちの1本は0.0005mを超える確率を示す。

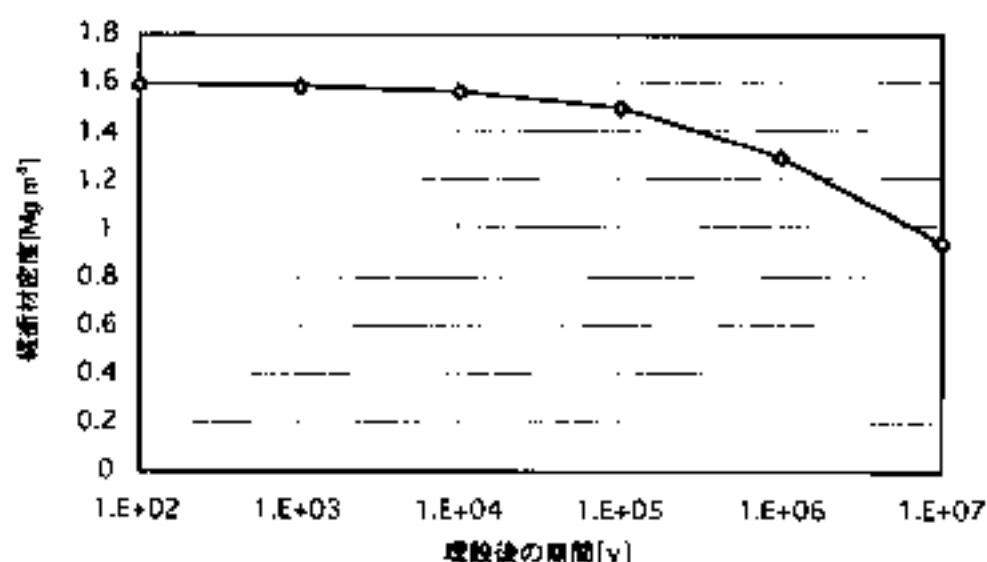


図 4.3.5-6 緩衝材密度の平均的な変化

4.3.5.4 まとめ

拡散モデルを用いて評価を行った結果、緩衝材の岩盤内亀裂への浸入による処分孔内の緩衝材の密度低下は、平均的には10万年で初期の値の約92%程度（緩衝材密度1.5Mg m⁻³程度）、100万年で約80%程度（緩衝材密度1.3Mg m⁻³程度）までに留まるという結果が得られた。

この評価結果は、他の長期挙動の予測解析結果と同じく、限られた条件で取得されたデータに対してモデル化、外挿しているものであり、本来複雑である緩衝材の岩盤内の挙動を非常に単純化して得られた結果である。このため、今後、評価手法を高度化してゆくとともに、将来、処分子定地が選定されれば、そのサイトの地質環境条件に応じて評価を行うことが必要である。

第IV章 参考文献

- Ahn, J. (1999) : Long-Term Behavior of Bentonite Buffer in a Geologic Repository for High-Level Wastes, UCB-NE-4222.
- Ahonen, L. (1995) : Chemical Stability of Copper Canisters in Deep Repository, Report YJT-95-19, Nuclear Waste Commission of Finnish Power Companies.
- Alvarez, M.G., Manfredi, G., Giordano, M. and Galvele, J.R. (1984) : Corros. Sci., 24, 769.
- 天野俊明, 児島洋一, 辻川茂男 (1995) : 高温塩化物水溶液中における Ti-Pd 合金のすきま腐食, 第42回腐食防食討論会講演集, pp.83-86.
- Annaki, M. and Lee, K.L. (1977) : Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics, Proc. ASCE, Vol.103, GT6, pp.549-564.
- 青柳孝義, 三原守弘, 田中益弘, 奥津一夫 (1999) : 人工バリア材の体積変化に対するシステム健全性評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-058.
- Apted, M.J. (1997) : A Modest Proposal: A Robust, Cost-Effective Design for High-Level Waste Packages, Proc. of MRS'97, Switzerland, October.
- Araki, K., Morigi, M., Emoto, Y., Kaji, Y., Iraki, S., Nada T. and Watanabe, T. (1989) : Natural Analogue Study on Engineered Barriers for Underground Disposal of Radioactive Wastes. ASME'89 proceedings, pp.601-609.
- 朝野英一, 杉野弘幸, 川上進, 山中裕美子 (1997) : 高レベル放射性廃棄物処分技術の開発, 石川島播磨技報 Vol.37, No.4.
- 安住和久, 山本源一, 瀬尾真浩 (1997) : 材料と環境, 46, 176.
- 馬場晴雄, 小玉俊明, 藤井哲雄, 久松敬弘, 石川百合子 (1981) : 防食技術, 30, 113.
- 馬場晴雄, 小玉俊明, 藤井哲雄 (1987) : 防食技術, 36, 219.
- Baeyens, B. and Bradbury, M.H. (1997a) : A Mechanistic Description of Ni and Zn Sorption on Na-Montmorillonite Part I : Titration and Sorption Measurements, Journal of Contaminant Hydrology, 27, pp.199-222.

Baeyens, B. and Bradbury, M.H. (1997b) : A Mechanistic Description of Ni and Zn Sorption on Na-Montmorillonite Part II : Modelling, *Journal of Contaminant Hydrology*, 27, pp.223-248.

Beavers, J.A. and Pugh, E.N. (1980) : *Metal Trans.*, 11A, 809.

Beavers, J.A., Thompson, N.G. and Parkins, R.N. (1987) : Stress Corrosion Cracking of Low-Strength Carbon Steels in Candidate High-Level Waste Repository Environment, NUREG/CR-3861.

Benjamin, L.A., Hardie, D. and Parkins, R.N. (1988) : *Br. Corros. J.*, 23,2,89.

Boisson, J.Y. (1989) : Study on the Erosion Possibilities by Flowing Ground Waters on Bentonite Plugs Expanded from Borehole into Fractures, *Proc. NEA/CEC Workshop - Sealing of Radioactive Waste Repositories*.

Börjesson, L., Hökmark, H. and Karnland, O. (1988) : Rheological Properties of Sodium Smectite Clay, SKB Technical Report 88-30.

Börjesson, L. (1990) : Interim Report on the Laboratory and Theoretical Work in Modeling the Drained and Undrained Behavior of Buffer Materials, SKB Technical Report 93-22.

Börjesson, L. (1992) : Interaction between Rock, Bentonite Buffer and Canister. FEM Calculations of Some Mechanical Effects on the Canister in Different Disposal Concepts, SKB Technical Report 92-30.

Börjesson, L., Johannesson, K. and Sandén, T. (1996) : Backfilling Materials Based on Crushed Rock - Geotechnical Properties Determined in Laboratory, SKB Progress Report HRL-96-15.

Börjesson, L. (1997) : Test Plan for Backfill and Plug Test, SKB Progress Report HRL-98-08.

Bradbury, M.H. and Baeyens, B. (1997) : Far-Field Sorption Data Bases for Performance Assessment of a L/ILW Repository in a Disturbed/Altered Palfris Marl Host Rock, Paul Scherrer Institute PSI Bericht Nr. 97-16.

Bresle, A., Saers J. and Arrhenius, B. (1983) : Studies in Pitting Corrosion on Archaeological Bronzes, SKB Technical Report, TR 83-05.

Briesmeister, J.F. (ed.) (1993) : MCNP-A General Monte Carlo N-Particle Transport Code, Version 4A, LA-12625-M.

Broadhead, B.L. and Parks, C.V. (1991) : Scale-4 Shipping Cask Shielding Applications, US DOE Rep, CONF-9109217-3.

Campbell G.S. 著, 中野政詩, 東山勇監訳 (1987) : パソコンで学ぶ土の物理学 [自然環境管理の基礎], 鹿島出版会.

Case, B. (1973) : *Electrochimica Acta*, 18, 293.

Chambell, H.S. (1971) : *Water Treatment and Examination*, 20, 11.

千葉保, 笹本広, 三木崇史, 稲垣学, 油井三和 (1999) : ニアフィールドにおける酸化還元状態の変遷に関する予察的解析, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-027.

千葉松正和, 藤田朝雄, 菅野毅, 小林晃, 茂呂吉司 (1995) : 膨潤応力を考慮した熱・水・応力連成解析, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集第 3 部 (A), pp.26-27.

千葉松正和, 杉田裕, 松本一浩, 菊池広人, 村田澄彦, 斎藤敏明 (1998a) : 緩衝材ブロック継ぎ目部の力学および浸潤特性, 動燃技術資料, PNC TN8410 98-058.

Chijimatsu, M., Fujita, T., Kobayashi, A. and Ohnishi, Y. (1998b) : Mathematical Simulation of Coupled T-H-M Processed in the Near Field, 1998 International Workshop, Key issues in Waste Isolation Research, Barcelona.

Chijimatsu, M., Fujita, T., Kobayashi, A. and Nakano, M. (1998c) : Calibration and Validation of Thermal, Hydraulic and Mechanical Model for Buffer Material, サイクル機構技術資料, JNC TW8400 98-017.

千葉松正和, 谷口航 (1999) : 熱・水・応力連成モデルを用いたニアフィールド解析評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-014.

千葉松正和, 杉田裕, 雨宮清 (1999a) : 緩衝材の製作・施工技術に関する検討, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 35

千々松正和, 杉田裕, 藤田朝雄, 雨宮清 (1999b) : 釜石原位置試験場における粘土充填・熱負荷試験結果, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-024.

Chijimatsu, M., Sugita, Y., Fujita, T. and Amemiya, K. (1999c) : Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Experiment at Kamaishi Mine, Technical Note 15-99-02, Experimental results, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-034.

Chijimatsu, M., Fujita, T., Kobayashi, A. and Ohnishi, Y. (1999d) : Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Experiment at Kamaishi Mine, Technical Note 16-99-03, Analyses of Task 2C, DECOVALEX II, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-000.

千々松正和, 杉田裕, 菊池広人, 今村雅広, 村田澄彦, 斎藤敏明 (1999e) : 緩衝材ブロック継ぎ目部の力学および浸潤特性 (II), サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-036.

Cornwell, E.J., Wildsmith, G. and Gilbert, P.T. (1973) : Br.Corros.J., 8, 202.

Corey, A.T. (1986) : Mechanism of Immiscible Fluids in Porous Media, Water Resources Publications, Littleton, Colorado.

Couture, R.A. (1985a) : Rapid Increase in Permeability and Porosity of Bentonite-Sand Mixtures due to Alteration by Water Vapor, Mat. Res. Soc. Symp. Proc. 44, pp.515-522.

Couture, R.A. (1985b) : Steam Rapidly Reduces the Swelling Capacity of Bentonite, Nature, 318, pp.50-52.

Dahlström, L-O. (1998) : Test Plan for the Prototype Repository, SKB Progress Report HRL-98-24.

Dexter, S.C. (1987a) : Metals Handbook, 9th ed., 13, Corrosion, ASM International, p.114.

Dexter, S.C. (1987b) : Metals Handbook, 9th ed., 13, Corrosion, ASM International, p.610.

電気技術基準調査委員会 (1984) : 原子力発電所耐震設計技術指針 (昭和 62 年 8 月) .

電気事業連合会 (1980) : 水封式燃料地下貯蔵施設技術指針.

電力中央研究所・電気事業連合会（1999）：高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術。

電力土木技術協会（1988）：電力施設地下構造物の設計と施工，pp.305-307。

de Vries, D.A. (1974) : Heat Transfer in Soils. In Heat and Mass Transfer in the Biosphere. I. Transfer Processes in Plant Environment (D.A. De Vries and N.H.Afghan, Eds.) New York: John Wiley & Sons Inc.

Denison, L. A. and Romanoff, M. (1950) : Soil-Corrosion Studies, 1946 and 1948: Copper Alloys, Lead, and Zinc, Journal of Research of the National Bureau of Standards, RP2077, 44, pp.259-289.

土木学会（1979）：土木技術者のための岩盤力学-昭和54年版-。

土木学会（1980）：地下貯油施設技術指針（案）。

土木学会（1989a）：動的解析と耐震設計 [第1巻]，地震動・動的特性。

土木学会（1989b）：動的解析と耐震設計[第3巻] エネルギー施設。

土木学会（1994）：トンネルライブラリー 第7号 山岳トンネルの立坑と斜坑。

土木学会（1996a）：コンクリート標準示方書「設計編」（平成8年制定）。

土木学会（1996b）：トンネル標準示方書「山岳工法編」・同解説。

土木学会（1996c）：トンネル標準示方書「開削工法編」・同解説。

土木学会（1997）：圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術

動力炉・核燃料開発事業団（1992a）：高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書—平成3年度—，PNC TN1410 92-081。

動力炉・核燃料開発事業団（1992b）：汎用非線形構造解析システム FINAS.V.12 使用説明書，PNC TN520 92-006。

動力炉・核燃料開発事業団（1996）：地層処分研究開発の現状（平成8年度），PNC TN1410

96-071.

動力炉・核燃料開発事業団（1997）：地層処分研究情報交換会（INTEGRATE' 97）報告書，PNC TN1100 97-004.

土質工学会（1988）：“土質工学ハンドブック”.

Duerden, S.J.. (1992) : Review of the Interactions between Bentonite and Cement, DOE Report No:DoE/HMIP/RR/92/031.

ENRESA (1998) : FEBEX Full-Scale Engineered Barriers Experiment in Crystalline host Rock, Pre-Operational Stage, Summary Report.

Escalante, E. and Kruger, J. (1971) : J.Electrochem.Soc., 118, 1062.

Estes, G.P., Urban, W.T. and Heath, A.R. (1985) : Photon Shielding Calculations for a Radiation Waste Facility Benchmark, Trans.Am.Nucl.Soc., vol.50, pp.477-479.

Fitzgibbons, E.T. and Hartwig, W.H. (1970) : NASA Tech. Rep., No.86.

Fried, I.J. and Combaranous, M.A. (1979) : Dispersion in Porous Media, Advanced Hydroscience, pp.169-282.

藤田朝雄，杉田裕，納多勝，幾世橋広（1992）：緩衝材の熱物性試験，動燃技術資料，PNC TN1410 92-052.

藤田朝雄，千々松正和，菅野毅，小林晃，茂呂吉司，中野政詩（1995）：緩衝材の膨潤応力のモデル化に関する検討，土木学会第 50 回年次学術会講演概要集第 3-A，pp.28-29.

Fujita, T., Chijimatsu, M., Ishikawa, H., Suzuki, H. and Matsumoto, K. (1997) : Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Experiment at Kamaishi Mine, Technical Note 11-96-04, Fundamental Properties of Bentonite OT-9607, PNC TN8410 97-071.

Fujita, T., Sugita, Y., Chijimatsu, M., Amemiya, K. and Moro, Y. (1998) : Field Experiment of Coupled T-H-M Processed in the Near field, 1998 International Workshop, Key issues in Waste Isolation Research, Barcelona.

藤田朝雄，杉山裕（1998）：JNC/AECL 共同研究-トンネルシーリング性能試験の現況について，JNC TN1340 98-001, pp.79-84.

福江正治，加藤義久，小松田精吉（1995）：地盤と地下水汚染の原理（Principle of Contaminant Transport in Soils），東海大学出版会.

Fukuda, T. and Akashi, M. (1991) : The Critical Chloride Ion Concentration for the Initiation of Crevice Corrosion of Titanium Alloy Used for Nuclear Waste Package, Proceedings of FOCUS'91, pp.201-206.

古市光昭，奥津一夫，平和男，原啓二（1998a）：高レベル放射性廃棄物処分場の埋戻しの検討，原子力バックエンド研究，Vol.5, No.1, pp.51-58.

古市光昭，奥津一夫，田中俊幸，棚井憲治（1998b）：高レベル放射性廃棄物処分場の埋め戻し（シーリング）概念に関する検討，土木学会論文集 No.594/VII-7, pp.21-33.

古市光昭，奥津一夫，田中益弘（1999）：高レベル放射性廃棄物処分場の埋め戻しの検討（その2），日本原子力学会，原子力バックエンド研究，No.5, vol.2.

腐食防食協会編（1986）：防食技術便覧，日刊工業新聞社，p.434.

腐食防食協会編（1993）：材料環境学入門，p.47，丸善株式会社.

腐食防食協会（1994）：第100回腐食防食シンポジウム資料 微生物腐食.

Ganapol, B.D., Wemple, C.A. and Jahshan, S.N. (1994) : An MCNP Benchmark for Two Adjacent Half-Space, Trans.Am.Nucl.Soc., vol.70, pp.150-152.

原子力安全委員会（1981）：発電用原子炉に関する耐震設計審査指針.

Graham, J., N.A. Chandler, D.A. Dixon, P.J. Roach, T.To. and A.W.L. Wan (1997) : The Buffer / Container Experiment : Results, Synthesis, Issues, AECL-11746, COG-97-46-1.

Gray, M.N. and Shenton, B.S (1998) : For Better Concrete, Take Out Some of the Cement, 6th ACI/CANMET Symposium on the Durability of Concrete.

Grim, R.E. (1968) : Clay Mineralogy, Second Edition, McGraw-Hill Book Company.

Hallberg, R.O., Östlund, P. and Wadsten, T. (1987) : A 17th Century Cannon as Analogue for Radioactive Waste Disposal, CEC Radioactive Waste Management Series, EUR 11037, pp.135-139.

濱田啓志, 谷口直樹, 石川博久 (1996) : 高レベル放射性廃棄物処分におけるチタン材料のすきま腐食発生臨界条件の評価, 第43回腐食防食討論会講演集, pp.111-114.

春名匠, 末列紅, 柴田俊夫 (1998) : 塩化物イオンを含む炭酸塩/重炭酸塩水溶液中における炭素鋼の環境強度劣化, 材料と環境 Vol.47, pp.771-776.

併進工法研究会 (1991) : 掘削・覆工併進工法 直打ちコンクリートライニング工法 (山岳編), 吉井書店.

Henderson, P.J., Österberg, J.-O. and Ivarsson, B. (1992) : Low Temperature Creep of Copper Intended for Nuclear Waste Containers, SKB Technical Report 92-04.

Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. (1997) : ABAQUS/Standard User's Manual version 5.7.

本田明, 鶴留浩二, 野高昌之, 井上邦博, 石川博久, 佐々木憲明 (1992) : 炭素鋼オーバーバックの試作, 動燃技術資料, PNC TN1410 92-059.

Honda, A., Taniguchi, N., Ishikawa, H., Hoch, A.R., Porter, F.M. and Sharland, S.M. (1995) : A Modelling Study for Long-Term Life Prediction of Carbon Steel Overpack for Geological Isolation of High-Level Radioactive Waste, Proceedings of International Symposium on Plant Aging and Life Predictions of Corrodible Structures, pp.217-227.

本田明, 谷口直樹, 濱田啓志, 石川博久 (1997a) : オーバーバック候補材料の長期寿命評価の考え方と評価の現状, 第44回材料と環境討論会講演集, pp.401-404.

本田明, 谷口直樹, 石川博久, 藤原和雄 (1997b) : 低溶存酸素濃度下における炭素鋼の腐食挙動の実験的検討, 動燃技報 No.104, pp.125-134.

本田明, 鶴留浩二, 野高昌之, 井上邦博, 石川博久, 佐々木憲明 (1992) : 炭素鋼オーバーバックの試作, 動燃技術資料, PNC TN1410 92-059.

本田明, 谷口直樹 (1999) : 銅オーバーバックの寿命評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-028.

本間信之，千葉恭彦，棚井憲治（1999a）：オーバーバック設計の考え方，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-047.

本間信之，千葉恭彦，棚井憲治（1999b）：チタン—炭素鋼 複合オーバーバックの試作，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-048.

本間信之，千葉恭彦，棚井憲治（1999c）：銅—炭素鋼 複合オーバーバックの試作，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-049.

本間信之，千葉恭彦，棚井憲治（1999d）：地層処分場の操業システムの検討，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-050.

Horseman, S.T., Harrington, J.F. and Sellin, P. (1999) : Gas Migration in Clay Barriers, Engineering Geology, Volume 54 NOS. 1-2, ISSN 0013-7952.

兵動正幸，杉山太宏，山本陽一，河田頼治（1994）：繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価，土木学会論文集，No.487，III-26，pp.79-88.

兵藤正幸，内田一徳（1998）：粘性土の動的性質 2.粘性土の動的問題の分類，土と基礎，Vol.46，No.6，pp.53-58.

IAEA (1983) : Effects of Heat from High-Level Waste on Performance of Deep Geological Repository Components.

出光一哉（1994）：鉄共存系緩衝材中でのウランの拡散挙動，放射性廃棄物研究，Vol.1，No.1，pp.43-52.

Idemitsu, K., Tachi, Y., Furuya, H., Inagaki, Y. and Arima, T. (1998) : Diffusion of Cs and Sr in Compacted Bentonites under Reducing Conditions and in the Presence of Corrosion Products of Iron, Mat. Res. Soc. Symp. Proc. vol.506, pp.351-358.

池田昭夫（1981）：京都大学学位論文

Iizuka, A. and Ohta, H. (1987) : A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87.

今田徹, 山崎良一, 西村和夫 (1990) : 光弾性実験によるトンネル交差部の応力性状, 土木学会論文集, 第 421 号/IV-13.

稲田善紀 (1997) : 岩盤工学, 森北出版.

Ishikawa, H., Amentiya, K., Yusa, Y. and Sasaki, N. (1990) : Comparison of Fundamental Properties of Japanese Bentonite as Buffer Material for Waste Disposal, Proc. of the 9th International Clay Conference, Sci. Géol., Mém., 87, pp.107-115.

石川博久, 本田明, 鶴留浩二, 井上邦博, 小畑政道, 佐々木憲明 (1992) : オーバーバック候補材料選定と炭素鋼オーバーバックの寿命評価, 動燃技術資料, PNC TN8410 92-139.

石川博久, 柴田雅博, 藤田朝雄 (1994) : 放射性廃棄物地場処分における緩衝材のイライト化変質シミュレーション, 粘土科学, 34, pp.149-156.

伊藤仙郎 (1969) : 腐食科学と防食技術, コロナ社, p.257.

伊藤雅和, 岡本貞由美, 柴田雅博, 佐々木康雄, 堀原徹, 鈴木啓三, 渡辺隆 (1993) : ベントナイトの鉱物組成分析, 動燃技術資料, PNC TN8430 93-003.

Iwata, S. and Tabuchi, T. (1988) : Soil-Water Interactions, Dekken.

地盤工学会 (1996) : 土質試験の方法と解説.

地盤工学会 (1998) : 土と基礎, Vol.46 No.10 Ser. No.489, pp.7-9.

Janach, W. (1977) : Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 104, p.209-215.

Jing, L., Stephansson, O., Tsang, C-F. and Kautsky, F. (1996) : DECOVALEX -Mathematical Models of Coupled T-H-M Processes for Nuclear Waste Repositories, Executive Summary for Phases I, II and III, SKI Report 96:58.

Jing, L., Stephansson, O., Börgesson, L., Chijimatsu, M., Kautsky, F. and Tsang, C-F. (1999) : DECOVALEX II. Technical Report -Task 2C, SKI Report 99:23.

Johannesson, L-E. and Börgesson, L. (1998) : Compaction of Bentonite Blocks, Development of Techniques for Production of Blocks with Different Shapes and Sizes, SKB Rapport R-99-

Johnson, A.B. and Francis, B. (1980) : *Durability of Metals from Archaeological Objects, Metal Meteoritics and Native Metals*, Battelle Pacific Northwest Laboratory, PNL-3198.

Johnson, L.H., Tait, J.C., Shoesmith, D.W., Crosthwaite, J.L. and Gray, M.N. (1994a) : *The Disposal of Canada's Nuclear Fuel Waste, Engineered Barriers Alternatives*, AECL-10718 COG-93-8, pp.88.

Johnson, L.H., LeNeveu, D. M., Shoesmith, D.W., Oscarson, D.W., Gray, M.N., Lemire, R.J. and Garisto, N.C. (1994b) : *The Disposal of Canada's Nuclear Fuel Waste : The Vault Model for Postclosure Assessment*, AECL-10714, COG-93-4.

Johnston, R.M. and Miller, H.G. (1984) : *The Effect of pH on the Stability of Smectite*, AECL 8376.

Johnston, R.M. and Miller, H. G. (1985) : *Hydrothermal Stability of Bentonite-Based Buffer Materials*, AECL-8376.

梶山文夫, 占山幸男 (1993) : 土壌埋設錆鉄の腐食における硫酸塩還元菌の役割, 腐食防食'93 講演集, pp.177-180.

核燃料サイクル開発機構 (1999) : 釜石原位直試験総括報告書, JNC TN7410 99-001.

Kamei, G., Yusa, Y., Sasaki, N. (1992) : *Natural Analogue Study on the Long-Term Durability of Bentonite. —Time—Temperature Condition and Water Chemistry on Illitization at the Murakami Deposit, Japan—*, Material Research Society Symposium Proceeding, 257, pp.505-512.

Kamei, G., Oda, C., Mitsui, S., Shibata, M. and Shinozaki, T. (1999) : *Fe (II) -Na Ion Exchange at Interlayers of Smectite: Adsorption-Desorption Experiments and a Natural Analogue*, Engineering Geology 54, pp.15-20.

Kanno, T. and Wakamatsu, H. (1991) : *Experimental Study on Bentonite Gel Migration from a Deposition Hole*, Proc. 3rd Int. Conf. Nuclear Fuel Reprocessing and Waste Management (RECOD'91), Sendai.

菅野毅, 松本一浩 (1997) : ベントナイト緩衝材の流出特性の評価 (I), 動燃技術

資料, PNC TN8410 97-313.

Kanno, T., Matsumoto, K. and Sugino, H. (1999) : Evaluation of Extrusion and Erosion of Bentonite Buffer, The 70th International Conference on Radioactive Waste Management and Environmental Remediation (ICEM '99), Nagoya, Japan, Sept. 26-30

Karland, O. (1997) : Bentonite Swelling Pressure in Strong NaCl Solutions Correlation between Model Calculations and Experimentally Determined Data, SKB TECHNICAL REPORT 97-31.

笠原晃明, 足立晴彦 (1983) : ラインパイプ用鋼の応力腐食割れ感受性に及ぼす材料因子の影響, 鉄と鋼, 69, 11号.

笠原晃明, 佐藤泰作 (1983) : ラインパイプ用鋼の応力腐食割れ感受性に及ぼす環境因子の影響, 鉄と鋼, 69, 11号.

河合功介, 今井八郎 (1993) : 第40回腐食防食討論会講演集, p.519.

川崎学, 本田明 (1994) : ベントナイト中における溶存酸素の実効拡散係数の測定, 日本原子力学会 1994 年秋の大会予稿集 K9.

貴堂高德, 辻川茂男 (1989) : 鉄と鋼, 75, pp.1332-1337.

King, F. and LeNeveu, D. (1991) : Prediction of the Lifetime of Copper Nuclear Waste Containers, Proceedings of Focus'91, pp.253-261.

金属鉱業事業団 (1984) : 坑道閉そくの手引き.

Kjartanson, B., Chandler, N., Wan, A., Radhakrishna, H. and Lau, K. (1993) : In Situ Assessment of Bentonite/Sand Buffer Material, Joint CSCE-ASCE National Conference on Environmental Engineering, pp.747-755.

Kojima, Y., Hioki, T. and Tsujikawa, S. (1995) : Simulation of the State of Carbon Steel n Years after Disposal with n Years of Corrosion Product on its Surface in a Bentonite Environment, Mat. Res. Soc. Symp. Proc. vol.353 pp.711-718.

児島洋一, 辻川茂男 (1996) : ベントナイト環境中における腐食生成物堆積下の炭素鋼の腐食挙動, 腐食防食'96 講演集, p.129.

兒島洋一，辻川茂男（1997）：圧縮ベントナイト環境中炭素鋼腐食速度の堆積腐食生成物層による加速，第44回材料と環境討論会講演集，p.421.

兒島洋一，藪内透，辻川茂男（1998）：圧縮ベントナイト環境中炭素鋼腐食速度の堆積腐食生成物層による加速，材料と環境'98 講演集，p.233.

兒島洋一，辻川茂男（1998）：圧縮ベントナイト環境中炭素鋼腐食速度の堆積腐食生成物層による加速，腐食防食'97 講演集，p.297.

国生剛治，江刺篤行，桜井彰雄（1981）：砂層の液状化現象についての数値シミュレーション，電力中央研究報告 研究報告：381023.

小峯秀雄，緒方信英（1991）：塑性限界を導入した粘土の締固め特性の評価法の提案，土木学会論文集 No.436/Ⅲ-16，pp.103-110.

Komine, H., Ogata, N., Horie, Y., Ishii, T. and Nishio, S. (1991) : Permeability and Mechanical Properties of Bentonite-Sand Mixture for Sealing LLW Repositories, Transactions of the 11th International Conference on STRUCTURAL MECHANICS IN REACTOR TECHNOLOGY, vol. SD1, pp.271-276.

小峯秀雄，緒方信英（1997）：放射性廃棄物処分のための砂・ベントナイト混合材料の膨潤特性とその評価法，電力中央研究所報告，平成9年2月，研究報告 U96029.

Komine, H. and Ogata, N. (1998) : Thermal Influence on Compacted Bentonite for Nuclear Waste Disposal, Environmental Geotechnics, Sêco e Pinto (ed.) , pp.39-44.

小向茂，笠原晃明（1994）：材料と環境，43，200.

近藤三二（1994）：おはなしベントナイト……ベントナイトーその特異な性質ー，豊順鉱業（株）.

構造計画研究所（1997）：成層地盤地震応答解析プログラムリファレンスマニュアル，

小若正倫（1983）：金属の腐食損傷と防食技術，アグネ

久保博，黒木泰貴，三原守弘（1998）：ベントナイト系緩衝材のコンクリート間隙水による長期変質の基礎研究，地盤工学会誌，第46巻，第10号，pp.31-34.

黒木繁盛，谷口航，小尾繁，長谷川安，杉野弘幸，窪田茂，堀田政國（1999）：地下空洞の力学的安定性評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-037.

黒木泰貴，久保博，川地武（1998）：ベントナイト-消石灰反応の促進実験（その 3）
—Ca(OH)₂, Ca(OH)₂-NaOH-KOH 溶液の濃度と温度の影響について—粘土科学
討論会，pp.184-185.

KROISS, B.M. and Schaefer, R.G. (1987) : Experimental Measurements of the Diffusion Parameters of Light Hydrocarbons in Water-Saturated Sedimentary Rock - I, A New Experimental Procedure, Org. Geochem. II (3) , pp.193-199.

Kurosawa, S., Yui, M. and Yoshikawa, H. (1997) : Experimental Study of Colloid Filtration by Compacted Bentonite, Mat. Res. Soc. Symp. Proc., vol.465, Materials Research Society, pp.963-970.

Lajudie, A., Raynal, J., Petit, J.-C. and Toulhoat, P. (1996) : Clay-based Materials for Engineered Barriers : a Review, MRS Scientific Basis for Nuclear Waste Management XVIII, Vol.353, 221-229.

Laser, D., Yaniv, M. and Gottesfeld, S. (1978) : J.Electrochem.Soc., 125, No. 3, 358.

Little, B., Wagner, P. and Mansfeld, F. (1991) : Microbiologically Influenced Corrosion of Metals and Alloys, International Materials Review, 36, pp.253-272.

Lu, A.H., Schwarz, R.A. and Simons, R.L. (1991) : Benchmark Calculations for FFTF Inner Radial Shield Damage Rates, US DOE Rep. WHC-SA-1429.

前田宗弘，棚井憲治，伊藤勝，三原守弘，田中益弘（1998）：カルシウム型化およびカルシウム型ベントナイトの基本特性 -膨潤圧，透水係数，一軸圧縮強度および弾性係数-，動燃事業団公開技術資料，PNC TN8410 98-021.

蔭田敏昭，小島康司，船戸明雄，山宮二郎（1991）：地下石油貯蔵における耐圧プラグの挙動，資源・素材学会誌，vol.107, No.4, pp.187-193.

Manaka, M., Kawasaki, M. and Honda, A. (1999) : Measurements of Effective Diffusion Coefficient of Dissolved Oxygen and Oxidation Rate of Pyrite by Dissolved Oxygen in Compacted Sodium Bentonite, Nuclear technology, A Journal of the American Nuclear Society.

Marsh, G.P., Bland, I.W., Desport, J.A., Naish, C., Westcott, C. and Taylor, K.J. (1983) : Corrosion Assessment of Metal Overpacks for Radioactive Waste Disposal, European Appl. Res. Rept.-Nucl.Sci.Technol. Vol.5, No.2, pp.223-252.

Marsh, G.P., Bland, I.D., Taylor, K.J. Sharland, S. and Tasker, P. (1986) : An Assessment of Carbon Steel Overpacks for Radioactive Waste Disposal, EUR10437.

Marsh, G.P., Harker, A.H. and Taylor, K.J. (1989) : Corrosion, vol.45, No.7.

Marsh, G.P. (1990) : Progress in the Assessment of the Corrosion of Low and Intermediate Level Waste Containers under Repository Conditions, NSS/R126.

松田敏彦, 吉田みやず, 濱田祐司, 小坂丈予 (1990) : 2 八面体型スメクタイトの水熱変化, 鉱物学会誌, 第 19 巻, 特別号, pp.107-111.

松井保, 阿部信晴 (1984) : 土の構成式入門 5.弾塑性体理論と適用 (その3), 土と基礎, Vol.32, No.1, p.71-79.

松本 一浩, 菅野毅, 藤田朝雄, 鈴木英明 (1997) : 緩衝材の飽和透水特性, 動燃技術資料, PNC TN8410 97-296.

Mattsson, E. and Fredriksson, A.M. (1968) : Br.Corros.J., 3, 246.

Mattsson, H. and Olefjord, I. (1990) : Werkstoffe und Korrosion, 41, 383-390.

McElroy, J.L. et al. (1983) : The treatment and Handling of Radioactive Waste, Ed. By A.G. Blasawitz et al., 171, Battelle Press.

McEvily, Jr.A.J. and Bond, A.P. (1965) : J. Electrochem. Soc.,112, 131.

McKinley, J.P., Zachara, J.M., Smith, S.C. and Turner, G.D. (1995) : The Influence of Uranyl Hydrolysis and Multiple Site-Binding Reactions on Adsorption of U(VI) to Montmorillonite, Clays and Clay Minerals, vol.43, No.5, pp.586-598.

三原守弘, 入矢桂史郎, 根山敦史, 伊藤勝 (1997) : シリカフェームを混合したセメントペーストの浸出試験とモデル化, 放射性廃棄物研究, Vol.3, No.2, pp.71-79.

三原守弘, 青柳孝義, 田中益弘, 山本博之 (1998) : Na 型ベントナイトの Ca 化によ

る最大膨潤率の変化, 日本原子力学会 1998 秋の大会予稿集, p.849.

御子柴正, 小川信行, 三輪親宏 (1995): 深層地下空洞及び内部構造物の振動挙動に関する研究, 科学技術庁平成 5 年度国立機関原子力試験研究成果報告書, 第 34 集, pp.21-1 ~ 21-6.

御子柴正, 小川信行, 三輪親宏 (1996): 深層地下空洞及び内部構造物の振動挙動に関する研究, 科学技術庁平成 6 年度国立機関原子力試験研究成果報告書, 第 35 集, pp.19-1 ~ 19-6.

三ツ井誠一郎, 久保田満, 村上隆 (1996a): 下田遺跡から出土した銅鐸の埋蔵環境, 『下田遺跡』(財)大阪府文化財調査研究センター調査報告書, 第 18 集より.

三ツ井誠一郎, 柴田雅博, 佐々木康雄, 久保田満, 伊藤雅和 (1996b): 鉄と長期間接触していたベントナイトの変質 -山形県月布鉱山における事例-, 第 40 回粘土科学討論会講演要旨集, pp.118-119.

Moak, D.P. (1981): Waste Package Materials Screening and Selection, Battelle Mem. Inst. Report ONWI-312.

茂呂吉司, 松本一浩, 藤田朝雄, 土井基尾 (1994): 緩衝材の熱-水-応力連成試験, 第 4 報-加熱・全面注水試験結果について-, 動燃技術資料, PNC ZN 8410 93-294.

Müller-Vonmoos, M. and Kahr, G. (1983): Mineralogische Untersuchungen von Wyoming Bentonite MX-80 und Montigel, NAGRA TECHNISCHER BERICHT 83-12.

村田明美 (1981): A P C, H₂O を通しての水素の役割, 第 78・79 回西山記念技術講座, 日本鉄鋼協会.

Muurinen, A., Rantanen, J. and OenttilHiltunen, P. (1985): Diffusion Mechanisms of Strontium, Cesium and Cobalt in Compacted Sodium Bentonite, Materials Research Society Symposium Proceedings, Vol.50, pp.617-624.

Muurinen, A., OenttilHiltunen, P. and Uusheimo, K. (1989): Diffusion of Chloride and Uranium in Compacted Sodium Bentonite, Materials Research Society Symposium Proceedings, Vol.127, pp.743-748

長尾誠也 (1995): 放射性廃棄物研究, 1, 2, 231.

Nagra (1985) : Project Gewähr 1985, NGB 85-09.

Nagra (1993) : Kristallin-1 ; Safety Assessment Report, Nagra Technical Report NTB 93-22, Nagra Wettingen, Switzerland.

内藤守正, 石原義尚, 梅木博之, 本田明, 谷川直樹, 沢村英範, 西村和哉 (1999) : 高レベル放射性廃棄物地層処分システムのニアフィールドにおける放射線影響の検討, サイクル機構技術資料, JNC TN1400 99-025.

内藤靖博, 永野宏, 植田浩義, 山中裕美子, 加藤一行 (1998) : CIP 成形した圧縮ベントナイトの高圧圧密試験, 日本原子力学会「春の年会」, p.594.

中村法弘, 今井八郎 (1995) : 第 42 回腐食防食討論会講演集, p.343.

Nakano, M. and Miyazaki, T. (1979) : The Diffusion and Nonequilibrium Thermodynamic Equations of Water Vapor in Soils under Temperature Gradients, Soil Science, Vol.128, No.3.

中野政詩, 雨宮悠, 藤井克己, 石田朋靖, 石井祐二 (1982) : 不飽和粘土の浸潤と膨潤, 農土論集, 100, pp.8-16.

中野政詩, 雨宮悠, 藤井克己, 石田朋靖, 石井明俊 (1984) : 拘束された不飽和粘土の浸潤と膨張圧, 農業土木学会論文集, 第 112 号, pp.55-66.

Nakano, M., Amemiya, Y. and Fujii, K. (1986) : Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity of Swelling Clays, Soil Science, Vol.141, No.1, pp.1-6.

中野政詩 (1991) : 土の物質移動学, 東大出版会.

中山元, 明石正恒, 植田和浩 (1999) : 高レベル放射性廃棄物処分容器としての Ti 合金のすきま腐食感受性評価に基づく材料選定, 第 46 回材料と環境討論会講演集.

並河努, 菅野毅 (1997a) : 緩衝材の圧密特性, 動燃技術資料, PNC TN8410 97-051.

並河努, 菅野毅 (1997b) : 緩衝材のせん断特性 1, 動燃技術資料, PNC TN8410 97-074.

Nash, P.J., Swift, B.T., Goodfield, M. and Rodwell, W.R. (1998) : Modelling Gas Migration in Compacted Bentonite - A Report Produced for the GAMBIC Club-.

Neretnieks, I. (1985) : Diffusivities of Some Constituents in Compacted Wet-Bentonite Clay and the Impact on Radionuclide Migration in the Buffer, Nucl. Technol, 71, pp.458-470.

西垣誠, 竹下祐二 (1994) : 室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査法に関する研究.

西村務, 和田隆太郎, 西本英俊, 藤原和雄, 谷口直樹, 本田明 (1999) : ペントナイト中における炭素鋼の腐食挙動に及ぼす微生物の影響, JNC TN8400 99-077.

西村六郎, 山川宏二, 錦織弘宣 (1997) : 炭酸ガス環境における炭素鋼の水素吸蔵, 第 44 回材料と環境討論会講演集, p.429.

日本道路公団 (1997) : 設計要領 第三集 トンネル.

日本機械学会 (1986) : 伝熱工学資料, 改定第 4 版.

日本機械学会 (1987) : 機械工学便覧 基礎編 応用編.

日本規格協会 (1997) : JIS ハンドブック鉄鋼 I.

日本鉄道建設公団 (1996) : NATM 設計施工指針 (平成 8 年 2 月).

日本トンネル技術協会 (1985) : 山岳トンネルの坑内交差部の設計・施工に関する研究報告書, pp.42-43.

Nottrot, R. and Sadec, C. (1966) : Abkühlung homogenen isotropen gesteins um eine zylindrische Strecke durch Wetter von konstanter Temperatur, GLUCKAUF-FORSCHUNGSHEFTE, 27 Jahrgang H4, August, pp.193-200.

Nykyri, M. and Oy, T.V. (1991) : A Digest of Safety Assessment of TVO's VLJ Repository.

小田治恵, 柴田雅博 (1999) : ペントナイト-水相互作用の実験とモデル化, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-032.

小田治恵, 柴田雅博, 油井三和 (1999) : 地層処分研究開発第 2 次とりまとめにおける緩衝材間隙水化学の評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-078.

小川洋之 (1990) : エネルギー生産と材料のニーズ等, 第 133 回西山記念技術講座.

日本鉄鋼協会, p.17.

大場和博, 原信義, 杉本克久, 本田明, 石川博久 (1996): ベントナイト接触水中における炭素鋼の不動態化と脱不動態化, 材料と環境, Vol.45, pp.209-219.

大久保誠介, 西松裕一, 緒方義弘 (1987): “非線形粘弾性モデルによる坑道変形のシミュレーション”, 日本鉱業会誌, Vol.103, pp.293-296.

大久保誠介, 金豊年 (1993): 非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション, 資源と素材, Vol.109, p.209-214.

大久保誠介, 福井勝則 (1997): コンプライアンス可変型構成方程式の定数について, 資源と素材, Vol.113, pp.561-564.

Ohnishi, Y., Shibata, H. and Kobayashi, A. (1985): Development of Finite Element Code for the Analysis of Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Behaviors of a Saturated-Unsaturated Medium, Proc. of Int. Symp. on Coupled Process Affecting the Performance of a Nuclear Waste Repository, Berkeley, pp.263-268.

大崎順彦 (1994): 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会.

太田秀樹, 飯塚敦 (1983): DACSAR マニュアル, 京都大学工学部土木工学科土木施工学研究室レポート.

大和田仁, 三原守弘, 入矢杜史郎, 松井淳 (1999): 放射性廃棄物地層処分システムにおけるセメント系材料の検討 浸出液の pH を低くしたセメント系材料の施工性と機械的特性, サイクル機構技術資料, JNC TN 8400 99-057.

岡行俊 (1977): NATM における支保理論, 施工技術, Vol.10, No.11, pp.6-12.

Okada, H. (1977): Proc. 2nd Int. Conf. On SCC&HE of Iron Base Alloys, p.124, NACE, Unieux.

Onofrei, C. and Hnatiw, D. (1997): VALUCLAY DATABASE, Quality Assurance Reports.

Ortiz, L., Volckaert, G., De Canniere, P., Put, M., Horseman, S.T., Harrington, J.F., Impey, M. and Einhorn, S. (1996): MEGAS Modeling and Experiments on Gas Migration in Repository Host Rock, R-3101.

Oscarson, D.W. and Cheung, S.C.H. (1983) : Evaluation of Phyllosilicate as a Buffer Component in the Disposal of Nuclear Fuel Waste, AECL-7812.

Pandey, G.N., Tek, M.R. and Katz, L. (1974) : Diffusion of Fluids through Porous Media with Implications in Petroleum Geology, American Association of Petroleum Geologists Bulletin, 58, pp.291-303.

Peterson, M.H., Lennox, Jr., T.J. (1973) : Corrosion, 29, 406.

Philip, J.R. and de Vries, D.A. (1957) : Moisture Movement in Porous Materials under Temperature Gradients, Am. Geophys. Union Trans, 38 (2) , pp.222-232.

Phillips, I.I., Poole, P. and Shreir, L.L. (1974) : Corros. Sci., Vol.14, pp.533-542.

Pope, D.H., Duquette, D., Wayner, P.C. Jr. and Johannes, A.H. (1989) : Microbially Influenced Corrosion, A State-of-the-Art Review, Second edition, Materials Technology Institute, St. Louis, MO.

Porter, L.F. (1960) : Radiation Effects in Steel, ASTM Special Publication No.276, Materials in Nuclear Applications, American Society for Testing Materials, Philadelphia, Pa, pp.163-174.

Pourbaix, M. (1966) : Atlas of Electrochemical Equilibria. Pergamon Press.

Pourbaix, M. (1969) : Corrosion, 25, No.6, 267.

Pusch, R. (1981) : Borehole Sealing with Highly Compacted Na Bentonite, SKBF/KBS Teknisk Rapport 81-09.

Pusch, R. (1983a) : Use of Clays as Buffers in Radioactive Repositories, KBS TR 83-46.

Pusch, R. (1983b) : Stability of Deep-Sited Smectite Minerals in Crystalline Rock -Chemical Aspects-, SKBF/KBS Teknisk Rapport 83-16.

Pusch, R. (1983c) : Stability of Bentonite Gels in Crystalline Rock-Physical Aspects, KBS TR 83-04.

Pusch, R. and Forsberg, T. (1983) : Gas Migration through Bentonite Clay, KBF/KBS TR 83-71.

Pusch, R. and Börgesson, L. (1985) : Final Report of the Buffer Mass Test - Volume II : Test Results, STRIPA PROJECT 85-12, SKB TECHNICAL REPORT.

Pusch, R., Ranhagen, L. and Nilsson, K. (1985) : Gas Migration through MX-80 Bentonite, NAGRA TR 85-36.

Pusch, R. and Karnland, O. (1988) : Geological Evidence of Smectite Longevity. The Sardinian and Gotland Cases, SKB Technical Report 88-26.

Pusch, R., Karnland, O. and Hökmark, H. (1990) : GMM - A general microstructural model for qualitative and quantitative studies of smectite clays, SKB Technical Report 90-43.

Pusch, R., Karnland, O., Hökmark, H., Sanden, T., Börgesson, L. (1991) : Final Report of the Rock Sealing Project- Sealing Properties and Longevity of Smectitic Clay Grouts. Stripa Project Technical Report 91-30.

Pusch, R. and Börgesson, L. (1992) : PASS-Project on Alternative Systems Study. Performance assessment of bentonite clay barrier in three repository concepts : VDH, KBS-3 and VLH, SKB Technical Report 92-40.

Pusch, R. (1993) : Evolution of Models for Conversion of Smectite to Non-Expandable Minerals. SKB TR 93-33.

Pusch, R., Karnland, O., Lajudie, A., Lechelle, J. and Bouchet, A. (1993) : Hydrothermal Field Test with French Candidate Clay Embedding Steel Heater in the Stripa Mine, SKB Technical Report 93-02.

Pusch, R. (1998) : Backfilling with Mixtures of Bentonite/Ballast Materials or Natural Smectitic Clay ?, SKB TR-98-16.

Quick, N.P. and Johnson, H.H. (1978) : Hydrogen and Deuterium in Iron, 49-506°C, Acta Metallurgica, Vol. 26, pp. 903-907.

Raiko, H. and Salo, J-P. (1999) : Design Report of the Disposal Canister for Twelve Fuel Assemblies, POSIVA 99-18.

Rasmuson, A. and Neretnieks, L. (1983) : Surface Migration in Sorption Processes, SKB Technical Report 83-37.

Rhén, L., Stanfors, R., Wikberg, P. and Forsmark, T. (1995) : Comparative Study between the Cored Test Borehole KA3191F and the First 200m Extension of the TBM Tunnel, SKB Progress Report 25-95-09.

Riley, J.P. and Skirrow, G. (1975) : Chemical Oceanography, Vol. 1, 2nd Edition, Academic Press.

Roscoe, K.H., Burland, J.B. (1968) : On the Generalized Stress-Strain behavior of 'Wet' Clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp.535-609.

Romanoff, M. (1989) : Underground Corrosion, originally issued by NBS in 1957, Reprinted by NACE, p.80.

作花清夫, 境野照雄, 高橋克明 (1975) : ガラスハンドブック, 朝倉書店.

桜井春輔 (1986) : NATM における現場計測と管理基準値, 土と基礎, 第 337 号/34-2, pp.5-10, 土質工学会.

桜井春輔, 足立紀尚 (1988) : 都市トンネルにおける NATM, 鹿島出版会.

桜井春輔, 川嶋幾夫, 大谷達彦, 松村良一郎 (1994) : トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ, 土木学会論文集 No.493/III-27, pp.185-188.

五月女敦, 藤田朝雄, 原啓二, 納多勝 (1992) : 地層処分場の空洞安定性の検討－理論解, 有限要素法による空洞安定解析－, 動燃技術資料, PNC TN1410 92-055.

Sasaki, Y., Shibata, M., Yui, M. and Ishikawa, H. (1995) : Experimental Studies on the Interaction of Groundwater with Bentonite, Scientific Basis for Nuclear Waste Management XVIII, Materials Research Society Proceedings, vol.353, pp.337-344.

佐藤史朗, 源堅樹, 関邦彰, 山本博司, 滝沢与司夫, 岡田三郎, 山内重徳, 久松敏弘, 鈴木一郎, 藤井哲雄, 小玉俊明, 馬場晴雄, 縄田喜一 (1982) : 防食技術, 31, 3.

佐藤信二, 雨宮清, 山形順二, 広瀬郁郎, 原啓二, 石川博久, 湯佐泰久, 佐々木憲

明（1990）：緩衝材の熱-水-応力連成試験、動燃技術資料、PNC N8410 90-060.

佐藤治夫、渡谷朝紀（1994）：緩衝材および岩石への核種の吸着・拡散メカニズム、動燃技報、No.91、PNC TN8410 94-284、pp.71-89.

佐藤治夫（1999）：高レベル放射性廃棄物地層処分性能評価におけるリファレンスケースのためのベントナイト中の核種の実効拡散係数 (D_e) の入力データの設定 (1)、動燃技術資料、PNC TN8410 98-097.

Savage, D. (1996) : Zeolite Occurrence, Stability and Behavior : A Contribution to Phase III of the Jordan Natural Analogue Project, U.K. DOE Report No : DoE/HMIP/RR/95.020.

Schofield, A.N. and Wroth, C.P. (1968) : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London.

Schutz, R.W. (1991) : A Case for Titanium's Resistance to Microbiologically Influenced Corrosion, Material Performance, 30, pp.58-61.

Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. (1976) : Pore-Water Pressure Changes During Soil Liquefaction, Proc. ASCE, Vol.102, GT4, pp.323-346.

Sekiguchi, H., Ohta, H. (1977) : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Constitutive Equations of Soils, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp.306-315.

石油技術協会（1983）：石油鉱業便覧、pp.504-513.

渡谷朝紀、吉川英樹、佐藤治夫、油井三和（1992）：Cs および Se のクニゲル V1 への吸着挙動に関する研究、日本原子力学会「1992 秋の大会」F45.

信太拓、坂下弘人、熊田俊明（1997）：点熱源法による緩衝材の熱物性値測定法の開発、日本原子力学会、1997 秋の大会.

資源・素材学会（1998）：地震に関する調査研究（XIV）総合報告書.

堀沢昌（1991）：サイクロメータによる土壌水のポテンシャルの測定、土壌の物理性、62, pp.53-61.

下郡一利（1983）：第 46 回腐食防食シンポジウム資料、腐食防食協会、p.23.

下郡一利，藤原和雄，泊里治夫，舩形剛，小田正彦（1998）：銅オーバーパックの局部腐食に関する研究，PNC TJ 1074 98-002.

下平三郎（1973）：細菌による金属の腐食，防食技術 Vol.22, No.1, pp.2-9.

志村聡，赤坂秀成，山中裕美子，朝野英一，川上進，三宮伸雄，加藤一行（1995）：冷間等方圧プレスによる一体型緩衝材の試作研究（その4）—まとめと実規模緩衝材成型の可能性—，日本原子力学会「1995 秋の大会」，p.651.

白木万博，藤田勝久，梶村元彦，田中守，猿山 一郎，広瀬次郎，小久保映治，半沢克巳，押沢建治（1986）：原子力施設の耐震設計のための減衰特性，三菱重工業株式会社技報，Vol.23, No.5.

白水晴雄（1988）：粘土鉱物学・粘土科学の基礎，朝倉書店.

朱列紅，柴田俊夫，春名匠（1997）：SM400B 炭素鋼の HCO_3^- 水溶液中における SCC 発生条件，第 44 回材料と環境討論会講演集，D-111.

Simmons, G.R. and Baumgartner, P. (1994) : The Disposal of Canada's Nuclear Fuel Waste: Engineering for a Disposal Facility, AECL-10715, COG-93-5.

Simpson, J.P. (1984) : Experiments on Container Materials for Swiss High-Level Waste Disposal Projects Part II, NAGRA Technical Report NAGRA-NTB 84-01.

Simpson, J.P. and Vallotton, P.H. (1984) : Experiments on Container Materials for Swiss High-Level Waste Disposal Projects Part IV, NAGRA Technical Report 86-25.

SKB (1995) : Treatment and Final Disposal of Nuclear Waste, SKB RD&D Programme 95.

SKB : Project Report on Calibration and Validation of T-H-M models (in preparation).

須田久美子，Sudhir, M., 本橋賢一（1992）：腐食ひびわれ発生限界腐食量に関する解析的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14, No.1, pp.751-756.

杉本克久（1999）：マグネタイト薄膜のカソード還元速度に及ぼす膜中への添加元素の影響，サイクル機構，JNC TJ 8400 99-047.

杉田裕，藤田朝雄，菅野毅（1995）：吹付工法を用いた緩衝材の同着性能試験，動燃技術資料，PNC TN8410 95-179.

杉田裕，下々松正和，藤田朝雄（1998）：粘土充填・熱負荷試験における緩衝材充填技術の検証，サイクル機構技術資料 TN8430 98-003.

杉田裕，藤田朝雄，柳井憲治，長谷川宏，古市光昭，奥津一夫，三浦一彦（1999）：地層処分場における地下施設の埋め戻し，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-039.

炭山守男，玉田明宏，三ツ井誠一郎，本田明（1997）：ベントナイト中の炭素鋼オーバーパックの腐食挙動に関するナチュラルアナログ研究，第 44 回材料と環境討論会講演集，p.417.

鈴木英明，柴田雅博，山形順二，広瀬郁郎，寺門一馬（1992）：緩衝材の特性試験（I），動燃技術資料，動燃技術資料，PNC8410 92-057.

鈴木英明，藤田朝雄，菅野毅（1996）：緩衝材の水分ポテンシャルと水分拡散係数，動燃技術資料，PNC TN8410 96-117.

鈴木英明，谷口航（1999）：緩衝材の熱物性試験（II），サイクル機構公開資料，JNC TN8430 99-006.

鈴木英明，下々松正和，藤田朝雄（1999）：温度勾配による緩衝材内の水分移動と膨潤応力の測定，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-020.

鈴木英明，藤田朝雄（1999a）：緩衝材の不飽和水理特性，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-010.

鈴木英明，藤田朝雄（1999b）：緩衝材の膨潤特性，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-038.

鈴木英明，藤田朝雄（1999c）：緩衝材の乾燥収縮特性，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-016.

鈴木幾雄，川北真嗣，佐野信夫，松尾勝弥（1998）：飛騨トンネルにおける大断面交差部の設計と施工，トンネルと地下，Vol.29, No.10.

鈴木角成，伏見公志，安住和久，瀬尾眞浩（1997）：腐食に伴う炭素鋼表面微細形態

変化の AFM 観察、第 44 回材料と環境討論会講演集、D-112.

Suzuki, Y. (1981) : Corros. Sci., 21, 353.

高橋次元, 赤尾昇, 原信義, 杉本克久 (1997) : ベントナイト接触水中におけるナタンの不動態皮膜のカソード劣化過程, 第 44 回材料と環境討論会講演集, p.425.

高治一彦, 鈴木英明 (1999) : 緩衝材の静的力学特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-041.

高治一彦, 谷口航 (1999) : 緩衝材の動的力学特性, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-042.

高治一彦, 杉野弘幸, 奥津一夫, 三浦一彦, 日部井和人, 納多勝, 高橋貞一, 杉江茂彦 (1999) : コアフィールドの長期構造安定性評価, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-043.

Takase, H., Inagaki, M., Impey, M. and Grindrod, P. (1994) : A Dynamical Network Model for Percolation Problems in Performance Assessment of Radioactive Waste Management, Scientific Basis for Nuclear Waste Management, XVIII, pp.449-462.

竹内真司, 原啓二, 中野政時 (1995) : 圧縮ベントナイトの水分特性曲線および水分拡散係数と水の移動形態, 地盤工学会論文報告集, Vol.35, No.3, pp.129-137.

棚井憲治, 菅野毅, Gallé, C. (1996a) : 圧縮ベントナイトの水素ガス移行特性評価, 動燃技術資料, PNC TN 8410 96-289.

Tanai, K., Kanno, T. and Gallé, C. (1996b) : Experimental Study of Gas Permeabilities and Breakthrough Pressures in Clays, MRS Volume 465, pp.995-1002.

棚井憲治, 岩佐健吾, 長谷川宏, 郷家光男, 堀田政國, 納多勝 (1999a) : 地層処分場のレイアウトに関する検討, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-044.

棚井憲治, 佐藤浩夫, 村上文啓, 井上雅弘 (1999b) : 地層処分場におけるガスの拡散・移行に関する検討, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-045.

谷口直樹, 市川史郎 (1999) : 水素ガス環境下における炭素鋼の水素吸収量の測定, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-056.

谷口直樹，川崎学，本田明（1993）：NaCl-NaHCO₃-Na₂CO₃ 水溶液中における炭素鋼の局部腐食発生臨界電位の検討，第40回腐食防食討論会講演集，p.239.

谷口直樹，本田明，川崎学（1994）：圧縮ベントナイト中における炭素鋼オーバーパックの局部腐食進展期間の評価，第41回腐食防食討論会講演集，p.267.

Taniguchi, N., Honkai, A. and Ishikawa, H. (1998) : Experimental Investigation of Passivation Behavior and Corrosion Rate of Carbon Steel in Compacted Bentonite, Mat. Res. Soc. Symp. Proc. Vol.506 495-501.

谷口直樹，本田明，川崎学，森田光男，森本昌孝，油井三和（1999a）：炭素鋼オーバーパックにおける腐食の局在化の検討，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-067.

谷口直樹，本田明，川崎学，水流徹（1999b）：圧縮ベントナイト中における炭素鋼の腐食形態と腐食速度の評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-003.

谷口直樹，本田明（1999）：脱気した人工海水中におけるステンレス鋼（SUS309S）の腐食におよぼすマグネタイトの影響，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-029.

谷口航，藤田朝雄（1997）：地層処分場設計研究における熱解析，動燃技術資料，PNC TN 8410 97-212.

谷口航，岩佐健吾（1999）：ニアフィールドの熱解析，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-051.

谷口航，長谷川宏，岩佐健吾，佐藤稔紀（1999a）：地層処分場設計のための地質環境基本特性，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-053.

谷口航，鈴木英明，杉野弘幸，松本一浩，千々松正和，柴田雅博（1999b）：熱的特性の緩衝材仕様に与える影響，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-052.

谷口航，高治一彦，御子柴正，森康二（1999c）：深部地下空洞および内部構造物の振動挙動に関する研究（2），サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-054.

谷口航，高治一彦，杉野弘幸，森康二（1999d）：ニアフィールドの耐震安定性評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-055.

Terzaghi, K. (1925) : Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Leipzig und Wien, F. Deuticke.

The MacNeal-Schwendler Corporation (1985) : MSC/NASTRAN, Handbook for Linear Analysis, MSC/NASTRAN Version 64.

Towhata, I., Kuntiwattanakul, P. and Kobayashi, H. (1993) : A Preliminary Study on Heating of Clays to Examine Possible Effects of Temperature on Soil-Mechanical Properties, 地盤工学会論文報告集, Vol.33, No.4, pp.184-190.

東畑郁生, ピシットクンティワタナクン, 大石幹太, 竹内直樹 (1998) : 粘土の工学的性質に及ぼされる高温環境の影響, 土と基礎, vol.46 No.10, pp.27-30

泊里治夫, 外形剛, 下郡一利, 西村務, 和田隆太郎, 本田明, 谷口直樹 (1999) : 還元性環境におけるナタンオーバーパックの水素吸収, JNC TN8400 99-076.

Toyota, M. and McKinley, I.G. (1998) : Optimization of the Engineered Barrier System, Fabrication and Emplacement for Vitrified HLW of IHLM'98, Las Vegas.

辻川茂男 (1993) : 耐食金属タイプと腐食形態からみた長期健全性予測の難易, 腐食防食'93 講演集, pp.431-434.

水流徹, 渡辺宏和, 西方篤 (1999) : 腐食生成物による炭素鋼の腐食加速機構, JNC TJ 8400 99-047.

TVO (1992) : Final Disposal of Spent Nuclear Fuel in the Finnish bedrock, Technical Plans and Safety Assessment, Report YJT-92-31E, Nuclear Waste Commission of Finnish Power Companies, Helsinki.

Ueki, K., Nakazawa, M., Hattori, S., Ozaki, S., Tamaki, H., Kadotani, H., Ishizuka, T. and Ishikawa, S. (1992) : Experimental and Analytical Study for Demonstration Program on Shielding of Casks for High-Level Wastes, Proc.10th Int.Symp. Packag. Transp. Radioact.Master, 1992, vol.2, pp.692-701.

上俊一, 藤原東雄, 勝村雅子 (1996) : 二次圧密時に温度効果を受けた粘土の圧密特性, 土木学会論文集, No.554/III-37, pp.47-55

宇津徳治, 嶋悦三, 吉井敏雄, 山科健一郎 (1987) : 地震の事典.

U.S. Department of Energy (1998) : Variability Assessment of a Repository at Yucca Mountain, Volume 2; Preliminary Design Concept for the Repository and Waste Package, DOE/RW-0508/V2.

van Genuchten M. Th. (1980) : A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil, Soil Sci. Sm. J., vol.44, No.5, pp.892-898.

Volckaert, G., Put, M., Ortiz, L., De Canniere, P., Horseman, S.T., Harrington, J.F., Fioravante, V., Impey, M. and Worgan, K. (1993) : MEGAS Modeling and Experiments on Gas Migration in Repository Host Rocks, Proc. Progress Meeting of PEGASUS Project, Commissions of European Communities, Luxembourg.

Volckaert, G., Ortiz, L., De Canniere, P., Put, M., Horseman, S.T., Harrington, J.F., Fioravante, V. and Impey, M. (1995) : Modelling and Experiments on Gas Migration in Repository Host Rocks, Final Report - Phase I, Nuclear science and Technology.

和田隆太郎, 西村務, 下郡一利, 泊晃治夫, 外形剛, 下田秀明 (1999) : 還元性環境下におけるチタンオーバーバックの耐食性に関する研究 (Ⅲ), JNC TJ8400 99-046.

Watanabe, K. (1991) : Back Analytical Technique for Evaluation the Hydraulic Parameters of Unsaturated Rock.

Wempe, C.A., Jahshan, S.N. and Ganapol, B.D. (1992a) : An Analytical Two-Dimensional Neutron Transport Benchmark of the MCNP code, Trans. Am. Nucl. Soc., vol.65, pp.238-240.

Wempe, C.A., Jahshan, S.N. and Ganapol, B.D. (1992b) : Analytical Infinite Medium Neutron Spectrum Benchmark of the MCNP Code, Trans. Am. Nucl. Soc., vol.66, pp.281-283.

Werme, L. (1998) : Design Premises for Canister for Spent Nuclear Fuel, SKB Technical Report TR-98-08.

Wersin, P., Spahiu, K. and Bruno, J. (1994) : Time Evolution of Dissolved Oxygen and Redox Conditions in a HLW Repository, SKB Technical Report 94-02.

Weststic, J.H., Bray, L.A., Hodge, F.N. and Wheelwright, B.J. (1981) : Permeability, Swelling,

and Radionuclide-Retardation Properties of Candidate Backfill Materials, Pacific Northwest Laboratory, PNL-SA-9645.

Wieland, E., Wanner, H., Albinsson, Y., Wersin, P. and Karlund, O. (1994) : A Surface Chemical Model of the Bentonite-Water Interface and its Implications for Modelling the Near Field Chemistry in a Repository for Spent Fuel, SKB Technical Report 94-26.

Worgan, K.J. (1990) : Scoping Calculations for Gas Dissolution, Diffusion and Water Expulsion in a L/ILW Repository, Intera Sciences Report Linebreak I, Version 2, pp. 1904-1907.

山内重徳, 永田公二, 佐藤史郎 (1980) : MSF 海水淡水化装置におけるチタン管の隙間腐食, 防食技術, 29, pp.558-565.

吉田 一郎, 殿内啓司, 今野政志 (1985) : 地盤の地震応答解析手法の比較検討応用地質年報 No.7, 1985.

Yu, J. and Parkins, R.N. (1987) : Corros. Sci., 27, 159.

Yui, M., Sasamoto, H. and Arthur, R.C. (1999) : Groundwater Evolution modeling for the Second progress Performance Assessment (PA) Report, Japan Nuclear Cycle Development Institute, JNC TN8400 99-030.

岩功企, 山崎浩之, 梅原靖文 (1987) : 2.地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.26, No.1, pp.41-113.

第 V 章

処分場の建設・操業・ 閉鎖

第 V 章 処分場の建設・操業・閉鎖

5.1 建設

アクセス坑道、連絡坑道、主要坑道および処分坑道から構成される地下施設の建設においては、大深度に総延長百 km 以上にも及ぶ多数の坑道群を施工することになる。したがって、大量のずりの搬出、換気や事故時の避難ルートの確保などに対して通常のトンネル工事以上に留意する必要がある。これに加え、通常のトンネル工事でもしばしば遭遇する、弱層部における切羽の崩壊や膨張など切羽の不安定現象、湧水やそれに起因する地山の崩壊、ガスの発生、山はね現象などの事象についてもさらに注意を払う必要がある。

上記に示した湧水、山はねおよびガスなどの事象については、地上調査やボーリング調査などのサイト特性調査から、ある程度の情報を得ることが可能であると考えられるが、これらの調査においてすべてが事前に予知できるとは限らない。したがって、サイト特性調査の情報を出発点とし、アクセス坑道の建設、連絡坑道の建設、主要坑道の建設といった、各施工段階で得られる地質情報や各段階で行われる計測管理によって、現象の予測あるいは各段階で生じた現象の分析を行いながら、適切な対策工の選択あるいは組み合わせによって対応していくことが必要となる。また、施工後についても、操業、埋め戻しなどのための作業の安全を確保するために、通常のトンネルでも行われているような計測管理を適切に実施し、安全性の確保に対する信頼度を向上させることも必要である。

掘削ずりや湧水に対する処理および換気などにかかわる設備については、現状の技術レベルの延長線上で十分対応は可能であると考えられるが、安全性、経済性および全体的な工程などを考慮し適切な計画が必要である。また、建設時の坑内で緊急事態が発生した場合を想定すると、作業者の安全を確保するための緊急待避所や緊急避難経路を確保しておくことが重要であり、とくに本施設のような大深度かつ長大トンネルの建設においては、計画段階から十分な検討をしておくことが必要となる。たとえば、立坑建設の場合においては、通常、人員昇降専用のエレベータ設備が仮設されるが、別系統のずり搬出用の巻き上げ設備に非常時人員昇降の機能を付加し、2系統の経路を確保することなども考えられる。さらに、水平坑道掘削時においては、アクセス坑道までの経路を複数確保することや、一定の距離ごとに緊急避難所を設けるといったことも必要である。なお、建設に先立つ、サイト特性調査の段階までに得られた地質情報などに基づいて、建設段階で行われる先行ボーリングなどの調査手法、掘削工法、支保パターン、対策工、計測システム、避難警報システムや避難方法などについて綿密な計画が立てられることになる。それらを建設中に得られた新たな情報によりさらに高度化しながら施工を行うことにより、施工の安全性がより確実なものになるものと考えられる。

本検討では、上記に示したような地層処分場の建設でとくに考慮しなければならない留意点を念頭に置きつつ、幅広い地質環境を対象にしているという現状を鑑み、アクセス坑道、主要・連絡坑道、処分坑道および処分孔各々の建設技術について、既存の工法を整理するとともに、現状の技術に基づいた各坑道の建設方法の検討を行いその概要を示した（棚井ほか，1999a）。さらに、大深度地を対象とすることによりとくに留意すべき事項（地圧、湧水など）については、現状の対策工の整理を行うとともに、トンネルの施工事例の中から発生した現象と対策工について調査し、その有効性について検討を行った（棚井ほか，1999a）。

5.1.1 アクセス坑道

5.1.1.1 掘削・支保工法

1) 掘削工法

アクセス坑道は、地上から所定の深度までの廃棄体の搬送だけでなく、作業員の出入り、掘削ずりの搬出、緩衝材の搬入、埋め戻し材の搬入、換気、排水、エネルギーの供給など多様な目的に使用され、基本的には物流手段にエレベータやスキップなどの昇降設備を用いる立坑方式と、車両・鉄道などを用いる斜坑方式に大別される。立坑および斜坑を対象とした既存の主な掘削工法を、それぞれ表 5.1-1 および表 5.1-2 に示す（土木学会，1994b）。

表 5.1-1 主な立坑建設工法

名	称	概	要
全断面 掘削掘 り下がり 工法	ロングステップ工法	地質状況に応じて 20～40m 程度を 1 回の掘削単位（1 ロット）とし、1 ロット掘削後に続いてコンクリート覆工を下方から打設する工法	
	ショートステップ工法	1 ステップ長を 1.0～2.5m 程度で掘進し、削孔、発破、ずり出し、覆工を 1 サイクルごとに行っていく工法	
	NATM(New Austrian Method：ナトム)	山岳トンネルの標準工法となっているロックボルト・吹付け工法の考え方を立坑掘削に取り入れた工法	
全断面 掘削掘 り下がり 工法	クライマール工法	ガイドレールに沿って下がる作業足場を使用し、上向きに穿孔発破掘削を行う工法	
	ステージカットフラッシング工法	立坑上部より下部坑道に向けて複数のボーリング孔を鉛直に平行掘削し、このボーリング孔に上部より爆薬を装填して、下部より 1.5～5.0m のステージで上部に向かって分割発破し掘上がる工法	
	足場組み掘り上がり工法	木製支保工を組み上げ、これを足場として上向きに発破孔を穿孔し、爆破掘削していく工法	
機械掘 削工法	レイズボーリング工法	φ300mm 程度のパイロット孔を下向きに穿孔した後、坑底でリーミング用のビットを取り付け、それを回転させながら上向きに引き上げて立坑を掘削する工法	
	全断面立坑掘削機工法	TBM(Tunnel Boring Machine：全断面トンネル掘削機)の考え方を立坑掘削機に導入した工法	
その他	導坑先導掘削掘削工法	クライマール工法やレイズボーリング工法により小断面の立坑（導坑）を掘削し、導坑をずり出し坑道として利用しながら上部より下部に向けて拡大して掘り下がる工法	

表 5.1-2 主な斜坑建設工法

名	作	概 要
全断面爆破掘り下げ工法	NATM	山岳トンネルの標準工法になっており、穿孔、装薬、発破、ずり出し後、早期にシステムロックボルトと吹付けコンクリートを施工し、斜坑周辺の地山の安定化を図りながら掘削する。
全断面爆破掘り上げ工法	クライマー工法	ガイドレールに沿って上下する作業設備（クライマー）を使用し、上向きに穿孔・装薬掘削を行う工法で勾配が急な斜坑に用いられる。掘削後は自然落下し、坑底の水平坑道で処理する。
傳統掘削工法	TBMによる全断面掘り下げ工法	TBMを斜坑掘削に適用する工法。この方式は長距離掘削に有利である。一方、湧水・崩れ防止への十分な対策が必要となる。
	D-ヘッドによる全断面掘り下げ工法	NATMにおける発破に代えて掘削にロードヘッダーを用いる工法。軟岩に適用可能である。
	TBMによるパイロットリミング工法	坑底から小径のTBMで上向きに導坑を掘削後、ボーリングヘッドを所定の断面のものと取り替え、拡張しながら掘り下がる工法。 掘削後は勾配がある程度急傾斜であれば自然落下し、坑底の水平坑道で処理する。
	レイズローラーによるパイロットリミング工法	掘削の原理は立坑と同じである。斜坑の場合には勾配に合わせてパイロット孔を精度良く掘工する必要性から、あまり延長の長い場合は適さない。
その他	導坑先進掘大拡張工法	掘削の原理は立坑と同じである。斜坑の場合には、導坑の勾配がずりの自然落下可能な勾配であることが必要とされる。

立坑の場合のずり搬出方式としては、籠車をエレベータに積込んで巻き上げるケージ方式と、ずり専用の搬器（運搬容器）を巻き上げるスキップ方式とがある。ケージ方式は比較的小規模の仕事であって、人の昇降・材料搬入・ずり搬出を兼用するような場合、あるいは立坑下部にずり処理設備を設ける必要のない場合に用いられる。大深度立坑における大量のずり搬出が必要な場合には、坑底に設けたずりの貯留・供給設備とスキップを組み合わせた専用のずり処理設備を設けるのが一般的である。一方、斜坑の場合のずり搬出方式としては、タイヤ方式、ベルトコンベヤ方式およびインクライン方式（巻上げ装置付きレール方式）がある。

2) 支保工

支保工・覆工は、掘削した坑道を安定に保つために設けられる構造物であり、施工を安全に能率良く行えるものであるとともに、坑道の長年にわたる供用に対して十分な信頼性を有するものである必要がある。支保工・覆工を構成する要素として、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工および覆工がある。それぞれその効果に特徴を有しており、坑道の条件に適したものを選定する必要がある。

支保工の選定にあたっては、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工などを組み合わせて用いることを標準としている。なお、高圧・多量の湧水があり切羽が自立しない場合などでは、鋼製支保工と矢板壁を併用する工法（矢板工法）が有効であることがある（土木学会、1989）。支保工・覆工の事前設計に際しては、

地山特性、施工法などを考慮して、地山区分ごとに吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工などの支保部材を適宜選定し、標準的な支保の組み合わせを設定するのが一般的である。また、その設定方法としては、多くの施工実績に基づく方法、類似する地山条件の設計例を参考とする方法のほか、特殊な地山の場合には有限要素法などの解析による方法とがある。したがって、事前に設計された標準支保パターンは、通常、施工中の観察・計測などの結果から、必要によりその地山条件に最も適合するように設計変更される。

吹付けコンクリートは、掘削後直ちに地山に密着するように施工でき、掘削断面形状に左右されず、容易に施工できることから、最も一般的に用いられる支保部材の一つである。また、ロックボルトについては、周辺地山の支保機能を有効に活用するための支保部材であり、地山と一体となってその効果を発揮する。これらの設計にあたっては、その使用目的、地山条件、施工性を考慮して、前者については配合、強度、厚さなどを、後者については配置、長さ、太さ、定着方式、材質などをそれぞれ決定しなければならない。

鋼製支保工については、建込みと同時に支保工としての強度を得ることができる特徴があり、切羽の自立性の小さい地山に対する支保工として有利である。

覆工は、トンネルの安定を確保する支保部材であるとともに、トンネルの仕上げとしての内装の役割があるので、使用目的、使用条件などに適合し、長く安全な使用に耐えるようなものとする必要がある。

5.1.1.2 施工概要

斜坑方式については主要・連絡坑道などの水平坑道と同様な工法となることから、アクセス方式として立坑方式の場合の建設工法について、硬岩系および軟岩系岩盤それぞれに対して検討した例を示す。ここでは、複数ある立坑のうち底部坑道がないと考えられる処分サイトで最初に建設する立坑を対象とした。その場合該当する工法は、掘り下がり工法となるロングステップ工法、ショートステップ工法、NATM および全断面立坑掘削機工法の4工法である。このうちロングステップ工法については、安全性、コスト、能率面などから劣るため現在ほとんど使用されていないことから、残りの3工法から硬岩系および軟岩系岩盤における施工検討の対象とする工法を選定する。検討にあたっては、地下深部で建設が行われることを念頭において、大深度（500m～1,000m 程度）に対する技術的信頼性や作業能率、作業の安全性ならびに地質変化への適応性、地山に与える影響および経済性などに留意する必要がある。これらの留意点に対して、NATM、ショートステップ工法、全断面立坑掘削機工法ごとに比較した結果を表 5.1-3 に示す（土木学会、1994b）。

ここでは、硬岩系岩盤に関しては、地山が本来有する支保能力を最大限に利用でき、とくに 100m を越す大深度の事例が増えてきた NATM を、軟岩系岩盤に関しては最も実績が多いショートステップ工法をそれぞれ採用し以下の検討を実施した。

表 5.1-3 立坑建設工法の比較

項 目	NATM	ショートステップ工法	全断面立坑掘削機工法
一次覆工	地山計測に基づきピッチ、覆工仕様を設定し、掘削切羽面で掘削と覆工を交互に行う。	1.0～2.5m ピッチで行う。掘削切羽面で掘削と覆工を交互に行う。	本体の長さ分、覆工が現れる。一般的にセグメント覆工となる。
作業能率	安定している。断面変化への対応性も高い。	安定している。	地質条件に制約されるが、地質に適応すれば良好。
作業安全性	地山の露出面積・時間が最も少なく安全性の確保は十分可能。	同左	人力作業が少なく比較的優れている。
大深度に対する技術的信頼性	トンネル工事では十分な実績があり、立坑での実績も増加している。	最も実績が有り信頼性は最も高い。	施工実績が少ないため、今後の研究が必要。
地質変化への適応性	最も高く、山はね・膨張性地山への対応可能。	高い。	地質が変化すると掘削不能になりやすく適応性は低い。
地山のゆるみ	吹付けコンクリートの早期施工で地山変位が拘束され、ゆるみが少なくなる。	発破工法なので多少はやむを得ない。	機械掘削の最大の利点であり、最も少ない。
地圧への対応	支保部材の厚み・本数などで対応可能。支保工により地山自体の耐力を生かす利点がある。	覆工厚と覆工強度で対応可能。	覆工強度のみで対応しなければならない（掘削断面を変化させられない）。
湧水への対応	ステップグラウトにより対応。突発的大湧水があったとしてもバルクヘッドにより対応可能。	同左	ステップグラウトの施工が難しい。突発的大湧水で機械が水没すると施工再開が困難。
経済性	良い。	良い。	設備費が非常に高い。

支保工については、硬岩系および軟岩系岩盤ともに地表から地下 50m までは風化した弱層と仮定し、地震時の空洞の力学的安定性の確保を考慮して、巻き厚 1.5m（吹付け 100mm を含む）の RC（鉄筋コンクリート）構造とした。また、深さ 50m 以深については、硬岩系岩盤では、解析上支保工は不要であるものの（黒木ほか、1999）、地山の力学的安定性の向上も含め施工や安全上の観点から、岩盤の剥離・崩落防止のため金網および吹付け（100mm）を用いることとした。軟岩系岩盤については空洞の力学的安定性上必要となる支保として覆工 500mm とし、二次覆工は行わないこととした。また、アクセス坑道の最深部付近では岩盤のゆるみが大きくなることが考えられ、この場合はロックボルトの増し打ちなどの補強工を適宜施工とする。これらの標準断面を図 5.1-1 に示す（概井ほか、1999a）。なお、ここで示した標準断面は健岩部におけるものであり、実際の施工では、湧水や割れ目など

地質状況の変化に合わせて支保パターンの変更などが必要となる。

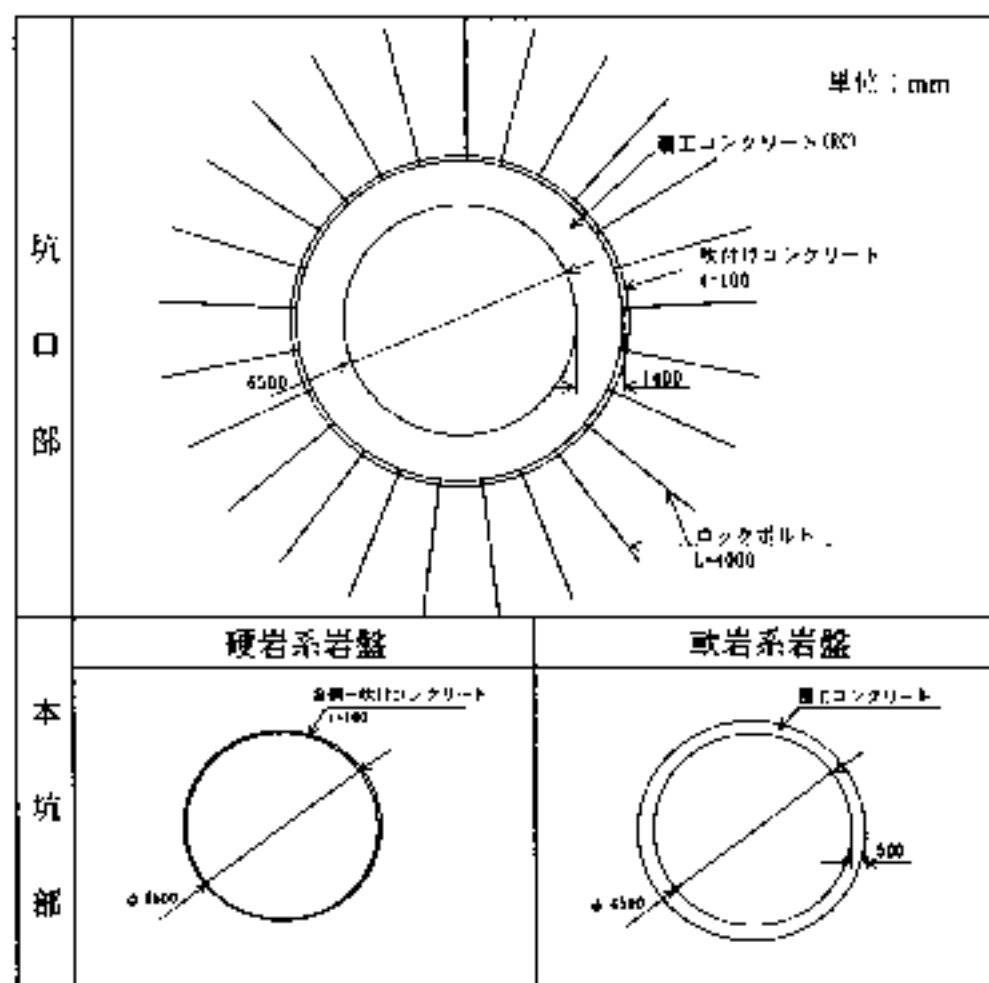


図 5.1-1 アクセス坑道における標準断面

1) 硬岩系岩盤における立坑の建設

立坑の施工・設備の概要を図 5.1-2 に示すとともに、各工事の概要を以下に述べる（土木学会、1994b）。なお、以下に示す工事の概要は、均質な地盤を対象に基本パターンとして検討したものであり、実際には湧水や山はねなどの現象に遭遇することが予測される場合には、それに応じた施工計画の変更などが必要となる。

(f) 坑口部工事

開削工法により、坑口上部（3m）に掘進用のガイドウォール（地中連続壁の施工精度を高める溝壁）を設け、NATM により地下 50m 区間までを掘り下がる。一次覆工は吹付けコンクリート（100mm）とロックボルトで行う。また、RC耐震壁（厚さ 1400mm、仕上がり内径 6.5m）を底部より順巻で構築し、耐震壁を基礎として槽（やぐら）設備を構築する。

(2) 本体部工事

本体部工事としては、主に穿孔発破作業、ずり出し作業、一次覆工作業、立坑ポンプ座工事、坑底接続部工事、サンプ部（坑底集水坑部）工事がある。穿孔発破作業のための穿孔は5連装シャフトジャンボ（装薬孔やロックボルト孔を穿孔するための削岩機を装備した削岩用移動台車）で行い、1掘進長は1.5mとし、地山の損傷と余掘りを極力抑えるために外周孔はスムースブラスティングを行う。ずり出し作業は、スカフォード（立坑の全断面掘り下がり工法の場合に用いる作業足場）下部に取付けられたシャフトロード（ずり積み込み機械）（0.6m³）を使用してずりをずりキブル（ずり運搬容器）（4.0m³）に積み込み、キブル巻上げ機で坑外に搬出する。その際、ずりキブルの待ち時間が生じないように、ずりキブルは2台使用し、ずりの積み込みと搬出を並行して行う。一次覆工作業として、ずり出し作業終了後、金網設置と吹付けコンクリートを施工する。なお、金網については、コンクリートの剥離・落下防止を目的に設置する。また、吹付け作業はスカフォード上に設置した吹付け機を使用して人力により、コンクリートは地上からコンクリートキブル（2.0m³）で運搬して吹付け機に供給する。

立坑ポンプ座工事については、立坑本体部の掘削がポンプ座位置レベル（GL-500m）まで達した時点で本体部工事を中断して、立坑ポンプ座の水平坑道掘削を行う。穿孔はレグドリル（岩石を穿孔する小型削岩機）を使用し、ずり出しはドーザーショベルでずりを一旦立坑部まで搬出した後、シャフトロードでずりキブルに積み込んで坑外へ搬出する。また、ずり出し後、吹付けコンクリートを施工し、立坑本体部とポンプ座との交差部はロックボルトで補強する。なお、坑底接続部工事は立坑ポンプ座工事と同様な方法で施工する。サンプ部工事については、立坑本体部と同様にNATMで施工し、最後にベースコンクリート（厚さ500mm）を打設する。

2) 軟岩系岩盤における立坑の建設

軟岩系岩盤における立坑の施工・設備の概要については、工法は異なるものの設備は硬岩系岩盤とほぼ同様となる。なお、坑口部工事、本体部工事のうち穿孔発破作業、ずり出し作業については、前述の硬岩系岩盤における方法と同様であることから、ここでは、本体部工事のうち一次覆工作業および坑底接続部工事の施工概要のみを以下に述べる。

一次覆工作業としては、1掘進長（1.5m）分のずりを取り去った後整地を行い、一次覆工コンクリートを打設するために必要となる型枠を正確な位置に設置する。次に、コンクリート打設のために、スカフォードに移動ホッパーを、坑底に打設足場を準備し、坑口の全自動バッチャープラント（コンクリート材料の貯蔵、計量およびミキサーへの投入の一連の操作ができる練り混ぜ設備）で練ったコンクリートを2.0m³キブルで運搬し、コンクリート打設を行う。なお、コンクリート打設後製

時間に発破や型枠脱型が行われるので、コンクリートには早期強度が要求されることから、一次覆工には早強コンクリートを使用する。

坑底連接部工事としては、穿孔発破による掘削作業後、コンクリート吹付けおよびロックボルト打設による山留め（掘削面の崩壊や過大な変形を防止すること）を行う。サンブ部工事としては、本体部と同様にショートステップ工法にて施工し、最後に立坑ベースコンクリート（厚さ 800mm）を打設する。

3) 2 本日以降の立坑の建設

2 本日以降の立坑は、前述した最初に建設した立坑と同じ方法で建設することも可能である。

他方、坑底に連絡坑道が建設された段階では、掘り上がり工法の利用も可能であり、その一つであるレイズボーリング工法は、課題として多様な岩種への対応、精度などが挙げられるが、施工速度、安全性などから有力な工法と考えられる。

4) 換気・排水・避難経路の確保

立坑施工時の換気については、坑外に扇風機を設置し、風管を坑底切羽まで延長して新鮮な空気を吹き込む方式が一般的に採用されている。この扇風機には通常コントラファンが使用され、風管にはスパイラル風管やビニール風管を用いている（建設業労働災害防止協会、1992）。

一方、排水設備に関しては、立坑施工時は比較的低揚程の水中ポンプを掘削に応じて順次設置しながら掘進し、水平坑道建設時には坑底に大揚程のポンプを設置することとなる。後者に関して、本検討では現状のポンプの最大揚程から、深度 1,000m の硬岩系岩盤では立坑中間位置に中継用のポンプ座 1 箇所を設けることとし、深度 500m の軟岩系岩盤では直接地上に排水する計画とした。これらの排水設備は予備も含め 2 系列とする。

立坑建設時における避難経路の確保については、別系統の巻き上げ設備であるずり搬出用のものに非常時人員昇降の機能を付加し、2 系統の経路を確保するなどの方策が必要と考えられる。

5.1.2 主要・連絡坑道

5.1.2.1 掘削・支保工法

主要・連絡坑道は物流や避難のメインルートとなるものである。主要・連絡坑道などの水平坑道の掘削工法として代表的なものには、免破工法，自由断面掘削機工法および TBM があり，これらの工法の選定にあたっては，地質対応性，坑道の用途と仕様，工期・経済性，地山に与える影響などを考慮する必要がある。表 5.1-4 にそれぞれの工法の比較を示す（土木学会，1996）。また，硬岩系岩盤および軟岩系岩盤における主要・連絡坑道の施工方法と，それらの選定理由を表 5.1-5 に示す（土木学会，1996）。

表 5.1-4 水平坑道の代表的な掘削工法の比較

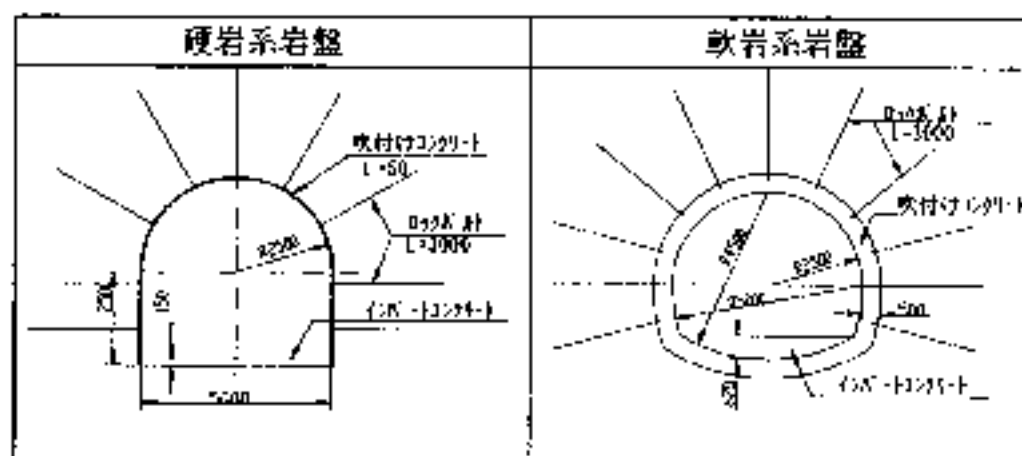
項 目	免破工法	自由断面掘削機工法	TBM 工法
地質対応性	ほとんどの地質・地山に対応が可能であるが，地山に与える影響が大きい。	地山に与える影響が小さい。地山強度が軸圧縮強度で 30～50MPa をこえるとき敵に施工能力が低下する。	均質な地質，地山に対しては優れた掘削能力を発揮するが，変化が激しい地山では能力の低下がみられる。地山に与える影響は小さい。
坑道仕様 (断面形状)	ほとんどの断面形状に対応可能。地山状況に応じて加圧制を変更できる。	同左	現在のところ円形断面に限られる。
工期・経済性	地山の状況に応じて掘進長を変更するなど，経済的な施工が可能。	硬岩では掘削速度が落ちる。	イニシャルコストは高いが，掘進速度は早く，施工延長が長くなるほどコストパフォーマンスは高い。
地山に与える影響	最も衝撃が大きい。スームブラスティングなどである程度は抑えることが可能。	機械掘削のため，地山に与える衝撃は小さい。	同左

表 5.1-5 主要・連絡坑道の工法選定

項目	工 法		選 定 理 由
掘削方式	硬岩系岩盤	免破方式（スームブラスティング）	・掘削能力が最も高く経済的である。 ・断面形状、掘進長などに対して施工の自由度が高い。
	軟岩系岩盤	自由断面掘削機	・軟岩系岩盤の強度に対して十分対応可能であり掘削能力も高い。 ・部分掘削が可能であり、地質の変化に対応した切羽の分割施工にも問題がない。また、安全性が高い。
ずり出し方式	レール方式		・走行による坑内荷重、排気ガスなどの発生がない。 ・長距離の大量ずりの運搬に適する。
支保工	硬岩系岩盤	吹付けコンクリート	・地山の劣化を防ぎ、施工時の安全性確保。
	軟岩系岩盤		・NATMの考え方による地山の早期閉合。
インハート	コンクリート打設		・強度、施工性に優れる。

5.1.2.2 施工概要

ここでは、上記で整理された建設工法をもとに、硬岩系および軟岩系岩盤それぞれを対象として、主要・連絡坑道の建設工法の一例を示す。支保工については、所定の厚さの吹付けコンクリートとゆるみ域を考慮し、ロックボルトを用いることとした。ロックボルトの長さは、解析で得られたゆるみ域の深さが硬岩・軟岩ともに同じ程度であることから3mで共通とし、ゆるみ域の周方向の広がりおよび実績などを考慮し、周方向のピッチは軟岩系岩盤の方を密な配置とした。硬岩系岩盤の吹付けは、剥離防止を目的とした最小限の値として50mmとし、インバートコンクリートは150mmとした。これらの標準断面を図5.1-3に示す（棚井ほか，1999a）。なお、ここで示した標準断面は硬岩部におけるものであり、実際の施工では湧水や割れ目など地質状況の変化に合わせて支保パターンの変更などが必要となる。また、交差部については、実績などを踏まえて4mの補強用ロックボルトを用いることとした。補強範囲は、主要坑道については処分坑道離間距離が非常に狭いため全範囲を対象とした。



単位:mm

図 5.1-3 主要・連絡坑道における標準断面

1) 硬岩系岩盤における主要・連絡坑道の建設

図5.1-4に施工順序を示すとともに、施工概要を以下に述べる。なお、以下に示す工事の概要は、均質な地盤を対象に基本パターンとして検討したものであり、実際には湧水や山はねなどの現象に遭遇することが予測される場合には、それに応じた施工計画の変更などが必要となる。

(I) 水平坑道掘削準備工事

主要・連絡坑道の掘削工事に先立って、資材の搬入・搬出、人員の入出坑、ずり出し、さらには配水管、給水管、送電ケーブルなどの水平坑道の掘削に必要な設備などの準備工事が必要であり、これらは、①立坑設備工事、②立坑周辺掘削工事、③坑内仮設・機械設備工事の3つに大別される。

(2) 掘削工事

掘削工事は、穿孔、装薬・発破、ずり出し、吹付けコンクリート作業およびインバートコンクリート工事の手順で行われる。穿孔は油圧2ブームジャンボにより行い、1発破進行長は1.5mを基本とし、地山の状況に応じて変更する。また、周辺地山の損傷を最小限に抑えるため、スモースブラステイング工法を採用する。装薬・発破作業については、ジャンボ（穿孔機械を取り付けた移動台車）のケージなどを足場として利用して装薬を行い、爆薬を結線した後、ジャンボなどの退避を行い発破する。ずり出しは、発破後十分な換気を行った後実施する。ずりの積み込みはシャフロダ（バケットとコンベアが一体化した機械）を使用し、運搬は12m³のトレーン型シャトルカーを2重または3重に連結したものをを用いる。シャトルカーは車輪がポギーになっており曲率半径40mの路線も通行可能である。吹付けコンクリート作業は、混練されたコンクリートをアジテータカーによって切羽に搬入し、吹付け機により行う。なお、吹付けコンクリートには湿式と乾式があるが、作業の安全と換気の観点から発生する粉塵量が一般的に少ない湿式を採用する。インバートコンクリート工事は掘削工事終了後に施工し、その手順は軌道設備撤去、盤ならし、型枠組み、コンクリート打設、養生、軌道再敷設のサイクルである。

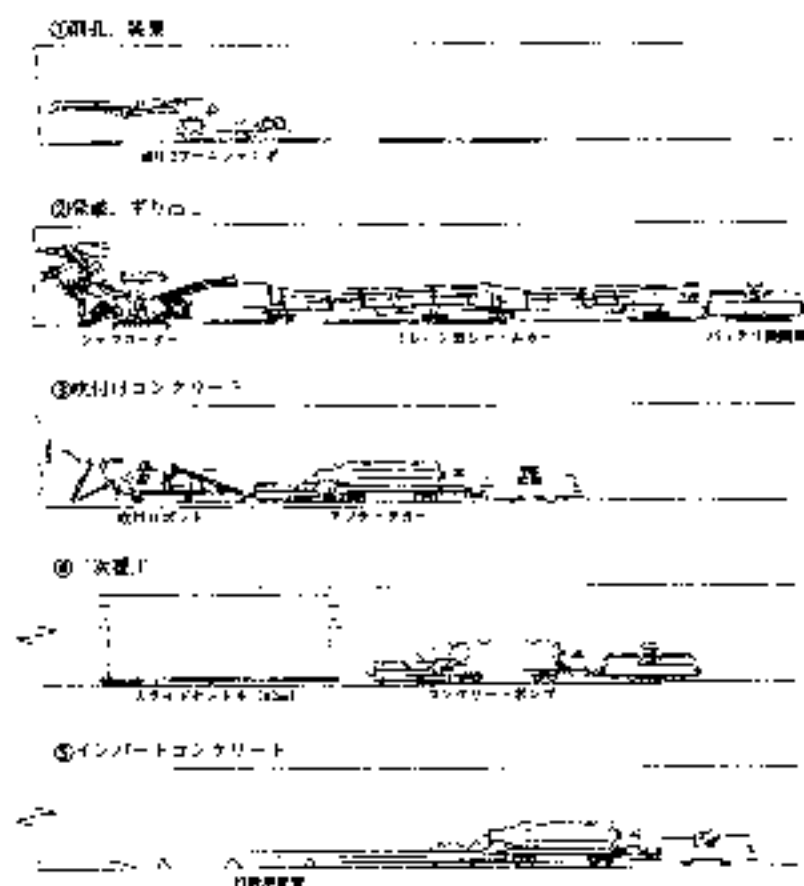


図 5.1-4 硬岩系岩盤における主要・連絡坑道の施工順序

2) 軟岩系岩盤における主要・連絡坑道の建設

図 5.1-5 に施工順序を示すとともに、施工概要を以下に述べる。なお、以下に示す工事の概要は、均質な地盤を対象に基本パターンとして検討したものであり、実際には湧水などの現象に遭遇することが予測される場合には、それに応じた施工計画の変更などが必要となる。

(1) 掘削工事

掘削はクローラ式のブーム型機械掘削機により行い、1掘進長は1.5mを標準として、地山状況に応じて変更する。掘削されたずりの積み込みは、掘削機に付属のずりかき寄せ装置およびベルトコンベアによって行う。また、ずりの運搬は12m³のトレーン型シャトルカーを2重または3重に連結したものをを用いる。

(2) 支保工工事

掘削、ずり出し直後に一次吹付けコンクリートの施工を行う。吹付けコンクリートは作業の安全性、発生する粉塵などを考慮して、吹付けロボットによる湿式吹付け方式とする。吹付けコンクリートは、ガントリージャンボに組み込まれた吹付けロボットにより施工される。なお、二次吹付けも同様の方式とする。また、断面の早期閉合を目的として、吹付けコンクリートはインバートにも施工する。一次吹付けコンクリート完了後、金網の設置をガントリージャンボの上段フロア、可動式の中段フロアを足場として行う。その後、二次吹付けを行う。また、ロックボルトの打設は、油圧2ブームガントリージャンボによりロックボルトの削孔を行う。削孔完了後、孔にモルタルを注入しロックボルトを打ち込む。インバートコンクリートは、掘削工事終了後に打設する。

3) 換気・排水・避難経路の確保

坑道掘削時においては、冷房、ガスの希釈、吹付け作業時の粉塵対策など、作業環境の保全のためには換気設備が必要となる（土木学会、1996）。これらの換気方式の選定、計画には、処分坑道の建設も考慮した全体系統的な検討が必要である。また、坑内からの湧水、工事用水処理のためには排水設備が必要であり、坑道の勾配を利用した排水溝もしくは強制排水のための排水管を設ける必要がある（土木学会、1996；建設業労働災害防止協会、1992）。主要・連絡坑道における排水設備の計画にあたっては、処分坑道からの排水量を考慮した計画が必要となる。

建設段階のパネルの換気系統としては、2本の建設用立坑を排気用、入気用の立坑として用い、必要に応じて局所排気ファンや、連絡坑道に風門を設置することにより、一方向の循環換気（坑道換気法）が可能となる。

坑内での緊急時に備えた避難経路の確保については、日本道路公団設計要領（日

本道路公団，1997）によると，750m 以上の一方交通の道路トンネルの計画では原則として 750m 間隔で避難坑への避難連絡坑を設けることとされている。また，日本トンネル技術協会 NATM における安全対策に関する報告書（日本トンネル技術協会，1985）によると，建設中の長大トンネルにおいては，坑内の大型マンホール，連絡坑，機材坑などを利用して，緊急待避所をたとえば 1km 間隔に設けることが望ましいとされている。したがって，連絡坑道建設時は，2 本以上の坑道を併行して掘削し，アクセス坑道までの経路を複数確保する。また，主要坑道建設時において工程上，避難連絡坑の確保が困難な場合でも，緊急待避所を設けることが可能である。

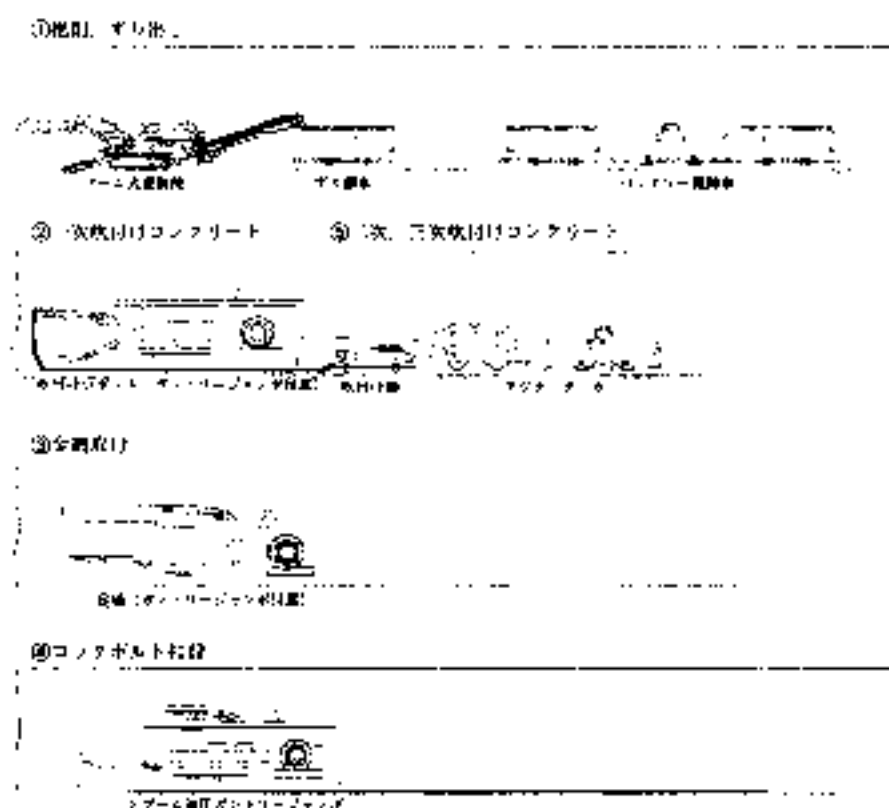


図 5.1-5 軟岩系岩盤における主要・連絡坑道の施工順序

5.1.3 処分坑道

5.1.3.1 掘削・支保工法

横置き方式における処分坑道の掘削方式としては，掘削による岩盤への影響が小さいと考えられることや安全性が高いこと，掘進速度が高く効率的であることなどから，TBM 工法が適した掘削工法であると判断される。当該工法は，施工能力的には硬岩系および軟岩系岩盤ともに対応可能である。ずり出し方式としては，レール方式，流体輸送方式が考えられるが，ずりの小割りの必要性が少なく大規模な設備を要しないレール方式を採用するものとした（建設産業調査会，1993）。

一方，縦置き方式における処分坑道の掘削方式としては，断面形状が主要・連絡坑道と同じであることから，主要・連絡坑道と同じ掘削工法とする。ただし，処分

坑道はとくに周辺地山の健全性を保持することが要求されるため、硬岩系岩盤における発破工法では、スミースブラスティングなどで地山に与える影響を極力小さくすることが必要である。

5.1.3.2 施工概要

縦置き方式および横置き方式のすりつけ部（曲線部および TBM の組立・解体部・発進部）の施工については、主要・連絡坑道と同様な方式とする。横置き方式の TBM 掘削部については、硬岩を無支保、軟岩をコンクリートセグメントとした。また、交差部については、実績などを踏まえて 4m の補強用ロックボルトを用いることとした。なお、補強範囲は全曲線部（約 20m/箇所）とした。処分坑道における標準断面を図 5.1-6 に示す。ここで示した標準断面は硬岩部におけるものであり、実際の施工では、湧水や割れ目など地質状況の変化に合わせて支保パターンの変更が必要となる。

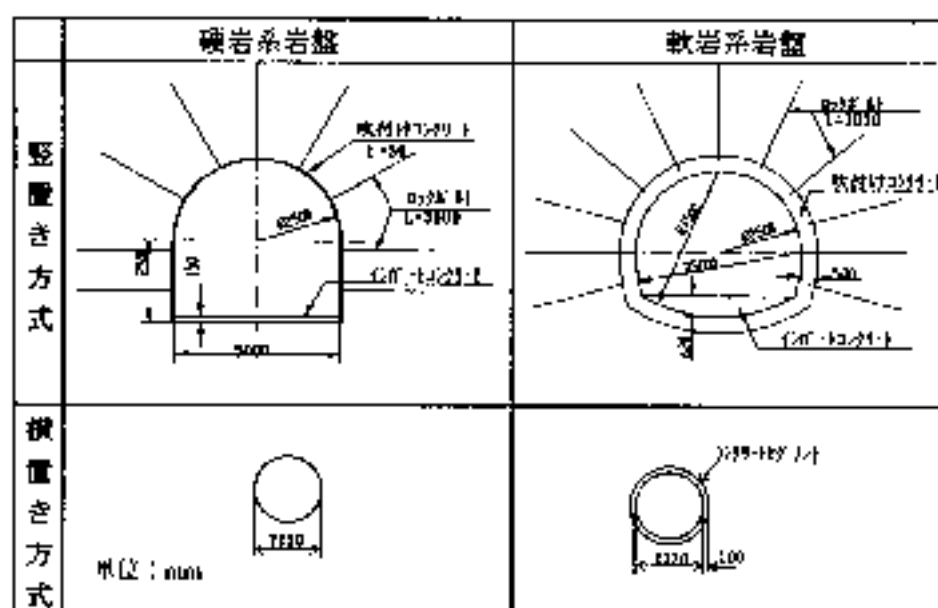


図 5.1-6 処分坑道における標準断面

硬岩系岩盤および軟岩系岩盤における処分孔縦置き方式の場合の施工方法については、基本的に「5.1.2 主要・連絡坑道」において示した施工方法と同様であることから、以下には坑道横置き方式の施工手順の概要のみを述べる。なお、以下に示す工事の概要は、均質な地盤を対象に基本パターンとして検討したものであり、実際には湧水や山はねなどの現象に遭遇することが予測される場合には、それに応じた施工計画の変更が必要となる。

1) 硬岩系岩盤、横置き方式における処分坑道の建設

処分坑道の両端部は TBM の組み立て・解体に必要な発進・到達基地とするため、

主要坑道と同断面のすりつけ部を設ける。すりつけ部は、曲率半径 40m の曲線部に 10m の直線部を加えた部分とした。また、これらの部分は発破工法で施工されることから、処分坑道廃棄体定置部への影響を考慮して、端部の廃棄体までの距離を 10m 確保することとする。坑道の掘削は TBM で行い、掘削されたずりはベルトコンベヤによって後方に搬出され、ずり運搬車両に積み込まれレール方式により立坑下部まで搬送される。また、ずり運搬車両の待ち時間による TBM の稼働能率低下を防ぐために、図 5.1-7 のようなずり仮置き車両を TBM 工法に常備する。



図 5.1-7 TBM 工法におけるずり搬出

2) 軟岩系岩盤、坑道横置き方式における処分坑道の建設

軟岩系岩盤、横置き方式における処分坑道の建設方法は、支保にセグメントを使用することを除けば、硬岩系岩盤における横置き方式の場合とほぼ同様な方法となる。相違点としては、強度の低い軟岩の場合バイトカッタの使用頻度が多くなること、また掘削 0.75m ごとにエレクターによりセグメントを組み上げ、このセグメントを反力受けとして掘進を行うこととなる。図 5.1-8 に軟岩系岩盤の場合の TBM 推進方式を示す。

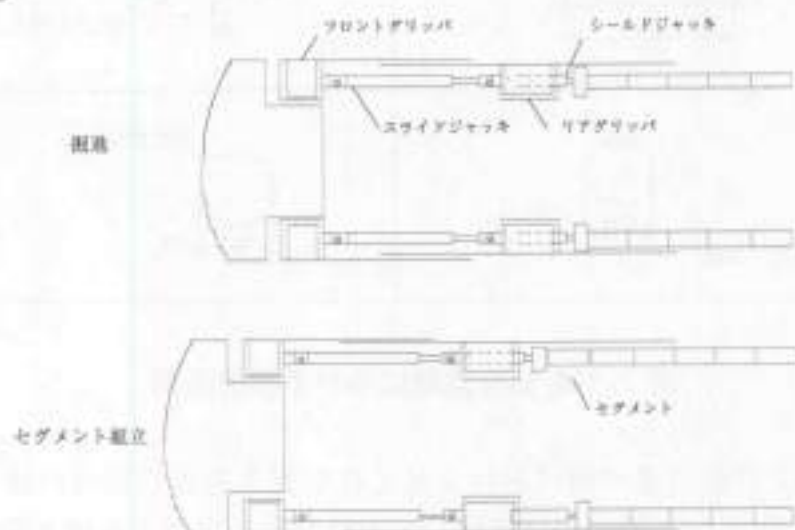


図 5.1-8 軟岩系岩盤の場合の TBM 推進方式

TBM 工法でセグメントを用いた事例としては、神奈川県における道志導水路トンネル工事（早戸工区）の例がある（日本トンネル技術協会，1996）。本導水路は、内径が 3.0m であり、工区のほぼ中央に 1,000m を越える尾根が存在している。工事では、掘削直後にプレキャスト製の RC セグメントをセットし、軌条レールを敷いて、さらに掘削する方法を採用している。セグメントは幅 1m、全周を 5 ピースに分

割して HT ボルト（高張力ボルト）で接続し、セグメント背面と岩盤との隙間にはセメントグラウトを注入し固定している。なお、岩盤は比較的堅硬で 40MPa～100MPa で B～D 級の岩級区分である。

3) 換気・排水・避難経路の確保

処分坑道掘削時には、熱、粉塵対策など、切羽における作業環境保全のために換気が必要となる。建設中の処分坑道は、風管換気法による局所的な換気を行い、坑道が主要坑道に貫通した地点で坑道換気とする。使用する風管は、実績から直径 300mm（横置き方式）、900mm（縦置き方式）程度が適切と考えられる。また、風管換気法には排気式と送気式とがあり、一般的には小断面トンネルで発じん範囲が切羽部に集中する場合の換気方式は、送気式よりも排気式とする方が望ましいとされている（建設業労働災害防止協会、1992）。

処分坑道からの湧水および工事用水は、主要坑道を通じて連絡坑道へ排水させる。処分坑道内の排水設備としては、坑道の勾配を利用した排水溝もしくは、ポンプによる強制排水のための配水管を設ける（土木学会、1996）。坑道の掘削方向を上り勾配とすれば、自然流下方式により排水はすべて主要坑道の排水ルートへ導水することが可能である。

処分坑道における避難ルートの確保などについては、主要坑道までの避難は一方のみとなるため、緊急避難経路や緊急待避所の設置など、緊急時の安全確保について、計画段階から十分な検討をしておくことが必要である。

5.1.4 処分孔

5.1.4.1 掘削・支保工法

処分孔縦置き方式における処分孔の構築においては、①既に応力集中が生じている処分坑道の底盤をさらに掘削する、②限定された狭い作業空間内で掘削長の短い大口径の硬岩盤掘削を行うという特殊な条件のため、周辺岩盤の損傷を小さくでき施工効率の良い掘削機を用いた掘削工法の開発が必要となる。そのため、ここでは現状における大口径ボーリング掘削などの岩盤掘削方法の内容および特徴を調査し、処分孔掘削工法および掘削機の検討を行った。

岩盤などの破砕は、溶融・気化、温度差による剥離、機械的応力、化学作用といった基本原理を応用している。これらの基本原理の概要を以下に示す（岩松、1973）。

①溶融作用：岩石を加熱し、溶融または気化させて穿孔する方法

②温度差による剥離作用：岩石の表面を 380～600℃に急速に熱し、鱗片状に剥離させる方法

③機械的応力（作用）：機械的に岩石中にひずみを発生させて岩石を破砕する方法

④化学的作用：フッ素などの高化学反応剤を大量に使用して岩石を化学的反應により溶解する方法

上記の各作用における岩石破砕に要する比エネルギーは、表 5.1-6 のとおりである。

表 5.1-6 破砕に要する比エネルギーの比較

基本原理	エネルギー(J/cm ³)
溶融作用	5,000
温度差による剥離作用	1,500
機械的応力	200~500
化学作用	-
水シフト（参考）	2,000~4,000

これから分かるように、小さいエネルギー（≒低コスト）で岩石を破砕（掘削）するには、機械的応力を利用するのが最適であるといえる。適用性が最も高いと考えられる機械的応力による掘削工法について以下に示す。

1) 掘削工法

岩盤削孔技術協会（1998）によると、岩盤に対する大口径（直径 600mm 以上）掘削の方法として、以下に示す 4 種類の工法があげられる。

- ①オーガ掘削工法：切削型のオーガビットを回転させる掘削工法であり、アースオーガ機を使用して掘削する工法である。
- ②ロータリー掘削工法：ドリルパイプ先端に取り付けたローラービットにドリルカラー（大口径の削孔機械を構成するのに必要な規模・形状や重量を得るために使用する丸型のはめ輪）で荷重をかけ、ロータリーテーブルまたはパワースイベル（送水ポンプからの流体を回転しているボーリングロッド内に送るためのスイベル部に旋回駆動機構を装備した装置）でドリルストリングス（一連に繋がった大口径削孔機械全体の呼び名）を回転させ岩盤を掘削する工法である。
- ③パーカッション掘削工法：本工法は重錘またはハンマによる衝撃力を利用して岩盤を掘削する工法で、掘削方式により以下の 2 種類に分類される。
 - ・重錘式：二重筒状の重錘をずり搬出管をガイドとして油圧駆動ウインチにより任意の高さに巻き上げた後、クラッチの切断による自由落下を繰り返すことにより岩に衝撃を加えて掘削する方式である。
 - ・ダウンザホールハンマ方式：ドリルロッドの先端にニアハンマを接続して、削孔深度に応じて上部にロッドを継ぎ足す方式である。
- ④ケーシング回転掘削工法：ケーシングチューブを掘削孔全長にわたり回転・昇入しながらハンマグラブ（バケット式掘削機）などでケーシング内の土砂を掘削・排土する工法である。

以下に、4種類の大口徑岩盤掘削工法について、処分孔掘削に対する適性の検討を行った（日本建設機械化協会、1996）。なお、掘削対象岩盤の一軸圧縮強度については、実際の施工を考慮し100MPa以上の超硬岩盤も含めた検討を行う。

(1) オーガ掘削工法

切削型のオーガビットは、均質な硬岩を掘削するには刃先の摩耗が早いため、処分孔掘削適用には問題がある。

(2) ロータリー掘削工法

一般的には、ローラービットを使用する全断面掘削工法である。口径2.0m前後の掘削や狭い作業空間での実績は多く（岩盤前孔技術協会、1998）、処分孔掘削への適用候補の一つであると考えられる。ただし、超硬岩盤掘削の実績はない。

(3) パーカッション掘削工法

ダウンザホールハンマ方式では、硬岩を確実に掘削でき、大口徑掘削には数本のダウンザホールハンマを使用し対応することができる。口径2.0m以上の実績は少ないが、口径2.0m未満の掘削や狭い作業空間での実績があり、超硬岩盤を確実に掘削できるという点では、ロータリー掘削工法よりも処分孔掘削への適用性は高いものと思われる。ただし、大規模な圧縮空気設備を必要とする。

(4) ケーシング回転掘削工法

大口徑のケーシング鋼管をドライブするには、大きなトルクが必要であり、ケーシング内の岩はハンマグラブの自由落下により破碎・除去するのが一般的であるため、機械も大型になり狭い作業空間での施工は不可能である。

5.1.4.2 施工概要

今回、検討対象とした岩盤条件および処分坑道・処分孔の仕様から、処分孔の掘削工法の検討を行った結果、硬岩系岩盤については、限定された作業空間での岩盤掘削の実績があり、硬岩系岩盤を確実に掘削できるという点でダウンザホールハンマ方式を、軟岩系岩盤については処分坑道の仕様および仮設備の規模などからロータリー掘削工法を選定した。以下にこれらの施工概要を示す。

1) ダウンザホールハンマ方式（硬岩系岩盤）

ダウンザホールハンマを用いて先行掘削を行い、次に拡孔掘削を実施する。掘削ずりの回収については、リバースサーキュレーション方式を採用する。図5.1-9に工法の概要を示す。

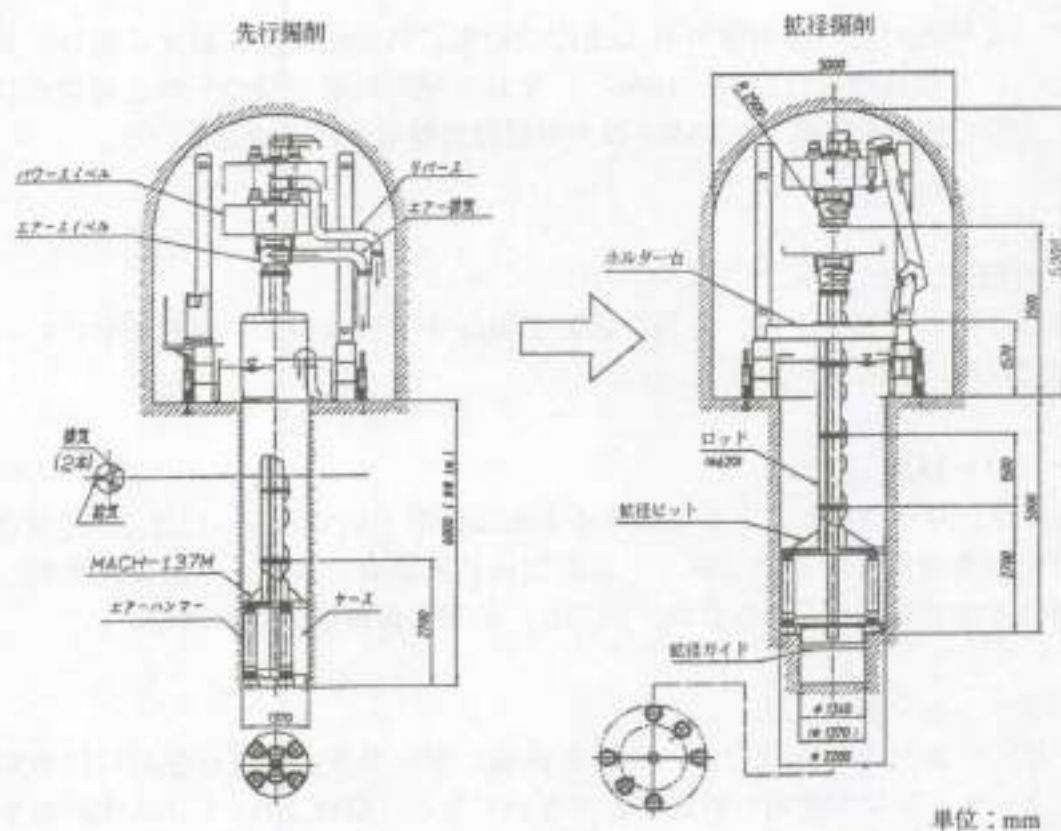


図 5.1-9 ダウンザホールハンマ方式の概要

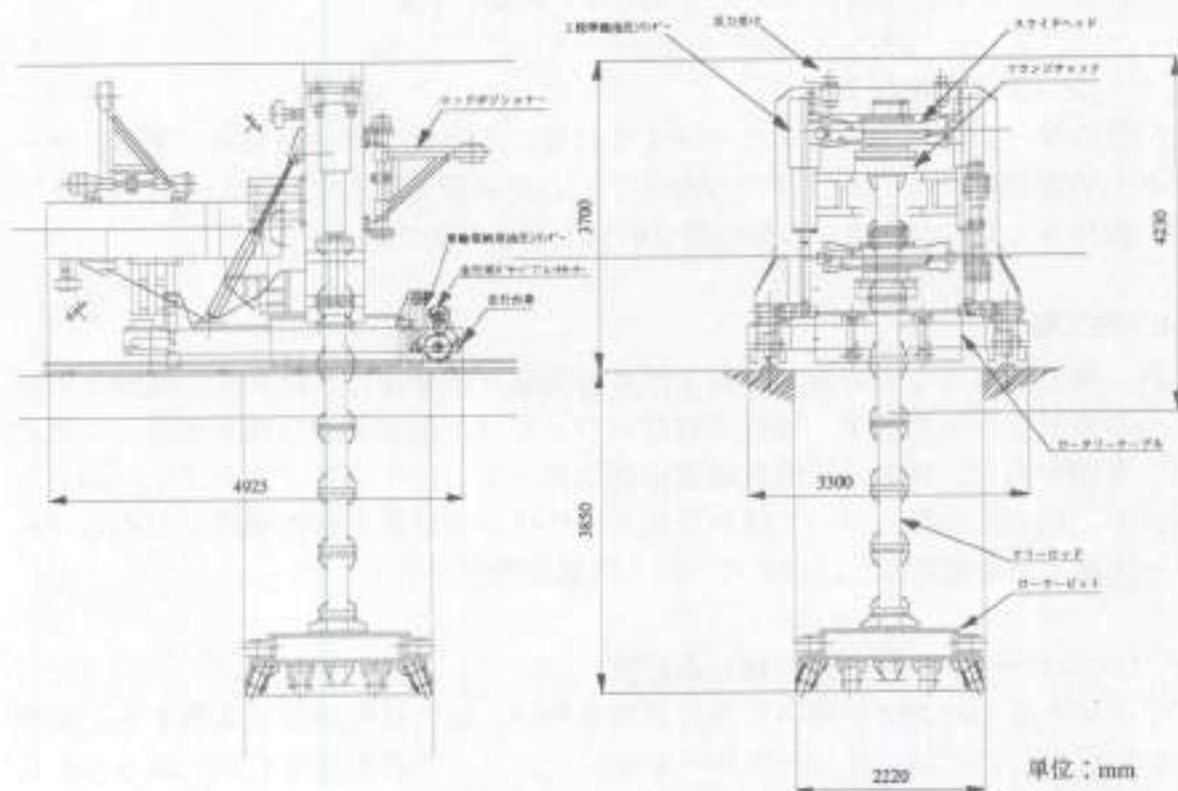


図 5.1-10 ロータリー掘削機の概要

2) ロータリー掘削工法（軟岩系岩盤）

可動架台上に据え付けた掘削機に岩盤用リバーズビットとロッドを接続し所定の位置に据え付け、掘削機のスラスト力と回転により掘削を行う。掘削時の反力は処分坑道天端にとる。所定の深度まで掘削後、ビットを上げ、次の処分孔の位置に移動する。なお、掘削ずりはダウンザホールハンマ方式と同様にリバーズサーキュレーション方式とする。図 5.1-10 にロータリー掘削機の概要を示す。

5.1.5 プラグ部の拡幅工法

プラグとしては、コンクリートプラグおよびベントナイトプラグが考えられているが、両者ともに坑道を拡幅する形が考えられている。処分場におけるプラグ部の拡幅工法は、掘削時の周辺岩盤のゆるみを許容するかどうかという観点と、施工上、坑道の建設・操業・埋め戻し工程との整合がよく効率的に行えるかどうかという観点から選択される。そのためには、掘削工法に加えてずり出し方式についても検討する必要がある。

掘削工法は大きく発破工法と機械掘削工法に分けられ、周辺岩盤をゆるませないという点からは機械掘削が有利である。膨潤圧を抑えることを主な目的とするコンクリートプラグについては、その目的から周辺岩盤のゆるみのある程度許容できると考えられることから、発破工法が選択できる。一方、水みちの形成を抑制することを主な目的とするベントナイトプラグについては、ゆるみ領域が潜在的な水みちとならないように配慮して、機械掘削工法を適用する必要がある。

機械掘削は、自由断面掘削機、ブレイカー、TBM の利用が考えられる。表 5.1-7 にこれらの3工法について、断面への対応性やずり出しなどから比較した結果を示す。本分冊では、処分坑道横置き式の場合における坑道の掘削には TBM の適用を想定しており、処分坑道両端のコンクリートプラグの拡幅は、坑道掘削と同時に TBM により行うのが最も効率的と考えられる。TBM を利用しない他の坑道における拡幅工法については、地質状況などを勘案し確認試験を行った後、自由断面掘削機またはブレイカーのいずれかを選択すればよいものと考えられる。また、実際の施工にあたっては、自由断面掘削機および TBM を用いる場合には、プラグ拡幅部の仕様に応じた掘削が行えるように機械の改良を行うことが必要となる。

表 5.1-7 プラグ部拡幅工法の比較

項 目	自由断面掘削機	ブレーカ	TBM	
			拡幅 500mm	拡幅 2500mm
概 要 図				
			横穴掘削時に同時にオーバーカッを行い、拡幅を行う。	
プラグ断面对応性	上左右部では問題がないが、下部の掘削には現状では制限がある。通常掘え付けレベルから-350mm程度まで。	ほとんどの断面に対応可能。上部の掘削に反力受けが必要。	0~300mm程度の拡幅であれば、現状の技術で横坑掘削と同時に施工が可能。	
地質対応性	硬岩では掘削速度がかなり落ちる。	硬岩では掘削速度がかなり落ちる。	通常の直進掘削では硬岩であっても問題はないが、拡幅時は掘削速度が落ちる。	
工期・経済性	イニシャルコストが低い。	同左	イニシャルコストが高い。ただし施工数量により単価が下がる。 横坑をTBM掘削する場合は、コストの削減効果大。	
地山に与える影響	機械掘削のため影響は少ない。	同左	同左	
掘削ずりの処理法	内部のベルトコンベアにより掘削と同時に後方に排出可能。	ショベル系機械との組み合わせによる排出のため掘削を中断する必要がある。	内部のベルトコンベアで掘削と同時に後方へ排出可能。	
関 関 要 素	下部への掘削に対応できるように機械仕様を検討する必要がある。 既存の技術で対応可能。	既存の機械仕様で対応可能。	長いオーバーカッ量への対応が必要→対応可能。 円形以外への対応が必要→オーバーカッ量を回転角で制御すれば対応可能。	
備 考			横坑全体をTBMで掘進する場合、同時に施工可。	対応は難しい。
総 合 評 価	○	○	○	×

5.1.6 対策工

坑道の掘削に際してしばしば遭遇する現象として、

- ・ 切羽の崩壊や膨張など切羽の不安定現象
- ・ 湧水および湧水に起因する地山の崩壊などの現象
- ・ ガスの発生
- ・ 山はね現象

などが考えられる。これらの現象は、これまでのトンネル施工において経験されてきており、大深度地下に多数のトンネル群を施工することになる地層処分場の建設においては、従来にも増してこれらの現象に留意した対応が必要になると考えられる。このような現象に対しては、調査や施工管理を十分に行い、現象の発生が予測された段階あるいは施工中に発生した段階において、遭遇する現象を的確に判断したうえで、安全性、経済性および全体工程などを勘案し、適切な対策工の選択あるいは組み合わせによって対応することが重要である（土木学会 1996）。

ここでは、既存の対策工法について整理するとともに、これまでのトンネル施工事例の中から発生した現象とその対応策について調査し、対策工法の有効性について検討を行った。

5.1.6.1 坑道の建設における対策工

1) 湧水対策

アクセス坑道や水平坑道の建設工事において、湧水に遭遇した場合には、その影響により切羽の不安定化、支保機能の低下、坑内環境の不良化などが生じ、施工能率や品質の低下を招く恐れがある。処分場の建設においては、処分パネルは主要な割れ目などから十分離すように計画されているが（掘井ほか、1999b）、アクセス坑道や連絡坑道が小規模な割れ目帯を横切る場合も想定される。このとき大深度ということで、予想外に局所的に大量かつ高圧の湧水が発生した場合には、坑内の冠水、水没やそれにとまなう急激な地山の崩壊により、作業員の安全が脅かされることも考えられる。トンネル掘削にとまなう湧水の問題点を表 5.1-8 に示す（土木学会、1994a）。さらに、表 5.1-9 にはトンネル施工において遭遇した現象とその対応策についての一事例を示す（日本トンネル技術協会、1992b、1994）。

一般的な湧水対策としては、湧水を減らす目的で行われる地下水低下工法と止水工法、湧水を処置する目的で行われる集・排水工法がある。これらの工法のうち、地下水低下工法については、500m、1,000m と大深度の場合には現実的ではない。また、止水工法であるグラウト注入工法は、注入材料によってセメントモルタル系、粘土系、薬液系に分けることができる。薬液系はさらに水ガラス系および高分子系というように細分化されるが、高分子系のものは地下水環境への影響が確認されたため、1974 年 7 月以降は緊急用の場合を除いて使用が制限されている。グラウト注

入工法を決定する要因としては、割れ目の状態および湧水圧、湧水量などの状況とそれに適合する材料と注入方法とがある。それらは、とくに初期の注入効果が得られるよう選定しなければならない。

また、アクセス坑道や処分坑道など、地下施設の建設では、施工の段階で遭遇する可能性のある地山の崩壊や被圧地下水による突発湧水を事前に予測するために、破砕部の状況や地下水の被圧度などを事前に調査することを目的に、坑内切羽から定期的・連続的に先進探査ボーリングを実施することがきわめて重要といえる。したがって、坑道の掘削にあたっては切羽前方探査を実施し、断層破砕帯の存在が予測される場合には、必要に応じて先進ボーリングなどを行って確認し、大量湧水の発生が予想される箇所は、前もって止水処置などの対策を実施することが肝要である。近年多くのトンネル工事で切羽前方探査に採用されている TSP (Tunnel Seismic Prediction) などの反射法地震探査は、油井の探査などにも VSP (Vertical Seismic Prediction) として利用されていることから、これを応用することによって、前方の地山状況を予測することが可能と考える (物理探査学会、1998)。

表 5.1-8 トンネル掘削にともなう湧水の問題点

要因または環境	直接作用	予想される現象・影響
浸透水	・破砕帯・割れ目の動摩促進 ・粘土の膨張 ・凝集力のない地山の流動化など	・削壁の崩壊、落盤の誘因 ・坂水膨張、地山のクリープ ・地山の崩落、自立作用の阻止
湧水帯へ接近	・透水帯の破壊	・切羽地山の崩壊、流失や坑道の埋没
治水排水設備 (完成後もある)	・排水不良	・坑内環境の不良化、支保工基礎の支持力低下
集中湧水	・流速大、水深大	・切羽設備の水没、作業危険、工事中止
立坑、斜坑	・ポンプ排水	・坑内冠水、サンブ部およびポンプ設備の永久施設
地下水の継続的流失	・地下水面低下	・水源枯渇 ・利用水位の低下 (農業、酪農、飲料水、漁業) ・海岸部の海水の浸入、塩水化

表 5.1-9 トンネル施工事例調査結果（湧水）

トンネル名	九州縦貫自動車道加久藤トンネル		
場 所	熊本県人吉市～宮崎県えびの市		
地質概要	堆積岩類の四万十層群の砂岩・粘板岩を基盤として、その上部をえびの層群と呼ばれる凝灰角礫岩を主とする地層と、肥薩火山岩類の安山岩や凝灰角礫岩の火山噴出岩類が覆っている。肥薩火山岩類中には地下水が豊富に涵養され、複雑な形態で流動しているものと推察される。		
最深土被り	約400m		
岩盤物性	一軸圧縮強度：2～230MPa		
工 法	NATM（上部半断面先進ベンチカット工法の発破工法による）		
標準断面			
現象	坑口より1,600m以奥の約80m区間で1t/分以上の切羽湧水が連続し、最大湧水量は12t/分に及んだ。湧水により軟弱地山の崩壊も発生。さらに、湧水区間に続く軟弱な凝灰角礫岩では、流出崩壊と路盤の泥濘化、100mmを越える内空変位が発生。		
現象の予測	検討委員会による湧水予測シミュレーションを実施、掘削の進行にともない予測値以上の湧水があり、シミュレーションを数回見直している。また、パイロット坑の湧水状況より、大量湧水区間を特定した。		
対策	湧水：パイロット坑から本坑部への水抜きボーリング（110m間に21本）、水抜き導坑の掘削、止水薬液注入の3段階の対策を実施。結果、切羽の押し出し、土砂の流出も皆無で通過した。 膨圧：計測管理による支保パターンの変更や各種補強対策（増ボルト、PC鋼棒、上・下半仮閉合、ウレタン注入など）の選定し無事突破した。		
地層処分を想定した考察	シミュレーションによる正確な湧水予測は困難であり、掘削の進展に伴い精度を向上させ、パイロット坑による湧水調査などから総合的に判断し、複数の対策工を選定するなどの対応が必要である。		

2) 山はね対策

山はねは、トンネル掘削時において、掘削周辺の岩盤の一部が大きな音響をともなって坑道内に突然飛び出す現象であり、大深度における硬岩系岩盤の場合に生じることが多い。この現象は、岩盤中に蓄えられた弾性ひずみエネルギーが、掘削により解放されることに起因して発生すると考えられており、発生した場合には重大な事故につながる可能性もある。山はね地山に共通する特徴をまとめると以下のとおりである（土木学会、1994a）。

- ・ 一般に、石英閃緑岩、片麻岩などを主体とする堅硬で節理やシームを含まない塊状の岩盤、あるいは規則的で顕著な節理が発達しているが密着している岩盤で山はねが多発する。
- ・ 圧縮強度は 100～200MPa 以上、弾性係数は 30～50GPa 以上、脆性度は 15～20 以上の岩石に山はねが多い。
- ・ トンネルの上被りがおおむね 800～1,000m 以上で山はねが多発するが、初期応力、とくに水平方向の初期応力が卓越する地山では、小さい上被りでも山はねが発生する。
- ・ 湧水のみられる箇所では山はねは発生しない。これは、地下水が流出する程度の開口節理が存在すると応力が岩盤に伝達されにくいためと考えられる。
- ・ 山はねの発生は、節理やシームとの関連性が強い。また、大規模節理や断層の前後で山はねが発生しやすい。
- ・ 山はねで飛び出した岩片は扁平なものが多く、岩盤の跳ねた跡は凹形にへこんだ状態が残る。また、ボーリングコアがディスクング現象を起こすことがある。
- ・ 発破直後に顕著な山はね現象が発生し、時間の経過とともに沈静化することが多いが、何らかの刺激を与えると再び活発化することがある。

山はね現象に対する対策工の選定あるいは計画のためには、山はね地山の特徴を調べるための各種の調査・計測が必要となる。山はね対策に必要な調査・計測項目として、ボーリング調査、岩石試験、節理調査、湧水調査、初期応力測定、地山応力変化計測、AE 計測などが挙げられる（土木学会、1994a）。

山はねの対策としては、

- ①鋼製支保工あるいはネットなどで掘削面を覆う。
- ②フリクションタイプのロックボルトを使用して、ロックボルトの打設直後から縫付け効果（吊り下げ効果）を発揮させるようにする。
- ③鋼繊維吹付けコンクリートを使用するなど一次覆工のじん性を上げ、剥落の危険性を減少させる。
- ④コソク作業（発破や掘削機械による掘削で除去されずに残った突出部分を、ボール、ピック、ブレイカーなどにより除去する作業）や山はね発生時の退

産、待機を徹底させる。

などが挙げられ、これらを単独あるいは組み合わせて実施する。表 5.1-10 に関越トンネル（Ⅱ期線）施工において遭遇した現象とその対応策についての事例を示す（土木学会，1994a）。

3) そのほかの対策工

（1）破碎帯対策

通常、破碎帯は多量の湧水帯や軟弱層、時には膨圧地層を形成しているケースが多く、トンネル施工中に遭遇すると、場合によっては難工事を強いられることになる。施工にあたっては、反射法地震探査などによる予測を行うとともに、破碎帯予想地点に近づいた時点で、その性状や位置および被圧水の有無などを正確に把握するため、先進ボーリング、地山試料試験などを行い、その結果を踏まえて対応策を講ずることが必要である。

破碎帯は、その性状、岩質、湧水状況などによりさまざまな形状、態様を呈するが、大別すると①湧水がないか少ない場合、②大量湧水をともなう場合、③膨圧の発生をともなう場合の3つのタイプが多く、各々に見合った対策を選択する必要がある（土木学会，1994a）。滋賀県・栗東トンネル上り線西工事では、断層破碎帯により切羽上部の崩落や湧水などが生じTBMによる掘削に影響した事例があり、ここでは水抜きなども兼ねた先進ボーリングの実施、薬液注入および鋼製リング支保工などによる対応が図られている（日本トンネル技術協会，1999）。

硬岩系岩盤で採用した NATM では、日常の計測管理により、掘削にともなう周辺地山の挙動と各支保部材の効果を確認しながら工事が進められる。破碎帯あるいは地山状況の不安定な箇所では、とくにこうした計測管理を綿密に実施しながら、以下のような支保の増強や地山の改良を行って対応する。

- ・ロックボルトの打設
- ・吹付けコンクリートの増し吹き
- ・ロックボルトの増し打ち
- ・掘削ステップ長の見直し
- ・鋼製支保工、鉄矢木の使用
- ・薬液注入による地山の改良

一方、軟岩系岩盤において、破碎帯部の地山が自立しない場合には、薬液注入・凍結工法の対策がとられるが、とくに破碎帯で大きな地圧の発生が予想される場合は、覆工セグメントなどを用いて地山の膨張を抑える必要がある。また、上記に加えて、状況に応じて以下に示す補助工法を併用することも可能である。

- ・フォアパイリング

- 銃吹付けコンクリート
- 銃止めボルト
- セメントミルクなどの注入

(2) ガス対策

軟岩系岩盤では、その種類や地質構造の状況によって、種々のガス発生可能性がある。ガスは、岩盤の空隙などにある圧力下で内在し、とくに夾炭層などの軟岩層に分布する場合が多く、深度が増すと発生頻度が増加し、包含するガス量も増え、かつガス圧も高くなる傾向がある。したがって、このような軟岩層では、突発的に多量のガスが噴出してガス爆発を引き起こしたり、ガスが徐々に湧出して、酸素欠乏やガス中毒を引き起こすこともある。また、炭酸ガス、硫化水素ガス、亜硫酸ガスなど、温泉や鉱泉にともなって湧出するものもある。

軟岩系岩盤において通常問題となるのは、メタンを主とする可燃性ガスである。安房トンネルにおける事例（日本トンネル技術協会、1983、1992a）では、微量の火山性ガスの発生に対して、さぐりボーリング、ガス自動検知警報装置の導入、緊急避難台車（防爆構造、気密構造）の配備など、複数の対策の組み合わせによって対応が図られた。

可燃性ガス対策の基本は、一般に予知、換気、火源対策、監視を含む保安体制から構成される。これらガス対策は、初期に掘削される坑道において最も重要であり、この意味でアクセス坑道建設における対策が重要となる。アクセス坑道建設時には、ガス湧出による酸素欠乏やガス中毒と、ガス突出によるガス爆発が想定される。ガスの湧出、突出などを完全に防止することは事実上不可能であるので、ガスの湧出が予想される場合には、ガス対策として、

- 事前ボーリングによる探査およびガス抜き
- 換気設備の拡充（大風量換気設備の設置）
- 坑内設備の防爆化
- ガス検知システムの設置、運用などの管理体制の徹底

などの措置を講じておく必要がある。これらの対策は、ガスが湧出するような施工条件下における工事の安全性や作業環境維持のためにも必要不可欠である。（土木学会、1994a）。

表 5.1-10 トンネル施工事例調査結果（山はね）

トンネル名	貫越トンネル（Ⅱ期線）
場所	新潟県由良沼郡湯沢町～群馬県利根郡水上町
地質概要	水上側は流紋岩、安山岩、ホルンフェルスなどから構成されており、断層破砕帯が所々に見られ変化に富んだ地質であり、湯沢側は大部分が安定した石英閃緑岩からなり水平な亀裂がある。
最深二枚り	約 1200m
岩盤物性	$\sigma_{pu}=126\sim282\text{MPa}$, $E=42.4\sim99.2\text{GPa}$, $\nu=0.179\sim0.370$
工法	NATM
標準断面	
現象	湯沢側坑口より 3.6～3.7km にかけて山はねが発生。切羽鏡面での飛石がほとんどで、後方側壁での発生は希であった。
現象の予測	遡降坑の側壁から AE 計測（最大振幅値、発生回数、波形など）を行った。AE イベント数および最大振幅と山はね状況は相関関係が深いこと、AE が活発になってから 1～2 発後後に山はねが活発になることが分かった。
対策	AE 計測結果および切羽状況を点数化し、施工パターンを決定した。ただし、判定基準の設定は、試行錯誤し、修正を加えながら見直しを行った。 マシクシオン型ロックボルト、ファイバーコンクリートを採用した。さらに、切羽面に対し、普通コンクリートによる吹付けと、ロックボルト（L=4.0m）の打設を行った。
地層処分を想定した考察	大深度の硬岩系岩盤では山はねが起る可能性がある。AE 計測は山はね予測の有効な手段であるが、量的な把握までには至っていない。AE 計測により山はねを予測し、施工中の現象を観測しながらその程度にあわせて対策工を施工することが必要となる。

(3) 高熱対策

地下での建設工事における高熱の影響は、火山・火成活動の影響によるものと、大深度地下であるために地温勾配と深度の影響を受けるものに分けられる。処分場の開発においては、前者の影響はサイト選定の段階で避けることとしている。一方、後者の影響については、サイトが選定された段階で、その影響の程度を把握し、計画を策定するうえで十分留意しておく必要がある。大深度に建設される地下施設においては、地温勾配により岩盤温度が地表に比べて最大 30℃ 程度上昇すると想定される。岩盤温度が 70℃ 以上となるような地温の高い地山では、発破作業の装薬時に爆薬が自然爆発を起こすことがあり、きわめて危険な状態となる。このため、耐熱性の爆薬を使用するなどの対策が必要となる。また、労働安全衛生規則（労働基準調査会，1998）や鉱山保安規則（白亜書房，1996）では、坑内における気温を 37℃ 以下としなければならないとされている。とくに労働安全衛生規則では気温が 28℃ を越えまたは越える恐れのある坑内作業について、半年以内ごとに 1 回、定期的に当該作業における気温を測定しなければならないと規定している。地下施設においては、高温・多湿のきわめて劣悪な作業環境となることから、大容量の換気や必要によっては冷房装置を配備して、適正な作業環境の維持を図ることが必要となる。なお、ここで必要となる冷房設備は基本的に坑外に設置される（土木学会，1994a）。

(4) 地圧対策

軟岩系岩盤（深度 500m）の場合、その力学特性や土被り圧から、場所によっては非常に大きな地圧の作用と押し出しが想定される。そこで、表 5.1-11 にこれら地圧に対する対策例を示す（土木学会，1994a）。

表 5.1-11 地圧に対する対策例

施工中の現象	比較的軽微な対策	比較的大きな対策
壁ぶくれが生じる		・インバートにもロックボルトを打設する。
吹付けコンクリートの剥離、ひび割れ	・掘削後早期吹付けを行う。 ・吹付け厚を増加させる。	・増しボルトを施工する。 ・スチールファイバーコンクリート吹付けとする。 ・鋼管支保工のランクを上げる。
地中変位が大きくなり、掘み漏れが異常に広がる	・掘削から支保工までの時間を短縮する。 ・ロックボルトの打設時期を早める	・増しボルトを施工する。 ・鋼管支保工のランクを上げる。 ・掘削ピッチを縮める。 ・掘削断面形状を変更する
天井変位量が大きくなり、変位速度が増加する	・掘削から支保工までの時間を短縮する。	・増しボルトを施工する。 ・支保ランクを全体に上げ、掘削ピッチを縮めると。 ・掘削断面形状を変更する。 ・応力を解放するために小断面の先進導坑を掘削する。

5.1.6.2 処分孔掘削における対策工

1) 湧水

割れ目や破砕帯の存在による大量の湧水については、主要坑道や処分坑道の施工

段階で止水処理などの対策がなされる。一方、処分孔内で生じる可能性のある少量の湧水については、処分孔底に排水ポンプを設置し、処分坑道に設置される排水路（管）に排水するといった方法が考えられる。また、これらの湧水が緩衝材の設置に影響を及ぼすことが想定される場合には、処分坑道坑底部より処分孔周辺にボーリング孔を設け、そこからの排水によって周辺水位を低下させる方法や、ボーリング孔を利用し粘土系のグラウト注入により遮水する方法などが考えられる。なお、これらのボーリング孔は緩衝材施工後にベントナイトで充填する必要がある。

2) 地圧と壁面の劣化

軟岩系岩盤の場合、処分孔掘削後の孔壁の押し出しや処分孔掘削壁面の劣化などの可能性も想定される。これらは、岩質および建設から操業開始までの時間幅に依存する。処分孔掘削後の孔壁の押し出しについては、あらかじめ予想される変位に対する余裕しろを設けるという方法や、再掘削（縫い返し）を行い、内空を確保するといったことなどが考えられる。一方、処分孔壁面の劣化で危惧すべき現象には、スレーキングが挙げられる。これは、掘削で大気中に暴露され乾燥した後に水浸することによって、急激に泥状化や砂状化あるいは細片化する現象である。これらの現象に関しては、処分孔の乾燥・湿潤の繰り返しを避け、壁面の劣化を防止するという配慮が重要となる。

以上のような事象が想定される場合には、緩衝材の定置スケジュールと処分孔の掘削時期を考慮した操業計画の検討も必要となる。

3) 掘削影響

硬岩系岩盤においては、処分孔掘削にともなって亀裂のずれが生じる可能性がある。掘削による亀裂のずれの要因としては、掘削による処分孔周辺の応力の再配分や、余剰な掘削エネルギーの岩盤への伝播などが考えられる。機械掘削の場合、岩盤への衝撃は発破に比べ小さいと考えられる。しかし、ケーブブロックのような亀裂面で囲まれた小岩体（岩塊）が、掘削の衝撃によって処分孔壁面からブロック状に移動する場合も考えられる。その場合には、処分孔内空の変状や亀裂付近の透水性が大きくなるなどの可能性も考えられる。このような機械掘削による処分孔近傍岩盤への衝撃を検討することは今後の課題である。

5.1.7 建設に関する品質管理

品質管理の目的は、工事目的物が所定の品質・規格を満足するように施工されていることを、施工途中における各種の試験・検査・検測によって確認し、不良の発生を未然に防止することである。品質管理には、使用材料の品質・規格などの管理と、工事目的物として所定の形状寸法・強度などを満足していることを確認するための出来形管理とがある。アクセス坑道、主要・連絡坑道および処分坑道の建設時においては、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工、覆工の各部材は地

山と一体となり、地山の有する支保機能を有効に利用するために重要なもので、その品質の良否は、トンネルなど構造物としての健全度を左右することになる。したがって、支保工、覆工などを構成する各部材として使用する材料や出来形などが、設計図書および地山条件に適合しているかをつねに検討、確認して、各部材が最も適切になるように、その品質を一定水準以上に保つことが大切である。管理にあたっては、使用材料の材質、形状、寸法、配合および出来形の形状、寸法、強度などをあらかじめ定められた試験、検査の方法により確認するのが一般的であり、これらの結果は、そのつど所定の様式にしたがい記録に残しておく必要がある。しかし、品質管理は単に試験などのデータを取って記録すれば良いというものではなく、日々に得られるデータの状況を分析し、つねに使用材料は適正であるか、人為的な異常はないかなどを十分に把握し評価していくとともに、施工方法の改善の余地と方向を見いだすところにその意義がある。建設時における品質管理の一例として、ロックボルトにかかわる品質管理内容および品質管理の例を表 5.1-12 および表 5.1-13 に示す（東京湾横断道路（株）、1990；土木学会、1996；日本道路公団、1997）。本表に示す管理項目、試験方法、適用などはあくまで一例であり、実際の建設にあたっては、別途計画されている地下研究施設やサイト特性調査のための地下施設の建設を通じて適切な管理内容が設定される。

表 5.1-12 品質管理内容の例

管理対象	管理項目	管理内容	管理目的など	対象構造物
ロックボルト	ロックボルトの材料	ロックボルトなどの材質、形状、寸法、加工方法などが設計で定められたものであることを確認するとともに、その保管にあたっては、有害な錆、異物の付着および変形を生じないように管理しなければならない。	設計に適合したものであることの確認、定着材との接着効果を助げる有害な錆、ごみ、油などが付着しないよう、また有害な曲がり、ネジ部の損傷などがないように管理しなければならない。	・主峯・連絡坑近（軟岩系岩盤） ・処分坑底堅置き方式（軟岩系岩盤）
		定着材は、所定の試験、検査を行い、その品質を確認するとともに、保管にあたって品質の劣化がないよう管理しなければならない。	定着材はその品質を確認したうえで使用しなければならない。セメントなどの材料は、湿気、温度などによる変質、異物の混入などによる劣化の防止に努める。	
	ロックボルトの配置および定着	ロックボルト孔は所定の孔数、位置、方向、孔径、長さであることを確認しなければならない。	設計図書で示された配置（位置、方向）および長さのとおりに打設するのが原則である。（穿孔精度の管理）	
		ロックボルトは、十分な定着が得られるよう、穿孔、定着材の混合、充填などがなされていることを確認しなければならない。	孔壁の崩れや膨張などがなく、所要の孔が確保されていること、くり粉や湯水などによる強度の低下がないよう適切な処理が行われていることの確認（引き抜き試験）。	
		ベアリングプレートは、ロックボルトの軸力をトンネル壁面に十分伝達できることを確認しなければならない。	ベアリングプレートは、吹付け面または掘削面に十分定着していることを確認しなければならない。	

表 5.1-13 品質管理の例

対象	品質特性	試験・測定方法	意 用
材 料	1. 定着材 ・材質など規格 ・コンシステンシー ・圧縮強度 2. 鋼管パイプ、ボルトナット ・外觀 ・形状、寸法 ・材質など規格	・製造工場の規格証明書 ・JIS規格試験 ・JIS規格試験 ・目視 ・寸法検査 ・製造工場の規格証明書	・1ヵ月に1回 ・掘削開始前・掘削中に1回 ・50mに1回 ・製造工場または品質の変更ごとに1回
施 工	1. 配管および定着 ・強度（コンクリート引き抜き試験） ・長さ ・間隔（位置） ・突出量	・日本道路公社試験法 ・日本道路公社試験法 ・目視による確認 ・目視による確認	・2ヵ区間で任意の数本 ・同1 ・全数 ・全数

以上、大深度地下を対象とした処分場の建設技術については、基本的に現状のトンネルや地下空洞の掘削技術を適用または準用することが可能と考えられる。一方、その建設においては、予想以上の現象に遭遇することも十分あり得ることから、地下深部で遭遇する環境下で安全かつ合理的な施工を行うため適正な対策工法の選択あるいは組み合わせによる対応に加えて、従来のトンネル工事にも増して、より綿密な施工管理が必要となる。また、各種の計測結果を適切に判断するためのシステムの構築も重要である。建設にかかわる要素技術（掘削技術、支保工法など）を組み合わせた体系的な建設システム（情報化施工等）については、別途計画されている地下研究施設やサイト特性調査のための地下施設の建設および工学技術の確認を通じて構築していくことが必要である。なお、サイトが特定されれば、具体的な地質環境条件や各坑道の仕様（形状、寸法）などに応じ、適切な工法などが選定され建設システムが整備される。

5.2 操業

5.2.1 人工バリアの定置

処分場には、図 5.2-1 に示すように、地上施設でガラス固化体を受け入れてオーバーバックに封入し、これを地下坑道内の所定の位置まで搬送して定置する機能が必要となる。

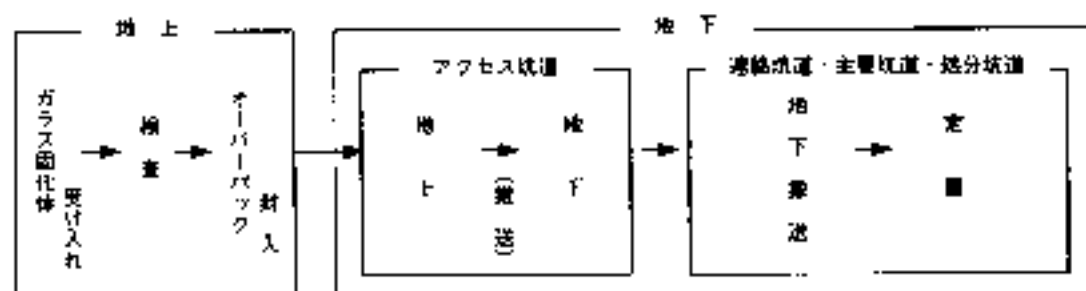


図 5.2-1 廃棄体の搬送経路

放射線源となるガラス固化体および廃棄体のハンドリングでは、作業員による直接作業が不可能であるため、放射線の遮へい、あるいは作業の遠隔自動化が要求される。また、施設の放射性物質による汚染防止の観点から、ガラス固化体および廃棄体に対して然るべき検査を実施することが重要であり、さらに落下などの事故に対する安全上の配慮も必要となる。

ここでは、ガラス固化体の受け入れから人工バリア定置までの工程を①地上施設、②アクセス坑道、③連絡坑道・主要坑道・処分坑道に区分して、各施設における作業の内容、手順、および作業に必要な設備類について検討し、各施設の概念を示すとともに、放射線管理区域の考え方などについても検討を行った（本間ほか、1999）。

5.2.1.1 作業内容および手順

5.2.1.1.1 地上施設での作業

地上のオーバーバック封入施設では、ガラス固化体を取納したキャスク（輸送容器）を受け入れてガラス固化体をキャスクから抜き出し、オーバーバックに封入して廃棄体として搬出する作業が行われる。また、ガラス固化体やそれを収容するキャスク、廃棄体に対して適切な検査を実施し、受け入れ時や地下への搬出前にそれらの健全性を確認しておくことが必要である。したがって、オーバーバック封入施設の主要な機能は、キャスクの受け入れ／検査、ガラス固化体の抜き出し／検査／オーバーバックへの封入、廃棄体の検査／搬出となる。図 5.2-2 にオーバーバック封入施設における基本的な作業手順を示す。

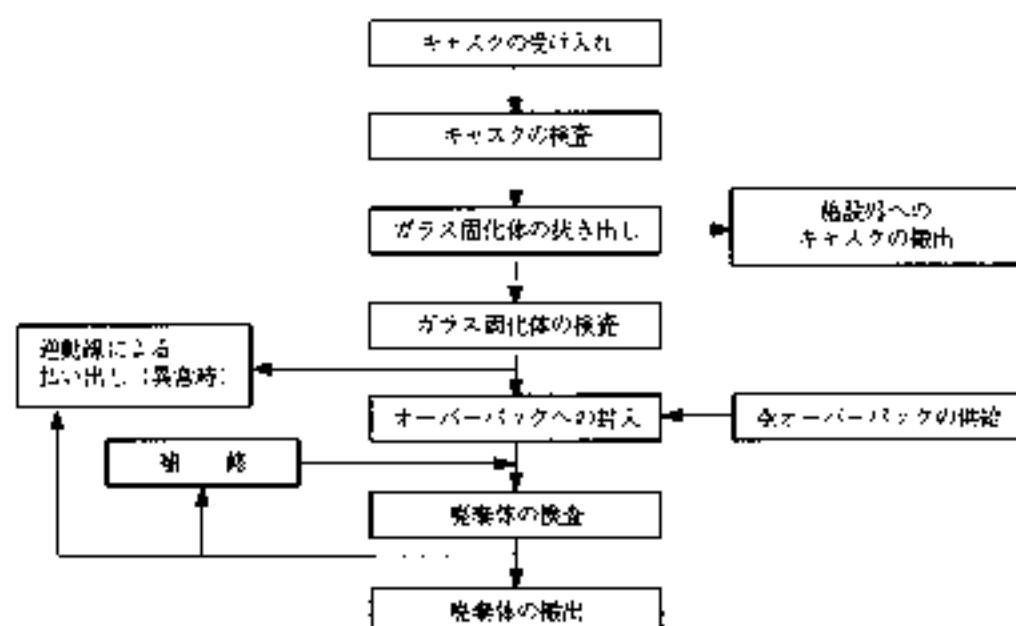


図 5.2-2 オーバーバック封入施設における基本的な作業手順

オーバーバック封入施設において、キャスク、ガラス固化体および廃棄体に対し実施する必要があると考えられる検査項目を表 5.2-1 に示す。

表 5.2-1 オーバーバック封入施設における検査項目

対象	検査時期	検査項目
キャスク	ガラス固化体抜き出し前 (気密査取り外し前)	標識確認、外観検査、内部ガス検査
	ガラス固化体抜き出し後 (施設からの搬出前)	内面汚染検査、表面汚染密度検査、放射能管測定、 外観検査
ガラス固化体	オーバーバックへの封入前	標識確認、外観検査、発熱量測定、寸法・重量測定、 表面汚染密度検査、放射能管測定、閉じ込め検査
オーバーバック	ガラス固化体挿入前 (受け入れ時)	記録確認、外観検査
	ガラス固化体封入後 (施設からの搬出前)	外観検査、溶接部検査、表面汚染検査、 放射線量測定

以上のほかに、地上施設として緩衝材の製作に関する機能が必要となる。(千々松ほか、1999)

5.2.1.1.2 アクセス坑道での作業

アクセス坑道における主要な作業は、地上施設から搬出されてきた廃棄体および緩衝材の地下への搬送である。地下数百 m 以深への搬送となることから、落下事故などの防止対策や機器の保守点検性について留意する必要がある。図 5.2-3 にアクセス坑道における基本的な作業手順を示す。

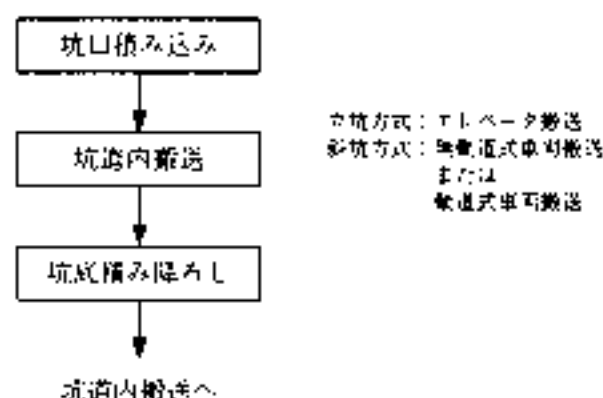


図 5.2-3 アクセス坑道における基本的な作業手順

地下までのアクセス方式としては、主に立坑方式（エレベータによる搬送）および斜坑方式（車両による搬送）の2つの方式が考えられる（岡本ほか，1992）。

立坑方式は、建設時の坑道掘削距離が最小となるほか、エレベータ搬送であるため搬送に車両を利用する斜坑方式と比べて短時間での搬送が可能となる。一方、斜坑方式は、その勾配が比較的緩やかな場合には安全対策が立坑方式の落下防止対策に比べて容易であるという利点を有する。

斜坑方式には、無軌道式車両を使用する方法と軌道式車両を使用する方法の2つが考えられる。無軌道式車両は方向制御が必要となるが、一般に、軌道式車両と比較して坑道の傾斜を大きくできる。ただし、軌道式でもラック&ピニオン方式³²⁾を採用することで、無軌道式車両以上の坑道傾斜とすることが可能である。

機器の保守作業については、立坑エレベータ方式の場合、ワイヤの点検が必要であるが、駆動系は地上部に集中するため比較的作業は容易である。斜坑で無軌道式車両を使用する場合は、搬送に関する附帯設備を坑道内に敷設する必要がないため、機器の保守作業をすべて地上で行うことが可能である。一方、斜坑で軌道式車両を使用する場合には、坑道全域にわたり敷設したレールの点検が必要となる。

以上のアクセス坑道における搬送方式の比較を表 5.2-2 に示す。

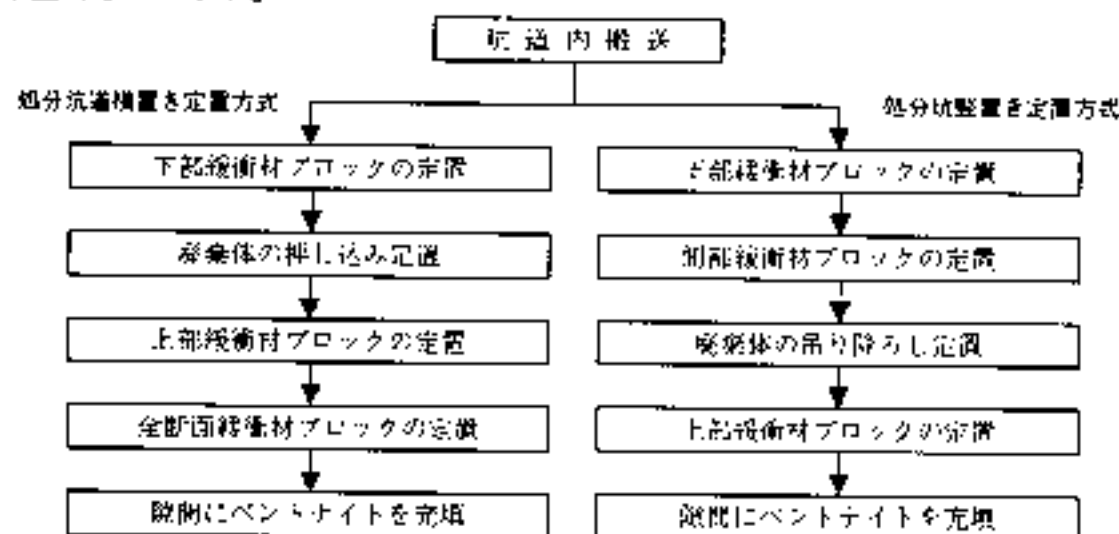
³²⁾ 山岳鉄道などで一般的に使用される方式で、車両（動力車）に取り付けられた歯車（ピニオン）が歯軌条（ラックレール）に噛み込み走行するもの。

表 5.2-2 アクセス坑道における搬送方式の比較

比較項目	立坑	斜坑	
	エレベータ搬送	無軌道式車両搬送	軌道式車両搬送
坑道長さ (坑道傾斜)	最短	軌道式車両以上の傾斜に 対応可能	ラック&ピニオン方式を採用 すれば、無軌道式車両以上の 傾斜に対しても可能
搬送時間	比較的短い	比較的長い	比較的長い
安全対策	十分な落下対策が必要	方向制御とブレーキ機構 が必要	ブレーキ機構が必要
機器の 保守作業	ワイヤの点検が必要である が、駆動系は地上に集中す るため比較的容易	坑道内に附帯設備がなく、 地上での作業が可能であり 比較的容易	坑道全線にわたり敷設した レールの点検が必要

5.2.1.1.3 連絡坑道・主要坑道・処分坑道での作業

連絡坑道・主要坑道・処分坑道における主要な作業は、アクセス坑道を通じて搬送されてきた廃棄体および緩衝材の定置位置までの搬送と定置である。定置は、緩衝材や埋め戻し材の膨出防止のため処分坑道の始端部にプラグが設置された状態で行われる。プラグは、当該坑道のすべての定置作業（処分孔壁置き定置の場合には埋め戻しまで）が終了した時点でその終端部にも設置される。廃棄体のような重量物を狭い処分孔道内で取り扱うきわめて制約の大きい作業となることから、作業の確実性やトラブル発生時の対応についてとくに留意が必要となる。作業手順は廃棄体の定置方式（処分坑道横置き定置方式、処分孔壁置き定置方式）と緩衝材の施工方式（ブロック定置方式、現場締固め方式）によって異なる。緩衝材ブロック定置方式を用いた場合を例に、連絡坑道・主要坑道・処分坑道における基本的な作業手順を図 5.2-4 に示す。

図 5.2-4 連絡坑道・主要坑道・処分坑道における基本的な作業手順
(緩衝材ブロック定置方式の場合の例)

処分坑道横置き定置方式の場合、廃棄体を定置する処分坑道が径 2.2m の狭い空間であるため、定置作業に関する設備の動作スペースに余裕が少なく、またレールなどの附帯設備の設置も、施工後の撤去の問題を含めてきわめて困難となる。したがって定置作業は、坑道壁面をガイドとして車輪により自走する設備により、緩衝材ブロックや廃棄体を坑道軸方向に押し込むように定置するなどの方法が必要と考えられる。処分坑道横置き定置の作業概念を図 5.2-5 に示す。

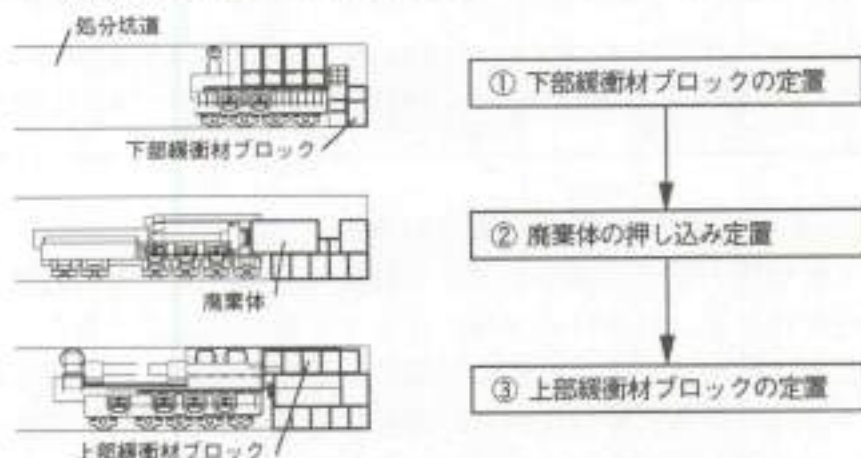


図 5.2-5 処分坑道横置き定置の作業概念

一方、処分孔縦置き定置方式では、処分坑道が比較的大きいため、処分坑道から鉛直下方に掘られた処分孔の直上まで定置装置が直接アクセス可能である。したがって、緩衝材ブロックと廃棄体の定置に関する設備が、連絡・主要坑道および処分坑道に敷設したレール上を走行して処分孔直上まで直接アクセスし、搭載した緩衝材ブロックや廃棄体を処分孔内に吊り降ろすなどの方法が可能となる。処分孔縦置き定置の作業概念を図 5.2-6 に示す。

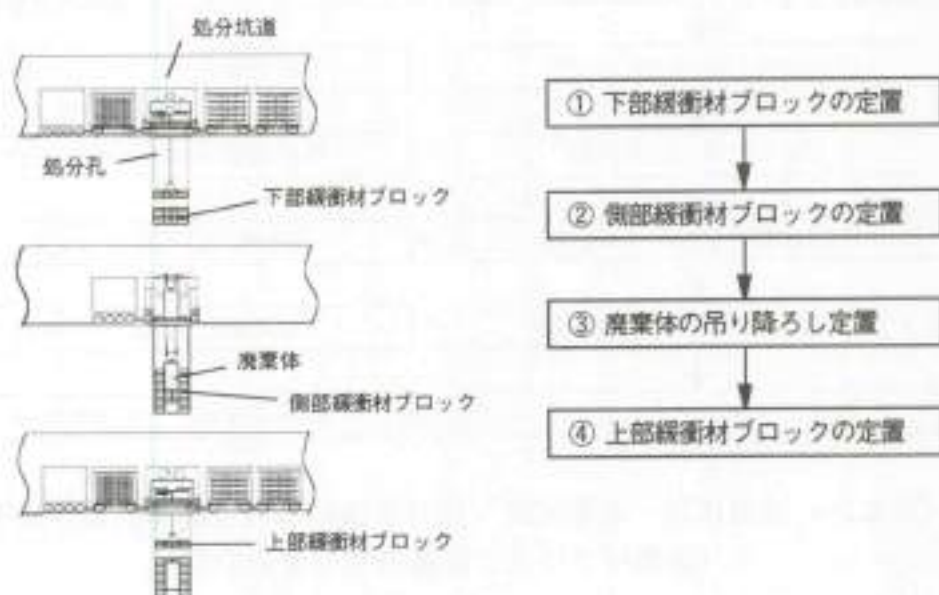


図 5.2-6 処分孔縦置き定置の作業概念

ここでは、「③ 廃棄体の吊り降ろし定置」の前に「② 側部緩衝材ブロックの定置」を行うこととしているが、廃棄体の吊り降ろし方法（廃棄体側面にハンドリング用の把持部を配置する場合など）によっては、廃棄体の吊り降ろし定置の後に側部緩衝材ブロックを定置する手順もありうる。いずれの方法が適切であるかは、廃棄体の把持方法ならびに廃棄体、緩衝材ブロックの定置精度を含めた定置技術の確認が必要と考えられ、今後の検討課題である。

5.2.1.2 施設および設備の概念

緩衝材の施工にブロック定置方式を採用する場合について、5.2.1.1 の作業内容に基づき構築した人工バリア定置までの設備構成を、処分坑道横置き定置方式の場合については図 5.2-7 に、処分孔堅置き方式の場合については図 5.2-8 に一例としてそれぞれ示す。以下では、システムを構成する主要な施設、設備について説明する。

5.2.1.2.1 地上施設

1) オーバーバック封入施設

オーバーバック封入施設での、廃棄体のハンドリングフローの検討例を図 5.2-9 に示す。

キャスク（ガラス固化体の輸送容器）は専用のトレーラーにより地上施設に搬入され、受け入れ検査が行われる。検査項目としては標識確認、外観検査などが考えられる。スケジュールに応じて一次保管された後、キャスクは別室に搬送され、内部ガス検査が実施される。内部ガス検査は、キャスク輸送時のガラス固化体破損などによる万一の核種の漏洩をキャスクの蓋を取り外す前に検知し、施設の汚染防止を図るためのものであり、検査用に設けられたプラグよりガスを抜き取って行われる。検査に合格したキャスクは、ガラス固化体抜き出し室に搬送される。一方、検査に不合格となったキャスクは逆動線により払い出される。

ガラス固化体抜き出し室では、検査に合格し搬送されてきたキャスクの蓋が取り外され、専用クレーンによりガラス固化体が抜き出される。ガラス固化体はそのまま専用クレーンによりガラス固化体検査室に運ばれ、仮置きされる。ガラス固化体が抜き出されて空になったキャスクは、必要な検査が行われたうえで施設外へ払い出される。検査項目としては、内面汚染検査、表面汚染密度検査、放射能量測定、外観検査などが考えられる。

ガラス固化体検査室では、キャスクから抜き出されたガラス固化体に対し、異常の有無を確認するために検査が行われる。検査項目としては、標識確認、外観検査、発熱量測定、寸法・重量測定、表面汚染密度検査、放射能濃度測定、閉じ込め検査などが考えられる。検査に合格したガラス固化体はオーバーバック封入・検査室に搬送される。一方、検査に不合格となったガラス固化体の処置としては、① 施設内で補修する、② 逆動線により払い出して別施設で補修する、の2通りが考えられる。あらゆるケースに対し施設内で対応することは困難と考えられるため、ここでは検査に不合格となったガラス固化体はすべて逆動線により払い出し、別施設で補修するものとした。施設内に補修工程を設置する場合、まずガラス固化体に対する健全性の考え方を明確にするとともに、これに基づき必要となる検査項目、判定基準を設定のうえ、施設内で対応すべき補修の種類、程度について検討することが必要であり今後の課題である。

オーバーパック封入・検査室では、検査に合格したガラス固化体が専用クレーンにより空オーバーパック内に挿入され、溶接によりオーバーパックに蓋が取り付けられた後、廃棄体搬出のための検査が行われる。検査項目としては、外観検査、溶接部検査、表面汚染検査、放射線量測定などが考えられる。溶接部検査としては、4.1.1.4.4にて記述したように超音波探傷試験や漏れ試験が考えられる。検査に合格した廃棄体は、廃棄体搬送台車の速へい容器内に収納されて、アクセス施設に搬送される。一方、検査に不合格となった廃棄体には、必要に応じて補修、再検査がなされる。必要と考えられる補修作業としては、封入溶接において溶接不良が生じた場合の補修溶接と、落下などにより変形した場合の変形部の機械的な削除などが考えられる。また、これらは補修不可能な場合も想定されるため、オーバーパックからのガラス固化体の取り出しのための設備も必要となる。ガラス固化体の取り出しは、封入溶接部を機械的に切削し蓋を取り外すことで対応が可能である。ガラス固化体を取り出したオーバーパックは、二次廃棄物として施設外に搬出されるが、基本的には汚染はなく放射化も軽微であることが想定されるため、低レベルあるいは極低レベルの放射性廃棄物としての取り扱いが可能と考えられる。

地上施設には、図 5.2-9 のハンズリングフローにより示される機能の他に、附帯機能として、運転管理、放射線管理、防火・消火、二次廃棄物管理、およびユーティリティー供給が必要となる。これらの必要な機能と作業手順を考慮したオーバーパック封入施設内の設備配置の例を図 5.2-10 に示す。

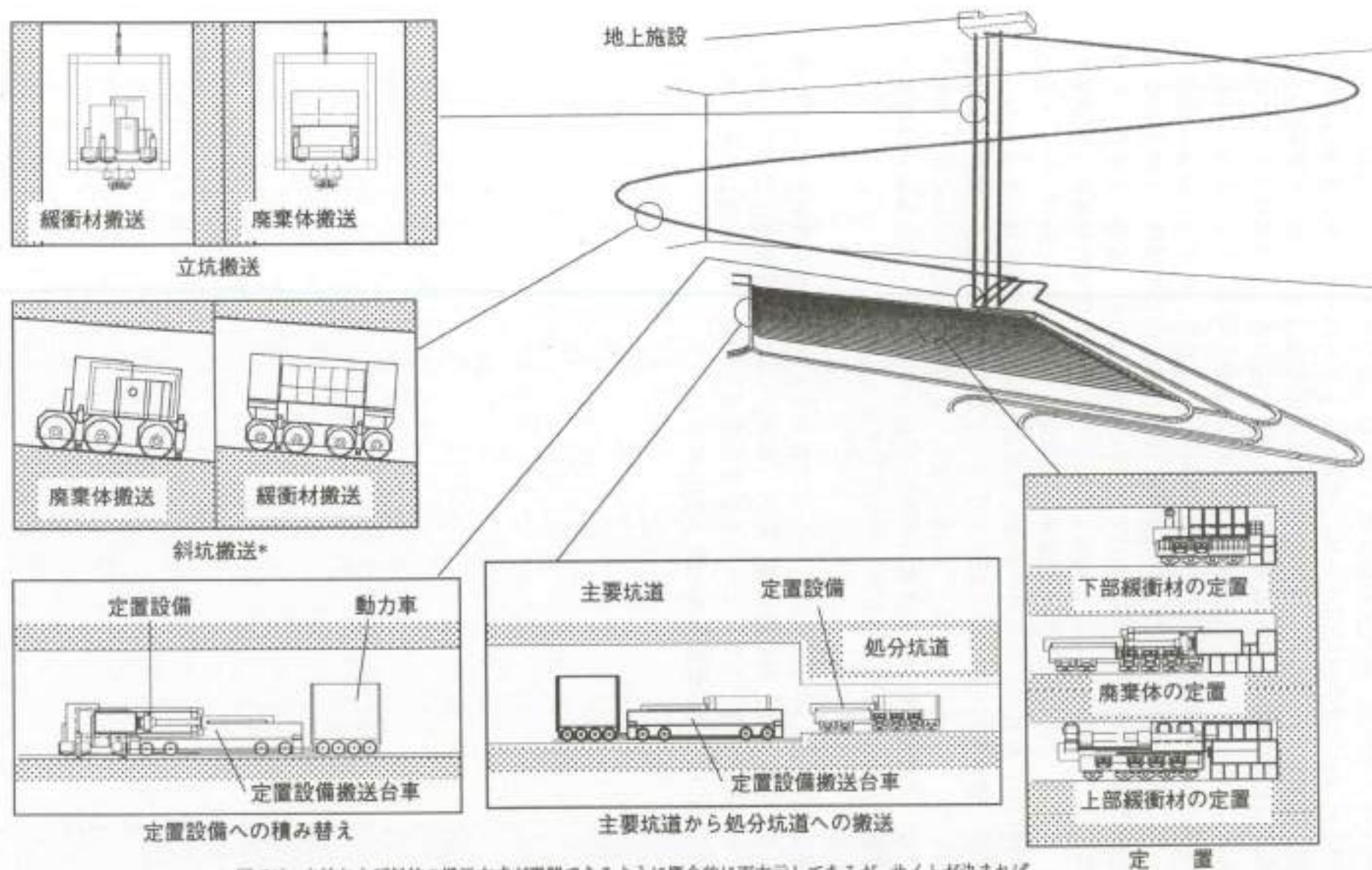
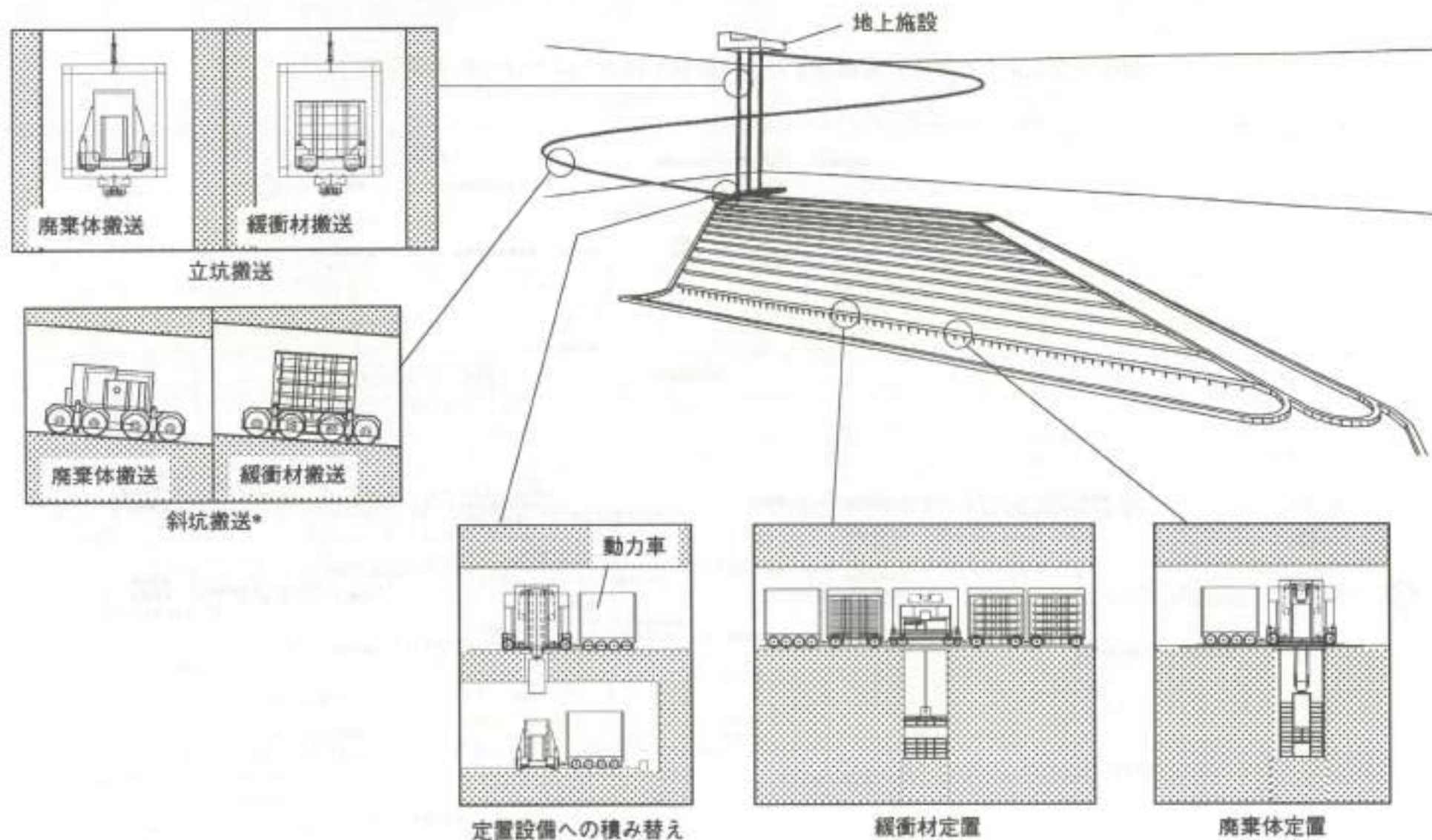


図 5.2-7 定置システムの設備構成（処分坑道横置き定置方式の場合）



* 図では、立坑および斜坑の搬送方式が理解できるように概念的に両方示してあるが、サイトが決まれば、その地質環境条件や敷地条件なども考慮して、最適な方式あるいはその組み合わせが設定される。

図 5.2-8 定置システムの設備構成（処分孔縦置き定置方式の場合）

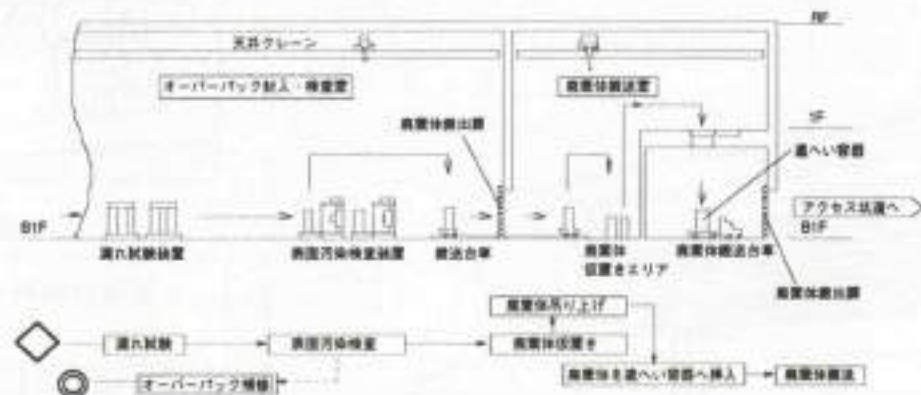
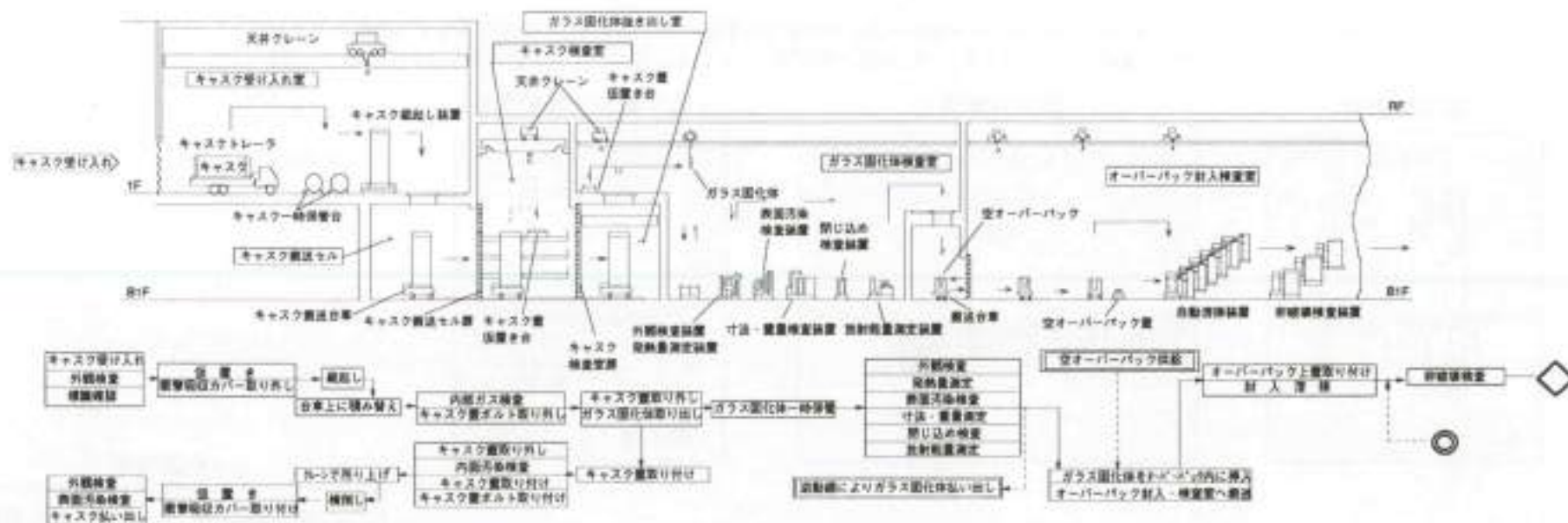
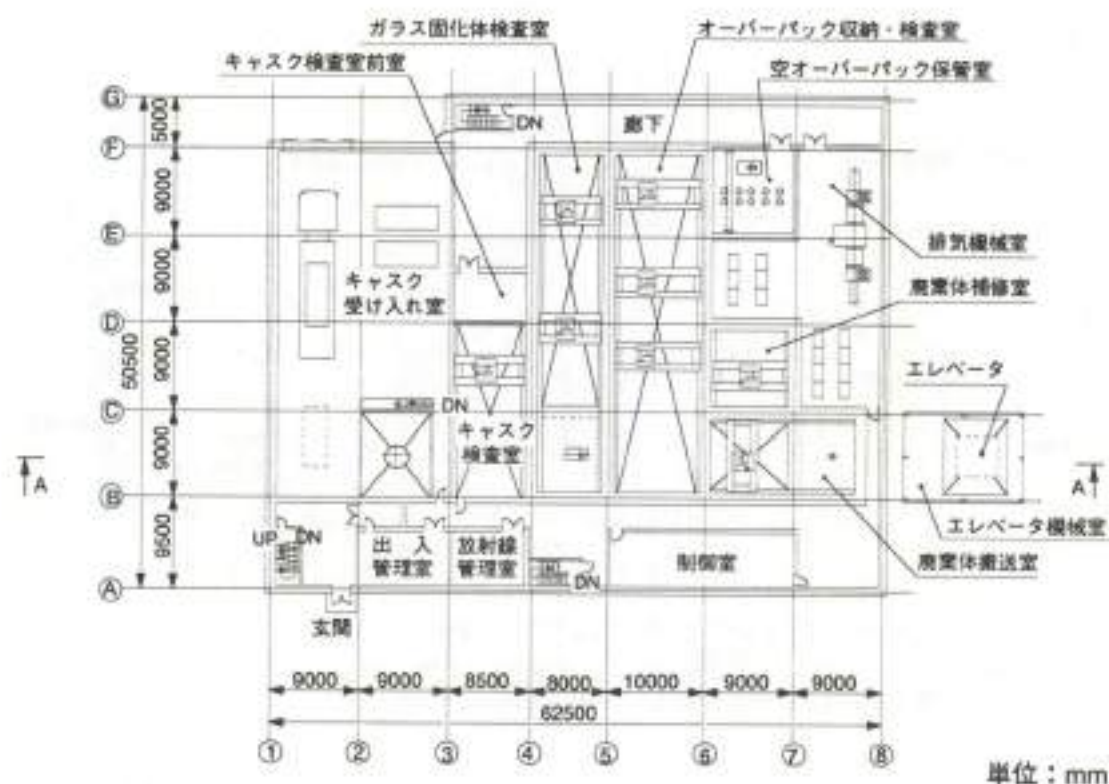
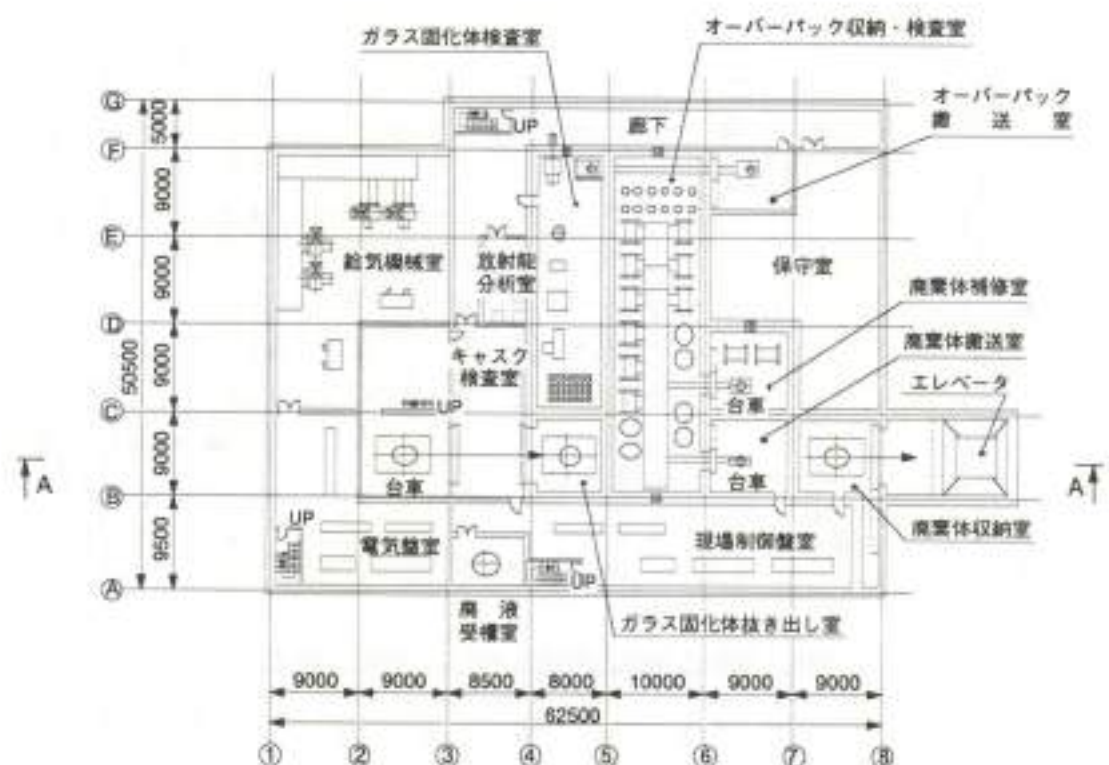


図 5.2-9 オーバーバック封入施設における廃棄体ハンドリングフローの例

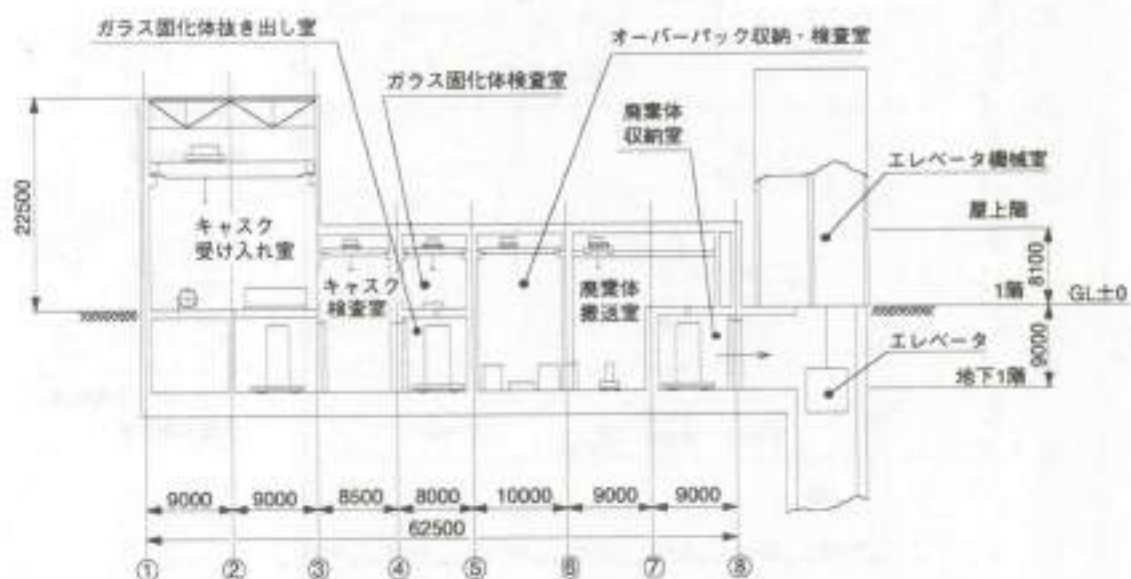


1階



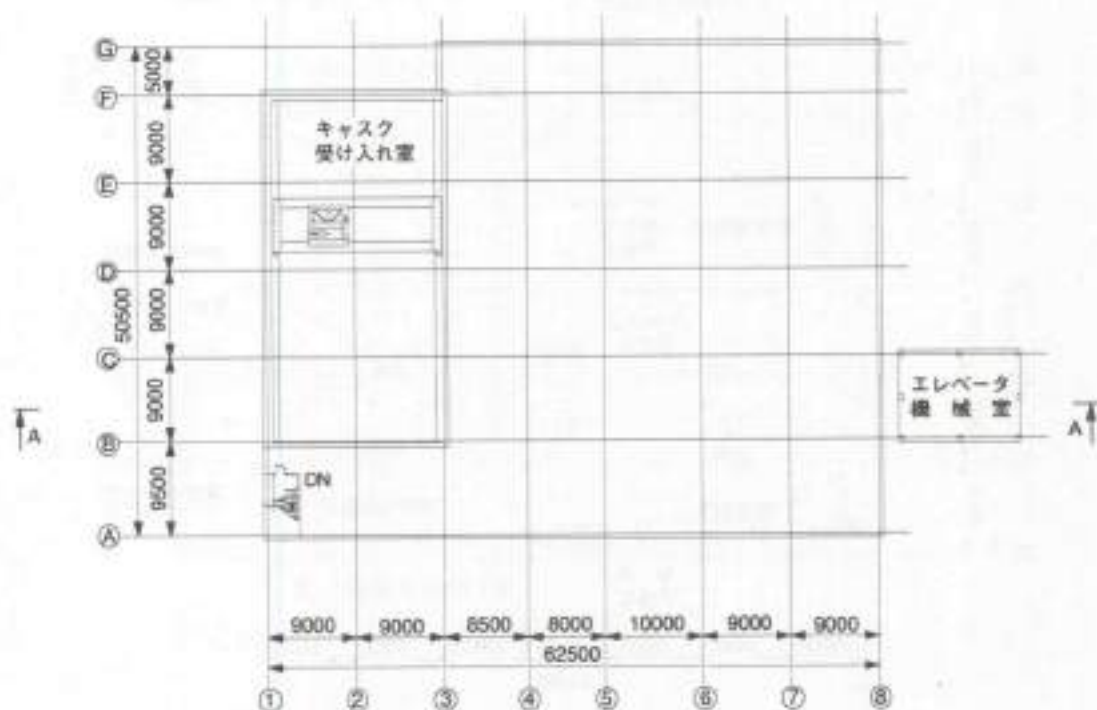
地下1階

図 5.2-10 オーバーバック封入施設の設備配置の例 (1/2)



A-A 断面

単位：mm



屋上階

単位：mm

図 5.2-10 オーバーバック封入施設の設備配置の例 (2/2)

2) 緩衝材ブロック製作施設

図 5.2-11 に緩衝材ブロック製作施設の一例を示す。

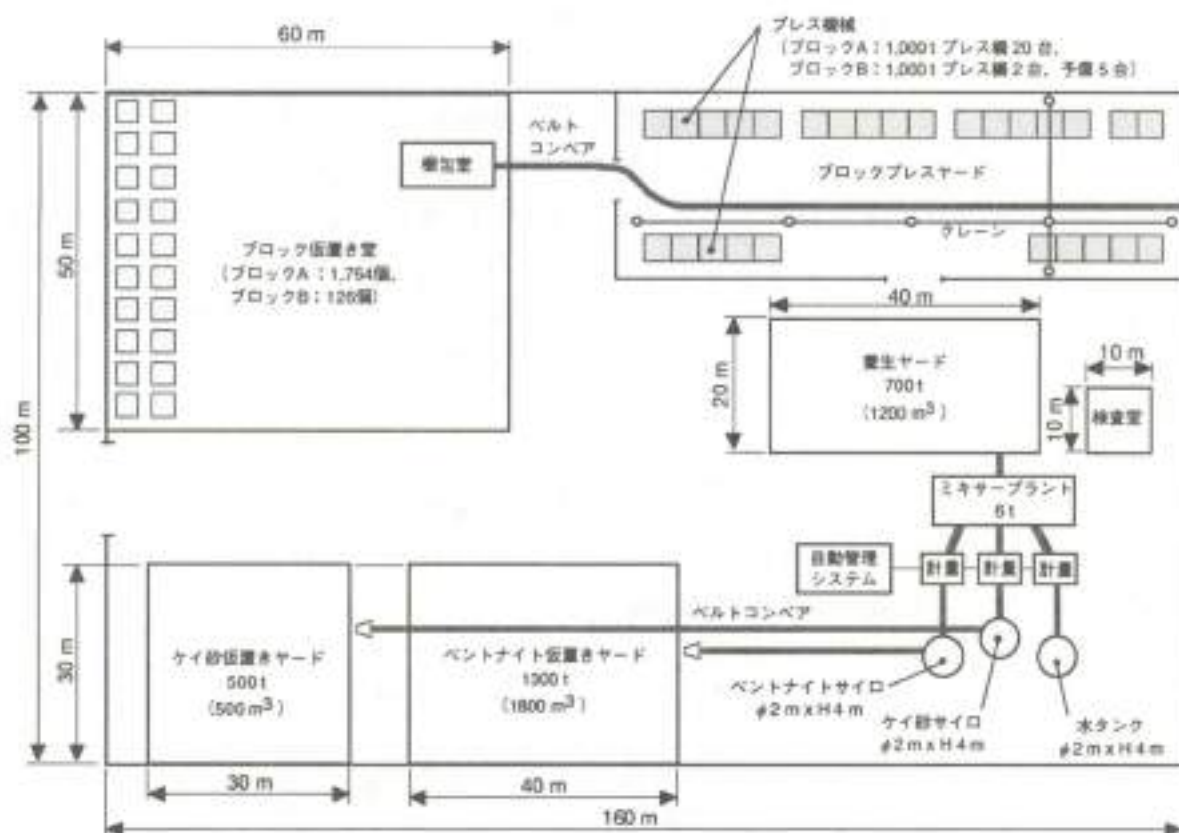


図 5.2-11 緩衝材ブロック製作施設の例

同図に示す施設は、15 日分の処分に要する材料を貯蔵できるよう試算した結果得られたものである（千々松ほか，1999）。材料は仮置きヤードからベルトコンベアでサイロに運ばれ、所定量ごとにミキサープラントで練り混ぜが行われる。所定の期間、養生された後、プレス機械を用い緩衝材ブロックが製作される。プレス機械も、1 日あたりに処分 1 日分のブロック数を製作することを考慮して必要台数を決定している。製作されたブロックは、梱包室で梱包された後、地下への搬送までの間、本施設内で一時保管される。

5.2.1.2.2 アクセス坑道搬送設備

1) 立坑搬送設備

立坑方式の場合、エレベータカーゴ内への廃棄体の積み込みには、以下の2つの方法が考えられる。

① フォークリフトまたはコンベヤなどにより廃棄体を単独で積み込む

② 廃棄体を遮へい機能付きの移動式車両に収納し車両ごと積み込む

積み込みや積み降ろし作業を無人化するとともに、作業は可能な限り速やかに実施することが望ましいとの考えから、ここでは、②の移動式車両に収納した状態での搬送を採用し、設備概念の検討を行った。また、位置決め容易さなど遠隔操作性の観点から車両は軌道式とするとともに、廃棄体の搬送姿勢（搬送時の向き）は坑道寸法を考慮して縦向きとした。

立坑エレベータおよび廃棄体の積み込み設備（廃棄体立坑搬送設備）の構造概念を図 5.2-12、図 5.2-13 にそれぞれ示す。また、緩衝材の積み込み設備（緩衝材ブロック立坑搬送設備）の構造概念を図 5.2-14 に示す。

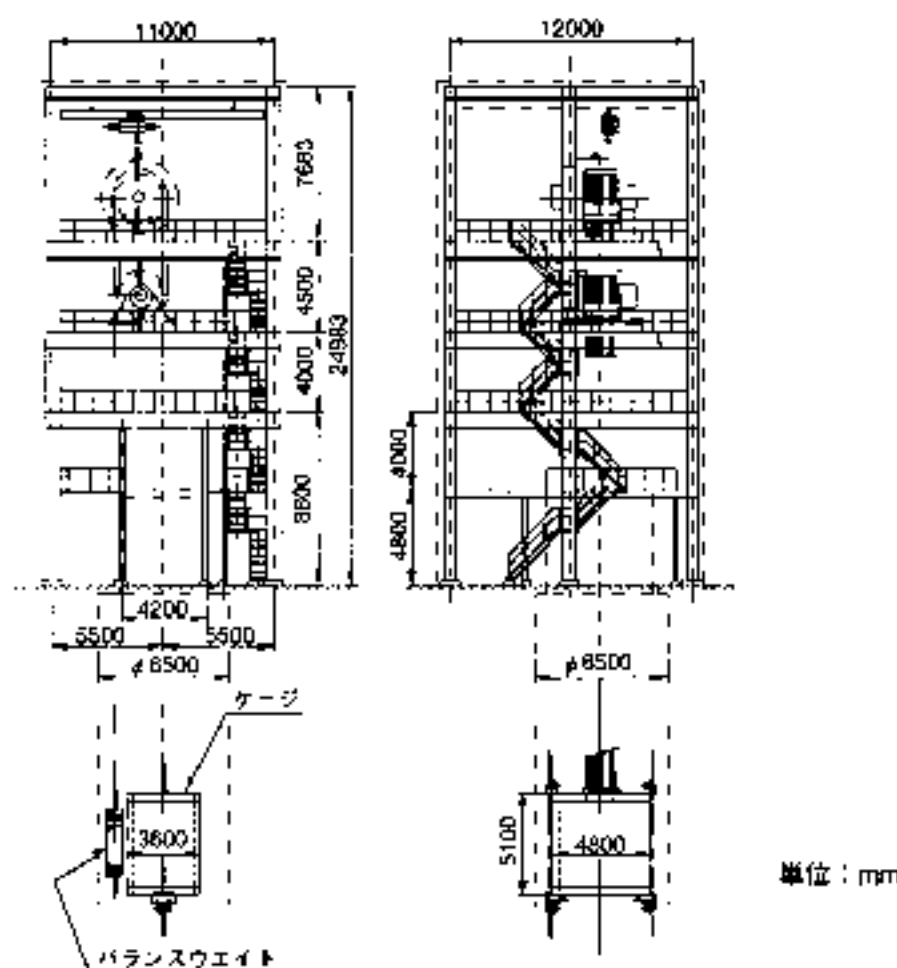


図 5.2-12 立坑エレベータの構造概念

立坑エレベータについては深度 1,000 m、運搬荷重約 21 t（ガラス固化体約 0.5 t + オーバーバック約 5.6 t + キヤスクカー約 15 t）を想定したものであり、現状技術で十分対応が可能と考えられる。

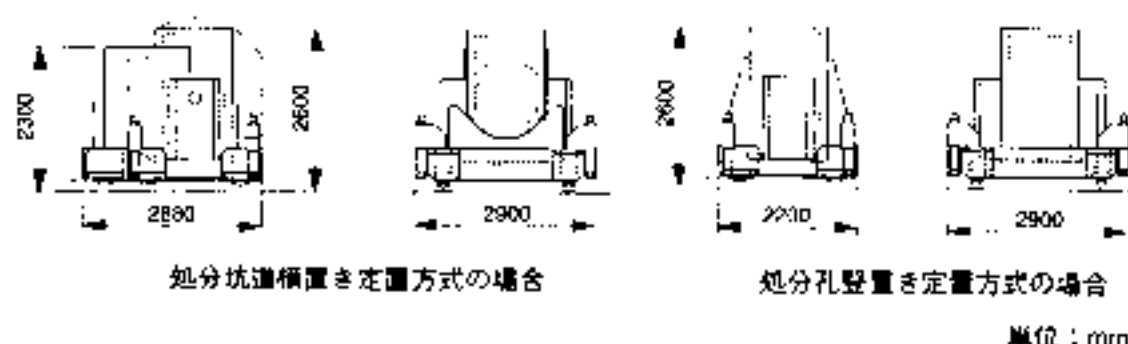


図 5.2-13 廃棄体立坑搬送設備の構造概念

廃棄体立坑搬送設備については、廃棄体の立坑内の搬送姿勢（縦向き）と最終的な定置の向きの違いから、処分坑道横置き定置の場合には廃棄体の横倒し機構を配しており、処分孔縦置き定置の場合とは異なった構造となっている。

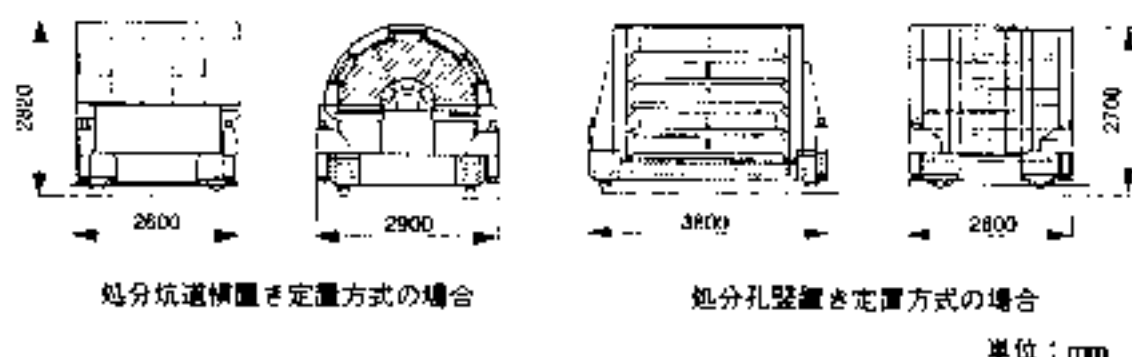


図 5.2-14 緩衝材ブロック立坑搬送設備の構造概念

緩衝材ブロック立坑搬送設備も、最終的な定置方式の違いによって構造が異なっている。これは、後述するとおり緩衝材ブロック定置設備の機構の違いにそれぞれ対応しているためである。

2) 斜坑搬送設備

斜坑方式の場合には、前述の通り無軌道式車両を使用する方法と軌道式車両を使用する方法が考えられる。ここでは、坑道内にレールなどの附帯設備を敷設する必要がなく、安全管理上重要な保守作業が容易となる無軌道式の搬送設備について検討した。廃棄体と緩衝材ブロックの搬送設備の構造概念を、それぞれ図 5.2-15、図 5.2-16 に示す。

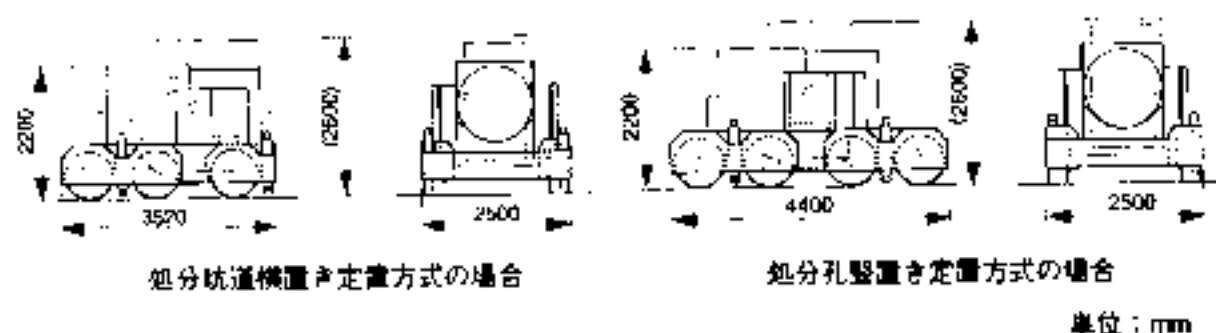


図 5.2-15 廃棄体斜坑搬送設備の構造概念

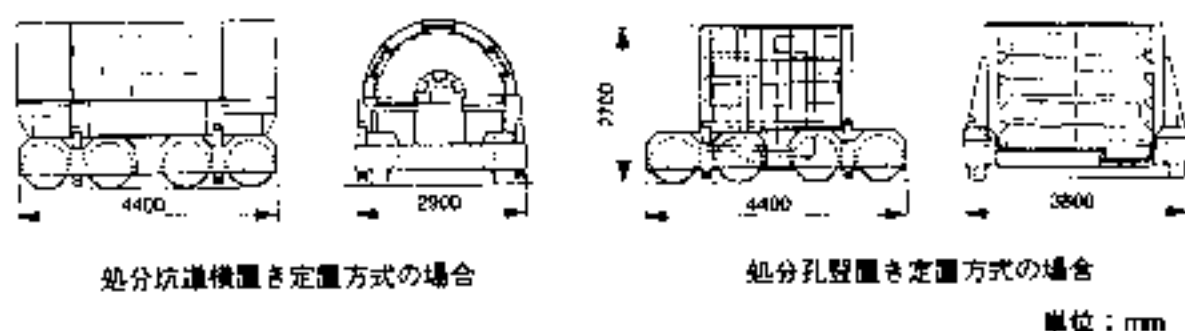


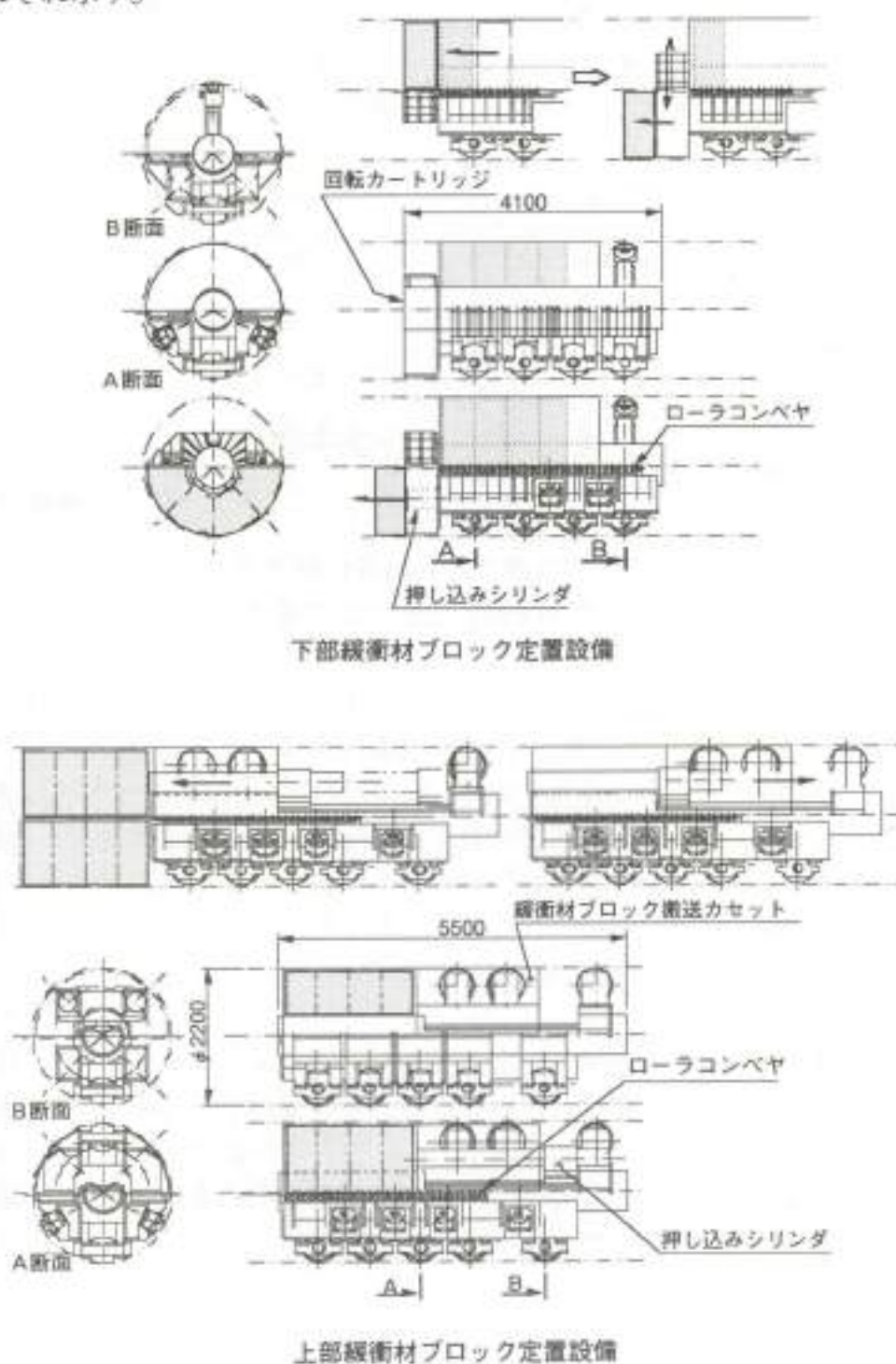
図 5.2-16 緩衝材ブロック斜坑搬送設備の構造概念

ここでは、廃棄体の斜坑搬送時の姿勢は坑道寸法を考慮して横向きとして検討している。したがって、廃棄体斜坑搬送設備には、地上施設において廃棄体をクレーンなどにより吊り降ろして縦向き姿勢で収容した後、横倒しするための機構を配している。

5.2.1.2.3 地下搬送および定置設備

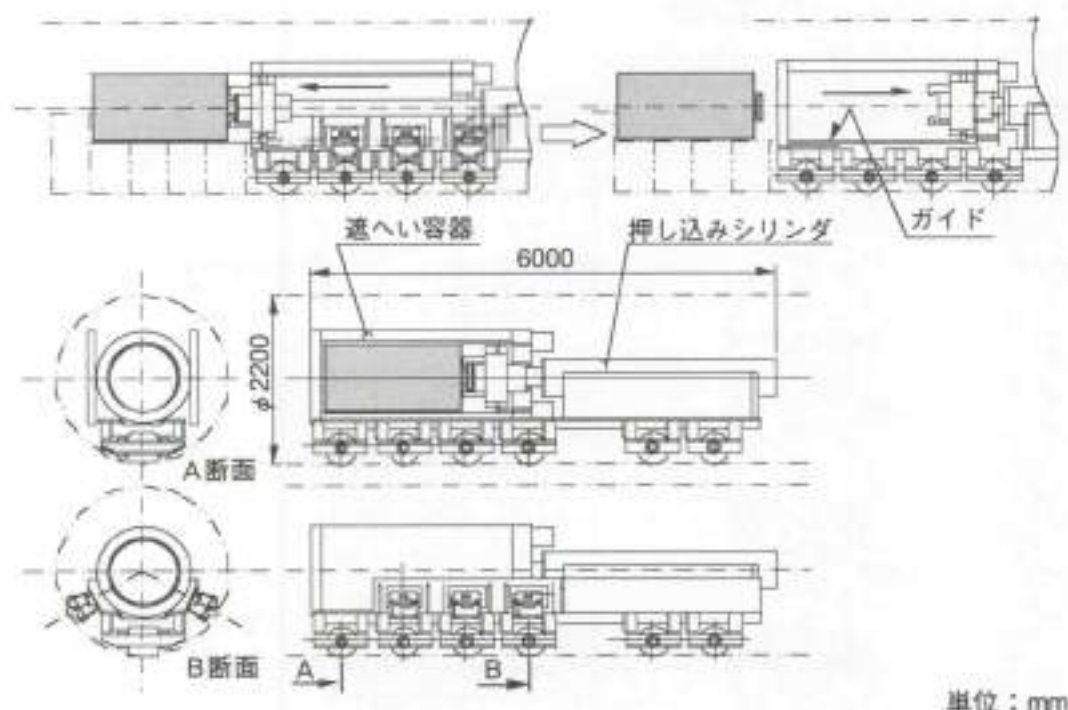
1) 処分坑道横置き定置方式の場合

定置設備の構造概念を、緩衝材については図 5.2-17 に、廃棄体については図 5.2-18 にそれぞれ示す。



単位：mm

図 5.2-17 緩衝材ブロック定置設備の構造概念
(処分坑道横置き定置方式の場合)



単位：mm

図 5.2-18 廃棄体定置設備の構造概念
(処分坑道横置き定置方式の場合)

前述のとおり、処分坑道横置き方式の場合の定置作業は、① 下部緩衝材ブロックの定置、② 廃棄体の押し込み定置、③ 上部緩衝材ブロックの定置、という手順となる。「①下部緩衝材ブロックの定置」では、定置設備本体が所定の位置の近傍までアクセス可能であるが、「③上部緩衝材ブロックの定置」では下部緩衝材と廃棄体がすでに定置済みであるため、定置設備本体が所定の位置近傍まで直接アクセスすることはできない。したがって、下部緩衝材ブロックと上部緩衝材ブロックの定置設備はそれぞれ異なる機構を有する専用設備となっている。

これら緩衝材ブロックと廃棄体の定置設備は、径 2.2m の処分坑道内走行に特化した車輪を備えているため、処分坑道に到る前の主要坑道および連絡坑道内を直接走行することはできない。したがって、緩衝材ブロックと廃棄体の主要坑道および連絡坑道内の搬送は、定置設備ごと専用の搬送台車に搭載して行うものとした。定置設備搬送台車の構造概念を図 5.2-19 に示す。

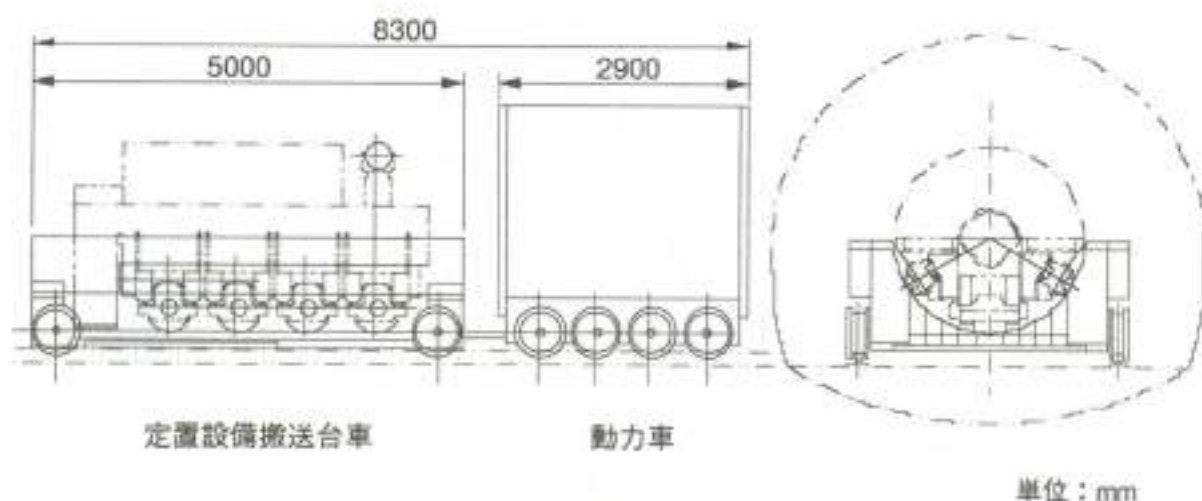


図 5.2-19 定置設備搬送台車の構造概念

2) 処分孔縦置き定置方式の場合

処分孔縦置き定置方式の場合の、緩衝材ブロックと廃棄体の定置設備の構造概念をそれぞれ図 5.2-20、図 5.2-21 に示す。

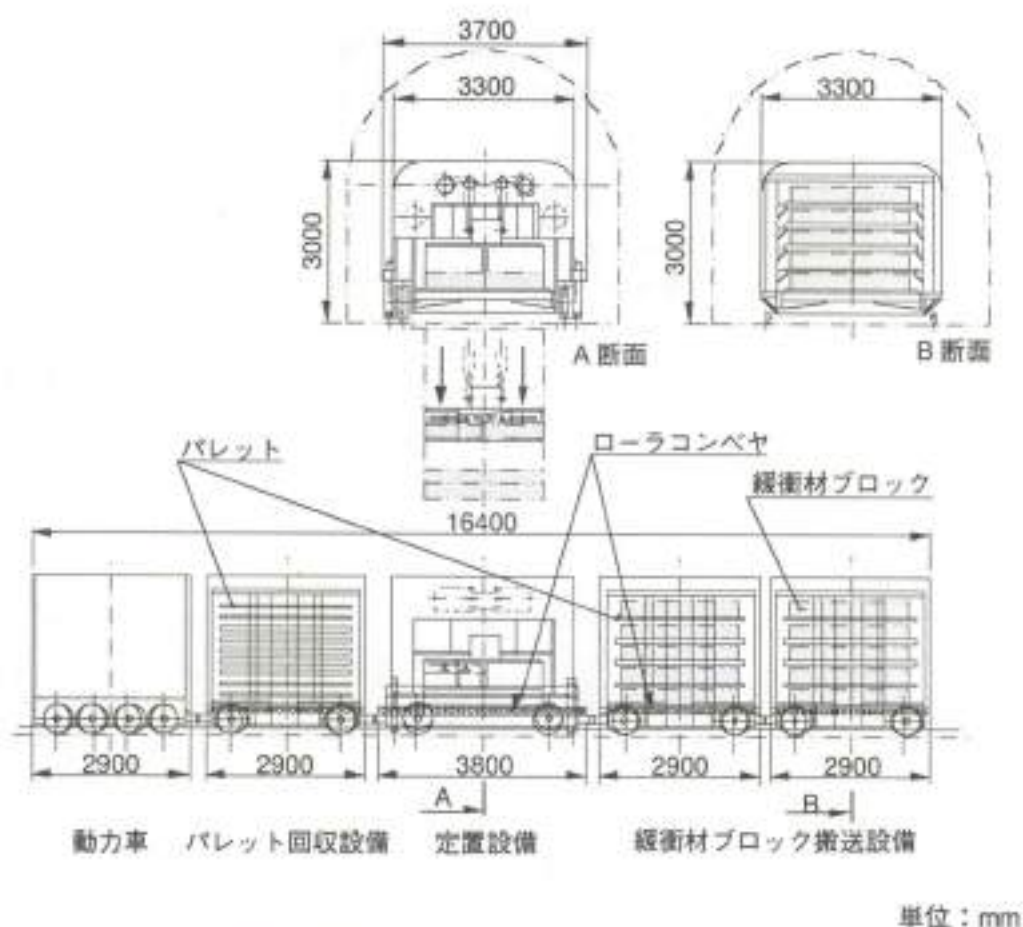


図 5.2-20 緩衝材ブロック定置設備の構造概念
(処分孔縦置き定置方式の場合)

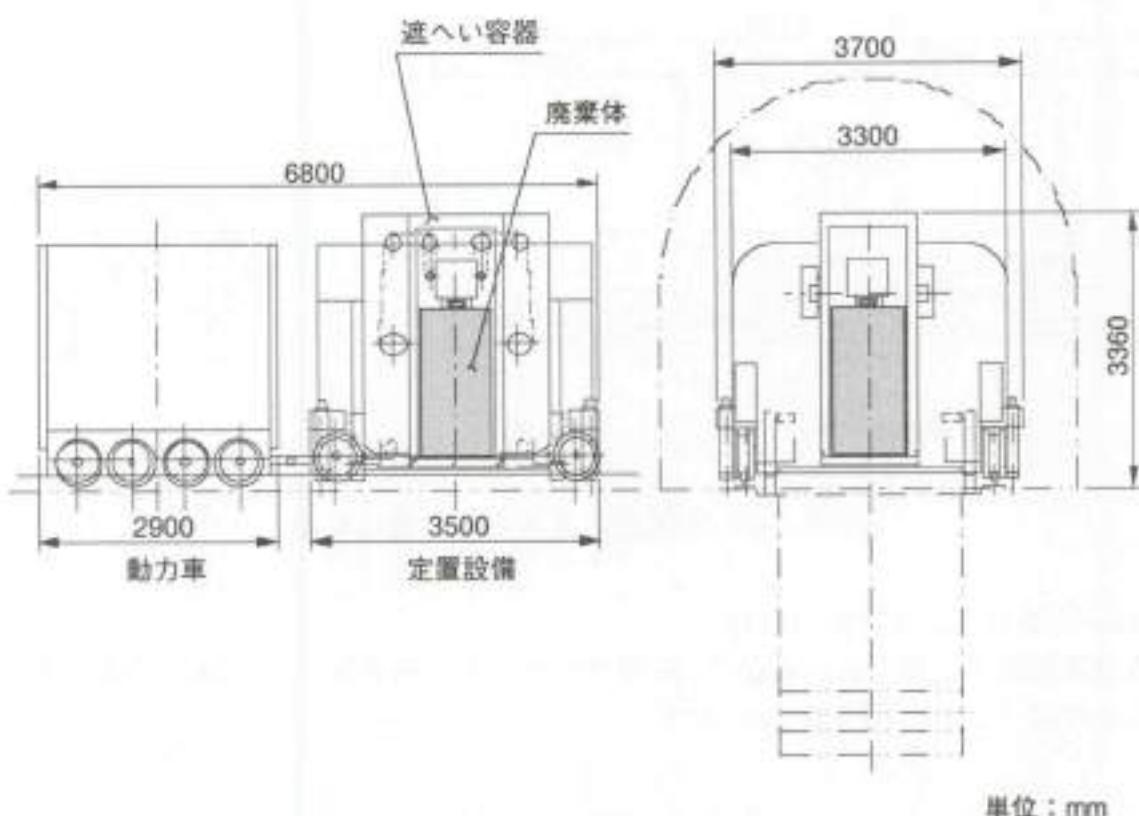


図 5.2-21 廃棄体定置設備の構造概念
(処分孔縦置き定置方式の場合)

緩衝材ブロックの定置設備には、緩衝材ブロック搬送設備とパレット回収設備が連結されている。緩衝材ブロックは、定置する層ごとにパレット上に並べられた状態で緩衝材ブロック搬送設備に搭載され、主要・連絡坑道から処分坑道を通して所定の処分孔位置まで運ばれる。所定の処分孔に到達後、緩衝材ブロックはパレットごとに、ローラコンベアで定置設備に送られ、定置設備の真空吸着式の吊り降ろし機構にて把持される。空パレットをローラコンベアにてパレット回収に送った後、緩衝材ブロックは処分孔内に吊り降ろされる。

5.2.1.2.4 換気設備

地上施設の換気設備は、建屋内の負圧維持による外部への放射性物質の放出防止、排気の浄化による処分場周辺環境の防護、施設機能の維持（発熱の除去、凍結防止）および作業従事者に対する適切な環境の維持など、既存の原子力関連施設と同様な考え方で設計が可能と考えられる。

一方、地下では、処分坑道の建設と建設済み区画への廃棄体・緩衝材の定置作業が並行して行われることから、海外の検討例（Grondin et al., 1994）にも示されているように、換気系統を建設区画と操業区画とで完全に独立させ、2系統とすることが適切と考えられる。手段としては換気扉やエアロックの使用が考えられるが、円滑な物

流を損なうことがないように配慮が必要である。また、換気設備は管理区域の考え方とも密接に関連することから、後述する管理区域の移動にも柔軟に対応可能なシステムの構築が重要となる。

5.2.1.3 放射線管理区域の考え方

ここでは、廃棄物埋設事業および廃棄物管理事業に適用されている「核原料物質、核燃料物質および原子炉の規制に関する法律（昭和32年6月10日法律第166号）」（以下、「炉規制法」という。）を参考に、地層処分における各施設に対する放射線管理区域の設定の考え方について検討を行った。

5.2.1.3.1 管理区域設定の基本的な考え方

炉規制法では、以下の①～③の条件のいずれかを超えるおそれのある区域を管理区域とすることが定められている。

- ① 外部放射線に関する線量当量：1週間につき $300\mu\text{Sv}$
- ② 空気中の放射性物質濃度：1週間についての平均濃度が科学技術庁告示第20号別表第1第4欄の濃度の $3/10$
- ③ 表面汚染密度：放射性物質によって汚染されたものの表面の放射性物質の密度が科学技術庁告示第20号第5条表面汚染密度限度の $1/10$

ここで、①は外部被ばくに、②と③は内部被ばくに関係する条件である。すなわち管理区域は、各施設を空間線量当量の大小、汚染のおそれの大小によってそれぞれレベル分けしたうえで設定されることとなっている。

この考え方に基けば、地層処分における地上施設ではキャスク（ガラス固化体輸送容器）、ガラス固化体および廃棄体（ガラス固化体を封入したオーバーパック）を取り扱うことから、これらから発せられる放射線の線量当量率とそれぞれの汚染の可能性に応じて各区域をレベル分けすることが必要となる。一方、アクセス坑道から処分坑道までは、廃棄体として汚染のないことが確認されたものだけを受け入れるため、基本的には汚染の可能性のない施設と位置付けられる。このことから、アクセス坑道および連絡坑道・主要坑道・処分坑道においては、廃棄体から発せられる放射線の線量当量率のレベル分けのみで管理区域を設定することが可能と考えられる。炉規制法第51条の16第1項および第2項に定められている事業所内の運搬に関する措置に基けば、搬送物または搬送車軸の表面において 2mSv/h 以下および表面から 1m の位置において $100\mu\text{Sv/h}$ 以下（以下、「輸送基準」という。）であれば、搬送経路を管理区域として設定する必要はない。前述した定置システムを構築するに際しては、アクセス坑道を含めた地下坑道内の廃棄体搬送には、輸送基準を満足するだけの能力を有する連へい機能付きの搬送設備を用いることを前提として検討している。したがって、廃棄体が直接暴露するアクセス坑道坑底での廃棄体の積み替え区域と、定置作業を行う処分坑道のみを管理区域とすることで、対応が可能と考えられる。

以上の考え方に基づく地層処分施設における放射線管理区域の概念を図 5.2-22 に、地上のオーバーバック封入施設に対する管理区域の設定例を図 5.2-23 にそれぞれ示す。

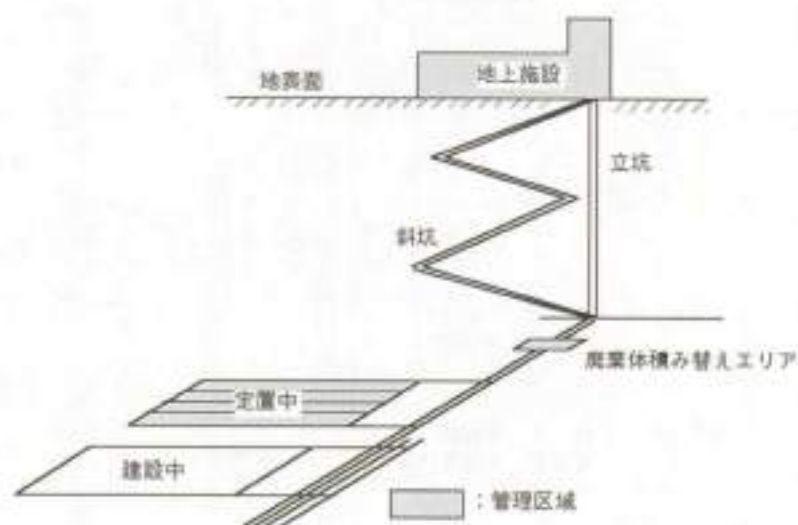


図 5.2-22 地層処分施設における放射線管理区域の概念

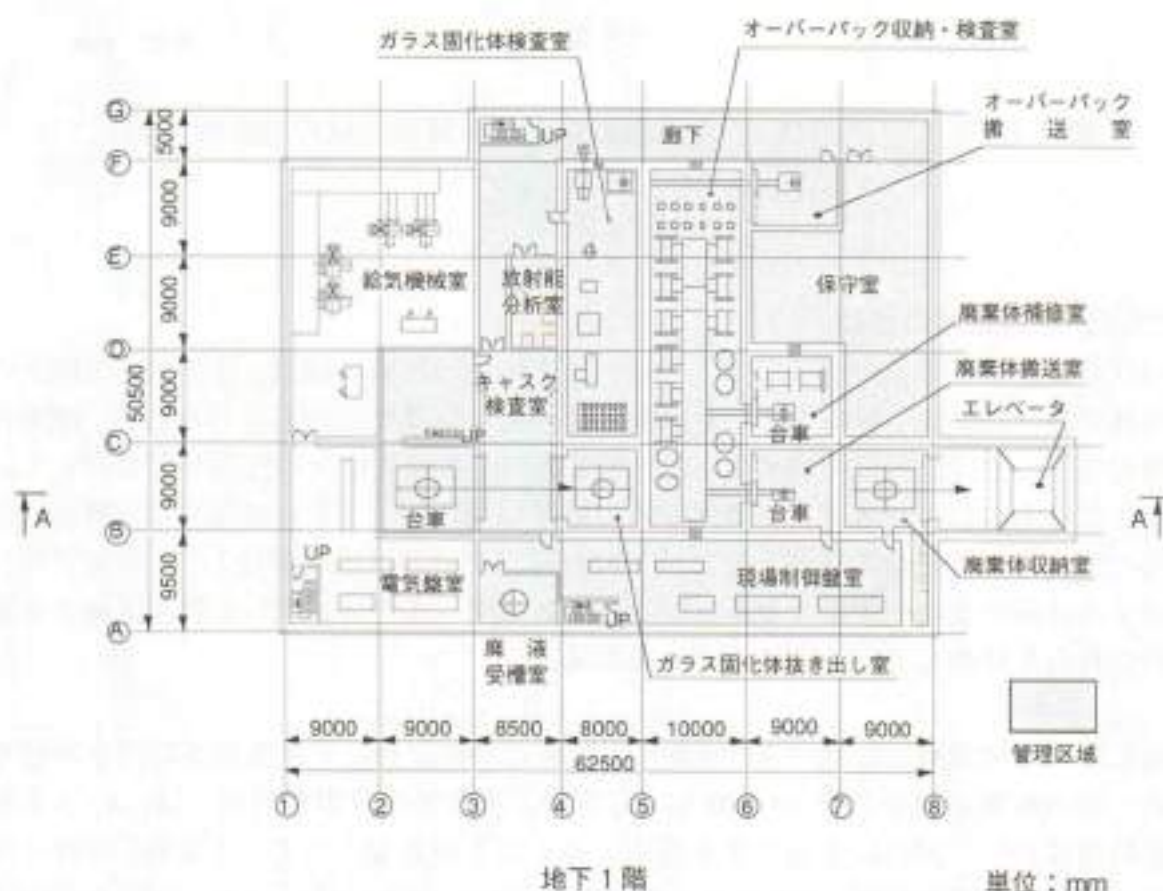


図 5.2-23 オーバーバック封入施設に対する管理区域の設定例 (1/2)

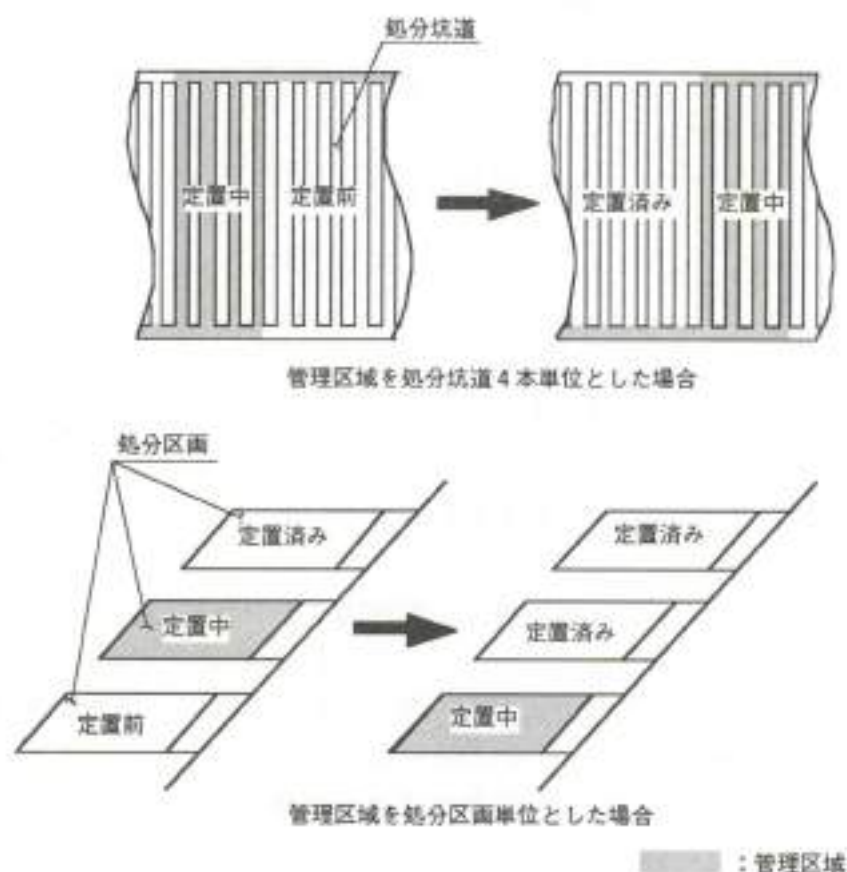


図 5.2-24 管理区域の移動の概念

管理区域の移動単位は、処分坑道 4～5 本ごととする以外に、たとえば 1 処分区画ごととするなどの考え方も可能である。両者を比較すると、前者では管理範囲が小さいため管理そのものは比較的容易となるが、管理区域の移動頻度が増すため管理に係る設備の撤去、再設置などの負担が後者よりも大きくなるものと考えられる。いずれの方法が適切であるかについては、処分場全体のシステムとしての運用性や経済性について考慮が必要であり今後検討が必要となる。

5.2.1.3.3 管理区域における管理内容

一般的に、放射線管理区域内における管理事項としては、

- ・ 壁、柵、扉などによる区画
- ・ 標識の設置
- ・ 人の出入り管理
- ・ 物品の搬出入管理
- ・ 飲食、喫煙の禁止

などのほか、放射線モニタリングに関するものとして、

- ・個人モニタリング
- ・空間線量モニタリング
- ・空気汚染モニタリング
- ・排水汚染モニタリング
- ・表面汚染の測定

などが挙げられる。

地上施設（オーバーバック封入施設）では、外部被ばく（空間線量）と内部被ばく（汚染）の両方の観点から適切な管理が必要となるが、既存の原子力施設と同様な考え方と方法で十分に対応が可能と考えられる。

一方、アクセス坑道および連絡坑道・主要坑道・処分坑道は、すでに述べたとおり放射性物質による汚染の可能性のない施設としての取り扱いが可能と考えられ、基本的には外部被ばくに対する管理が重要となる。しかしながら、安全が確保されていることの確認という意味において、汚染に関するモニタリングについても適切に実施することが望ましく、坑道内の空気や湧水の流れを考慮した施設設計が必要となる。

地層処分に特有の管理上の問題として、地下の管理区域内から発生する湧水の取り扱いが挙げられる。既存の原子力関連施設では、管理区域から発生する固体および液体は放射性廃棄物として運用されているが、地下坑道における湧水は恒常的なものであり、また、その起源を特定することも困難である。湧水を放射性廃棄物とする場合には、施設全体を管理区域として設定する必要性が生じるなど管理上大きな負担となるため、その取り扱いについては、合理性の観点も含めた新たな概念構築が必要と考えられる。

5.2.1.4 搬送・定置に関する品質管理

これまでの検討の中から抽出された、操業期間中の廃棄体、緩衝材の搬送・定置に関する品質管理目標としては、

- ・遵守すべき輸送基準の確認
- ・搬送中の品質確保
- ・定置条件が整っていること
- ・正しい定置状態にあること

などが考えられる。廃棄体、緩衝材それぞれに対する具体的な内容と管理方法を表5.2-3に整理する。

表 5.2-3 廃棄体、緩衝材の搬送・定置の品質管理項目

目 標	品質特性		試験・測定	適 用
遵守すべき 輸送基準の確認	廃棄体	・表面の汚染密度 ・放射線量	・表面汚染測定 ・放射線量測定 ・搬送装置搭載後の 運搬時の状態 ほか	地上施設から地下への 搬出時
搬送中の品質確保	緩衝材	・有害な振動や落下の 有無 ・搬送作業の監視 ほか	・外観検査 (モニタカメラなど による) ほか	搬送中
	廃棄体	・有害な振動や落下の 有無 ・搬送作業の監視 ・放射線漏えいの有無 ほか	・外観検査 (モニタカメラなど による) ・放射線量測定 ほか	
定置条件が整って いること	緩衝材	・処分孔または処分 坑道の施工状態 ・障害物の有無 ほか	・外観検査 (モニタカメラなど による) ・寸法計測 (画像処理など) ほか	定置作業前
	廃棄体	・緩衝材の施工状態 ・障害物の有無 ほか	・外観検査 (モニタカメラなど による) ・寸法計測 (画像処理など) ほか	
正しい定置状態に あること	緩衝材	・定置位置 ・定置精度 ・定置作業の監視 ほか	・外観検査 (モニタカメラなど による) ・寸法計測 (画像処理など) ほか	定置作業中および 定置終了後
	廃棄体	・定置位置 ・定置精度 ・定置作業の監視 ほか	・外観検査 (モニタカメラなど による) ・寸法計測 (画像処理など) ほか	

5.2.1.5 人工バリア定置技術の確認の必要性について

ここまでを示した、ガラス固化体の受け入れから人工バリア定置までの作業に関係する施設および設備は、あくまでその概念を一例として提示したものであり、その実用化に際しては、開発、確認すべき課題が存在する。

主たるものとして、まず地上施設については、オーバーパックの封入に関する技術が挙げられる。蓋の溶接および溶接部の検査の遠隔操作による施工性について、装置の耐放射線性や欠陥発生時の補修方法も含めた確認が必要と考えられる。

アクセス坑道で用いる搬送施設については、既存の技術の延長上にありその実用化は比較的容易と考えられる。しかしながら、廃棄体を積載し地下大深部への往復を行う施設であるため、立坑エレベータの落下や斜坑搬送車両の制御喪失時の対策など、安全性についての確認が必要となる。

地下における人工バリアの定置技術については、廃棄体および緩衝材の施工品質（定置状態）について、実規模試験を通じた確認が必要となる。また、実施工時の品質管理方法（施工品質をどのように確認するか）については今後検討を要する。処分坑道横置き定置方式と処分孔縦置き定置方式を比較すると、前記の方法では、作業スペースなどより厳しい制約条件下での概念構築となっているため、たとえば定置に関する各機構や処分坑道の内壁面をガイドとした走行技術など、確認すべき要素技術は処分孔縦置き定置方式の場合に比べ多くなる。

5.2.2 処分坑道および主要坑道の埋め戻し

人工バリアが定置された後、引き続き主要坑道（廃棄体定置方式が豎置方式の場合には処分坑道も含む）が埋め戻し材によって埋め戻される。すべての処分パネルにおけるこれらの坑道の埋め戻しをもって操業が終了する。ここでは、埋め戻し材の施工技術について検討した（杉田ほか、1999）。

坑道や掘削影響領域を放置しておくと、地圧の作用により坑道の力学的安定性が損なわれたり、地下水の卓越した水みちとなるなど、処分場全体のバリア性能に有意な影響を及ぼすことが想定される。これらを排除するため、坑道を充填する埋め戻し材は、所定の材料で、設計された乾燥密度で均一に施工されることが求められる。

処分孔に人工バリアが設置された後の豎置き方式の処分坑道内では、設計された厚みを持った緩衝材の遮へい能力によって、廃棄体の放射線が人体に害を及ぼさない程度に抑えられることから、埋め戻し作業における施工機械などの運転は直接人間が行うものとした。

5.2.2.1 施工方法

埋め戻しで用いられる材料は、基本的には 4.2.4 で検討した埋め戻し材であるが、性能評価研究の進展により、ペントナイトを混合しない材料あるいはセメント系材料が候補となることも考えられることから、これらの材料についても施工方法に関して検討した。施工方法の一覧を表 5.2-4 に示す。ここでは、ブロック、まきだし・締固め、吹付け、横締固め、流動体の工法について示した。各材料は地上施設において所定の条件に調整され、アクセス坑道によって地下へ搬入される。地下へ搬入された材料は、それぞれの工法における材料運搬手段によって所定の位置まで運搬される。

① ブロック工法

ブロック工法では、ブロック運搬車によって運ばれたブロックをブロック設置車によって所定の位置に設置する。ブロックの場合、設置時にブロック間に隙間が生じるため、吹付けなどにより隙間を充填する。この工法は、坑道の上半下半いずれにおいても施工可能である。

② まきだし・締固め工法

まきだし・締固め工法では、骨材混合体運搬車によって運ばれた材料をブルドーザなどのまきだし機械によってまきだし、振動ローラなどの転圧機械で締固める。この工法は、坑道下半の締固めに適していると考えられ、締固め機械の能力に応じて施工密度を確保することができる。上半に関しては機械の機高により締固め範囲が制限される。

表 5.2-4 埋め戻し材の施工法比較一覧

形態/工法	施工機械		備 考		
			上半	下半	その他
ブロック 	ブロック運搬車	坑内のブロック運搬を行う。 既に設置された埋め戻し材を乱さないようタイヤ式走行機構により走行する。	可	可	・吹付け装置との組み合わせが必要 ・ブロック製造プラント（地上）が必要
	ブロック設置車	ブロックの把持後、設置位置にブロックを移動後設置する。 ブロックを把持する把持機構、設置位置に移動する昇降・横移動機構、ブロックを把持機構から設置位置に押し込むプッシュ機構より構成される。			
	その他機械	ブロック間、ブロックと岩盤間の間隙に骨材混合体を吹付ける吹付け機が必要。			
まきだし・締固め 	骨材混合体運搬車	坑内用ダンプトラックにより骨材混合体を運搬する。	不可	可	・その他の施工法との組み合わせが不可欠
	まきだし機械	タイヤブルドーザにより骨材混合体をまきだす。			
	転圧機械	振動ローラによる転圧締固めを行う。			
吹付け 	骨材混合体運搬車	坑内用ダンプトラックにより骨材混合体を運搬する。	可	可	・単独で可能 ・必要な密度等の品質が確保できるかの確認試験および吹付け機械の開発が必要
	吹付け機	ポンプ部へのフィーダ機構、ポンプ機構を有する吹付け機を下記吹付けロボットに搭載し、骨材混合体を吹付ける。			
	吹付けロボット	吹付け機から供給された骨材混合体を、吹付け機のロボットのアーム・ブーム起伏・旋回機構により位置決めし、トンネル全断面を埋め戻す。			

表 5.2-4 埋め戻し材の施工法比較一覧（つづき）

形態／工法	施工機械		備 考		
			上半	下半	その他
横締固め 	骨材混合体運搬車	坑内用ダンプトラックにより骨材混合体を運搬する。	可	可	・単独で可能 ・横方向締固め機械の開発が必要
	骨材混合体供給機	運搬車から骨材混合体を受け取り、横締固め機の投入ホッパに供給する。			
	横締固め機	ホッパから受け取った骨材混合体を横締装置部に供給するコンベア機構、横締機構、横締機構を移動する旋回・起伏機構により、混合体を供給しながら振動により締固める。			
流動体 (セメント系材料) 	材料運搬車	セメント系材料を地上で練り混ぜ、坑内はアジテータ車で運搬する。	可	可	・単独で可能 ・バンプアップラント（地上）が必要
	打込みポンプ	運搬車から受け取ったセメント系材料は、打込みポンプにより打込みパイプ内を圧送する。			
	ディストリビュータ	ポンプにより打込まれたセメント系材料を、一定の層厚になるようパイプ吐出口を移動する。			

③ 吹付け工法

吹付け工法では、骨材混合体運搬車によって運ばれた材料を吹付け機に投入し、吹付けロボットのブームにより吹付け位置を変えながら吹付ける。この工法は、坑道の上半下半関係なく施工することが可能であるが、吹付け機の圧送力および材料の状態によって吹付け後のリバウンドなどが考えられ、求められる施工密度を確保できるかどうかの判断が重要となる。

④ 横締固め工法

横締固め工法では、骨材混合体運搬車によって運ばれた材料を、骨材混合体供給機によって横締固め機のホッパに投入する。ホッパの材料は締固め位置に送りだされ、先端に振動盤を装備した締固め機械により締固める。この工法は、空洞断面に対して斜めに連続して締固めを行うことができることから、坑道の上半下半いずれにも施工が可能である。また、締固め機械の能力に応じて施工密度を確保することができる。

⑤ 流動体工法

流動体工法では、アジテータなどの材料運搬車で運ばれた材料を、打込みポンプ内に圧送し、所定の位置に打設する。この工法では、材料が流動体であるため、設置側の形状に関係なく、また、坑道の上半下半を問わず施工することができる。

埋め戻しの対象となる処分坑道は、処分孔竖置方式の定置の場合であり、坑道はほぼ水平坑道である。また、主要坑道も処分パネルの周囲に配置されることから、処分坑道と同様にほぼ水平坑道である。これらの水平坑道に対しては、表 5.2-4 に示した工法から、表 5.2-5 に示すような組み合わせ例が考えられる。それぞれの組み合わせにおいて表中に示すような特徴があり、坑道内の状況などに応じて工法を選択することができる。これらのうち、一例として下半部はまきだし締固め工法、上半部はブロック工法+吹付け工法の組み合わせにおける施工要領のイメージを、図 5.2-25 に示す。

表 5.2-5 上半部、下半部の工法組み合わせ例

下半部	まきだし・締固め工法			機締固め工法
上半部	ブロック工法 + 吹付け工法	吹付け工法	機締固め工法	機締固め工法
判定	上半部の品質保持に有効である。ブロックおよび坑道環境の管理が重要である。	骨材混合体（砂・礫+セメントナイト）が仕掛通りの品質で施工できるかが課題。	施工機械の実績が少ないが、機械の開発、品質の確認ができれば合理的な方法。	施工速度の面で通常のまきだし・締固めより有利であることが確認されれば適用可能。

実規模の施工実績例として、スウェーデンのHRLにおける試験では、坑道下半分についてまきだし・締固め工法，上半分について横締固め工法を採用している（Gunnarsson et al., 1996）。下半分に用いた振動ローラーは道路舗装などに用いられるものであり，上半分に関しては，既存の機械の先端部に締固め用の振動盤を取り付けた締固め機械を使用した。振動ローラーでは乾燥密度 1.74 Mg m^{-3} （ベントナイト混合率20 wt%）， 1.97 Mg m^{-3} （ベントナイト混合率10 wt%）を達成し，横締固め工法では乾燥密度 1.59 Mg m^{-3} （ベントナイト混合率30 wt%）， 1.7 Mg m^{-3} （ベントナイト混合率20 wt%）， 1.91 Mg m^{-3} （ベントナイト混合率10 wt%）を達成した。

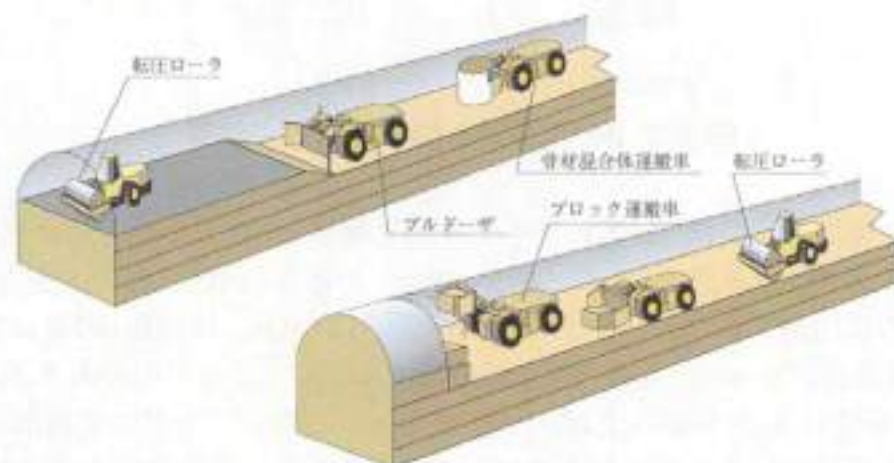


図 5.2- 25 水平坑道の埋め戻し材の施工要領のイメージ図
（下半部；まきだし・締固め工法，上半部；ブロック工法）

大きな締固めエネルギーを得られるまきだし・締固め工法に比して，締固めエネルギーが小さい他の工法では，坑道内における密度のばらつきを少なくするため，何らかの対策が必要になる。これらの対処法として，高圧縮ベントナイトあるいは固化したベントナイトペレットなどを，坑道天端部の隙間に充填する方法（Börjesson, 1998）が考えられている。

5.2.2.2 対策工

湧水量の多い割れ目に対しては，建設・作業時に適宜止水対策が施されるが，このような対策の効果は一時的なものであり，長期においてはその機能が低下し，いずれ水みちになると考えられる。このような水みちは，設置された緩衝材や埋め戻し材を流出させ，バリア機能に影響を与える可能性がある。そこで，このような割れ目は埋め戻し時に適切に処置することが必要となる。

このような割れ目は，止水性能に優れ，長期にわたって変質などの少ない粘土プラグで，挟み込むようにすることが有効と考えられる。図 5.2- 26 に示すように，まず割れ目自体に粘土系のグラウトを注入して，割れ目の隙間を止水性をもつ粘土で充填する。そして，その割れ目を高圧縮成型した粘土ブロックのプラグで挟み込む。この

プラグはシール機能に優れている必要があることから、高い膨潤性を発揮できるように、埋め戻し材よりもベントナイトの混合率が高く、乾燥密度も大きいものを用いる。

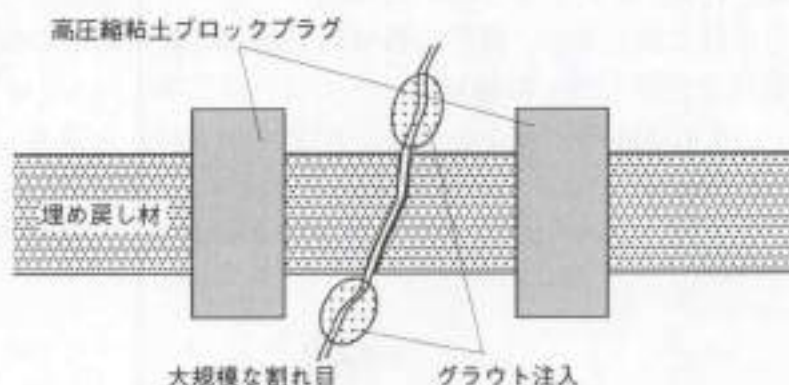


図 5.2-26 埋め戻し時の割れ目の処置

粘土プラグの施工実績は、核燃料サイクル開発機構とAECLとの共同研究である「トンネルシーリング性能試験」(藤田・杉田, 1998)がある。試験坑道の大きさは幅4.375 m, 幅3.5 mの楕円形であり、プラグの切欠き深さは1.0 m, 拡幅幅は2.0 mである。ここに、ケイ砂混合率30 wt%, 乾燥密度 1.8 Mg m^{-3} のブロック(平均の大きさ $35.5 \times 10.5 \times 16.5 \text{ cm}$, 質量11 kg)を積み上げ、プラグを施工した。プラグの拡幅部はラインドリリングおよび削岩により実施したため、ブロックを置く部分は粘土の吹付けにより表面を平滑にした。この吹付けでは、最大 1.4 Mg m^{-3} の乾燥密度が得られた。

割れ目の充填方法として、花崗岩を対象とした粘土グラウトの試験に関しては、釜石原位置試験(核燃料サイクル開発機構, 1999)とカナダのURLにおける試験(Masumoto et al., 1999)の例がある。前者は、割れ目に岩盤内で交差するようにボーリング孔を削孔し、100 %ベントナイト溶液を注入した。注入後に試験孔の透水係数が最大2オーダー下がり、その値が2年間維持されることを示した。後者は、プラグの拡幅部へ100 %ベントナイトの粘土グラウトを注入し、湧水量が低下することを示した。

また、主要坑道埋め戻し後の埋め戻し材の膨出対策として、それぞれの坑道端部には、4.1.2.3.3で述べたコンクリートプラグの設置が考えられる。

5.2.2.3 埋め戻しに関する品質管理

1) 骨材混合体

骨材混合体に求められる低透水性などの諸特性を左右するのは、ベントナイトの混合率、密度、含水比などであり、これらは重要な品質管理項目となる。骨材混合体はベントナイトと骨材の混合物であり、ケイ砂混合体である緩衝材とほぼ同じ性質のものとみなすことができ、4.1.2.4の品質管理項目の該当部分を骨材混合体に当てはめる

ことができる。

(1) 材料

材料の品質管理項目の一例を表 5.2-6に示す。

a. ペントナイト

ペントナイトは、メチレンブルーの収着量によりモンモリロナイトの含有量を管理する。不純物の混入を避けるために、鉱物組成および化学組成を管理する。また、縮固め特性に影響する粒度分布および含水比を確認する。

b. 骨材

材料のまきだしやブロックの製作を均一なものとするためには、骨材の物性（鉱物組成および化学組成）、粒度分布が管理されている必要がある。また、ペントナイトとの混合時は含水比を管理する。

表 5.2-6 骨材混合体の材料の品質管理項目

対象	品質特性	試験・測定方法	適用
材料	1.ペントナイト		
	製造ロット		
	メチレンブルー収着量	JBAS-107	
	化学組成	試験成績書	
	鉱物組成	試験成績書	
	粒度分布	JGS T 131	
	自然含水比	JGS T 121	
	2.骨材（砂、礫）		
	化学組成	試験成績書	
	鉱物組成	試験成績書	
	粒度分布	JGS T 131	
	自然含水比	JGS T 121	
	3.配合後		
	材料ロット		
	配合時含水比	JGS T 121	
	混合率	JGS T 131	

JGS 地盤工学会基準, JBAS ペントナイト工業会標準試験方法

c. 混合率

ペントナイトの混合率は、材料の設計要件（低透水性であることなど）を満たしていることが重要である。設計で設定された混合率であることを確認する。

(2) 締固め施工

まきだし・締固め工法あるいは横締固め工法は道路建設工事と類似しており、一般に適用されている道路土工要綱（日本道路協会、1990）の品質管理項目の一部を適用することができる。この工法では、調整された材料を用い、規定のまきだし厚さ、締固めエネルギーなどで行われることを管理する。適宜サンプリングを行い、その確認を行う。品質管理項目の一例を表 5.2-7に示す。

a. まきだし厚さ

適切なまきだし厚さで材料をまきだせば、一定の締固めエネルギーで均質な締固めが可能となる。そのため、設計で設定されたまきだし厚さで施工されることを確認する。

b. 締固めエネルギー（転圧回数、重量）

締固めエネルギーは、まきだされた埋め戻し材が適切な施工密度になるように与えるものであり、使用する機械は設計で設定された能力を有するものとする必要がある。

表 5.2-7 締固めにかかわる品質管理項目

対象	品質特性	試験・測定方法	適用
施工	まきだし厚さ	まきだし厚さ試験	50mごと
	転圧回数	1. 転圧痕	50mごと
	出来形	出来形検査（測量）	500m ² に一回

c. 出来形

埋め戻し材の充填密度は、規定の容積に規定量の材料を充填することで確認できる。これは、坑道断面の形状が把握されていれば出来形によって管理することができる。そこで、各締固め工程における出来形を確認する。

(3) 高圧縮骨材混合体ブロック

ブロックの場合、製作段階で材料の投入量などを管理し、設置時においてはブロックの隙間などを確認することとなる。ブロックの管理項目の一例を表 5.2-8に示す。

a. ブロック製作時

投入量；ブロックは型枠を用いて製作するため、作成する容積に対して仕上がり時の寸法を考慮し、規定の投入量となるよう管理する。

成形圧力；ブロックの成形は、圧縮成型機により行うこととなり、機械の最大荷載能力を越えないようにすることが必要である。

表 5.2- 8 ブロックにかかわる品質管理項目

対象	品質特性	試験・測定方法	適用
製作	成型		
	圧力、加圧速度		全ブロック
	成型装置精度		全ブロック
	投入量		全ブロック
	寸法		全ブロック
施工	隙間	隙間検査	隙間ごと

b. 設置時

設置位置；製作したブロックは、設計された位置に設置する必要がある。これは、設置位置の誤差により隙間が生じることを抑制するためである。

隙間；ブロックの設置では、設置機械の操作性などを考慮し、ブロック間にある程度の隙間を必要とする。しかしながら、隙間のずれなどはブロックの設置位置に影響するため、管理する必要がある。

2) コンクリート材

コンクリート（低アルカリ性コンクリートあるいは普通コンクリート）を材料とする品質管理は、材料（セメント、水、骨材、混和材料、混合率、スランプなど）の管理、打設速度などが挙げられる。

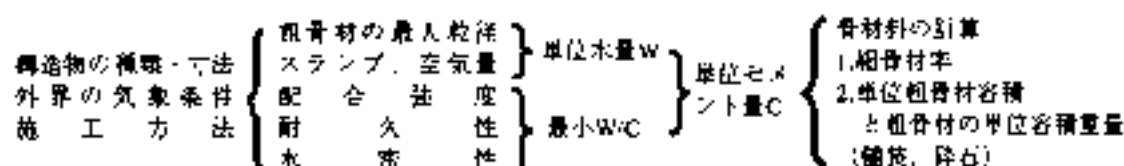


図 5.2- 27 配合設計を進める順序（日本材料学会，1987）

コンクリートの配合設計に関する一般的な考え方は、構造物に必要な強度、耐久性、水密性を兼ね備え、均一で、かつ作業に適するワーカビリティ（作業性のよさ）をもったコンクリートが、最も経済的に得られるように、セメント、水、骨材および混和材料の割合を選定することである（日本材料学会，1987）。コンクリートの配合設計の進め方の例を図 5.2- 27に示す。構造物に求める強度、許容するスランプ、骨材の寸法が設定されると、単位水量 W が設定され、それにあった最小水セメント比 W/C が求まり、単位セメント量 C が決定される。また、管理項目の一例を表 5.2- 9に示す。

(1) コンクリート製造時

材料、配合；コンクリートはその材料となるセメントの選定、混和材、粗骨材などにより強度が決まる。そのため、設計要件となる強度を確保できるような材料

を選定する。

(2) 打設時

スランプ；坑道の形状、コンクリートの打設方法を考慮して、適切なスランプとなるように設定する。

空気量；コンクリートに混在する空気は、作業性の向上に有効である。しかし、過剰な空気量は不必要な空隙をプラグ内に発生させることから、強度の低下などが考えられるため、適切な空気量となるように管理が必要である。

硬化後の出来形；コンクリートは、打設後に硬化縮小するに従い、上部に隙間が生じる可能性がある。この隙間を適切に判断することにより、膨潤性コンクリートなどで充填する。

(3) 固化後

軸圧縮強度；固化後の材料が適切な強度を確保できていることが必要である。打設したコンクリートで別途モールドなどにより供試体を作成し、軸圧縮強度を確認する。

表 5.2-9 コンクリートにかかわる品質管理項目

対象	品質特性	試験・測定方法	適用
材料	1.セメント 成分 各種物理試験 2.骨材 産地、岩種 粒度分布 3.鉄筋 成分 強度	JIS規格に準拠	
施工	スランプ 空気量 軸圧縮強度 出来形	JIS A 1101 JIS A 1116, A 1118 JIS A 1108 出来形検査	150mm ³ に1回 150mm ³ に1回

5.3 閉鎖

地下施設の閉鎖段階では、地下施設を地上から隔離することを目的として、残された連絡坑道、アクセス坑道およびボーリング孔などの埋め戻しを行い、適切に処置する必要がある。地下施設の埋め戻し終了後、地上施設の解体・撤去を行うこととなる。ここでは、これらの施工技術について検討した（杉田ほか，1999）。

5.3.1 連絡坑道の埋め戻し

連絡坑道は処分パネル間あるいは処分パネルーアクセス坑道間を結ぶ坑道であり、主要坑道および竖置き方式の処分坑道と同じように、ほぼ水平坑道として展開する。このため、5.2.2で記述したこれら水平坑道における埋め戻し技術を適用することができる。

5.3.2 アクセス坑道の埋め戻し

1) 施工方法

(1) 斜坑方式アクセス坑道の埋め戻し

斜坑方式のアクセス坑道の埋め戻しにおいては、基本的には5.2.2で記述した埋め戻し技術を適用できる。斜坑方式の場合はある程度の勾配を有していることから、坑道天端部近傍の鋭角となる部分の作業性に工夫が求められるものの、坑道の上半下半といった区別をすることなく、連続して埋め戻しを行うことが可能であると考えられる。このような埋め戻しにおいては、坑道の形状に合わせて柔軟な対応が可能な、図 5.3-1に示すようなまきだし・締固め工法および横締固め工法の組み合わせが考えられる。

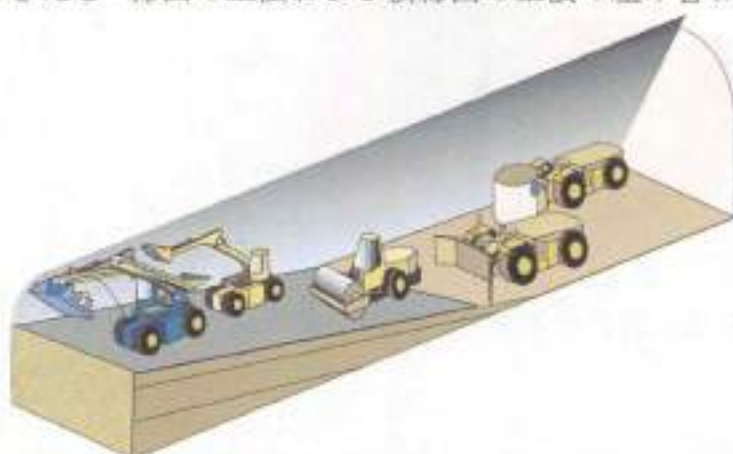


図 5.3-1 斜坑方式のアクセス坑道の埋め戻し作業要領のイメージ図

(2) 立坑方式アクセス坑道の埋め戻し

立坑方式のアクセス坑道の埋め戻しは、重力方向の締固めが容易であることから、立坑下部より順次締固めて施工していく方法が有効である。工法としてはまきだし・締固め工法が考えられる。埋め戻し要領のイメージを図 5.3-2に示す。埋め戻し材の運搬は、やぐら（槽）、ウィンチ、ワイヤーケーブル、スcaffordなどで構成され

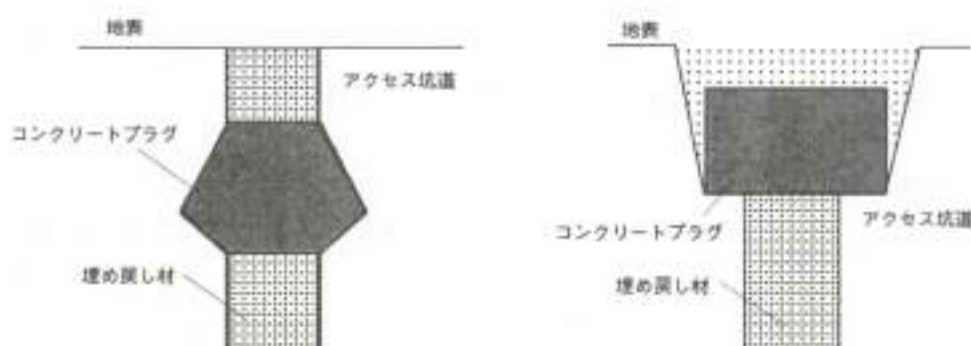


図 5.3-3 アクセス坑道坑口のプラグ

アクセス坑道坑口に設置されるプラグは、坑道内の埋め戻し材を密閉するためのものであり、設置初期における埋め戻し材の膨潤応力に対抗できる強度を有するコンクリート材料とするとともに、ある程度の長さが必要となる。また、不用意な人間侵入を防ぐ意味もあることから、それに対抗できるものであることが望まれる。坑口プラグの概念図を図 5.3-3 に示す。

5.3.3 ボーリング孔の埋め戻し

ボーリング孔は、その役割によって、処分場建設当初から長期にわたって使用するものもあり、その方向も鉛直孔、斜孔、水平孔とさまざまである。地表からのボーリング孔は地下施設と短絡する水みちに、坑道内からのボーリング孔についても新たな水みちとなりえることが想定される。そこで、これらのボーリング孔は適切に処置する必要がある。

これまでのボーリング孔の埋め戻しに関する実績として、ストリッププロジェクトで行われたボアホールプラグ (Fairhurst et al., 1993) や、グリムゼル試験場におけるボーリング孔閉鎖試験 (Blümling, 1997) などがある。ボアホールプラグは、ボーリング孔より一回り小さいペントナイトブロックを備えた孔あきのパイプをボーリング孔内に装填し、地下水を吸収して膨潤したペントナイトでボーリング孔を充填するものである。試験の結果から、ペントナイトを充填した区間の透水係数は周囲の岩盤よりも低くなることが確認されている。

また、ボーリング孔閉鎖試験は、バッカーで区切られたボーリング孔の試験区間内にペントナイトを固化したペレットを圧縮空気で注入し、ボーリング孔を充填するものである。ペレットで充填されたボーリング孔の止水性能は、その充填区間内ではボーリング孔そのものが選択的な水みちとならないことが確認されている。

ボーリング孔の充填に関しては、孔全体において均一に止水性が確保されることが必要となると考えられるが、処分場で考慮する必要がある1000 m 相当の長孔に対する、止水性を確保する充填法に関しては実績がない。坑道の埋め戻しとは異なり、ボー

リング孔内における作業スペースが確保できないことから、上記試験における充填方法のほか、確実に埋め戻すことができる充填工法の開発が必要である。

5.3.4 地上施設の解体・撤去

地下施設の埋め戻しが完了し、その品質が確認された後、地上施設の解体・撤去を行うこととなる。地上施設はオーバーバック封入施設など、放射線の影響を受けている施設もある。このため、原子力発電所、再処理工場、燃料工場あるいはガラス固化体製造施設といった原子力施設において今後開発される解体技術を考慮し、施設の放射線レベルに応じた解体工法を適用することが考えられる。

5.3.5 閉鎖に関する品質管理

連絡坑道およびアクセス坑道の埋め戻しの品質管理に関しては、5.2.2.3 1) で記述した項目を当てはめることができる。アクセス坑道の坑口に設置するプラグについては、5.2.2.3 2) の品質項目を適用することができる。

ボーリング孔の埋め戻しの品質に関しては、それが地上と地下を結ぶ流路とならないような低透水性を確保することが求められる。

第V章 参考文献

Blümling, P. (1997) : Borehole Sealing Project at the Grimsel Test Site, 3rd European Engineering Geology Conference 33rd Annual Conference of the Engineered Group of the Geological Society, pp.19-35.

Börjesson, L. (1998) : Test Plan for Backfill and Plug Test, SKB Progress Report HRL-98-08.

物理探査学会 (1998) : 図解物理探査.

千々松正和, 杉田裕, 雨宮清 (1999) : 緩衝材の製作・施工技術に関する検討, サイクル機構技術資料, JNC TN8400 99-035.

土木学会 (1989) : 第四版土木工学ハンドブック I

土木学会 (1994a) : トンネルライブラリー 第5号 山岳トンネルの補助工法.

土木学会 (1994b) : トンネルライブラリー 第7号 山岳トンネルの立坑と斜坑.

土木学会 (1996) : トンネル標準示方書 (山岳工法編)・同解説.

Fairhurst, C., Gera, F., Gnirk, P., Gray, M. and Stillborg, B. (1993) : OECD/NEA International Stripa Project Overview Volume 1 Executive Summary, pp.67-70.

藤田朝雄, 杉田裕 (1998) : JNC/ABCL 共同研究・トンネルシーリング性能試験の現況について-, サイクル機構技報, JNC TN1340 98-001, pp.79-84.

岩盤削孔技術協会 (1998) : 大口径岩盤削孔工法, 1998 年版.

Grondin, L., Johansen, K., Cheng, W. C., Fearn-Duffy, M., Frost, C. R., Kempe, T. F., Lockhart-Grace, J., Paez-Victor, M., Reid, H. E., Russell, S. B., Ulster, C. H., Villagran, J. E. and Zeya, M. (1994) : The Disposal of Canada's Nuclear Fuel Waste : Preclosure Assessment of a Conceptual System, N-03784-940010 (UFMED), COG-93-6, Canada.

Gunnarsson, D., Johannesson, L.-E., Sandén, T. and Börjesson, L. (1996) : Field Test of Tunnel Back Filling, SKB Progress Report HRL-96-28.

白亜書房 (1996) : 鉱山保安規則 (石油鉱山編)

本間信之、千葉恭彦、棚井憲治（1999）：地層処分場の操業システムの検討，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-050.

岩松一雄（1973）：ボーリングハンドブック，pp.223-243.

核燃料サイクル開発機構（1999）：釜石原位置試験総括報告書，JNC TN7410 99-001.

建設業労働災害防止協会（1992）：新版　ずい道工事等における換気技術指針.

建設産業調査会（1993）：最新トンネル工法・機材便覧.

金属鉱業事業団（1984）：坑道開そくの手引き.

黒木繁盛、谷口航、小尾繁、長谷川宏、杉野弘幸、窪田茂、堀田政國（1999）：地下空洞の力学的安定性評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-037.

Masumoto, K., Sugita, Y., Fujita, T. and Chandler, N. (1999) : Trial of Bentonite Grouting into EDZ at AECL's Underground Research Laboratory, Proc. of the 29th Symposium of Rock Mechanics, pp.36-42.

日本道路協会（1990）：道路上工要綱.

日本トンネル技術協会（1983）：トンネルと地下，第14巻，3号.

日本トンネル技術協会（1985）：NATMにおける安全対策に関する調査研究報告書.

日本トンネル技術協会（1992a）：トンネルと地下，第23巻，3号.

日本トンネル技術協会（1992b）：トンネルと地下，第23巻，5号.

日本トンネル技術協会（1994）：トンネルと地下，第25巻，4号.

日本トンネル技術協会（1996）：トンネルと地下，第27巻，8号.

日本トンネル技術協会（1999）：トンネルと地下，第30巻，1号.

日本材料学会（1987）：建設材料実験.

日本建設機械化協会（1996）：大口径岩盤削孔工法の積算。

日本道路公団（1997）：トンネル施工管理要領。

岡本二郎，五月女敦，原啓二（1992）：高レベル放射性廃棄物処分場の操業システム，PNC TN8410 92-167。

労働基準調査会（1998）：安衛法便覧（I），平成 10 年度版。

杉田裕，藤田朝雄，棚井憲治，長谷川宏，古市元昭，奥津 一夫，三浦 一彦（1999）：地層処分場における地下施設の埋め戻し，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-039。

棚井憲治，岩佐健吾，長谷川宏，三浦 一彦，奥津一夫，小林正明（1999a）：地層処分場の建設技術に関する検討，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-046。

棚井憲治，岩佐健吾，長谷川宏，郷家光男，堀田政國，約多勝（1999b）：地層処分場のレイアウトに関する検討，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-044。

東京湾横断道路（株）（1990）：東京湾横断道路 品質・出来形管理基準。

第 VI 章

処分場の管理

第 VI 章 処分場の管理

専門部会報告書は、処分場の安全を確保するためには、サイト特性調査で予測される地質環境条件が、処分場の建設や操業、あるいは天然現象などによる擾乱を受けて変動しても、その幅が設定された設計条件の範囲内にあることを、処分場の管理を通して確認することが重要であるとしている。ここでは、地層処分の基本概念における制度的管理の位置付けなどに関する国際的共通認識を念頭において、処分場の管理の考え方を整理し、その管理の目的は、地層処分システムの安全性が確保できる状態にあることを判断するために、必要な技術的情報を整備しておくことであるとした。またこの目的に沿って、建設・操業・閉鎖の各作業段階で行われる処分場の管理の内容について検討し、処分場の管理に関する技術的基盤を整えておくこととした。

6.1 地層処分の基本概念と制度的管理に関する国際的コンセンサス

地層処分の基本概念の特徴は、人間の介入や制度的管理を必要とせず、本質的に受動的であり永続的である点である。

このような認識は、加盟各国の合意のもとに 1989 年に国際原子力機関 (International Atomic Energy Agency: 以下、「IAEA」という) から出版された安全シリーズ No.99「高レベル放射性廃棄物の地層処分に対する安全原則と技術基準」(IAEA, 1989)において、「処分システムの健全性を維持するために将来の世代に頼ることなく、また処分場の存在によって将来の世代に重大な強制を課することなく、高レベル放射性廃棄物を長期間にわたって人間環境から隔離すること (将来世代に対する責任)」として示されている。

ここで制度的管理 (Institutional Control) とは、IAEA の安全シリーズ No.111-F「放射性廃棄物管理の原則」(IAEA, 1995) によれば、「[4]あるいは地方政府 (state) の法律の下で指定された当局あるいは公的機関による廃棄物サイト (たとえば、処分サイト) の管理 (control)。このような管理 (control) は、能動的 (モニタリング、監視、修復作業) または受動的 (土地利用の管理) なものであってもよく、原子力施設 (たとえば、浅地中処分施設) の設計の際に考慮すべき項目の一つであってもよい」とされているものである。

また、OECD/NEA により 1995 年にまとめられた専門家の集約意見 (コレクティブ・オピニオン) では、地層処分が制度的管理を必要としない解決策であるとして、以下のように述べられている。

「長寿命の放射性廃棄物を深くて安定な地層に処分する技術的利点に関して、今日、広範な国際的意見の一致がある。多重バリアシステムによって、この方策はきわめて

長期間にわたり生物圏から廃棄物を隔離し、数千年以後に生物圏に到達する残留放射性物質が、たとえば自然の放射能バックグラウンドと比較して有意でない濃度となることを確実にし、不注意な人間侵入によるリスクを許容できるほど小さくするであろう。このような最終処分解決策は、人間の介入や制度的管理を必要とせず、本質的に受動的であり永続的である。ただし、社会が安定な状態で発展するならば、立地記録や定常的監視は、実際には長年にわたり維持されることが予測される。」(OECD/NEA, 1995)

地層処分の安全性は、制度的管理に依存するものではないという認識は、「地層処分された廃棄物にアクセスし回収する可能性 (Retrievability / Reversibility)」^{6.2.1)} に関して、1998 年に開催された国際ワークショップ (ANDRA, in preparation) においても、再確認されている。

6.2 処分場の管理の基本的考え方

上述した地層処分の基本概念と制度的管理との関係を考慮すれば、処分場の管理 (Management of the Disposal Site) とは、サイト特性調査や工学技術の実証を受け、処分場の建設、操業を経て、閉鎖によって「受動的」なシステムに移行するまでに行われるものである。その主要な目的は、モニタリングなどによる管理に依存せず、地層処分システムの安全性が確保できる状態にあることを判断するために必要な技術的情報を整えることであるといえることができる。ここで、「閉鎖」とは、人間と処分坑道との連絡経路を所つこととなる連絡坑道・アクセス坑道の埋め戻し^{6.2.1)}、調査観測用のボーリング孔の埋め戻し、および地上施設の解体・撤去を指し、これらすべての埋め戻しと地上施設の解体・撤去が完了した時点をも「閉鎖完了」と定義する。

閉鎖完了後においては、地層処分の長期的安全性の観点からは、技術的にはモニタリングなどによる管理のもつ意味はなくなるが、このことは、土地利用の制限、標識、フェンス、記録の保存などによる管理を、積極的に排除することを意味するものではない。

以上のことから、処分場の管理に関する技術的検討においては、モニタリングなどによる管理を不要とし処分場を閉鎖するためには、技術的な観点からどのような情報を、どのような目的で、どのような方法により、どの程度把握しておくかを明らかにすることが重要であらう。これらは図 6.2.1 に示すサイト特性調査段階から閉鎖段階までの期間について、一貫した流れの中で検討する必要がある (Sakuma et al., in preparation)。

^{6.2.1)} 処分坑道と主要坑道は操業中に順次埋め戻される。

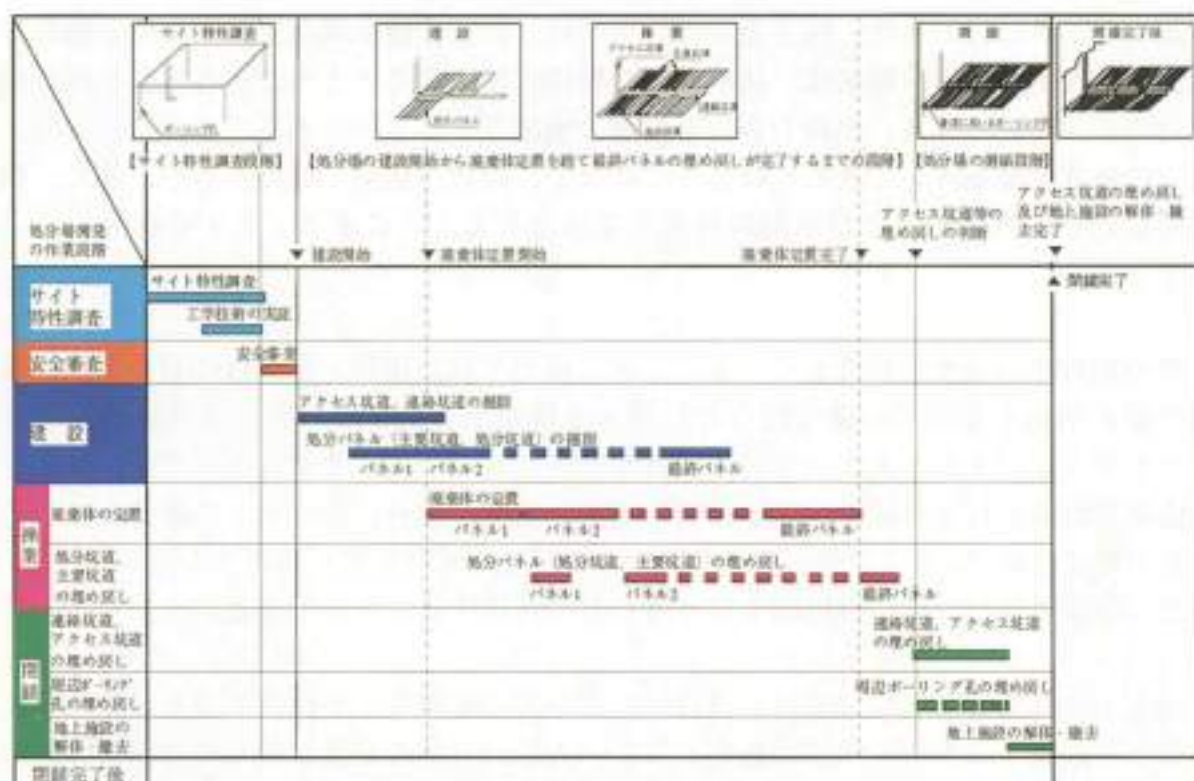


図 6.2-1 地層処分の概略工程

6.3 処分場の管理の内容

前述した処分場の管理の基本的考え方に基づけば、専門部会報告書に示された課題に対し、処分場の管理の具体的内容として、以下の項目を考える必要がある。

- ・設計・施工上の品質管理
- ・人工バリア周辺部および処分施設周辺部における地質環境条件に関するモニタリング

また、地層処分の長期安全性に直接的に関係するものではないが、サイト特性調査、建設、操業、閉鎖の各作業を安全かつ確実に進めていくために、処分場の管理の一環として実施する必要があると考えられるその他の管理としては、たとえば以下のような項目が挙げられる。

- ・処分場敷地周辺部の環境に関するモニタリング
- ・作業安全にかかわる管理

処分場の管理の内容に関しては、地層処分の事業化という観点から電力中央研究所・電気事業連合会においても検討がなされており、同様の項目が示されている（電力中央研究所・電気事業連合会，1999）。

1) 設計・施工上の品質管理

設計上の品質管理は、人工バリアや処分施設などの設計が妥当なものであることを

確認するために行われる。施工上の品質管理は、設計仕様を満たすような処分施設を建設し、人工バリア（廃棄体、緩衝材）を製作・施工するとともに、各坑道を埋め戻すために、建設、操業、閉鎖の各作業段階で実施されるものである。これらにより、周辺の地質環境条件をできるだけ乱すことなく、建設・操業・閉鎖を行い、また、閉鎖後において人工バリアが所期の性能を発揮できるようにすることが担保されることとなる。

処分施設の設計が妥当なものであることに関しては、建設・操業時において空洞周辺岩盤の挙動や支保工の健全性などに関する情報を把握することにより確認を行うことができる。また、人工バリアの設計が妥当なものであることについては、サイト特性調査段階で行なわれる「工学技術の実証」試験により、あらかじめ確認しておくことが可能であり、ここで得られた知見は、実際に人工バリアを構築する際の、設計・施工の品質管理のための技術的な拠り所として適用することができる。

施工上の品質管理については、建設時において、坑道などが仕様どおりに施工されたことを確認するための情報が必要となる。人工バリアの定置に関しては、仕様どおりに適切に製作・施工されたことを確認するための情報が、また坑道の埋め戻しについては、仕様どおり埋め戻しやプラグの設置が行われたことを確認できる情報が必要となる。このような施工上の品質管理を行うために必要となる情報の項目や技術については、サイト特性調査段階で行われる「工学技術の実証」試験や諸外国を含めた地下研究施設などを利用した試験を通じて十分な検討が必要であり、それに基づいてあらかじめ整備される。

以上の管理は、地上・地下施設の建設、廃棄体や緩衝材の定置および坑道などの埋め戻しの工程に合わせて地上施設や地下施設内で適切に行われることが不可欠である。設計・施工上の品質管理を適切に行うことは、最終パネルの埋め戻し終了後、処分場を閉鎖するための前提としてきわめて重要なものとなる。

2) 人工バリア周辺部および処分施設周辺部の地質環境条件に関するモニタリング

人工バリアの周辺および処分施設周辺部における地質環境条件が、処分場の建設、操業、あるいはその期間における天然現象などの擾乱によって変動しても、人工バリアや周辺母岩が所期の性能を発揮する上で許容できる範囲にあることを確認あるいは予測するための情報を得るためにモニタリングを行う。取得すべき情報の内容としては、主に、地下水の水理学的特性および地球化学特性、地質学的特性を挙げることができる。これにより得られる情報は、上述した設計・施工上の品質管理によって確認される情報と合わせて、処分場を閉鎖するための技術的な判断に用いられる。

上記の各特性に関して個々に計測すべき項目は、人工バリア周辺部や処分施設全体

の地質環境に関して、建設、操業、およびその期間における天然現象などの擾乱によって変化すると考えられるもので、人工バリアや地層処分システムが性能を発揮する上で重要なパラメータが対象となる。このようなパラメータは、サイト特性調査段階に行われる「工学技術の実証」試験や性能評価解析などによって絞り込んでおくことができる。モニタリングは、建設前の地質環境の初期情報を取得するため、サイト特性調査段階においても実施され、その後の変動を把握するために、建設、操業の各段階で継続して行われる。この際、処分サイトの地質環境に擾乱をできるだけ与えないようにするため、ボーリング孔の数は必要最小限にとどめるよう留意し、たとえばサイト特性調査で用いられる地表や地下坑道からのボーリング孔の一部を利用するなどの配慮が必要である。

諸外国の例では、たとえば米国の Proposed Rule: 10 CFR Part 63 (NRC, 1998)^{4.3.2}、Subpart F に記述されている性能確認プログラム (Performance Confirmation Program) が、これら処分場の管理として 1)、2) に述べた内容に相当する。性能確認プログラムは、性能目標に対して人工バリアシステムやサイト条件に関する予測を確認および補正するために行われるものであり、地質学的、水理学的、地球化学的ならびにその他の物理的パラメータが、サイト特性調査段階から処分場の閉鎖まで監視されることとされている。

3) その他の管理

・ 処分場敷地周辺部の環境に関するモニタリング

処分場の建設、操業、閉鎖の各作業段階を通じて処分場敷地周辺部の環境に有意な影響がないことを確認するためにモニタリングが行われる。計測項目としては、処分場敷地周辺部における地表水の水質や環境放射能などが挙げられる。このような管理は原則的には、土木、鉱山、原子力などの分野における現行の法規制あるいは基準類などに準拠して実施可能である。

・ 作業安全にかかわる管理

作業安全にかかわる管理は、処分場の開発の各作業段階において作業者の安全（放射線、非放射線）を確保するために行われるものである。このような管理も原則的には、土木、鉱山、原子力などの分野における現行の法規制あるいは基準類などに準拠して実施可能である。

上記 1) から 3) に述べたそれぞれの管理を行ううえで、処分場の建設、操業、閉鎖の各作業段階において取得すべきと考えられる主な情報の内容と計測項目を、表 6.3-1

^{4.3.2} Proposed Rule: 10 CFR Part 63 は、米国 NRC がコロンビア州における高レベル放射性廃棄物の地層処分 (すなわち使用済燃料の直接処分) を対象として、10 CFR Part 60 をもとに策定し、1998 年 10 月に NRC 基準のドラフトとして公表されたものである。

6.4 計測技術

表 6.3-1 にまとめた項目に関して、計測を行うために用いることが可能と考えられる要素技術はすでに多く存在する。たとえば、分冊 1 の第 IV 章「地質環境調査技術」に示された各種装置のうち、pH や酸化還元電位等の地下水地球化学特性を取得するための地下水採水装置、坑道周辺の間隙水圧を取得するための装置等がある。今後、長期耐久性や空間的分解性能等の高度化等による計測技術の開発と、これらを用いた処分場全体での体系的なモニタリングシステムの構築が必要であり、それに際しては、スウェーデン HRL における Prototype Repository Project (Dahlström, 1998)、スイスグリムゼル岩盤研究所における FEBEX Project (ENRESA, 1998)、あるいは日本で計画されている深地層の研究施設（動力炉・核燃料開発事業団, 1996；核燃料サイクル開発機構, 1998）における試験等を通じて蓄えられる知見に基づき、適用性の確認を行っていくことが重要となる。

6.5 所要の措置

閉鎖前に廃棄体を再取り出しすることについては、必要と判断されれば、それまでの手順を逆にたどることにより技術的には可能と考えられる。一方、閉鎖後の再取り出しについては、たとえば IAEA が、「地層処分施設とは、再取り出しの意図のない施設、および安全を確保するために制度的管理を必要としない施設として定義されている。つまり、再取り出しの可能性を排除するものではないが、そのような意図がないものである。」(IAEA, 1996) と述べているように、地層処分の概念から考えて、安全性の観点から閉鎖後、すなわち能動的な制度的管理が終了した後において、廃棄体の再取り出しを行うことを想定する必要はない。前述した国際ワークショップ (ANDRA, 1998) においては、たとえば将来世代がその社会に利益をもたらす (clear benefit for society) と判断することは考えられないことではなく、そのような判断がなされた場合には閉鎖後に廃棄体を取り出すことは、鉱山技術などを応用することにより技術的には不可能ではないという各国共通の認識が得られている。

第 VI 章 参考文献

ANDRA (1998) : *Proceedings of International Workshop on Reversibility, Science and Technical Bases for the Reversibility of Geological Disposal*, November 25-27, 1998 PARIS (FRANCE), (in preparation) .

Dahlström, L.-O. (1998): *Test Plan for the Prototype Repository*, SKB Progress Report HRL-PR 98-24.

動力炉・核燃料開発事業団 (1996) : 超深地層研究所地層 科学研究基本計画, PNC TN7070 96-002.

(財) 電力中央研究所・電気事業連合会 (1999) : 高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術.

ENRESA (1998) : "FEBEX full-scale engineered barriers experiment in crystalline host rock, pre-operational stage, summary report.

IAEA (International Atomic Energy Agency) (1989): *Safety Principles and Technical Criteria for the Underground Disposal of High Level Radioactive Wastes*, Safety Series No.99, IAEA Safety Standards, p.7.

IAEA (1995): *The Principles of Radioactive Waste Management*, Safety Series No.111-F, Safety Fundamentals, p.18.

IAEA (1996): *TECDOC-909, Issues in radioactive waste disposal*

核燃料サイクル開発機構 (1998) : 深地層研究所 (仮称) 計画, JNC TN1410 98-002.

NRC. *Proposed Rule* (1998): 10 CFR Part 63 "Disposal of High-Level Radioactive Waste in Geologic Repository at Yucca Mountain, NEVADA.

OECD/NEA (Organization for Economic Co-operation and Development / Nuclear Energy Agency) (1995): *The Environmental and Ethical Basis of Geological Disposal of Long-Lived Radioactive Wastes. A Collective Opinion of the Radioactive Waste Management Committee of the OECD Nuclear Energy Agency*, pp.7-9, 18-20.

Sakuma, H., Iwasa, K., Hasegawa, H., Umeki, H. and Masuda, S. : *The Proceedings of*

International Workshop on Reversibility, "Disposal System Management and Retrieval for the Japan HLW system" (In preparation)

第 VII 章

全体スケジュール

第 VII 章 全体スケジュール

本章では、前章までに示された処分場の建設、操業、閉鎖の各技術に基づいて、前提となる条件および基本条件を整理し、処分場の建設開始から閉鎖までの全体スケジュールについて検討を行った（標井ほか，1999a）。全体スケジュールの検討にあたっては、国の基本方針など（原子力委員会，1994；高レベル事業推進準備会，1995；原子力委員会高レベル放射性廃棄物処分懇談会，1998）を前提条件とした。

7.1 検討の進め方

図 7.1-1 に全体スケジュールの検討フローを示す。

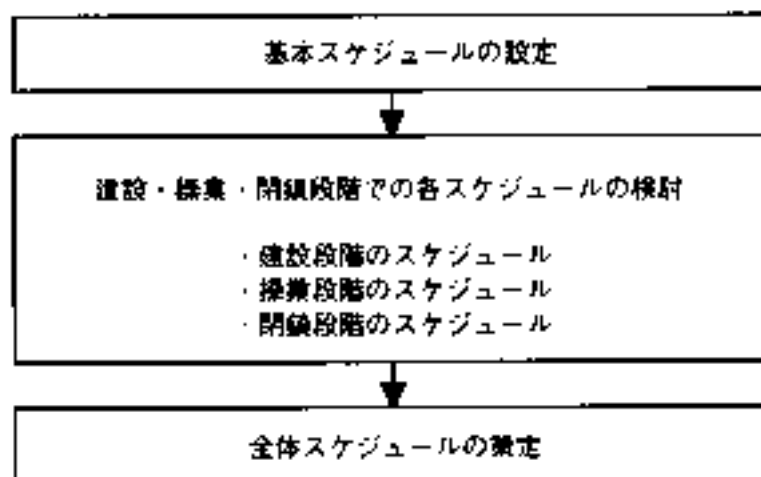


図 7.1-1 全体スケジュールの検討フロー

1) 基本スケジュールの設定

基本スケジュールは原子力開発利用長期計画（原子力委員会，1994）や高レベル事業推進準備会の中間とりまとめ（高レベル事業推進準備会，1995）などをもとに設定する。

2) 建設、操業、閉鎖段階での各スケジュールの検討

建設、操業、閉鎖段階での各スケジュールの検討については、各段階における前提条件とその実施項目を再整理する。

3) 全体スケジュールの策定

抽出した実施事項の各スケジュールを積み上げた全体スケジュールを策定する。

7.2 基本スケジュールの設定

平成6年に示された「原子力開発利用長期計画」（原子力委員会，1994）によれば、基本スケジュールの目安となる事項は、表 7.2-1 のように抽出できる。

表 7.2-1 原子力利用長期計画によるスケジュール

年	内容
2000 年	実施主体設立
2030 年代から 2040 年代半ば	操業開始

本検討では、これを受け、操業期間は 2035 年から 50 年間を前提とし、高レベル放射性廃棄物処分懇談会により示された処分事業スケジュールを勘案して、基本スケジュールを表 7.2-2 のように設定した。

表 7.2-2 基本スケジュール

年	内容
2000 年	実施主体の設立 予備的な調査段階
2010 年	選定された処分予定地での調査開始 サイト特性調査段階
2025 年	処分場の建設開始 建設段階
2035 年	操業開始 操業および埋め戻し段階
2085 年	操業終了 閉鎖段階（埋め戻し終了）
2095 年	閉鎖

7.3 建設・操業・閉鎖段階のスケジュールの検討

2025 年の建設開始から埋め戻し終了までの全体スケジュールを立案する際に、各スケジュールの設定にかかわる前提条件を整理して以下に示す。

対象岩種：硬岩系および軟岩系の岩種を対象

処分深度：硬岩系では 1000m、軟岩系では 500m

処分本数：4 万本

処分形態：横置き定置、縦置き定置

建設・操業・閉鎖の各作業手順：たがいに独立した区画の中で同時併行

処分場レイアウトおよび各部位の仕様：前章までで検討されたレイアウト例

7.3.1 建設段階のスケジュール

建設技術の検討の結果から、本段階の実施項目およびそのスケジュールを整理し、基本スケジュールで設定した 2025 年の建設開始から、建設が終了する時期までのス

スケジュールを検討する。本段階の実施事項を整理すると以下のとおりとなる。

- ①インフラ施設の整備と用地の造成
- ②地上施設の建設
- ③建設用立坑の掘削
- ④連絡坑道の掘削
- ⑤主要坑道の掘削
- ⑥処分坑道の掘削
- ⑦処分孔の掘削
- ⑧操業計画の立案と埋設の承認

上記に示した実施事項のうち、①についてはサイト特性調査段階の用地造成に含まれる範囲も該当するが、廃棄体の受け入れを想定した取り付け道路のルート、用地内道路のルート、領域内河川の切り廻しのためのルート確保および処分施設建設のための用地造成などが挙げられる。これらの事項については、サイト特性調査段階において最低限のルート確保や用地の造成が行われるものと想定されること、また、処分予定地での調査開始から処分場の建設開始までの期間として 15 年を有することから、全体スケジュール策定上ほとんど影響しない。さらに、②については、搬入された廃棄体を検査し、オーバーバックに収納後、地下施設まで搬送する設備などを対象とするものであるが、処分場の建設開始から操業開始までの期間として 10 年を有することから①と同様、全体スケジュールの策定上影響しない。以上のことから、これらの事項は全体スケジュールには組み込まないものとし、③から⑧のみを考慮することとした（棚井ほか、1999a）。以下にこれらの事項を整理する。

1) 立坑の掘削（建設・操業・埋め戻し用）

建設用立坑として2本の必要性が報告されており、そのうち1本はずり出しおよび換気専用の立坑となる（棚井ほか、1999a）。立坑そのものは、サイト特性調査段階の調査立坑、換気立坑を流用する。建設段階では、残る5本の立坑のうち、操業用立坑3本の掘削を並行して進め、その後、埋め戻し用立坑2本を同時に掘削することとした。これら立坑の掘削期間は表 7.3-1 のとおりである。

表 7.3-1 立坑の建設期間

岩 種	定置方式	建設期間
硬 岩	横置き	27.6 ヶ月／本
	縦置き	27.6 ヶ月／本
軟 岩	横置き	16.2 ヶ月／本
	縦置き	16.2 ヶ月／本

2) 連絡坑道の掘削

連絡坑道の掘削は、立坑設備工事（坑底施設の建設）、立坑周辺掘削工事、坑内仮設工事、本体部工事、二次覆工、インバート（トンネルの覆工コンクリートのなかで底盤に打設される部分）工事、撤去工事からなり（棚井ほか、1999b）、各パネル間の離間距離により掘削延長が異なるが、各ケースにおいて表 7.3-2 のように算定した。

表 7.3-2 連絡坑道の建設期間

岩 種	定置方式	建設期間
硬 岩	横置き	9.6 ヶ月～28.7 ヶ月
	縦置き	9.4 ヶ月～30.1 ヶ月
軟 岩	横置き	8.8 ヶ月～29.5 ヶ月
	縦置き	9.6 ヶ月～30.3 ヶ月

3) 主要坑道の掘削

主要坑道の掘削は、準備工事、本体部工事、二次覆工、インバート工事、撤去工事からなり（棚井ほか、1999b）、そのスケジュールは各ケースにおいて表 7.3-3 のように算定した。

表 7.3-3 主要坑道の建設期間

岩 種	定置方式	建設期間
硬 岩	横置き	17.9 ヶ月
	縦置き	21.6 ヶ月
軟 岩	横置き	18.8 ヶ月
	縦置き	25.0 ヶ月

4) 処分坑道の掘削

処分坑道の掘削は、5～13 切羽の並進とし、各パネルの主要坑道の掘削後に順次実施される。そのスケジュールは各ケースにおいて表 7.3-4 のように設定されている（棚井ほか、1999b）。

表 7.3-4 処分坑道の建設期間

岩 種	定置方式	建設期間
硬 岩	横置き	24.0 ヶ月
	縦置き	31.5 ヶ月
軟 岩	横置き	35.0 ヶ月
	縦置き	44.4 ヶ月

5) 処分孔の掘削（定置方式が竖置きタイプの場合）

硬岩タイプでは、前提条件として、処分孔は処分坑道の掘削と並行して掘削することとした。処分孔掘削機は10機／パネルを使用し、1日あたり1ヶ所の掘削が可能であるとした。

処分坑道の掘削は10切羽並進（掘削速度：98.9m／月／切羽）で行われ（棚井ほか、1999b）、処分坑道1本（処分坑道延長：1112.24m、処分坑道本数：27本／パネル）の工期は11.2ヶ月である。処分坑道1本あたりの廃棄体本数は247本であり、処分坑道1本あたりの処分孔掘削工期は表 7.3-5 に示すように11ヶ月（ ≈ 10.8 ヶ月 $=247/1/23$ ）となり、並行作業が可能となる。

軟岩タイプでも、前提条件として、処分孔は処分坑道の掘削と並行して掘削することとした。処分孔掘削機は13機／パネルを使用し、1日あたり1ヶ所の掘削が可能であるとする。

処分坑道の掘削は13切羽並進（掘削速度：92.0m／月／切羽）で行われ（棚井ほか、1999b）、処分坑道1本（処分坑道延長：905.78m、処分坑道本数：50本／パネル）の工期は9.85ヶ月である。処分坑道1本あたりの廃棄体本数は134本であり、処分坑道1本あたりの処分孔掘削工期は表 7.3-5 に示すように6ヶ月（ ≈ 5.8 ヶ月 $=134/1/23$ ）となり、並行作業が可能となる。

表 7.3-5 処分坑道1本あたりの処分孔の建設期間

岩 種	定置方式	建設期間
硬 岩	竖置き	11ヶ月
軟 岩	竖置き	6ヶ月

6) 操業計画の立案と埋設の承認

処分坑道の掘削を終了し、最終的な処分場レイアウトの決定後の操業計画の立案は、埋設の承認と並行に実施されるとした。埋設の承認期間の設定は困難であるため、スケジュールは1.5～2年間と仮定した。

7.3.2 操業段階のスケジュール

操業段階の実施項目およびそのスケジュールを整理し、基本スケジュールで設定した2035年の操業開始から処分パネルの埋め戻し終了までのスケジュールを検討する。

本段階の実施事項を整理すると以下のとおりとなる（本間ほか、1999；杉田ほか、1999）。

- ①緩衝材と廃棄体の定置（定置状況の確認と埋め戻しの承認を含む）
- ②処分坑道の埋め戻し
- ③主要坑道の埋め戻し
- ④作業段階の確認

1) 緩衝材と廃棄体の定置

緩衝材と廃棄体の定置期間は6パネルを50年間で終了させるために、各パネルの作業期間を100ヶ月と設定した。

2) 処分坑道の埋め戻し

定置方式が縦置き方式の場合には処分坑道の埋め戻しが必要となる。処分坑道の埋め戻しは、各処分坑道での廃棄体設置作業の終了後に実施される（杉田ほか、1999）。処分坑道の埋め戻し期間は、表 7.3-6 のとおりである。

表 7.3-6 処分坑道の埋め戻し期間

岩 種	定置方式	施工速度	埋め戻し延長	埋め戻し期間
硬 岩	縦置き	32.0m/日	1133.68m/本	3.6ヶ月
軟 岩	縦置き	64.0m/日	938.92m/本	2.7ヶ月

3) 主要坑道の埋め戻し

主要坑道の埋め戻しは、1パネル分の処分坑道の定置およびプラグ設置後に行う（杉田ほか、1999）。主要坑道の埋め戻しの施工速度、数量、期間を表 7.3-7 に示す。

表 7.3-7 主要坑道の埋め戻し期間

岩 種	定置方式	施工速度	埋め戻し延長	埋め戻し期間
硬 岩	横置き	32.0m/日	2.933m	2.0ヶ月
	縦置き	32.0m/日	3.684m	2.6ヶ月
軟 岩	横置き	64.0m/日	2.908m	1.0ヶ月
	縦置き	64.0m/日	4.053m	1.4ヶ月

4) 作業段階の確認

アクセス坑道の埋め戻しの段階への確認期間としては、処分場のモニタリングや再取出しの問題など不透明な問題を有しており、どの程度の確認期間を要するのか現状では不明であることから、全体スケジュールへの組み込みはないものとした。

7.3.3 閉鎖段階のスケジュール

作業段階の実施項目およびそのスケジュールを整理し、処分パネルの埋め戻し終了

から立坑の埋め戻し完了までの全体スケジュールを立案する。本段階の実施事項を整理すると以下のとおりとなる（杉田ほか，1999）。

- ①連絡坑道の埋め戻し
- ②坑底施設等の埋め戻し
- ③立坑の埋め戻し

1) 連絡坑道の埋め戻し

連絡坑道の埋め戻しは，すべてのパネルの操業段階の終了後に行う（杉田ほか，1999）。連絡坑道の埋め戻しの施工速度，期間を表 7.3-8 に示す。

表 7.3-8 連絡坑道の埋め戻し期間

岩 種	定置方式	施工速度	埋め戻し期間
硬 岩	横置き	32.0m/日	32.1 ヶ月
	縦置き	32.0m/日	34.9 ヶ月
軟 岩	横置き	64.0m/日	24.4 ヶ月
	縦置き	64.0m/日	27.3 ヶ月

2) 坑底施設等の埋め戻し

坑底施設等の埋め戻しは連絡坑道の埋め戻しとできる限り並行して実施することとした（杉田ほか，1999）。

3) 立坑の埋め戻し

立坑の1本当たりの埋め戻しは，プラグ設置と立坑の埋め戻しからなる（杉田ほか，1999）。立坑1本当たりの工期は，表 7.3-9 のようになる。

表 7.3-9 立坑の埋め戻し期間

岩 種	施工速度	埋め戻し延長	埋め戻し期間
硬 岩	0.57m/日	1,045m	81.9 ヶ月
軟 岩	0.57m/日	525m	42.2 ヶ月

7.4 全体スケジュールの策定

設定した基本スケジュールを満足していることを確認するために，上述した項目について検討し，全体スケジュールを策定した。

硬岩系および軟岩系岩盤における横置き，縦置きケースのそれぞれの全体スケジュールを表 7.4-1 から表 7.4-4 に示す。なお，表中に記載されている数値は，各

項目の工期（月）を示すものである。

サイト特性調査段階に建設した調査立坑を建設立坑として転用することにより、立坑周辺の連絡坑道の掘削を直ちに開始することが可能となる。パネル1の主要坑道の掘削は、連絡坑道の掘削がパネル1を通過した時点で開始され、工期を短縮できる。各パネルの主要坑道および処分坑道の掘削は、パネル操業期間となる100ヶ月と比較すると余裕があることから、直列的に展開することとした。各ケースともパネル1の操業開始は2035年となり、基本スケジュールを満足する結果となる（軟岩／堅置きケースのみ承認期間が1年半となる）。パネル1の操業と並列に、パネル2の建設が順次展開されるが、パネル配置によっては、次パネルに連絡坑道を事前に建設できるケースもある。いずれのケースでも、パネル6の操業終了は2085年となり、基本スケジュールで設定した50年間の操業が可能となる。

すべてのパネルに対する操業終了後、連絡坑道の埋め戻しを開始することとした。立坑の埋め戻しは、建設用・閉鎖用の2本ずつと操業用の3本の合計7本を並行で実施することとした。すべての立坑の埋め戻し終了は、操業終了後おおむね10年後の2095年となる。

全体スケジュールは基本スケジュールを満足しているが、実施手順の変更により全体スケジュールへの影響が大きい項目として、2025年の処分施設の建設開始から2035年の操業開始に至るパネル1の掘削完了までの期間がある。パネル1の処分坑道掘削終了までの期間は、調査立坑の建設立坑への流用、連絡坑道と主要坑道の並進など、スケジュールを最適化することにより、各ケースとも10年以内となる（24ヶ月の承認期間を含む、軟岩／堅置きケースのみ承認期間が1年半となる）。

建設用立坑の掘削期間は、硬岩の最も短いケースで28ヶ月であり、立坑の建設を2025年から開始する場合には、2035年での操業開始が困難となる。このため、建設段階で2本必要となる立坑のサイト特性調査段階での掘削の可能性および調査用立坑の施設坑道への転用の可能性について検討が必要である。

第 VII 章 参考文献

原子力委員会（1994）：原子力の研究、開発および利用に関する長期計画（平成 6 年）

原子力委員会高レベル放射性廃棄物処分懇談会（1998）：高レベル放射性廃棄物処分に向けての基本的考え方について

本間信之、千葉恭彦、棚井憲治（1999）：地層処分場の操業システムに関する検討，JNC TN8400 99-050.

高レベル事業推進準備会（1995）：高レベル放射性廃棄物処分事業に関する検討，中間とりまとめ（平成 7 年度）〔基礎的検討〕

杉田裕，藤田朝雄，棚井憲治，長谷川宏，占市光昭，奥津一夫，三浦一彦（1999）：地層処分場における地下施設の埋め戻し，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-039.

棚井憲治，岩佐健吾，長谷川宏，郷家光男，堀田政國，納多勝（1999a）：地層処分場のレイアウトに関する検討，JNC TN8400 99-044.

棚井憲治，岩佐健吾，長谷川宏，三浦一彦，奥津一夫，小林正明（1999b）：地層処分場の建設技術に関する検討，JNC TN8400 99-046.

第 VIII 章

結論

第VIII章 結論

第2次取りまとめ分冊2は、地層処分研究開発を構成する3分野のひとつである「地層処分の工学技術」におけるこれまでの研究開発成果を取りまとめたものであり、総論レポート第IV章「地層処分の工学技術」に示した内容を技術的に支えるものである。専門部会報告書では、人工バリアと処分施設の設計、製作・施工、建設などに関し、第2次取りまとめの目標は、安全性を実現するための信頼性の高い人工バリアならびに処分施設についての設計要件を提示するとともに、これらが現実的な工学技術によって合理的に構築できることを示すこととされている。この目標に向かって、分冊2においては、分冊1「地質環境条件の調査研究」の知見のもとに適切に選定された長期安定性を有する幅広い地質環境を対象し、現状の技術および近い将来実現可能な技術に基づいて、人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工にかかわる以下の検討を実施した。

- 設計の基本的考え方
- 設計条件と設計要件
- 人工バリアの設計、製作
- 処分施設の設計、および処分場の建設、操業、閉鎖
- 人工バリアの埋設後の健全性評価
- 処分場の管理

設計の基本的考え方

安定性を有する幅広い地質環境に柔軟に対応し、合理的な人工バリアおよび処分施設の仕様を設定するための設計の基本的考え方を示した。サイクル機構の地層処分基盤研究施設（ENTRY）などでの試験研究や、東濃地域、釜石鉱山での調査試験研究、海外の地下研究施設での国際共同研究、国内外の研究機関での試験研究などにおける実験室規模あるいは工学規模での試験研究などを通じて得られた知見をもとに、以下に述べるような設計要件や設計の進め方の検討、現実的な設計データの整備とそれらを用いた設計解析手法の改良が進められてきた。これら設計要件、設計の進め方、設計解析手法を、合理的な設計を進めるための重要な要素として、設計の基本的考え方に組み込んだ。

設計条件と設計要件

人工バリアと処分施設の仕様例を検討するための設計条件として、ガラス固化体の発熱量と放射能、貯蔵期間および処分施設の規模、地質構造要素と地形的条件、岩盤物性、処分深度を設定した。このうち、岩盤物性については、幅広い地質環境を対象として収集した文献データと東濃地域、釜石鉱山で取得した実測データの統計的検討に基づいて、分冊1で示した岩種を硬岩系と軟岩系に分類したうえで、物性間に認められる相関を考慮して設計用の物性値を設定した。処分深度については、

地層処分システムの長期安全性の観点、地下深部の地下水地球化学特性、建設技術や調査技術の実績、空洞の力学的安定性や人工バリアの熱的影響を考慮して、硬岩系、軟岩系岩盤それぞれの検討対象深度を設定した。

また、長期安定性を備えた幅広い地質環境を念頭に置き、前述したこれまでの試験研究などから得られた知見をもとに、オーバーバック、緩衝材、および地下施設の設計要件を明らかにした。設計要件の検討にあたっては、人工バリアおよび処分施設に求められる長期安全性と工学的な成立性の 2 つの観点に着目し、過度に保守的とならないように配慮した。

人工バリアの設計、製作

上述の設計条件と設計要件に基づく試設計を通じて、オーバーバックと緩衝材の個々の仕様にかかわる設計要件の組み合わせの例や設計手順の例、および硬岩系、軟岩系岩盤における処分坑道横置き方式と処分孔堅置き方式のそれぞれについて、性能に余裕を持たせた人工バリアの仕様例を示した。人工バリアの設計の進め方を検討し、これにしたがって緩衝材の密度や配合の見直しを行うとともに、オーバーバックと緩衝材の力学的相互作用を考慮した解析を行うことによりオーバーバックの作用荷重の合理化を図った結果、第 1 次取りまとめで示された仕様例に対し、オーバーバック、緩衝材とも厚さは約 30 % 低減できた。また、複合オーバーバックの試作や実際の緩衝材を用いた施工試験などを通じて、人工バリアの製作・施工が現状の技術で実施できることを示すとともに、オーバーバックと緩衝材の製作における品質管理についても知見を得た。

処分施設の設計、および処分場の建設、操業、閉鎖

処分施設については、まず、現実的な設計データを用いた理論解による坑道の力学的安定性の検討を行い、施工が可能と考えられる深度と支保工厚の関係を例示するとともに、有限要素法による詳細な解析を実施し、支保工を含めたアクセス坑道、主要坑道、連絡坑道、および処分坑道の仕様例を設定した。これらの坑道仕様に対し、建設、操業時の耐震安定性について検討し、その安定性が確保されることを確認した。また、処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせについて、処分場の性能を損なうことなく坑道掘削量が最小となるように設定する合理的な設計の考え方を示した。この考え方に沿って、熱解析を行い、坑道の力学的安定性解析の結果とあわせて、硬岩系と軟岩系岩盤における処分坑道横置き方式と処分孔堅置き方式のそれぞれについて処分坑道離間距離と廃棄体ピッチの組み合わせの例を設定した。さらに、これらの検討結果に基づき、建設、操業、閉鎖の各作業が独立に並行して実施可能となるような処分場のレイアウトを例示した。また埋め戻し材の役割とそれに対応した特性について例示した。

処分場の建設については、硬岩系、軟岩系岩盤の分類や坑道方式に応じた掘削技術や施工手順などの検討を行い、基本的に現状の技術が適用できることを確認するとともに、建設時に遭遇すると考えられる現象に対する対策工についても例示した。操業に関しては、搬送・定置作業における遠隔操作設備などの概念を構築し、廃棄体定置までの一連の作業方法の具体例を提示した。また、処分坑道と主要坑道の埋め戻しについて具体的な施工方法を例示した。閉鎖に関しては、アクセス坑道の具体的な埋め戻し方法の例を示した。これら処分場の建設、操業、閉鎖の各作業における品質管理については現状の技術で十分に行うことができることを明らかにした。

ここで示された仕様例を含む人工バリアと処分施設にかかわる検討結果は、分冊3で示す安全評価の対象となる処分場のデザインの技術的根拠を与えている。

人工バリアの埋設後の健全性評価

熱・水・応力連成解析による再冠氷時の人工バリア挙動、岩盤の長期クリープやオーバーバックの腐食膨張を考慮した人工バリアの長期構造力学安定性、人工バリアの耐震安定性、ガス移行挙動、および緩衝材の周辺岩盤への侵入について評価を行い、人工バリアの埋設後の健全性を確認した。これらの知見は、分冊3におけるシナリオ解析に反映されている。

処分場の管理

処分場の管理については、地層処分の基本概念と制度的管理に関する国際的な共通認識を念頭に置いて、管理の考え方を整理し、その目的は、地層処分システムの安全性が確保できる状態にあり、処分場を閉鎖してよいと判断するために必要な技術的情報を整えておくことと定義した。この目的に沿って、処分場の建設・操業・閉鎖の各作業段階で行われる管理の内容を検討し、管理すべき項目を明らかにした。また、これらの管理項目ごとに各作業段階で取得すべき情報の内容と主な計測項目を例示するとともに、所要の措置として再取り出しについても論じた。

以上述べたように、人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工等に関する技術的検討は、第1次取りまとめ以降進められたさまざまな試験研究や他の研究機関における研究成果により、蓄積された知見を反映したものであり、設計・施工の考え方や設計解析手法、データについてより現実的で信頼性の高いものとなっているといえる。このような検討から、現状の工学技術により人工バリアと処分施設を合理的に設計、製作・施工することができ、わが国の幅広い地質環境に柔軟に対応できることが示された。これによって、本分冊は、専門部会報告書に示された第2次取りまとめにおける「地層処分の工学技術」の目標と課題に込めている。

将来、処分サイトが特定されれば、ここで示した設計要件や設計の手順および方法をそのサイトの地質環境条件に、その時点までの技術の進展も考慮して適合させ、これを用いて人工バリアと処分施設の最適な設計を行うことが可能である。処分場を閉鎖するための前提として、処分場の管理を建設・操業・閉鎖の各段階を通じて適切に行っておくことが極めて重要であり、ここで明らかにした管理すべき項目や取得すべき情報などは、処分サイトに応じた管理を議論するうえでの出発点とすることができる。

このように、本分冊で示した技術的内容は、将来、処分サイトが特定される段階で行われる人工バリアと処分施設の設計、製作・施工にかかわる技術的基盤を与えるものとなっている。

付録 A

岩盤特性の設定

付録 A 岩盤特性の設定

人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工技術の検討にあたっては、設計用の岩盤特性、とくに坑道の力学的安定性解析、熱解析、および耐震性評価解析の入力特性（以下、各解析に対応した岩盤特性をそれぞれ静的力学特性、熱特性、動的力学特性という）が必要になる。これらの特性に関しては、第1次取りまとめで整備された岩石・岩盤特性データベース（動力炉・核燃料開発事業団、1992）に、第1次取りまとめ以降の公開文献で報告されているデータや、東濃地域および釜石鉱山での実測値を追加して、岩石・岩盤特性データベースの充実を図ってきた（分冊1の3.5参照）。ここでは、この岩石・岩盤特性データベースに基づき、わが国の安定な幅広い地質環境の特徴を考慮して、分冊1で示された岩種を、その特性が工学的に同等なグループに分類するとともに、各特性間の相関を考慮して設計用の岩盤特性値を設定した（谷口ほか、1999）。この際、従来個別に扱われてきた静的力学特性と熱特性については、有効間隙率を介して関連づけた。また、静的力学特性および動的力学特性は、深度依存性を考慮して設定した。水理特性については、分冊1の3.3で整理された値に基づいて設定した。

A.1 検討方法

1) 岩種の分類方法

安定な幅広い地質環境を人工バリアおよび処分施設の設計、製作・施工技術の検討に反映するという目的のために、土木工学の分野における既存の岩盤分類の方法や背景を念頭に置きつつ、分冊1の3.1で示された岩種ごとに収集、整理された岩石の力学特性などに基づいて、それらの岩種を工学的に同等なグループに分類することとした。

2) 静的力学特性

地下施設などの設計解析において必要となる岩盤の静的力学特性としては、粘着力、内部摩擦角、引張強度、弾性係数およびポアソン比などが挙げられる。このほか、側圧係数や弾性波速度^{*)}も設計上必要となる。密度に関しては、ニアフイールド岩盤の含水状態は飽和状態であると想定されるため、飽和密度を用いることとした。

岩石・岩盤の静的な力学的性質は、基本的な力学特性である一軸圧縮強度との相関で論じられている事例が多い。赤井ほか（1973）や吉中ほか（1989）、菊地ほか（1984）、桑原（1984）は一軸圧縮強度と弾性係数との相関について報告している。

^{*)} 弾性波速度は、岩石コアの力学特性（一軸圧縮強度や粘着力、引張強度や弾性係数など）から、割れ目、割層や裂隙効果などを考慮して、岩盤マスをとしての力学特性を推定するための方法として、信頼性程度を用いる方法を採用する場合に必要となる。

菊地ほか（1984）は一軸圧縮強度とせん断強度との相関、桑原（1984）は一軸圧縮強度と弾性波速度や有効間隙率、吸水率との相関についても報告している。本検討においては、これらの報告に基づき、一軸圧縮強度とその他の特性間の関係を用い、岩石としての静的力学特性の設定を行うこととした。表 A-1 に設計用岩盤特性値の設定において考慮した各特性間の関係を示す。

表 A-1 設計用岩盤特性値の設定において考慮した特性間の関係

設定する特性値	設定に際して考慮する特性間の関係
弾性係数	一軸圧縮強度－弾性係数の関係
引張強度	一軸圧縮強度－圧裂引張強度の関係
粘着力	一軸圧縮強度－粘着力の関係
内部摩擦角	一軸圧縮強度－内部摩擦角の関係
有効間隙率	一軸圧縮強度－有効間隙率の関係
飽和密度	有効間隙率－飽和密度の関係（理論式） ^{*1}
弾性波速度	岩盤（地山）：拘束圧（深度）－弾性波速度の関係 岩石（コア）：有効間隙率－弾性波速度の関係 [*]

注：^{*1}：飽和密度および岩石（コア）の弾性波速度に関しては、一軸圧縮強度－有効間隙率の関係から導かれた有効間隙率の値を用いて設定する。

側圧係数に関しては、初期鉛直応力と初期水平応力がそろっているデータを整理し、既往の研究例（斎藤ほか、1988）を参考に、深度と側圧係数の関係式を導き、検討対象深度での側圧係数を設定することとした。

一般に、岩盤の力学特性は、割れ目の影響や寸法効果などにより、岩石の力学特性に比べて低下するといわれている（たとえば、Goodman, 1984；菊地, 1990）。ここでは、これらの影響を考慮するために、岩石コアや原位置における特性値が含まれる岩石・岩盤特性データベースの一軸圧縮強度、引張強度、粘着力および弾性係数は、岩石の特性値とみなし、(A-1) 式で示される岩盤良好度 D' (Onodera, 1963) を岩石の特性値に乗じて低減し、岩盤としての特性値を設定することとした。岩盤良好度の計算に用いる弾性波速度は、後述の動的力学特性で設定される有効間隙率との相関から求めた岩石の弾性波速度 V_p と、拘束圧との関係から求められる岩盤の弾性波速度 V_p' を用いることとした。

$$D' = \left(\frac{V_p'}{V_p} \right)^2 \quad (A-1)$$

3) 熱特性

設計解析において必要となる岩盤の熱特性は、熱伝導率および比熱である。また、解析条件として初期地温を与えるために、地表面温度と地温勾配が必要となる。

一般に、岩盤や土質材料の熱伝導率および比熱は、間隙率や含水比などに依存するといわれている（島田・幾世橋，1987；地盤工学会，1997）。これらの影響を考慮するため、岩盤の熱伝導率および比熱は、以下の（A-2）～（A-4）式に示すように、岩盤の基質部、水および空気の熱伝導率と比熱、ならびにそれらの体積比によって定義されたとものとした。具体的には、岩石・岩盤特性データベースから、熱伝導率 λ —有効間隙率 n_e —含水比 ω 、および比熱 C —有効間隙率 n_e —含水比 ω の組み合わせでデータを抽出し、（A-2）～（A-4）式を用いて、岩基質部の熱伝導率、比熱を求めたうえで、静的力学特性で設定した有効間隙率に対応した岩盤の飽和状態における熱特性値を設定することとした。

$$\lambda = (1 - n_k - n_a) \cdot \lambda_R + n_w \cdot \lambda_w + n_a \cdot \lambda_a \quad (\text{A-2})$$

$$\rho C = (1 - n_k - n_a) \cdot \rho_R \cdot C_R + \rho_w \cdot n_w \cdot C_w + \rho_a \cdot n_a \cdot C_a \quad (\text{A-3})$$

$$\rho = (1 - n_k - n_a) \cdot \rho_R + \rho_w \cdot n_w + \rho_a \cdot n_a \quad (\text{A-4})$$

ただし、 $n_k = V_k/V$ 、 $n_w = V_w/V$ 、 λ は熱伝導率、 C は比熱、 ρ は密度、 V は体積を表す。下添え字の無印は岩盤、 R は岩基質部、 w は水、 a は空気を表す。

地温勾配は、分冊1の3.5で整理、検討が行われており、その検討結果に基づいて設定することとした。地表面温度については、既往の文献など（建設産業調査会，1998）に基づいて、年平均気温と気温の影響を受けない深さにおける地下水温をもとに設定することとした。

4) 動的力学特性

耐震安定性解析で必要となる岩盤の動的力学特性は、動せん断剛性、動ポアソン比、および減衰定数である。これらの動的特性に関しては、検討対象深度での地震動の特性を検討するために、深度依存性を考慮した値が必要となる。

動せん断剛性および動ポアソン比は、以下の（A-5）、（A-6）式で示されるように、弾性波速度（ v_p 、 v_s ）によって定義される。本検討においては、岩盤（地山）の弾性波速度（ v_p 、 v_s ）に深度依存性を導入することによって、深度ごとの動せん断剛性 G_d および動ポアソン比 ν_d を設定することとした。

$$\nu_d = \frac{1 - 0.5 \cdot \{v_p/v_s\}^2}{1 - \{v_p/v_s\}^2} \quad (\text{A-5})$$

$$G_d = \rho \cdot v_s^2 \quad (\text{A-6})$$

ここに、 v_p は縦波（P波）弾性波速度、 v_s は横波（S波）弾性波速度、 ρ は密度を表す。

岩石コアの弾性波速度 V_p については、竹内ほか (1970) を参考に、有効間隙率と岩石コアの弾性波速度の関係を用いて設定することとした。

一般に、岩盤 (地山) の弾性波速度には深度依存性があることが知られている (たとえば、地盤工学会, 1997)。この深度依存性は、土被りが大きい高圧縮応力下では、岩盤内の割れ目などの間隙が閉塞し、弾性波の散乱や減衰が抑制されることによって生ずる現象と考えられている。Weptter and Christensen (1991) は、比較的大きな等方圧 (1GPa) で岩石の弾性波速度を取得し、弾性波速度の等方圧依存性を表す式として (A-7) 式を提案している。

$$V = A (P/100)^a + B \{1 - \exp(-b \cdot P)\} \quad (\text{A-7})$$

ここに、 V は縦波あるいは横波の弾性波速度、 P は等方圧、 A 、 B 、 a 、 b は定数である。

(A-7) 式において、既往のデータなどから定数 (A 、 B 、 a 、 b) について検討した結果、 a の値はきわめて小さく 0 として扱ってもよいと判断とした。また、 P を土被り圧とすると、(A-7) 式は次のようになる。

$$V = A + B \{1 - \exp(-b \cdot \rho \cdot h)\} \quad (\text{A-8})$$

ここに、 ρ は密度、 h は深度である。

(A-8) 式において、 A は地表面近傍で収束する弾性波速度、 $A+B$ はある深度以上で収束する弾性波速度を表すことになる。本分冊では、(A-8) 式に基づいて、弾性波速度 (v_p 、 v_s) の深度依存性を求めることとした。

A.2 岩種の分類

わが国の土木工学の分野では、岩種、弾性波速度、ボーリングコアの連続性、岩石の強度あるいは地山強度比 (一軸圧縮強度と土被り圧の比)、割れ目の間隔や状態などに着目して、岩盤を分類し、同時に岩盤の等級を区分している例が多い (たとえば、日本道路公団, 1997; 日本鉄道建設公団, 1996)。さらに道路トンネルや鉄道トンネルの設計・施工においては、経験的な手法として、岩盤分類によって区分される岩盤の等級に対応した標準的な設計例 (標準支保パターン) が用意されており、広く利用されている。海外では、ボーリングコアの連続性、岩石の強度、割れ目の間隔や状態などを指標として岩盤の分類を行うさまざまな方法が提案されてきている (たとえば、Deere, 1963; Bieniawski, 1974; Barton et al., 1974; Hoek and Brown, 1997)。

本分冊においては、このような土木工学の分野における既存の岩盤分類の方法や背景を念頭に置きつつ、長期的な安定性を備えた幅広い地質環境を設計に反映するという目的のために、分冊1の3.1で示された岩種ごとに収集、整理された岩石の力学特性などに基づいて、それらの岩種を工学的に同等なグループに分類することとした。

岩石の力学特性の分布の特徴が現れている例として、分冊1の3.5で岩種ごとに整理した岩石の一軸圧縮強度の分布を図A-1に示す。これによると、結晶質岩および先新第三紀堆積岩については、中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲(図A-1中の各ボックス)では、一軸圧縮強度は45~195 MPa程度に分布している。一方、新第三紀堆積岩については、中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲の一軸圧縮強度は5~55 MPa程度に分布している。このように、一軸圧縮強度の分布の傾向は、結晶質岩および先新第三紀堆積岩のグループと、新第三紀堆積岩のグループで分かれることがわかる。その他の力学特性についても、ポアソン比など一部の特性値を除いて、ほぼ結晶質岩および先新第三紀堆積岩のグループと、新第三紀堆積岩のグループに分類できることが確かめられた(分冊1の3.5参照)。

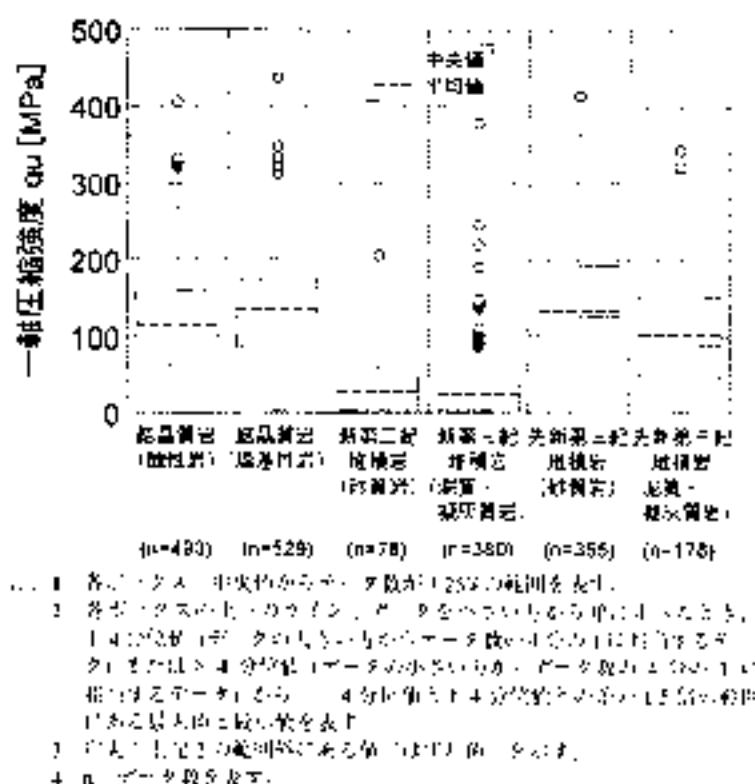


図 A-1 力学特性の分布の例：岩石の一軸圧縮強度の分布

堆積岩の泥質・凝灰質岩)のデータセットを設計用の力学特性値の設定に用いることとした。

以上より、硬岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットは結晶質岩(酸性岩)の特性値をもとに、軟岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットについては新第三紀堆積岩(泥質・凝灰質岩)の特性値をもとに設定することとした。以下、硬岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットを「硬岩系岩盤データセット」、軟岩系岩盤グループの設計用岩盤特性データセットを「軟岩系岩盤データセット」ということとする。これらの設計用岩盤特性データセットを設定する際にもととなったデータセット(結晶質岩の酸性岩のデータセット、および新第三紀堆積岩の泥質・凝灰質岩のデータセット)を「基本データセット」とよび、区別することとする。

A.3 設計用岩盤特性値

1) 静的力学特性

(1) 岩石の一軸圧縮強度

図 A-1 に示した岩種ごとに整理された岩石の一軸圧縮強度の分布より、硬岩系岩盤グループの基本データセット(結晶質岩の酸性岩)における岩石の一軸圧縮強度については、その平均値(116 MPa)と中央値(108 MPa)はほぼ一致しており、釜石鉱山での実測値の分布や平均値(約 150 MPa)との比較(分冊 I の 3.5 参照)から、地下深部の特性を表現していると判断した。したがって、ここでは、以下に述べる静的力学特性の基本特性となる硬岩系岩盤データセットの岩石の一軸圧縮強度として、基本データセットの平均値を丸めた値 115 MPa を適用することとした。

一方、軟岩系岩盤グループの基本データセット(新第三紀堆積岩の泥質・凝灰質岩)における岩石の一軸圧縮強度に関しては、軟岩領域から硬岩領域まで連続的に幅広く分布しているものの、平均値よりも低いデータが多く存在した。その結果、中央値は約 9 MPa となり、平均値の約 26 MPa の 1/3 程度となるような分布を示した。このような一軸圧縮強度の分布の特徴を考慮して、基本データセットの岩石の一軸圧縮強度の平均値と中央値が包含される範囲内において、軟岩系岩盤データセットの一軸圧縮強度を 5 MPa きざみで 5 通りの値(25, 20, 15, 10, 5 MPa)に設定することとした^{A-2)}。東濃鉱山およびその周辺地域(新第三紀堆積岩の泥岩と砂岩)で取得された岩石の一軸圧縮強度は 10 MPa 以下に分布しており、その平均値は約 7 MPa である(分冊 I の 3.5 参照)ことから、設定した軟岩系岩盤データセットにおける岩石の一軸圧縮強度は地下深部の特性を表現しているものと考えられる。

A-2) 軟岩系岩盤のデータセットを 5 通り設定することについては、我が国の地質環境を代表する 5 種類の軟岩系岩盤が存在するということを示しているのではなく、設計解析上のパラメータスタディのためにデータセットを 5 通り準備することを目的としている。

(2) 岩石の引張強度

硬岩系岩盤および軟岩系岩盤グループの各基本データセットにおける岩石の一軸圧縮強度と圧裂引張強度の関係をそれぞれ図 A-3, A-4 に示す。これらの図より、一軸圧縮強度の増加とともに、岩石の引張強度も増加することがわかる。一般に、岩石のぜい性度（一軸圧縮強度と引張強度の比）は 10~20 程度（山口・西松, 1991）といわれており、収集したデータの多くは、ほぼその範囲に包含されている。ここでは、直線関係で一軸圧縮強度と引張強度の相関を求め、(1) で設定した硬岩系岩盤および軟岩系岩盤データセットの一軸圧縮強度に対応するそれぞれの岩石の引張強度を設定した。

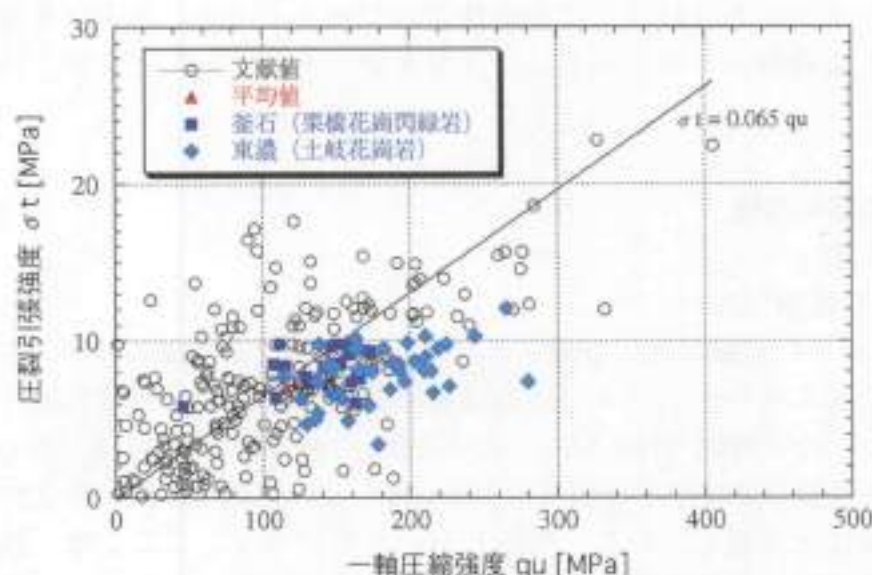


図 A-3 岩石の一軸圧縮強度と圧裂引張強度の関係
(硬岩系岩盤グループ基本データセット)

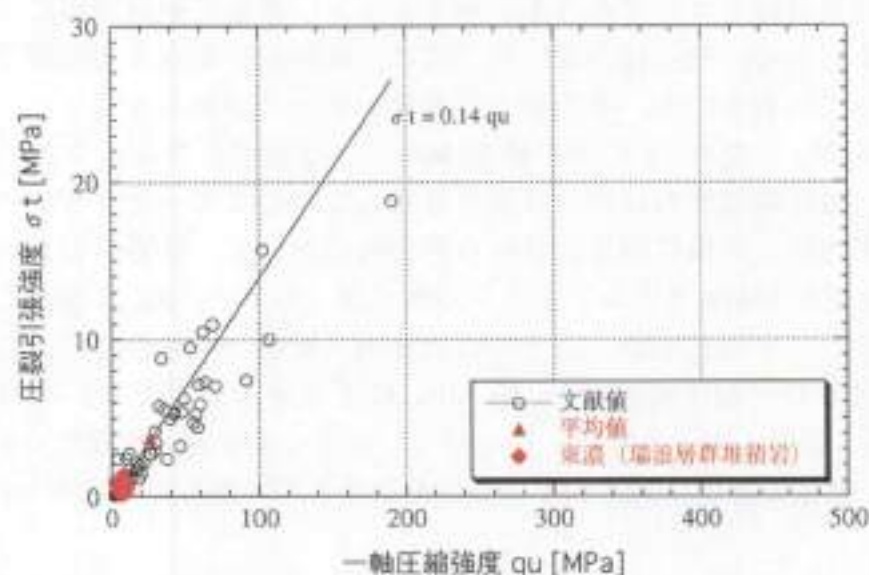


図 A-4 岩石の一軸圧縮強度と圧裂引張強度の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

(3) 岩石の静弾性係数

硬岩系岩盤および軟岩系岩盤グループの各基本データセットにおける岩石の一軸圧縮強度と静弾性係数の関係を、それぞれ図 A-5、A-6 に示す。これらの図より、一軸圧縮強度の増加とともに、岩石の静弾性係数も増加することがわかる。菊地ほか(1984)は、幅広い岩石を対象に、一軸圧縮強度と静弾性係数の関係を整理し、その関係が両対数軸で直線になることを示している。ここでも、同様に両対数の直線関係で両者の相関を求め、(1) で設定した硬岩系岩盤および軟岩系岩盤データセットのそれぞれの一軸圧縮強度に対する岩石の静弾性係数を設定した。

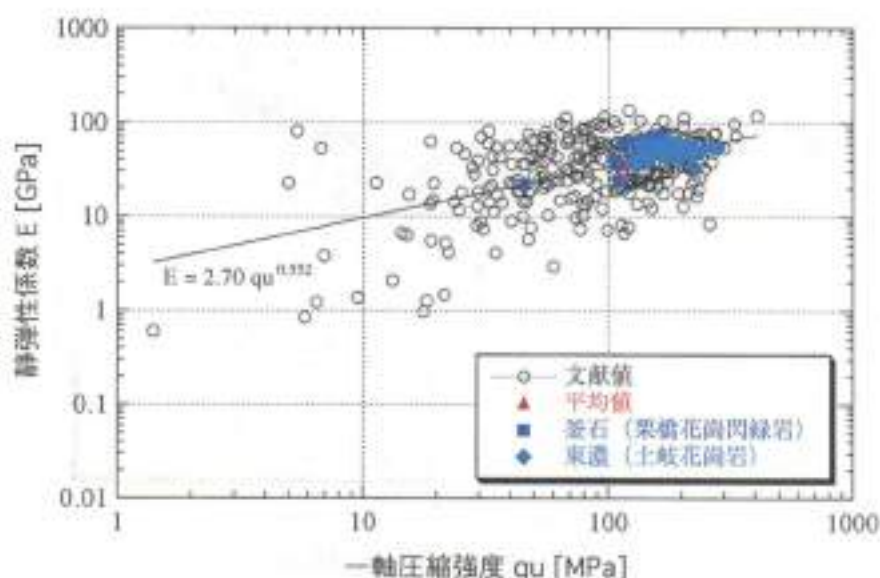


図 A-5 岩石の一軸圧縮強度と静弾性係数の関係
(硬岩系岩盤グループ基本データセット)

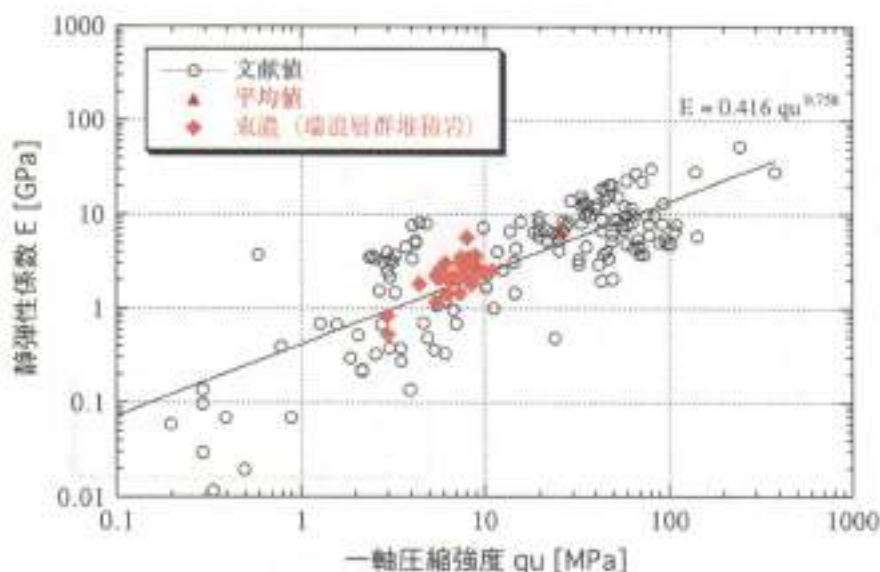


図 A-6 岩石の一軸圧縮強度と静弾性係数の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

(4) 岩石の粘着力（せん断強度）

図 A-7 と図 A-8 に硬岩系岩盤と軟岩系岩盤グループの基本データにおける岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係をそれぞれ示す。これより、一軸圧縮強度の増加とともに、岩石の粘着力も増加することがわかる。菊地ほか（1984）は、幅広い岩石を対象に、一軸圧縮強度と粘着力の関係を整理し、その関係が両対数軸で直線になることを示している。ここでは、同様に両対数の直線関係で両者の相関を求め、(1) で設定した硬岩系岩盤、軟岩系岩盤データセットそれぞれの一軸圧縮強度に対する岩石の粘着力を設定した。

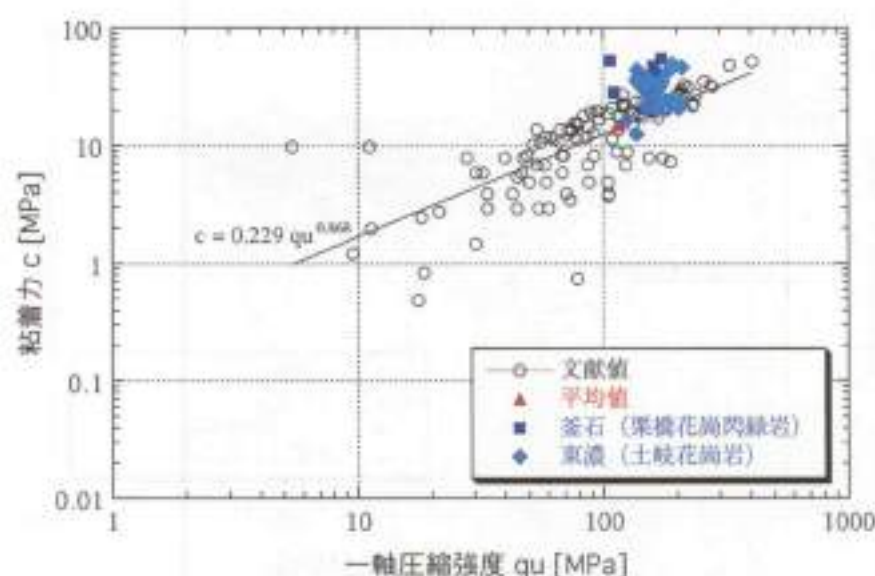


図 A-7 岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係
(硬岩系岩盤グループ基本データセット)

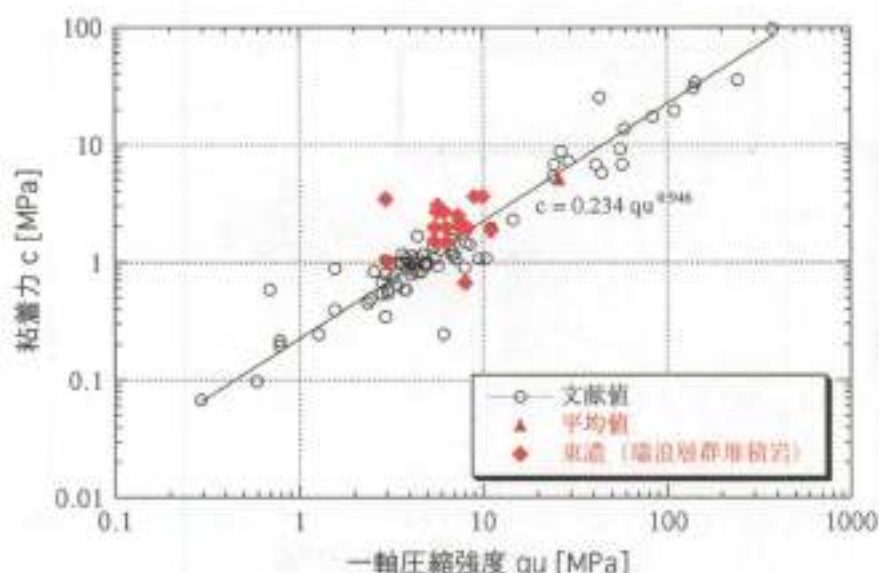


図 A-8 岩石の一軸圧縮強度と粘着力の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

(5) 岩石の内部摩擦角

硬岩系岩盤および軟岩系岩盤グループの基本データセットにおける岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係をそれぞれ図 A-9 と図 A-10 に示す。これらの図から、一軸圧縮強度の増加とともに、内部摩擦角も増加することがわかる。ここでは、両対数の直線関係で両者の相関を求め、(1) で設定した硬岩系岩盤、軟岩系岩盤データセットそれぞれの一軸圧縮強度に対する岩石の内部摩擦角を設定した。

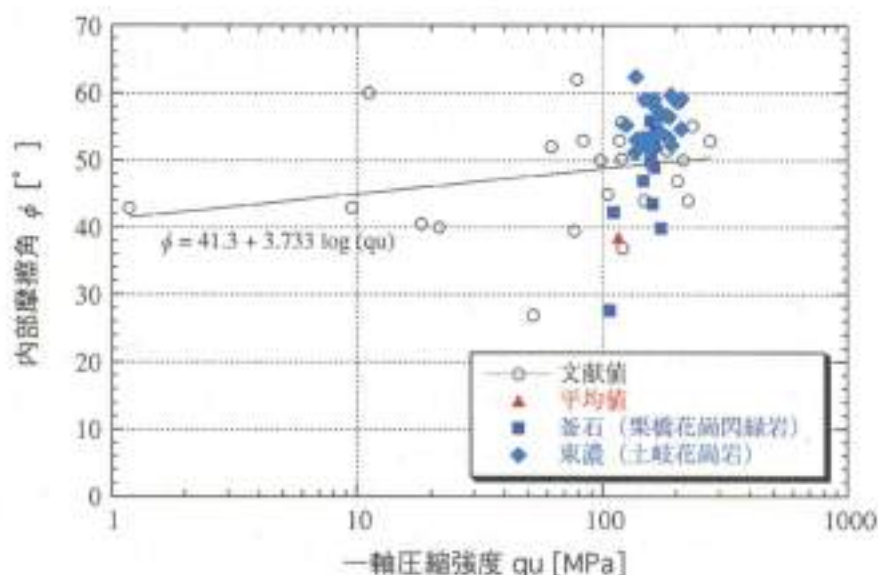


図 A-9 岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係
(硬岩系岩盤グループ基本データセット)

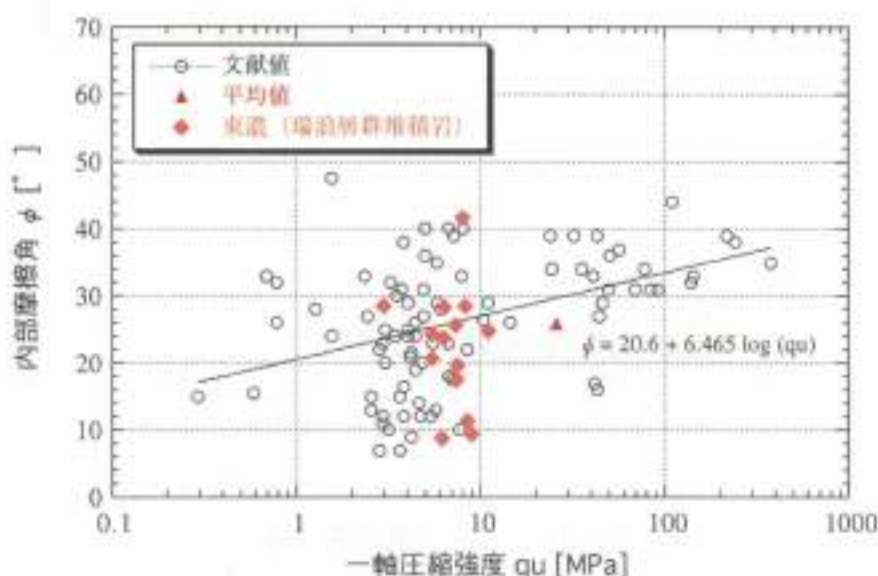


図 A-10 岩石の一軸圧縮強度と内部摩擦角の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

(6) 岩石の静ポアソン比

一般にポアソン比は、変形性の大きな材料では大きく、ぜい性材料では小さいといわれている（地盤工学会，1997）。一軸圧縮強度とポアソン比の関係を整理したが、これらの特性間に相関は認められなかった（分冊1の図 3.5-33 参照）。この理由としては、静ポアソン比の値自体のばらつきが小さいことなどが考えられる（分冊1の図 3.5-21～23 参照）。

ここでは、花崗岩などの硬岩で 0.25～0.35 程度、泥岩などの軟岩で 0.30～0.40 程度とされている（日本材料学会，1993）ことなども勘案し、硬岩系岩盤および軟岩系岩盤グループの各基本データセットの平均値を丸めた値を岩石のポアソン比としてそれぞれ設定した。

(7) 岩石の有効間隙率

硬岩系岩盤と軟岩系岩盤グループの基本データにおける岩石の一軸圧縮強度と有効間隙率の関係を図 A-11、A-12 にそれぞれ示す。図より、一軸圧縮強度の増加とともに、有効間隙率は減少するという傾向を示すことがわかる。桑原（1984）は、複数の岩種について、これらの関係が双曲線で包絡されることを示している。ここでは、双曲線を用いて両者の相関を求め、(1)で設定した硬岩系岩盤、軟岩系岩盤データセットそれぞれの一軸圧縮強度に対する岩石の有効間隙率を設定した。

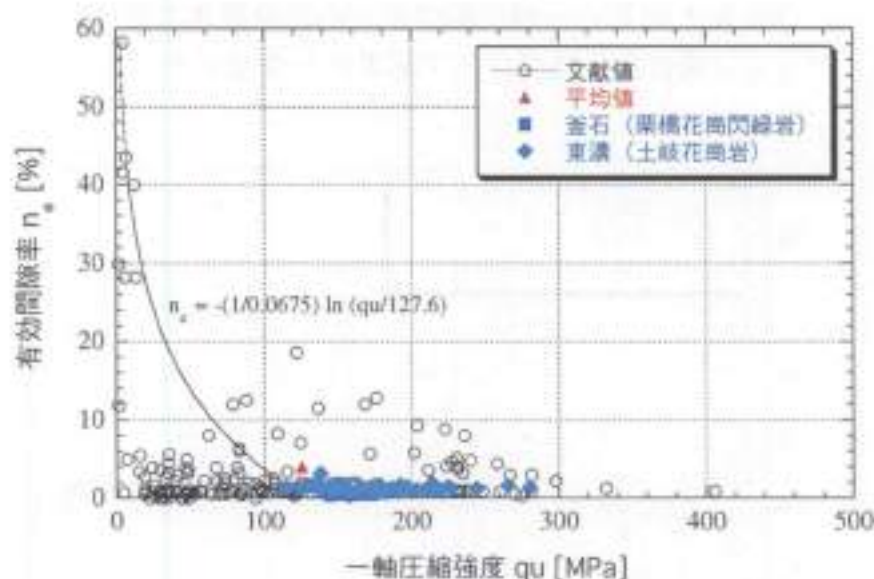


図 A-11 岩石の一軸圧縮強度と有効間隙率の関係
(硬岩系岩盤グループ基本データセット)

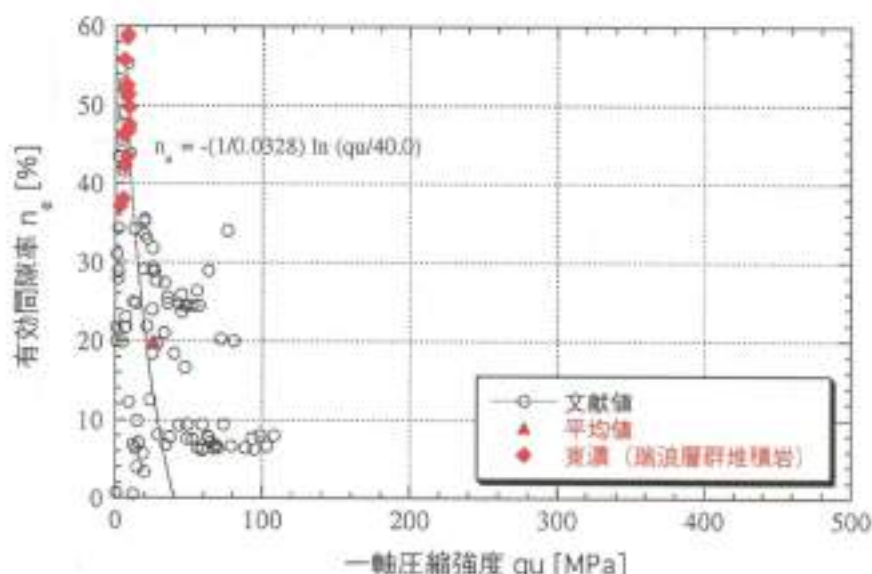


図 A-12 岩石の一軸圧縮強度と有効間隙率の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

(8) 岩石の飽和密度

収集したデータの有効間隙率と飽和密度の関係は、図 A-13、A-14 に示すように、硬岩系、軟岩系岩盤グループによらず岩石の真比重を 2.7 として前述の (A-4) 式を用いて計算した理論値と良い一致を示している。したがって、ここでは、岩石の真比重を 2.7 として (A-4) 式を用いて、(7) で設定した硬岩系岩盤と軟岩系岩盤データセットの有効間隙率に対応する岩石の飽和密度を求めた。

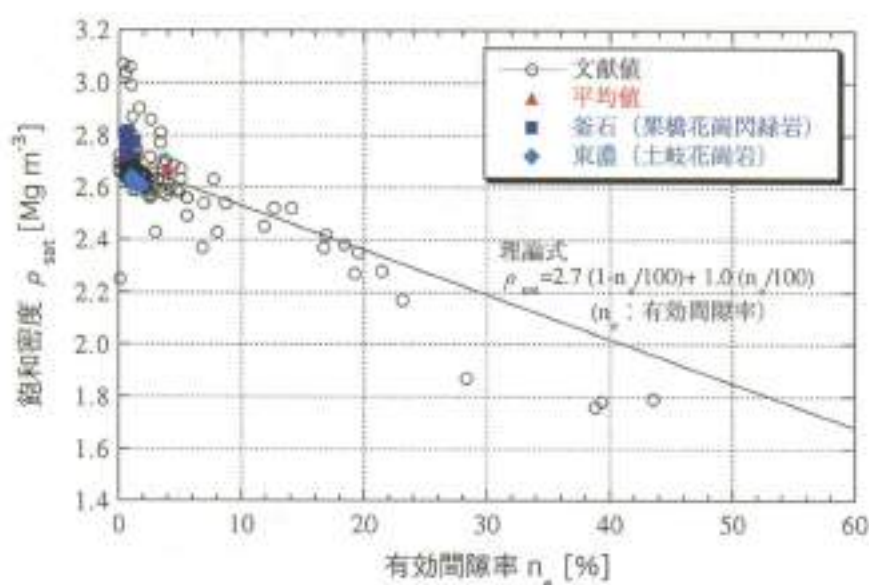


図 A-13 岩石の有効間隙率と飽和密度の関係
(硬岩系岩盤グループ基本データセット)

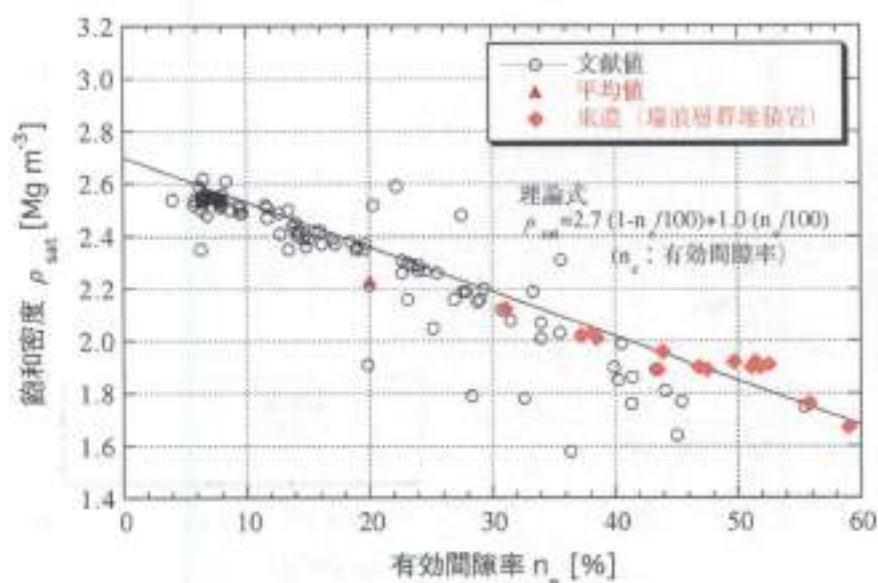


図 A-14 岩石の有効間隙率と飽和密度の関係
(軟岩系岩盤グループ基本データセット)

(9) 側圧係数

側圧係数に関しては、岩石・岩盤特性データベースにおいて初期鉛直応力と初期水平応力がそろっているデータを整理し、深度と側圧係数の関係式を設定した。図 A-15 に深度と側圧係数の関係 (分冊 1 の図 3.5-35) を示す。図より、深度とともに側圧係数は小さくなり、地下深部では 1 よりも小さい値に漸近する傾向が認められる。導出した深度と側圧係数の関係式は、斎藤ほか (1988) によってわが国の地下深部を対象として整理された関係式とほぼ同様である。また、このような傾向は、理論的にも説明がなされており (たとえば、日本材料学会, 1993; 松本・西岡, 1987), それを支持する結果となっている。以上より、本分冊における側圧係数は上記関係式で定義することとした。

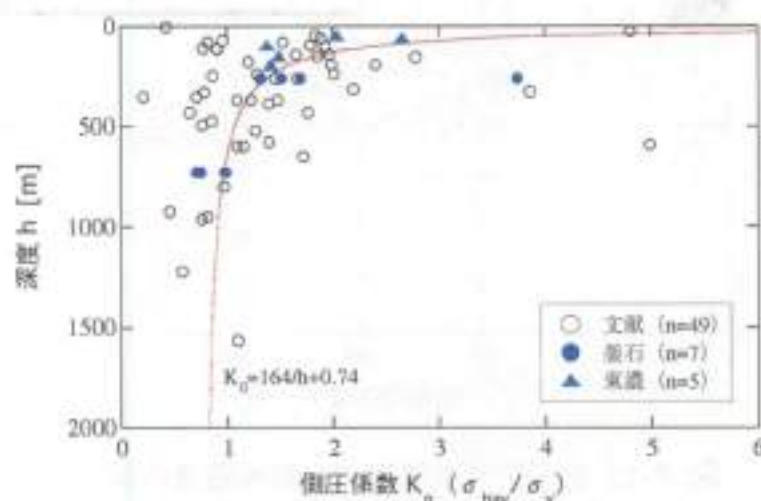


図 A-15 深度と側圧係数の関係

(10) 岩盤としての静的力学特性

後段の 3) 動的力学特性で設定した岩石の弾性波速度 V_p と、深度依存性を考慮した岩盤の弾性波速度 v_p を用いて、(A-1) 式で表される岩盤良好度について検討した(谷口ほか, 1999)。その結果、硬岩系岩盤データセットにおける岩盤良好度は、弾性波速度が一定となる深度 250 m 付近まで 1 を下回り、それ以深では 1 となった。したがって、硬岩系岩盤データセットにおいては、深度 250 m 以浅の特性に対して低減率(岩盤良好度)を考慮することとし、以上において設定した岩石の一軸圧縮強度、引張強度、粘着力および弾性係数に、各深度における岩盤良好度を乗じて、各深度における岩盤の静的力学特性値を算出した。設定した硬岩系岩盤データセットにおける静的力学特性値を表 A-2 に示す。

表 A-2 硬岩系岩盤データセットにおける静的力学特性値

深度	h [m]	0	50	100	150	200	250	300~
岩石(コア)弾性波速度	V_p [km/s]	5.0						
岩盤(地山)弾性波速度	v_p [km/s]	2.10	3.98	4.64	4.88	4.96	4.98	4.99
岩盤良好度(低減率)	$D=(v_p/V_p)^2$	0.18	0.64	0.86	0.95	0.98	0.99	1.00
岩石(コア)	一軸圧縮強度	115						
	引張強度	8						
	弾性係数	37,000						
	粘着力	15						
岩盤(地山)	一軸圧縮強度	20	73	99	109	113	114	115
	引張強度	1	5	7	8	8	8	8
	弾性係数	6,530	23,500	31,900	35,200	36,400	36,800	37,000
	粘着力	3	10	13	14	15	15	15
岩石(コア)	内部摩擦角	45						
岩盤(地山)	ポアソン比	0.25						

軟岩系岩盤においては、S 通り(SR-A~E)の特性のうち、一部は、ある深度で岩盤良好度が 1 をやや下回るものの、その値がほぼ 1 に近いことや、軟岩の特性は割れ目などの不連続面よりも岩石自体の特性に比較的左右される(土木学会, 1987)ことから、設定した岩石の静的力学特性値をそのまま岩盤の静的力学特性値とし、深度に依存しないものとした。表 A-3 に軟岩系岩盤データセットにおける静的力学特性値を示す。

表 A-3 軟岩系岩盤データセットにおける静的力学特性値

パラメータスタイル用の岩種区分		SR-A	SR-B	SR-C	SR-D	SR-E
一軸圧縮強度	q_u [MPa]	25	20	15	10	5
引張強度	σ_t [MPa]	3.5	2.8	2.1	1.4	0.7
弾性係数	E [MPa]	5,000	4,000	3,500	2,500	1,500
粘着力	c [MPa]	5.0	4.0	3.0	2.0	1.0
内部摩擦角	ϕ [°]	30	29	28	27	25
ポアソン比	ν [-]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
石動割限率	n_r [%]	15	20	30	45	60
飽和密度	ρ [Mg/m ³]	2.45	2.35	2.20	1.95	1.70

2) 熱特性

(1) 岩基質部の熱特性

岩基質部の熱特性は、硬岩系、軟岩系岩盤グループでの区分よりは、その鉱物組成や間隙構造によって変わるものと考えられる。ここでは、結晶質岩（酸性岩、塩基性岩）と堆積岩（砂質岩、泥質・凝灰質岩）の分類を適用して、岩石・岩盤特性データベースから熱伝導率 λ —有効間隙率 n_e —含水比 ω 、および比熱 C —有効間隙率 n_e —含水比 ω の組み合わせでデータを抽出し、(A-2)～(A-4)式を用いて、岩基質部の熱伝導率と比熱を求めた。その結果、表 A-4 に示すように、岩基質部の熱伝導率および比熱は、結晶質岩の場合と堆積岩の場合で、ほぼ同じ値となった。

表 A-4 岩基質部の熱伝導率と比熱

	結晶質岩		堆積岩	
	熱伝導率 λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]	比熱 C [$\text{kJ kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]	熱伝導率 λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]	比熱 C [$\text{kJ kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]
最大値	4.0	—*	3.9	—*
平均値	2.9	1.0	3.0	1.0
最小値	2.0	—*	2.3	—*

注) *：岩基質部の比熱に関しては、平均値近傍にデータが集中しているため、平均値のみ取り扱うこととした。

(2) 岩盤の熱特性

上記 (1) で設定した岩基質部の熱伝導率と比熱を用いて、有効間隙率と岩盤の熱伝導率の関係、および有効間隙率と岩盤の比熱の関係を求めた。計算結果を図 A-16 に示す。

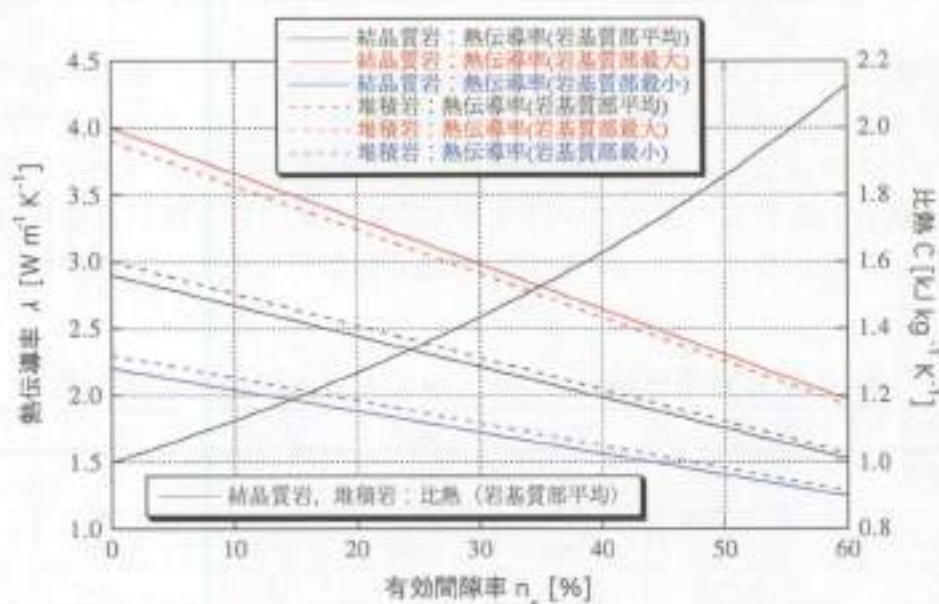


図 A-16 有効間隙率と岩盤の熱伝導率および比熱の関係

設計用の岩盤の熱特性の設定にあたっては、従来別個に扱われてきた静的力学特性と熱特性を、有効間隙率を介して関連づけることとし、前節 (1) 静的力学特性で設定した有効間隙率の値を用いることとした。この値と、図 A-16 に示した熱伝導率と有効間隙率との関係（岩基質部の熱伝導率を平均値とした場合）および比熱と有効間隙率との関係を用いて、硬岩系岩盤と軟岩系岩盤データセットの熱伝導率と比熱を設定した。表 A-5 に静的力学特性で設定した有効間隙率を用いて設定した、設計用の岩盤の熱特性値を示す。

表 A-5 設計用の岩盤の熱特性値

	硬岩系岩盤 データセット	軟岩系岩盤 データセット				
	HR	SR-A	SR-B	SR-C	SR-D	SR-E
有効間隙率 n_v [%]	2	15	20	30	45	60
飽和密度 ρ [Mgm ³]	2.67	2.45	2.35	2.20	1.85	1.70
熱伝導率 λ [W m ⁻¹ K ⁻¹]	2.8	2.5	2.4	2.2	1.9	1.5
比熱 C [kJ kg ⁻¹ K ⁻¹]	1.0	1.2	1.3	1.4	1.7	2.1

(3) 地温勾配および地表面温度

熱解析の初期条件（初期地温）を与えるために必要となる深度方向の地温勾配に関しては、分冊 1 の 3.2, 3.5 で検討が行われており、火山周辺を除く大部分の地域で 5°C/100 m 以下、その多くは 3°C/100m 前後であるとしている（図 A-17 参照）。一般に、わが国の地温勾配は 3°C/100m 程度であるといわれている（日本材料学会，1993；建設産業調査会，1998）ことや、処分場のサイトは火山地域などを避けると考えられることから、設計上地温勾配は 3°C/100m とした。

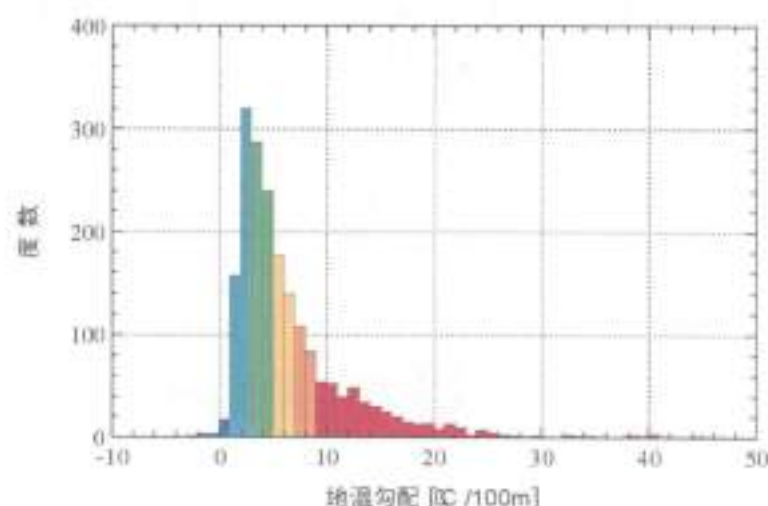


図 A-17 地温勾配のヒストグラム
（分冊 1 の図 3.5-11 より）

わが国のような温帯地域では、地下 10m 以深で地下水の温度が気温などに影響を受けにくい恒温層になるといわれており、深度 50m での地下水温度は 12~20°C 程度で、年平均気温より 2~3°C 程度高いことが報告されている（建設産業調査会，1998）。また、わが国の年平均気温は、既往の文献（たとえば、福井ほか，1985）によれば、15°C 程度であるとされている。これらの知見と地温勾配に基づけば、地温勾配の起点となる地表面での温度は年平均気温程度と考えることができる。以上より、地表面温度は 15°C に設定した。

3) 動的力学特性

(1) 岩石の弾性波速度 (V_p)

図 A-18 に硬岩系岩盤グループにおける有効間隙率と岩石コアの弾性波速度 (V_p) の関係を、図 A-19 に軟岩系岩盤グループにおける有効間隙率と岩石コアの弾性波速度の関係を示す。

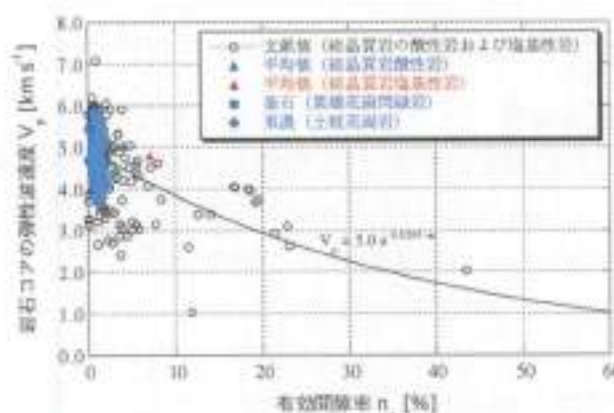


図 A-18 有効間隙率と岩石コアの弾性波速度の関係
(硬岩系岩盤グループ)

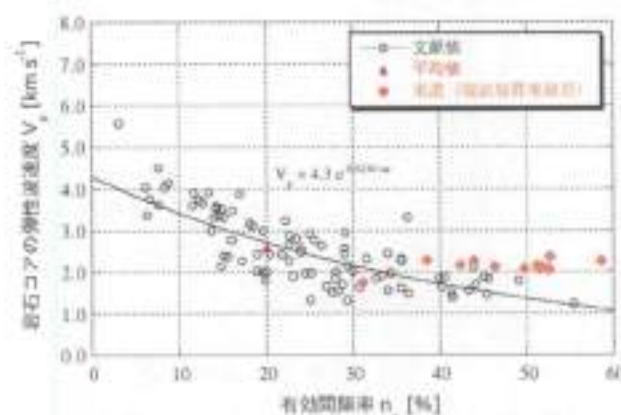


図 A-19 有効間隙率と岩石コアの弾性波速度の関係
(軟岩系岩盤グループ)

これらの図より、岩石の弾性波速度は、有効間隙率が大きくなるほど小さくなり、既往の文献（たとえば、竹内ほか、1970）と同様な傾向を示している。ここでは、指数関数で有効間隙率と岩石の弾性波速度の相関を求め、硬岩系岩盤と軟岩系岩盤データセットの有効間隙率に対応する平均的な弾性波速度（ V_p ）は、硬岩系岩盤データセットでは約 5 km s^{-1} に、軟岩系岩盤データセットでは有効間隙率に応じて約 $1 \sim 3 \text{ km s}^{-1}$ に設定した。

(2) 岩盤（地山）の弾性波速度（ v_p , v_s ）

岩石・岩盤特性データベースにおいて、深度と岩盤（地山）の弾性波速度が対（ v_p , v_s ）で示されているデータを抽出し、前述の (A-8) 式に基づいて、深度と岩盤の弾性波速度の関係式を求めた。硬岩系岩盤グループにおける深度と岩盤の弾性波速度の関係を図 A-20、A-21 に、軟岩系岩盤グループにおける深度と岩盤の弾性波速度の関係を図 A-22、A-23 に示す。

硬岩系岩盤グループ（図 A-20、A-21 参照）においては、地表面近傍で急激に弾性波速度が増加する分布となっており、本分冊における検討対象深度（硬岩系岩盤：1000m）では、弾性波速度は一定値に収束している。ある深度（拘束圧）になると弾性波速度が収束する傾向は、Press（1966）の岩石コアによる拘束圧依存性の室内実験、福島第一原子力発電所サイトでの原位置調査（東京電力、1993）などでも示されている。一方、軟岩系岩盤グループ（図 A-22、A-23 参照）では、硬岩系岩盤に比較して、弾性波速度が収束する深度が大きく、また、緩やかに弾性波速度が増加する傾向となっている。

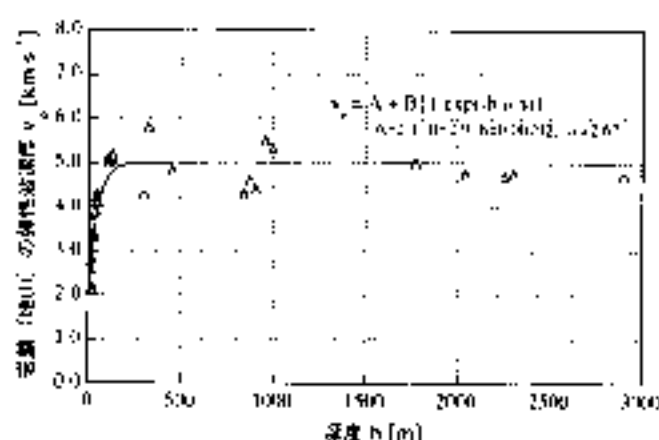


図 A-20 深度と岩盤の弾性波速度（P 波 [縦波] 速度 v_p ）の関係
（硬岩系岩盤グループ）

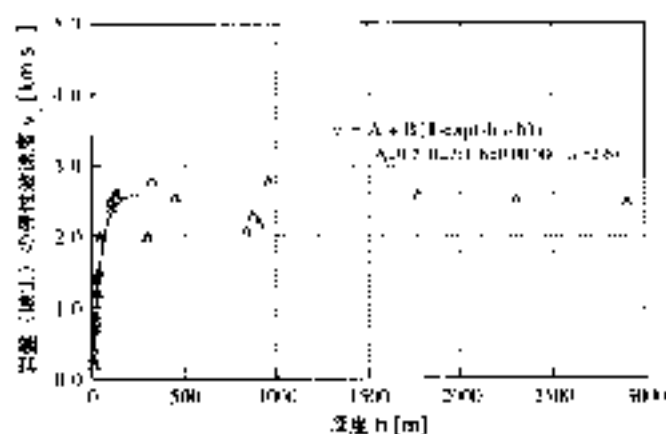


図 A-21 深度と岩盤の弾性波速度（S 波 [横波] 速度 v_s ）の関係
（硬岩系岩盤グループ）

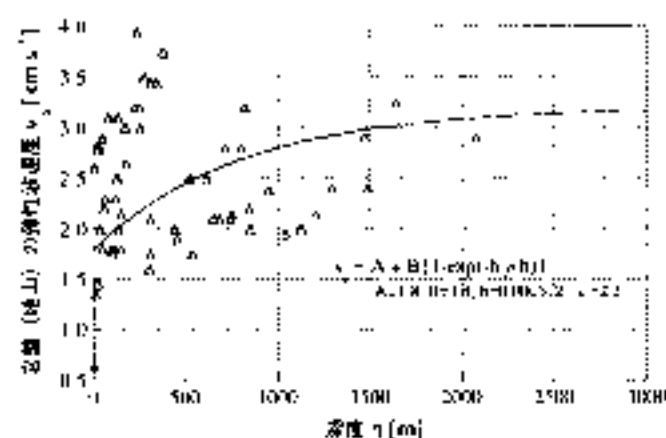


図 A-22 深度と岩盤の弾性波速度（P 波 [縦波] 速度 v_p ）の関係
（軟岩系岩盤グループ）

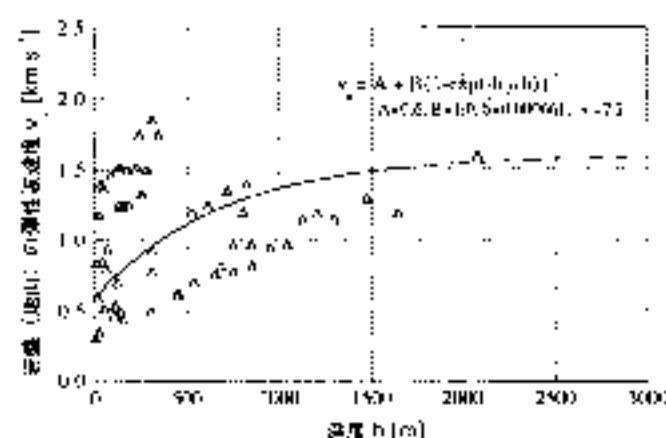


図 A-23 深度と岩盤の弾性波速度（S 波 [横波] 速度 v_s ）の関係
（軟岩系岩盤グループ）

(3) 動せん断剛性、減衰定数および動ポアソン比

(2) で示された深度と岩盤の弾性波速度 (v_p , v_s) の関係、および (A-5), (A-6) 式を用い、硬岩系岩盤、軟岩系岩盤データセットそれぞれの動せん断剛性と動ポアソン比を設定した。嶋ほか (1983) が行った動的三軸試験結果によれば、砂岩、泥岩および花崗岩における減衰定数は、おおむね 2% 程度であり、ひずみ依存性はほとんどないことが報告されている。また、釜石鉱山での原位試験の解析では、岩盤の減衰定数として 1% 程度を考慮している。ここでは、これらを参考に、硬岩系岩盤および軟岩系岩盤データセット双方とも、減衰定数は 2% に設定した。設定した硬岩系岩盤データセットにおける動的力学特性値を表 A-6 に、軟岩系岩盤データセットにおける動的力学特性値を表 A-7 に示す。

(4) 静的力学特性と動的力学特性の相関

表 A-8 に検討対象深度 (硬岩系岩盤データセット: 1000m, 軟岩系岩盤データセット: 500m) における静的力学特性と動的力学特性 (弾性係数、ポアソン比) の比較を示す。なお、軟岩系岩盤データセットの静的力学特性は、4.2.2.3.2 理論解による支保工厚の検討結果に基づいて、以降の検討で共通に取り扱う値 (SR-C) について示した。

設定した動弾性係数と静弾性係数の比 (E_d/E_s) は、硬岩系岩盤データセットで 1.3、軟岩系岩盤データセットで 2.2 となる。既往の研究例 (Fujiwara and Hibino, 1981; Onodera, 1963; 石川ほか, 1985) によると、岩石が軟質なほど、 E_d/E_s は大きくなるとされており、本検討で設定した静弾性係数の範囲に対応した E_d/E_s は、硬岩系岩盤で 2~4、軟岩系岩盤では 3~7 程度となる。したがって、設定した動弾性係数は、やや小さめの値となるが、静弾性係数とおおむね整合していると考えられる。

表 A-6 硬岩系岩盤データセットの動的力学特性値

深さ (m)	層No.	モデル化層の 厚さ (m)	岩種	飽和密度 ρ (kg/m ³)	弾性波速度 V_p (km/s)	せん断波速度 V_s (km/s)	飽和圧縮弾性率 E_d (MPa)	せん断弾性率 G_d (MPa)	ポアソン比 ν_d	減衰定数 h (%)
	1	2		2,210	0.298	0.200	2,100	717	0.491	
	2	2		2,411	0.392	0.266	4,160	1,237	0.485	
	3	2		2,441	0.483	0.330	5,910	1,664	0.480	
	4	2		2,548	0.569	0.376	8,760	2,563	0.474	
	5	2		2,649	0.652	0.415	11,510	3,377	0.468	
	6	2		2,746	0.732	0.449	14,490	4,236	0.462	
	7	2		2,839	0.808	0.477	17,570	5,145	0.456	
	8	2		2,927	0.882	0.503	20,720	6,096	0.450	
	9	2		3,012	0.952	0.529	24,000	7,090	0.444	
	10	2		3,094	1.019	0.550	28,410	8,127	0.439	
	11	10		3,155	1.317	0.677	46,770	13,778	0.415	
	12	10		3,247	1.559	0.777	69,770	18,341	0.395	
	13	20		4,177	1.914	0.910	99,710	27,093	0.367	
	14	20		4,459	2.138	1.042	124,820	37,671	0.349	
	15	20		4,644	2.303	1.117	143,170	43,174	0.337	
	16	25		4,790	2.424	1.188	158,870	47,182	0.328	
	17	25		4,875	2.495	1.247	168,470	49,576	0.323	
	18	25		4,926	2.538	1.271	174,170	51,958	0.319	
	19	25		4,976	2.583	1.296	179,670	54,310	0.317	
	20	25		4,974	2.578	1.292	179,270	54,119	0.316	
	21	25		4,985	2.587	1.298	180,080	54,621	0.316	
	22	25		4,997	2.592	1.302	181,170	55,001	0.315	
	23	25		4,997	2.595	1.305	181,150	55,000	0.315	
	24	25		4,999	2.597	1.307	182,420	55,977	0.315	
	25	25		4,999	2.598	1.307	182,570	56,000	0.315	
	26	25		4,999	2.599	1.307	182,660	56,070	0.315	
	27	25		4,999	2.599	1.307	182,720	56,045	0.315	
	28	25		5,000	2.600	1.307	182,750	56,070	0.315	
	29	25		5,000	2.600	1.307	182,770	56,070	0.315	
	30	25		5,000	2.600	1.307	182,780	56,060	0.315	
	31	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,062	0.315	
	32	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,062	0.315	
	33	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	34	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	35	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	36	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	37	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	38	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	39	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	40	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	41	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	42	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	43	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	44	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	45	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	46	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	47	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	48	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	49	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	50	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	51	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	52	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	53	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	54	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	55	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	56	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	57	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	58	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	
	59	25		5,000	2.600	1.307	182,790	56,064	0.315	

表 A-7 軟岩系岩盤データセットの動的力学特性値

深さ [m]	層No.	モデル(層厚) [m]	岩種	飽和密度 ρ [Mg/m ³]	弾性波速度 V_p [km/s]	剪断波速度 V_s [km/s]	動セシ率(弾性) μ [MPa]	動弾性係数 E_d [MPa]	動ポアッブル ν_d [-]	摩擦定数 h [%]
60	1	15	B	2.2	3.050	1.445	4690	12712	0.353	2.0
	2	15			3.099	1.489	4977	13437	0.350	
	3	15			3.146	1.531	5261	14147	0.343	
	4	15			3.190	1.571	5538	14847	0.340	
	5	15			3.234	1.609	5812	15524	0.333	
	6	15			3.275	1.646	6081	16185	0.331	
	7	15			3.315	1.681	6343	16826	0.322	
	8	15			3.353	1.715	6602	17457	0.320	
	9	20			3.401	1.758	6917	18263	0.318	
	10	20			3.448	1.798	7240	19066	0.313	
120	11	20	C	2.2	3.492	1.837	7573	19823	0.309	2.0
	12	20			3.535	1.873	7875	20545	0.305	
	13	20			3.573	1.907	8166	21244	0.301	
	14	20			3.610	1.940	8446	21910	0.297	
	15	20			3.646	1.970	8715	22548	0.294	
	16	20			3.679	1.999	8973	23159	0.291	
	17	20			3.711	2.027	9230	23743	0.288	
	18	10			2.252	0.963	2082	5780	0.388	
	19	10			2.264	0.972	2122	5883	0.383	
	20	10			2.276	0.981	2161	5991	0.386	
240	21	10	D	2.2	2.288	0.990	2201	6095	0.385	2.0
	22	10			2.299	0.999	2240	6199	0.384	
	23	10			2.310	1.008	2279	6303	0.381	
	24	10			2.321	1.016	2318	6405	0.380	
	25	10			2.332	1.025	2357	6507	0.380	
	26	10			2.343	1.033	2395	6608	0.379	
	27	10			2.354	1.041	2433	6708	0.375	
	28	10			2.365	1.049	2471	6808	0.377	
	29	10			2.375	1.057	2509	6907	0.376	
	30	10			2.385	1.065	2546	7005	0.376	
360	31	10	E	2.2	2.395	1.073	2583	7102	0.375	2.0
	32	10			2.406	1.080	2620	7198	0.374	
	33	10			2.415	1.088	2657	7294	0.373	
	34	12			2.427	1.097	2700	7406	0.372	
	35	12			2.439	1.105	2743	7520	0.371	
	36	12			2.450	1.114	2786	7632	0.370	
	37	12			2.462	1.122	2828	7742	0.369	
	38	12			2.473	1.131	2870	7851	0.368	
	39	12			2.485	1.139	2911	7958	0.367	
	40	12			2.494	1.147	2952	8065	0.366	
480	41	12	F	2.2	2.505	1.155	2993	8171	0.365	2.0
	42	12			2.515	1.162	3033	8275	0.364	
	43	12			2.526	1.170	3072	8378	0.363	
	44	12			2.536	1.177	3112	8480	0.363	
	45	12			2.546	1.185	3150	8580	0.362	
	46	12			2.555	1.192	3189	8680	0.361	
	47	12			2.565	1.199	3227	8778	0.360	
	48	12			2.575	1.206	3264	8875	0.360	
	49	12			2.583	1.213	3301	8971	0.359	
	50	12			2.593	1.220	3338	9066	0.358	
600	51	12	G	2.2	2.602	1.226	3374	9160	0.357	2.0
	52	12			2.611	1.232	3410	9252	0.357	
	53	12			2.620	1.239	3445	9345	0.356	
	54	25			4.108	2.357	12467	31288	0.255	
	55	25			4.121	2.366	12571	31526	0.254	
	56	25			4.132	2.375	12667	31748	0.253	
	57	25			4.141	2.384	12755	31957	0.252	
	58	25			4.153	2.392	12842	32152	0.252	
	59	25			4.162	2.399	12921	32334	0.251	
	60	25			4.171	2.406	12995	32504	0.251	
800	61	25	H	2.2	4.179	2.412	13064	32664	0.250	2.0
	62	25			4.187	2.418	13128	32813	0.249	
	63	25			4.194	2.424	13189	32952	0.249	
	64	25			4.201	2.429	13245	33083	0.249	
	65	25			4.207	2.432	13297	33204	0.249	
	66	25			4.211	2.438	13347	33318	0.248	
	67	25			4.219	2.442	13393	33425	0.248	
	68	25			4.224	2.446	13435	33524	0.248	
	69	25			4.229	2.450	13475	33617	0.247	
	70	25			4.233	2.453	13513	33704	0.247	
1000	71	25	I	2.2	4.235	2.457	13547	33785	0.247	2.0
	72	25			4.242	2.460	13580	33861	0.247	
	73	25			4.245	2.462	13613	33931	0.247	

表 A-8 静的力学特性と動的力学特性の比較

岩種	弾性係数：E [MPa]		ポアソン比： ν [-]	
	静的：E _s	動的：E _d	静的： ν_s	動的： ν_d
硬岩(深度 1000m)	37,000	48,064	0.25	0.315
軟岩(深度 500m)	3,500	7,742	0.30	0.369

4) 水理特性

分冊 1 の 3.3 において、地下深部の水理学的観点から、透水係数や動水勾配などの水理特性について考察を行った。これに基づき、深部岩盤の透水係数に関しては、硬岩系、軟岩系岩盤グループにかかわらず、

- ・ 健岩部： $10^{-10} \sim 10^{-8} \text{ m s}^{-1}$ のオーダー
- ・ 割れ目帯部：健岩部とは別に取扱う場合（高透水性の割れ目帯や新層破砕帯などを評価する場合）には、 $10^{-6} \sim 10^{-3} \text{ m s}^{-1}$ のオーダー

とした。

分冊 1 の 3.3.1 で述べたように、動水勾配は地下深部になるにつれて小さくなる傾向はあるものの、地形の影響を受けている。このため、設計においては、動水勾配は分冊 1 の 3.3.1 で各地形要素ごとに整理した動水勾配の平均値を採用した。処分場のレイアウトの検討を実際に行うにあたっては、サイトの条件を考慮し、広域地下水流動解析の手法（分冊 1 の 3.3.2 参照）を適用して推定される動水勾配が用いられる。

A.4 まとめ

わが国の幅広い地質環境を考慮して、設計解析で必要となる岩盤特性値を設定するにあたり、第 1 次取りまとめ以降、公開文献で報告されたデータの収集を進めるとともに、東濃地域や釜石鉱山の試験研究において蓄積されてきた実測値も加え、岩石・岩盤特性データベースの充実を図ってきた。第 2 次取りまとめでは、この岩石・岩盤特性データベースをもとに、データの分布などについて統計的な検討を行ったうえで、分冊 1 で示された岩種を設計上硬岩系岩盤と軟岩系岩盤に分類して取り扱うこととした。静的力学特性に関しては、一軸圧縮強度や有効間隙率、深度をパラメータとして各特性間の相関を検討し、岩石としての特性値を設定した。岩盤中の割れ目の影響や寸法効果を考慮して、弾性波速度に基づく岩盤良好度を岩石の特性値に乗じて低減させ、深度に応じた岩盤の特性値を設定した。熱特性は、従来静的力学特性と別個に取り扱われてきたが、ここでは有効間隙率を介して静的力学特性と関連づけ、設定を行った。動的力学特性については、深度依存性を考慮して設定した。設定したこれらの特性値が地下深部の値を表現し得ることについては、東濃地域や釜石鉱山における実測値によって適宜確認を行った。

岩盤の静的力学特性、熱特性、動的力学特性および水理特性に関して、設定した主要な特性値を表 A-9 に示す。

表 A-9 設定した主要な岩盤特性値（設計用岩盤特性データセット）

対象岩種		硬岩系岩盤データセット (略称：HR)	軟岩系岩盤データセット (略称：SR-C)
物理的特性	飽和密度 ρ [Mg m^{-3}]	2.67	2.20
	真密度 ρ_k [Mg m^{-3}]	2.7	
	有効間隙率 n [%]	2	30
力学特性	一軸圧縮強度 q_u [MPa]	115	15
	弾性係数 E [MPa]	37,000	5,500
	ポアソン比 ν [-]	0.25	0.30
	粘着力 c [MPa]	15	3.0
	内部摩擦角 ϕ [°]	45	28
	引張強度 σ_t [MPa]	8	2.1
	側圧係数 K_0 [-]	$1.64(1+0.74(h:\text{深度[m]}))$	
	初期鉛直応力 σ_v [MPa]	$\rho_k h/1000 \pm \rho_k g h/1000$	
	初期水平応力 σ_h [MPa]	$K_0 \cdot \sigma_v$	
	弾性波 (P 波) 速度 V_p [km s^{-1}]	$2.1+2.9[1-\exp\{-0.00792 \cdot \sigma_h\}]$	$1.8+1.4[1-\exp\{-0.00057 \cdot \rho \cdot h\}]$
	弾性波 (S 波) 速度 V_s [km s^{-1}]	$0.3+2.4[1-\exp\{-0.00788 \cdot \rho \cdot h\}]$	$0.6+1.0[1-\exp\{-0.00066 \cdot \sigma_h\}]$
熱特性	熱伝導率 λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]	2.8	2.2
	比熱 C [$\text{kJ kg}^{-1} \text{K}^{-1}$]	1.0	1.4
	地温勾配 [$^{\circ}\text{C}/100\text{m}$]	3	
	地表面における地温 ($^{\circ}\text{C}$)	15	
水理特性	透水係数 k [m s^{-1}]	縫岩部： $10^{-10} \sim 10^{-9}$ 、割れ目帯： $10^{-6} \sim 10^{-5}$	
	透水勾配 i [-]	0.008 ～ 0.067	

付録 A 参考文献

- 赤井浩一，足立紀尚，新城俊也（1973）：島尻層泥岩の力学特性，京都大学防災研究所年報，No.16，pp.753-764.
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. (1974) : Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, Vol 6, No 4, pp.189-236.
- Bieniawski, Z.T. (1974) : Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling, Proc. 3rd Int. Cong. ISRM, Vol.2. Part A, pp.27-32.
- Deere, D.U. (1963) : Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes, Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol.1. No.1, pp.17-22.
- 上木学会（1987）：トンネルにおける調査・計測の評価と利用，上木学会.
- 動力炉・核燃料開発事業団（1992）：高レベル放射性廃棄物地層処分研究開発の技術報告書 平成3年度 一，PNC TN 1410-92-081.
- Fujiwara, Y. and S. Hibino, S. (1981) : Evaluation of Dynamic Properties of Rock Foundation by Cyclic Loading Test, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp.1229-1234.
- 福井英一郎，浅井辰郎，新井王，河村武，西沢利栄，水越允治，吉野正敏（1985）：日本・世界の気候図，東京堂出版.
- Goodman, R.E. (1984) : わかりやすい岩盤力学，大西有三，谷本親伯 共訳，鹿島出版会，pp.60-62.
- Hock, E. and Brown, E.T. (1997) : Practical Estimates of Rock Mass Strength, Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.34, No.8, pp 1165-1186.
- 井尻裕二，澤田淳，赤堀邦晃（1999）：我が国の岩盤における亀裂特性について，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-091.
- 石川浩次，城ヶ崎勝美，越智啓登，山田勝彦（1985）：花崗岩（岩石及び岩盤）の静的及び動的弾性定数の関係について，第20回土質工学研究発表会発表講演集，Vol.20, No.2-1, pp.913-916.

地盤工学会（1997）：岩の調査と試験，第3刷，地盤工学会，pp.401-409

建設産業調査会（1998）：改訂地下水ハンドブック，建設産業調査会，pp.119-129.

菊地宏吉（1990）：地質工学概論，土木工学社.

菊地宏吉，藤枝誠，岡信彦，小林隆志（1984）：ダム基礎岩盤の耐荷性に関する地質工学的総合評価，応用地質特別号，日本応用地質学会，pp.103-118.

桑原啓三（1984）：岩石の圧縮強度と剪断強度による分類の試み，応用地質特別号，日本応用地質学会，pp.25-33.

松本嘉司，西岡隆（1987）：トンネルの力学と覆工の設計方法（4）第4章 山岳トンネルの安定性の現状（I），トンネルと地下，Vol.18，No.11，pp.33-41.

日本道路公団（1997）：設計要領，第三集 トンネル，pp.69-77, 91-92.

日本鉄道建設公団（1996）：NATM 設計施工指針，pp.36-42, pp.62-68.

日本材料学会（1993）：岩の力学 基礎から応用まで，丸善.

Onodera, T.F.（1963）：Dynamic Investigation of Foundation Rocks In-situ, Proc. 5th Symp. Rock Mech., Minnesota, pp.517-533.

Press, F.（1966）：Seismic Velocities, Handbook of Physical Constants, Geol. Soc. America Memoir No.97.

斎藤敏明，石田毅，寺田孚，田中豊（1988）：実測結果に基づくわが国の地下岩盤内の初期応力状態の検討，土木学会論文集，No.394，pp.71-78.

嶋悦三，太田外気晴，高橋克也，石田寛（1983）：鉛直アレー地震観測による地震動特性の研究 その3：地盤の減衰調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.641-642.

島山莊平，幾世橋広（1987）：岩盤および地盤の熱物性値に関する研究の展望，資源・素材，'87 札幌分科研究会.

竹内均，片山信夫，森本良平，木村敏雄（1970），新版地学辞典 第1巻 地球物理

学・資源工学・土木地質学・気候学，古今書院。

谷口航，長谷川宏，岩佐健吾，佐藤裕紀（1999）：地層処分場設計のための地質環境基本特性，核燃料サイクル開発機構技術資料，JNC TN8400 99-053。

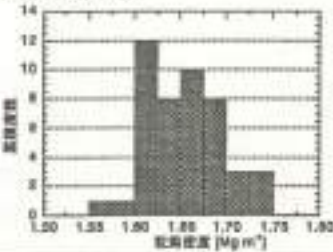
東京電力株式会社（1993）：福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書。

Wepfer, W.W. and Christensen, N.I. (1991) : A Seismic Velocity-Confining Pressure Relation with Applications, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.28, No.5, pp.451-456.

山口梅太郎，西松裕一（1991）：岩石力学入門（第3版），東京大学出版会。

当中龍之進，桜井春輔，菊地宏吉（1989）：岩盤分類とその適用，岩盤工学体系 [I]，土木工学社。

わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分技術的信頼性
 一 地層処分研究開発第2次取りまとめ一
 「分冊2 地層処分の工学技術」正誤表

頁	行	誤	正
IV-22	下8	見島・辻川, 1998	見島ほか, 1997
IV-58	図 4.1.1-21 縦軸単位	[A m ³]	[A m ³]
IV-92	上9 式 (4.1.2-19)	10 ³ , 10 ⁴ , 10 ⁵	10 ³ , 10 ⁴ , 10 ⁵
IV-115	上16	貯存ガスの・・・	貯存水素の・・・
IV-127	上23	膨張応力も～示されている。	膨張応力も、温度上昇にともない小さくなる ことが実験的に示されており、その要因として、 変形特性や化学ポテンシャルの変化などが 考えられている。
IV-163	図 4.1.2-90		下図に差し替え。 
IV-185	下5	(4.1.2-39)	(4.1.2-40)
IV-186	上4	(4.1.2-42)	(4.1.2-41)
IV-253	上24 式 (4.2.2-3) 中 の第3の式	$\tau_{ij} = \frac{\tau_i \cdot h_{i+1} + \tau_{i+1} \cdot h_i}{h_{i+1} + h_i}$	$\tau_{ij} = \frac{\tau_i \cdot h_{i+1} + \tau_{i+1} \cdot h_i}{h_{i+1} + h_i}$
IV-383	上1～2 追記		図 4.3.3-6, 図 4.3.3-7 凡例中 AUX は実験拘束 容器上面での加振方向加速度計の測定結果。 GLX は振動台での加速方法加速度計の測定結 果を表す。
IV-393	表 4.3.3-4	オーバーバックヤング率 2.06×10 ⁴	オーバーバックヤング率 2.06×10 ⁵
IV-404	表 4.3.3-7	オーバーバック ヤング率 2.06×10 ⁴ オーバーバック ポアゾン比 0.7	オーバーバック ヤング率 2.06×10 ⁵ オーバーバック ポアゾン比 0.3
IV-422	上17	間隙水中の貯存ガスの量が	間隙水中の貯存水素の量が
IV-431	上1～6	1) 検討対象 本解析における検討対象としては、以下の 3 ケースとした。 ①硬岩系岩盤モデル ・ 深度: 1,000m ・ 処分形態: 処分坑道掘削方式 ・ 緩衝材の仕様: 30wt% ケイ砂混合 体, 乾燥密度 1.6Mg m ⁻³	削除 (IV-430 頁と重複)
IV-435	表 4.3.4-3	0.22 (硬岩系岩盤の間隙率)	0.02 (硬岩系岩盤の間隙率)
IV-438	上8	ガス飽和度が増加しにくくなり、	ガス飽和度が増加しにくくなり、
IV-462	上5	見島伴一, 辻川茂男 (1998) 圧縮ベントナ イト環境中炭素鋼腐食速度の堆積腐食性生物 膜による加速, 腐食防食'97 講演集	見島伴一, 田口智也, 辻川茂男 (1997) 腐食 生成物層をもつ鉄鋼材料の圧縮ベントナ イト環境における腐食挙動, 材料と環境'97 講演集
IV-450	上5	Manfridi, G	Manfridi, C
IV-455	上11	NASA Tch.	NASA Tech.
IV-457	上1	A 17th Century Cannon	A 17th Century Bronze Cannon
IV-473	下7	High-Level Waste Disposal Projects Part IV	High-Level Waste Disposal Projects Part III
V-2	表 5.1-1	NATM (New Austrian Method; ナトム)	NATM (New Austrian Tunneling Method; ナトム)



JNC TN1400 99-022

わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性

—地層処分研究開発第2次取りまとめ—

分冊2 地層処分の工学技術

平成11年11月26日

核燃料サイクル開発機構