

深地層における軟岩の評価
—調査・試験法と力学・水理モデル—

報 告 書

平成14年3月31日

土木学会 岩盤力学委員会

深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会

まえがき

高レベル放射性廃棄物の地層処分や圧縮空気貯蔵（CAES）ガスタービン発電システムに関して、深地層の利用が緒に着こうとしています。高レベル放射性廃棄物の地層処分は、地下3百メートル以深の泥岩層がその施設建設の有力な候補であり、2030年頃に予定されている施設開設に向けて準備が進められています。一方、圧縮空気貯蔵（CAES）ガスタービン発電システムは岩塩層に貯蔵するシステムが旧西ドイツや米国で既に商用化していますが、岩塩層のない我が国では大都市近郊の大深度地下岩盤（例えば泥岩層）中に空洞を掘って空気を貯蔵することが考えられています。

しかしながら、これらの大深度（ここでは3百メートル以深を想定）泥岩層（軟岩）の利用技術を確認するためには、多くの技術的課題を解決しなければなりません。ことに、大深度軟岩の原位置調査法の確立と、原位置調査結果並びに室内試験結果を総合した力学モデル・地盤水理モデルの開発は、緊急の課題です。

深地層における泥岩を中心とした軟岩評価の技術を確認することは、工学的および基礎理論の両面で岩盤力学の今後の発展において鍵を握る重要な研究テーマの一つであると考えられます。

土木学会岩盤力学委員会『深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会』は、平成12～13年度に研究小委員会として活動を続けてきました。委員会活動の目的は、深地層における軟岩を利用するに際して問題となる調査法と力学水理モデルのレビューおよびその評価にあります。すなわち、

(1) 原位置調査法・室内試験法の精査、

(2) 原位置調査結果並びに室内試験結果を総合した力学モデル・地盤水理モデルの評価に関連して、調査・研究活動を行ってきました。特に、各種の大深度原位置調査法を比較・評価し、その結果と併せて大深度過圧密泥岩に関する軟岩の力学モデル・地盤水理モデルについて検討すると共に、施設設計への適用性について考察を加えました。

今回の研究小委員会では、泥岩の変質等に関連した化学的性質については詳細な検討を実施していません。また、日本の大深度泥岩を対象にしているため、不飽和問題も扱っていません。その他にも多くの工学的課題が残されていますが、この分野に携わる研究者・技術者のさらなる努力が待たれる次第です。

本研究小委員会は、参加された各委員の多大な尽力により報告書を完成することができました。取り分け、幹事を引き受けていただいた大阪大学・川崎了委員の献身には、記して謝意を表したいと存じます。

平成14年3月31日

深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会
委員長 市川 康明

岩盤力学委員会 平成12,13年度 深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会

小委員長	市川 康明	名古屋大学 環境学研究科都市環境学専攻 助教授
委員	岩本 健	応用地質(株) エネルギー事業部技術部 副部長
委員	太田 岳洋	(財)鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 地質主任研究員
委員	岡田 哲実	(財)電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 主任研究員
委員	鍛冶 義和	中央開発(株) 東京支店地質技術部 部長
委員	北爪 貴史	東電設計(株) 地盤・構造部 設計高度化グループ
委員	久慈 雅栄	前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 研究第3グループ
委員	小松 幹雄	川崎地質(株) 北関東支店 支店長
委員	佐藤 稔紀	核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター 施設計画グループ 副主任研究員
委員	清木 隆文	宇都宮大学 工学部建設学科(建設工学コース) 助教授
委員	薛 自求	基礎地盤コンサルタンツ(株) 地盤工学センター
委員	武内 邦文	(株)大林組 東京本社 土木技術本部 技術第6部
委員	田坂 嘉章	東電設計(株) 技術開発本部 土木技術部 課長
委員	張 銘	独立行政法人産業技術総合研究所 深部地質環境研究センター 主任研究員
委員	土 宏之	原子力発電環境整備機構 技術部 サイト調査・評価グループ
委員	西野 隆之	東京電力(株) 知的財産管理グループ 主任研究員
委員	野津 能成	(株)キンキ地質センター 神奈川営業所 所長
委員	細野 高康	(株)ダイヤコンサルタント ジオテクニカル事業部 地盤物性グループ 力学物性チーム課長
委員	八嶋 厚	岐阜大学 地域共同研究センター 教授
委員	山富 二郎	東京大学大学院 工学系研究科 地球システム工学専攻 教授
委員	渡辺 浩平	清水建設(株) 東京支店品質管理部 主査
委員兼幹事	川崎 了	大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 学内講師

目 次

「まえがき」

「深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会構成」

第 1 部 わが国の軟岩の特徴	1
1. 軟岩とは	
1.1 軟岩の定義	
1.2 軟岩の分類	
1.3 軟岩の地質学的な特徴	
1.3.1 碎屑性堆積岩	
1.3.2 火山碎屑岩	
2. 軟岩の分布と地質構造	8
2.1 軟岩の堆積時代	
2.2 軟岩の分布	
2.2.1 グリーンタフ地域	
2.2.2 非グリーンタフ地域	
3. 軟岩の物理的・力学的性質	10
3.1 一般的な性質	
3.1.1 密度	
3.1.2 間隙率と吸水率	
3.1.3 弾性波速度	
3.1.4 一軸圧縮強度	
3.1.5 陽イオン交換容量	
3.1.6 pH	
3.1.7 透水性	
3.2 力学的性質	
3.2.1 圧密・圧縮および膨張特性	
3.2.2 せん断特性	
3.2.3 弾塑性挙動	
4. 軟岩の地質工学的特徴	20
4.1 地すべり	
4.2 スレーキング	
4.3 膨張性	

第2部 調査・試験法	29
1. ボーリング掘削技術	
1.1 ボーリング掘削技術の概要	
1.1.1 ボーリング機械	
1.1.2 掘削技術	
1.2 軟岩における深地層掘削の課題	
1.2.1 深地層掘削の目的の整理	
1.2.2 深地層掘削の課題	
1.3 軟岩における深地層掘削のためのボーリング掘削技術	
1.3.1 ボーリング掘削計画	
1.3.2 掘削技術	
1.3.3 サンプリング	
1.4 今後の研究・開発課題	
1.4.1 掘削の効率と経済性の向上	
1.4.2 品質向上(特に, サンプリング)	
1.4.3 地下水採取と孔壁保護	
1.4.4 ボーリング掘削と原位置試験	
2. 地質構造	47
2.1 深地層における地質・地質構造調査	
2.1.1 文献調査	
2.1.2 地形判読・地表踏査	
2.1.3 物理探査	
2.1.4 ボーリング調査	
2.1.5 その他の方法	
2.2 深地質における地質構造解釈	
3. 地球化学特性	67
3.1 地球化学的特性に関する試験とその方法	
3.1.1 X線回折	
3.1.2 全岩化学組成分析	
3.1.3 スレーキング試験	
3.1.4 吸水膨張量膨脹圧試験	
3.1.5 CEC試験	
3.1.6 採水	
3.1.7 水質分析	
3.1.8 バクテリア分析	

3.2	泥岩の生成と特徴	
3.2.1	堆積物の構成粒子	
3.2.2	続成変質作用	
3.2.3	泥岩の化学組成	
3.2.4	泥質岩の化学分析事例	
3.3	泥岩の風化・変質	
3.3.1	化学的風化による諸性質の変化	
3.3.2	スレーキング	
3.3.3	化学的風化のメカニズム	
3.3.4	泥岩と地下水の相互作用	
3.4	微生物活動	
3.5	泥岩中の黄鉄鉱の存在と変化	
3.5.1	泥岩中の硫黄含有量	
3.5.2	泥岩への硫黄の濃集と固定	
3.5.3	泥岩中の硫化鉄鉱の存在形態	
3.5.4	黄鉄鉱の酸化反応と酸性水の発生	
3.5.5	海成泥質岩からの酸性水発生の可能性	
3.6	黄鉄鉱の酸化による応用地質的問題の発生	
3.6.1	酸性水の発生や砒素の溶出による環境問題	
3.6.2	硫酸塩鉱物の晶出にともなう構造物の変状	
3.6.3	地下深部泥岩の工事において発生が予想される問題	
4.	物理・力学特性	96
4.1	既往の調査・試験法	
4.1.1	原位置・調査試験法	
4.1.2	室内試験法	
4.2	深地層軟岩を対象とした調査・試験法の現状と課題	
4.2.1	物理特性	
4.2.2	力学特性	
4.2.3	初期地圧	
5.	透水特性	113
5.1	原位置透水試験	
5.1.1	透水試験	
5.1.2	間隙水圧計測	
5.1.3	単一孔流向, 流速測定	
5.1.4	透気試験法	
5.1.5	調査・試験法の現状と課題	

- 5.2 室内透水試験
 - 5.2.1 定水位試験法
 - 5.2.2 変水位試験法
 - 5.2.3 フローポンプ法
 - 5.2.4 トランジェント・パルス法
 - 5.2.5 現状と課題

第3部 力学・水理モデル 135

- 1. 高レベル放射性廃棄物(HLW)地層処分における力学・水理モデル
 - 1.1 地層処分の概要
 - 1.1.1 地層処分システム
 - 1.1.2 地層処分施設
 - 1.1.3 設置深度
 - 1.1.4 地層処分の概略工程
 - 1.2 HLW 地層処分における力学モデル
 - 1.2.1 各作業段階における想定事象
 - 1.2.2 地層処分における力学モデル
 - 1.3 HLW 地層処分における水理モデル
 - 1.3.1 地層処分における地下水流動解析の位置づけ
 - 1.3.2 地下水流動解析の考え方
 - 1.3.3 地下水流動解析手法
 - 1.3.4 サイト選定段階における地下水流動解析の考え方
 - 1.3.5 電事連, 電中研事業化報告書における地下水流動解析の扱い
 - 1.3.6 2次取りまとめにおける地下水流動解析の扱い
 - 1.3.7 平成12年度のJNCの研究 「水理地質構造モデル化手法
及び地下水流動解析手法の不確実性評価」
- 2. 圧縮空気貯蔵(CAES)における力学・水理モデル 150
 - 2.1 圧縮空気貯蔵発電システムの概要
 - 2.1.1 圧縮空気貯蔵発電システム
 - 2.1.2 圧縮空気貯蔵施設
 - 2.1.3 設置深度
 - 2.2 CAES における力学モデル
 - 2.2.1 理論解析手法を用いる方法
 - 2.2.2 数値解析手法を用いる方法
 - 2.2.3 まとめ
 - 2.3 CAES における水理モデル

2.3.1	CAESにおける地下水流動解析の位置づけ	
2.3.2	地下水流動解析手法	
2.3.3	多孔質媒体モデルにおける不均一性の取り扱い方法	
2.3.4	軟岩中のCAES空洞を対象とした地下水流動問題に関する 研究・検討事例	
2.3.5	まとめ	
3.	モデル定数の求め方	182
3.1	力学モデル定数の求め方	
3.1.1	軟岩の力学特性とモデル定数	
3.1.2	対象プロジェクトにおける力学定数の設定	
3.1.3	力学モデル定数の算出方法	
3.1.4	力学モデル定数の求め方のまとめ	
3.2	水理モデル定数の求め方	
3.2.1	地層の水理特性とモデル定数	
3.2.2	室内および原位置透水試験	
3.2.3	各種試験による水理モデル定数の算出方法	
3.2.4	水理モデル定数の求め方のまとめ	
4.	各モデルの利点と問題点	206
4.1.1	高レベル放射性廃棄物の地層処分場のモデル化について	
4.1.2	CAESのモデルについて	
4.2	各種モデルの利点と問題点	
4.2.1	HWLに使われている力学モデルについて	
4.2.2	HWLに使われている水理モデルについて	
4.2.3	CAESに使われている力学モデルについて	
4.2.4	CAESに使われて水理モデルについて	
4.3	必要とされるモデルについて	
4.3.1	力学モデルについて	
4.3.2	水理モデルについて	
5.	軟岩の力学モデルの新しい展開	212
5.1	軟岩の長期挙動とそのモデル化	
5.1.1	弾粘塑性構成式の誘導	
5.1.2	軟岩の三軸排水クリープ試験への適用	
5.1.3	軟岩の排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験への適用 及び排水緩和試験への予測	
5.1.4	構成式に含まれるパラメータの決定方法	

5.1.5	トンネルの長期安定性と補強工の有効性に関する力学モデルの適用	
5.2	軟岩の構造（強度）劣化とそのモデル化	
5.2.1	構造をもった軟岩の弾塑性挙動	
5.2.2	負のダイレイタンス特性を示す軟岩のひずみ軟化型構成式	
5.3	軟岩の繰り返し挙動とそのモデル化	
5.3.1	構成式の拡張	
5.3.2	軟岩の繰り返し三軸試験のシミュレーション	
6.	軟岩の水理モデルの新しい展開	249
6.1	混合体理論を基礎とした飽和地盤の古典力学	
6.1.1	代表要素と平均操作	
6.1.2	質量保存則と浸透方程式	
6.1.3	運動量保存則と有効応力および Biot の多次元圧密方程式	
6.2	均質化法と多孔質体の浸透理論	
6.2.1	ミクロ非均質多孔質体と Stokes 方程式	
6.2.2	二重構造を有する多孔質体の浸透理論	
6.2.3	多重構造を有する多孔質体の浸透理論	
	「あとがき」	277

第1部 わが国の軟岩の特徴

第1部 わが国の軟岩の特徴

1. 軟岩とは

軟岩は、性的には一般的に土と岩の中間的な性状を有する地盤材料として認識されているが、その定量的な定義については、分野により異なっているのが現状である。1.1節では、各分野における軟岩の定義を示す。1.2節では、一般的な軟岩の分類と本報告書で扱う軟岩の範囲について示し、1.3節ではその軟岩についての地質学的あるいは岩石学的な特徴を述べる。

1.1 軟岩の定義

「軟岩」という用語は、分野により定義に若干の相違がある。以下に各分野における軟岩の定義の例を示す。

地質学：「岩石を硬さで硬岩・軟岩に二分する時の一つで軟質な岩石。」（「新版地学事典」、地学団体研究会編、1996）

応用地質学：「土木工地上、岩盤強度を表すための便宜的な分類において、耐圧 400kg/cm^2 以下のものをいう。しかし、ただ単に火成岩、変成岩、チャートなどの硬岩に対比して、砂岩や泥岩など堆積岩について定性的に使われる場合も多い。」（「図解応用地質用語集」、図解応用地質用語集編集委員会編、1985）

土質工学：「土よりも硬く、一般的な概念の岩石と呼ぶには軟らかい、すなわち、“土と岩の中間的性質の地質材料”。」（「堆積軟岩の工学的性質とその応用」、土質工学会編、1987）

岩盤力学：「岩盤力学でいう軟岩とは、主に組成や生成年代、生成過程等の違いにより硬い岩石からなる岩盤（硬岩）と土質地盤（土）の中間的領域に位置するもので、特有の工学的特質を有する岩盤をいう。軟岩とは、土と同様に間隙が多いが、固結状態にある点で土とは区別される。硬岩では岩石の性質と岩盤の性質との関連が主に不連続面の存在に依存しているのに対して、軟岩では両者の関連が強いのが大きな特徴である。」（「軟岩の調査・試験の指針（案）1991年版」、土木学会編、1991）

上記の定義の例からわかるように、「軟岩」という用語は工学的な性質に由来するようである。そのため、上記の岩盤力学分野における定義がもっとも具体的であり、本報告書の目的に合致した定義と考えられる。また、ISO/DIS14689（岩の判別と記載）では、軟岩の定義を一軸圧縮強さが 25MPa 以下とされている。

1.2 軟岩の分類

軟岩は、その成因から次の3種類に分類されるのが一般的である。

①風化岩・変質岩：地表付近における風化や熱水・温泉などによる変質作用を受けた岩石であり、局所的に分布し、すべての岩石に生じうる。

②堆積岩：主に陸上から供給される碎屑物が海または湖中で堆積し、固結した岩石であり、砂岩や泥岩などが代表的な岩石である。主に新第三紀以降の堆積物が軟岩の対象となる。

③火山碎屑岩：火山灰などの火山噴出物が陸上あるいは水中で堆積したもの、火砕流堆積物が固結したもの、火山体を構成する岩石や火山灰などが火山泥流や土石流として二次的に堆積したもの等である。火山灰や火砕流堆積物が固結したものの多くは凝灰岩と呼ばれ、陸上で高温の状態では堆積すると溶結し、硬岩と同様な物性を有する溶結凝灰岩となる。火山碎屑岩では、非溶結の凝灰岩類が軟岩の代表的な岩石である。

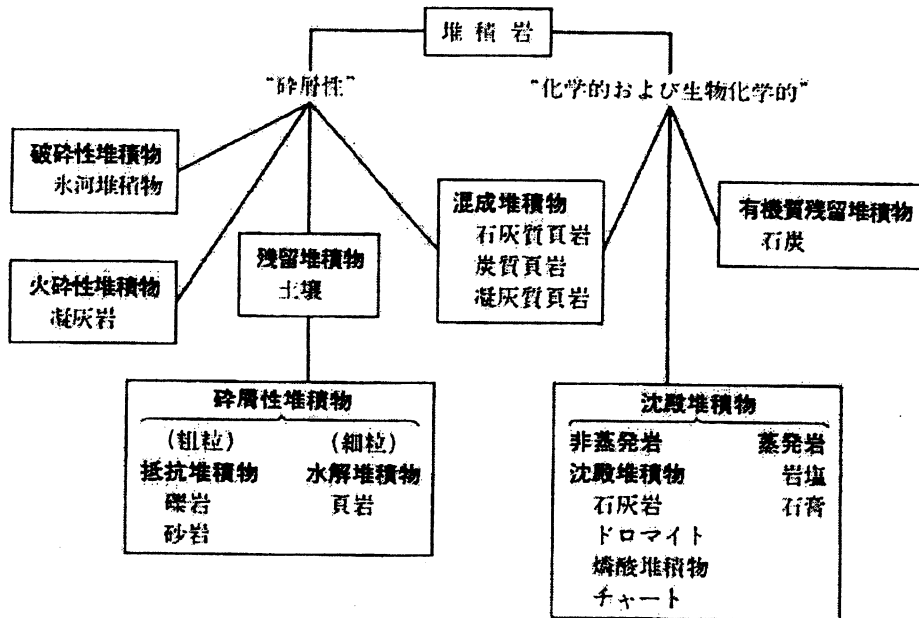


図 1.3-1 堆積岩の分類(Pettijohn,1957)

本委員会は深部の比較的広範囲に分布する軟岩を対象としているので、地表付近あるいはごく局所的に分布することが多い上記①の軟岩は、対象としない。「堆積軟岩の工学的性質とその応用」では、上記②および③を「堆積軟岩」として扱っている。本報告書では、上記②、③を対象とする。

1.3 軟岩の地質学的な特徴

堆積岩の分類には、形成過程の各段階を考慮に入れてその結果としての生成物の化学組成により分類する手法、形成過程・組成・組織の併記により分類する手法などがある。堆積岩の分類については、目的や対象により、すべての性質を一括してそのものを総体的にみるか、いくつかの本質的な要素に分けこれらを組み合わせることによって理解しようとするかが異なる。総体的にみて堆積岩を分類した一例を図 1.3-1 に示す。

図 1.3-1 の中で、軟岩として工学的に考慮する必要があり、わが国においても広く分布するのは、碎屑性堆積物（碎屑性堆積岩）と火砕性堆積物（火山碎屑岩）である。

1.3.1 碎屑性堆積岩

碎屑性堆積岩は、火山岩、堆積岩、変成岩などの既存の岩石が風化を受けて分解し、もとの岩体より分離した粒子である碎屑粒子が、移動して堆積し、固結したものである。碎屑性堆積岩は、それを構成する碎屑物の質的な特徴と粒子の大きさによって区分される。碎屑物の岩石学的・鉱物学的特徴は、それが由来した原岩の性質および後背地における気候条件や風化作用の程度を示し、粒度組成は風化から堆積までの碎屑性堆積岩の形成過程における物理的営力を反映している。碎屑性堆積岩の特徴を表すもう一つの尺度として、原岩の状態から堆積岩となる過程における時間や環境および物質変化などを包括した成熟度があり、定性的に未成熟、亜成熟、成熟、過成熟に分けられる。碎屑物の円磨度や分級度などは、成熟度に関係していると考えられる。これらのことから、碎屑性堆積岩は構成粒子の種類、粒径、粒度組成、円磨度によって分類されることが多い。

碎屑粒子は、表 1.3-1 に示すように一般には粒度及び外形によって分類される。表 1.3-1 に示し

た粒径区分は、mm を長さ測定の単位として取り、1 mm を基準にして倍、あるいは1/2 ごとに区切りをつけ、適当なところで境界を入れたものである。そのため、この粒径区分では64mm とか1/256mm といった表現となる。そこで、mm 単位の長さを次式によって表すファイ・スケール(表1.3-1の左の欄)が用いられることが多い。

$$d = (1/2)^\phi \quad \dots(1.1)$$

ここで ϕ は無次元量である。

表 1.3-1 のような名称やファイ・スケールが用いられるのは、経験的に自然界の碎屑性堆積物の粒度組成が正規分布に近いことによる。つまり、粒子の大きさを対数やファイ・スケールで示すと、碎屑性堆積物の粒度分布は正規分布曲線に似た形状となり、堆積物の特徴がより明確に表現できる。碎屑性堆積物の粒度分布を正規確率紙上に表すと図 1.3-2 の右図のようになる。ここで、堆積物の粒度分布の平均値(M_ϕ)、中央値(Md_ϕ)、分級度(σ_ϕ)はそれぞれ次の式で表される。

$$M_\phi = (\phi_{16} + \phi_{84})/2 \quad (1.2)$$

$$Md_\phi = \phi_{50} \quad (1.3)$$

$$\sigma_\phi = (\phi_{84} - \phi_{16})/2 \quad (1.4)$$

表 1.3-1 碎屑粒子の粒径区分 (水谷ほか編、1987)

ϕ	粒径 (mm)	円磨した粒子		角ばった粒子
		碎屑物	集合体	
-8	256	巨礫 (boulder)	巨礫岩 (boulder conglomerate)	角礫岩 (breccia)
-6	64	大礫 (cobble)	大礫岩 (cobble conglomerate)	
-4	16	中礫 (pebble)	中礫岩 (pebble conglomerate)	
-2	4	細礫 (granule)	細礫岩 (granule conglomerate)	
-1	2	極粗粒砂 (very coarse sand)	砂岩 (sandstone)	1 mm あら砂 (grit) 1/2 mm
0	1	粗粒砂 (coarse sand)		
1	1/2	中粒砂 (medium sand)		
2	1/4	細粒砂 (fine sand)		
3	1/8	極細粒砂 (very fine sand)		
4	1/16	シルト (silt)	シルト岩 (siltstone)	泥岩 (mudstone) 頁岩 (shale)
8	1/256	粘土 (clay)	粘土岩 (claystone)	

分布を正規確率紙上に表すと図 1.3-2 の右図のようになる。ここで、堆積物の粒度分布の平均値(M_ϕ)、中央値(Md_ϕ)、分級度(σ_ϕ)はそれぞれ次の式で表される。

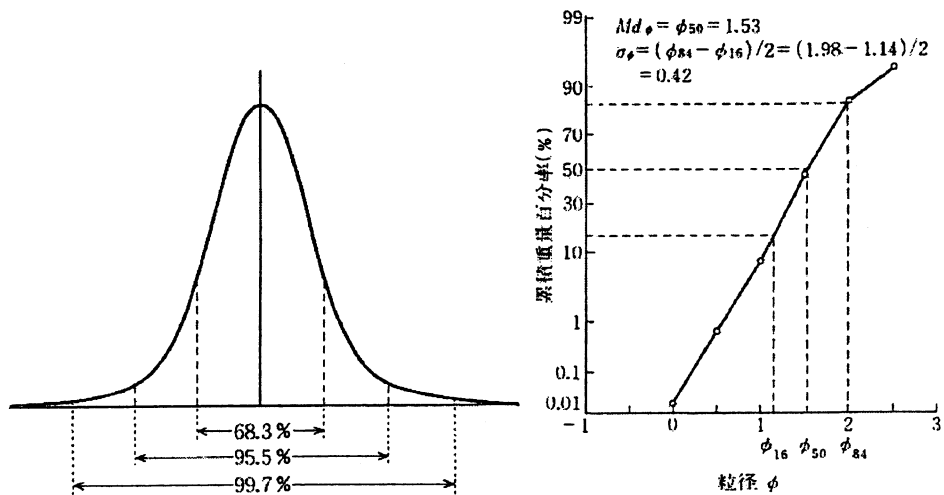


図 1.3-2 正規分布曲線の概念 (左) と砂質堆積物の粒度の累積分布 (右) (水谷ほか編、1987)

ここで、 ϕ_A は、累積曲線上でA%に相当する粒径の大きさを表す。

ϕ_{16} や ϕ_{84} という値は、図1.3-2の左図で示すように、理論的な正規分布曲線における標準偏差の値に関係した粒径である。

分級度の良い碎屑性堆積物では、その粒度曲線は一般に一つの極大値を持ち、分級度の悪い碎屑性堆積物では、極大値が複数になることがある。

一般に、碎屑性堆積物は単一の粒径からなるものは少なく、粘土、シルト、砂および礫の混合物からなる。碎屑性堆積物の分類については、多くの手法が提案されているが、表1.3-2にはWentworthの分類を、図1.3-3にはFolk(1954)の分類を示す。後者の分類では、一つが礫、砂およびシルト+粘土を単成分とする三角座標からなり、もう一つが礫を含まず、砂、シルトおよび粘土を単成分としている。工学的には、これらの碎屑性堆積岩を泥質岩とそれ以外の砂質岩とに分けて考えるの便利である。

(1) 泥質岩

ここでいう泥質岩は、Folkの分類のうち、砂分が50%以下の泥岩、シルト岩などである。

シルト岩は粘土粒子を含み、泥岩に移化することが多く、また砂質粒子が増加して砂岩に漸移することも少なくない。シルト岩の碎屑粒子は円磨されているものが少なく、鉱物粒子が多く、岩石片粒子は少ない。碎屑粒子の鉱物組成は石英を主とし、長石類がそれに次ぐため、シリカ分に富んでいる。シルト岩は一般に分級度が非常によい。シルトサイズの粒子はわずかな水流の変化で移動するため、シルト岩には葉理をもつものが多い。水流に対するシルトサイズの碎屑粒子の挙動を考慮すると、シルト質堆積物を受ける水底でのふるい分けの作用は効果的で、白雲母などの片状鉱物、石英・長石などの粒状鉱物および磁鉄鉱などの重鉱物のそれぞれが濃集して、葉理を形成することがある。

泥岩は、碎屑粒子として粘土サイズのものを主体とし、これらの粒子のほとんどは鉱物学的には粘土鉱物である。また、このほかに微粒の炭酸塩鉱物や珪酸鉱物も含まれているが、これらは碎屑粒子として堆積したものではなく、海水から化学的に分離・沈殿したものあるいは続成過程

表 1.3-2 碎屑堆積物の分類(Wentworth,1922)

区 分 %	区 分 術 語
礫>80	礫 (gravel)
礫>砂>10, ほか<10	砂質礫 (sandy gravel)
砂>礫>10, ほか<10	礫質砂 (gravelly sand)
砂>80	砂 (sand)
砂>シルト>10, ほか<10	シルト質砂 (silty sand)
シルト>砂>10, ほか<10	砂質シルト (sandy silt)
シルト>80	シルト (silt)
シルト>粘土>10, ほか<10	粘土質シルト (clayey silt)
粘土>シルト>10, ほか<10	シルト質粘土 (silty clay)
粘土>80	粘土 (clay)

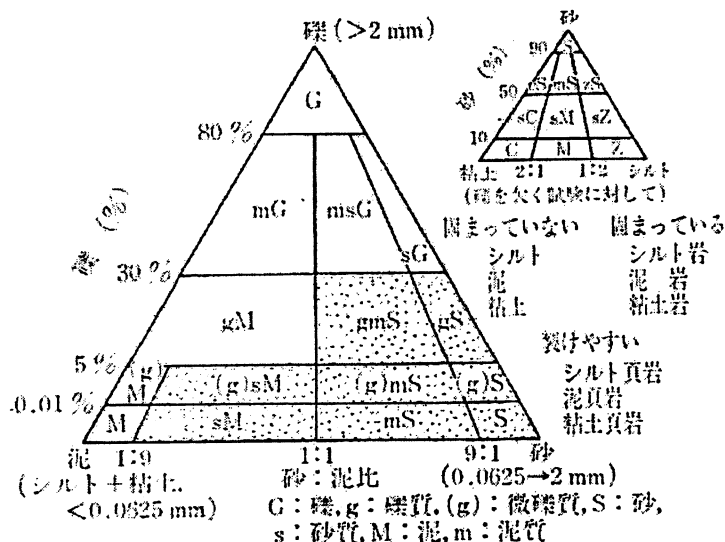


図 1.3-3 碎屑性堆積物の分類 (Folk,1954)

で生成したものが多い。泥が沈積する環境下では、このような化学的に沈殿する成分のほかに、空中から降下する火山灰、浮遊性生物の遺骸なども混在する場合が多く、泥岩には、石灰質、凝灰質、珪質など中間の組成をもったものも含まれる。粘土鉱物を主体とする泥岩は有機物を含むことが多く、酸素欠乏状態にある環境下で堆積し還元されると、有機性炭素として残存し、岩石が黒色を呈するようになる。

泥岩を構成する粘土鉱物は一般に風化作用により生成され、カオリナイトやスメクタイトが主である。その他に、風化に対して抵抗性のある雲母類、イライト、パーミキュライト、緑泥石などが含まれる。泥岩の構成鉱物は、その堆積環境によっても異なり、例えば、河川および河口の堆積物にはカオリナイト、緑泥石、スメクタイト、イライトなどが多く、山麓堆積物にはパーミキュライトが多い。また、古い時代の黒色頁岩に含まれる粘土鉱物は、大部分がイライトと緑泥石で、これらは続成過程で生成した鉱物である。続成過程では、海緑石などの自生鉱物が形成されるほか、中間生成物として混合層粘土鉱物が生成されたり、粘土鉱物の結晶度が高くなったりする。これらの粘土鉱物の中で、ハロイサイト、パーミキュライト、イライト、スメクタイト、海緑石などは 100℃以下の温度で無視できない減量を示すので、含水比の測定には注意が必要である。

泥質堆積物が固結すると泥岩となり、それが続成作用を受けて層理面に平行な剥離面が発達すると頁岩となる。泥岩と頁岩の境界は明瞭ではないが、頁岩に含まれる粘土鉱物のほとんどはイライトと緑泥石である。これらの鉱物は層状の結晶構造をもち、その面が層理面にほぼ平行に配列していることが多い。層理面の方向と無関係に顕著な剥離面が発達する岩石をスレート（粘板岩）と呼び、いわゆるスレート劈開と呼ばれる面構造に沿って、セリサイト、緑泥石などの片状鉱物が定向配列しているのが認められる。

(2) 砂質岩

ここでいう砂質岩は、礫岩、泥質礫岩、砂岩、粘土質砂岩などである。

砂質堆積物および砂岩を粒度組成に基づいて分類する手法は、古くから多くの研究者により提案されており、その多くは砂サイズ、シルトサイズ、粘土サイズの粒子三者の量比によるもので、砂-シルト-粘土の三角ダイアグラムをどのように区分するかが異なっている。図 1.3-4 に分類例を示す。砂岩の岩石学的性質は、鉱物組成によっても表すことができる。砂岩の鉱物組成に基づく分類例を図 1.3-5 に示す。これでは、砂岩を砂質粒子（シルトサイズ以上）と基質（シルトサイズ未満）の量比で分類し、基質が 15%未満をアレナイト、15%以上をワッケとし、それぞれを石英、長石、岩片の多いものに分けている。また、組成熟成の概念による分類が Folk (1956) により提案されている。組成熟成とは、碎屑物の機械的エネルギーによる摩耗、分級の程度および膠結物の種類によって表されるものである。Folk (1956) は、図 1.3-6 に示すように、横軸に変形エネルギー全入力を取り、縦軸に粘土量、分級度および円磨度の 3 プロセス完成の割合を%で表し、未熟成から超熟成まで 4 段階に区分している。

碎屑性堆積岩のうち礫を主な構成要素とするものを礫岩と呼ぶが、その定義はあまり厳密ではなく、経験的に 30%あるいは 25%の量比の礫を含むものを、一般に野外では礫岩と称している。礫岩は、円磨度から円礫岩や角礫岩などと分類されることがある。礫の構成種が単独の岩石種である場合には単成礫岩と呼ばれ、多くの岩石種を含む礫岩は複成礫岩と称される。また、礫に対して基質部分が 15%以下と少ないものをオーソ礫岩、それ以上基質を含むものをパラ礫岩と呼ぶ

ことがある。

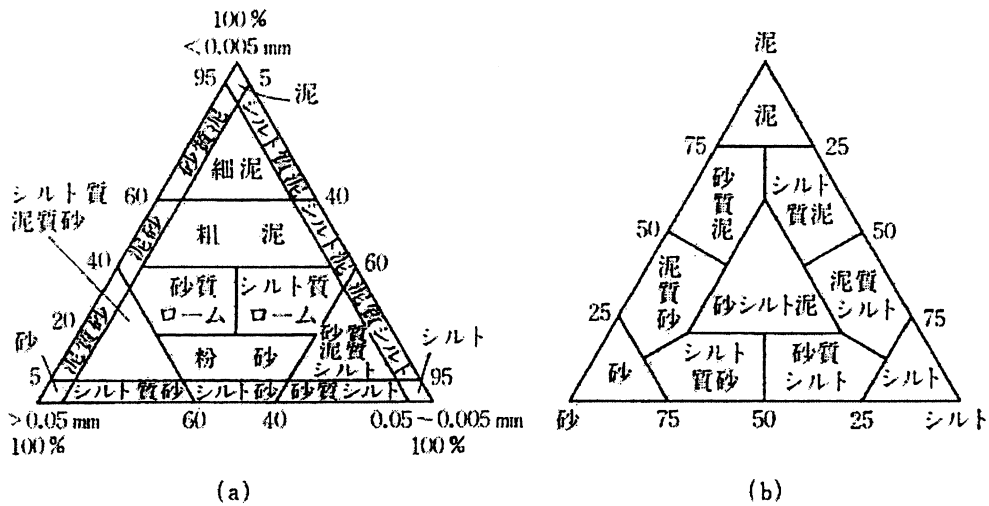


図 1.3-4 砂質堆積物の粒度組成による分類 (水谷ほか編、1987)

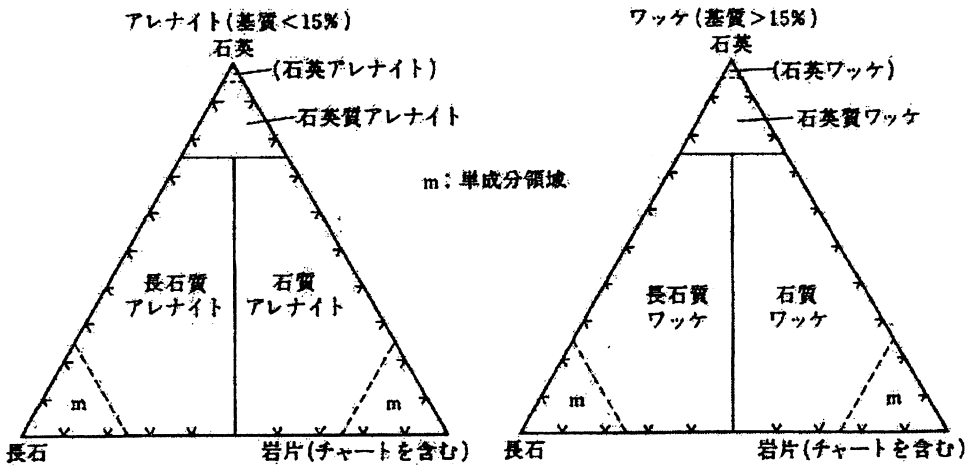


図 1.3-5 砂岩の鉱物組成に基づく分類 (水谷ほか編、1987)

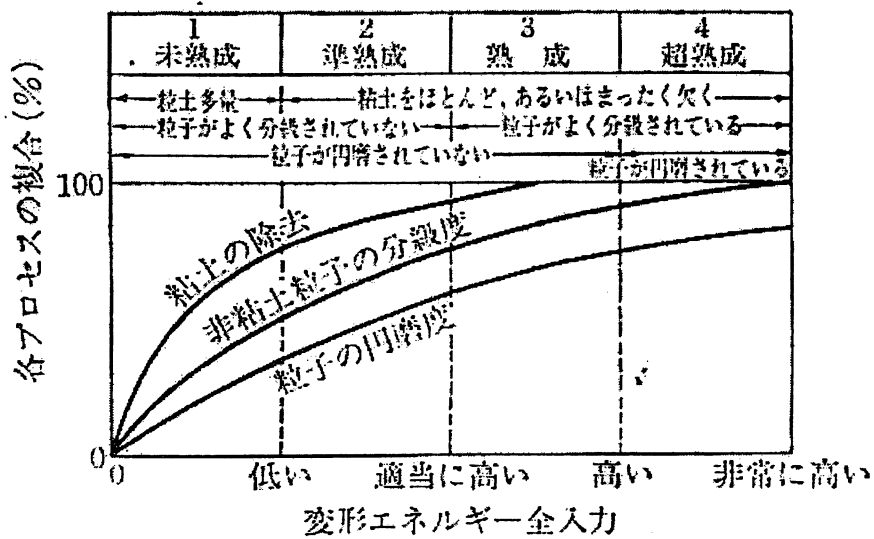


図 1.3-6 砂岩の組成熟成過程 (Folk, 1956)

1.3.2 火山碎屑岩

火山の爆発的噴火によって飛散した火山灰や岩片を火山放出物と呼び、これらの岩片が膠結したものを火山碎屑岩という。

久野（1976）は、火山放出物を表 1.3-3 のように分類している。表 1.3-3 中の 1) に属するものは、その起源が様々であり、火山噴火の際に上昇してきたマグマに由来する放出物は本質(essential)物質、同じ火山体の一部を形成していた岩石の破片である放出物は類質(accessory)物質、その火山と縁のない基盤岩の破片であるものは異質(accidental)物質と分類される。表中の 2) に属するものは、マグマそのものが流動性を保持したまま空中に放出されたもので、3) に属するものは、マグマが空中に放出された際に急激な圧力の減少によってマグマ中のガスが放出され多孔質となったものである。これら 2) 3) に属するものは、本質物質である。

表 1.3-3 火山放出物の分類（久野、1976）

放出時の状態 形態・構造 大きさ	固体または半固体	流動体	
	1) 特定の形態・内部構造を有しないもの	2) 特定の形態を有するもの	3) 特定の内部構造(多孔質)を有するもの
径 32 mm 以上	火山岩塊	火山弾 溶岩餅	軽石 スコリア
径 32 mm 以下 4 mm 以上	火山礫		
径 4 mm 以下	火山灰	ペレーの毛 ペレーの涙	

表 1.3-4 火山碎屑岩の分類（久野、1976）

放出時の状態 破片の形態・構造 破片の大きさ	固体または半固体	流動体	
	1) 特定の形態・内部構造を有しないもの	2) 特定の形態を有するもの	3) 特定の内部構造(多孔質)を有するもの
径 32 mm 以上 (+細粒基地)	火山角礫岩 凝灰角礫岩	凝灰集塊岩 スコリア集塊岩 溶岩餅凝灰 (スコリア)集塊岩	軽石凝灰岩 スコリア凝灰岩
径 32 mm 以下 4 mm 以上	火山礫凝灰岩		
径 4 mm 以下	凝灰岩		

火山放出物が集合膠結した火山碎屑岩は、久野（1976）により表 1.3-4 のように分類されている。火山角礫岩は径 32mm 以上の岩片が岩石全体の半分以上を占めているものをいい、凝灰角礫岩は反対に径 32mm 以上の岩片が岩石の半分以下しか含まれていないものをいう。凝灰集塊岩は火山弾が凝灰岩の基質中に散在するものをいい、基質がスコリアである場合はスコリア集塊岩と呼ぶ。溶岩餅が主要岩片の場合は溶岩餅（スコリア）凝灰集塊岩である。これらの集塊岩の分布は火口付近に限られている。

凝灰岩の一種である溶結凝灰岩は、軽石、スコリア、本質火山灰などが高温の状態、粘性を保持したまま堆積し、自重のために圧縮されて気泡を失い、破片同士が溶結し合ったものである。そのため、軽石、スコリアなどは緻密扁平なレンズ状岩片となり、堆積面に平行に伸びて配列する。溶結凝灰岩は、一般にデイサイト質あるいは流紋岩質であり、顕著な柱状節理を呈する。

火山碎屑物が水中で堆積したり、二次的に堆積すると、通常の碎屑性堆積物と混ざり合い、堆積岩との中間的な岩石が生成される。その混成物と火山碎屑物のいずれが優勢であるかにより、凝灰質砂岩や砂質凝灰岩などと呼ばれる。また、水磨されて丸みを帯びた岩塊を多数含む火山碎屑物起源の堆積岩を火山円礫岩と呼ぶ。多くは既存の火山岩が浸食されて再び堆積した場合に生成される。浸食の進んだ火山体の裾野の堆積物や、泥流の堆積物に多くみられる。

2. 軟岩の分布と地質構造

本章では、日本における軟岩の堆積時代、分布範囲および地質構造的な特徴など、軟岩の地質学的な特徴について概説する。

2.1 軟岩の堆積時代

軟岩の堆積時代を明示することは困難ではあるが、古第三系以前の堆積岩は、割れ目が多く、岩盤工学的性質は割れ目に支配されるため、新鮮なものは軟岩と呼ばれることはない。また、未固結堆積物と軟岩との境界も不明瞭である。地質学の分野では、上部更新統は堆積物として表示されることが多かった。しかし最近の地質学でも第四系が注目されるようになり、特に大阪層群や東京層、成田層については、地質学的にも堆積物ではなく、固結度のあるものとして地層として表現されるようになった。また工学的にも、圧密過程が終了し、押固め領域に属していると扱われ、クリープ変形が問題とされている。これらのことから、上述の地層の堆積時代である上部更新統と中部更新統の境界を軟岩の堆積時代の上限と考えることができる。よって、軟岩の堆積



図 2.2-1 新第三紀堆積岩類の分布 (水谷ほか編、1987)

時代は、新第三紀中新統から第四紀中部更新統までとされている。

2.2 軟岩の分布

図 2.2-1 に新第三紀堆積岩類の分布を示す。堆積軟岩の分布域は、図 2.2-1 に示された新第三紀堆積岩範囲と、近畿地方の大阪層群、古琵琶湖層群、菖蒲谷層群分布域、関東地方の東京層、成田層、三浦層群上部、上総層群上部分布域、そして北海道東部の釧路層群分布域などである。

2.2.1 グリーントフ地域

北海道北見～知床、北海道西部から山陰までの日本海側、フォッサマグナ地域は、グリーントフ地域と呼ばれる（図 2.2-1 参照）。これらの地域は、新第三紀になって出現した島弧・海溝系の背弧海盆にあたる堆積盆地であり、それ以前の地質構造とは非調和で、堆積物には多量の火山砕屑性堆積物を含んでいる。この火山砕屑性堆積物は種々の変質作用を受け緑色化しており、これらの堆積岩の分布する一帯を“グリーントフ”地域と呼び習わしている。

北村（1979）によると、グリーントフ地域の地質学的特徴は以下のとおりである。

①グリーントフ地域は、基盤が有する地質構造を横切るように広がっている。

②グリーントフ地域の発生はほぼ中新世初頭に一致し、塩基性安山岩あるいは中性安山岩の一次的活動によって特徴づけられる。

③酸性安山岩～流紋岩の活動が、初期の塩基性～中性安山岩の活動に引き続き、ともに大量の火砕岩を堆積させている。下位ほど塩基性で石質の火山礫凝灰岩が多く、上位ほど酸性で軽石質の凝灰岩が卓越する。これらの火砕岩類は熱水変質作用、鉍化作用により緑色化し、いわゆるグリーントフの岩相を呈する。

④緑色凝灰岩を伴う中・下部中新統が陸成層か海成層かは、断裂性陥没地帯の沈降速度とそこでの火山砕屑物の積成速度の違いによる。一般に、グリーントフ地域の外側の方が先に海域化し、海域は時間とともに内側に移動している傾向が見られる。

⑤中部中新統の基底は男鹿半島の西黒沢層に代表され、同層準の地層は日本海縁辺部に広く分布する。

⑥中部中新統より上位の地層は深海性の砕屑物からなり、硬質頁岩・黒色頁岩または青灰色シルト岩の厚層となることが多い。これらの地層の上位には、上部ほど粗粒化を示す上部中新統および鮮新統の地層が分布し、堆積盆地の分化・浅海化を示している。

⑦中新世初期における断裂系陥没地帯の形成、火山活動、および中新世中期の活発な沈降は、主として地殻の伸長応力条件下で基盤の傾動を伴って行われた。また、中新世末期より鮮新世にかけての堆積盆地の分化、地層の褶曲・断層などの形成は、地殻の圧縮応力下で基盤断裂の短縮傾動を伴って行われた。

2.2.2 非グリーントフ地域

非グリーントフ地域の堆積岩は、北海道中軸部、太平洋沿岸に点在している（図 2.2-1）。非グリーントフの全体的な特徴は、凝灰岩や凝灰質岩が少ないこと、変質、特に熱水変質をほとんど受けていないこと、地質構造も比較的単純であること、などである。非グリーントフ地域の堆積岩には、顕著な褶曲や断層はあまり発達しておらず、単斜構造、緩慢な波状褶曲あるいは緩い盆状構造を呈することが多い。

2.3 軟岩地域の地質構造的特徴

グリーントフ地域は新第三紀以降の地殻変動が活発な地域で、褶曲や断層が発達しており、こ

の変動は現在まで継続している。新第三紀の地質構造と先新第三紀の地質構造を比較すると、糸魚川-静岡構造線以西では両者が調和的であるのに対し、それ以东では先新第三紀の基盤構造はNE-SWを示し、新第三紀の構造はNNW-SSE~NW-SE性の断層を伴って島弧に平行している。

東北日本のグリーンタフ地域の褶曲構造は、南北方向~北東-南西方向に軸を持つ褶曲構造が雁行配列している。褶曲の波長は基本的には10~15kmであり、複合した部分では30~40kmの幅を持つ。その大褶曲の中に小褶曲を繰り返して、複雑な地質構造を呈している。グリーンタフよりも新しい時代の碎屑岩起源の堆積岩の多い地層の分布域では、次元の低いあるいは波長の短い褶曲が発達する。

グリーンタフ地域には、陥没盆地が特徴的に存在する。陥没盆地は規模の大きい隆起現象の結果、その中心部が陥没して生じたもので、多くは基底に崖錐性の礫岩が分布している。

太平洋岸に点在する非グリーンタフは、主として海成層からなる外洋性堆積物と、陸成層および海成層が混在する内湾性堆積物からなる。前者は、北海道石狩~天塩地域、東北太平洋岸、関東山地、房総・三浦半島、本州太平洋岸、九州南西部に分布する新第三系であり、後者は瀬戸内区の新第三系である。外洋性堆積物は、古第三系に続く同じ堆積盆地内で堆積し、その堆積盆地は大きく、グリーンタフ地域で見られるような陥没構造は見られない。内湾性堆積物は、中新世より堆積が開始した地域で、堆積盆地は分断されている。

非グリーンタフ地域の新第三系は、グリーンタフ地域に比べて地殻変動が緩やかであり、傾斜も緩やかで著しい褶曲構造は認められない。

3. 軟岩の物理化学的・力学的性質

軟岩地域における建設工事の増加にともなって、軟岩特有の問題点が顕在化し、この問題を理解するために、軟岩の物理化学的特徴や力学的特徴に関する調査・研究が数多く実施され、これらの特徴が明らかとなってきた。本章では、これまでに明らかとなった軟岩の物理化学的性質および力学的性質についての概要を述べる。

3.1 一般的な性質

前章で述べたように、わが国における堆積軟岩は大きくグリーンタフ地域のものと非グリーンタフ地域のものに分けられ、それぞれで堆積環境・堆積物質・堆積後の地質構造作用の経過が大きく異なっており、物理的性質が両地域で異なることが予想される。また、図3.1-1に示すように、岩石の物理的性質は、同一箇所の同一岩種でも風化の程度により大きく変化する。よって、以下では新鮮な岩石に限定して、グリーンタフ地域、非グリーンタフ地域に分けて整理する。

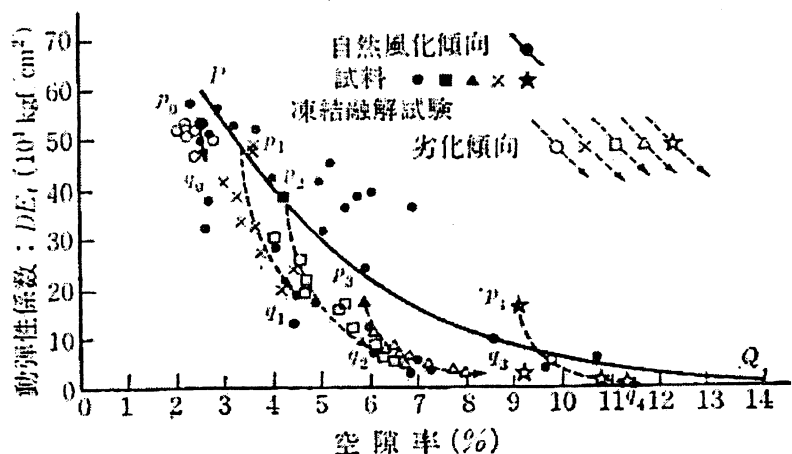


図 3.1-1 風化による物理的性質の変化 (平野、1984)

3.1.1 密度

自然状態における湿潤密度と乾燥密度を図 3.1-2 に示す。グリーンタフ地域では、古い時代ほど密度が増加し、また堆積岩よりも火砕岩のほうが密度の大きいものが増える傾向がある。グリーンタフ地域と非グリーンタフ地域で顕著な差は認められない。これらの密度は、硬岩よりも小さく、土と岩の中間にあたる。

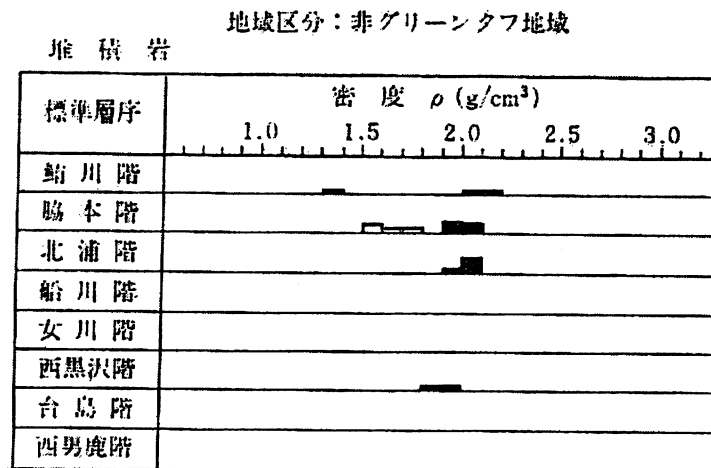
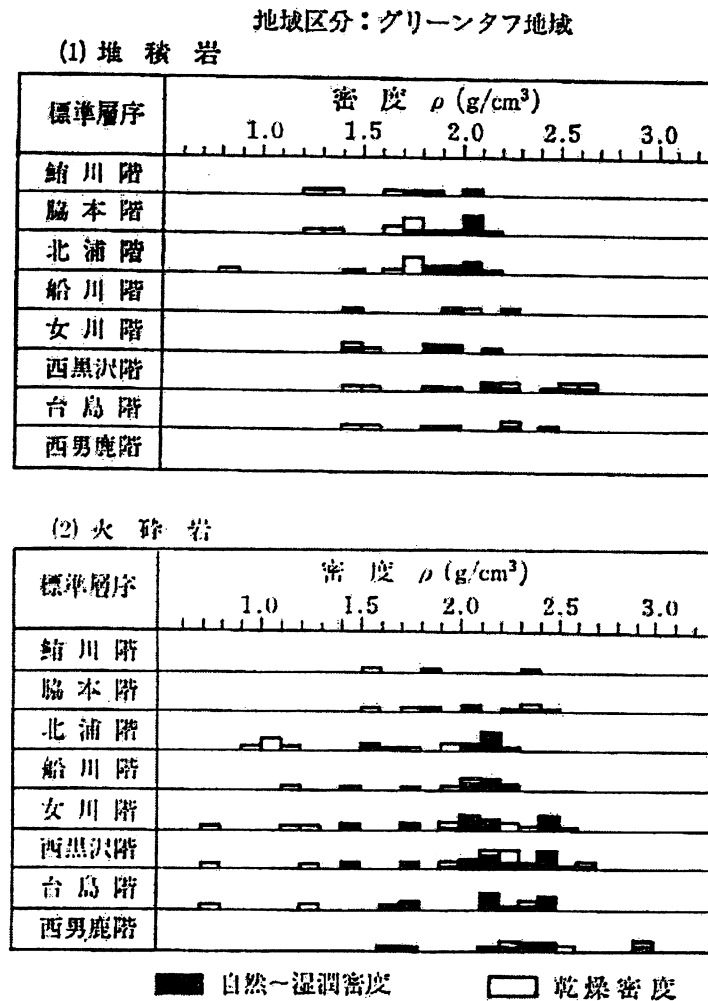


図 3.1-2 軟岩の密度 (土質工学会編、1987)

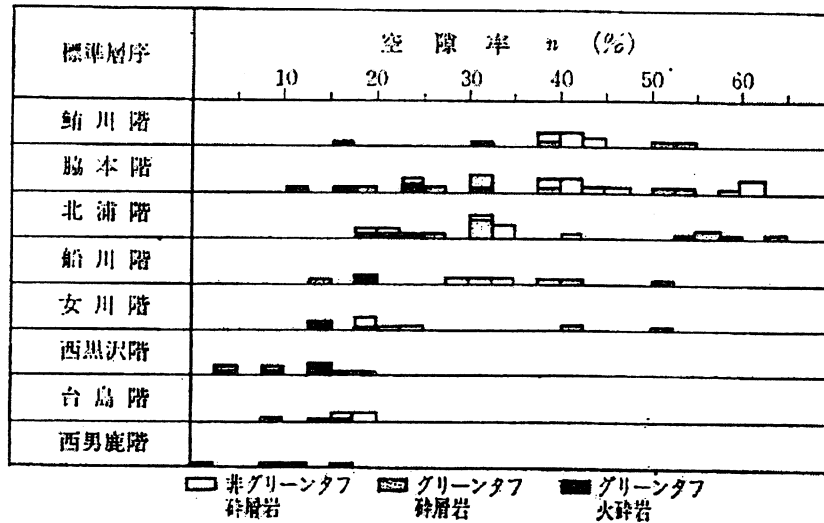


図 3.1-3 軟岩の空隙率の分布 (土質工学会編、1987)

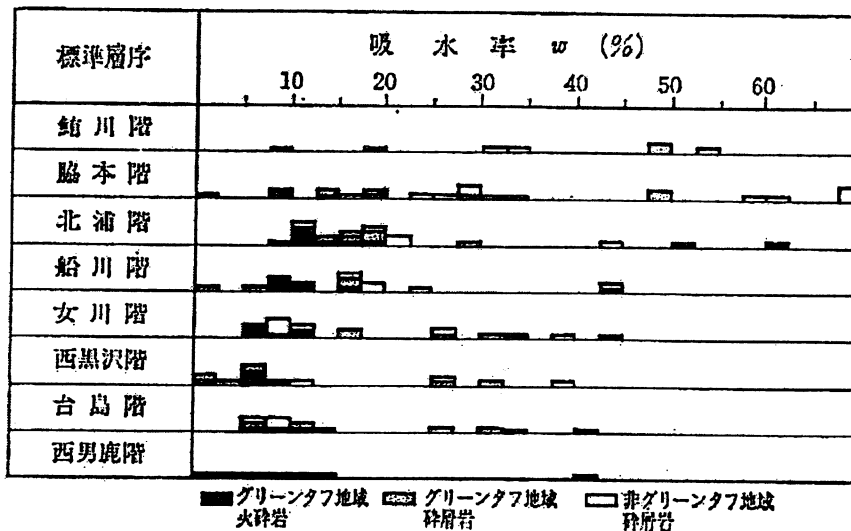


図 3.1-4 軟岩の吸水率の分布 (土質工学会編、1987)

3.1.2 空隙率と吸水率

図 3.1-3 に空隙率の分布を示す。堆積岩、火砕岩ともに分布幅は広く、50%を越えるものもある。下位になるほど空隙率が小さくなる傾向が認められる。また、新しい時代の堆積岩では、グリーンタフのものに空隙率の小さなものが見られる。

吸水率の分布を図 3.1-4 に示す。空隙率と同様に値の分布幅が大きく、10%以下から 60%以上にまで及ぶ。堆積年代による変化やグリーンタフ地域と非グリーンタフ地域による相違も顕著には見られない。

3.1.3 弾性波速度

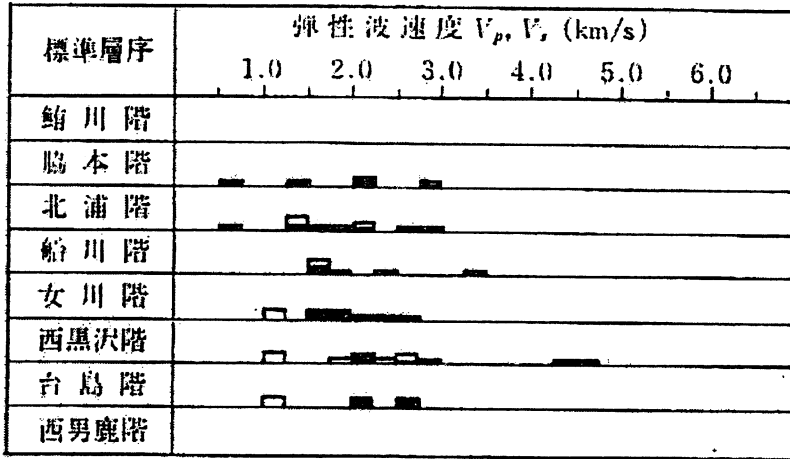
P 波速度および S 波速度の分布を図 3.1-5 に示す。グリーンタフ、非グリーンタフ地域の堆積岩の P 波速度は 3km/s であるのに対し、火砕岩は 4~5 km/s を示すものもみとめられる。また、P 波速度は、全体的に堆積時代が古くなるほど速くなる傾向が見られる。

3.1.4 一軸圧縮強度

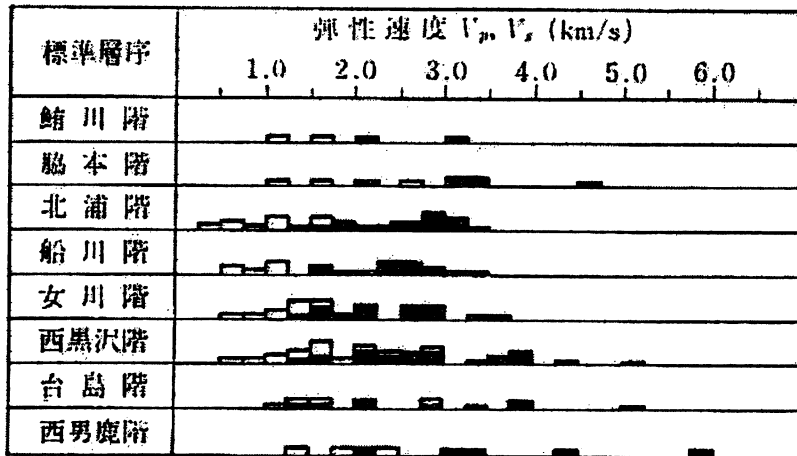
図 3.1-6 に一軸圧縮強度の分布を示す。グリーンタフ地域では、堆積岩、火砕岩ともに古いものほど強度が高くなる傾向が見られるが、非グリーンタフ堆積岩ではその傾向が顕著ではない。

地域区分：非グリーンタフ地域

(1) 碎屑岩



(2) 火砕岩



■ 縦波速度 (V_p) □ 横波速度 (V_s)

地域区分：非グリーンタフ地域

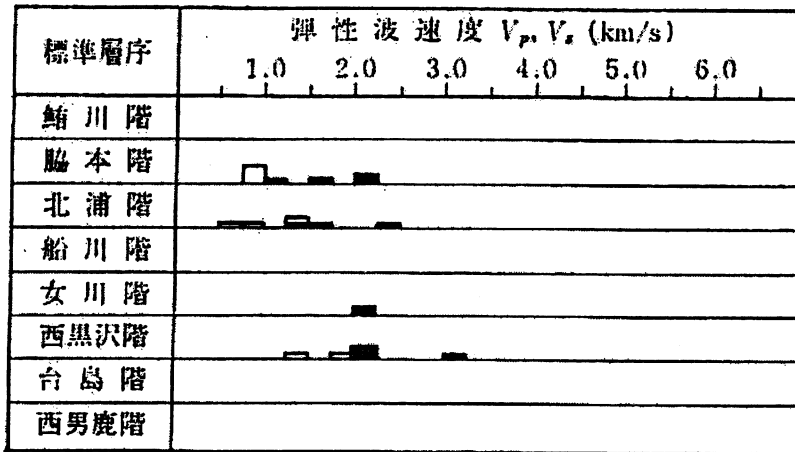
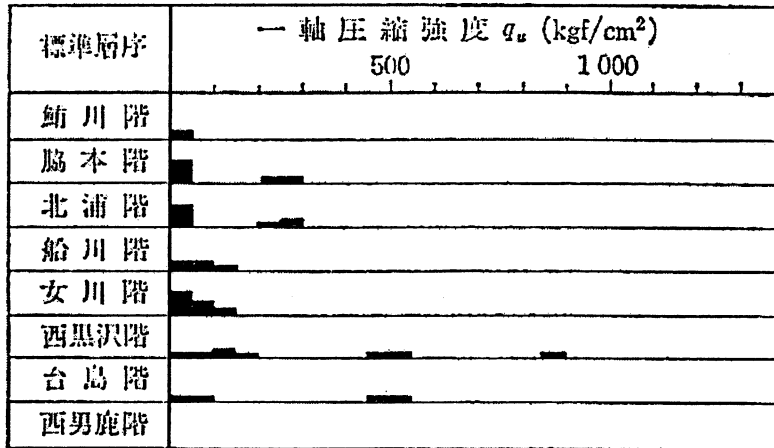


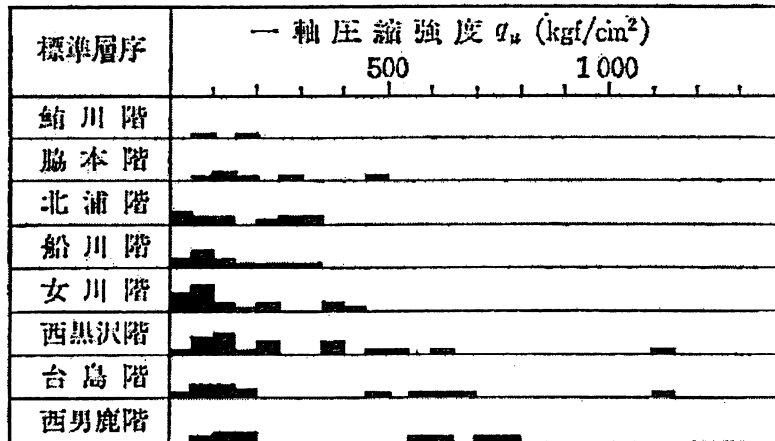
図 3.1-5 軟岩の弾性波速度の分布
(土質工学会編、1987)

地域区分：グリーンタフ地域

(1) 砕屑岩



(2) 火砕岩



地域区分：非グリーンタフ地域

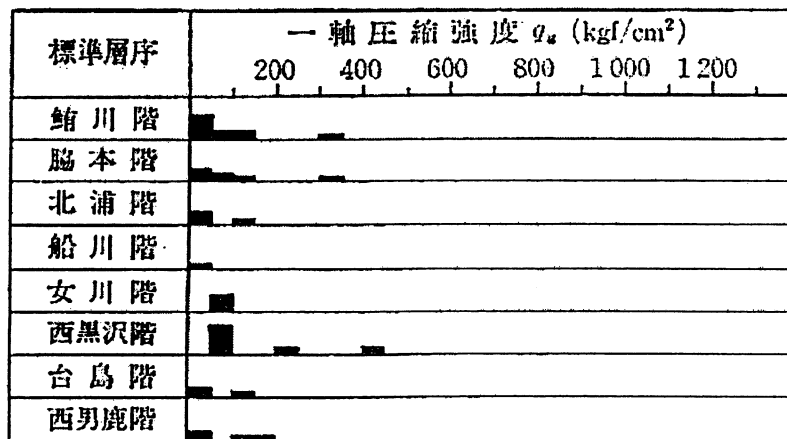


図 3.1-6 軟岩の一軸圧縮強度の分布
(土質工学会編、1987)

3.1.5 陽イオン交換容量

陽イオン交換容量は、岩石の膨潤性の一つの指標になると考えられている。表 3.1-1 は、新第三紀堆積岩分布域における地すべり地と膨張性地山における陽イオン交換容量の測定結果である。陽イオン交換容量が大きいほど、地すべりと関連が強くなり、膨張性を示すことがわかる。

3.1.6 pH

海成の碎屑性堆積岩には、堆積から続成過程の間に生成された黄鉄鉱が含まれている(第2部3章参照)。この黄鉄鉱は、適度な湿潤状態下で酸性化し、間隙水および地下水の pH を変化させる。表 3.1-2 に、ボーリングコアを湿潤状態で 30 日放置した後の pH と風乾 30 日後の pH を示す。これから、適度な湿潤状態では、酸性化が進行することがわかる。

3.1.7 透水性

透水係数と間隙率の関係を、構成土粒子をパラメータとして、図 3.1-7 に示した。未固結の場合には、構成粒子が細粒になるほど間隙率がやや増加して透水係数が小さくなる。同じ構成粒子でみると、未固結から固結した状態になると、間隙率、透水係数ともに減少する傾向が見られる。

表 3.1-1 膨張性地山・地すべり地における陽イオン交換容量の例 (大成建設、1979)

地層名	イオン交換容量(meq/100g)	備考
椎谷層	39.7	強い土圧
	43.0	〃
灰爪層	26.4	弱い土圧
	24.7	〃
西山層	23.0	〃
	25.0	〃
寺泊層	13.0	〃
神戸層	50.0	地すべり地

表 3.1-2 湿潤状態で 30 日放置した試料の pH 変化 (土質工学会編、1987)

ボーリング番号	ボーリング深度	pH	風乾 30 日後の pH
No. 12	13.40~13.50	6.4	7.8
	16.40~14.70	5.9	8.0
	14.70~14.80	4.7	7.7
	15.05~15.20	7.9	9.5
No. 9	17.50~17.60	5.5	7.9

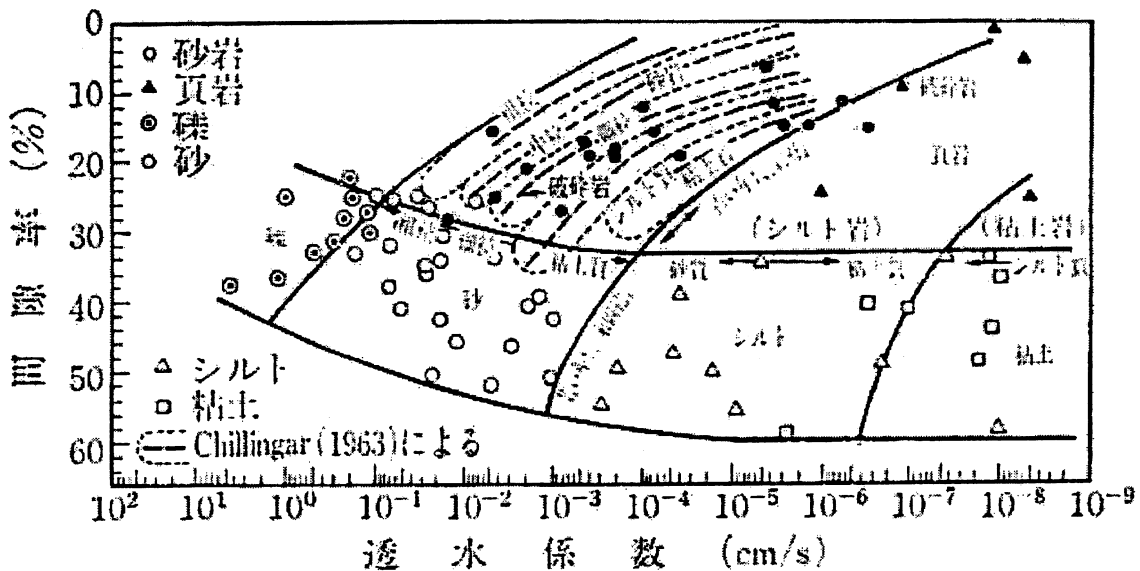


図 3.1-7 堆積軟岩の透水係数と間隙率 (小鯛、1985)

3.2 力学的性質

3.2.1 圧密・圧縮および膨張特性

水中に堆積した土粒子が軟岩になる過程では、長期にわたる様々な物理的作用を受け、中でも圧力・温度・時間はその変化を起こさせる基本的な要因である。図 3.2-1 に土の圧密とそれに対する時間効果の概念にセメンテーションの効果を加えたものを示す。堆積当初は①曲線に沿って圧密が進行するが、長期にわたる時間経過とともに a~b へと圧縮が進行し、除荷で d まで膨張する。再度載荷されると、d-e 曲線に沿って圧密が進行し、e から堆積時の圧縮曲線①に沿って圧密が進む。よって、最大土被り荷重は p_1 であるが、圧密降伏応力は p_1 から p_2 に増加する。また、続成過程の b の段階で粒子間にセメンテーションが作用すると、膨張は少なく c で止まり、再載荷での降伏応力は f の p_3 まで増加する。また、堆積物はその堆積場の沈降に伴い上載荷重が増加するとともに、地温勾配に応じた温度環境下に位置することになる。温度が上昇すると、圧密の進行が促進され、さらにはセメンテーションが促進する（土質工学会編、1987）。

堆積作用が継続している間の圧密応力は上載荷重によるものと考えてよい。しかし堆積物が地殻変動を受け、褶曲や断層が発達するようになると、初期の堆積環境下とは異なった応力状態になる。例えば、堆積時には鉛直方向が最大圧縮応力方向であるが、褶曲や逆断層が発達すると、水平方向に最大圧縮応力、鉛直方向に最小応力が作用することとなる。つまり、地殻変動を受けた場合には、地殻応力に起因する構造力が作用した時が最大の圧縮応力となる。非グリーンタフ地域では地殻変動が緩やかであり、最大圧縮応力が堆積物の上載荷重であると考えられるのに対し、グリーンタフ地域では地層の変形が著しく褶曲構造が顕著であるため、最大圧縮応力は造構運動による応力と考えられる。よって、堆積物（堆積岩）が受ける最大圧縮応

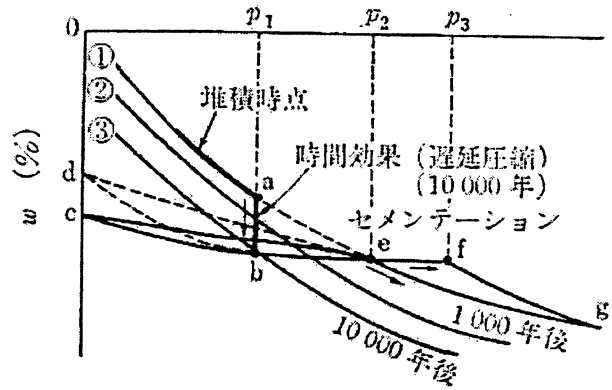


図3.2-1 圧密に対する時間効果とセメンテーションの効果の概念図（土質工学会編、1987）

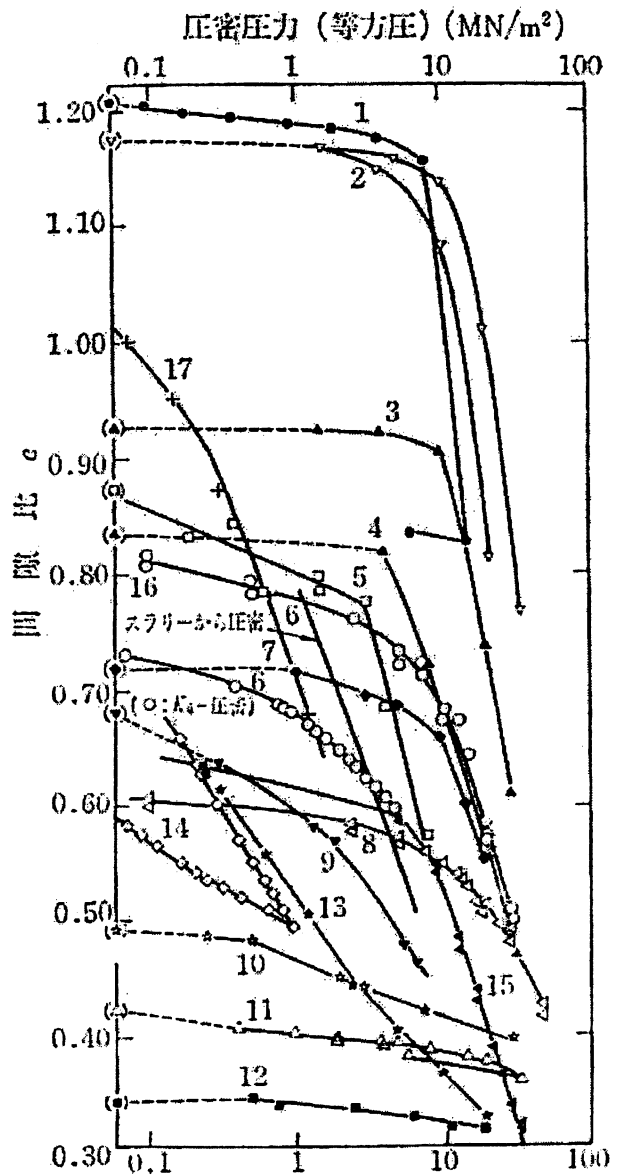


図 3.2-2 堆積軟岩の圧密曲線 (Yoshinaka and Yamabe, 1981)

力はそれぞれの地域に固有の地史との関連から考える必要がある。

以上から、堆積軟岩の力学特性は、構成粒子などの物理的性質は同様でも、地域ごとに異なることが多い。例えば、わが国においては、前述したように堆積軟岩は新第三紀中新世以降の堆積物と考えられ、それよりも古い地層は硬岩の特徴を有するが、ヨーロッパの安定陸棚では、古生代から中生代の堆積物も軟岩の特徴を有していることがある。

図 3.2-2 に種々の堆積軟岩の圧密曲線を示す。この図から、堆積軟岩の圧縮特性も、土と同様に過圧密と正規圧密領域の2つの直線で近似できる(土質工学会編、1987)。

3.2.2 せん断特性

(1) せん断変形特性

泥質岩のせん断変形特性の代表例として島尻泥岩の応力-ひずみ関係を図 3.2-3、図 3.2-4 に示す。泥質岩は、圧縮強さの大きさは様々であるが、変形特性としてはこれらの図に示されるような以下の特徴を有しているようである(土質工学会編、1987)。

- ① 応力-ひずみ曲線は、拘束圧力の増大に伴い、ひずみ軟化型からひずみ硬化型へと変化する。
 - ② 最大強度は、拘束圧力の増加に伴い、最大強度がピーク強度で与えられる状態から残留強度が最大強度となる状態へ移行する。
 - ③ ひずみ軟化を生じる拘束圧力の範囲では、ピーク強度以下の応力-ひずみ関係の直線性が強い。
 - ④ ピーク強度の軸ひずみは拘束圧力への依存性が少なく、ほぼ一定に近い。
 - ⑤ ダイレイタンスーが圧縮から膨張に移行する点はピーク応力の直前ないしほぼ同時である。
 - ⑥ 体積膨張を与える条件での \overline{CU} の間隙水圧は減少傾向を示し、体積圧縮を与える条件の \overline{CU} の間隙水圧は増加傾向を示す。
- 一般の過圧密粘土との主な相違点は上記⑤の特徴であり、これは泥質岩の破壊時の塑性化領域が供試体体積のごく一部に限られることによる。また、上記②、③、④の特徴から、拘束圧力の増大に伴い変形係数と同時に体積弾性係数も増加するため、ピークせん断応力時の体積圧

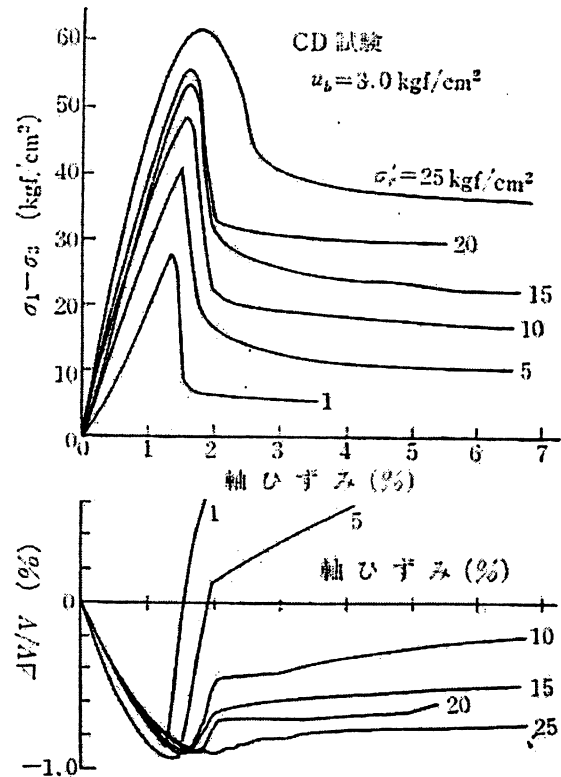


図 3.2-3 島尻泥岩のCD三軸試験による応力-ひずみ曲線(新城、1976)

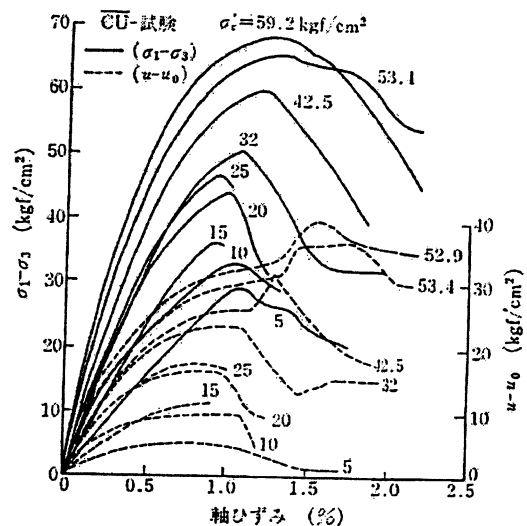


図 3.2-4 島尻泥岩の \overline{CU} 三軸試験による応力-ひずみ曲線(新城、1976)

縮量は拘束圧力の増加とともに減少する。

多孔質泥岩のせん断変形特性は、上述した泥質岩と同様の特徴もみられるが、異なった特徴もみられる。これは、多孔質泥岩の力学的特性が低拘束圧下ではセメンテーションの性質に強く依存し、拘束圧の増大とともにセメンテーションが破壊されて密度依存型の力学特性へ移行するためと考えられる。

凝灰岩の変形特性も泥質岩と基本的に同様であるが、異なった特性も認められ、特に一軸圧縮強度の約60%程度の有効拘束圧で、せん断変形における応力-軸ひずみ挙動が理想的な弾塑性的応力-ひずみ曲線に近づく点が大きく異なる特徴である。

(2) せん断強度特性

泥質岩のせん断強度特性の例として、図3.2-5に神戸層群の泥岩の例、図3.2-6に島尻層泥岩の例を示す。これらの例から次のような特徴が認められる（土質工学会編、1987）。

① 圧密せん断をした場合の破壊包括線はCD・CU、全応力・有効応力のいずれの場合も凸型の曲線を示し、モール・クーロンの直線則を適用すると過大な破壊条件を与える。

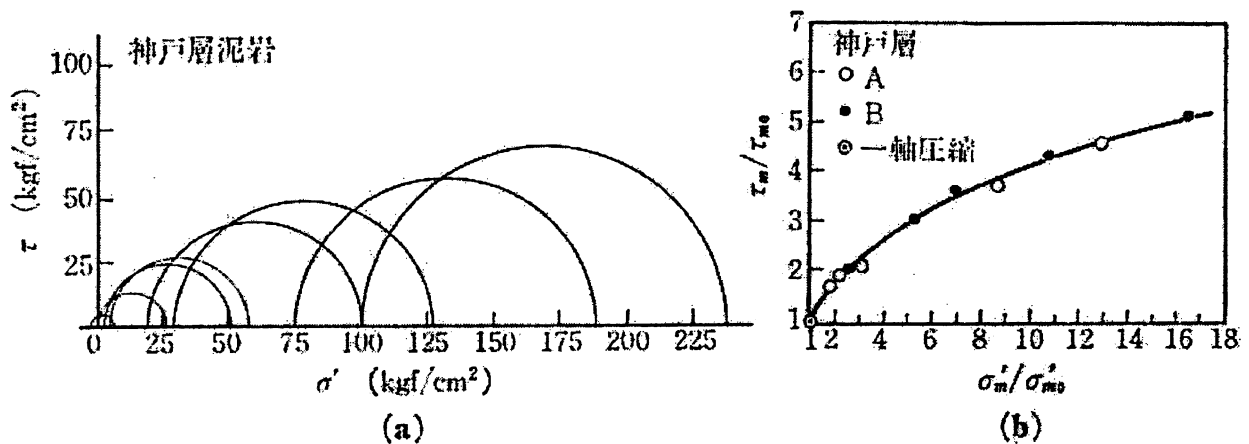


図3.2-5 神戸層群泥岩のCD条件強度特性(Yoshinaka and Yamabe,1980)

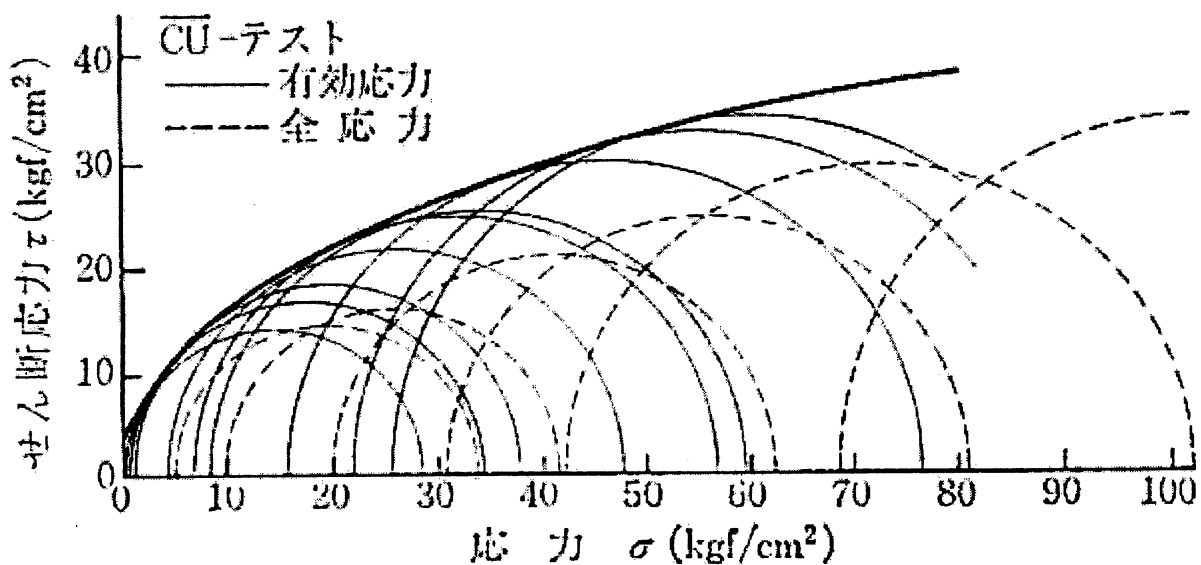


図3.2-6 島尻層泥岩のCDおよびCU強度のモールの包絡線の比較（新城、1976）

② 同種の泥岩の場合は、図 3.2-5(b)のように規準化して表現すると単一の破壊曲線で表現できる。

③ 図 3.2-6 に示されるように、全応力と有効応力の破壊強度は大きく異なる。

泥質岩の降伏応力は、間隙率・ボンドの強度・土粒子組織・応力の成分などに依存する。また、泥質岩は比較的明瞭な降伏応力を有し、この点を境にして非線形性がより顕著となる。このような性質は、弾性的・塑性的・粘性的性質が内在し、これらの性質が泥質岩の力学挙動を複雑に支配していると考えられる。泥質岩には粒子間を結合するセメンテーションが発達しているため、変形挙動は応力の増大に伴うセメンテーションの破壊、つまり固体から粒状体への不可逆的な変化の過程といえ、これが土の変形と本質的に異なる点である（土質工学会編、1987）。

3.2.3 弾塑性挙動

(1) 弾性的挙動

種々のひずみ状態にある軟岩の弾塑性挙動を各種拘束圧下での繰返し载荷で求めた結果を図 3.2-7 に示す。ピーク強度後あるいは降伏応力後の大きな残留ひずみを生じる領域においても弾性的挙動が認められる。また、破壊前では、繰返し载荷で求めた弾性係数は常に変形係数より大きく、破壊後の弾性係数の低下は軸ひずみの大きさと拘束圧に依存する。

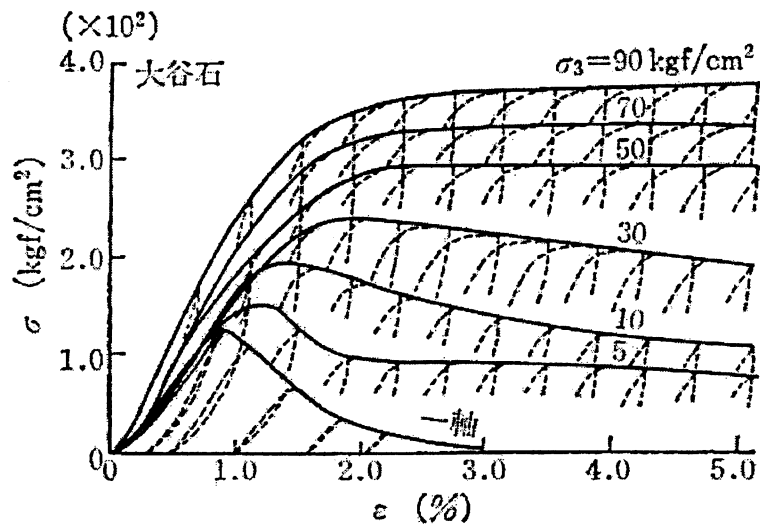


図 3.2-7 種々の拘束圧下の繰返し载荷による応力-ひずみ挙動(Kawamoto and Obara, 1981)

(2) ダイレイタンスー挙動

泥岩における応力比とひずみ増分比の関係を図 3.2-8 に示す。この図では、各拘束圧ごとに応力比とひずみ増分比の関係が異なり、拘束圧に依存して一意的に定まらない。しかし、ポアソン比一定となる限界を弾性挙動の境界とすると、図中の一点鎖線の直線関係が求められる。

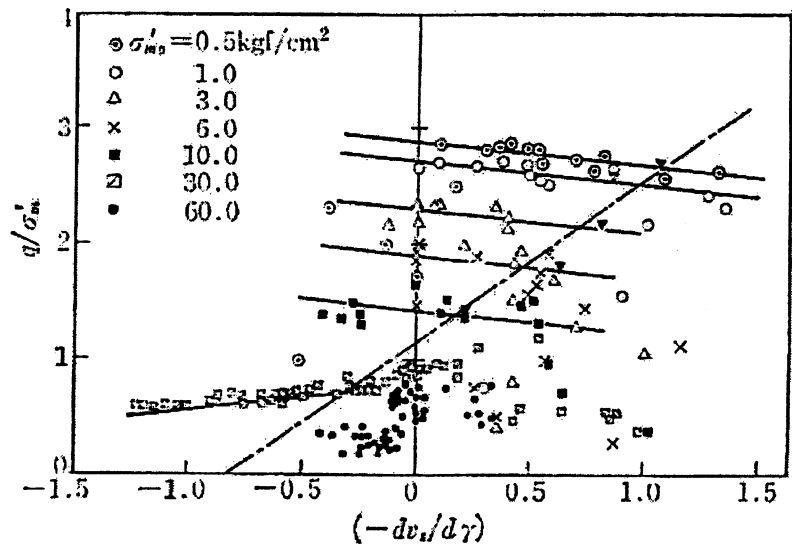


図 3.2-8 泥岩の応力比-ひずみ増分比関係 (岡本・松井, 1981)

(3) 初期降伏応力

せん断時の初期降伏応力の特性は、圧密降伏応力以上の応力域においてもセメンテーションによる強度成分が残存し、等方圧下とせん断変形下での降伏応力点が応力空間上で連続しない。また、圧密

降伏応力以上に载荷した後に除荷する応力履歴を与えた場合、間隙比が減少するにもかかわらず、強度・変形性が著しく劣化する。これは、多孔質でかつセメンテーションによる強度成分が支配的と考えられる軟岩の特徴である。

4. 軟岩の地質工学的特徴

以上に述べてきたような軟岩の材料としての特徴に由来して、軟岩分布地域においては多様な地質工学的問題が生じる。4.1節では、地すべりが多発する軟岩地域や層準、軟岩地域における地すべりの事例を紹介する。4.2節では、軟岩地域の斜面崩壊などに影響するスレーキング特性について述べる。4.3節では、特にトンネル建設において問題となる軟岩の膨張性に関する事例とメカニズムについて記述する。

4.1 地すべり

軟岩の分布地域、特にグリーンタフ地域の堆積岩地域に地すべりが多くみられる（図 4.1-1）。

東北地方では中新統上部から鮮新統分布域に多く、地質的には火山泥流堆積物、黒色頁岩、砂岩泥岩互層、塩基性～中性火山岩類分布地に多くみられる。断層や褶曲構造に規制されていることが多い。新潟地方では、泥質岩から砂岩泥岩互層に多く、特に椎谷層、寺泊層で多発している（図 4.1-2）。ここでは地層の傾斜に支配され、褶曲構造や単斜構造のところが多い。富山・能登地方では、凝灰岩や砂岩泥岩互層分布地に多く、特に熱水変質作用を受けて凝灰岩が軟質化したり粘土化したところに多い。断層に支配されたものも多くみられる。

佐賀・長崎の北松浦地区の地すべりは、玄武岩がキャップロックとして分布し、その下位に挟

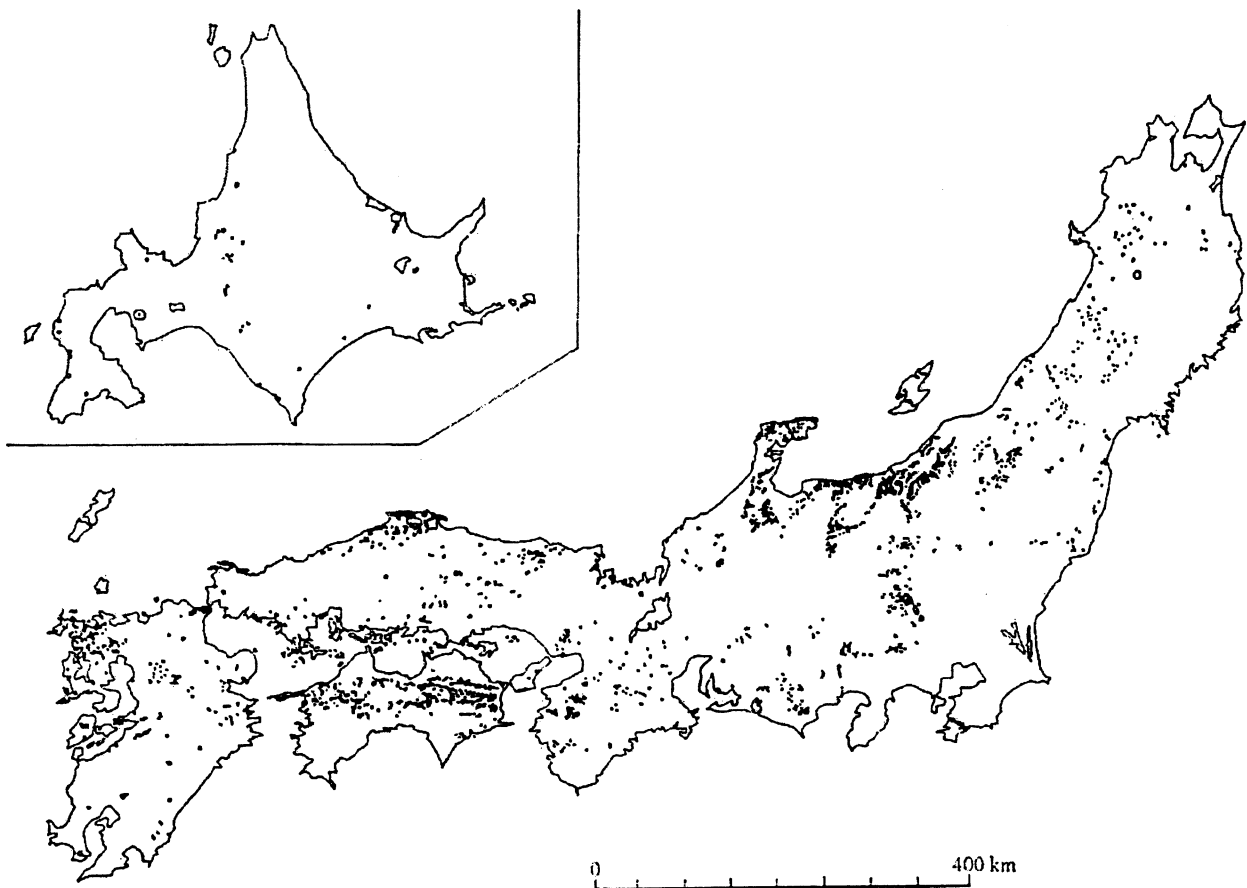


図 4.1-1 日本における地すべりの分布(The Japan Society of Landslide,1980)

炭層である佐世保層群が単斜構造をなしているところに多くみられる。炭層あるいは泥岩層をすべり面として単斜構造中ですべりが生じ、その地すべりは岩脈や断層に規制されている（図 4.1-3）。大阪周辺の神戸層群では、泥岩、凝灰質泥岩、凝灰岩の分布域に地すべりが多く発生している（図 4.1-4）。ここでは、泥岩や凝灰岩などが風化して粘土化し、単斜構造で層面すべりが生じている。

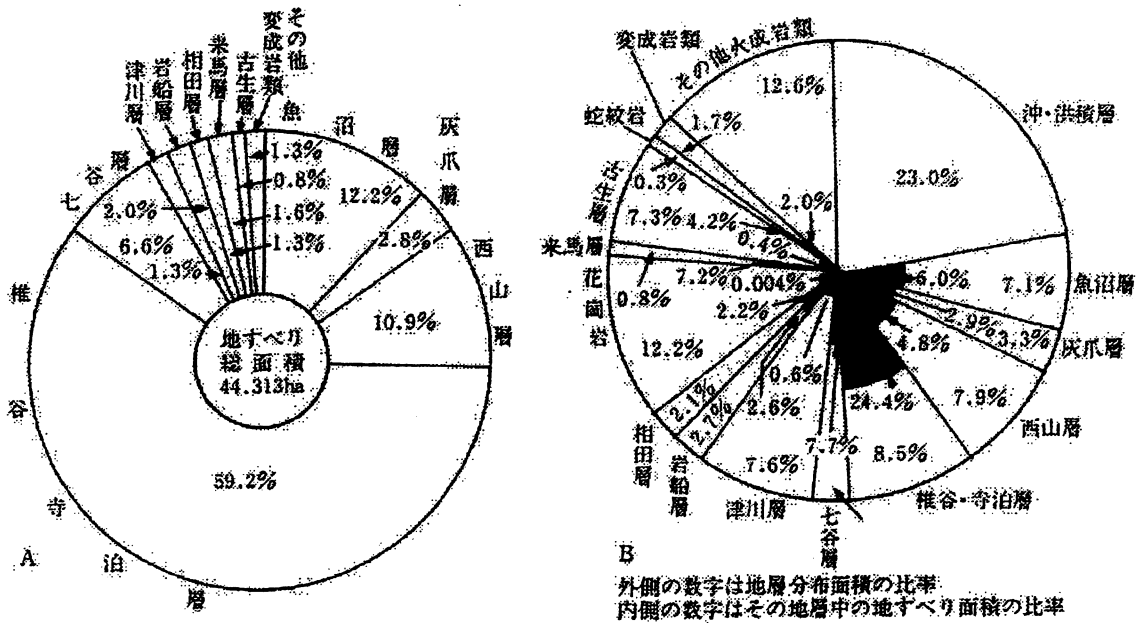


図 4.1-2 新潟県における地層別に見た地すべり発生状況（藤田、1990）

A：地層別地すべり面積比

B：地層別分布面積比とその地層の地すべり面積の占有率

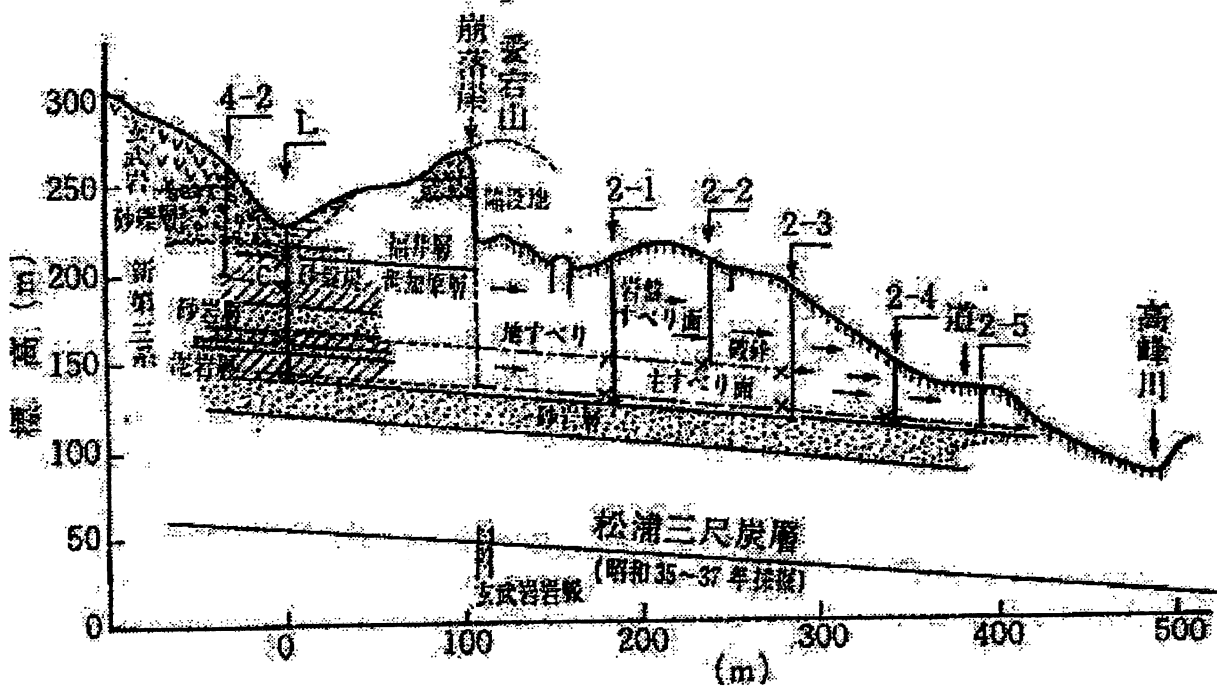


図 4.1-3 単斜構造における地すべりの例（北松型地すべりグループ、1969）

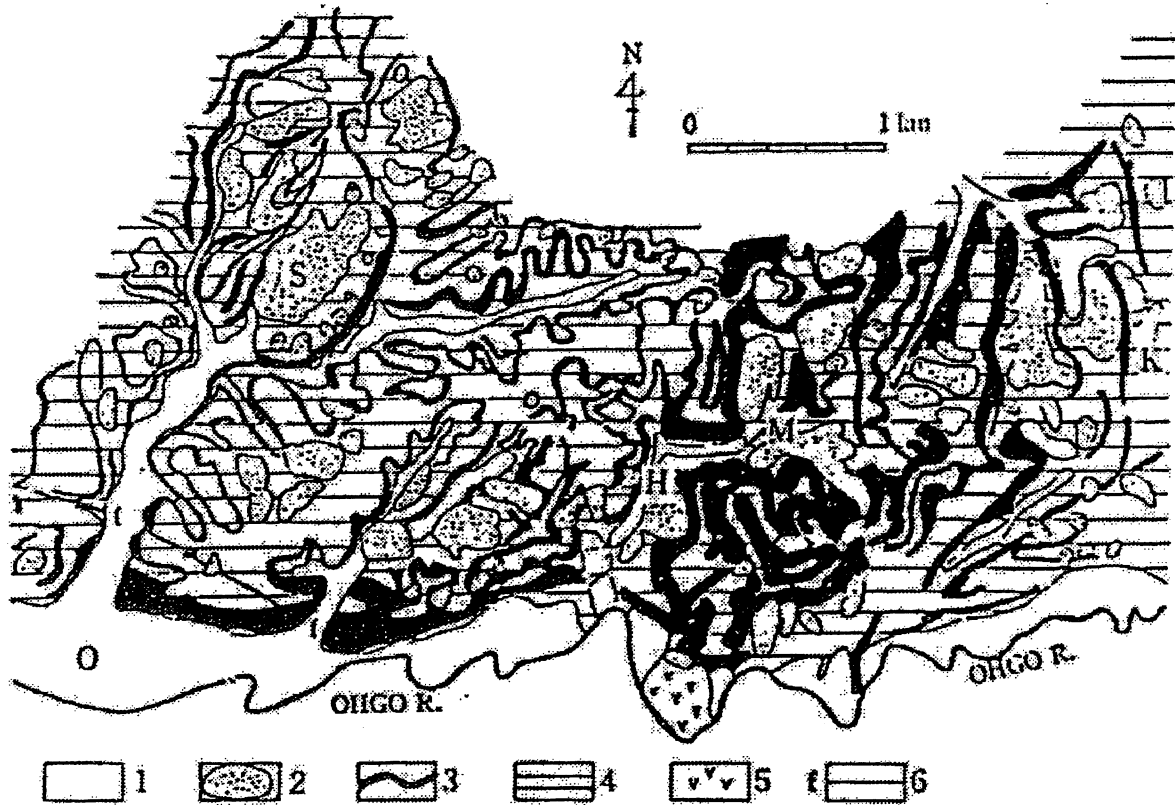


図 4.1-4 神戸市北部淡河町地域の地すべり地質図 (藤田、1990)

- 1: 沖積層および段丘、2: 地すべり変動体、3: 神戸層群硬質岩、
4: 神戸層群軟質岩、5: 有馬層群蛇紋岩、6: 断層

4.2 スレーキング

軟岩の地質工学的特徴で重要な現象としてスレーキングがあげられる。スレーキングを生じやすい岩石は、凝灰岩、固結度の低い砂岩、泥岩などで、特に変質を受けている凝灰質岩は著しくスレーキングを生じる。

スレーキングは、乾燥・吸水で生じる現象であるため、乾燥温度、乾燥の程度、水浸水の温度、乾湿の繰返し回数、試料の粒度、水浸液の性質など多くの要素に左右される。例えば、乾燥程度が同じであれば、乾燥温度が低いほどスレーキングしやすく、自然状態での温度、含水比条件がもっともスレーキングを発生しやすい条件である (桑原ほか、1983)。

図 4.2-1 は、スレーキングによる内部亀裂の発生量と初期飽和度の関係を示したものである。この図から、スレーキングが、①急速に進行するもの (寺泊層、小久米層)、②徐々に進行するもの (珍珠層)、③ある程度以上は進行しないもの (熊生谷層) などのタイプが認められる。また、この図は、スレーキングがある程度乾燥が進行しないと発生しないことも示唆している。

このように、スレーキングはある程度以上に乾燥し、その後に吸水することによって生じ、乾燥度が高くなるにしたがいスレーキングしやすくなり、乾湿の繰返しにより進行する。しかし造岩鉱物の種類と粒度、固結度などによりスレーキングの程度は異なり、スレーキングしても細粒化するとは限らない。

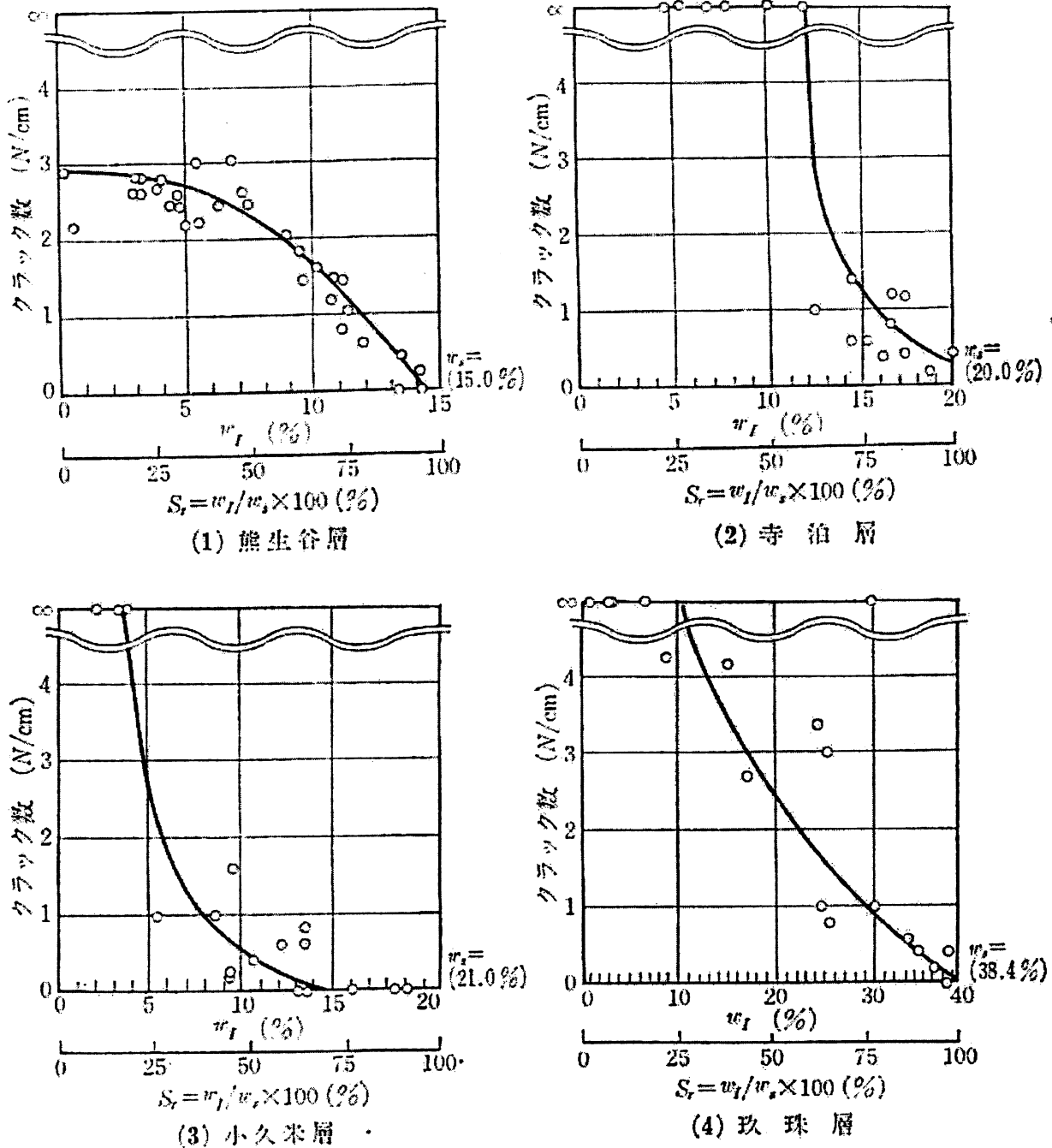


図 4.2-1 スレーキングによる内部亀裂の発生量と初期飽和度の関係 (桑原ほか, 1983)

4.3 膨張性

軟岩に特徴的な地質工学的問題の一つとして、膨張性の問題がある。膨張性の問題は、軟岩を掘削対象としたトンネルにおいて多くの発生事例があり、深地層軟岩を掘削する場合にも考慮すべき問題となる。

(1) 膨張性を示したトンネル

表 4.3-1 に膨張性を示したトンネルの一覧を、図 4.3-1 にはそのトンネルの位置と地質の関係を示す。表 4.3-1 の軟弱な粘土質岩に分類されるものが、新第三紀以降の堆積岩地山において膨張性が問題となったトンネルである。新第三紀以降の堆積岩地山で問題となったのは、主にグリーンタフ地域であり、特に新潟周辺地域に多い。

表 4.3-1 膨張性を示したトンネル（日本鉄道建設公団(1999)に一部加筆）

分類	トンネル名
軟弱な粘土質岩 (凝灰質岩を含む)	日振(辺富内)、頸城(北陸)、赤倉(北越北)、地蔵(北陸自)、 駒止(国道289号)、中山(上信越)、塩嶺(中央)、岩手(東北幹) 青函(津軽海峡)、新榎(国道351号)、飯山(北陸新)
温泉余土等熱気・ 熱水変質岩	泉越(東海道)、丹那(東海道)、新峠下(函館)、 新丹那(東海道)、稲取(伊豆急)、新宇佐見(伊東)
蛇紋岩	嶺岡(房総)、神威(函館)、嵐山(函館)、新登川(石勝)、 鬼峠(石勝)、嵐山(道央自)、常盤(道央自)
破碎帯	夜昼(予讃)、深坂(北陸)、大杉(土讃)、恵那山(中央自)
高圧ガスを含む 破碎泥岩等	鍋立山(北陸北)

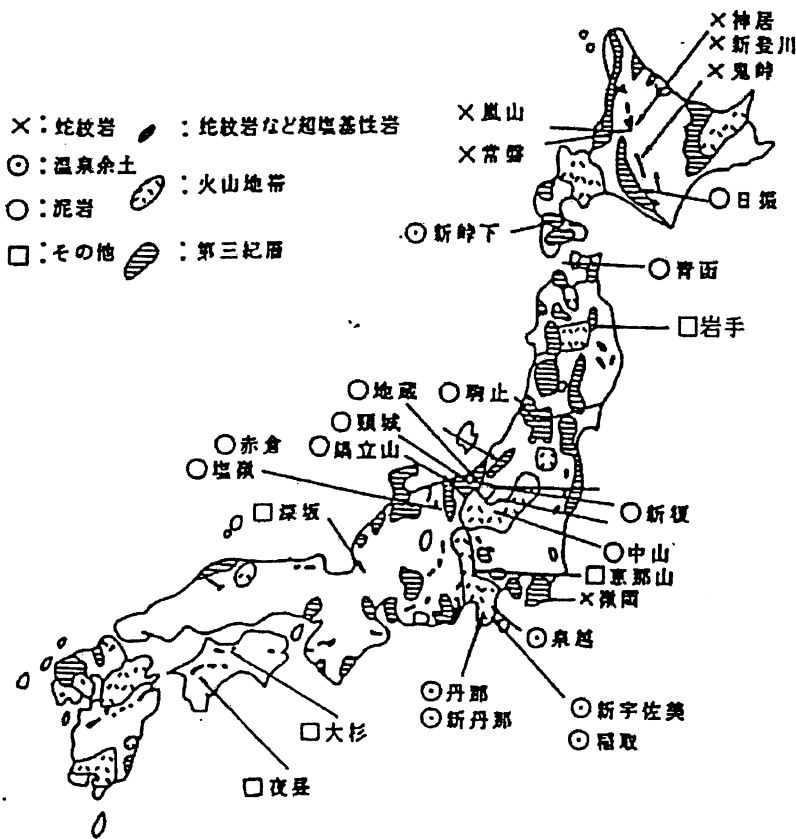


図 4.3-1 膨張性地山の位置と地質の関係（日本鉄道建設公団(1999)に一部加筆）

(2) 膨張現象のメカニズム

軟岩地山中のトンネルにおける膨張現象は、①吸水による膨張(swelling)、②トンネル周辺地山の降伏に伴う塑性変形(squeezing)、③褶曲部付近などにおける過大な潜在応力あるいは間隙圧の存在、などが要因と考えられる。

吸水による膨張現象は、岩石の実質部分の体積は変化しないが、岩石中の有効間隙が水で飽和されることにより、全体としての体積が増加する「吸水膨張現象」と、有効間隙の体積増加とともに岩石中の構成鉱物が水を取り込んで体積を増加させる「膨潤現象」とに分けられる(図 4.3-2)。

吸水膨張現象が、有効間隙が水で飽和された時点で終了するのに対し、膨潤現象は有効間隙が水で飽和された後も岩石の実質部分(構成鉱物)の体積増大に必要な吸水を継続する。膨潤現象で体積を増加する構成鉱物は、主にスメクタイトと考えられる。このようなスメクタイトを含む岩石は膨潤現象の素因を有しており、このような岩石が掘削による土圧の解放に伴う有効間隙率の増加や掘削面からの乾湿繰返しによる収縮割れ目の発生などの環境変化を受けると、膨潤に必要な水分が周辺岩盤から供給され、膨潤にいたると考えられる。つまり、膨潤現象は上記の岩石の状態から吸水膨張の状態を経て、膨潤にいたると考えられる。

トンネル周辺地山の降伏に伴う塑性変形による膨張現象は、主にトンネルの土被り圧に対して岩石の引張強さが小さいことが原因と考えられる。例えば、Ohta and Saito(1998)は、新第三紀の四ツ役層凝灰岩類中を土被り厚さ約 220m で掘削した岩手トンネルにおいて発生した 200mm を超える変位と山はねに類似した切羽不安定化現象は、土被り圧に対して凝灰岩類の引張強さが小さいために生じたとしている。ここでは、水平ボーリングコアでもコアディスキング現象が顕著に認められ、凝灰岩類の引張強さから求められるコアディスキングの発生圧力以上に、土被り圧が作用している(図 4.3-3)。

図 4.3-1 で示されるように、グリーンタフ地域、特に褶曲構造の発達した新潟周辺地域で、トンネルの膨張現象による問題が多発していることは、褶曲部付近などにおける過大な潜在応力あるいは間隙圧の存在がトンネルの膨張性の要因であることを間接的に示していると考えられる。表 4.3-1 に示した高圧ガスが地山の膨張の原因と考えられている鍋立山トンネルは、背斜軸にほぼ平行しており、トンネル部は褶曲に伴う変形作用により破碎した泥岩であるが、その上部にはキャップロックとなりうる破碎を受けていない不透水あるいは不透気性の泥岩が分布する。このような構造の場合、トンネル部の破碎泥岩に過剰な応力が集中するとともに、キャップロックが存在するため破碎泥岩中の間隙に存在する水あるいはガスの間隙圧が高くなると考えられる。同様の背斜構造を呈する箇所、泥岩中の間隙圧が上昇することにより、地表に泥を噴出して泥火山を形成する例が報告されている(千木良・田中、1996; 田中・大山、2001)。このことから、褶曲構造付近における過大な潜在応力あるいは間隙圧の存在すると、トンネル掘削時に異常な膨張現象が発生する可能性が指摘される。

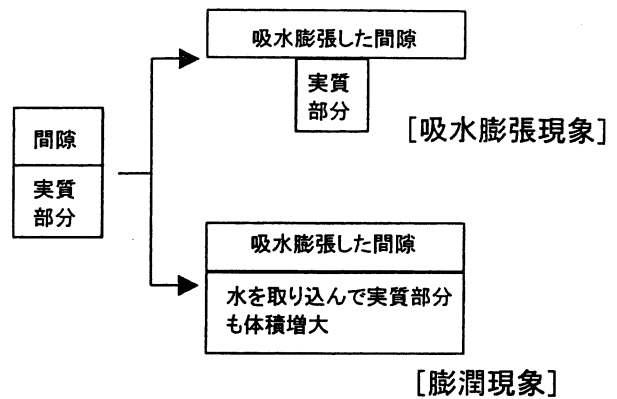


図 4.3-2 岩石の吸水による膨張の概念図

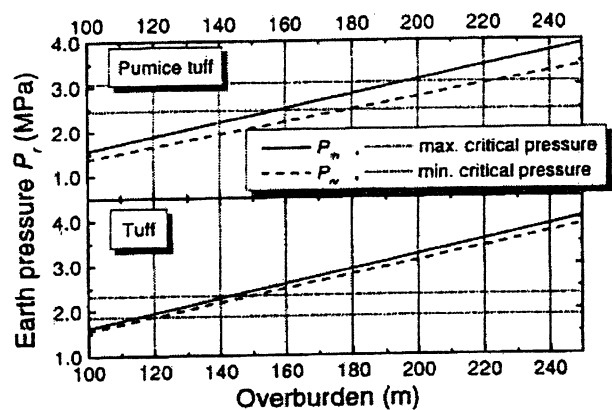


図 4.3-3 岩手トンネルにおけるコアディスキングの発生応力と土被り圧の関係 (Ohta and Saito, 1998)

参考文献

- 地学団体研究会編 (1996) : 新版地学事典、平凡社。
- 千木良雅弘・田中和広 (1996) : 北海道新冠町の泥火山—地質的特徴と応用地質的意義—、日本応用地質学会平成8年度研究発表会講演論文集、pp.121-124.
- 土木学会編 (1991) : 軟岩の調査・試験の指針 (案) 1991年版、土木学会。
- 土質工学会編(1987):土質工学ライブラリー30 堆積軟岩の工学的性質とその応用、土質工学会。
- Folk, R.L. (1954) : The distinction between grain size and mineral composition in sedimentary-rock nomenclature, *Jour. Geology*, Vol. 62, pp.344-359.
- Folk, R.L. (1956) : The role of texture and composition in sandstone classification, *Jour. Sedimentary Petrology*, Vol.26, pp.166-71.
- 藤田崇 (1990) : 地すべり—山地災害の地質学、共立出版、126p.
- 平野勇 (1984) : 地質工学的性質から見た堆積岩の地質工学的サイクル、応用地質学会昭和59年度研究発表会予稿集、pp.39-40.
- Kawamoto, T. and Obara, Y. (1981) : Characteristics of deformation and permeability of fracture rock, *Proceedings of ISRM Symposium on Weak Rock, Tokyo, I -1-11*, pp.58-63.
- 北松型地すべりグループ (1969) : “北松型”地すべり、地質ニュース、No.180, pp.21-27.
- 北村信 (1979) : グリーンタフ地域の研究の意義、月刊地球、Vol.1, pp.114-119.
- 小鯛桂一 (1985) : 粒状堆積物の透水性・間隙率と地質年代の関係、土と基礎、Vol.33, No.3, pp.61-64.
- 久野久 (1976) : 火山および火山岩 第2版、岩波書店、283p.
- 桑原啓三・平野勇・神保悟 (1983) : 軟岩の吸水劣化試験、土木研究所資料、第1930号。
- 水谷伸治郎・斎藤靖二・勘米良亀齡編 (1987) : 日本の堆積岩、岩波書店、226p.
- 日本鉄道建設公団 (1999) : 北陸新幹線飯山トンネルの合理的な設計施工に関する研究報告、(社)日本トンネル技術協会、172p.
- 岡本敏郎・松井家孝 (1981) : ダイレイタンシーを考慮した軟岩のせん断変形特性に関する考察、第36回土木学会年次学術講演会要旨、Ⅲ-135、pp.268-269.
- Ohta, T. and Saito, H. (1998) : Core diskings and ‘rockburst’ in soft tuffaceous rock masses of Yotsuyaku Formation at Iwate Tunnel, northeast Japan, *Proceedings of 8th International IAEG Congress*, pp.3569-3575.
- Pettijohn, F. J. (1957) : *Sedimentary Rocks*, Haper & Brothers, New York.
- 新城俊也 (1976) : 島尻泥岩のせん断特性、琉球大学農学部学術報告、pp.237-254.
- 新城俊也 (1976) : 島尻泥岩の強度異方性、琉球大学農学部学術報告、pp.255-267.
- 大成建設 (1979) : 北越北線赤倉ずい道膨張性地質の研究、pp.65-78.
- 田中和広・大山隆弘 (2001) : 台湾南部における泥火山の地質・地下水特性、日本応用地質学会平成13年度研究発表会講演論文集、pp.59-62.
- The Japan Society of Landslide (1980) : *Landslide in Japan*.
- Yoshinaka, R. and Yamabe, T. (1980) : Strength criterion of rocks, *Soils and Founds.*, Vol.20, No.4.
- Yoshinaka, R. and Yamabe, T. (1981) : Deformation behavior of soft rock, *Weak Rock* (Akai, K. et al eds.) Balkema, pp.87-92.

Wentworth, C. K. (1922) : A scale of grade and class terms for clastic sediments, j. Geol., Vol.30.
図解応用地質用語集編集委員会編 (1985) : 図解応用地質用語集、東洋書店.

第2部 調査・試験法

1. ボーリング掘削技術

深地層における軟岩の評価を行なう場合には、地質構造、岩盤の物理・力学特性、水理特性等のデータを取得することが必要不可欠であり、その調査方法として、ボーリング調査は、深地層に対して直接的にアプローチできる唯一の調査方法である。

本章では、まず、ボーリング掘削技術を概観し、次に、軟岩における深地層掘削の課題を想定し、想定した課題を考慮した深地層掘削のためのボーリング掘削技術を整理し、最後に、ボーリング掘削技術に課せられた今後の研究・開発課題をまとめた。

1.1 ボーリング掘削技術の概要

1.1.1 ボーリング機械

a) 分類

岩盤ボーリングマシンは大別して衝撃式と回転式の2種類に分けられる。衝撃式ボーリングマシンは、主として大口径掘削の分野でエアハンマドリル方式のパーカッション工法が開発され、硬岩や破碎帯の掘削に威力を発揮している。

回転式ボーリングマシンは、資源調査及び開発、土木地質調査、土木工事用として広く使用されており、型式によって次のように分類される。

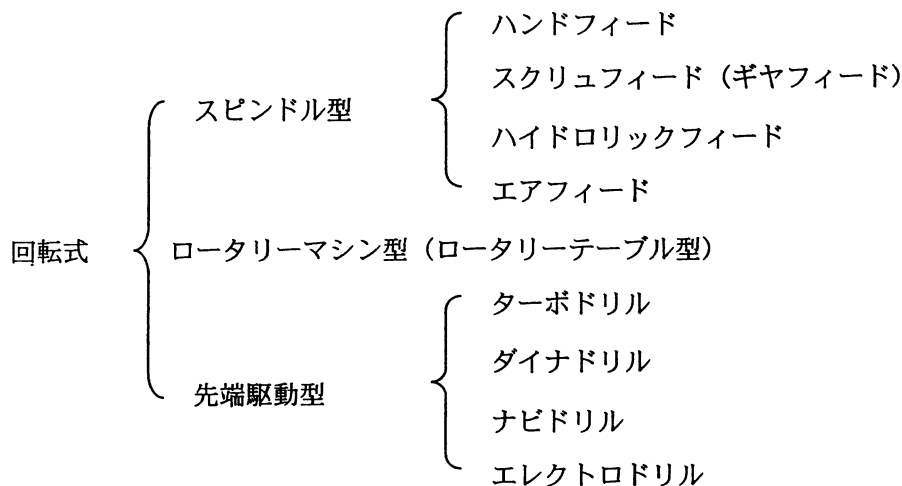


図 1.1-1～図 1.1-3 にそれぞれ、スピンドル型、ロータリーターンテーブル型、先端駆動型のボーリングマシンの概念図を示した。

上記のうち、ロータリーマシン型は、油田、ガス田の開発や深部の地下水・地熱開発などに使用されている。先端駆動型は、アメリカ、ソ連で実用化され普及しているが、日本では地熱開発の傾斜掘りに多く使用されている。

地質調査用の岩盤ボーリングマシンは回転式スピンドル型に限られるのが現状であり、ハンドフィード機とハイドロリック機が主として使用されている。

b) ボーリングの基本構成

回転式ボーリングを機能別にみた基本構成を図 1.1-4 に示した。

ボーリングの掘削機能は、原動機で発生した回転運動を伝動・変速装置を経て穿孔装置に伝え、それに連結された掘削ツールを通して先端に取付けられたビットに回転、給圧を与えて掘削するものである。これに加えて、掘削したスライムを孔外に排出するとともに、良好な孔内条件を維持する役目を持つ循環流体と、その供給装置及び調整装置、掘削ツールの昇降装置、孔内を完全に保護する孔壁保護管体などが必要である。

実際のボーリング作業に当っては、これらの装置の適切な組合せ、ボーリング機材を選定し(図 1.1-5 参照)、合理的な管理により、順調な掘削がなされるのである。

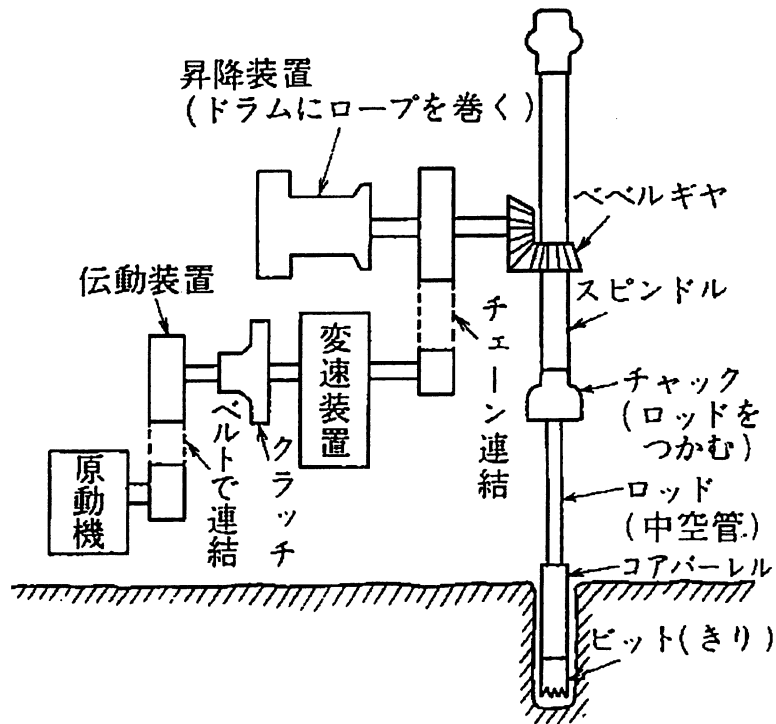


図 1.1-1 スピンドル型ボーリングマシンの概念図
(全国地質調査業協会連合会、1993)

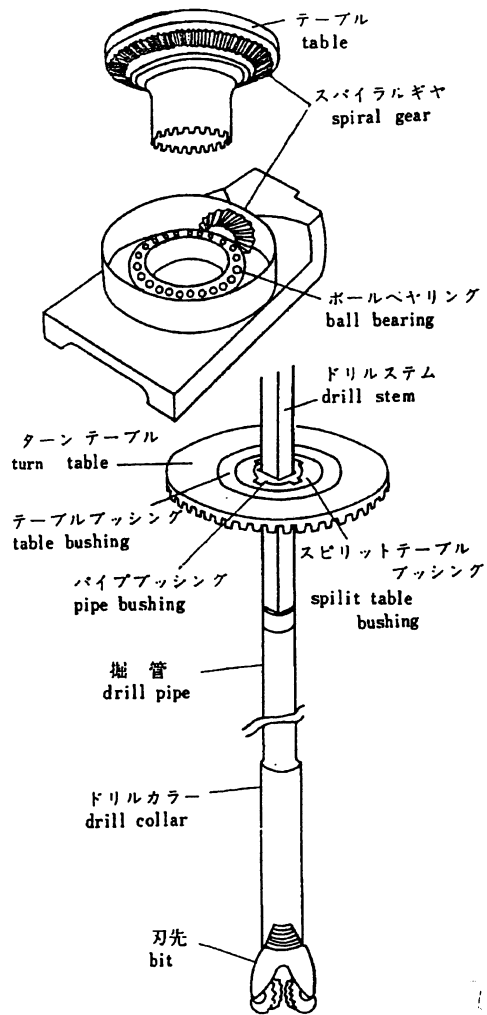


図 1.1-2 ターンテーブル型ボーリングマシンの概念図 (地質調査所、1972)

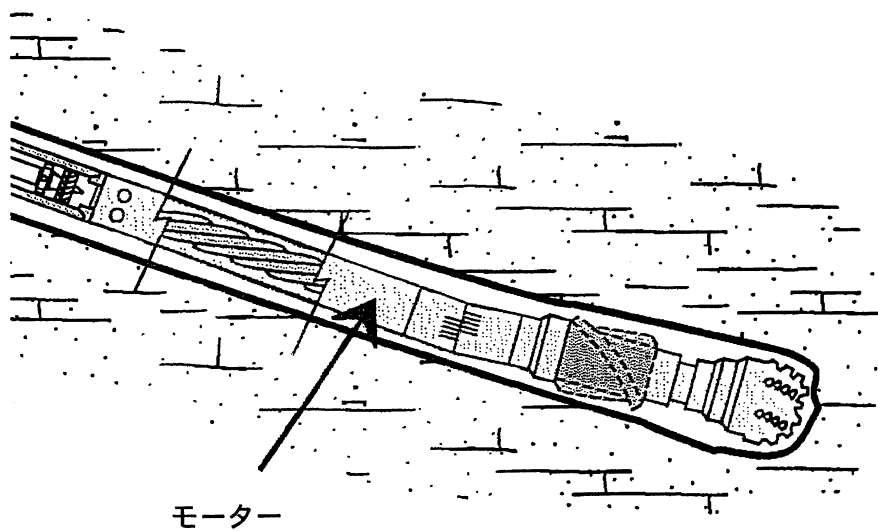


図 1.1-3 先端駆動部の概念図

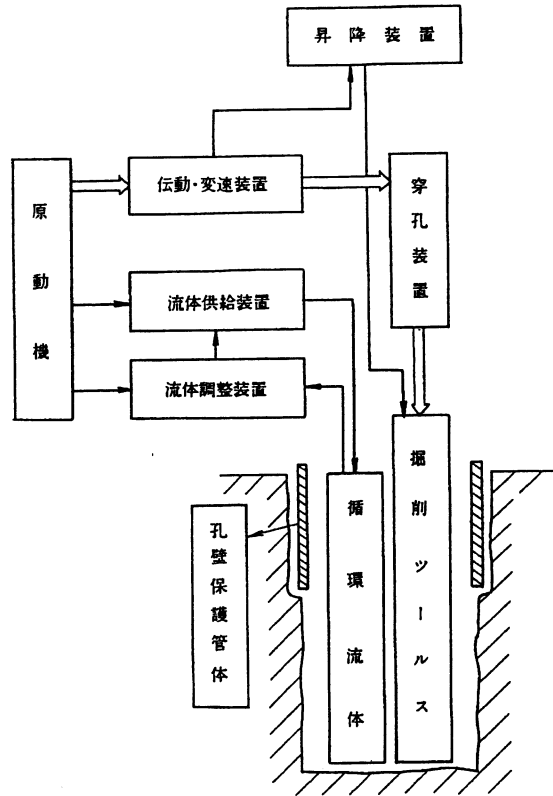


図 1.1-4 ボーリングの基本構成 (全国地質調査業協会連合会、2000)

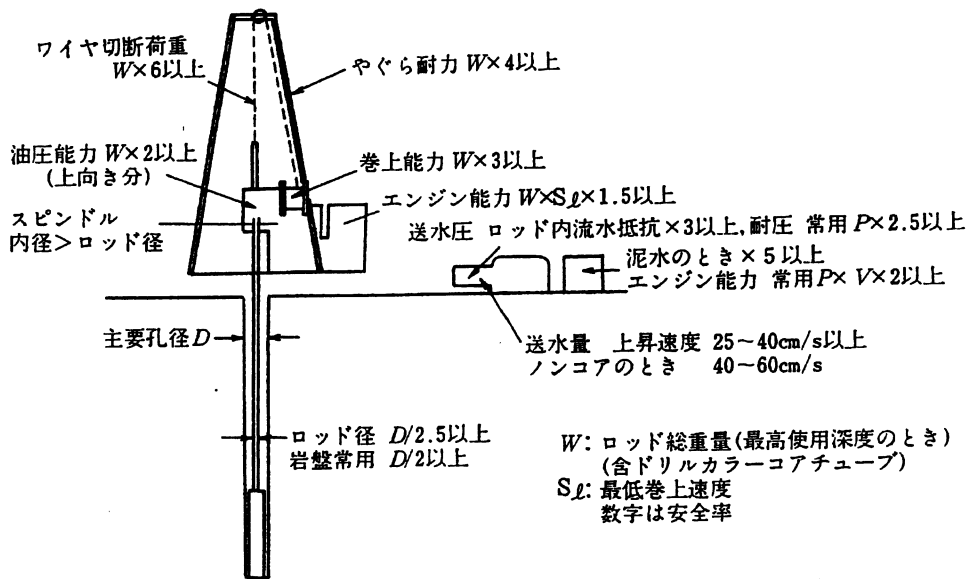


図 1.1-5 ボーリング機械の概念図と機材選定 (全国地質調査業協会連合会、2000)

c) ボーリングビット

岩盤掘削には主としてロックビット、メタルビット、ダイヤモンドビットなどが用いられる。ロックビットとしてはトリコンビット等があり、ノンコアボーリングに使用される。

メタルビットは、第三紀の頁岩、泥岩のような軟岩及び第四紀層の掘削に適している。現場でメタルチップ等の加工が容易にできるため、利用度は高い。

ダイヤモンドビットは、中硬岩、硬岩に対してメタルビットの数十倍のビットライフを持つので作業能率の向上につながる。ダイヤモンドビットの切削性は、ダイヤモンド粒の大きさ、配列及び突出量、マトリックスの成分、硬度などの影響を受ける。表 1.1-1 にダイヤモンドビットの種類と岩盤への適応関係を示す。

表 1.1-1 ダイヤモンドビットの種類と岩盤への適応関係 (全国地質調査業協会連合会、2000)

ビットの種類	ダイヤモンドの粒度 [CT]		マトリックスの硬 さ	岩盤の強度分類							
				軟岩		中硬岩		硬岩		極硬岩	
				均	不	均	不	均	不	均	不
サーフェイス ビット	大粒	1/8 ~ 1/15	軟								
			中	○	○						
	硬	○	○								
	中粒	1/15 ~ 1/20	軟								
			中			○	○				
	硬					○					
1/20 ~ 1/30	軟					○		○			
	中			○	○		○				
硬					○		○	○			
小粒	1/40 ~ 1/60	軟				○		○			
		中					○	○			
硬						○	○				
インブリグ ネイテッド ビット	パウダ メッシュ	30~60	軟				○	○			
			中				○	○			
			硬			○		○			
標準ビットライフ				300~100m	80~40m	50~20m	20~5m				

均：均質岩盤、不：不均質岩盤、破：破碎帯

d) 孔壁保護管体

ガイドパイプは、主としてボーリング孔口に使用されるもので、口元管とも呼ばれる。

ドライブパイプは、表層が玉石層や砂礫層などのために、パイプの挿入が困難な時に打ち込まれるもので、ガイドパイプよりも肉厚な材料で作られている。

ケーシングパイプは、裸孔を維持するのが困難な地質状況の時に用いられ、地質が複雑で破碎帯が多いわが国では利用度が高い。

e) 掘削流体

回転式ボーリングで、掘削流体として使用されるものには液体（清水、ウォーターベース泥水、界面活性剤泥水、オイルベース泥水）、空気、空気と液体の混合（ミスト、フォーム）などの種類がある。

岩盤ボーリングでは、孔内水位の観測が重要であることから、泥水は第四紀層あるいは破碎帯などの軟質・崩壊箇所限定して使用されるのみで、通常は清水を用いる。

ミストは圧縮空気に界面活性剤を加えたもので、本来は水のない箇所での使用を目的として開発されたものである。フォームは圧縮空気にポリマー、ゲル、発泡剤などを加えたもので、潤滑剤としての性能、スライム排除能力により優れているため、砂礫層、風化花崗岩、破碎帯など、通常の方法では採取が難しいとされる地質のコアリングを目的として使用されるようになってきている。

1.1.2 掘削技術

ボーリングの掘進は、ビットへの荷重、ビットの回転、スライムの排除が基本条件であり、どの条件が欠けても順調な掘進は難しくなる。

地質や岩盤の硬軟によって掘進技術・能率は変化するためボーリング掘削には経験的要素が大きいことは否めないが、基本条件を十分考慮し、ボーリング掘削の目的、ボーリング機械の選定、孔径計画、ケーシング計画、泥水計画、ビットの選定、工程管理などを盛り込んだボーリング計画を立案し、経済的かつ効率的な掘削を行う必要がある。

ボーリング掘削技術の詳細については、後の「1.3に軟岩における深地層掘削のためのボーリング掘削技術」に記載する。

1.2 軟岩における深地層掘削の課題

1.2.1 深地層掘削の目的の整理

「深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会」では、放射性廃棄物など地層処分（管理）も念頭においているため、地表への地下水経路をできるだけ少なくする必要があること、掘削コストの軽減する必要があることなどから、少ないボーリング本数で、多くの地質情報、工学的情報、地球科学的情報を取得することが要求される。さらに、通常の地下構造物の調査に比べ、精度あるいは確度の高い情報の取得が要求される。

ボーリング（調査）に対する主な要求事項を次に示した。

①地質構造について

地層構成（礫岩、砂岩、泥岩、及びその互層等）や、層理、葉理、破碎部の特性、亀裂の状況を把握する。

②サンプリングについて

地層の物理特性、力学特性、地球科学特性（鉱物、水、気体）を把握するために、ボーリングコア、地下水、ガス等を採取する。ボーリングコアを力学試験に供する場合には乱さない試料の採取が要求され、地下水の採取ではボーリング循環水が混入しないことや溶存ガス成分が変化しないことが要求される。

③原位置試験の実施について

ボーリング孔を利用した試験を行うため、ボーリング孔の仕上げの精度を要求される。例えば、孔内載荷試験のような力学試験を実施する場合には孔壁のゆるみを極力少なくすること、水理試験を実施する場合には試験区間の孔壁が地層そのものであること（泥壁がないこと）が要求される。

1.2.2 深地層掘削の課題

上記した深地層ボーリングに対する要求事項をカバーするためには、

- ・精度の高いボーリング掘進位置情報の取得技術（孔曲がり測定技術・孔曲がり修正技術など）
- ・ガイドボーリングからの調査ボーリング掘削技術（コントロールボーリング技術）
- ・力学的には緩みの少ないコア、地下水やガスが逃げていない／汚されていないコアなど、品質の高いコア採取技術（サンプリング技術）
- ・乱れの少ない孔壁（ボーリング工法、循環水管理技術など）
- ・ボーリング孔壁の保持技術（ケーシング計画、循環水管理技術など）

のような技術が必要となる。

1.3 軟岩における深地層掘削のためのボーリング掘削技術

深地層掘削では地質条件の変化に注意を払い、条件の悪化に対して早めに対策を講ずることが重要である。すなわち、①地質条件にあったビットや泥水を使用すること、②最良の掘進条件を見だし維持すること、③保孔対策に適切な処置を行なうこと、が掘削作業を円滑に進める上で重要となる。

軟岩を対象に深地層掘削する場合には、遭遇する地質を事前に想定し、掘削計画を十分に検討しておく必要がある。特に、膨潤性地山、高圧ガス・高圧水を含んだ地層、破碎帯や変質帯などの出現可能性を充分検討しておく。深地層掘削では、保孔や事故防止に一層注意する必要がある。すなわち、ボーリング孔の崩壊や孔内掘削ツールが抑留された場合には、その回復に数倍の労力、費用、工期が必要となる。場合によっては、ボーリング孔を放棄しなければならない場合も生じることがある。

以下に、ボーリング掘削計画、掘削技術、サンプリング、ボーリング孔の保持技術について、記述する。

1.3.1 ボーリング掘削計画

ボーリング掘削計画では主に、機材計画、工程計画、仮設計画、ビット計画、ケーシング計画、泥水計画、試験計画、さらに、作業管理計画を作成する。特に、ボーリング孔を利用した孔内試験が重要な位置付けとなるため、ボーリング担当者と試験担当者等が協同して掘進工程と試験工程の関係を十分に検討することが重要である。また、ボーリング掘削の経済性も計画を立案する上での重要な要素となる。

各計画段階での主な検討項目を以下に示した。

- ①機材計画：工法の検討（ワイヤライン工法等）、ロッド・ケーシングの種類と数量、給水資材、余裕のある資材・機材の準備。
- ②工程計画：掘削工程と試験工程、24時間連続掘削の可能性。
- ③仮設計画：基礎・足場の方法、給水の方法、搬入経路と方法。
- ④ビット計画：ビットの選定、ビット寿命の向上方法。
- ⑤ケーシング計画：地質との関連によるケーシング挿入深度と種類、最終孔径に対する予備ケーシング計画。
- ⑥泥水計画：泥水の種類、スライム分離の方法、管理方法の基準、逸水対策、廃水処理対策。
- ⑦試験計画：孔内試験の種類、試験深度、試験工程。余裕を持って計画を立てる。
- ⑧作業管理計画：作業管理方法、人員計画。

1.3.2 掘削技術

前述のように、ボーリングの掘進は「掘削の3要素（ビットへの荷重、ビットの回転数、スライムの排除）」が基本条件であり、どの条件が欠けても順調な掘進は難しくなる。この基本条件が満たされた場合、より良い掘削技術が成立するわけであり、これを忘れてはいけない。

a) ワイヤライン工法

ワイヤライン工法とは、径の大きな特製のボーリングロッド（ケーシング）を駆動伝達ツールと、着脱自在に設計された内管を内臓したダブルコアバーレル（ワイヤラインコアバーレル）を用い、コア採取に当たり、ロッドを昇降せずに、先端にオーバershootを着けた細いワイヤロープを、別に用意した小型拘束巻上機をもってロッド内部を通して孔底に降ろし、コアを収納した内管だけを引き揚げてコアを採取する装置である（図 1.3-1）。

ワイヤライン工法ではボーリングロッドの昇降の頻度が少なく、掘削能率が高いため深地層掘削には必須の工法である。図 1.3-2 は掘削深度の増加に伴う掘削能率の低下を示したもので、0～50mを100%とした時の低下率を示した図である。同図には、普通工法に加えワイヤライン工法の低下率も記入してあるが、普通工法に較べワイヤライン工法では掘削深度に伴う掘削能率の低下が著しく小さいことが分かる。

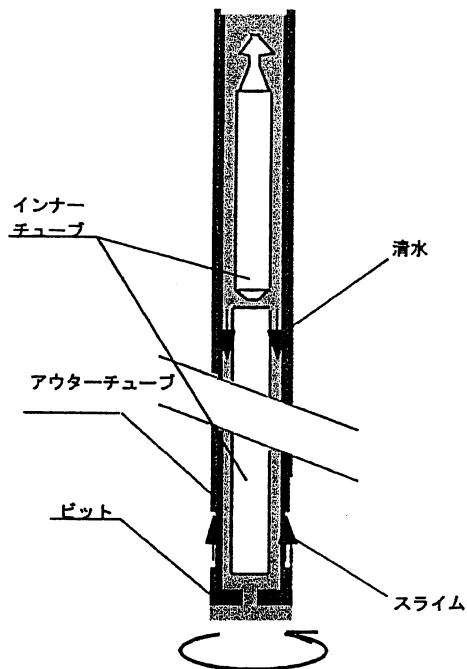


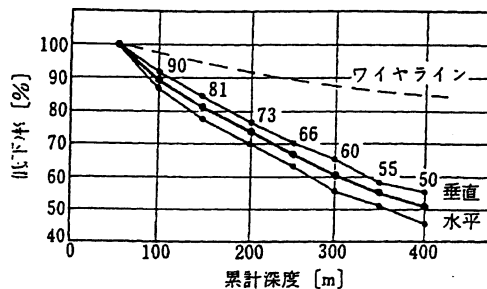
図 1.3-1 ワイヤライン工法

ワイヤライン工法の利点を整理すると以下の点が挙げられる。

- ・ボーリングロッドの昇降回数が極端に少ないため、掘削効率が低い。
- ・ボーリングロッドの昇降回数が極端に少ないため、孔壁を乱しにくい。
- ・孔内条件の悪化防止にも有効である。
- ・孔壁とボーリングロッドとの間隙が小さいため、スライム排除効率がよい。
- ・孔壁とボーリングロッドとの間隙が小さいため、孔曲がりの程度が少ない。
- ・抑留等の事故の発生率も低い。

また、ワイヤライン工法の利点を生かすためには、掘削作業上以下の点が課題となる。

- ・昼夜連続掘削作業の実施。
- ・ビット寿命向上のためのダイヤモンドビットの使用／改善。
- ・泥水管理の徹底、特に低粘度泥水の使用とスライム分離の完全化。
- ・余裕のある資機材の準備。



0～50mを100%としたときの低下率(図中の数字は平均値)

図 1.3-2 深度による能率の低下率 (全国地質調査業協会連合会、1993)

b) 孔曲がり測定技術

機械的条件（例えば、孔径に対して著しく小さい径のロッドを使用した場合、掘削の3要素のバランスが悪い場合）や地質条件（例えば、層理などの割れ目の発達した岩盤、硬軟の差の著しい傾斜した互層）により、孔曲がりが生じる。

孔曲がり測定には、タイマーをセットしてフィルムにボーリング孔の方位と傾斜を同じに写す方式のもの（村田式傾斜儀、スペリー・サン型磁気方位測定器など）と、タイマーをセットし、コンパス及び振子がロックされた状態で方位と傾斜を読み取る方式のもの（トリバリ型孔曲がり測定器）がある（図 1.3-3）。また、光学的に孔曲がり測定する方法（図 1.3-4）や3軸磁気センサで孔曲がり測定する方法等、連続的に孔曲がり測定する方法も使用されている。

孔曲がり測定する場合には、孔曲がり測定計画（所定の深度等）を事前に立てておくとともに、地質が変化した場合や掘削条件が変わった場合には追加測定することが望ましい。

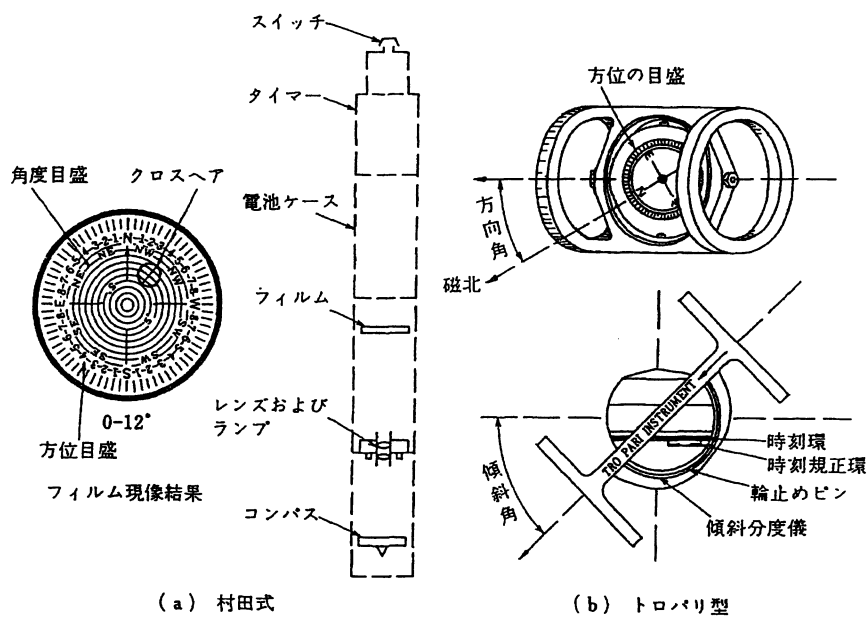


図 1.3-3 孔曲がりの測定器（1）（全国地質調査業協会連合会、1993）

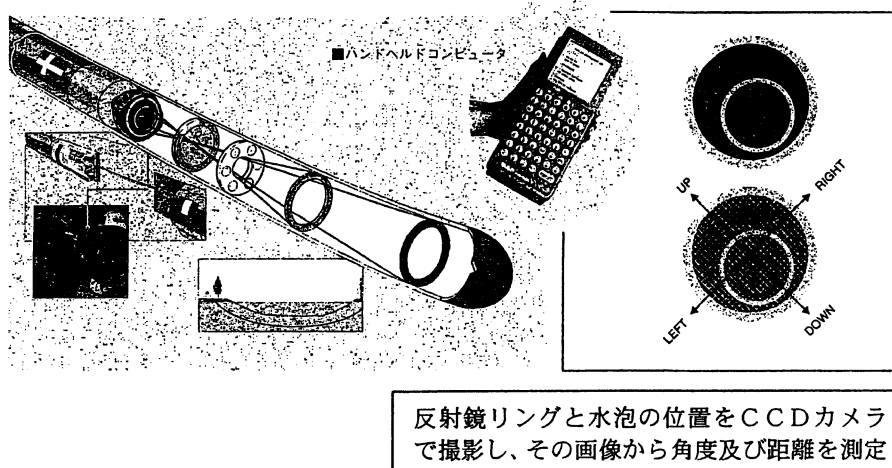


図 1.3-4 孔曲がり測定器（2）

c) コントロールボーリング

コントロールボーリングとは、孔曲がりを最小に抑えて掘進したり、ボーリング孔をコントロールしながら目的の方向に掘進していく工法である。

深地層掘削に当たっては、経費の軽減という観点や地表への地下水経路をできるだけ少なくするという観点から、ガイドボーリング孔から調査ボーリングを枝出ししていく技術が望まれ（図 1.3-5）、これを実現する技術としてコントロールボーリング技術が挙げられる。

コントロールボーリングの制御方法には、地層の孔曲がり習性を利用する方法、孔曲げ楔や孔曲げ管等を利用して機械的に孔曲がりを起こす方法、先端ビットだけを回転させて掘進方向をコントロールする方法などがある。

先端ビットだけを回転させて掘進方向をコントロールする方法はコントロールボーリングの重要な技術であり、ボーリングロッドを回転させるのではなく、循環泥水／流体を用いて、先端のビットだけを回転させ

る技術を用いることである。ダウンホールモータ、ナビドリル、ターボドリルがある。これらの先端ビットと曲り管等を用いて、人為的にボーリング孔を曲げていく技術である（図 1.3-6）。

また、コントロールボーリングに欠かせない技術として、MWD (Measurement While Drilling) 技術が挙げられる。MWDは、掘進しながらビット先端位置や方位、その他の情報をリアルタイムに計測する方法である。

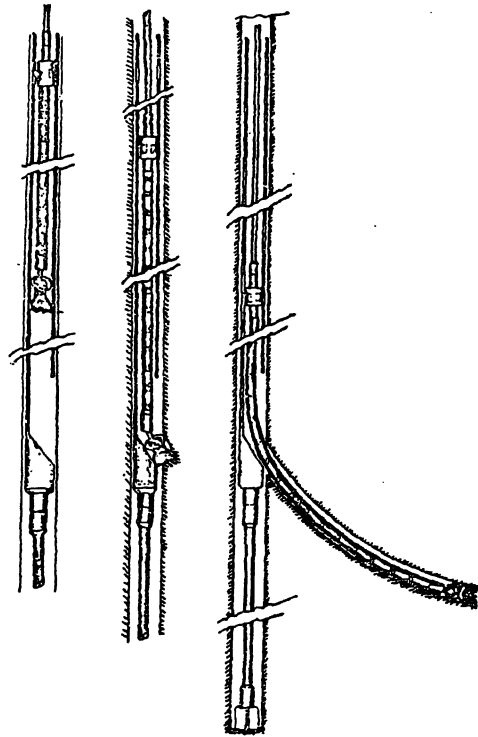


図 1.3-5 コントロールボーリングの概念図
(岩松一雄、1973)

偏距具の種類

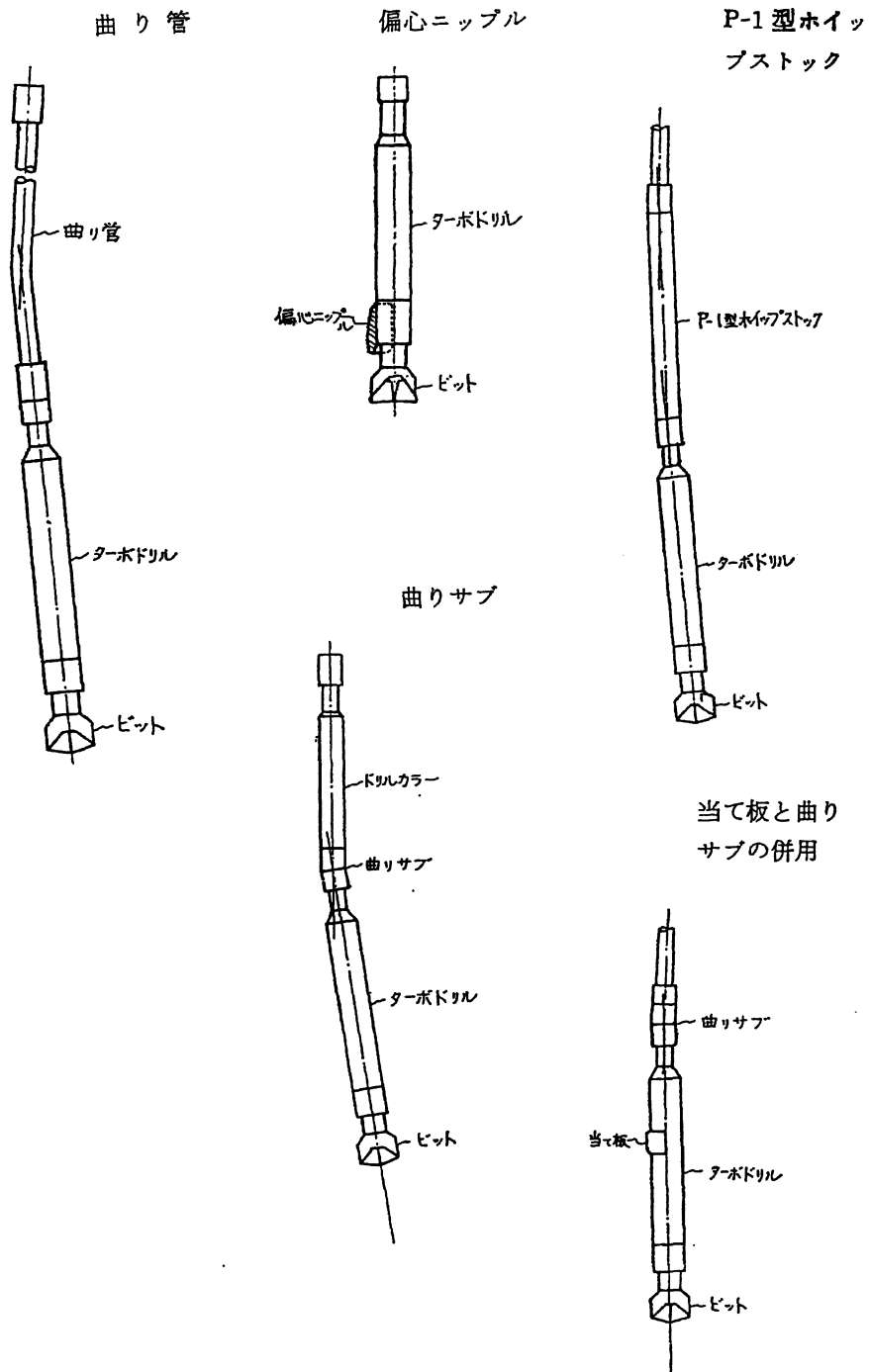


図 1.3-6 コントロールボーリングの方法例 (地質調査所、1972)

1.3.3 サンプルング

深地層ボーリングにおいては、掘進作業中に種々の地盤や岩盤に遭遇し、あらゆる地質条件の箇所を掘進しなければならない。地質的諸条件に対処してコアの採取率・品質を向上させることが深地層のボーリング技術に求められる。

コアが採取しにくい地質状況としては、極硬岩、風化・軟質岩、亀裂性岩、断層、湧水などが考えられる。これらの地質状況に対しては、適切なビットを用い、適正な給圧・回転数で掘削することが掘進の基本となる。

表 1.3-1 に、標準的なビットの選択と、マトリクスと適合する地質を示し、表 1.3-2 には上記のコア採取が難しい地質状況と代表的な対策を示した。

ボーリングコアの品質は大まかな区分としては次のグレードA～Cで示され、グレードAが最も高いコア品質が求められる。また、特に風化花崗岩、破碎帯、変質岩、礫質軟岩などの採取しにくい地質が土木構造物の基礎となる場合に問題となる場合が多い。

グレードA：室内三軸圧縮試験あるいは動的試験など拘束状態での試験に用いる試料（供試体）を採取する場合。自然状態における乱れやゆるみのないコア採取が求められ、高度な技術が求められる。ダム、原子力発電所など、重要な土木構造物の基礎地盤調査で必要となる。

グレードB：一軸圧縮試験などの単純せん断試験、物理試験の室内試験試料（供試体）を採取する場合。地すべり調査のほか、道路、橋梁など一般の土木構造物の基礎地盤調査で必要となる。

グレードC：地質観察にのみ供されるボーリングコア。

また、ボーリングコアは、採取すれば終わりではなく、注意深く観察し、細心の注意を払って整理・保存に努める必要がある。

表 1.3-1 地質とビットの適合性 (全国地質調査業協会連合会、2000)

【メタルビット】

分類	第新古中古火変 四第第三生生成成 紀三三紀紀 層層層層岩岩	コアビット (クラウン)		ノンコアビット	
		メタルクラウン	ホルツクェラウン	平ビット	ロックビット
土質		大小80m 刃荷10 の出重	硬大40m ↑ ↓ マックス粒10 ↑ ↓ トリス子5 ↑ ↓ 軟小2	大小 ↑ ↓ 孔径 ↑ ↓ 荷重 ↑ ↓ 小大	粗小 ↑ ↓ 歯形 ↑ ↓ 荷重 ↑ ↓ 密大
極軟岩					
軟岩					
中硬岩	礫				
硬岩	玉石		インプリ マックス大 ↑ ↓ 荷重15m ↑ ↓ トリス大3		コブラビット 小大 ↑ ↓ 寿命 ↑ ↓ 小大
極硬岩					

- 【注】 1) 礫、玉石層は礫質、礫密度により硬さが変化する。
 2) 堆積岩は一般に粒子径が大きくなるほど硬く、珪質、石英質になるほどビットの摩耗は大きい。
 3) 火成岩、変成岩は石英分の多くなるほどビットの摩耗が大きい。
 4) 数字は1丁当たりビット寿命の概略を掘進m数にて示す。
 5) ノンコアビットは比較的大口径 (100~200mm) のものを規準とする。

【ダイヤモンドビット】

	旭ダイヤモンド			利根ボーリング			クリステンセンマイカイ		
	記号	硬さ [Rc]	適合地質	記号	硬さ [Rc]	適合地質	記号	硬さ [Rc]	適合地質
サーフェイス	ZZ	35 ± 5	軟岩	T ₀	40~50	軟岩	D	40~50	軟岩
	Z	30 ± 5	"	T ₁	30~40	軟岩, 破碎帯	E	30~40	中硬岩
	Y	20 ± 5	中硬岩	T ₂	20~30	中硬岩	C	20~30	硬岩
	X	10 ± 5	硬岩	T ₃	10~20	硬岩	A	10~20	極硬岩
インプリグネイテッド	(35~45)		クラックの多い軟岩 ↓ 中硬岩 ↓ 極硬岩	F54	30~40	軟岩 破碎帯	H3	50~60	極軟岩
	K2			F55	"		H4	45~50	軟岩
	K3			F56	"		H5	35~45	
	(25~35)		F33	20	硬岩	H6	30~35	中硬岩	
	L41		F34	"		H7	25~30	硬岩 ↓ 極硬岩	
	L51 (10~20)		F35	"		H8	20~25		
	L61 A55		F36	"	H9	15~20			
	A65								
	A75								

表 1.3-2 コア採取が難しい地質状況と対策（全国地質調査業協会連合会、2000）

地 質	問題となる事象	対 策	代表的な岩種等
極硬岩	メタルでは歯がたたず、ダイヤモンドビットでも掘進速度が低下する。	ダイヤモンドの質・サイズ・マトリックス・埋込み方を選定する。	チャート、片麻岩、珪岩
風化・軟質岩	メタルではコア詰まりが発生し、ダイヤモンドビットでは掘進速度が低下し磨耗する。	送水量を絞る、スライムの排除を完全に、コアチューブの引上げなどコア詰りの原因を解消する。エラストック・トリプルチューブ、気泡ボーリングを採用する。	第三系堆積岩、風化花崗岩、熱水変質岩
亀裂性岩	縦亀裂による楔状岩片あるいは破碎岩片がコア詰りの原因となる。	速やかにコアチューブを引上げ、コア詰りの原因を解消する。	節理が発達した溶岩、破碎質チャート、破碎帯
断 層	粘土、断層角礫部で孔壁崩壊・押出しが生じ、ポンプ圧上昇、ジャーミングや孔曲がりの原因となる。	ケーシング挿入、セメンテーション、泥水の使用などを行い、孔壁を保護する。エラストック・トリプルチューブ、気泡ボーリングを採用する。	破碎帯
湧水・逸水	砂礫部や開口亀裂から湧水・逸水しスライム排除が不完全になり、ジャーミングの原因となる。	孔内水の変化に注意し、送水量を増し、スライムの排除に努める。セメンテーション、泥水の使用などを行い、孔壁をシールする。	節理が発達した溶岩、破碎帯

1.4 今後の研究・開発課題

軟岩を対象とした深地層掘削における今後の研究・開発課題を大別して整理すると、以下のよう
なテーマが考えられる。

- ・掘削の効率と経済性の向上：ビット交換システム、掘削情報の取得と自動記録等
- ・品質の向上：掘削技術、孔壁保持技術、サンプリング技術、
- ・力学試験試料の品質向上：採取試料のゆるみの問題を軽減するサンプリング技術
- ・地下水採取と孔壁保護：ポーリング循環水の研究・開発
- ・原位置試験の品質向上：セルフポーリング型の原位置試験装置の開発

1.4.1 掘削の効率と経済性の向上

深地層掘削では、ビット交換の頻度を小さくすることが最も掘削効率や経済性の向上に寄与する
と考えられる。また、石油掘削では、各地層に対するビットへの荷重やビットの回転数をデータベ
ース化し、掘削コストの最適化を図っている。

ここでは、ビット交換システムとポーリング作業の自動化について記述する。

a) ビット交換システム（リトラクタブルビットシステム）

ロッドを孔内に置いたままビット交換を行うシステムで、ワイヤライン工法の原理を利用して、
ビットを地上に引き揚げるものが開発されている。これにより、昇降時間が大幅に節減でき、掘進
能率の向上に大きく寄与することになる。このシステムでは、コアリング用ビットとノンコアリン
グ用ビットが開発されており、後者は既に国内で実用化され、実績がある。

b) ポーリング作業の自動化（ロボット化）

ポーリング作業の自動化は、省力化及びコスト削減の目的もあるが、主眼とするのは適正な掘進
である。掘進中に現れる多くの掘削情報を自動的に検出し、これをコンピュータで処理して掘進装
置にフィードバックし、適正な掘進を行うのが自動化の基本線である。

1.4.2 品質向上（特に、サンプリング）

他分野での開発技術としては、メタンハイドレート開発技術で「圧力・温度保持サンプラー」の
開発が行なわれている（石油開発技術センター、1999）。圧力保持システムには、3,500psi のN₂
ガス蓄圧器により圧力制御が用いられ、温度保持システムには、断熱型インナーチューブの採用と
熱電式インナーチューブ冷却方式が用いられている。

1.4.3 地下水採取と孔壁保護

地下水を採取し、その水質を分析する場合には、ポーリング循環水が採取した地下水を汚染する
ことを極力避けなければならない。また、孔壁を保持しつつ裸孔で水理試験を実施する必要性が高
くなる。

このような背景のもと、地下水を汚染することなく、孔壁を長時間にわたり維持し、スライム排
除が充分に行なえるポーリング循環水を開発する必要がある。

1.4.4 ボーリング掘削と原位置試験

深地層掘削では、ボーリング孔を利用した孔内試験が重要な位置付けとなるため、実施予定の孔内試験を最低限どのような条件（ボーリング孔の保持、ボーリング孔の状態、地下水の水理・水質の状況等）下で実施する必要があるかを検討しておく必要がある。

ボーリング孔は掘削後の放置時間が長くなれば孔壁のゆるみが進行したり、清水掘りの場合にはボーリング孔の閉塞も考えられる。このような課題に対処する方法として、セルフボーリング型の原位置試験装置の開発や、MWD (Measurement While Drilling) やLWD (Logging While Drilling) の開発が必要となる（図1.4-1参照）。

特に、地層を掘削しながら掘削状況の管理に必要なデータや地層特性に関するデータを取得する技術であるMWDやLWDの研究開発が重要になると考えられる。また、MWDやLWDでどのようなデータを取得するのかの検討も必要である。

さらに、基本的なことであるが、原位置試験の実施に際しては、ボーリング担当者と試験担当者等が協同して掘進工程と試験工程の関係を十分に検討することが重要である。

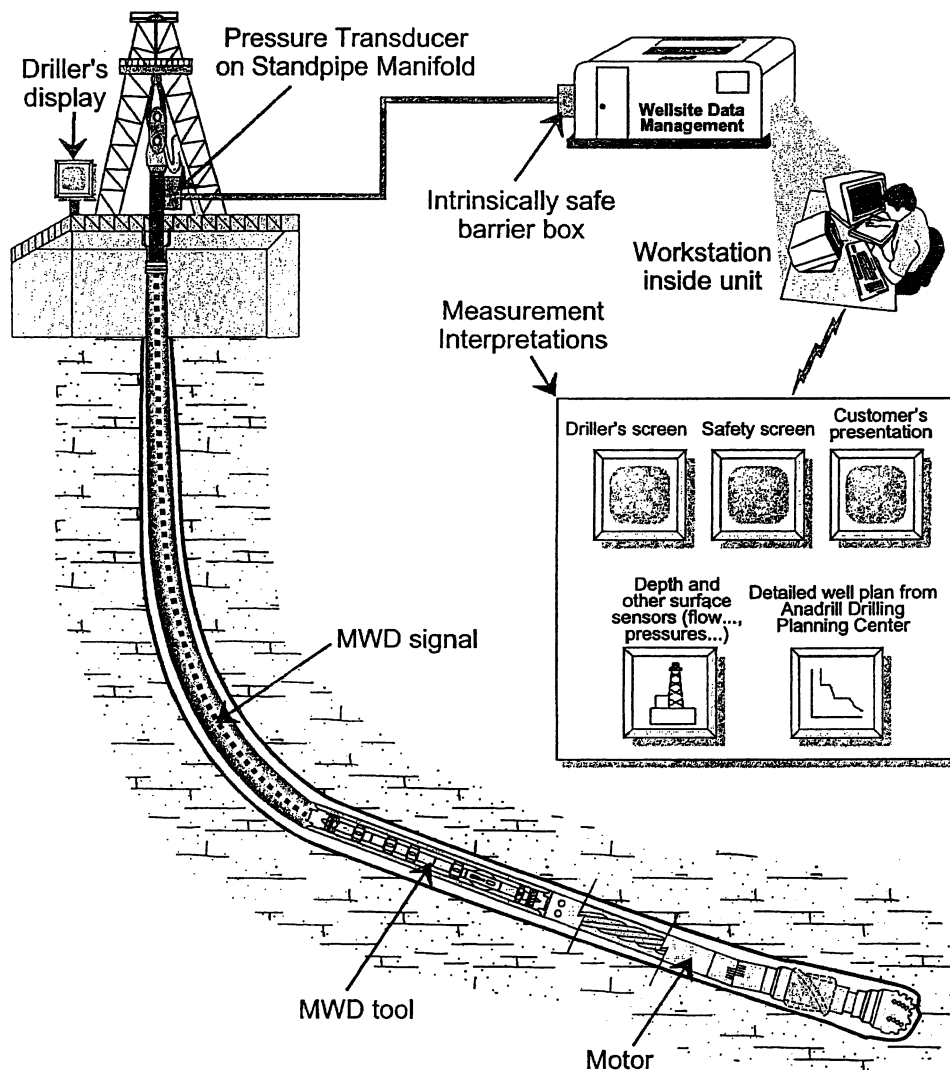


図1.4-1 MWD (Measurement While Drilling) の概念図

参考文献

地質調査所 (1972) : 図解ボーリング便覧、ラテイス、p. 37、p. 46

全国地質調査業協会連合会 (1993) : ボーリングポケットブック、p. 150、175

全国地質調査業協会連合会 (2000) : 地質調査技士講習会テキスト、p. 110、113、111、115、116

岩松一雄 (1973) : ボーリングハンドブック、森北出版、p. 220

石油開発技術センター (1999) : 平成 11 年度 研究成果報告会要旨集、掘-4

2. 地質構造

深地層での地質および地質構造について、その状態を精度良く推定することは、地表面からの距離が遠いことが災いして非常な困難を伴っている。しかしながら、地質および地質構造のある項目に絞ってみれば、現在の技術レベルである程度は推定可能なものも少なくない。基本的には、現状の地質調査と何ら変わらないが、「深地層」をいかに捉えられるかが問題となる。

ここでは、深地層における地質、地質構造の調査法とその解釈についての現状をまとめた。

2.1 深地層における地質・地質構造調査

深地層の調査においても、基本的には現在の一般的な調査法を以下に効率よく組み合わせるかが問題となると考えられる。そこで、深地層での軟岩地盤においてトンネル・地下空洞を掘削する場合を想定し、そこで克服されるべき問題点（変状現象）とその原因となる地質・地質構造の要因、その要因の状態を明らかにするため、現在の技術レベルで可能な各種調査手法とその有効性を図2.1-1にまとめてみた。次項以降では、この内容について詳細を解説する。

トンネル・地下空洞建設時の変状	地質・地質構造の要因	調査手法				
		文献調査	地形判読・地表踏査	物理探査	ボーリング調査	その他の調査
地山押し出し (低地山強度比)	初生的な堆積構造(挟み層)	○	×	・地震探査(反射) ・電磁探査 ・重力探査	○	・調査坑 ・地化学分析
湧水	褶曲 (潜在的割目)	○	○	・地震探査(反射) ・電磁探査 ・重力探査	○	・調査坑
切羽・天端崩落	変質	○	△	×	○	・調査坑 ・地化学分析 ・地下水調査
地耐力不足	断層 (地下水)	○	○	・地震探査(反射) ・電磁探査	△	・調査坑 ・トレンチ ・地下水分析

図2.1-1 トンネル地下空洞建設時の変状現象と地質的要因、調査手法の関連

2.1.1 文献調査

文献調査は、対象地点の地質・地質構造に関する既往の知見を収集するために最も基本的な調査事項である。基本的な資料としては、

- ①地形図
- ②空中写真
- ③地質図

があり、その他に活構造図、重力図等を参考にする。国土地理院や産業技術総合研究所のインターネット・ホームページで最新情報や入手方法を得ることができる。本章末の付録に概要を紹介した。

また、各研究者の発表論文等も大いに参考になり、特にいわゆる古生層の評価等については最新の研究を参考にしなければ誤った判断を下す可能性がある。そのためには、地質関係の雑誌等を調べる必要があるが、バックナンバーを含めると膨大な量があり、人手で行うのは非常に困難である。しかし、最近のIT技術の進展から、技術文献DBの検索は日常的になっており、次の検索サイトは調査の省力化に役立つものである。

<http://www.aist.go.jp/GSJ/HomePageJP.html>

独立行政法人産業技術総合研究所が運営しているサイトで、地質関係の文献調査が無料で利用できる。

<http://jois.jst.go.jp/enjoy-jois/jois/nl0s5010.cgi>

科学技術振興事業団が運営しているサイトで、科学技術全般の文献調査ができる。会員登録と利用料金が必要である。

2.1.2 地形判読・地表踏査

地形判読は、一般に4万分の1～1万分の1（活断層研究会、1991）の空中写真を立体視することで実施するが、より広域な構造をつかむために衛星写真を用いた例もある（小出 馨、柳澤孝一、1994a）。地形判読される代表的な地形特徴であるリニアメント（線状地形）は、断層構造、岩相境界、旧汀線・河岸段丘構造等に伴って形成されるが、リニアメントの判読と近傍の地表踏査とを組み合わせることで深地層構造に係る褶曲、断層といった地質構造の概要を把握することができる。

例えば、地層が褶曲等により傾斜している場合、地層毎の硬さに由来して浸食程度に差がでるため、背斜軸ないし向斜軸に沿って、岩相境界が明瞭なリニアメントとして捉えられることができる（図 2.1-2）。断層構造では、断層によって段差が生じるとともに岩相の差異に伴う浸食量の差によって同様にリニアメントとして捉えることができる。

近年のリモートセンシング技術と関連する画像処理技術の飛躍的な進歩は、衛星写真から半自動的にリアメントの抽出を行うこと（図 2.1-3）や、地表面解析データ（森林活性度、地表面温度、スペクトル解析）から広域地下水循環に係る水理地質構造を把握することを可能にしており（小出 馨、柳澤孝一、1994b）、リモートセンシング技術は、今後の地質構造解析において強力な支援技術として期待される。

一方、地形判読・地表踏査によって深地層の構造を推定することが難しいケースもある。地層が水平構造である場合や深地層を構成している地質構造を厚い堆積物が不整合に覆う場合がそれに該当する（図 2.1-4）。深地層の構造が地表面に反映されないからである。

また、熱水変質による影響については、地表面の観察から地下深部の影響程度を推し量るのは難しいと考えられるが、露頭において熱水の兆候を観察することにより、変質が生じている可能性を補間確認することができる。

参考に、深地層の地質構造把握における地形判読・地表踏査の有効性に関する説明を下表（表 2.1-1）にとりまとめた。

表 2.1-1 深地層の地質構造把握における地形判読・地表踏査の有効性

深地層を構成している構造を覆う厚い地層の有無	褶曲構造	変質	断層	初生構造
無	○	△	○	×
有	×	×	×	×

○：有効、△：補間データとして有効、×：有効性が期待できない。

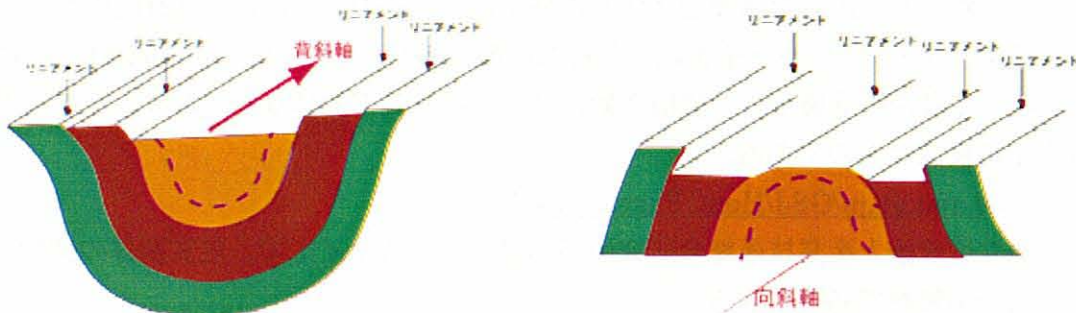


図 2.1-2 褶曲構造に関連したリニアメント判読例

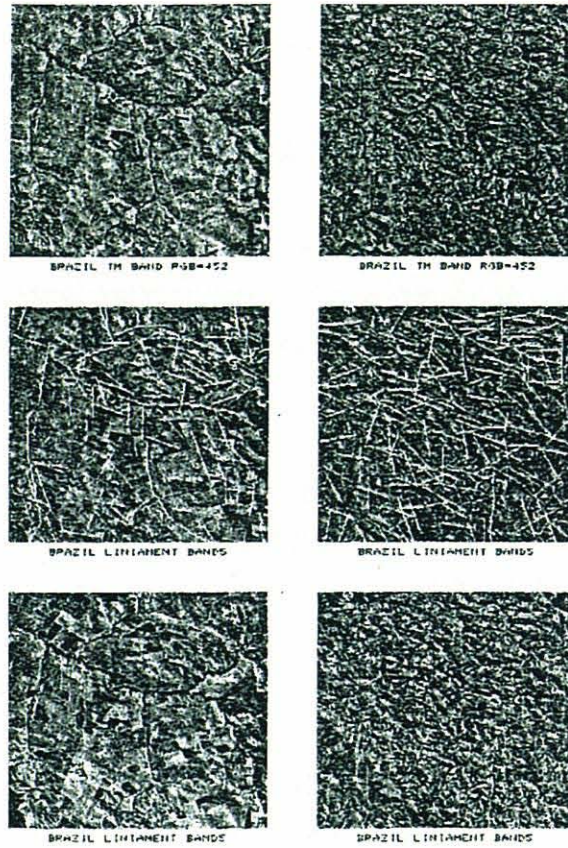


図 2.1-3 衛星写真からのリニアメント半自動抽出例 (図解リモートセンシング、1992)

地層が水平構造

不整合に覆う厚い堆積物

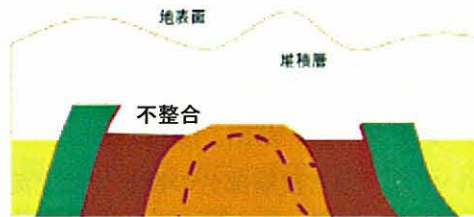
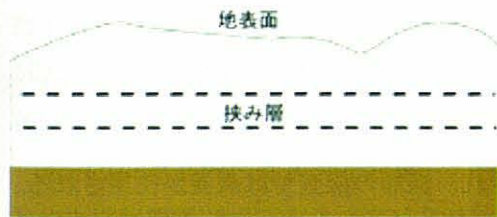


図 2.1-4 地層の構造判読が難しいケース

2.1.3 物理探査

地盤構造等を探るための物理探査としては、研究例（土木学会、1996）を参考に、以下の7手法を取り上げた。

- (1) 地震探査、(2) 電気探査、(3) 電磁探査、(4) 重力探査、(5) 放射能探査、
- (6) VSP、(7) ジオトモグラフィー

上記の内、(1)～(5)は探査原理に基づく物理探査法であり、(6)～(7)は探査原理を用いた評価手法である。原理・解析法については、参考文献（物理探査学会、1998）に詳細な説明がされているので参照されたい。ここでは深地層調査を対象とした場合の適用性について述べ、得られる結果例を示すとともに、表 2.1-2 に探査手法適用表としてまとめる。

次の2種の探査法については、

- (3)電磁探査：海水の低比抵抗の影響を受け深層まで電磁波が伝達しにくい
- (4)放射能探査：地中から上昇したガスの蓄積が出来ない

等の理由で海域への適用難しいと考えられる。

(1) 地震探査

地震探査は探査手法により、反射法（物理探査ハンドブック、1998、pp1-114）と屈折法（物理探査ハンドブック、前出、pp115-152）に区分される。

深地層を対象とする場合、反射法が適用される場合が多い。屈折法の場合、速度層の深度境界上層部のみが解析されるため、探査深度下限までの情報を得ることが出来ない欠点がある。反射法は起震機などの振動源から発振された地震波の反射波形として処理されるため、水平方向に連続した反射波から不連続を求め地質構造と対比することが出来る。反射法を深地層調査に適用する場合、発振エネルギーの大きな起震機が必要となり、市街地での実施は困難な場合が想定される。

反射法地震探査は、深部地層構造（層準、断層による不連続など）を探査するのに適した手法であると言える。

(2) 電気探査

電気探査は使用する電源により直流法・交流法に区分され、探査方式により垂直探査法・水平探査法に区分される（物理探査ハンドブック、前出、pp239-296）。

使用する電源については、通常浅層部分の探査では交流が使用され、深層の探査では直流が使用される。深層部分の探査については周期の長い疑似直流を使用する場合もある。

垂直探査では、ウェンナ法やシュランベルジャー法が代表的な探査手法である。解析は比抵抗変化曲線に対して標準曲線および補正曲線を用いるため、探査深度（解析深度）を確保するためには求める深度以上までの測定を行い比抵抗変化曲線を作成する必要がある。いずれの探査法においても、解析は水平2層構造として行うため、求められる比抵抗は探査中心点のみの変化となり、複雑な構造変化を知るための探査手法としては適用性が低い。

水平探査は二極法と四極法が用いられる。いずれの手法も測定時の電極は4本を使用するが、移動電極の数が2本であるか4本であるかの違いによって名称が異なる。水平探査は探査深度を設定した電極間隔で、水平移動を行う手法であり、断面比抵抗変化を探査することが出来る。比抵抗二次元探査・高密度電気探査等と呼ばれる探査はこの水平探査の応用型であり、水平方向の同一深度探査結果と各深度の探査結果をコンピュータ解析することにより比抵抗断面を求める手法である。得られた比抵抗断面により地層変化や構造変化を知ることが出来る。特に比抵抗変化に大きな要因を及ぼす地下水状況を知る上では有効な手法である。この探査手法（比抵抗二次元探査）の深地層調査への適用性は高いが、探査深度に対して最大電極間隔が3

倍にもなり地表に電線を設置することを考慮すると地表条件などの制約を受けることとなる。最近では地表に多数の電極を長期間配置し、自動観測を行うことにより比抵抗の日変化などを知る目的で利用されることもある。

(3) 電磁探査

MT法やEM探査とも呼ばれる手法で、広く存在する長周期の電磁場や人工的に電磁場を発生させ、その周波数応答から比抵抗分布を求めたり(MT)、地表で発生させた電磁場に対する大地の過渡応答から比抵抗分布を求める(EM)手法の総称である(物理探査ハンドブック、前出、pp297-398)。

探査深度は周波数が低いほど大きくなるため、深地層を対象とする場合MT法の適用性が高い。MT法でも、CSAMT法と呼ばれる人工的に電流を大地に流し電磁場を発生させる方法では適用深度1000m程度が得られる。MT法では、地表面付近に延長の長い送電線などの導電体があると影響を受けやすいため、送電線の多い地域や市街地では適用が難しい。また、微弱な電磁場の影響を受けやすい病院や精密機械工場などの付近での適用については十分な注意を払う必要がある。

(4) 重力探査

地球重力に対する異常値から地下構造を知る手法であり、通常はブーゲー異常値の分布を求める(物理探査ハンドブック、前出、pp431-472)。重力探査は深度50m程度の浅層を対象とするときは、特にマイクログラビティ探査あるいは微重力探査と呼称され、10マイクロgal程度のブーゲー異常値から浅層部の密度変化を求めている。深地層を対象とする場合、ミリgal以上のブーゲー異常値分布から地下構造を求めたりすることとなる。地下の密度を知ることにより地下構造を逆解析することが出来る。1000m以上の深度までの情報を得ることは出来るが、結果がブーゲー異常値のコンター図で表されるため、詳細な構造調査への適用は難しい。

(5) 放射能探査

地下深部から上昇し地表に蓄積される放射性同位元素を、シンチレーションカウンターで γ 線測定することにより放射性同位元素が上昇してきた場所を探る手法である(物理探査ハンドブック、前出、pp595-630)。得られる結果は平面的な γ 線強度分布であり、地表での測定は断層位置の精査などに適用されることが多く、空中からの測定では大規模な構造線位置などを知る目的で実施されることが多い。断面的な解析には適用性が困難である。

(6) VSP (Vertical Seismic Profiling)

ボーリング孔内に地震計を設置し、外部に起震源を設ける方法が一般的であるが、ボーリング孔内に爆薬を仕掛け起震源とする方法(逆VSP)もある(物理探査ハンドブック、前出、pp711-746)。いずれの方法もボーリング孔周辺の弾性波速度及び反射面の深度を探ることを目的としている。単独では広域の構造を求めことは出来ないが、反射法地震探査の精査としてその重要性が認識される。

(7) トモグラフィー

二孔間の地盤状態を知ることが目的として実施する。用いる手法は、弾性波や電磁波および電気(交流直流)などであり、それぞれ弾性波トモグラフィー・電磁波トモグラフィー・比抵抗トモグラフィーと呼ばれる(物理探査ハンドブック、前出、pp712-746)。得られる結果は、それぞれ弾性波速度分布・誘電率分布・比抵抗分布断面である。深地層を含めて、ボーリング孔を用いた地盤分布を知るための探査手法としては最も高精度な手法に区分される。

表2.1-2 物理探査手法適用表

探査手法	探査手段		得られる結果	適用性の高い調査項目	深地層への適用性	代表的探査手法	摘要
地震探査	地震波	屈折波	伝播速度層構造	地質構造、断層	△	屈折法地震探査	山岳トンネルへの適用多い
		反射波	反射層分布	地質構造、断層	◎	反射法地震探査	住宅地では振動注意
電気探査	交流・直流	垂直探査	垂直比抵抗変化	大構造	○	シュランベルジャ法	大構造が対象
		水平探査	二次元比抵抗分布	地下構造、断層	△	比抵抗二次元探査	浅層が対象
電磁探査	人工発生磁気		比抵抗分布	地下構造、断層	◎ ※	CSAMT法・MT法	高压線の影響あり
重力探査	自然重力		ブーゲー異常分布	基盤岩分布、大構造	◎	重力探査	深層部の微変化は探査困難
放射能探査	γ線強度		γ線強度分布	断層、亀裂	△ ※	放射能探査	平面位置のみ対象
VSP	地震波	反射波	反射層震度	地質構造	○	VSP	反射法との組み合わせ有効
ジオトモグラフィ	地震波		地震波伝播速度分布	地質構造、断層	○	弾性波トモグラフィ	大深度ボーリングが必要
	レーダー		導電率分布	地質構造、断層	○	レーダートモグラフィ	大深度ボーリングが必要
	交流・直流		比抵抗分布	地質構造、断層	○	比抵抗トモグラフィ	大深度ボーリングが必要

深地層への適用性 ◎:特に高い、○:高い、△:普通
 海域への適用性 ※:困難

以下にそれぞれの手法について、その特徴と得られる結果及びその利用法（適用法）について概説する。

結果事例 1. 反射法地震探査

観測及びデータ処理された反射波形を連続的に並べることにより反射面の連続性を求めている。例では、連続層を切る断層が良く表現されている。波の反射が特に著しい不連続な礫層部が多いと明瞭な結果が得られにくい場合がある。



図 2.1-5 解析結果例 (図解 物理探査、1989、p18)

結果事例 2. 屈折法地震探査

実際の探査解析深度は、解析上最大速度を与える深度との境界線より深いが、結果としては速度境界線程度までしか表現されない。解析により低速度帯の位置を確認することが出来る。

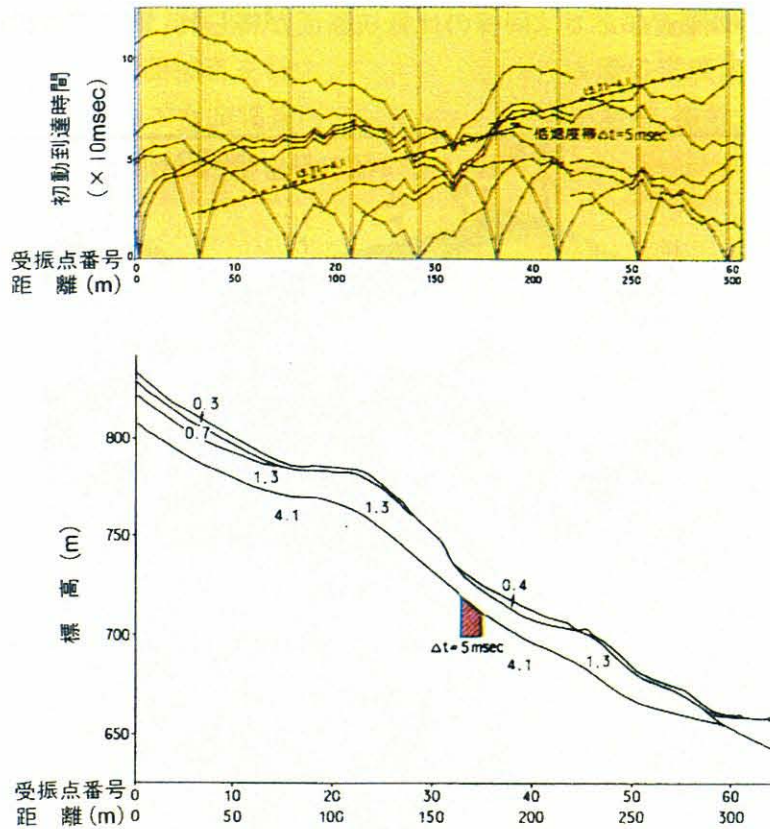


図 2.1-6 走時曲線と解析結果例 (図解 物理探査、前出、p22)

結果事例 3. 電気探査

事例は比抵抗二次元探査により求めた比抵抗断面である。比較的規模の大きい構造を反映した結果を示している。測定断面中の極めて小さな比抵抗変化については明瞭な形で求めることは不得手である。断層のように連続性をもった構造変化についての適用性は高い。比抵抗二次元探査法は屈折法地震探査の精査として適用されることが多い。図はウェナ電極配置による見かけ比抵抗擬似断面例である。

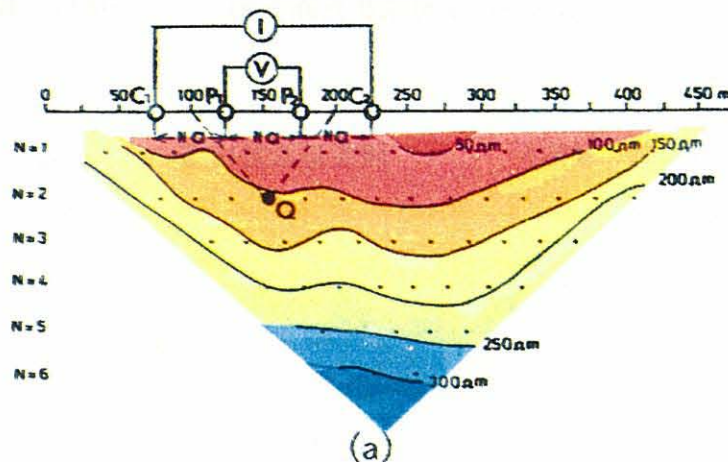
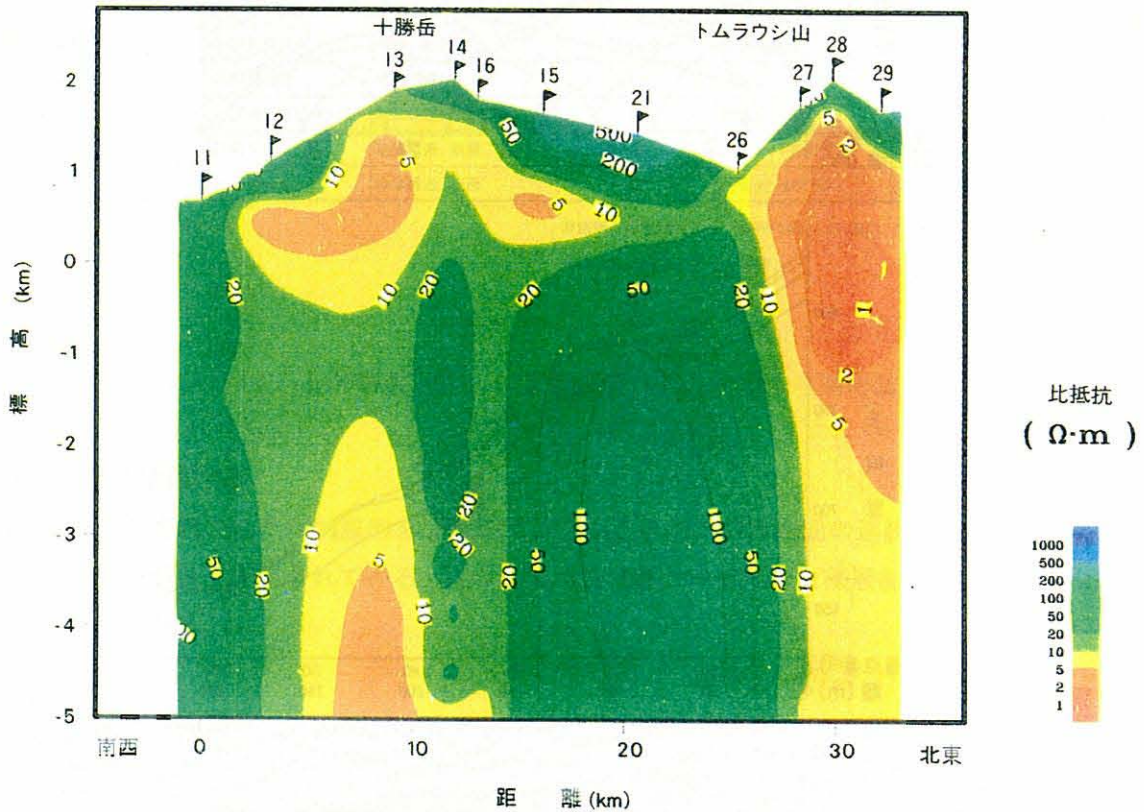


図 2.1-7 電極配置と探査結果例 (図解 物理探査、前出、p56)

結果事例 4. 電磁探査

事例はMT法により求められた比抵抗断面であり、解析は6km程度までに及んでいる。大きな構造変化を良く反映した結果であり、大深度の比抵抗変化を探る目的で適用されることが多い。浅層を対象としたEM探査などでは同様の比抵抗断面が得られ、電磁探査の応用範囲が広がってきている。



MT法 (マグネトテリック法) の一次元解析による比抵抗断面

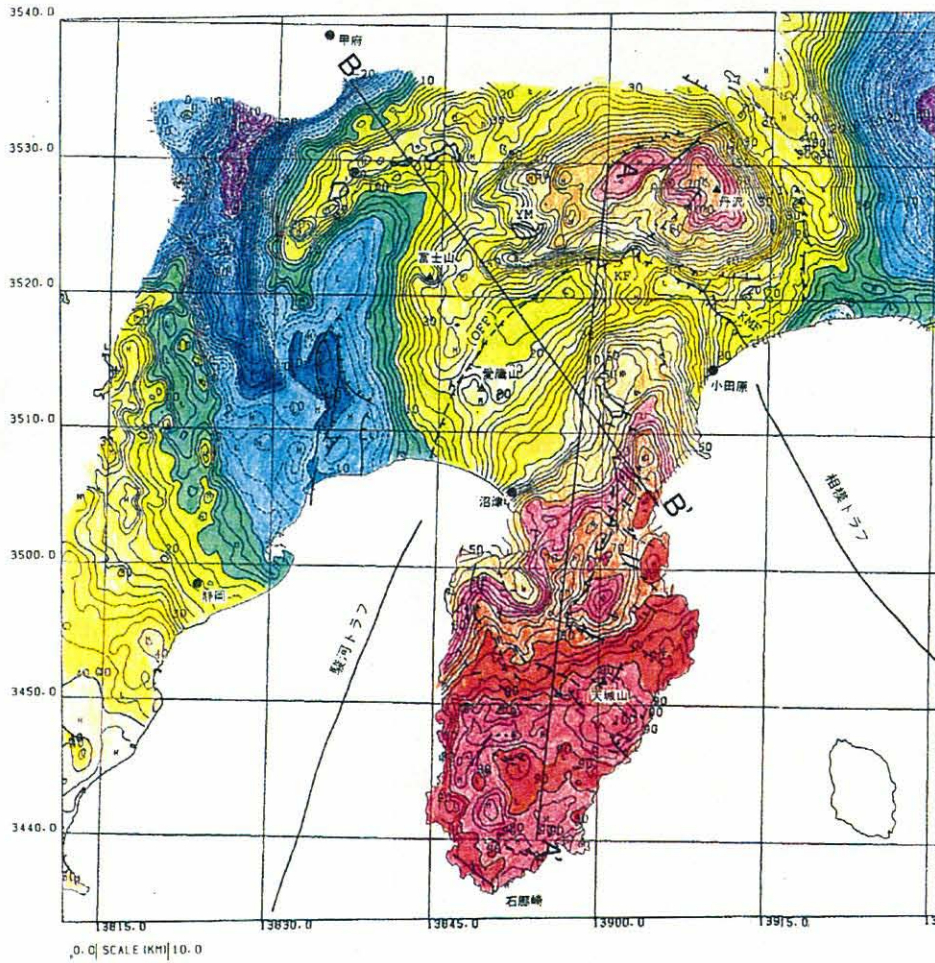
MT法は地熱・石油資源の探査や地殻の構造の調査に広く用いられている。図は北海道の十勝岳周辺で実施された地熱資源の基礎調査における適用例である。新しい火山である十勝岳やトムラウシ山を中心に、標高0~1,000mの位置に10Ω・m以下の低比抵抗部がある。これは火山の熱...によってあためられた熱水や、それによって形成された低比抵抗の変質鉱物の分布域に対応すると考えられている[新エネルギー・産業技術総合開発機構のデータを使用し、地熱技術開発(株)作成]。

図 2.1-8 MT法により求めた断面例 (図解 物理探査、前出、p63)

結果事例5. 重力探査

事例は伊豆・丹沢地域の広域にわたるブーゲー異常を示した図であり、規模の大きな活断層などを知るためには有効な手法である。結果的には1 km以上の深度の密度差を反映したものが得られる。

狭い範囲を μgal 単位で測定解析しても（微重力測定）、大きな構造の変化は隠れてしまう場合が多いため、この傾向面補正を行った後の残差により浅層の密度変化を求める場合もある。s 深度 100m 以浅程度の地下空洞調査への適用されることがある。微重力測定では地盤構成（礫・粘土など）による密度変化の影響を受け易い。



伊豆・丹沢地域のブーゲー異常図
 等重力線が伊豆半島を中心に同心円状にゆがんでいるのがわかりフィリピン海プレートの北上にもなる屈曲構造をあらわしているものと考えられる。国府津・松田断層 (KMF) や神縄断層 (KF) などの活断層もはっきりとわかる [駒澤, 1987].

図 2.1-9 重力探査結果例 (図解 物理探査、前出、p46)

結果事例6. VSP

事例はVSP結果を反射法地震探査結果と対比させた例である。反射法地震探査結果の解釈を精度良く行うためにも有効である。単独で実施する場合のVSPについては、ボーリング試料観察結果との比較や、検層結果とも比較する必要がある。

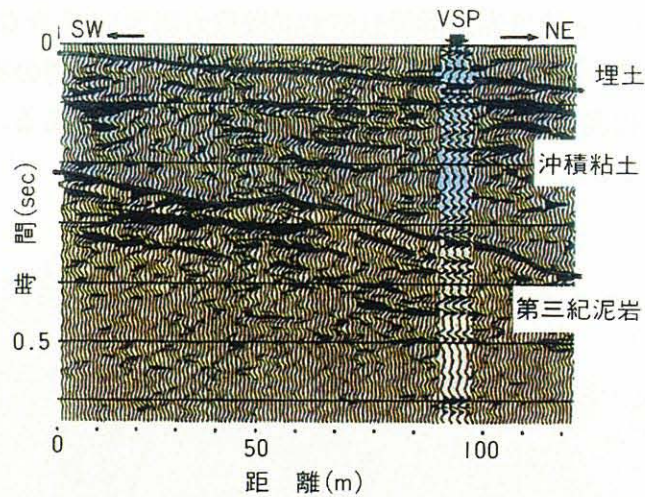


図 2.1-10 VSP結果比較例 (図解 物理探査、前出、p138)

結果事例7. ジオトモグラフィー

事例は弾性波トモグラフィーの探査例であり、断面の両側に既知のフラクチャ分布が示されている。ここに示した175m離れた2孔間の岩盤状況探査としては極めて有効な手法である。

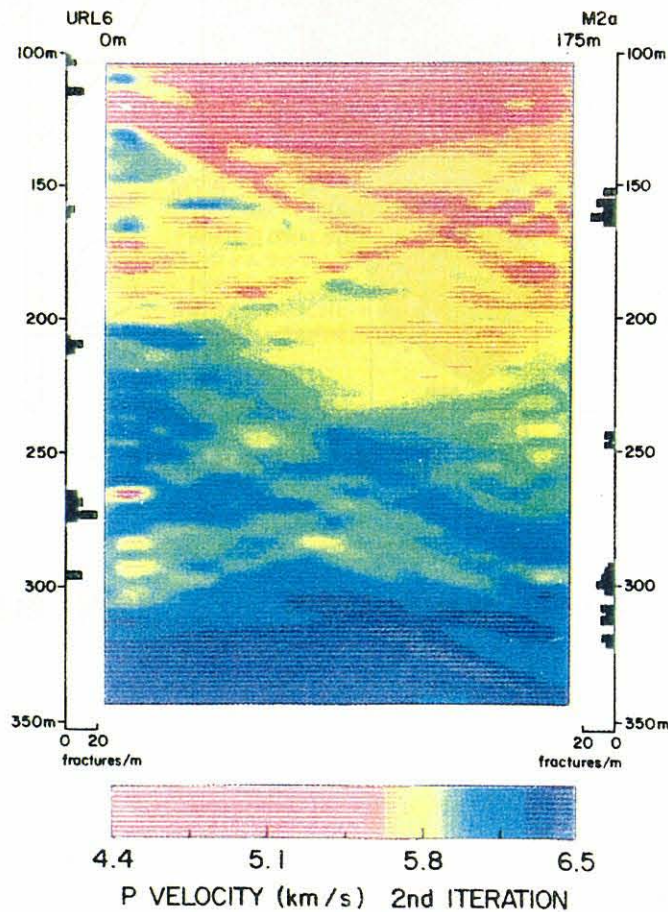


図 2.1-11 弾性波ジオトモグラフィー結果例 (図解 物理探査、前出、p40)

2.1.4 ボーリング調査

ボーリング調査では、コアの直接採取、並びにボアホールテレビ（BTV）等の孔内検層によって地下深部の地層の状況を直接把握することができる。また、適切に配置された複数のボーリング孔からの調査結果を総合することにより地下深部の構造を推定することが可能である。

ボーリング掘削技術については既に前章で述べているので、ここではボーリング調査により地質構造を把握する上での課題について述べたい。

軟岩、特に深地層を対象とする場合、ボーリング孔壁の維持が難しく、泥水の使用及びケーシングたて込みが通常実施される。このような状況下においてはBTVを始めとする孔内検層は困難かつリスクの高いものとなる。加えて、泥岩など暗色系の岩盤では層理面や割れ目、断層が際立ちにくい。このため、地層や割れ目の走向・傾斜に関する情報を孔壁から得ることは難しい。

したがって、深地層軟岩を対象とした調査では、通常、ボーリング調査位置をグリッド状に配し、採取コアの観察結果から同一層準の地層を繋げていくことで立体的な地質構造を解析していく。このような解析手法では、特に火山灰層のように連続的な拮りを持ち、層幅がうすく、組成的にも特徴的なものは地質構造解析上のキーワード的な役割を果たすので、「鍵層」と呼ばれ重要視される。「鍵層」を多く含む地層は構造解析を行い易く、逆に少ないと難しいものとなる。

グリッド配置によるボーリング調査では、グリッド間隔より小さなスケールの地質構造の変化を捉えることができない。例えば、ある地層にボーリング孔間で標高差が生じたとして、それが地層の傾斜によるものなのか、褶曲によるものなのか、断層によって生じたものなのかは、孔間を補間する情報が無い限り見分けることができない（図 2.1-12）。

そのため、物理探査等地質構造の全体構成を把握できる調査手段を併用するとともに、予備調査（省略されることもある）、基本調査（一次調査ともいう）、詳細調査（二次調査ともいう）、追加調査と段階的にグリッドの間隔が狭くして調査を行い、解析精度を向上させていくことが肝要である（図 2.1-13）。

以下に、水平成層構造及び褶曲構造を持った軟岩地域におけるボーリング調査例を示す（東京電力株、1993、東京電力株、1988）。

図 2.1-14 は、水平成層に堆積した砂質泥岩からなるサイトに対するボーリング調査例である。ここでは、凝灰岩や軽石といった火山噴出物起源の薄層が数多く挟みこまれており、これらの層を鍵層に用いて地質構造を解析している好例である。水平成層であるため、建屋直下を除いてボーリング孔間は約 300 m と広いのが特徴である。

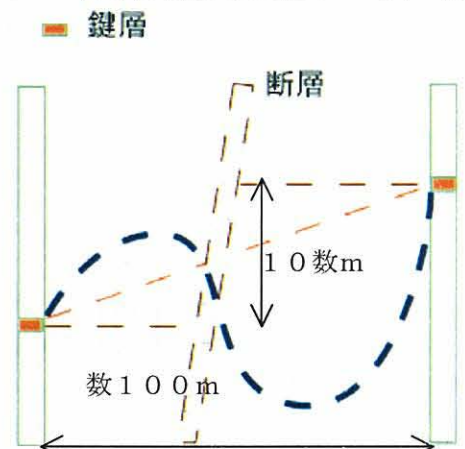


図 2.1-12 地質構造解釈の限界

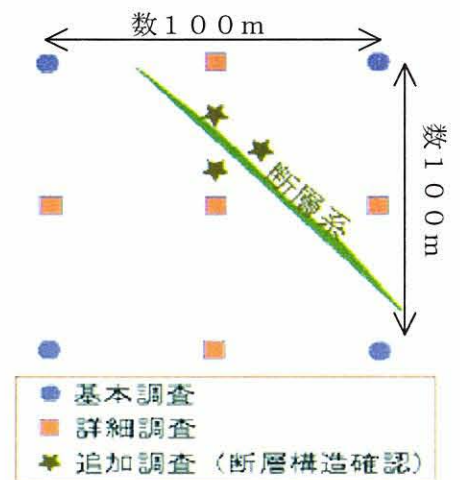


図 2.1-13 調査のすすめ方

2.1.5 その他の方法

その他の方法としては、図 2.1-1 に示すように、主に 4 種類の方法が挙げられる。以下に、それぞれについて概説する。

(1) 調査坑

調査坑は、大規模岩盤構造物(ダム、原子力発電所、地下発電所、石油地下備蓄等)において必ず用いられている方法である。地表面から近い場合には縦横 2 m 程度の試掘坑を、遠い場合には単線断面程度の小断面トンネルでジャストポイントに至り、その地点の地質状況を把握するものである。地質・岩盤状況が直接肉眼で観察でき、また必要に応じて原位置でのせん断試験や透水試験が実施でき、さらに各種物理探査の測線配置にも転用できるため、非常に有効な調査方法である。目的地点までのアプローチ方向により、横坑、立坑、斜坑などがある。図 2.1-14 に地下発電所での事例(菊地宏吉,1990)を示す。

深地層に適用する場合には、アプローチ距離が非常に長くなるため、あまり数多くの調査は現実的ではない。他の方法によりある精度まで確定された後に、最終的な調査手法として地質状況を確認するために用いられるものと考えられる。

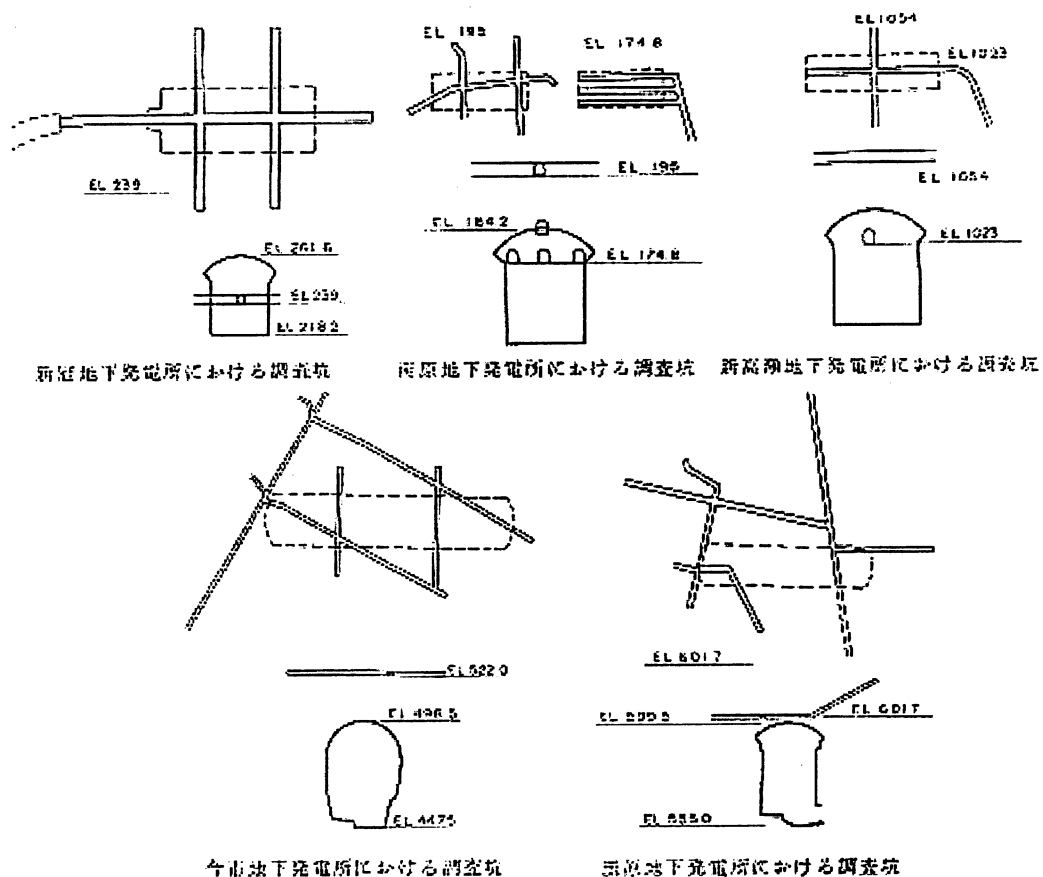


図 2.1-16 既設地下発電所における調査横坑の配置例(菊地 1990)

(2) トレンチ調査

トレンチ調査は、断層調査をする場合に地表面から調査地点を重機等で掘削し、その地質状況を詳細に把握するもので、せいぜい地表面下 5 m 程度が適用範囲である。調査計画を適切に立案することにより、地質状況を実際に肉眼で確認でき、地質資料を得ることができ有効な調査方法である。

深地層に適用する場合には、全体的な地質構造を考慮して、調査しようとする地質や断層が地表付近に分布する、対象地点とは若干離れた地点での適用が主体と考えられる。

(3)地化学分析

地化学分析は、地質の長期的または局所的な化学的変化状況を各種分析手法により把握し、その原因や化学的特徴の分布傾向から、地質構造や状態を想定するものである。詳細は別項に譲るが、深地層に適用する場合には微細な差が現象を解釈するために重要と考えられる。

(4)地下水調査

地下水調査は、地層中を流動している地下水の状況(流動層、流量、水圧、温度、水質、化学組成、地下水年代等)を把握することにより、地下水の起源や流動状況、地質との化学反応等を推定するものである。地質構造を直接調査する手法ではないものの、流動層、地質の変質や断層による地下水の胚胎、遮断等を推定することにより、間接的に地質構造を想定することになる。

2.2 深地層における地質構造解釈

地質構造の解釈は、できるだけ多くの地質情報により、地質技術者が一般地質原則と経験、地点の特性等を加味して想定することにより行われる。しかしながら、深地層では上述のように対象地点が地表面から遠いことに起因し、地質情報量が不足気味であることが地質構造解釈を行う上で大きな問題点となる。

そこで、その支援ツールとしてPC上で三次元的に整合の取れた地質構造を構築できるシステムが開発され、徐々に利用され始めている。これらは、地表踏査やボーリング、調査坑、物理探査等で得られた地質情報から、地質境界面の三次元位置データを与えることにより、境界面の空間分布を補完するものであり、補完方法としては境界面の分布誤差を最小二乗法により最小化する最適化手法(システム名:GEORAMA、販売元:CRCソリューションズ)、条件付き確率分布を考えるクリッキング手法(GEOSTAN、日本総合研究所)などが提案され、実用化している。これらのツールは、ある程度整合性を持ったデータを入力することにより、誰でも一定水準の結果が得られるメリットはあるが、もともとの地質情報の解釈が間違っているとその結果に引きずられて正しい解析ができなかったり、断層など対象地点の地質特性の入力条件により解析結果が全く異なったりするデメリットに十分に注意する必要がある。その点を踏まえて利用すれば、地質情報の追加による解析結果の変更等は非常に容易であり、何よりも三次元的に地質構造の整合が保たれていることは高く評価できる。また、この種のシステムは、任意位置の縦横断面などの図化が容易であり、しかも鳥瞰的にモニタ上で確認できるなど、感覚的に地質構造を捉えるためにも有用である。図2.2-1に出力例(CRCソリューションズ,2000)を示す。

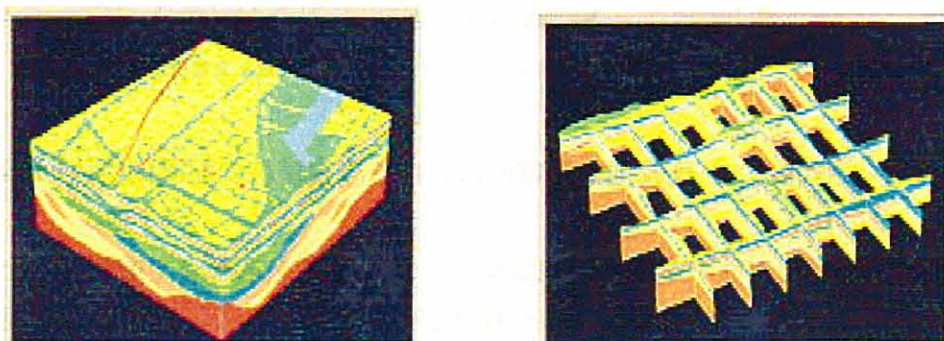


図 2.2-1 3次元地質解析出力例(CRCソリューションズ 2000)

参考文献

活断層研究会編(1991):新編「日本の活断層」,pp.9

菊地宏吉(1990):地質工学概論,土木工学社,pp.176

小出馨、柳澤孝一(1994a):リニアメント分布特性による広域地下水流動調査領域の検討、第229回地質調査所研究発表会要旨集

小出馨、柳澤孝一(1994b):植生を指標とした地下水流出域の抽出、日本写真測量学会平成6年度秋季学術講演会論文集

CRCソリューションズ(2000):3次元地質解析システムGEORAMAパンフレット

東京電力(株)(1993):福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書(1号、2号、3号、4号、5号及び6号原子炉施設の変更)平成5年4月(平成5年7月一部補正)

東京電力(株)(1988):柏崎刈羽原子力発電所原子炉設置変更許可申請書(6、7号原子炉の増設)昭和63年5月(平成2年1月一部補正)(平成3年4月一部補正)

物理探査学会(1998):物理探査ハンドブック

土木学会岩盤力学委員会試験・計測委員会(1996):地下深部開発に関する調査・試験法の現状と技術的課題-小委員会資料-

【付録】 地形・地質資料の参考資料（情報は、2002年2月末現在）

1. 地形図

国土地理院のHP [<http://www.gsi.go.jp/>] で公開されている。

下記の情報は「[地図と国土の情報](#)」→「[地図の種類](#)」の一覧である。

縮 尺	種 類	面 数
2千5百分の1	国土基本図	3, 676
5千分の1	国土基本図	7, 003
1万分の1	地 形 図	290
2万5千分の1	地 形 図	4, 338
2万5千分の1	地 形 図 (A1判)	19
5万分の1	地 形 図 (3色、4色)	1, 291
5万分の1	地 形 図 (6色)	4
20万分の1	地 勢 図	130
50万分の1	地 方 図 (4色、7色、9色)	16
100万分の1	日 本	3
100万分の1	国 際 図	3
300万分の1	日本とその周辺	1
	各種集成図	12
2万5千分の1	土地条件図	83
2万5千分の1	土地利用図	1, 208
5万分の1	土地利用図	46
20万分の1	土地利用図	123
2万5千分の1	沿岸海域地形図	74
2万5千分の1	沿岸海域土地条件図	73
1万分の1	湖 沼 図	120
5千分の1	火山基本図	42
1万分の1	火山基本図	24
1万5千分の1	火山土地条件図	3
2万5千分の1	火山土地条件図	3
3万分の1	火山土地条件図	3
5万分の1	火山土地条件図	1

2. 空中写真の閲覧方法

国土地理院の本院（情報サービス館）で全国分の空中写真が閲覧できる。また国土地理院の各地方測量部でも担当区管内分について閲覧することができる。

3. 地質図

地質図は産業技術総合研究所のHP [<http://www.gsi.go.jp/HomePageJP.html>] で閲覧可能である。

50 万分の 1 の地質図幅

No.	発行年	販売価格	備考
1 網 走	1984	¥2,000	
2 釧 路	1978	¥2,300	
3 旭 川	1965	¥2,000	第 2 版 1990
4 札 幌	1986	¥2,300	
5 青 森	1960	-----	
6 秋 田	1959	-----	
7 新 潟	1958	-----	
8 東 京	1957	-----	第 2 版 2 刷 1969
9 八丈島	1957	¥ 500	
10 金 沢	1957	-----	第 2 版 1974
11 京 都	1951	-----	第 4 版 1982
12 岡 山	1973	-----	
13 高 知	1951	-----	
14 福 岡	1952	-----	第 3 版 1976
15 鹿児島	1954	¥2,000	第 2 版 1980
16 種子島	1953	-----	
17 奄美大島	1961	-----	

* 広域的な地質図で、ある地方の地質全体像をつかむのに役立つ。区画は国土交通省国土地理院
発行 50 万分の 1 地方図とは別区分です。 <http://www.gsi.go.jp/Map/JP/500k.htm>

20 万分の 1 の地質図幅

北海道地域リスト							
NO.	地域	発行年	価格	NO.	地域	発行年	価格
1	北見	1970	-----	17	野辺地	1963	-----
2	帯広	1971	-----	18	得茂別湖		
3	広尾	1971	-----	18	羽幌	1962	-----
6	紋 別	1984	¥1,500	18	八戸	1991	¥2,200
7	旭川	1977	-----	19	色丹島		
8	夕張岳	1996	¥2,400	20	岩内(第 2 版)	1991	¥2,200
9	浦河	2000	¥2,500	21	室蘭	1983	¥2,100
10	蕊 取			22.28	函館及び渡島大島	1984	¥2,100
11	別 飛			23	青森(第 2 版)	1993	¥2,200
11	枝 幸	1981	¥2,100	24	安渡移矢岬		
12	名 寄	1990	¥2,200	24.3	弘前及び深浦	1978	-----
13	留萌	1974	-----	25	標津	1971	-----
14	札幌	1980	-----	26	根室	1975	¥1,100
15	苫小牧	1972	-----	27	久遠	1979	¥1,600
16	稚内	1967	-----	30	知床岬	1974	¥1,300
16	尻屋崎	1972	-----	30	深浦	1970	¥600
17	紗 那			31	斜里	1975	-----
17	天塩	1968	-----	32	釧路	1976	-----
				36	網 走	1970	-----

東北日本地域リスト							
NO.	地域	発行年	価格	NO.	地域	発行年	価格
8.9	小笠原諸島			25	東 京	1987	¥1,900
13	盛 岡	1984	¥2,000	26	男鹿島	1964	-----

14	一 関			26	横須賀	1980	-----
15	石巻(第2版)	1992	¥2,200	27	村 上	1999	¥2,600
19	秋 田	1960	-----	27	三宅島	1984	¥1,300
19	千 葉	1983	¥1,600	28	新 潟	1985	¥2,200
19.25	秋田及び男鹿	1980	-----	28	御蔵島	1987	¥1,100
20	新 庄	1964	-----	29	日 光	2000	¥2,800
20	大多喜	1980	¥1,300	29	八丈島	1990	¥1,300
20.26	新庄及び酒田	1988	¥2,000	30	宇都宮	1991	¥2,600
21	仙 台	1987	¥1,800	31	甲 府		
22	福 島			32.33	静岡及び御前崎	1976	-----
23	福 島			33.34	相川及び長岡の 一部(佐渡島)	1990	¥1,700
24	水 戸(第2版)	2001	¥2,600	34	長 岡	1986	¥1,900
25	男鹿島	1960	¥400	35	高 田	1994	¥2,600
				36	長 野	1998	¥2,900

中部日本地域リスト							
NO.	地域	発行年	価格	NO.	地域	発行年	価格
1	飯 田 (第2版)	1990	¥ 2,300	16	田 辺	1982	¥ 1,500
2	豊 橋 (第2版)	1972	¥ 1,400	19	鳥 取	1975	-----
3	伊良湖岬	1957	-----	20	姫 路	1981	¥ 1,800
4.1	輪 島	1961	-----	21	徳 島(第2版)	1995	¥ 2,000
5	富 山	1996	¥ 2,300	22	剣 山	1969	-----
5.11	七尾・富山	1967	-----	25.31	松江及び大社	1981	¥ 1,900
6	高 山	1989	¥ 2,200	26	高 梁	1996	¥ 2,400
7	岐 阜	1992	¥ 2,600	27	岡山及丸亀		
8	名古屋(第2版)	1981	¥ 1,700	28	高 知	1959	-----
9	伊 勢			29	窪 川		
10	木 本	1992	¥ 1,300	30	西郷		
12	金 沢	1999	¥ 2,600	32	浜 田	1988	¥ 2,100
13	宮 津	1968	-----	33	広 島	1986	¥ 2,000
14	京都及大阪	1986	¥ 2,300	34	松 山	1957	-----
15	和歌山	1998	¥ 2,500	35	宇和島	1989	

西南日本地域リスト							
NO.	地域	発行年	価格	NO.	地域	発行年	価格
1	宮 崎	1997	¥ 2,500	13	甌 島		
2	見 島			14	黒 島		
3	山 口			15	巖 原	1990	¥ 1,300
4	中 津			16	唐 津 (第2版)	1997	¥ 2,100
5	大 分	1956	-----	16	中之島		
6	延 岡	1981	¥ 1,900	17	長 崎 (第2版)	1989	¥ 1,900
7	鹿児島	1997	¥ 2,400	17	宝 島		
8	開聞岳			18	野母崎	1977	¥ 1,300
9	小 串			18	奄美大島	1994	¥ 1,800
9	屋久島			19	徳之島		
10	福 岡	1993	¥ 2,400	20.26	与論島		

10.16	石垣島			21.27	那 覇		
10.18	魚 釣 島			23.24	福江及び富江	1986	¥ 1,300
11	熊 本			27.33	久米島	1993	¥ 1,800
12	八 代			5.6.11. 12	宮古島	1978	¥ 1,300

* 各種の既存地質図の編集と部分的な現地調査に基づき作成。都道府県程度の範囲の地質を知る時に役に立つ。重力データも図上に表現されている。区画は一部を除き、建設省土木地理院発行20万分の1地形図と同区画。<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/200k.htm>

5万分の1の地質図幅の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/5man.htm>]

地質調査所地質図の基本となる地質図で、ある特定の地域の地層・岩石・地質時代を具体的に調べたいときに役立つ。区画は一部を除き、国土交通省国土地理院発行5万分の1地形図と同区画である。

活構造図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/ntec.htm>]

第四紀更新世後期以降の活構造に注目した地質図である。広域的に理解するためには50万分の1活構造図、特定の活断層系のことを知りたい場合は構造図シリーズの活断層ストリップマップがよい。

火山地質図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/volcanoe.htm>]

日本の活火山を対象に、火山の噴火に注目して作成した地質図。裏面には噴火の歴史、岩石、観測体制、用語の説明などが印刷されている。

特殊地質図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/misc.htm>]

地質、環境地質、地熱地域地質・資源図などをはじめ、様々な種類の地質図がある。区画は、特定地域図、広域図、東アジア・中国など国外の図も用意されている。

海洋地質図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/marine.htm>]

海底及び海底下の地質を示した図で、海底資源探査、海底の活断層の調査等に使われる。1:100・1:200・1:300万の広域図、日本周辺海域の海底地質図(1:20万)、表層堆積図(1:20万)がある。

水理地質図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/hydro.htm>]

平野、盆地の水資源の利用や地層中の水の移動を明らかにすることを目的に作られた地質図である。

鉱物資源図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/mineral.htm>]

平成8年からの新シリーズである。金属・非金属の分布、鉱物資源の種類と地質の関連を地質図上に示した図である。

重力図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/gravity.htm>]

重力図（ブーゲー異常）地下の地質構造やマグマの分布などを明らかにするために、重力異常をコンターにして示した図である。

日本炭田図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/coal.htm>]

北海道（留萌，石狩，釧路・・・）、常磐、新潟、九州（佐世保，天草・・・）に分布する炭田周辺の地質図である。

日本油田・ガス田図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/oil-gas.htm>]

新潟（油田）、南関東（ガス田）、沖縄（ガス田）の3地域の燃料資源評価目的に作成された地質図である。

空中磁気図の最新情報アクセス先 [<http://www.gsj.go.jp/Map/JP/aero.htm>]

地下の地質構造やマグマの分布などを明らかにするために、磁気異常をコンターにして示した図である。同縮尺の地質図と比較しながら利用すると地下深くまで推定できる。

日本地質図索引図・総覧

現在第6集まで刊行されています。

問合せ先（産業技術総合研究所）

地質図全般（発行状況，他）

地質調査情報部 E-mail:geoinfo@m.aist.go.jp Tel:0298-61-3601 Fax:0298-61-3602

閲覧（国内外の地質図・文献）

地質調査情報部（図書室） E-mail:shiryo@gsj.go.jp Tel:0298-61-3604 Fax:0298-61-3602

地質についての相談窓口

地質標本館 E-mail:soudan@gsj.go.jp Tel:0298-61-3540 Fax:0298-61-3569

3. 地球化学特性

地下深部の開発が進むにつれて、地球化学的な特性が様々な分野で影響していることが明らかになってきている。

ここでは、地球化学的な性質を明らかにする試験手法についての概要を記述したあと、泥岩の生成と特徴、泥岩の風化と変質、泥岩中の黄鉄鉱の存在と変化、黄鉄鉱の酸化による応用地質学の問題、そして微生物活動について記述する。

3.1 地球化学的特性に関する試験とその方法

3.1.1 X線回折

(1) 目的

X線回折は、岩石中の鉱物の同定および粘土鉱物の半定量を目的として実施する。

(2) 方法

X線回折には、非定方位法と定方位法の2つの方法があり、前者は全組成鉱物の同定に、後者は組成鉱物のうち粘土鉱物の同定に適用する。

分析方法の詳細は、「軟岩の調査・試験の指針(案)1991年版」(土木学会)3.5.1 3.5.2の項に記述されている。

(3) 試験結果の例示

各種粘土鉱物の定方位試料のX線回折パターンを図3.1-1に示す。

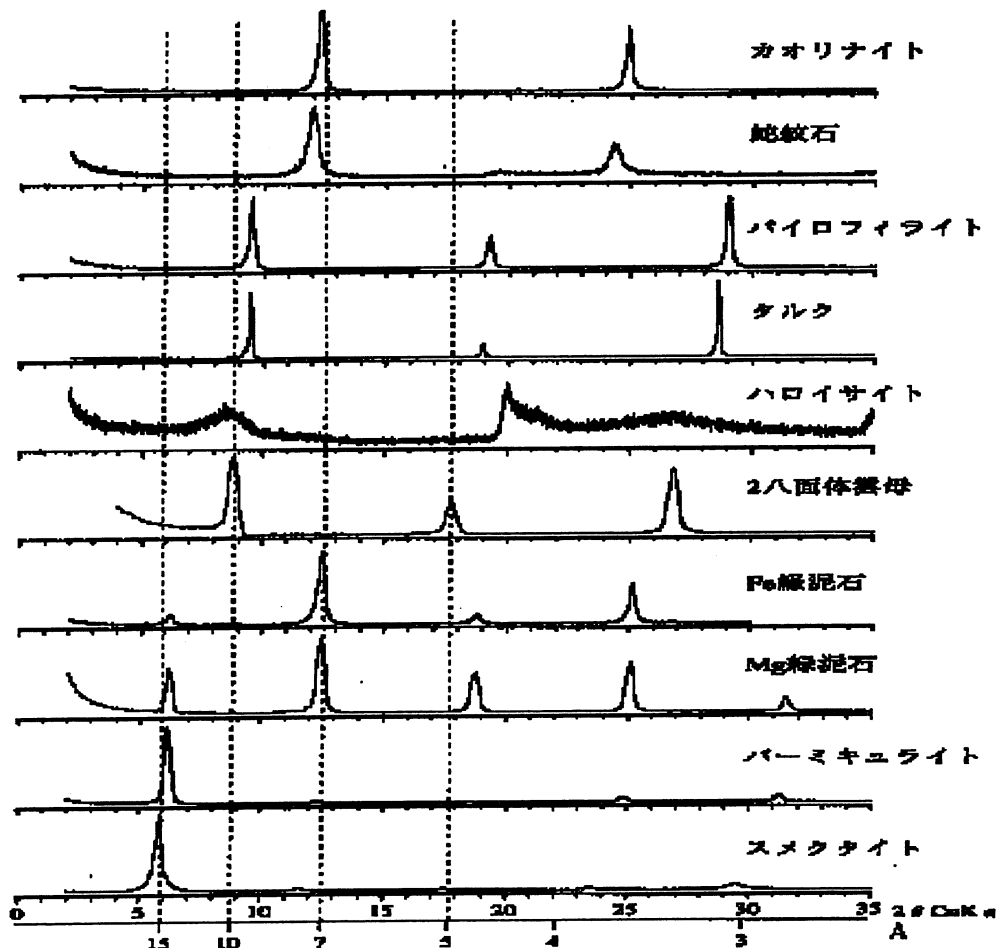


図 3.1-1 各種粘土鉱物の定方位X線回折パターン(吉村尚久、2001)

定方位試料のX線回折により、その底面反射の面間隔から次のように粘土鉱物が大別される。

7 Åグループ	カオリン鉱物、蛇紋石、緑泥石
9. 3 Åグループ	パイロフィライト、タルク
10 Åグループ	雲母粘土鉱物、ハロイサイト
14~15 Åグループ	緑泥石、バーミキュライト、スメクタイト
20 Å以上の長周期反射をもつグループ	規則混合層鉱物
その他の面間隔	不規則混合層鉱物、セピオライト、パリゴルスサイトなど

(4) X線回折を実施する上での留意点

いずれの分析や試験においても共通することであるが、原試料の採取はどれだけその部分を代表する試料として採取できたかが重要となる。例えば、あるトンネルにおける鉱物の変質の状況を調べる場合には、採取位置における岩質や岩相あるいは変質の状況に応じて複数の試料を採取する必要がある。

粘土鉱物の分析には、試料から粘土粒子を分離する必要がある。肉眼あるいは実体顕微鏡下で純粋な粘土鉱物の集合体の分離は一般に困難であることから、水ひ法と遠心分離法が採用されている。

粘土鉱物では 2θ が 20° 以下での回折線が重要であるので、回折線強度の強度・再現性を問題とする場合、試料量は粘土懸濁液を広げる面積を $27\text{mm}\times 20\text{mm}$ 程度とした場合に 40mg 以上であることが望ましいとされている(吉村尚久, 2001)。

3.1.2 全岩化学組成分析

(1) 目的

全岩化学組成分析は、岩石の化学組成(主成分、微量成分)の定量を目的として実施する。それらの結果を利用して、堆積環境の推定、泥岩中の主要元素の推定、風化や侵食の度合、水質形成機構の推定(地下水の酸性化、水・岩石反応)などを行う。

(2) 方法

a) 湿式分析法

湿式分析法は、目的の試料(ここでは泥岩)を分解して溶液を作り、その溶液について定量を行う方法である。成分の定量には、重量法、容量法(滴定法)、吸光光度法、炎光光度法、原子吸光光度法を用いる。

重量法による岩石の主成分分析法は古くから利用されてきた精度の高い方法であり、機器分析法と異なり、標準試料などを必要としない。しかし、比較的多量の試料を必要とすることや操作に時間がかかること、また技術上熟練を要することなどの理由から、現在では SiO_2 、 Al_2O_3 に限って用いられている。

それ以外の主成分は容量法、吸光光度法、炎光光度法、原子吸光光度法、ICP発光分光光度法などの迅速分析の特徴を生かした、最も適した方法の組み合わせで行う場合が一般的である。

最近では、湿式分析を行える分析技術者が急激に少なくなったが、機器分析化が今後さらに進むにしても、標準試料の決定など湿式分析の重要性は依然として失われていない。

b) 蛍光X線分析法

目的の試料を粉末にしたのち、X線を照射し元素に特有な特性X線強度を検出する方法である。必ず標準試料を必要とするが、標準物質によっては主成分のみならず準主成分、微量成分までも定

量可能となる。

試料の前処理には、粉末試料をプレスで加圧して固める方法と、試料に融剤を添加して熔融固結する方法がある。この分析法の特徴は、熟練技術を要しないこと、繰り返し試験ができること、ルーチンワークが可能で大量分析、定期試験に都合がよいことである。

c) ICP発光分析法

試料を溶液化した状態でプラズマ炎中に噴霧し、それを分光測定する方法である。プラズマ炎は高温であるので元素は容易に解離され化学干渉も少ないことから、感度の低かった元素もこの方法で二酸化ケイ素をはじめとするほとんどの元素を高感度で分析できるようになった。

試料は均質な溶液となっていることが必要であることから、試料の分解法、あるいは前処理が重要な役割を果たしている（今野弘、1988）。

(3) 分析上での留意点

最近の分析化学の進歩は著しく、分析を行うにあたっては、試料の量、鉱物種、分析の目的を考慮して分析方法の選択を行うことが必要である。

どの分析方法を採用すればよいかという選択の基準は、感度、正確さ、再現性、選択性、分析装置、費用、分析に要する時間および分析方法の難易度である。

分析機器の進歩によって、分析の迅速性と信頼性の向上が図られているが、出てきた数値が正しいと思ひ込みやすい。しかし、多くの機器は単に比較を行うだけに過ぎない。試料溶液中の測定元素の存在形態や共存物などによって、測定値が大きく影響をうけることもあり、分析にあたっては標準物質による補正を常に必要としている。

(4) 結果の例示

泥岩の全岩化学組成分析の結果の事例は表 3.2-1 のとおりであるが、元素の形で整理した分析結果の一例を図 3.1-2 に示す。酸素、ケイ素、アルミニウム、鉄で全体の 87.5% を締める。

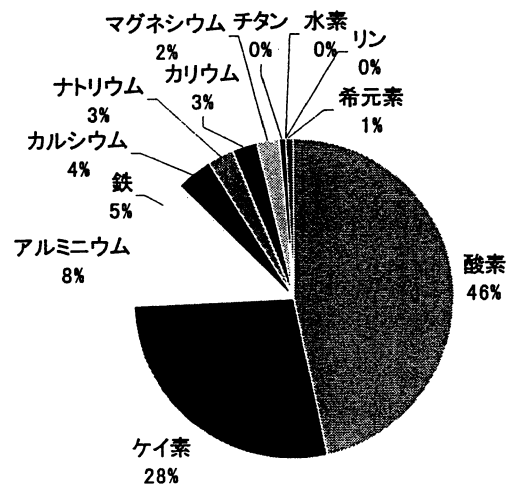
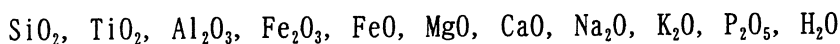


図 3.1-2 平均的元素存在度

泥岩の化学組成は、地殻の平均組成を見積もる際の主要な基礎データとして使われるほど一般的であり、次の 11 成分で代表することができる。



また、泥岩の準主要成分としては次の4成分が重要視されている。

CO₂, SO₃, BaO, C

3.1.3 スレーキング試験

(1) 目的

スレーキング試験は、岩石の水に対する抵抗力を水浸によって生じる形状変化や吸水量から求めるものである。

(2) 方法

試験方法については、「軟岩の調査・試験の指針（案）1991年版」（土木学会）3.4.1に記述されている。

(3) 試験実施上での留意点

「軟岩の調査・試験の指針（案）1991年版」（土木学会）3.4.1によると、スレーキングには、一般に次のような条件が関係するとされている。

- ① 軟岩試料の採取法、保管法
- ② 供試体の形状、寸法および整形方法
- ③ 使用水の水質
- ④ 供試体の初期飽和度、乾・湿の方法
- ⑤ スレーキングにおける計測
- ⑥ スレーキング程度の判定および表示法

スレーキング試験の目的によって、上記の条件を設定し、試験を実施する必要がある。

(4) 試験結果の取り扱い

石田・新藤（1994）は、スメクタイトを含む軟岩の劣化は、スメクタイトの種類・含有量、交換性陽イオン組成、軟岩の強度などによって特徴づけられるとし、スメクタイトの種類と劣化形態について整理している。すなわち、軟岩中に含まれるスメクタイトの交換性陽イオン組成は、Naを主体とするタイプ（Na型）、Caを主体とするタイプ（Ca型）、両方のイオンを含むタイプ（混合型）の3つに分類されるとし、また、スレーキング試験による劣化形態のタイプは、形を保ちながら徐々に膨張する膨潤型、浸水後早期に岩片～粒子状に分離・崩壊する崩壊型、およびそれらの中間型に分類されるとしている。これらの劣化形態のタイプは、軟岩中に含まれるスメクタイトの交換性陽イオンのタイプと相関関係があり、Na型が劣化形態の膨潤型に、混合型が中間型に、Ca型が崩壊型にそれぞれ対比されるとしている。

3.1.4 吸水膨張量膨脹圧試験

(1) 目的

吸水による岩石のひずみや膨脹圧などの膨潤特性を求めることを目的とする。

(2) 試験方法

試験方法については、「岩石の吸水膨張試験方法（JGS2121-1998）」（地盤工学会）を参照されたい。

(3) 試験実施上での留意点

次のように、試験条件によって吸水膨脹量膨脹圧が変化する。

- ① 相対湿度の低い試料、すなわち初期含水比の小さい試料ほど膨脹量が大きくなることが認められている。
- ② 試料の乾燥温度が高くなると、膨脹率が小さくなる。

③ 陽イオン濃度の高い溶液中に試料を浸すと、膨脹応力・膨脹率とも抑制されることがある。

④ 試験を行う場所の温度変化が試験結果に影響を及ぼすことが知られている。

これらの条件について事前に検討した上で試験を実施する必要がある。

(4) 試験結果の取り扱い

吸水膨脹量膨脹圧試験は、岩石の膨脹性を判断する目的で、スレーキング試験、CEC、X線回折などの膨脹性に関わる諸試験とともに行われるケースが多いが、試験結果は地山の膨脹性を判断する1つの物性として取り扱われているにしか過ぎない場合が多く、設計や施工に積極的に利用している例は多くはない。

しかし、近年、グリーントフ地域で膨脹性を有する岩盤を対象とした道路トンネルなどの建設が多くなっており、インバートの設置、覆工厚などの設計条件を決める場合に吸水膨脹試験結果が利用される例が増加している（岡林ら、1987）。

3.1.5 CEC試験

(1) 目的

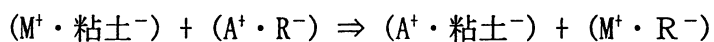
岩石中に含まれる膨潤性粘土鉱物を半定量的に求めることを目的とする。

(2) 方法

CECの測定方法には、SCHOLLENBERGER法の基本に則った浸透法と、Schofieldらが採り入れた遠心分離器を用いる遠心法（遠沈法）がある。最近では、置換反応に際してのpHの影響を考慮して、平衡法が用いられることも多くなった。

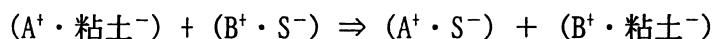
いずれの手法も粘土鉱物や土壤に吸着しているイオンの分離・交換処理手法の相違に因るものであり、測定は同一の基本原則に基づき、次のプロセスに従って実施される。

①交換性イオン M^+ を吸着している粘土試料に、交換性の高い A^+ イオンを溶存している水溶液を加えることにより、短時間のうち両イオンの交換が行われる。このとき、試料の中で陽イオンと結合されていなかった不飽和の粘土鉱物も A^+ イオンにより飽和される。



②浸透法では、過剰の A^+ イオンをアルコール等で洗浄する。平衡法においては一定濃度に希釈した溶液をもって置換反応の平衡を保ちながら洗浄し、最終の上澄液のpH（＝平衡pHという）を測定する。ともに上澄液を除いて A^+ イオンを飽和吸着させた粘土試料（固相部分）を得る。

③ A^+ イオンを吸着した粘土試料（ $A^+ \cdot \text{粘土}^-$ ）は、さらに別の塩溶液（ $B^+ \cdot S^-$ ）と反応させ、 B^+ イオンと交換した後、固相の（ $B^+ \cdot \text{粘土}^-$ ）を分離除去して上澄液（ $A^+ \cdot S^-$ ）を得る。



④溶液状の（ $A^+ \cdot S^-$ ）から、定常化されている一般の滴定等の方法をもって A^+ イオンを定量することにより当初試料の中の塩基性交換基の総容量が得られる。

なお、CECの測定のプロセス②において分離・除去される上澄液には、元の試料に含まれていた構成粘土鉱物中の陽イオンが置換されて溶出している。モンモリロナイト等の粘土鉱物に吸着されている K^+ 、 Na^+ 、 Ca^+ 、 Mg^+ 等イオンの種類と構成率は、粘土鉱物の生成環境の推定や吸水性等の特性判断のために有用な情報となる。そのため、ここで生成される上澄液を廃棄することなく、原子吸光法や蛍光光法を用いて、定量分析を実施することが推奨されている。

(3) CEC試験の現状での課題

CECの測定値を利用するに際しての問題点は、計測値の幅（再現性）と、異なる機関で実施さ

れた計測値の相対的な比較評価の是非についてである。表 3.1-1 に示される C E C 値は、比較的純度の高い粘土鉱物に関する測定結果を集約したものと思われるが、モンモリロナイトについても、70~150 [meq/100g] とかなりのばらつきを容認しなければならない。さらに同表から、パーミキュライトや腐植土中の腐蝕酸など、モンモリロナイトよりさらに高い交換性を示す物質の存在に留意しなければならない。さらに、火山灰に多く含まれるアロフェインのように、pH や、溶液濃度のわずかな違いが測定値に大きな変動を与える物質も判明しており、対象とする試料によって測定方法を考慮する必要がある。

C E C の測定値が一義的に定まらない理由として次の事項が考えられる。

- ①自然界に純粋な粘土鉱物が存在しないこと。また、人工的な選別も困難である。さらに同一粘土鉱物であっても、吸着イオンの種類と含有比率で異なる性質を有している。
 - ②C E C は塩基性置換容量の総価を表し、特定鉱物の含有量を示すものではない。したがって測定値は、サンプルに含まれる様々な誤測要因を包括した結果であること。
 - ③C E C の測定は化学変化に負うものであるから、試験過程における諸条件により、反応が不完全に終わったり、または過剰な反応が生ずる場合がある。
- このうち、①に関しては粘土鉱物に固有の不可避的な性状として理解しなければならない。一方、②、③については測定手法によって回避すべき問題である。

表 3.1-1 粘土鉱物・土壌等の C E C 値

粘土鉱物等の C E C 値	土質工学会 岩の調査と 試験	共立出版 環境測定 法Ⅲ	技報堂ホ リソグ用泥水	技報堂 土質力学	土木学会 土の力学 19
モンモリロナイト	80~150	78~90	70~100	80~100	100~150
カリアイト	3~15	5~15	2~15	5~15	3~15
イライト	10~40	10~40	10~40		10~40
パ ⁺ -ミキュライト	100~150	100~150	100~150	100~150	150~200
” (di) *		20~60			
ハロイサイト		40~50	5~10		10~40
メタハロイサイト	5~10				
加水ハロイサイト			70~100		
クロアイト	10~40	10~40			
アタルジヤイト			70		
セピオライト	¹⁾ 20~30				
アロフェイン	15~200	pH8.6 ; 72 pH7.0 ; 33 pH4.5 ; 9		40~70	
ベントナイト			45~72		
緑泥石	10~40			20~40	
腐植物	100~600	20~280			
フェミン酸		320~537			
ヒマトラン酸		250			
黒ボト土	30				

*) ディオクタヘドラル型

3.1.6 採水

(1) 目的

地下水の水質分析、地下水年代測定、バクテリア分析のための地下水試料の採取を目的とする。

(2) 方法

採水の方式としては表 3.1-2 に示すように、投入式、ポンプ式、ダブルパッカ式、多連パッカ式、およびその他の方式がある。

表 3.1-2 採水方式とその特徴

分類	方式	特徴
投入式	ベアラ	簡便、安価。 本来はボーリング掘削時のスライム除去用に使用されるもので、水質を変化させる恐れがある。
	栓付き ガラスピン	簡便、安価、簡単に自作できる。浅い深度用。 降下時は押し込み栓を閉じたままで、採水深度で栓を開け採水するため、所定深度での試料が得られる。
	井戸用 B A T サンプラー	簡便。ガラスピンは気密構造であり、ピン自体が試料容器であるため移し替えの作業はいらない。 分析まで外気に触れないので良質のサンプルが得られる。また、採水深度の水圧を保持したまま採水できるので、揮発性の物質も採取できる。
ポンプ式	地上 ポンプ式	多量の採水、浅い深度用（ポンプ位置から6~7m程度）、要電源。チューブ+試料容器+ポンプの組み合わせ。
	水中(孔内) ポンプ式	多量の採水、深い深度用（6~7m以深）、要電源。 ポンプ(油)により水質が変化する恐れがある。
ダブルパッカ方式	HGP システム	ダブルパッカにより採水区間を遮水するため、真の地下水を採取できる。原位置または地上で水質をモニターすることにより、真の地下水に置換されたかを確認できる。ピンチングユニットにより、原位置の水圧を保持したまま採水できる。 採水深度を任意の深度に設定できる。
多連パッカ方式	MP サンプラー	同時に一孔内多点(多深度)採水可能。採水時の水圧のままで採水可能。サンプラー固定時(シュープレート)の押し出しにガスボンベ必要。
	P I E Z O	同時に一孔内多点(多深度)採水可能。多量の採水。
その他	B A T サンプラー	フィルターチップを設置するため特定深度での採水ができる。(1孔で1深度しか採水できない) 難透水層あるいは不飽和地盤にも適用できる。井戸用 B A T 同様良質の試料が得

これらのボーリング孔を用いた採水方法のほかに、木方ら（1999）によるボーリングコアを用いた圧密型岩石抽水装置の適用が検討されている。

(3) 採水における留意点

採水にあたって最も注意すべき事項は、原位置の自然状態の真の地下水を採取することである。ボーリング孔を利用して採水する場合には、泥水、掘削用水、ボーリング資材などが水質に影響を与える。水質分析の目的をおよび現場の状況を勘案して、水質に与える影響の少ない方法で掘削するとともに、本採水を行う前に十分な揚水を行い孔内水が真の地下水に置換されたことを確認する必要がある。

採水された試料を試験室に持ち帰り分析する場合は、運搬の間に試料容器の中で性質が変化することがあるので注意を要する。このような場合は、得られた試料を冷暗所で保管したり、試薬を加えて pH 調整を行うといった分析にあたっての前処理を施す。

3.1.7 水質分析

(1) 目的

水質の記述、水質と環境条件との関係、水中の物質の存在状態、水中の物質代謝などの把握するために実施する。

(2) 方法

水質分析の項目は、水質調査の目的に応じて選択される。

水文地質学的な調査の場合には、通常の地下水に含まれる主要な化学成分の全項目について分析する。すなわち、陽イオンとしてナトリウムイオン (Na^+)、カリウムイオン (K^+)、カルシウムイオン (Ca^{2+})、マグネシウムイオン (Mg^{2+})、陰イオンとして塩素イオン (Cl^-)、重炭酸イオン (HCO_3^-)、硫酸イオン (SO_4^{2-}) および珪酸 (SiO_2) などの主要成分と電気伝導率、鉄 (Fe)、マンガン (Mn)、硝酸イオン (NO_3^-) やアンモニウムイオン (NH_4^+) について分析される。

水質試験は規定などに定められているが、これらは主成分項目についてはほぼ同じ分析方法が採用されており、一般には上水試験法（日本水道協会）または工業用水試験法（日本規格協会）に準拠して実施する。

実際の分析にあたっては、イオンクロマトグラフ法、原子吸光法、吸光光度法が用いられる。

(3) 分析上の留意点

次の分析結果の相互関係から、分析値が正しいかどうかの判断をすることができる（半谷高久ら、2000）。

- ① pHと溶解成分
- ② 電気伝導率と蒸発残留物
- ③ 蒸発残留物と各成分との総和
- ④ 正負両イオンの当量関係

3.1.8 バクテリア分析

(1) 目的

地下に生存するバクテリアは、物質の移行・蓄積や風化に大きな影響を及ぼしており、このようなバクテリアの存在の有無や同定を行うことを目的とする。

(2) 試験方法

バクテリアの分析には、生存を確認する方法として直接検鏡法、培養法があり、培養法には希釈平板法、最確数法（MPN法）などがある。

対象とするバクテリアの種類によって分析手法が異なるため、新編土壌微生物実験法（1992）を参考に標準的な手法を次に示す。

a) 直接検鏡法

試料をろ過した後、細胞を染色する。顕微鏡（1000倍程度）で観察し10視野あるいは合計400個程度になるまで細胞数を数え菌数を求める。

b) 希釈平板法

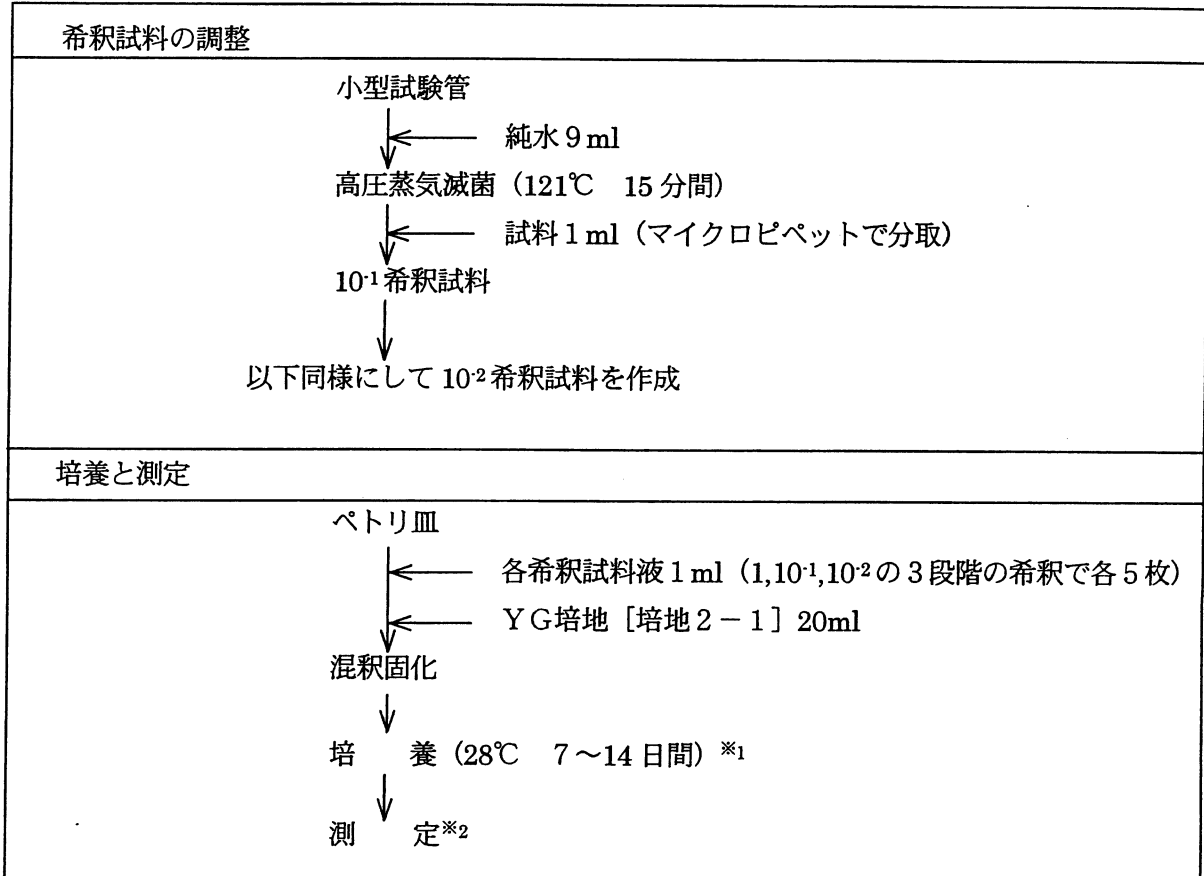
希釈倍数を変えた試料液1mlを各々5枚ペトリ皿に加え、滅菌した寒天を基質とした培地を流し込み混釈固化させる。恒温槽内で一定温度に保ち、コロニーの発生が止まるまで培養を行う。コロニーの発生が認められた中から20～300個の集落を形成したペトリ皿について集落を数え、平均値から菌数を求める。表3.1-3に全菌数（好気性菌）の測定フローチャートを示す。

c) 最確数法 (MPN法)

希釈倍数を変えた試料液 1 ml を各々 5 本の試験管に加え、滅菌した液体培地を試験管に流し込む。恒温槽内で一定温度で培養し、変色や気体の発生が認められた試験管の本数を数え、これを最確数表に照らし合わせて確率的に菌数を求める。

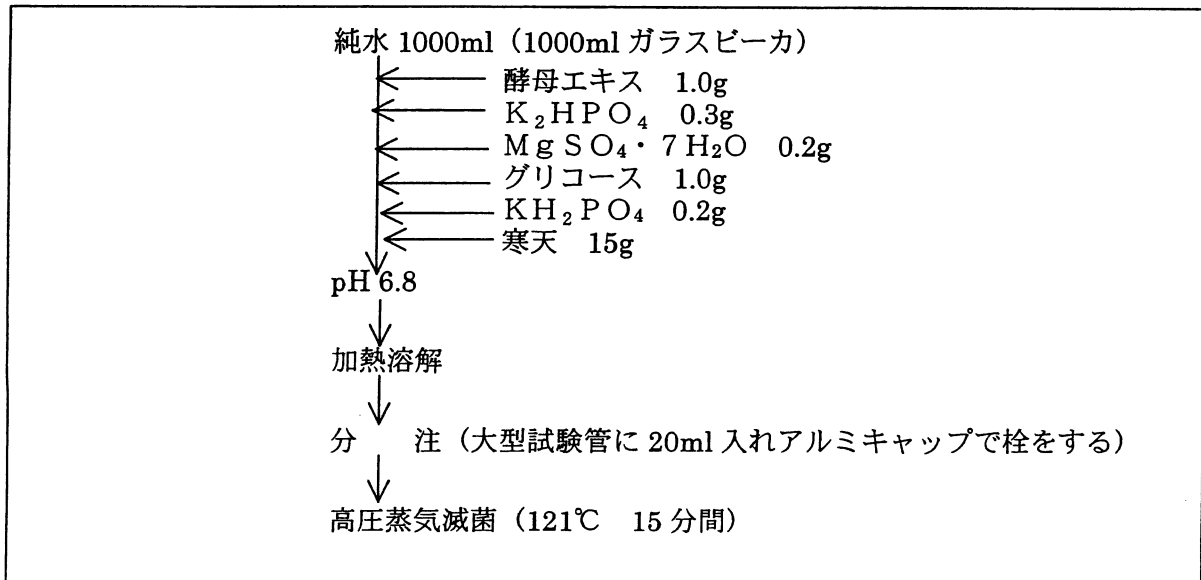
表 3.1-3 に全菌数 (好気性菌) の測定フローチャート

(土壤微生物実験法 2.1 希釈平板法)



*₁ 培養日数はコロニー形成過程から決定 *₂ コロニー数が 20~200 個のものを選び 5 つの平均

(好気性菌の培地作成) - YG 培地 (培地 2-1)



3.2 泥岩の生成と特徴

3.2.1 堆積物の構成粒子

一般に、泥質岩の元となる堆積物は、①大陸起源の碎屑物、②火山性碎屑物、③生物起源のシリカや炭酸塩、④海水から無機的に沈殿した Fe-Mn 酸化物、⑤熱水起源物質を単成分とする物理的な混合物などからなる(Plank and Langmuir, 1998)。

大陸起源の碎屑粒子としては、石英、長石類、層状珪酸塩鉱物などの鉱物類、岩石片、植物起源の炭質物などが挙げられる。堆積岩の約 50% の占める泥質岩においては、カオリナイト、セリサイト、スメクタイト、イライト、緑泥石などの雲母類や粘土鉱物が主要な構成物質となるが、このうち、セリサイト、イライト、緑泥石は後背地にあった原岩から直接運搬されたもの、カオリナイト、スメクタイトはそれらが風化してできた風化変質生成物が運搬されたものである場合が多いと考えられている。火山性碎屑物としては、風によって運ばれる火山灰などの降下堆積物がある。生物起源の堆積物としては、ケイ藻や放散虫の遺骸を主とするケイ質軟泥、有孔虫やココリスの遺骸を主とする石灰質軟泥がある。現在の海洋底のような酸化状態の海洋底では、マンガン・鉄をはじめ、遷移金属の酸化物の沈殿がおり、重晶石などの硫酸塩も形成されている。また、海洋底で玄武岩の岩盤が熱源となり、間隙水の強制的な循環が行われている場合は、熱水性の硫化物、硫酸塩、酸化物の沈殿が生ずる。

3.2.2 続成変質作用

(1) 続成変質作用

沈積したばかりの堆積物は、未固結で水を多く含み空隙率が大きい、新たな碎屑物が次々と供給され厚く堆積し、しだいに地下深く埋没することにより、地温と圧力上昇の影響によって固結化し堆積岩に変化していく。この一連の作用が続成変質作用であり、碎屑性堆積岩では、圧密作用、圧力溶解作用、膠結作用、自生作用、再結晶作用、差別的溶解作用などの現象がみられる。

続成変質作用は、埋没による温度上昇や圧密作用などの物理的条件と、間隙水の化学的性質により規制されている。さらに埋没により堆積物がうける温度・圧力条件は累進的に変化するため、それらの条件下におかれた時間が重要なファクターとなる。

続成変質作用の地域性を生む要因としては、原物質、堆積速度、地下増温率などが挙げられる。例えば続成作用は原物質によってかなり鉱物化学的変化の様相が異なり、シリカ続成変質、ゼオライト続成変質、粘土続成変質、炭酸塩続成変質、有機続成変質などに区分されている。これらの続成変質の概略は以下ようになる(図 3.2-1)。これら鉱物の変化は、続成作用の指標として利用されている。

①シリカ鉱物：珪藻や放散虫などの生物遺骸→オパール A (非晶質のシリカ物質)→オパール C T (低温型クリストバライトやトリディマイトからなる)→石英。

②ゼオライト：火山ガラス→ゼオライト→曹長石。

③粘土鉱物：スメクタイト→イライト/スメクタイト混合層鉱物(I/S)→イライト。

*火山碎屑岩類、Fe、Mg などに富んだ堆積岩の場合は、

スメクタイト→緑泥石/スメクタイト混合層鉱物・イライト/スメクタイト混合層鉱物→イライト・緑泥石への変化も進行する。

④炭酸塩：アラゴナイト→方解石の同質異像変化や、石灰岩のドロマイト化作用。

⑤有機物：有機物→フミン酸・フルボ酸→ケロジェン→熱分解による液状炭化水素の発生→

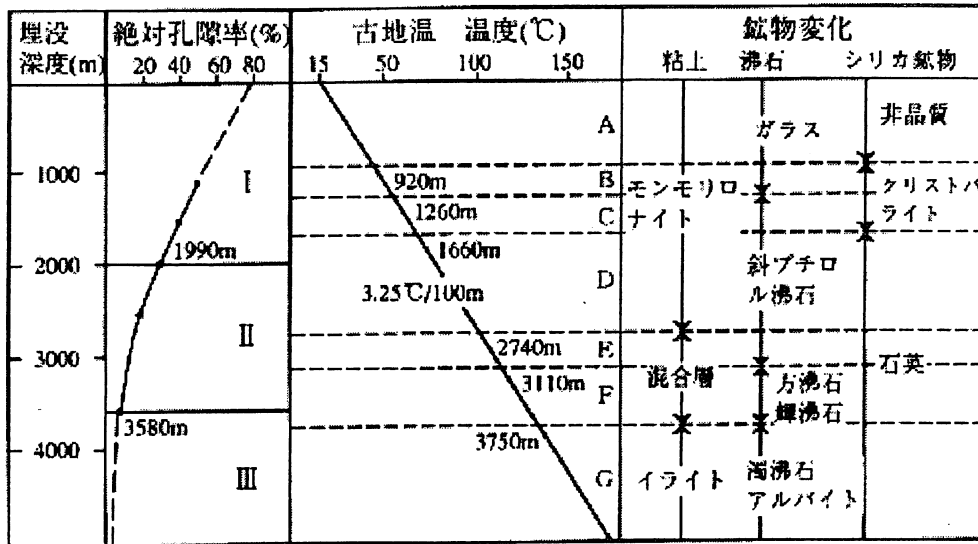


図 3.2-1 日本における新生代泥質岩の埋没深度、孔隙率、古地温および沸石、粘土鉱物、シリカ鉱物の鉱物変化相互の関係 Aoyagi and Kazama(1980)による(吉村, 2001より抜粋)。

最終的に残渣からのグラファイトの生成。

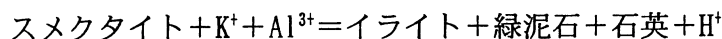
(2) 碎屑性堆積物における続成変質作用の進行

碎屑性堆積物における続成変質作用の進行は一般に次のようであると考えられている(吉村, 2001)。

堆積直後、表層付近で起こる続成作用は生物活動の影響が大きい。堆積層の表層部は酸化環境で有機物の分解が顕著である。有機物の分解するに伴い酸素は急激に消費され、環境はしだいに還元的环境になる。還元環境下では硫酸還元菌により硫酸塩から H_2S を生成する。この際堆積物に含まれる鉄が還元され、 H_2S は鉄と結びつき FeS を形成する。より下位では FeS がさらに硫黄と反応して黄鉄鉱が形成される。さらに下位ではメタン生成菌により、アセテートや二酸化炭素を原物質としてメタンを生成する。

堆積物が沈着後、圧密を受けると碎屑粒子は最密充填に近づくように再配列し、体積が減少し間隙水が排出される。鉱物の溶解度は圧力が大きいほど高いため、粒子と粒子の接触部では鉱物の溶解が起こり、接触形態が点接触からより接触面積の大きい形態へと変化していく。また空隙部には接触部で溶け出した成分が沈殿する。この圧力溶解により溶出した成分は碎屑粒子の二次成長やセメント形成などに寄与し、空隙率を減少させる要因となる。

続成過程における各鉱物の変化は、複雑に関係し、ひとつの鉱物の変化はその他の鉱物の消長に深い関係がある。例えば、次式で示されるスメクタイトのイライト化過程においては、



反応に必要な K^+ や Al^{3+} はおもにカリ長石や、ときに雲母の溶解が起源と考えられており、イライト化により間隙水中放出された Na^+ や Ca^{2+} などは、曹長石化作用や方解石セメントの形成に貢献し、 Si 、 Mg 、 Fe は石英や緑泥石の形成に関与するとされる。また最近では、鉱物の溶解や二次空隙の形成に関して、有機酸の影響が注目されつつある。

3.2.3 泥岩の化学組成

表 3.2-1 に泥質岩の代表的な化学分析値を示す。頁岩の平均化学組成が上部大陸地殻の組成に近

いことはよく知られている (Taylor&McLennan1985)。しかしこれは碎屑物の粒度や鉱物の分別が進んでいない未成熟な岩石についてあてはまることである。一般に Na や Ca は粘土鉱物から排除される元素であり、粘土鉱物主体の堆積物になるにつれ、これらの元素濃度は減少し、 K_2O/Na_2O 比は大きな値を示すこととなる (武蔵野 1993)。

主な化学成分のうちシリカは、珪酸塩鉱物および、粘土鉱物を主成分として、また遊離シリカとして含まれる。アルミナは珪酸塩鉱物および粘土鉱物の主成分として含まれ、特に含有量の高いときは、ボーキサイトを生成する場合がある。鉄は、黄鉄鉱、菱鉄鉱、白鉄鉱などの形態で産出する。石灰分は炭酸塩鉱物あるいは石膏として、マグネシウムは方解石、ドロマイトとして、アルカリは長石類中に含まれる。カリウムは、長石類や粘土鉱物に含まれる。

表 3.2-1 各種泥質堆積物の化学分析値

各種泥質堆積物の化学分析値 (%)						
成分	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
SiO ₂	58.10	60.15	60.64	60.96	59.20	50.33
TiO ₂	0.65	0.76	0.73	0.59	1.20	1.13
Al ₂ O ₃	15.40	16.45	17.32	10.52	16.14	19.17
Fe ₂ O ₃	4.02	4.04	2.25	3.47	4.36	6.50
FeO	2.45	2.90	3.66		3.24	2.52
MnO	T	0.06	0.09	0.13
MgO	2.44	2.32	2.60	1.41	3.14	3.77
CaO	3.11	1.41	1.54	2.17	2.52	1.43
Na ₂ O	1.30	1.01	1.19	1.51	3.82	1.78
K ₂ O	3.24	3.60	3.69	2.30	1.97	4.03
H ₂ O ⁺	5.00	3.82	3.51	1.96	1.16	4.87
H ₂ O ⁻		0.89	0.62	3.78	1.15	3.74
P ₂ O ₅	0.17	0.15	0.18	0.17	0.14
CO ₂	2.63	1.46	1.47	1.40
SO ₃	0.64	0.58	0.03
Cl	0.30
C	0.80	0.88	0.66 ^a	1.94	0.41
その他	0.04 ^b	0.38 ^c	0.32
計	99.95	100.46	99.60	100.62	100.10	99.95

(1) 平均頁岩 (CLARKE, 1924)

(2) 古生代頁岩 51 個, 分析者 H. N. STOKES (CLARKE, 1924)

(3) 粘板岩 36 個——古生代のもの 29 個, 中生代 1 個, 古生代初期あるいは先カンブリア紀 6 個 (ECKEL, 1904)

(4) ミシシッピデルタ 235 個, 分析者 G. STEIGER (CLARKE, 1924)

(5) 後期氷河期氷碛堆積物 (フィンランドの Leppakosi), 夏のシルト, 分析者 L. LOKKA (ESKOLA, 1932)

(6) 後期氷河期氷碛堆積物 (フィンランドの Leppakosi), 冬のシルト, 分析者 L. LOKKA, 1932

a: 有機物, b: BaO, c: FeS₂

3.2.4 泥質岩の化学分析事例

泥岩の化学分析は後背地や堆積環境の推定、風化進行の指標としてなど、様々な目的をもって行われるが、分析結果の解釈は極めて難しい。その理由としては、粒度が構成鉱物に関連をもち化学成分は粒度の差によって異なること、熟成過程の変化により化学成分と移動と交換が著しいこと、泥岩の続成過程には粘土鉱物の転移および自生鉱物の生成などの複雑な作用が生じることなどが挙げられる。

以下に、泥質岩の化学組成から堆積環境や後背地を推定した事例及び、泥岩の風化を論じた事例を紹介する。

(1) 堆積環境、酸化還元環境、後背地の推定

泥質岩の起源を議論する場合、後背地の情報を明瞭に指示する鉱物粒子組成の解析は、構成粒子が細粒なため容易でない。比較的安定した造構運動のもとや堆積盆の中央部においては堆積物は単調な細粒相で特徴づけられ、このような堆積岩の起源を推定するには、鉱物組成解析よりも化学組成に基づいた検討が有効な場合があり、希土類元素組成はその一例である。下記の2つの研究では、異なった組成の起源物質が均一に混合されている細粒堆積物を対象としているため、後背地の平均的な組成や特殊な組成の寄与を議論している。道前、石賀(2000)は、東北日本の南部北上帯、西南日本外帯の黒瀬川帯と内帯の舞鶴帯について、シルル紀～ジュラ紀の泥質岩の Th/Sc 比、希土類元素組成を求め、後背地地質と造構場の変遷を推定した。また山崎他(2000)は日本海沿岸地域の古第三系および中新統で泥質岩の希土類元素組成、Th/Sc 比を求めるとともに、上部大陸地殻と顕生代の玄武岩、花崗岩の希土類元素、Th、Sc の濃縮率を混合したミキシングモデルとの比較により、後背地の地質構成の変化と日本海形成の関係を論じた。これらの研究は、Taylor and McLennan(1985)、McLennan et al(1993)などによる、

- ・ REE は一般に 3 価の陽イオンとなるため化学的性質が類似し、微量ではあるものの様々な岩石に含まれる。火成岩においては珪長質な岩石ほど LREE > HREE となる傾向がある。
- ・ 希土類元素(REE)は水に対する溶解度が他の元素に比べて低く、さらに水中での滞留時間がきわめて短いので風化作用による組成変化が少なく、続成作用の影響を受けにくいという性質があり、堆積岩の源岩を推定するのに、他の元素に比べ特に有効である。
- ・ Eu は 3 価の他に 2 価をとり、2 価の Eu は類似したイオン半径をもつ Ca とともに火成岩の形成時に斜長石の晶出によって液相から分別される。その結果、コンドライト組成で規格化した REE パターンにおいて、珪長質火成岩では LREE に富む左上がりの REE パターンと Eu の負異常を示し、苦鉄質火成岩の場合は、相対的に LREE が乏しく水平に近い REE パターンを示し Eu の負異常は見られない。
- ・ Th と Sc は、堆積作用(風化、運搬、続成)によって濃縮率の変化が少ない元素の 1 つであり、火成岩では Th は珪長質岩に、Sc は苦鉄質岩に濃集しやすい傾向があるため、Th/Sc 比は源岩組成をよく反映する。

という研究成果に基づき行われている。

木村、鹿園(1998)は、新第三紀中新統の男鹿半島の硬質頁岩(女川層)生成時の海洋環境を推定することを目的として、上位、下位の泥岩層と、構成鉱物と元素組成の比較を行うとともに、Ba/Al、P/Al 等の Al で規格化した元素比の変動と、帯磁率、イライト結晶度の変動との対応を検討し、大規模風系による海洋の生物生産性の増大と頁岩の堆積の関係について考察した。

一方、渡部他(1995)は、富山湾内の現世の泥質堆積物について主要-微量 23 元素の分析を行い、湾内の元素濃度分布を明らかにするとともに、因子分析を行い、得られた因子負荷と因子得点の分布からそれぞれの反映する起源を、クロム鉱物、平均的碎屑物、炭酸塩質生物殻の希釈効果、花崗岩質碎屑物、ジルコン、自生マンガン鉱物、金属硫化鉱物と解釈した。また、海底地形、流入河川の流域地質や酸化還元電位分布等との比較検討を行い、供給源、運搬様式を推定した。その結果、非常に細粒な堆積物であっても、特徴的な重鉱物組成をもっていれば、化学組成よりそれらが判別

可能であると強調した。

堀他(2000)は、日本の中生代付加体中に含まれる層状チャートについて、珪質部の組成は、泥質部が SiO_2 で希釈されたものという前提の元、層状チャートの化学組成を用いた環境解析について問題点や将来性を議論した。Mn 濃度による堆積環境の推定については、Mn は続成過程や酸化還元状態で容易に移動しやすく堆積物中に偏在しやすい元素であるため(酸化状態では Mn^{4+} の酸化物 MnO_2 となって沈積しやすく、還元状態においては、 Mn^{2+} となり容易に溶脱し堆積物中を間隙水とともに移動する)、むしろ堆積物中の酸化・還元環境の変動を反映すると考えられること、REE パターンにおけるCe 異常は、海域による水中Ce 濃度の違い、堆積速度、熱水の影響、酸化還元状態等のさまざまな海洋条件を反映しているため、堆積環境の推定は複雑であること、酸化還元環境の推定については、還元環境下で堆積物に濃集するV、U、Sを用いることで解析可能であることを指摘した。また、Th、Scを用いた後背地解析について、Th 値は海洋堆積物中ではかなりの多様性をもち、陸源物質の供給量と相関すると考えられているAl 濃度とよい相関を示さないこと、ScについてもCaO 濃度に関連して変動しており、海洋生物の寄与による影響が懸念されることから、検討が必要であると指摘した。

山本(1999)は、遊離態、エステル結合態、アミド結合態、グリセリド結合態、硫黄結合態のバイオマーカーを用いて、秋田県の新第三系女川層、船川層、天徳寺層の石油根源岩について、バイオマーカーの起源と根源生物種を推定した。その結果、珪藻、渦鞭毛藻、高等植物、従属栄養バクテリアもしくはシアノバクテリア、化学合成独立栄養バクテリア、バクテリア食嫌気性繊毛虫類などの寄与があったことを示した。

狛(1992)は、日本の第三系、第四系の泥質堆積物5,460個の全硫黄の分析を行い、分布特性と堆積環境の関係について考察した(詳細は3.4.1参照)。

(2) 化学的風化に伴う元素挙動の推定

木村他(1999)は、地層処分システムが酸化的環境に置かれた場合のナチュラル・アナログを念頭におき、男鹿半島の中新統女川層の頁岩、珪質頁岩の化学的風化に伴う微量元素、希土類元素の変動を検討した。その結果、Sc, Cr, Nb, V は風化に対する変動率が小さいのに対し、P, Mn, Co, Ni, Cu, Mo, Pb, U, REEs は変動率が大きいことを明らかにした。また風化岩石におけるP, V, Mo, Cr, Pb, U, REEs の減少率は Fe_2O_3 付加率が多い試料ほど少なくなることから、風化により溶脱された微量・希土類元素は水酸化鉄に吸着され、再び岩石に濃集すると推定した。さらに頁岩と珪質頁岩における水酸化鉄による溶脱元素の吸着率の相違はpH条件によると推察した。また、REEs の分析結果より、REEs は風化による水-岩石反応においても岩石中からほとんど移動することのない元素であるという従来の認識(例えばTaylor and McLennan 1988)に対し、むしろ風化に対して移動しやすい元素であるという見解を示した(図3.2-2参照)。

千木良(1988)は、泥岩の風化のメカニズムを明らかにするために新潟県の更新統灰爪層の泥岩で、鉱物分析、化学分析、pH、密度、間隙率の測定を行い、風化分帯を行うとともに、表層から深部に向かっての化学的風化の進行過程を推定した(3.3.1章 表3.3-1参照)。その結果、風化帯は表層から深部に向かって酸化帯、溶解帯、溶解漸移帯に分けられ、酸化フロントではSとCがほとんどすべて消失し FeO がほぼすべて Fe_2O_3 となる一方、溶解フロントでは多くの成分が溶脱され、この溶解フロントでの鉱物の溶解は黄鉄鉱の酸化により生じる水素イオンによって引き起こされるとした。

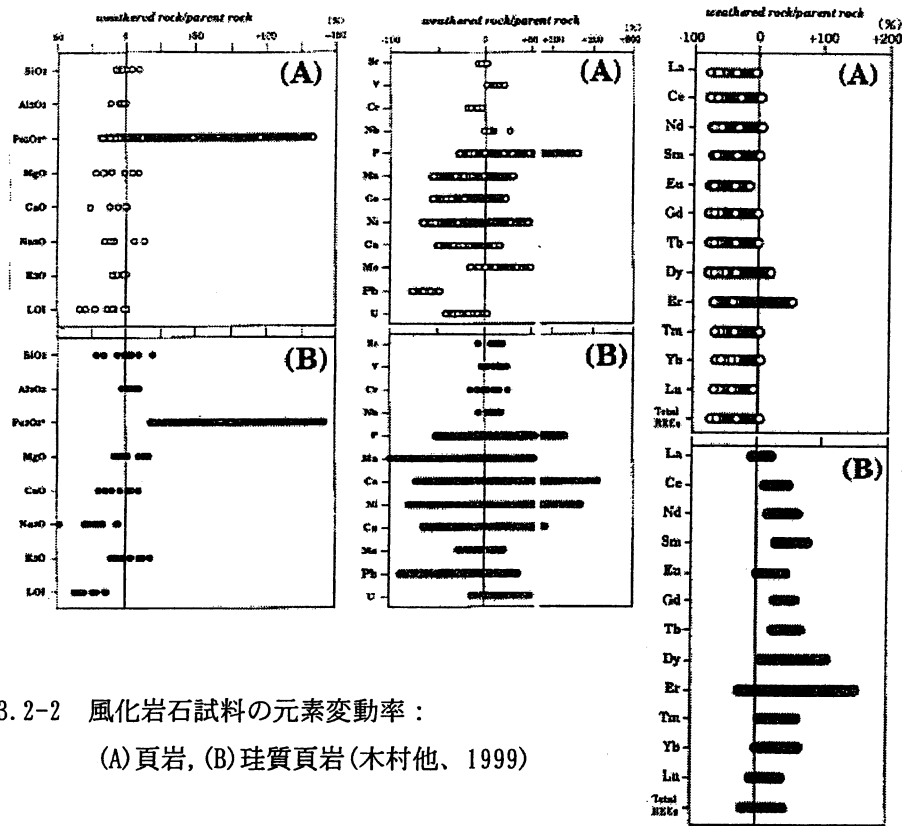


図 3.2-2 風化岩石試料の元素変動率：
(A)頁岩, (B)珪質頁岩(木村他, 1999)

3.3 泥岩の風化・変質

3.3.1 化学的風化による諸性質の変化

一般に、新鮮な海成の泥岩は暗灰色から黒灰色を呈する場合が多く、風化により黄灰色から黄褐色を呈するようになる。顕著な割れ目などが存在しない場合には、泥岩は地下浅部から風化が進行し、浅部では黄褐色から黄灰色、より深部では暗灰色を呈する。この色の変化に対応するように、岩石の固さやポーリング試料の形状が変化する。例えば、千木良(1988)は、新潟県柏崎市東部に分布する第四紀灰爪層の泥岩を、上部から指でように粘土状につぶすことのできる黄灰色から黄褐色の土塊状コアの部分(W1)、指でつぶすのに抵抗のある暗灰色の岩片状あるいは柱状のコアの部分(W2)そして指ではつぶし難い暗灰色柱状コアの部分(W3)に区分している。

堆積岩の主要構成鉱物は、一般に石英、長石、粘土鉱物(イライト、スメクタイト、緑泥石、カオリナイトなど)であり、付随鉱物として方解石、黄鉄鉱、まれに沸石が含まれる。また、火山ガラスが含まれていることも多い。イライトやカオリナイトの含有量は、風化によりあまり変化しないと考えられている。風化が進行して黄褐色から黄灰色を呈するような泥岩では、緑泥石や黄鉄鉱がほぼ消滅し、スメクタイトが増加する。また、暗灰色を呈するがやや強度が低下した部分では火山ガラスが消失し、暗灰色で柱状のコアが採取される部分でもその上部では、スメクタイトがやや増加している。

岩石は、一般に風化により化学組成が変化するが、泥岩では風化によりCO₂、S、C、Feが変化する。CO₂、S、Cは、暗灰色部の泥岩に比べて、黄褐色から黄灰色の泥岩で顕著に減少する。また、

暗灰色部では FeO、Fe₂O₃ の両方の形で Fe が存在するのに対して、黄褐色から黄灰色部では Fe はほぼ Fe₂O₃ として存在する。

また、泥岩が黄褐色から黄灰色を呈する部分の直下の暗灰色部の泥岩（W2ゾーンの上部）で、懸濁液の pH が酸性を示し、それよりも下部の暗灰色部や黄褐色から黄灰色を呈する部分では懸濁液は中性を示す（千木良、1988）。

さらに、泥岩は風化により物性が変化し、特に風化が進行した浅部では暗灰色を呈する深部に比べて、密度が低下し間隙率が増加する傾向がある。

以上のような、泥岩の化学的風化による諸性質をまとめると表 3.3-1 のようになる。千木良(1988)は、これら諸性質の変化から泥岩の風化区分を I₁、I₂、II₁、II₂、III の 5 つのゾーンに区分し、II₂ を溶解漸移帯、II₁ を溶解帯、I₂ を酸化帯、I₁ を表層酸化帯とした。

表 3.3-1 風化区分と諸性質の特徴（千木良、1988）

Zone	Synthetic Zone	Mineral composition					Chemical change			pH	Porosity	Redox condition	Process
		Sm	Ch	Pt	K	Il	loss	gain	Constant				
W ₁	I ₁						CO ₂ , C, S, FeO CaO, MgO, Na ₂ O K ₂ O, TiO ₂ , Al ₂ O ₃ SiO ₂ , H ₂ O(+)	Fe ₂ O ₃ H ₂ O(-)		5.6	56	Oxidising	Oxidation & dissolution
	I ₂ Ox. front						"	"		6.9 ±0.2	52 ± 1	"	"
W ₂	II ₁ Dis. front						CO ₂ , C, FeO MgO, K ₂ O, TiO ₂ , Al ₂ O ₃ , SiO ₂ , Fe ₂ O ₃ CaO, Na ₂ O, H ₂ O(+)	H ₂ O(-)	S	4.0 ±0.9	48 ± 1	Reducing	Dissolution
	II ₂						CO ₂ , C, Fe ₂ O ₃ , H ₂ O(+)	H ₂ O(-)	S, CaO, Na ₂ O, FeO, MgO, K ₂ O TiO ₂ , Al ₂ O ₃ , SiO ₂	6.4 ±1.8	40 ± 4	"	"
W ₃	III									7.7 ±0.3	41 ± 4	"	

I₁: Surface oxidation zone, I₂: Oxidation zone, II₁: Dissolution zone,
II₂: Dissolution transition zone, III: Fresh rock

3.3.2 スレーキング

スレーキングとは、泥岩などの堆積性軟岩が新たに地表に露出し、乾燥・湿潤の繰り返しにより急速に風化して岩片状や土砂状になる現象であり、建設工事などにおいて問題となってきた。特に泥質岩については、その現象が顕著であり、多くの研究事例からスレーキング現象に対する抵抗性を評価する試験法が、前述したように提案されている。

スレーキングのメカニズムについては諸説が提案されたが、現在では岩石中の含水率変化が大きく寄与していると考えられている。含水率の変化による岩石の変化は、岩石の構成鉱物、特にスメクタイトなどの乾燥収縮や湿潤膨張、岩石の組織、粒度塑性、固結程度の影響が大きいと考えられる。

泥岩の含水率の経時変化は、黄褐色から黄色を呈するような地表付近で大きいことから（小宮・新城、1991）、スレーキングを顕著に発生させるような大きな含水率変化は、化学的風化が進行した部分（酸化した部分）で生じると考えられる。このようなことから、岩石の乾燥・湿潤の繰り返しによるスレーキング現象と岩石を変色させるような化学的風化作用は、それぞれ独立して生じる

現象ではなく、岩石、特に泥岩などの堆積性軟岩の強度低下を考えるうえでは、物理的な現象の変化だけではなく化学的な変化も考慮する必要がある。

3.3.3 化学的風化のメカニズム

一般に、岩石の風化現象は岩石自体と間隙水との化学反応であり、鉱物の水和、炭酸ガス付加作用、溶解、酸化の各反応がある。泥岩などの堆積性軟岩では、鉱物表面が多くの場合水和していると考えられ、炭酸ガスも地下水などに溶けて炭酸として鉱物の溶解に寄与することが多い。また、堆積性軟岩は多くの場合有機物を含み、生成の場の堆積環境も還元的で、その後も還元的環境下に存在するため、地表付近で初めて酸化的環境下に置かれると酸化されやすいと考えられる。これらのことから、泥岩などの堆積性軟岩において重要な化学的反応は溶解および酸化であり、堆積性軟岩の風化メカニズムをまとめると図 3.3-1 のようになる（千木良、1992）。

図 3.3-1 に示した各風化ゾーンにおける現象を整理すると以下ようになる。まず、もっとも地表に近い表層酸化帯では、地下水中に二酸化炭素が解けて炭酸となり鉱物を溶解するとともに、地下水中の酸素は酸化しやすい鉱物を酸化する。酸素による岩石の酸化は、酸化帯の最下部（酸化フロント）で最も著しく、黄鉄鉱の消失や緑泥石の消失あるいはスメクタイトへの変化などが生じ、肉眼的には黄褐色ないし黄灰色に変化する。この酸化フロントでの黄鉄鉱の酸化・消失により、硫酸が生成される。自然の岩盤中では、地下水とともに硫酸が下方へ移動し、岩石が溶解する。ここが溶解帯にあたり、鉱物の溶解や化学成分の溶脱が著しい。溶解帯における間隙水は、上部の酸化帯から供給される硫酸により酸性を示す場合がある。この間隙水の pH は、岩石中に含まれる緩衝能力を有する鉱物（方解石、沸石、長石など）の含有量に依存する。溶解帯の最深部が溶解フロントであり、これよりも深部の地下水は、炭酸イオン、硫酸イオンおよび溶脱した陽イオンに富み、岩石と反応しにくい状態となっているため、これよりも深部はほぼ新鮮な岩体となる。ただし、新鮮な岩体の上部では、微量ながら元素の溶脱やスメクタイトの増加が認められる部分（溶脱漸移帯）がある。

上記の特徴から、岩盤中のある位置における堆積性軟岩の化学的風化作用の進行過程は、単純な経時変化だけではなく時間とともにその環境の変化も伴っており、次のような過程で進行すると考えられる。

①溶解漸移帯における先駆的現象

還元的環境下での C、CO₂、Fe₂O₃ の減少、スメクタイトの増加

②溶解帯における鉱物の溶解

還元的環境下での硫酸による鉱物（長石、方解石、火山ガラス）の溶解
多くの元素の溶脱と間隙水（懸濁液）の酸性化

③酸化帯における鉱物の酸化

酸化的環境下での黄鉄鉱、有機物の酸化・消失と鉄分の酸化
S、C、FeO の溶脱と Fe₂O₃ の増加
緑泥石の消失とスメクタイトの増加

④表層酸化帯における鉱物の変化

炭酸による鉱物の溶解

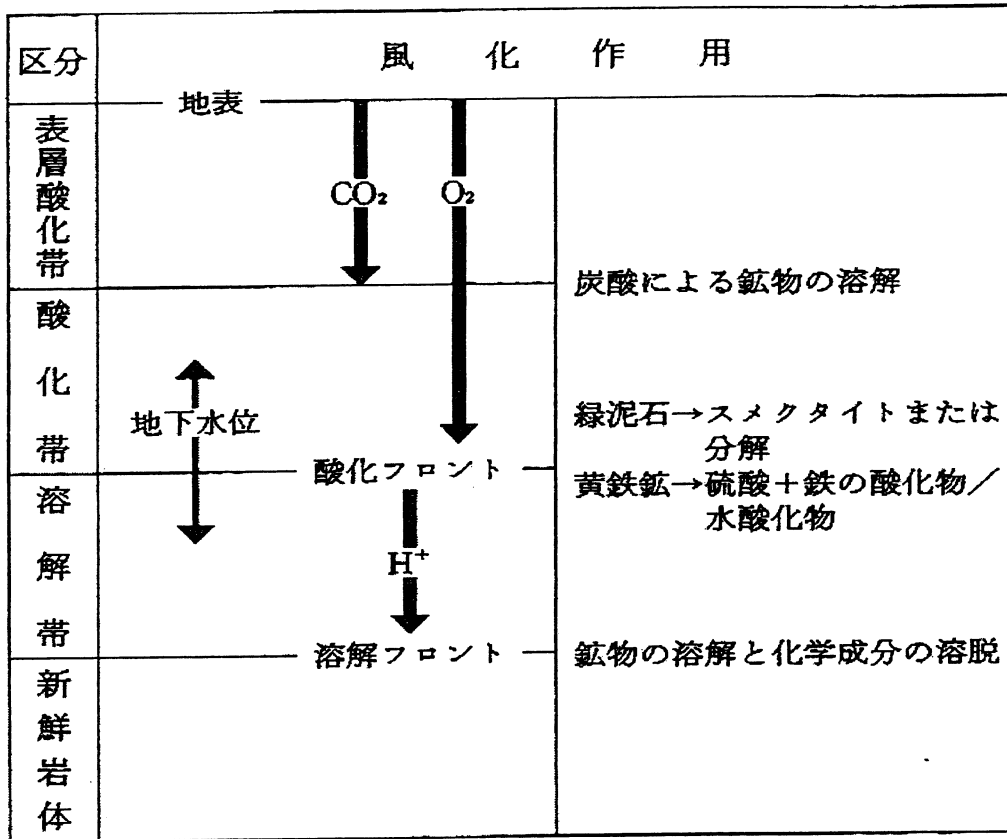


図 3.3-1 堆積性軟岩の風化メカニズム (千木良, 1992)

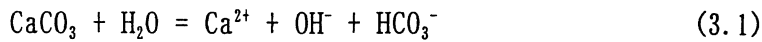
一方、掘削残土などの岩塊が地下水あるいは雨水と接触した場合の変質(風化)過程を考えると、掘削対象が上記の風化ゾーンのいずれであったかにより、生じる現象が異なることが予想される。まず、掘削対象が酸化帯よりも上部である場合は、すでに黄鉄鉱が消失しているため、間隙水など岩塊の周辺環境を酸性化させる可能性は低いと考えられる。溶解帯から掘削された岩塊には、黄鉄鉱は残存しているが、pH低下に対する緩衝能力を有する方解石、長石などが大部分溶解している。そのため、溶解帯からの掘削ズリなどが水に接した場合には、急速に周辺環境が酸性化する可能性が高い。また、新鮮岩体や溶解漸移帯が掘削対象となった場合には、そこから発生する岩塊(ズリ)が水と接触する環境に置かれると、まず黄鉄鉱の酸化・分解により硫酸酸性状態となり、そのことにより岩石中の方解石や長石などが溶解して、酸性化を緩衝する作用が働く。間隙水などの周辺環境の最終的な pH は、岩石中の黄鉄鉱と緩衝材として作用する鉱物の量比によると考えられる。

以上に述べてきたように、泥岩のような堆積性軟岩の化学的風化やそれにもなう諸性質の変化には、黄鉄鉱の存在とその酸化・分解が大きな役割を果たしている。よって、泥岩を建設工事などの対象とする場合には、泥岩中の黄鉄鉱の存在状態を把握し、その後の状態変化の予測を行う必要がある。

3.3.4 泥岩と地下水の相互作用

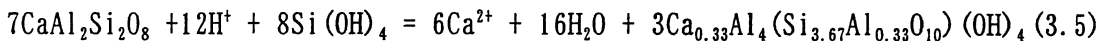
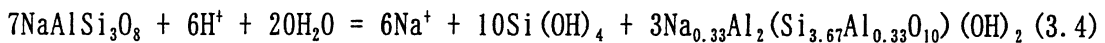
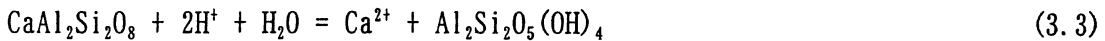
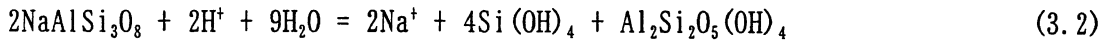
上述した風化を含め、泥岩の化学的な変化の大部分は水-岩石相互作用の結果であると考えられる。特に岩盤中では、泥岩と地下水の相互反応として、構成鉱物の風化・溶解作用による pH 変化、有機物の微生物分解および鉄鉱物・硫化鉱物間の酸化・還元反応、粘土鉱物-地下水間のイオン交換反応が考えられる(一國・小倉, 1992; Stumm and Morgan, 1996)。

鉱物の溶解作用として代表的な反応としては、方解石の溶解反応（式 3.1）があげられる。この反応は方解石が地下水に対して未飽和な流域で生じる。

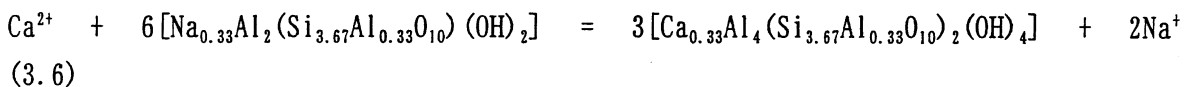


もう一つの主な鉱物の溶解反応は、3.4.4 で詳述する黄鉄鉱の溶解（式 3.10）である。方解石が溶解した場合には、(3.1) 式からもわかるように地下水の pH は上昇するが、黄鉄鉱が溶出した場合には pH が低下することになる。

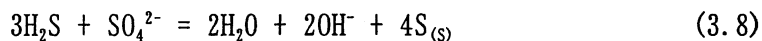
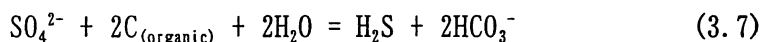
泥岩の主要構成鉱物の一つである長石類は、地下水と反応することによりカオリナイトやスメクタイトなどの粘土鉱物に変化する。



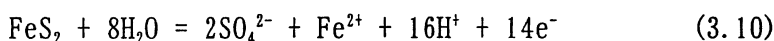
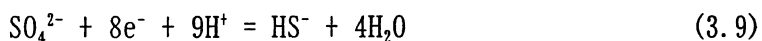
上式から、長石類が粘土鉱物に変化することにより地下水中の Na^+ や Ca^{2+} の濃度が高くなる。さらに、泥岩中では粘土鉱物（特にスメクタイト）と地下水との間で以下のようなイオン交換反応が生じ、地下水の水質の決定要素の一つとなっていると考えられている (Iwatsuki et al., 1995)。



泥岩をはじめとする堆積岩中では、微生物の活動により生成されたと考えられるフミン酸、フルボ酸および硫黄に富む有機コロイドなどが認められることがあるので、以下のような堆積岩中の有機物を栄養源とした微生物活動が寄与していると考えられ (Stumm and Morgan, 1996)、この反応が周辺地下水の酸化還元電位に影響を与えていると考えられている。



また、堆積岩中の酸化還元電位と pH の関係が、 SO_4^{2-} と HS^- の酸化還元境界にあることも報告されていることから、以下のような硫黄化学種（硫化鉱物など）の酸化還元反応も、泥岩に接する地下水の酸化還元電位の決定に寄与していると考えられている (Iwatsuki et al., 1995)。



以上のような酸化還元反応は、基本的には可逆的な反応と考えられるので、周辺地下水の酸化還元電位が泥岩との反応により決定されるとともに、周辺地下水の酸化還元電位の変化により泥岩における硫化鉱物の溶解などの条件が変化すると考えられる。よって、泥岩と地下水の相互作用による泥岩の変質を考える場合、周辺地下水の酸化還元電位およびその変化を考慮する必要があると考えられる。さらに、微生物活動も酸化還元条件を決定する一つの要因であるので、岩盤中の微生物の存在や活動程度を把握することも必要であろう。

3.4 微生物活動

ここ 10 数年の間に、地下数 1000m にわたって微生物の存在が確認されており、その種類も豊富であることが分かってきている (村上ら、1999)。表 3.4-1 に地下深部において生息が予想されるバクテリアの種類と特徴および増殖 pH 範囲・増殖温度範囲を示す。

3.5 泥岩中の黄鉄鉱の存在と変化

3.5.1 泥岩中の硫黄含有量

堆積物中の硫黄含有量は堆積環境を推定する有効な指標と考えられており（高橋・八木、1930など）、分析技術の発達に伴って、硫黄含有量による堆積環境の評価手法が近年さかんに研究されている（Berner, 1970, 1984; Berner and Raiswell, 1984; Sampei et al., 1997; 亀井ほか、1999など）。一般に海成泥質堆積物の硫黄含有量は0.3%より多く、淡水泥質堆積物では0.3%未満であることから、硫黄含有量は海成・淡水堆積物の判定指標に用いられている（Keith and Degens, 1959）。

狛（1992）は、日本の第三系、第四系の堆積物における硫黄含有量を数多く分析している。彼によると、泥質堆積物の全硫黄含有量は0.0~7.95%、平均0.59%、砂質堆積物では0.0~3.61%、平均0.21%である（図3.5-1）。詳細にみると、炭層を挟む地層では硫黄含有量が低く、石油や天然ガス胚胎層で高い。また、堆積物中の珪藻群集と硫黄含有量の相関が良く、淡水生珪藻が卓越する堆積物では硫黄含有量が低く、海生珪藻が卓越するものは硫黄を多く含んでいることから、前述と同様に海成堆積物で硫黄が多く、陸成堆積物には少ないといえる。さらには、堆積物の粒度分布と硫黄含有量に相関があり、細粒ほど多く、粗粒になると少なくなることから、硫黄含有量は泥質堆積物で高く、砂質堆積物で低いと結論づけている。

3.5.2 泥岩への硫黄の濃集と固定

泥岩などの堆積物に含まれる硫黄分は、次のようなプロセスで堆積・続成過程の中で濃集され固定されると考えられている（図3.5-2）。

碎屑性の堆積物は水中で堆積するため、碎屑粒子の間隙に堆積場に存在する水が間隙水として取り込まれる。特に、海成堆積物の堆積作用過程では、海水（ SO_4^{2-} 濃度：2600~2700mg/l）が堆積物中の間隙水として取り込まれる。このような間隙水を含む堆積物中において、好気性バクテリアの活性化による酸素の不足あるいは有機物の分解による酸素の消費により、嫌気的環境に変化する。嫌気的環境下では硫酸還元バクテリアが増殖し、それによって式（3.11）のように堆積物の間隙中

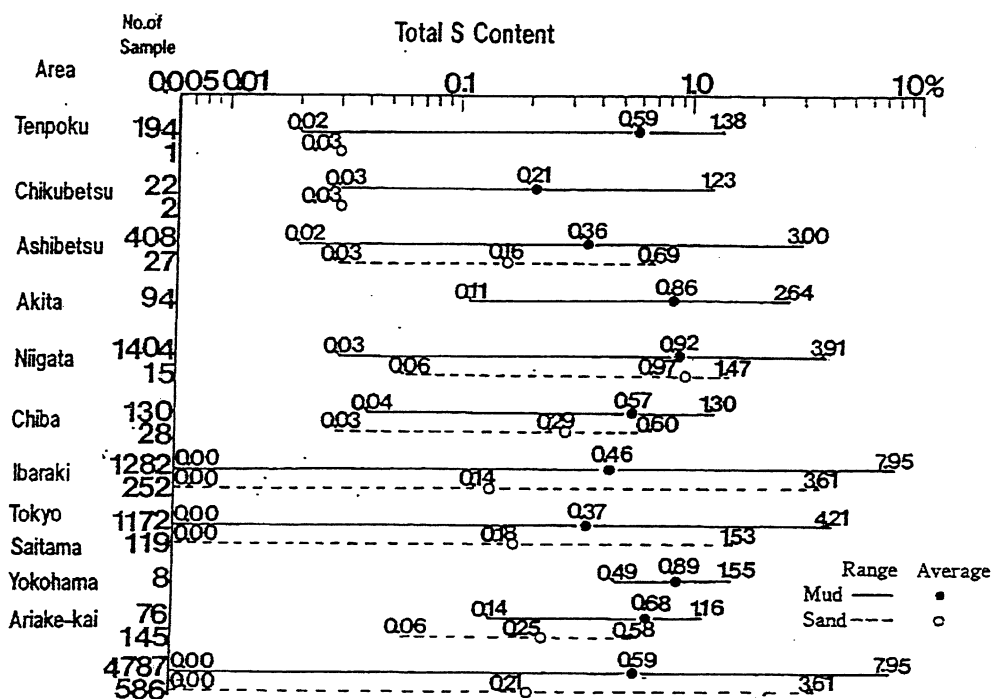


図 3.5-1 地域別堆積物中の全硫黄含有量（狛、1992）

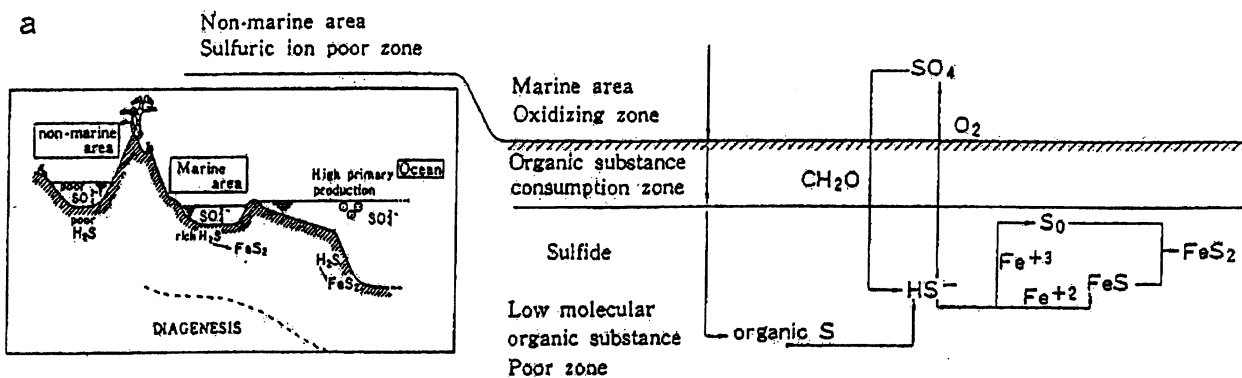
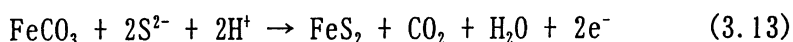
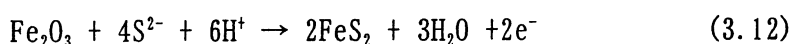


図 3.5-2 硫黄の堆積物への濃集機構 (狛, 1992)

の硫酸イオンが硫化水素に還元され、この硫化水素が堆積物中の赤鉄鉱 (Fe_2O_3)、菱鉄鉱 (FeCO_3) と式 (3.12) (3.13) のように反応して硫化鉄が生成すると考えられる。



このように生成される硫化鉄は、初期段階ではマッキーノ鉱やグリグ鉱のような準安定鉱物と推定され、続成作用の過程で磁硫鉄鉱や黄鉄鉱といった安定な鉱物に変化するものと考えられる (桜本, 1994)。

硫化水素、硫化鉄が増加すると、酸化還元電位の降下が助長され、生成された硫化鉄は低電位の維持に重要な役割を果たし、硫黄が硫化物として堆積物中に濃集するような汽水・海水域の堆積環境にある堆積物は、さらに全硫黄含有量が増加する。逆に、酸素の供給が有機物の分解による消費量以上の場合には、嫌気的環境から好気的環境に変化し、全硫黄含有量が減少することとなる (狛, 1992)。

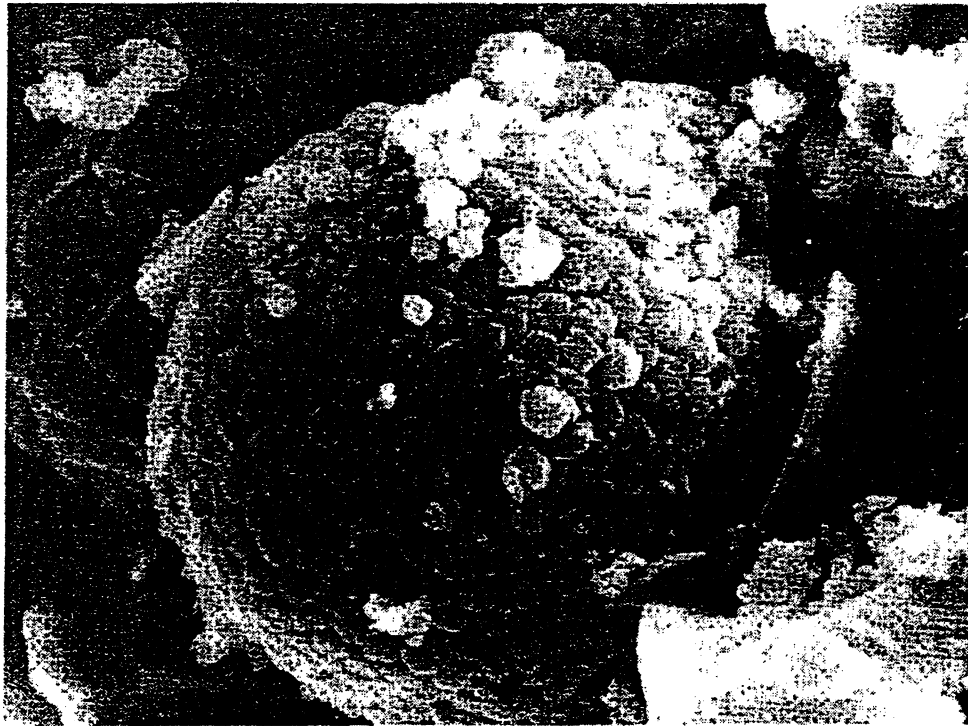
3.5.3 泥岩中の硫化鉄鉱の存在形態

上記のプロセスで泥岩中に固定された硫黄は、硫化鉄鉱として存在する。泥岩に含まれる硫化鉄鉱は、主に黄鉄鉱 (FeS_2) と考えられる。一般に、鉱化帯などで見られる黄鉄鉱は、立方体の自形を呈するものが多いが、泥岩に含まれる黄鉄鉱は初生的には木苺状 (フランボイダル) 黄鉄鉱である (図 3.5-3; 千木良, 1995)。黄鉄鉱と同質二形の白鉄鉱 (FeS) は、黄鉄鉱よりも反応性に富む鉱物であるが、その存在量は少ないと考えられている。

磁硫鉄鉱 ($\text{Fe}_7\text{S}_8 \sim \text{FeS}$) も、黄鉄鉱と同様に堆積過程の中で泥岩中に生成される可能性が考えられるが、その存在が確認される例は少ないようである。また、グリグ鉱 (Fe_3S_4) やマッキーノ鉱 (Fe_9S_8) は、前述したように堆積過程の初期段階に準安定鉱物として存在すると考えられている (桜本, 1994)。グリグ鉱は、湖成堆積物に主に含まれているという報告もある。

3.5.4 黄鉄鉱の酸化反応と酸性水の発生

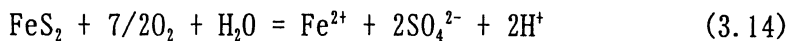
黄鉄鉱は、雨水や地下水などと接触することにより酸化され、以下のようなプロセスで硫酸を生成する (笹木, 1998)。



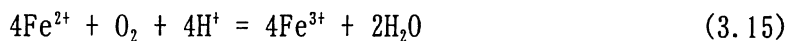
10 μ m

図 3.5-3 フランボイダル黄鉄鉱の電子顕微鏡写真 (千木良、1995)

①黄鉄鉱の酸素による酸化で硫酸イオンと第1鉄イオンの生成

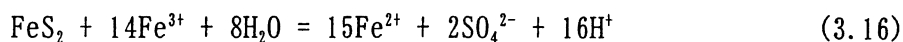


②第1鉄イオンの酸素酸化による第2鉄イオンの生成



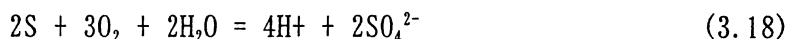
この反応が黄鉄鉱の酸化・分解過程の中で律速段階となる。この①および②の段階で、鉄酸化細菌が関与することにより、反応が促進される(Silverman, 1967)。

③第2鉄イオンと黄鉄鉱の反応による第1鉄イオンの再生



pHにより(3.16)式の反応と(3.17)式の反応の優位性が変化し、低pHでは(3.17)式が優勢に起こる。したがって、(3.15)式と(3.16)式あるいは(3.17)式の循環反応が起きる。

④元素硫黄の酸素酸化による硫酸イオンの生成



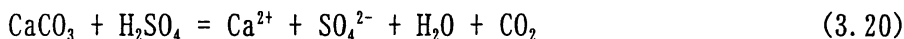
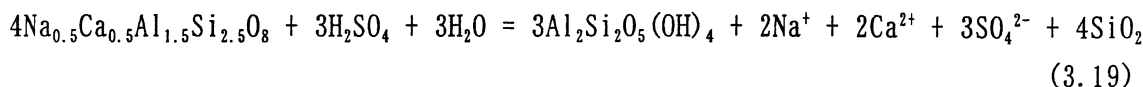
この反応は、鉄酸化細菌およびそれと同じ環境で共生する硫黄酸化細菌の作用により加速される(Buchanan and Gibbons, 1974)

いずれにしても、黄鉄鉱の酸化溶解により硫酸イオンや水素イオンが増大し、環境の硫酸酸性化が生じる。よって、黄鉄鉱を含む岩石と接触する水のpHは低下する。

3.5.5 海成泥質岩からの酸性水発生の可能性

以上に述べてきたように、海成の泥質岩は堆積時に海水中の硫酸イオンを取り込み、堆積・続成

作用の過程で主に黄鉄鉱の形で硫黄を岩石中に含有することとなる。そして、泥質岩中の黄鉄鉱は、風化作用などで水と接触することにより酸化・分化して、硫酸イオンを放出する。つまり、海成の泥質岩は、新鮮な状態から何らかの変質を蒙る過程で、周辺環境を硫酸酸性化させる可能性を有している。しかし、新鮮な泥質岩中に含まれる酸性化を緩衝する能力を有する鉱物（方解石や斜長石）が、次式のような反応で分解することにより、岩石と接する水の pH の低下を防止する。



よって、海成の泥質岩から酸性水が生じるか否かは、黄鉄鉱の酸化により生成される硫酸量と、方解石や斜長石の鉱物の分解に消費される硫酸量の関係による。新鮮な岩石では後者の硫酸量が前者よりも多くなる可能性が期待できるが、風化が進行し前述した溶解帯になると、緩衝能力を有する鉱物がすでに分解しており、黄鉄鉱の分解のみとなるため、岩石と接する水は pH が低下することが予想される。

3.6 黄鉄鉱の酸化による応用地質的問題の発生

以上に述べてきたことから、泥岩などに含まれている黄鉄鉱の風化にともなう酸化により、様々な応用地質学的な問題が生じている。ここでは、これまで報告されている黄鉄鉱の酸化が原因と考えられる応用地質学的諸問題について述べるとともに、深地層泥岩を工事対象とした際に予想される問題点について記述する。

3.6.1 酸性水の発生や砒素の溶出による環境問題

3.5.5 で述べたように、海成泥岩はそれに含まれる黄鉄鉱の酸化にともない周辺に存在する水（地下水など）を酸性化させ、結果的に酸性水を滲出させる可能性を有する。このような黄鉄鉱の酸化にともなう酸性水の発生問題として、以下の(1)、(2)に記す事例が報告されている。また、酸性化にかかわらず、砒素の溶出が問題となっている事例を(3)に述べる。

(1) 酸性水による周辺への影響

干拓地や造成地における水田などでは酸性硫酸塩土壌となることにより、水稻が枯死する現象が古くから知られている。たとえば、1968年に岩手県花泉町上油田地区において新第三系堆積岩からなる丘陵地に造成した水田では、黄鉄鉱の酸化によって生成した硫酸により強酸性となり、水稻が枯死したことが報告されている（佐々木・黒沢、1970）。

野坂ほか(2000)は、熱水変質を蒙り黄鉄鉱鉱染が認められる白亜紀流紋岩類の分布する箇所における大規模造成地の下流に位置する池の酸性化について検討している。この場合も、池水の酸性化の原因は、掘削面表層付近の黄鉄鉱の酸化によると推定されている。この造成地では問題発生後10年経過後も NaOH による中和処理がされており、地山内の黄鉄鉱の酸化が継続して生じていると考えられている。

(2) 酸性化によるアルミニウムの溶出

五十嵐・大山(1997)は、発電用貯水池における変色と酸性化について検討している。対象とした貯水池では、その中央底部を土捨場として地下発電所建設の際の掘削ずり（流紋岩主体）が埋め立てられている。この掘削ずりには粒状の黄鉄鉱が多く含まれており、彼らはこの黄鉄鉱の酸化にともない貯留水が酸性化し、酸性貯留水が岩盤などから Al を溶出させて貯留水が変色したことを示

した。

(3) 砒素の溶出

大阪府高槻市や福岡県筑後平野などでは地下水の砒素汚染が問題となっており、地下水に溶出した砒素の起源は人工的な原因ではなく、周辺の地質を起源とすると考えられている。大阪府高槻市の場合は、山地部では周辺に分布する金属鉱床に関連すると推定されているが、平野部では大阪層群中の高濃度の砒素を含有する海生粘土層（平均 148mg/kg；殿界ほか、1994）に由来すると考えられる（殿界・三田村、1996）。

筑後平野では、深度 30m 以深に分布する第四紀川副層に胚胎する地下水の砒素含有量が高く、川副層の堆積物中の砒素濃度は 0.8~33mg/kg で、大阪層群よりも明らかに低い。砒素含有量の高い地下水は、停滞性の炭酸ナトリウム型の水質を有し、中性~弱アルカリ性を示し、酸化還元電位が 0V 以下で還元性である（島田、1996）。この筑後平野の例は、一般的な泥質堆積物にも微量の砒素が含まれており、条件によってはその微量の砒素が地下水に溶出すること、砒素の溶出機構は黄鉄鉱の酸性化とは異なった機構であることを示している。

3.6.2 硫酸塩鉱物の晶出にともなう構造物の変状

堆積性軟岩の露頭表面やボーリングコア表面に、白色や黄色の析出物がみられることが多くある。これらの析出物の大部分は、石膏やジャロサイトなどの硫酸塩鉱物である。これらの硫酸塩鉱物の析出に必要な硫酸イオンは、岩石中に含まれる黄鉄鉱の酸化によって供給されると考えられる。このような硫酸塩鉱物が岩盤表面へ析出することにより、岩盤の剥離や劣化が生じ、岩盤内部に析出すると岩盤を膨張させ、構造物の変状などの問題が発生する。

関・酒井(1987)、関ほか(1987)は、凝灰岩質砂岩などの岩石の彫刻された石仏表面に硫酸塩鉱物が析出し、それが剥離することを繰り返すことにより石仏表面の岩石も次第に剥離することを示した。また、堆積性軟岩に掘削されたトンネル坑壁には、掘削後数ヶ月内に硫酸塩鉱物が析出することがあり、これらの析出鉱物も析出と剥離を繰り返すと考えられる（千木良、1992）。

1970年代からカナダ、アメリカ、イギリスなどで、泥岩や頁岩などの堆積岩の地盤に建設された建物が盤膨れによる被害を受けることが報告されている。日本においても、宮崎層群の泥岩や砂岩分布域における束石コンクリートの崩壊（小林、1981；高谷、1983）、いわき市周辺の下部中新統湯長谷層群の泥岩、砂岩分布域の宅地造成地における盤膨れによる被害（大山ほか、1998）などが報告されている。これらの現象も堆積岩に含まれる黄鉄鉱の酸化にともなう硫酸塩鉱物の析出によるものと考えられている。

3.6.3 地下深部泥岩の工事において発生が予想される問題

以上に述べてきたことから、地下深部に分布する泥岩を工事の対象として掘削した場合には、次のような化学的な泥岩の変化に起因する応用地質的問題が生じると予想される。

(1) 掘削坑内に湧出する地下水の酸性化

還元的環境下にある地下深部の海成泥岩は、堆積・続成過程に生成した黄鉄鉱を初生的には多量に含む。また、当然地下水も相当量存在することが予想される。泥岩の透水性が低いために、この地下水には接触する泥岩から各種元素が溶出すると考えられるが、還元環境下であることや地下深部の地下水には溶存酸素が少ないと考えられることから、泥岩中の黄鉄鉱の酸化・溶解は進行せず、その大部分が残存していると考えられる。

地下深部泥岩を掘削すると、結果的に還元環境へ酸素を供給することになり、掘削岩盤周辺は酸

化環境へ変化し、地下水にも酸素が供給されることとなる。酸素を含む地下水と黄鉄鉱を含む泥岩が接触すると、これまで述べてきたことから泥岩中の黄鉄鉱が容易に酸化・分解し、周辺の地下水が硫酸酸性化することが予想される。よって、坑内に湧出する地下水が酸性化していることが考えられる。この酸性化地下水が常時湧出するかは、周辺から坑内への地下水の流動速度と、黄鉄鉱の酸化・分解速度の相対的な関係によると想定されるが、その関係は現状では明らかではない。しかし、硫黄酸化細菌や鉄酸化細菌の存在により、黄鉄鉱の酸化・分解速度がかなり早くなることから、これらの細菌が存在する環境では、酸性化地下水の湧出の可能性が高いと思われる。

このような酸性化した地下水が湧出すると、覆工の部材であるコンクリートの急速な中性化による劣化、鉄筋の腐食、坑内排水による周辺環境の酸性化、などの影響が考えられる。

(2) 地下空洞坑壁の盤膨れ

一般的に、泥岩は強度が低い場合が多く、トンネルなどでは土被り圧により、泥岩が塑性変形し、変状が発生することが知られている。その他に、前述したように黄鉄鉱の酸化に伴う硫酸塩鉱物の析出による岩盤の膨張が予想される。硫酸塩鉱物の析出には、硫酸酸性溶液の供給とともに水分の蒸発が必要であるが（千木良、1992）、トンネルなどの地下空間では容易に水分の蒸発も行われると考えられる。

硫酸塩鉱物の析出による岩盤の膨張量は、岩盤の塑性変形による膨張量よりも小さいと考えられる。しかし、掘削後の計測により岩盤の塑性変形が収束したと判断して覆工を打設した後に岩盤内で硫酸塩鉱物が析出した場合、岩盤から覆工に硫酸塩鉱物の析出による結晶圧が作用する。例えば、石膏の析出時の結晶圧は、晶出実験では 20kPa、盤膨れを起こした地盤の上載圧からは 70kPa 程度、理論式からは 90kPa の値が求められており、この膨張圧を考慮した覆工の設計が必要となると考えられる。

また、覆工打設前に岩盤に硫酸塩鉱物が析出した場合には、前述のように坑壁の剥離が考えられる。坑壁が剥離すると、岩盤のより内部の黄鉄鉱が酸化・分解し、硫酸を供給することになり、新たな剥離面で硫酸塩鉱物が析出する。このような硫酸塩鉱物の析出と岩盤の剥離が繰り返される可能性がある。また、硫酸塩鉱物が析出して岩盤の剥離が生じない場合には、岩盤表面に皮膜が生じたことになり、岩盤のより内部への酸化が抑止されるという考え方もある（大山ほか、1996）。

(3) 掘削残土処分場からの酸性水の滲出

応用地質的な問題として、最も発生の可能性が高いと考えられるのが、掘削残土からの酸性水の滲出である。トンネルなどの地下空間を掘削する場合には、掘削箇所周辺に土捨場を設置し、そこに掘削残土を埋めたてるのが一般的である。通常土捨場では、周辺から地下水が供給され、また降雨が浸透し、土捨場の埋立土を浸透した水は排水パイプなどから周辺環境へ放出される。

地下深部泥岩を掘削対象とした場合には、還元環境下にあった泥岩を酸化環境である地表の土捨場に埋めたてることになる。通常土捨場では上述のように、地下水や雨水が供給される状態であり、土捨場への埋め立ての際には、転圧はするものの自然状態に比べて明らかに空隙が大きく、地下水などが浸透しやすい状態となっている。このような環境下に地下深部の海成泥岩を露出させた場合には、これまでに記述してきたことから明らかに含有される黄鉄鉱が酸化・分解し、泥岩に接触する水が酸性化することが予想される。つまり、土捨場から周辺環境に酸性水が滲出することになると考えられる。また、前述したように、黄鉄鉱の酸化とは異なった機構で泥岩から砒素が溶出することが考えられるため、土捨場からの砒素の浸出も懸念される。

また、高レベル放射性廃棄物処分場の場合には、上記の掘削土を廃棄物処分後の埋め戻しに再利用することも考えられる。上述のような土捨場に仮置きされた泥岩の掘削残土は、酸性水を発生させない場合でも、風化が進行して千木良（1988）の溶解帯に相当する泥岩になっていることが予想される。この場合、酸性化の緩衝物質となる方解石などがすでに分化しており、埋め戻し後に何らかの形で水などに接触すると、黄鉄鉱がすばやく反応、溶解し、酸性水を発生させる可能性がある。この場合、埋設された高レベル放射性廃棄物を密封しているオーバーパックや緩衝材を劣化させることが懸念される。

参考文献

- Berner, R. A. (1970) : Sedimentary pyrite formation, *Am. J. Sci.*, Vol.268, 1-23.
- Berner, R. A. (1984) : Sedimentary pyrite formation: An update, *Geochim. Cosmochim. Acta*, Vol.48, 605-615.
- Berner, R. A. and Raiswell, R. (1984) : C/S method for distinguishing freshwater from marine sedimentary rocks, *Geology*, Vol.12, 365-368.
- Buchanan, R. E. and Gibbons, N. E. (eds.) (1974) : *Bergey's Manual of Determinative Bacteriology*, 8th Edition Baltimore, Williams & Wilkins Company, 458-461.
- 千木良雅弘 (1988) : 泥岩の化学的風化—新潟県更新統灰爪層の例—, *地質学雑誌*, Vol.94, 419-431.
- 千木良雅弘 (1992) : 建設工事における風化・変質作用の取り扱い方 4. 軟岩の風化作用, 土と基礎, Vol.40, No.8, 71-79.
- 千木良雅弘 (1995) : 風化と崩壊—第3世代の応用地質—, 近未来社.
- 土木学会編 (1991) : 軟岩の調査・試験の指針 (案), 77-84.
- 土壤微生物研究会編 (1992) : 新編土壤微生物実験法, 株式会社養賢堂.
- 半谷高久・小倉紀雄 (2000) : 水質調査法, 丸善株式会.
- 堀利栄・樋口靖・藤木徹 (2000) : 付加体層状チャート—化学組成からのアプローチ—, *地質学論集*, No.55, 43-59.
- 五十嵐敏文・大山隆弘 (1997) : 黄鉄鉱の酸化に伴う貯水池水質の酸性化とアルミニウムの溶出, *応用地質*, Vol.38, 244-251.
- 一國雅巳・小倉紀雄 (1992) : 化学総説, 陸水の化学, 日本化学会編, 学会出版センター, No.14.
- 今野弘 (1988) : 岩石・鉱物の化学分析, 今野弘先生退官記念会.
- 石田良二・新藤健一 (1994) : スメクタイトを含む軟岩の劣化防止に関する研究, *応用地質*, 第35巻, 第5号, 1-14.
- Iwatsuki, T., Sato, K., Seo, T. and Hama, K. (1995) : Hydrogeochemical investigation of groundwater in the Tono area, Japan, *Proc. Mat. Res. Soc. Symp.*, 23-27 Oct. 1994, Kyoto, Japan, 353, 1251-1257.
- 亀井健史・神田貢・石原廣和 (1991) : 出雲平野における完新世堆積物の堆積環境に関する学祭的評価, *応用地質*, Vol.40, 86-98.
- Keith, M. L. and Degens, E. T. (1959) : Geochemical indicators of marine and fresh-water sediments, *Research in Geochemistry*, In P. H. Abelson (ed.), John Wiley & Sons, Inc. New-York,

38-61.

- 木方建造・大山隆弘・馬原保典(1999): 圧密型岩石抽水装置の製作と深部堆積岩への適用, 応用地質, 第40巻, 第5号, 260-266.
- 木村進一・鹿園直建(1998): 男鹿半島、硬質頁岩の化学組成—中期中新世日本海海洋環境変動—, 日本地質学会第105年学術大会(松本)要旨集, 87.
- 木村進一・鹿園直建・野原昌人・岩井修平(1999): 化学的風化に伴う微量・希土類片粗の挙動—男鹿半島, 女川堆積岩の例—, 応用地質, 第40巻, 第5号, 281-294.
- 小林嵩(1981): 日向平野に分布する新第三紀地層(宮崎層群)の土壌の特性と束石の崩壊について, 南九州大学園芸学部研究報告, Vol.12, 41-50.
- 粕武(1992): 堆積岩の化学組成による堆積環境の研究—特に硫黄含有量による識別—, 地質調査書月報, Vol.43, 473-548.
- 小宮康明・新城俊也(1991): 乾湿風化に伴う泥岩の力学特性の変化, 切土のり面及び斜面の風化と安定に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, 31-36.
- McLenna, S., Hemming, S., MacDaiel, D.K. and Hanson, G.N., 1993, Geochemical approach to sedimentation, provenance and tectonics. Geol. Soc. Am. Spec. Paper, no.284, 21-40.
- 道前香緒里・石賀裕明(2000): 堆積岩の希土類元素, Th, Sc 組成からみた中・古生代地帯の後背地, 地質学論集, No.57, 43-52.
- 水谷伸治郎・斎藤靖二・勘米良亀齡(1987): 日本の堆積岩, 岩波書店.
- 武蔵野実(1993): 中・古生代の遠洋性堆積物に見るイベント, 月刊地球号外, No.8, 46-52.
- 村上由記・岩月輝希・長沼毅(1999): 深部地質環境における微生物群集—東濃地域を例として—, 原子力バックエンド研究, Vol.5, No.2, pp.55-66.
- 野坂ほか(2000): 建設分野における環境地質的課題—事例報告—, 日本応用地質学会平成12年度研究発表会講演論文集, 305-308.
- 岡林信行・浦鉄夫・安宅之夫・田中久人(1989): 盤膨れ現象を伴うトンネルのインバートの設計と施工について, 第21回岩盤力学に関するシンポジウム, 371-375.
- 大山隆弘・千木良雅弘・大村直也・佐々木和博・長岡亨(1996): 素掘りトンネル坑壁の泥岩の風化速度と微生物の影響, 日本地質学会第103年学術大会講演要旨, 342.
- 大山隆弘・千木良雅弘・大村直也・渡部良朋(1998): 泥岩の化学的風化による住宅基礎の盤膨れ, 応用地質, Vol.39, 261-272.
- Plank, T and Langmuir, C.H. (1998): The chemical composition of subducting sediment and its consequences for the crust and mantle, Chem. Geol., 145, 325-394.
- 桜本勇治(1994): 海成泥質岩が酸性水を発生させる可能性について, 地下水技術, Vol.36, 29-33.
- Sampei, Y., Natsumoto, E., Kamei, T. and Tokuoka, T. (1997): Sulfur and organic carbon relationship in sediments from coastal brackish lakes in Shimane peninsula district, southwest Japan, Geochemical Journal, Vol. 31, 245-262.
- 笹木圭子(1998): 黄鉄鉱の常温酸化溶解に関する実験地球化学的研究, 鉱物学雑誌, Vol.27, pp.93-103.
- 佐々木信夫・黒沢順平(1970): 土肥講要II, Vol.17, 26.
- 関陽太郎・酒井均(1987): 千葉県館山市船形磨崖仏十一面観音像の劣化と水・岩石相互作用, 岩

鉍, Vol. 82, 230-238.

関陽太郎・平野富雄・渡辺邦夫 (1987) : 福島県小高町葉師堂石仏群の劣化と水・岩石相互作用, 岩鉍, Vol. 82, 269-279.

庄司力偉 (1971) : 堆積岩石学, 朝倉書店.

Silverman, M. P. (1967) : Mechanism of bacterial pyrite oxidation, J. Bacteriol., Vol. 94, 1046-1051.

島田允堯 (1996) : 砒素含有地下水の地質環境—福岡県南地域の例, 地質汚染シンポジウム 砒素をはじめとした有害自然地質—自然地質の有害性と無害性をかたる—, 日本地質学会環境地質研究委員会, (社)日本工業技術振興協会, 36-43.

島崎英彦・新藤静夫・吉田鎮夫 (1995) : 放射性廃棄物と地質科学—地層処分の現状と課題—, 東京大学出版会.

Stumm, W and Morgan, J. J. K. (1996) : Aquatic Chemistry, John Wiley and Sons, Inc., 1022p.

高橋純一・八木次男 (1930) : 増幌及び石狩黒色頁岩の化学成分, 岩鉍, 225-227.

高谷精二 (1983) : 束石崩壊の発生した地域にみられる塩類集積現象について, 土と基礎, Vol. 31, No. 1, 101-104.

Taylor, S. R. and McLennan, S. M. (1985) : The continental crust : its composition and evolution., Blackwell, Oxford.

殿界和夫・三田村宗樹 (1996) : 大阪府北部における湧水・地下水中の砒素とその地質的背景, 地質汚染シンポジウム 砒素をはじめとした有害自然地質—自然地質の有害性と無害性をかたる—, 日本地質学会環境地質研究委員会, (社)日本工業技術振興協会, 28-35.

殿界和夫・鶴巻道二・三田村宗樹・加藤紀代子 (1994) : 地下水・土壌汚染とその防止対策に関する研究集会第3回講演集, 1-6.

渡部芳夫・片山肇・今井登 (1995) : 化学組成からみた海成泥質堆積物の起源判別; 富山湾表層泥質堆積物の例, 地質学雑誌, 第101巻, 第8号, 633-647.

山崎静子・道前香緒里・石賀裕明 (2000) : 日本海東縁の諸地域における古第三紀および新第三紀堆積岩の希土類元素解析, 地質学論集, No. 57, 145-154.

山本正伸 (1999) : 秋田県矢島地域新第三系堆積岩の各種結合態バイオマーカーの組成とその起源, 地質調査所月報, 第50巻, 第5/6号, 329-259.

山本綱志 (1991) : 珪質堆積岩の主要・微量元素ならびにその堆積環境, 地球化学, 25, 17-26.

吉村尚久 (2001) : 粘土鉍物と変質作用, 地学団体研究会.

4. 物理・力学特性

物理特性、力学特性および地圧の地盤調査方法として、「原位置」で調査する方法とサンプリングしたコアを用いて「室内」で実施する方法がある。物理特性の調査に関しては、主に土質地盤を対象として「室内」で実施する方法が確立され、石油などの資源探査を目的として「原位置」（ボーリング孔）で行う方法（物理検層）が発達してきた。力学特性の調査に関しては、地盤を連続体として取り扱う「室内」試験を主とした調査法が不攪乱試料のサンプリングが可能な土質地盤で実施されている。これに対して、不攪乱試料のサンプリングが困難な地盤あるいは不連続性岩盤などでは「原位置」試験を主とした調査法が実施されている。また、地圧の測定については、各種の方法があるものの、実績があるのは「原位置」で測定する方法で、「室内」で測定する方法は未だ研究開発段階と言える。このように、「原位置」と「室内」のどちらを選択するかについては、調査目的、対象などによって異なり、場合によっては「原位置」と「室内」の両者を組み合わせて調査を実施する必要もある。

地下深部地盤を調査する場合、（トンネルなどのように）試掘坑の掘削を行わないことが多く、また行ったとしても調査の後半に（最終的な確認のために）実施されることが予想される。したがって、地下深部地盤の調査では、「原位置」の調査・試験法はボーリング孔を用いて地上から行う方法が基本となり、ボーリングコアを用いた「室内」の調査・試験結果も重要な情報となってくる。しかしながら、対象地盤が軟岩の場合、孔壁の安定のため、ボーリングはケーシングを追従する必要が生じて、場合によっては、ボーリング孔を用いる「原位置」試験の大きな制約となる。また、ボーリングコアは、機械的な攪乱と応力解放に代表される環境条件の変化によって、乱される可能性が高くなる。

このように、深地層の軟岩の調査では、試験条件の制約やコアの乱れなどの問題が存在し、既往の調査・試験方法を組み合わせるだけではなく、場合によっては既往の方法の改良や新たな方法の開発の必要性も生じるものと思われる。本章では、物理特性、力学特性および地圧の調査・試験方法について、まず既往の方法を「原位置」と「室内」に分類してまとめた。次に、試掘坑を掘削せず地上からのボーリングのみで調査を行うという観点から、深地層の軟岩を対象とした場合の現状と課題を整理してみた。

4.1 既往の調査・試験法

原位置で行う調査・試験を表 4.1-1 に、室内で行う調査・試験を表 4.1-2 に示す。両表中には、得られる特性（物理、強度、変形、地圧）の種別と対応深度、対応岩種等が示されている。以下に、表中の調査・試験の概略を示す。

4.1.1 原位置・調査試験法

(1) 物理検層

物理検層は、ボーリング孔を利用して弾性波や電気、放射能などの物理現象を仲介して間接的に地盤の中の物理的性質と状態を調査する方法である。詳細については、例えば、土質工学会（1989）、関東地質調査業協会（1995）、物理探査学会（1998）などに記載されているので、ここでは、各検層の目的と方法について簡潔に紹介する。物理検層の軟岩への適用については、実績も多く、ボーリング孔の状態に対する問題を除くと、適用可能である。

表 4.1-1 物理・力学・地圧の試験法（原位置）

種別	試験項目	得られる特性					対応深度	対応岩種	深地層 (500m)	軟岩	備考
		物理	強度	変形	地圧	その他					
物理試験	キャリパー試験	A				孔隙	装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	孔内試験は、装置、電源の耐圧をクリアすれば、対応深度はさらに広がる
	PS試験	A		B			装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	ガスベンションPS試験	A		B			装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	電気試験(2極法)	A				地質状況、岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	電気試験(3極法)	A				地質状況、岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	電気試験(マイクロ法)	A				地質状況、岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	SP試験	A				地質状況、岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	インダクション試験	A				地質状況、岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	音波試験	A		B			装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	反射試験	A		B			装置の耐圧による	土～硬岩	◎	○	
	密度試験(γ-γ試験)	A					装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
	水分試験(中性子試験)	A					装置の耐圧による	土～硬岩	◎	◎	
孔内水平載荷	等圧分布載荷法			A		岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	△	◎	
	等変位載荷法			A		岩盤区分	装置の耐圧による	土～硬岩	△	◎	
岩盤試験	岩盤せん断試験		A				地表	軟岩～硬岩	△	◎	
	平板載荷試験			A			地表	軟岩～硬岩	△	◎	ボーリング孔底で実施可能
地圧測定	応力解放法										
	・埋設法				A	3次元	30m以浅	軟岩～硬岩	△	◎	
	・孔径変化法				A	3次元	100m以上	軟岩～硬岩	◎	◎	さらに深部への適用可能性あり
	・平面孔底法				A	3次元	30m以浅	軟岩～硬岩		◎	
	・球面孔底法				A	3次元	30m以浅	軟岩～硬岩		◎	
	・円錐孔底ひずみ法				A	3次元	30m以浅	軟岩～硬岩		◎	
	水圧破砕法				A	2次元	1,000m以上	軟岩～硬岩	◎	◎	深度4,600mが最深度
スリープフラクチャリング			A	A	2次元	500m以浅	軟岩～硬岩	◎	◎	さらに深部への適用可能性あり	

表 4.1-2 物理・力学・地圧の試験法（室内）

種別	試験項目	得られる特性					対応深度	対応岩種	深地層 (500m)	軟岩	備考
		物理	強度	変形	地圧	その他					
物理試験	土粒子の密度試験	A					○	土～軟岩	◎	◎	軟岩は試料調整に注意する。
	含水比試験	A					○	土～硬岩	◎	◎	目的に応じた精度の電子天秤を用意する。
	土の粒度試験	A					○	土～軟岩	◎	◎	軟岩は試料調整に注意する。
	土の液性限界・塑性限界試験	A					○	土～軟岩	◎	◎	軟岩は試料調整に注意する。
	密度試験	A					○	土～硬岩	◎	◎	目的に応じた精度の電子天秤を用意する。
	超音波速度測定	A		B			○	軟岩～硬岩	◎	◎	種により三軸超音波が必要。
力学試験	せん断試験										
	・一軸圧縮試験		A	A			○	土～硬岩	◎	◎	
	・三軸圧縮試験		A	A			○	土～硬岩	◎	◎	
	圧密試験			A			○	土～軟岩	◎	○	
	圧裂引張試験		A				○	硬岩～硬岩	◎	◎	試験装置の能力により深地層に対応。
	点載荷試験		B				○	軟岩～硬岩	◎	◎	試験装置の能力により深地層に対応。
地圧測定	針貫入試験		B				○	土～軟岩	◎	◎	地層に対応。公示、制定中
	AE法				B		○	軟岩～硬岩	◎	◎	サンプリング後の経過時間の影響を受ける。
	DRA法				B		○	軟岩～硬岩	◎	◎	サンプリング後の経過時間の影響を受ける。
	DSCA法				B		○	軟岩～硬岩	◎	◎	サンプリング後の経過時間の影響を受ける。
	ASR法				B		○	軟岩～硬岩	◎	◎	サンプリング後の経過時間の影響を受ける。

※)室内試験の場合、深度に対しては適切なサンプリングが実施できれば対応可能。

注) 得られる特性の凡例

A: 直接求められる B: 間接的に(あるいは解析的に)求められる

深地層, 軟岩の凡例

◎現状の方法で適用可能, ○現状の方法で準用可能, △現状の方法では適用は困難

a) キャリパー検層

本試験は、ボーリングの孔径を深度方向に連続して測定する方法である。基本的には、ゾンデに取り付けられたアームの変位から、差動トランスなどにより孔径を計測する。他の検層結果の補正（密度検層など）、測定位置の決定（透水試験など）および仕上げ孔井のセメント量の算出を行うとともに、地層の対比および地層傾斜等の推定に利用する。

b) P S 検層

本試験は、ボーリング孔を利用して地盤におけるP波とS波と呼ばれる2種類の弾性波を求める方法である。本試験は、起振点・受振点の配置パターンの違いから、ダウンホール法、アップホール法、クロスホール法、サスペンションP S 検層といった分類がなされることがある。

国内では、ダウンホール法が最も多く利用されており、地表において重錘落下や板を叩く等の方法で弾性波を発生させ、孔内の地震計で波形を読み取り、それらから得られる走時曲線をもとに弾性波速度を計算する方法である。得られた弾性波速度は、各種の岩盤分類の重要な指標となり、他の力学物性値（静的変形特性等）の推定にも用いられる。また、地震時の解析では、地盤モデル作成や地盤定数の設定に利用される。

サスペンションP S 検層は、震源と受振器が一体となったゾンデを孔内に挿入し、孔内で起振して受振する方法である。詳細な弾性波速度分布が得られるので、近年利用されることが多くなっている。

c) 電気検層（2極法）

電気検層は、ボーリング孔内の孔壁周辺における地層の電気比抵抗を測定する方法である。そのうち2極は、ノルマル法とも呼ばれ、図4.1-1(a)に示すように電極A-B間に一定の電流を流し、電極M-N間に生じる電位差を測定することによって、比抵抗を求める方法である。測定から得られた比抵抗は、地層の厚さ・連続性・地層対比・帯水層の検出・難透水層の判定に利用される。

d) 電気検層（3極法）

3極法は、ラテラル法とも呼ばれ、図4.1-1(b)に示すように孔内に電流1極、電圧2極の合計3極をボーリング孔内に挿入して測定する方法である。この方法は、地層に流す電流に指向性をもたせ、地中深く水平方向に流し込む方法で、比抵抗の低い泥水（例えば海水を多く含む泥水）が存在するボーリング孔で測定するのに有効である。また、電極間隔より薄い層圧の地層でも検出できるので、薄層検出に向いているが、測定した比抵抗値への泥水比抵抗の影響が2極法より大きく、地層の真の比抵抗の評価には向いていない。

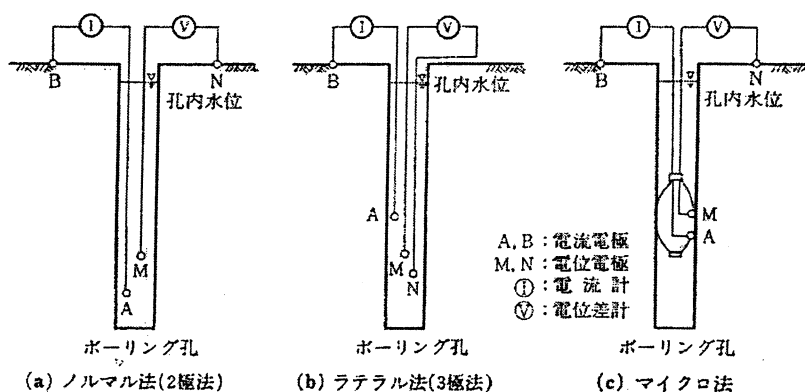


図 4.1-1 電気検層の電極配置（土質工学会，1989）

e) 電気検層（マイクロ法）

マイクロ法は、2極法と同様の電極配置であるが、孔内の電極配置を2.5~5.0cmと短くし、電極をゴム製パッドに埋め込み、これを孔壁に圧着して測定する方法である（図4.1-1(c)）。マイクロ法は、薄層の検出、地層境界の推定に適しているが、泥壁の影響に関する補正を必要とする場合がある。

f) SP検層（自然電位検層）

ボーリング孔内の孔壁周辺における地層の自然電位を測定する方法で、他の電気検層と同時に測定できる。SP検層の電極配置を図4.1-2に示す。自然電位はボーリング孔内において泥水が浸透性の大きい地盤内に侵入したときに、地層境界面において電気化学的に発生する起電力によって生ずるものである。

g) インダクション検層

インダクション検層は、電磁誘導を利用したものである。ゾンデは、一組の発信コイルと受信コイルから構成され、発信コイルに交流磁場を発生させると、導電体中に渦電流が誘導されて発生する。この渦電流の大きさは導電体（この場合地層）の比抵抗に反比例の関係にあるので、渦電流がつくる二次磁場を受信コイルで測定すれば、地層の比抵抗が求められる。この比抵抗値は非侵入域の抵抗値、すなわち真の比抵抗値である。

h) 音波検層

音波検層は、ボーリング孔を利用してボーリング孔近傍地盤の一定区間を音波が伝播する時間を測定し、伝播速度を算出する方法である。比較的均質な地盤で測定を行った場合には、S波等の伝播速度や弾性波の減衰特性を把握することもできる。PS検層に比べて測定区間が短く、使用する波動の周波数が高い等の違いがあり、PS検層では完全に把握できないような微細な地盤構造の変化、岩盤中のクラックの発達状態などの調査に用いられることが多い。

本検層は、原理的に水の速度より遅い弾性波速度を有する地盤には適用できない。したがって、不飽和の軟岩には、適用できない場合がある。

i) 反射検層

反射検層は、発振器から放出された超音波が孔内水を媒介としてボーリング孔壁で反射する現象を利用し、岩石の硬軟の程度や割れ目の頻度および大きさ、孔壁の状況（湧水箇所等の推定等）測定するものである。

反射検層の土木分野における地盤調査波の適用は次第に少なくなっており、最近では反射検層と同様の測定原理・方法に基づく「ボアホールテレビューアー」による孔壁面観察や電磁波を利用した岩盤の節理調査が多く見られる。

j) 密度検層（ γ - γ 検層）

密度検層は、孔内に γ 線源と γ 線検出器を降ろし、線源が発する γ 線が地層中を通過する際に、その密度に応じて減衰する散乱 γ 線を検出することによって、見掛け密度（単位体積重量）を把握する方法である。

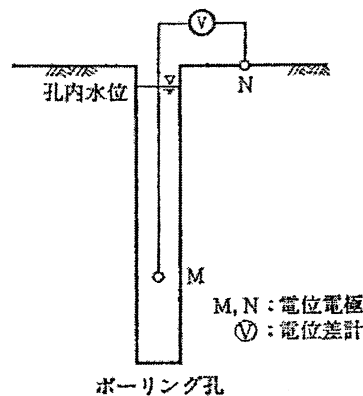


図4.1-2 SP検層の電極配置
(土質工学会, 1989)

k) 水分検層（中性子検層）

水分検層は、ゾンデ内に入れた中性子線源から地層に高速中性子を地層に放射して地層を構成している物質の原子核と反応させ、その反応過程で形成される熱中性子の強度を連続して測定する方法で、地層の孔隙に関する評価に用いられる。高速中性子を地層に放射する中性子は地層中の水素原子とほとんど同一の質量をもっているため、弾性衝突となって高速中性子は急速に減速され、熱中性子となって水素原子に捕獲される。この減速される割合は地層中の水素原子の量（水素濃度）に大きく左右される。水素濃度は孔隙内の流体（水）の量に関係するので、孔隙率および水分量を求めることができる。

(2) 孔内载荷試験

孔内载荷試験は、一般には地盤の変形係数を求める目的で行われるが、岩盤分類の指標を得るために行われることもある。また、地盤の弾性係数や降伏値を求めたり、空洞周辺のゆるみ領域の推定等の目的で行われこともある。詳細については、例えば、土木学会（2000）に記載されている。

a) 等圧分布载荷法

試験孔内にゴムチューブ性のプローブを挿入し、液体や気体によって試験孔孔壁に荷重をかけるものである（図 4.1-3）。この方法の特徴としては、試験孔孔壁に対して一様に等しい荷重がかけられるため応力分布が軸対象となり、理論的な取扱いが容易なことである。ただし、不均質地盤や異方性地盤の場合でも得られる変形係数等は試験箇所孔壁全周の平均値となる。等圧分布载荷法による機種としては、プレッシャーメーターやエラストメーター等がある。

b) 等変位载荷法

長方形の剛体载荷板を装填したプローブを試験坑内に挿入し、油圧ジャッキで载荷板を介して孔壁に荷重をかけるものである（図 4.1-4）。この方法は試験時の地盤内の応力分布が複雑であるが、等圧分布载荷法に比べ大きな荷重がかけられる長所がある。なお、不均質地盤や異方性地盤の場合には载荷方向により試験値が異なることがあるので、载荷方向を明確にする必要がある。等変位载荷法による機種としてはKKTやグッドマンジャッキ等がある。

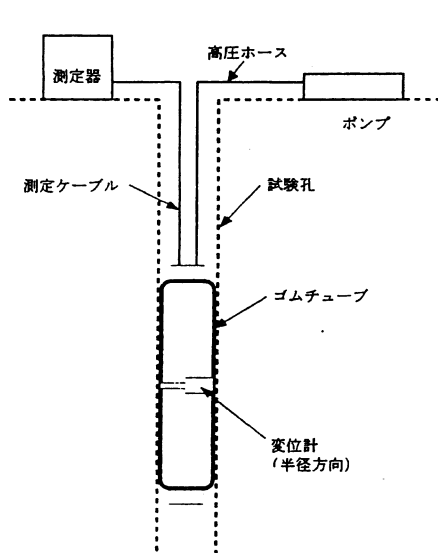


図 4.1-3 等分布载荷方式による装置の概要
（土木学会，2000）

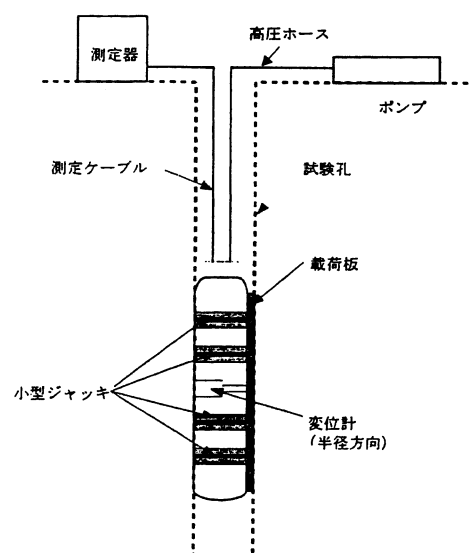


図 4.1-4 等変位载荷方式による装置の概要
（土木学会，2000）

(3) 岩盤試験

岩盤試験は、原位置岩盤の力学的性質、特に変形および強度特性を定量的に把握することを目的として実施される。詳細については、土木学会（2000）に記載されている。

a) 岩盤せん断試験

岩盤せん断試験は、原位置において岩盤のせん断特性を求める方法である。岩盤の試験方法には、ブロックせん断試験、ロックせん断試験、原位置三軸試験などがある。ブロックせん断試験法は、当初、岩盤とコンクリートブロックとの境界部の摩擦抵抗力を求めるために実施されたものであるが、両者の境界直下付近の岩盤中でせん断することが多いので、手軽な岩盤のせん断試験方法として用いられるようになったものである。ロックせん断試験は、確実に岩盤中をせん断するために開発され、岩盤条件や試験目的に応じて実施されている。

b) 岩盤の平板載荷試験

岩盤の平板載荷試験は、岩盤の変形特性を原位置で求める方法である。岩盤は、亀裂などの不連続面を含み本質的には非均質で異方性を有するが、変形特性を求める場合は、岩盤を均質、当方な連続体と仮定して、半無限弾性体における力と変位の関係から、測定された荷重と変位を用いて変形特性を求める。また、クリープなどの非弾性挙動の性質や支持力特性を、測定された荷重、変位および時間から求める場合もある。

平板載荷による変形試験法は、載荷方法によって円形剛板の平板による等変位載荷法とダイヤフラムを用いた等分布載荷法に分類できる。しかし、近年国内ではダイヤフラムを用いた等分布載荷による平板載荷試験の実施例は少ない。

(4) 初期地圧測定

地下に空洞などを掘削する以前に、岩盤が受けている応力状態のことを初期地圧（応力）あるいは一次地圧、地山応力などと呼び、この初期地圧状態に関するデータは、種々の地下構造物を設計する際や、地圧現象を解明するに当たって、基本的要因となるものである。初期地圧測定は、特に大規模な地下構造物の建設に際し、重要な試験のひとつで、その方法を原理的に分類すると、応力解放法、水圧破碎法・スリーブフラクチャリング法およびAE法の三つに分けられる。軟岩を対象とする場合、各方法ともいくつかの問題点がある。この点については、次節 4.2 において述べる。なお、試験方法など詳細は、土木学会（1992）などに記載されている。

a) 応力解放法

応力解放法は、ボーリング孔に直接ひずみゲージを埋設したり、孔壁や孔底にひずみゲージを貼付し、さらに、オーバーコアリングによって周囲の拘束圧を解放し、ひずみの変化を測定することによって初期地圧を求める方法である。この応力解放法はひずみゲージの設置方法や設置箇所によって、埋設法、孔径変化法、平面孔底法、球面孔底法に分けられる。

① 埋設法

埋設法は、応力解放時の形状変化を埋設ゲージのひずみ変化でとらえ測定することにより、その岩塊の受けていた応力を求めようとする方法である。埋設ゲージは、パイロット孔の孔軸と直角な面内において45度間隔の4方向と軸方向の合計5成分のひずみ計を組み込んだ5成分型ゲージと、孔軸直角面内の4方向と斜め方向の4成分の合計8成分のひずみ計を組み込んだ8成分型ゲージがある。

② 孔径変化法

孔径変化法は、削孔されたボーリング孔の中に、孔径の変化を測るための計器を設置し、その外側を同心円状にオーバーコアリングすることによってボーリング孔に作用している応力を解放し、その際に生じる孔径の変化を測定し、初期地圧を求めるものである。

③ 平面孔底法

平面孔底法は、測定位置まで調査工の側壁などからボーリングを行い、ボーリング孔底面にゲージを貼付し、応力解放のためのオーバーコアリングを行って、その進行途中の連続的なひずみの変化から解放ひずみ $\{\varepsilon\}$ を得る方法である。8素子モールドゲージを用いた場合、原理的には1本のボーリング孔での1回の測定で三次元的な初期地圧を決定することができるが、精度向上のため、2本以上のボーリング孔を配置し、各2～3回以上の測定を行う場合が多い。

④ 球面孔底法

球面孔底法は、平面孔底法をさらに改良したもので、孔底を球面状に研磨し、ゲージ数も16素子と増やしたものである。孔底面を球面にすることにより、ボアホール軸方向の応力成分の決定精度を向上させることができ、観測方程式の数が増えることも精度向上につながる。

⑤ 円錐孔底ひずみ法

円錐孔底ひずみ法は、基本的に球面孔底法と同様なもので、孔底を円錐状に仕上げる方法である。

b) 水圧破碎法

水圧破碎法は、もともと石油が涸渇した油井を刺激して石油を取り出す目的で1958年頃から始められた方法で、これが初期応力の測定に応用できることが明らかとなり、急速に発展した方法である。

この測定方法は、まず測定箇所までボーリング孔を開削し、適当な間隔で上下2箇所にパッカーを設置する。このパッカーで密閉された部分に水圧を作用させ、孔壁を加圧して亀裂を生じさせる。亀裂の発生を確認した後、水の圧入を停止して水圧を自然降下させ、開口した亀裂の閉じる圧力を確認した後、再び水を圧入して亀裂を再度開口させる。この亀裂の開口、閉口を何度か繰り返して再現性をチェックする。これらの作業での時間と水圧の関係から破壊圧、亀裂閉口圧、亀裂開口圧を求めて、初期応力を算定するものである。応力の方向は、試験後に亀裂の方向を型取りパッカーやボアホールテレビなどによって確認する。

c) スリーブフラクチャリング法

スリーブフラクチャリング法は、孔壁を直接水圧で載荷するのではなく、スリーブを介して載荷し、水が亀裂など通じて岩盤中に漏れなくしたものである。これによって水圧が影響しない状態で、クラックの進展を破壊力学的に検討して初期地圧を検討しようとするものである。この方法は、水と岩盤に浸透させたくない場合や天然の亀裂が多い岩盤に利用できる。

4.1.2 室内試験法

(1) 物理試験

軟岩に対する室内の物理試験では、一般に、土に対する試験方法が用いられることが多い。これらの試験は、地盤工学会編集の「土質試験の方法と解説(2000)」に詳細に説明されているため、以下では、各試験の目的、方法のみを簡潔に紹介した。

a) 土粒子の密度試験

本試験の目的は、土の固体部分（ $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ の炉乾燥による残留分）を構成する粒子（土粒子）の密度（ ρ_s ）を求めることにある。試験内容は、土粒子の質量と体積を求めることにある。詳細については、文献（例えば、JIS A 1202-1999）に記載されている。本試験を深地層の軟岩に適用することは可能であるが、試料をときほぐす時に粒子を壊されないようにするため、比較的硬い軟岩では、試料の調整が困難である。

b) 含水比試験

本試験の目的は、土の含水比（土粒子に対する水の質量比を百分率で表したもの）を求めることにある。試験内容は、試料を $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ で乾燥させて、その前後の質量を計る。詳細については、文献（例えば、JIS A 1203-1999）に記載されている。

c) 土の粒度試験

本試験の目的は、地盤材料の粒度（土粒子径の分布状態を全質量に対する百分率で表したもの）を求めることにある。試験内容は、ふるい分析および沈降分析により粒度を分類する。詳細については、文献（例えば、JIS A 1204-2000）に記載されている。本試験を深地層の軟岩に適用することは可能であるが、試料をときほぐす時に粒子を壊されないようにするため、比較的硬い軟岩では、試料の調整が困難である。

d) 土の液性限界・塑性限界試験

本試験の目的は、土の液性限界（土が塑性状態から液状に移るときの含水比）および塑性限界（土が塑性状態から半固体状態に移るときの含水比）を求めることにある。液性限界の試験方法では、流動曲線において落下回数 25 回に相当する含水比と規定されている。塑性限界の試験方法では、土のひもが切れ切れになったときの含水比として規定している。詳細については、文献（例えば、JIS A 1205-1999）に記載されている。本試験を深地層の軟岩に適用することは可能であるが、試料をときほぐす時に粒子を壊されないようにするため、比較的硬い軟岩では、試料の調整が困難である。

e) 密度試験

本試験の目的は、土の湿潤密度（単位体積当たりの質量）を求めることにある。試験方法は、供試体の大きさ、形状によって、ノギス法、パラフィン法の 2 種類がある。詳細については、文献（例えば、JIS A 1225-2000）に記載されている。軟岩の湿潤密度は、概ね $1.4\sim 2.6$ (g/cm^3) 程度である（土質工学会、1987）。地下深部からサンプリングした試料は、拘束圧の解放により体積が膨張することがあるため、正確な体積の測定には注意を要する。

f) 超音波速度測定

本試験の目的は、試料の弾性波速度を求めることにある。試験方法は、主に超音波パルスを試料端で発振し、他端で透過したパルスを受信し、その透過時間を計測する。詳細については、文献（例えば、JGS 1220-1998）に記載されている。軟岩の縦波速度は、概ね $1.0\sim 4.0$ (km/s) 程度、横波速度は、概ね $0.4\sim 3.0$ (km/s) 程度である（土質工学会、1987）。地下深部からサンプリングした試料は、機械的な攪乱および応力の解放の影響を受けている可能性があるため、正確な弾性波速度の測定には注意を要する。

(2) 力学試験

a) せん断試験

せん断試験の目的は、供試体のせん断強さを求めることと破壊に至る前の種々の応力レベルでの変形特性を求めることにある。実務的には強度特性として、モール・クーロンの破壊基準を用いて粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を求め、変形特性としては、地盤を弾性体と過程して変形係数 E とポアソン比 ν を求めることが多い。現在利用されている土の室内せん断試験方法は、表 4.1-3 (地盤工学会、2000) のように分類される。このうち、軟岩に対して適用することができないのは、室内ベーンせん断試験のみである。適用が困難な試験としては、リングせん断試験、(繰返し)ねじりせん断試験、三主応力制御試験が挙げられる。その他の試験については、適用可能であるが、実務において用いられるのは、主として一軸圧縮試験および三軸圧縮試験である。これらについては、地盤工学会において、岩の一軸圧縮試験および三軸圧縮試験として、軟岩も視野に入れた基準化が進められている (一軸 : JGS2521-2000、三軸 UU : JGS2531-2000)。

ところで、せん断試験の結果は以下のような多くの要因の影響を受ける。

- ①排水条件、②圧密応力履歴、③圧密時間、④せん断時の応力・変形条件
- ⑤せん断速度、⑥拘束圧力、⑦試料の乱れ、⑧異方性、⑨最大の粒径と供試体寸法
- ⑩飽和度

各要因の詳細については、他の文献 (地盤工学会、2000) に説明されているので、ここでは省略する。深地層の軟岩を対象とする場合、特に注意が必要なのは⑦である。この点については、次節 4.2 において後述する。

以下では、軟岩に適用実績の多い一軸圧縮試験および三軸圧縮試験のみ簡単に紹介する。その他のせん断試験については、地盤工学会 (2000) などを参照されたい。

表 4.1-3 せん断試験の種類 (地盤工学会, 2000)

	種 類	試 験 の 原 理	応力の載荷方法
せん断 側方変位拘束型 側方変位非拘束型	一面せん断試験 (第 4 章) 単純せん断試験 (第 8 章) リングせん断試験 (第 8 章)		特定のせん断面または供試体の境界面に垂直力とせん断力を直接載荷 (主応力方向変化)
	ねじりせん断試験 (第 5 章) 繰返しねじりせん断試験 (第 7 章) 室内ベーンせん断試験 (第 8 章)		
主 軸 対 称 載 荷 型	一軸圧縮試験 (第 2 章) 三軸圧縮試験 (第 3 章) 三軸伸張試験 (第 3 章) 繰返し三軸試験 (第 6, 7 章)		供試体の境界面に主応力を載荷し、結果として生じるせん断面上の垂直応力・せん断応力を算定 (主応力方向固定)
	三主 応力 型	平面ひずみ試験 (第 8 章) 三主応力制御試験 (第 8 章)	

①一軸圧縮試験

本試験は、拘束圧を受けない状態で供試体の強度・変形特性を求めることを目的とする。供試体については、一般的には（基準・指針類の多くは）、高さ／直径比が2程度の円柱形を標準とする場合が多い。試験方法は、供試体を長軸方向に圧縮した時の応力とひずみ（変位）を求める。一軸圧縮試験は簡便な試験であるため、従来、硬岩のみならず軟岩にも数多く適用されてきた。しかし、強度・変形特性に及ぼす拘束圧の影響が小さい軟岩への適用は、地盤の強度・変形特性を過小評価しないよう

に注意を要する。さらに、地下深部からサンプリングした試料は乱れの影響が多いため、原位置の有効拘束圧を加えた三軸試験の圧縮強度 q_{max} と比較すると、一軸圧縮強度 q_u は原位置の強度を過小評価する可能性が高い。図 4.1-5 は、第四紀堆積軟岩からのロータリーコアチューブサンプリング試料の q_u と有効土かぶり圧で等方圧密した非排水三軸圧縮試験による q_{max} を比較した結果であるが、上述の傾向がよく表れている。

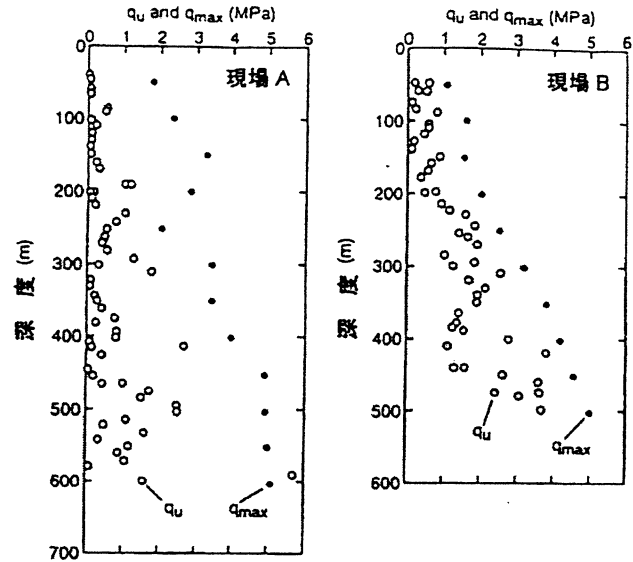


図 4.1-5 q_u と q_{max} の比較 (Kawasaki 他, 1993)

②三軸圧縮試験

本試験は、三軸圧縮応力下での供試体の強度・変形特性を求めることを目的とする。供試体については、一般的には（基準・指針類の多くは）、高さ／直径比が2程度の円柱形を標準とする場合が多い。試験方法は、拘束圧を加えた後、供試体を長軸方向に圧縮した時の応力とひずみ（変位）を求める。ただし、圧密の有無およびせん断中の排水条件により、非圧密非排水試験 (UU)、圧密非排水試験 (CU および \overline{CU})、圧密排水試験 (CD) に分けられる。いずれの試験においても、拘束圧の影響を明らかにするため、所期の目的にかなった応力範囲内で十分な種類の拘束圧下（通常は4種類以上）で試験を行う。深地層の軟岩を対象とする場合、拘束圧は通常よりも高压となるため、試験装置には十分な耐圧性の確保が求められる。

b) 圧密試験

本試験の目的は、試料の圧密特性を求めることにある。一般的には、一次元の圧密試験を行うことが多く、この試験から圧密特性に関する体積圧縮係数 m_v と圧密係数 c_v などが得られる。試験方法は、圧密容器に試料をセットした後、段階的もしくは定ひずみ速度で荷重を加える。詳細については、文献 (JIS A 1217-2000, JIS A 1227-2000) に記載されている。本試験を軟岩に適用することは可能である。ただし、一般的な土の圧密試験より大きな圧力（最大 10MPa 以上）を必要とする。また圧密リングとの間に隙間が生じないように成形するには比較的熟練を要する。

c) 圧裂引張試験

本試験の目的は、試料の引張強度を求めることにある。試験方法は、円柱供試体を側面方向に水平載荷板で加圧する。引張強度を求める試験は、この他にもあるが、最も一般的なのが本試験方法である。ただし、本試験方法は、厳密には要素試験ではないため、試験結果の解釈は必ずしも単純ではない。詳細については、文献（JIS M 0303-1975）に記載されている。本試験を軟岩に適用することは可能であるが、供試体の仕上がり精度が引張強度に大きく影響を与えるため、側面の成形には十分注意する必要がある。

d) 点載荷試験

本試験の目的は、非整形試料を用いて岩石強度を求めることにある。ただし、本試験から得られる強度は、あくまで指標（インデックス）である。試験方法は、供試体が破壊するまで点載荷で荷重を加える。詳細については、文献（土質工学会、1989）に記載されている。ただし、載荷部が供試体に貫入するような軟岩への適用性については明らかになっていない。

e) 針貫入試験

本試験の目的は、軟質な岩石の力学特性に関するインデックスを簡便かつ迅速に求めることにある。試験方法は、供試体に針を貫入させる時の貫入荷重と貫入量の関係から針貫入勾配を求めてインデックスとする。詳細については、文献（日本鉄道建設公団東京支社、1979）に紹介されている。本試験を軟岩に適用する場合、針が貫入する程度（およそ10MPa以下）の軟岩に限られる。

(3) 初期地圧測定

a) AE法

AE(Acoustic Emission)におけるカイザー効果を利用して、初期地圧を推定する方法である。カイザー効果とは、過去に受けた荷重（地圧）まではAEの発生が少なく、その荷重を越えると微小亀裂が成長してAEが活発になる現象のことである。AE法は、一軸あるいは三軸圧縮試験においてこの活発になる点を求め、初期地圧を推定するものである。

b) DRA法

DRA法(Deformation Rate Analysis)は、岩石試験供試体に一軸圧縮載荷して非弾性ひずみが急増する応力を求め、これによって載荷方向の地圧の垂直成分を評価する方法である。

c) DSCA法

DSCA法(Differential Strain Curve Analysis)は、単一供試体に静水圧を加え周圧と主ひずみの関係から主応力比を求める方法である。前提条件として、①コア内部には、応力解放時すなわち地下からのコアリング時に微小亀裂が発生し、②この微小亀裂の発生する方向は、初期応力に垂直な面内であるということを仮定している。

d) ASR法

ASR法(Anelastic Strain Recovery Method)は、地盤を構成する岩石が応力解放された後の非弾性ひずみ回復量を測定することにより、初期地圧を間接的に求めるものである。

4.2 深地層軟岩を対象とした調査・試験法の現状と課題

4.2.1 物理特性

(1) 物理検層

深地層軟岩を対象とする場合、調査・試験が可能な深度が重要となるが、物理検層については地熱資源あるいは石油・天然ガス資源探査で、1,000m以上の地下深部を対象とした調査の実績があり、基本的な測定方法は現状の技術で対応可能である。しかし、必要に応じて測定器の耐圧、耐熱能力を測定深度に対応させる必要がある。また、ボーリング孔径やケーシングプログラム等を勘案して、測定器を選定する必要がある。

一方、ケーシングプログラムに影響を受けない手法として、LWD (Logging While Drilling) がある。LWDは、ドリルストリングスに測定器を組み込み、掘削しながら各種測定する手法で、ほとんどの検層種目について、ワイヤーラインと同程度の精度で測定可能となってきた。軟岩を対象とした場合、ボーリング孔壁の崩壊、孔径拡大等のトラブルの可能性が高くなることから、これらの技術の発展も望まれる。

(2) 室内物理試験

コアを用いた室内の物理試験は、各試験とも基準等が整備されており、また、実績も多い。地下深部の試料に対しても適切なサンプリングができれば、現状の技術で実施可能である。しかし、深地層の軟岩を対象とした場合、サンプリング時にコアの状態が顕著に変化することがある。すなわち、地下深部から地上にコアとして採取されると、圧力・温度などの条件が変化することによって、コアの体積や、間隙水の状態が変化する。特に膨潤性の鉱物を有する場合、その傾向がさらに顕著となり、室内における物理試験結果が地下の状態をあらわしているとは限らない。したがって、深地層軟岩の物理特性を評価する場合は、試料の応力解放の影響を考慮し、物理検層の結果やサンプリング時のコア状況を観察して総合的に評価する必要がある。

4.2.2 力学特性

比較的均質な軟岩に関しては、節理等の不連続面の影響が無視できるほど小さいことが多く、コアを用いた室内要素試験によって、岩盤（マス）の力学特性を評価できる事例が増えてきた（例えば、Tatsuoka & Kohata, 1995）。これに対して、風化や変質を受けた軟岩、あるいは礫岩や不連続面の影響が無視できない比較的硬質な軟岩では、比較的スケールの大きい原位置試験によって、岩盤（マス）としての力学特性を求める方法が一般的である。したがって、深地層の軟岩の力学特性を調査する場合、まずコアで評価できるかどうか（不連続面の影響が無視できるかどうか）が大きな問題となる。

(1) 原位置試験（不連続面の影響が無視できない軟岩の場合）

岩盤（マス）としての評価が必要な場合は、原位置での試験が調査の中心となる。軟岩の力学特性を直接求める既往の原位置調査・試験法としては、孔内水平載荷試験、岩盤せん断試験、平板載荷試験などがある（表 4.1-1）。地下深部地盤の調査では、「原位置」の調査・試験法は、ボーリング孔を用いて地上から行う方法が基本となるとすると、ボーリング孔を用いた試験は、孔内水平載荷試験（プレッシャーメーター試験）のみである。平板載荷試験をボーリング孔底で行う試験（深層載荷試験）が実施された事例があるものの、あまり一般的ではなく、孔内水平載荷試験に比較し

てメリットは少ない。

孔内水平載荷試験が深地層（約 500m）の軟岩の調査に使用された例は非常に少ない（例えば、藤原ら、1992）。しかし、耐圧の問題がクリアできれば、深地層への適用は十分に可能と考えられる。ただし、試験はケーシング挿入前に実施する必要があるため、ケーシングプログラムを考慮した装置の改造も必要である。孔内水平載荷試験では、ボーリング掘削を行った後にプローブを挿入するプレボーリング型よりもプローブそのものでボーリング掘削を行うセルフボーリング型の方が孔壁の乱れや応力解放の影響を受けにくい。深地層の軟岩の調査では、コアのみならずボーリング孔壁の乱れや応力解放の影響も懸念されることから、精度の高い力学特性が必要な場合は、セルフボーリング型の装置の開発が望まれる。

一方、ボーリング孔内で、軟岩の強度を求める実績のある試験法は、存在しないのが現状である。孔内水平載荷試験から得られる圧力-変位量関係を用いて、粘土の非排水せん断強さや砂質土の内部摩擦角を解析的に求める方法が提案されているが（地盤工学会、1995）、軟岩に適用できるものは見あたらない。また、研究的にはボーリング孔内で強度を直接求める試験方法が、いくつか提案されている（表 4.2-1）。しかしながら、現状で岩盤せん断試験や室内要素試験と比較できるほどの精度を有するものは存在せず、今後の開発が期待される。

以上のように地上からボーリング孔で行う原位置試験については課題が多く、不連続面の影響が無視できない軟岩の力学特性の調査は、PS 検層、コアを用いた室内試験、それらの結果を用いた岩盤分類などを組み合わせることによって進められるものと考えられる。

表 4.2-1 ボーリング孔内のせん断試験（岡本敏郎・土谷 尚，1988）

著者	Handy & Fox ¹³⁾ (1967)	Sellers ¹⁴⁾ (1974)	Handy & Pitt ¹⁵⁾ (1976)	竹村・宮下・長岡(1977) ¹⁶⁾ 、土谷・西井(1983) ¹⁷⁾	木沢・五十嵐(1979) ¹⁸⁾	中塚(1982) ¹⁹⁾ 、勇野ほか(1983)	Demarigny-court & Bauer (1983) ²⁰⁾	田中・堂内 ¹⁴⁾ (1983)	岡本・吉田・池見 ²¹⁾ (1986)
対象材料	土	岩	岩	土	土	土	土	軟岩	土および軟岩
孔 径	101 or 64mm	305mm	76mm	85mm	外径 170mm 内径 150mm	64mm	76mm	76mm	101mm
試験長さ	約 101 or 64mm	コア長 600mm以上	25長× 20mm幅	153mm	コア長 250mm	外径 72mm 内径 42mm	76mm	25長× 20mm幅	150長× 64mm幅
試験位置	孔壁	孔底	孔壁	孔壁	孔底	孔壁	孔壁	孔壁	孔壁
試験方法	水平押広げ 鉛直引抜き	ねじりせん断	水平押広げ 鉛直引抜き	水平押広げ 鉛直引抜き	くさびせん断	鉛直押下げ ねじり	水平押広げ 鉛直引抜き		両 主
せん断刃	12本 $\beta=0, h=8mm$	トルクチューブ	3本 60°角 $h/\beta=0.1$	$h=3.5mm$ $\beta=0$	くさびの角度 6°	$h=3.5mm$ $\beta=0$	各 種		$h=5mm$ $h/\beta=0.1$
垂直応力	2枚刃 油圧ジャッキ	ロッドボルト の締付け力	2枚刃 ジャッキ	6枚刃 ガス圧	分力の大きさ から求まる	中空円筒形 窒素ガス圧	2枚刃 油圧ガス圧	基本的に RBSTと 同じ	2枚刃 油圧ジャッキ
せん断応力	刀をつり下げた ロッドを引下げ	油圧によるね じり	刀の下で支え る板を引下げ	ロッドを引下 げ	同 上	まきとり回転	モーターによ る引下げ		ロッドを油圧ジ ャッキで引上げ
長 所	垂直応力方向の 変化測定可	ポータブル 扱いやすい	ポータブル	ポータブル	扱いやすい		間隙水圧測定 可		
短 所	深さは不可	深い位置は困 難		垂直応力の伝 達	せん断機構が 複雑	せん断機構複雑 で、鉛直反力			
そ の 他	BHSD		RBST	ゴム袋による 密閉 LST	くさびに被験 材を塗布	刃は 30° 傾斜	Modified BHSD	油圧ジャッキ 使用、ジャッキ 圧力測定可	

β: 刃の間隔 h: 刃の高さ

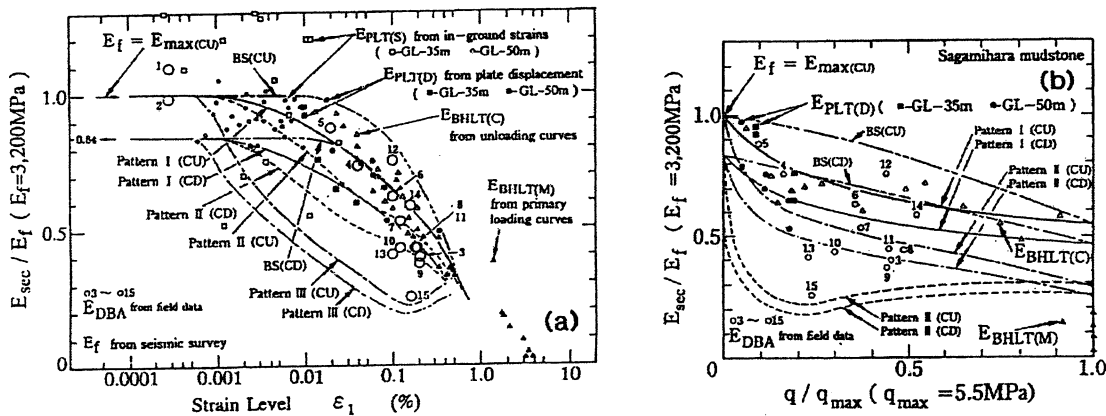
(2) 室内試験（不連続面の影響が無視できる軟岩の場合）

コアによる評価が可能な均質な軟岩の場合は、コアを用いた室内試験が調査の中心となる。軟岩の力学特性を求める既往の室内試験法としては、表 4.1-2 のとおりであり、ほとんどの既往の室内試験が適用できる。しかし、地下深部からサンプリングした試料は応力解放による乱れの影響が大きいことが予想され、拘束圧を加えない一軸圧縮試験などは原位置の強度を過小評価する可能性が

ある（図 4.1-5：Kawasaki 他，1993）。したがって、設計に用いる強度・変形特性を得る目的であれば、拘束圧を加える室内要素試験（例えば三軸圧縮試験）が有効な方法と考えられる。

しかし、たとえ拘束圧を加える室内要素試験であっても、地上からのボーリングで地下深部の試料をサンプリングする以上、乱れの影響を完全に排除することは困難である。図 4.2-1 は、ロータリーコアチューブサンプリングおよびブロックサンプリングによって得られる三軸圧縮試験の応力-ひずみ関係が示されている（Tatsuoka 他，1995）。乱れの大きい試料では（Pattern III）、せん断初期で大きな剛性低下が生じており、いわゆる S 字曲線を描く傾向がある。その他、コアの乱れ（品質）の評価方法については、他の文献（地盤工学会，1999）に整理されているが、乱れの程度を定量的に評価し、真の（原位置岩盤の）力学特性を評価できる既往の方法は確立していない。

以上のように、地上からのボーリングコアを用いる限り、現状では完全にコアの乱れを除くことは不可能と考えられる。したがって、できる限りコアの乱れを少なくするとともに、乱れを考慮した評価方法あるいは乱さないサンプリング方法、原位置試験方法などの開発が望まれる。



(左) 変形係数のひずみレベル依存性, (右) 変形係数のせん断応力レベル依存性

図 4.2-1 三軸試験結果の応力-ひずみ関係 (Tatsuoka 他, 1995)

(3) 詳細な力学特性

近年の軟岩を対象とした研究から、堆積軟岩の変形特性については、比較的大きな研究の進展が見られた。すなわち、良質なコアを用い、ベディングエラーを除いた計測を行った三軸試験等の室内要素試験から得られる剛性と、弾性波速度測定、孔内水平載荷試験、平板載荷試験などの原位置試験から得られる剛性は、ひずみレベルや圧力レベルを考慮すれば、統一的に解釈できるというものである（例えば、龍岡ら，1997）。現在、さらに室内要素試験を用いてクリープ特性（载荷速度依存性）や異方性などの研究も進められている（例えば、Hayanoら，2001）。

例えば、深地層の軟岩の調査目的が、高レベル放射性処分施設の建設であるとする、地下深部（約 500m 程度）に長期間の空洞の安定を確保しなければならない。地下深部であることから、軟岩のひずみレベルは必ずしも小さくなく、拘束圧自体も大きいことから異方性の影響等も大きく、

しかも廃棄体が熱を発生する。このような条件で必要な力学特性として、長期強度特性、クリープ特性、異方性、熱-力学特性などが詳細な力学特性として必要になるものと思われる。原位置試験でこれらの特性を調査することは、現状では非常に困難であることから、室内要素試験を中心として、これらの研究は現在進められており、今後の研究の進展が望まれる。

4.2.3 初期地圧

(1) 応力解放法

応力解放法は、初期地圧の試験方法としては最も信頼性が高いと言われている。さらに、国内で最も実績の多い方法はそのうちの埋設法であり、1本のボーリング孔の測定で三次元地圧場を精度良く求められるため、原子力発電所や地下発電所などで多く用いられてきている。しかし、この手法は水平方向のボーリング孔による測定が多いうえ、深部測定にはほとんど適用例がない。これは、埋設法の場合、多軸ひずみ計が用いられるが、岩盤のわずかな変形の追従性を良好なものとするために、ひずみ計は柔らかな構造となっている。そのため、ひずみ計に水圧が加わるとひずみが発生し、特に鉛直下向きのボーリング孔内で適用する場合には、深度50m以上となると水圧（孔内水）により発生したひずみ量だけでひずみの定格容量を超える。これが現時点では測定範囲が深度50m程度と制限される理由となっている。また、現在の多軸ひずみ計の出力ケーブルを深部に適用することは実用上無理があり、このひずみ計の有線システムを無線システム（オフライン化）するのが困難であるということも、深部測定の適用を困難としている原因としても挙げられる。したがって、深地層の測定に適用する場合は、耐圧を増した多軸ひずみ計の開発が必要である。

各孔底ひずみ法は、孔底にひずみゲージを貼り付ける必要があるため、水平方向のボーリング孔による測定が主である。これは、鉛直下向きのボーリング孔内では孔内水が存在するうえ、ボーリング掘削時に生じるズリ等が孔底に沈殿し、このような環境のもとで孔底にひずみゲージを貼り付けることが困難であるためである。したがって、深地層の測定に適用するためには、鉛直孔で測定する必要があり、孔底の沈殿物を排除し、孔内水中でもひずみゲージの貼り付けが可能な方法や貼り付ける時に使用する接着剤の開発が必要である。

孔径変化法は、多成分の変位計を固定する方法のため、埋設法や孔底ひずみ法のようにひずみ計の埋設や接着作業をとまなわない。また、メモリー、ロガーの内蔵タイプでオフライン計測も可能であるため、応力解放法の中では最も深部測定が可能な方法である。しかし、他の応力解放法では1本のボーリング孔の測定で三次元地圧場を求められるのに比べ、本方法は二次元地圧場しか求められないのが現状である。また、分解能に問題があるため、国内での実績が少ないのも現状である。今後は、分解能を向上させ、三次元応力場の測定が可能なように装置の開発や改良が望まれる。

(2) 水圧破碎法

水圧破碎法は、オーバーコアリングの作業を必要とせず、ひずみ量を介さないために岩体の弾性係数を仮定する必要がなく、観測データから容易に地圧状態を知ることができるのが特徴である。また、深部での測定が可能であり、Haimson (1978) は、地下5,000mでの測定を行っている。しかし、測定方法の性質上、硬岩地盤を対象とした実施例が多く、軟岩地盤を対象とした測定の実績は少ないのが現状である。これは、硬岩地盤に比べ軟岩地盤は透水性が高いため、注水中に遮へい区間の孔壁へ水が浸透することや水の浸透による遮へい区間周辺の間隙水圧の上昇が測定精度に

どの程度の影響を与えるのか明らかになっていないためである。孔壁への水の浸透を考慮した地圧場の決定方法も提唱されているが、必ずしもすべての原位置に適用できるわけではなく、その決定方法を適用できないケースも存在する。

また、地圧の方向を決定するために通常実施するき裂の型取りでは、シングルパッカーに肉厚の熱収縮チューブを被せたものを適用している。しかし、軟岩地盤に対してこの型取り方法を適用した場合には、孔壁の変形量が大きく亀裂が不明瞭になり、成功する確率が低い。さらに、熱収縮チューブは時間がたつと記録が消えやすいため、深部測定の場合シングルパッカーの回収に時間を要すると型取りの成功率が下がることが考えられる。最近ではボアホールテレビ等によりき裂の発生方向を直接視認する方法も適用されているが、これは、孔内水がきれいなこと、孔内洗浄が可能なことが前提である。深部測定となるとボーリング孔掘削時に泥水を使用する必要があり、現場作業上、ボーリング孔の深部付近の洗浄は非現実的である。そのため、き裂の型取り方法を適用するのに頼らなければならないのが現状であるが、今後は、深地層軟岩に適應できる亀裂の発生方向を確認する手法の開発が必要である。

(3) スリーブフラクチャリング法

スリーブフラクチャリング法は、チューブを介して孔壁を液圧载荷するため、水圧破砕法で問題となる孔壁への水の浸透を考慮する必要がないため、軟岩地盤でも適用が可能で、深部での測定も可能であるが、軟岩地盤や深部での測定事例が少ないのが現状である。これは、測定装置が精度1/1,000 mm、変位ストロークが数mm程度の変位計（差動トランス）を使用しているため、軟岩に本装置を適用した場合には変位ストロークが不足することが予想されるためである。さらに変位ストロークの範囲を補うため、ボーリング孔径と装置の液圧载荷部のクリアランスを狭小にしているため、ボーリング孔深部へ装置を挿入するのはジャミング等の孔内事故の可能性が高くなることが考えられる。現状では、装置の性質上測定限界があるため、深地層軟岩への適用には、さらなる装置の開発・改良が必要である。

(4) 室内地圧測定

室内における地圧測定の場合、ボーリングコアを利用するため深度的な制限はないが、AE法及びDRA法による初期地圧測定は、基本的に供試体の軸方向の地圧を求めるものであり、3次元の地圧を求める場合には、1本のボーリングコアから数供試体（6方向の供試体が望ましい）を採取、測定することが必要となるため、比較的大きなコアが必要となる。また、DSCA法、ASR法も含めて、地圧方向を特定するためには、定方位コアが必要となる。

一方、室内試験では、初期応力が解放されたコア試料を用いるため、履歴応力の記憶性が問題となる。一般に、コア採取から時間が経過すると応力履歴の記憶が少なくなると言われており、試験はコア採取後できるだけ早く実施することが望ましいが、高精度で特殊な試験装置が必要なため、実施できる機関が少なく、試料運搬に時間がかかっているのが現状である。したがって、簡便な装置の開発して現地で実施するための工夫も必要である。

室内試験については、まだ研究段階であり、実際の初期地圧測定への適應事例は少ない。特に軟岩を対象とした場合、種々の課題が残されている。AE法の場合、カイザー効果自体が、必ずしも常に明瞭な現象であるとは限らず、コア採集から試験までの時間や測定成分と直交する応力成分の

大小が測定結果に及ぼす影響など解明すべき課題も多い。DRA 法、DSCA 法及び ASR 法については、非弾性的挙動の解釈、供試体個体間の差異の解釈について課題がある。また、ひずみゲージを貼付する方法が多く、軟岩へのゲージの貼付手法も課題と言える。

参考文献

- 物理探査学会：物理探査ハンドブック， pp.635-709,1998.
- 土木学会：初期地圧測定法の現状と課題， 137p.,1992.
- 土木学会：原位置岩盤試験法の指針， 247p. ,2000.
- 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用， pp.43-68,1987.
- 土質工学会：岩の調査と試験， pp.215-273,1989.
- 藤原義一，西 好一，池見元宣，川崎 了，吉田保夫，国生剛治：軟岩 CAES のための都市近郊大深度地盤の力学特性の解明－ボーリング孔を利用した原位置・試験－、電力中央研究所研究報告 U92022,1992.
- Haimson, B. :The Hydrofracturing Stress Measuring Method and Recent Field Results, Int.Jour.Rock Mech.Min.Sci. & Geomech.Abst, Vol.15, pp.167-178, 1978.
- Hayano, K., Matsumoto, M., Tatsuoka, F. & Koseki, J. :Evaluation of time-dependent deformation properties of sedimentary soft rock and their constitutive modeling, Soils and foundations Vol.41, No.2, pp21-38, Apr.2001.
- 地盤工学会：地盤調査法， 1995.
- 地盤工学会：土質試験の方法と解説， 2000.
- 関東地質調査業協会編：ボーリング孔を利用する原位置試験についての技術マニュアル， pp.249-334,1995.
- Kawasaki, S., Nishi, K., and Fujikawa, S. : Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Balkema, Vol.1, pp.593-600, 1993.
- Tatsuoka, F. and Kohata, Y. : Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Proc. Int. Sym. on Geomaterials, Vol.2, pp.227-336, 1995.
- 岡本敏郎，土谷 尚：講座「新しい現地調査法」2. 変形・強度を求めるための現地調査法，土と基礎， Vol.36, No.1, pp.87-91, 1988.
- Tatsuoka, F. and Kohata, Y., Ochi, K. and Tsubouci, T. : Stiffness of soft rocks in Tokyo metropolitan area - From laboratory tests to full-scale behaviour, Rock Foundation, Balkema, 1995.

5. 透水特性

岩盤の透水性は、地下水の浸透や物質の移動に関する問題を取り扱ううえで最も重要な性質のひとつである。ここでは、ボーリング孔において実施する原位置透水試験と、コアを利用する室内透水試験にわけて、原理、機器、試験・解析方法について示す。

5.1 原位置透水試験

岩盤中の地下水は、大局的には尾根部から谷部へ、さらには内陸部から沿岸部へと、動水勾配に沿って岩盤中の透水性の高い部分を選択的に移動する。地下深部では、地表と比べて局所的な地形の影響が減少するため動水勾配は緩やかになり、また、深度が深くなるほど地圧が大きくなることにより粒子間隔や割れ目などの空隙部分が閉塞し、岩盤の透水性も低下することが想定される。地下深部における地下水の浸透は、その経路となる割れ目や粒子間隔あるいは地層境界などの地質構造に依存している。このため、原位置における岩盤の透水性を把握するためには、このような地質環境を考慮しつつ調査・試験することが重要である。

原位置透水試験の結果、あるいは他の手法との組み合わせにより、調査対象領域における岩盤の透水係数の分布を推定する。ポーラスメディアの場合は、地質構造ごとに透水係数を割り当てることにより、また、き裂系媒体の場合は、主要な水みちを抽出して透水係数を与えることにより、モデルを作成し、地下水流動解析を行う。対象となる構造物の深度や規模、求められる精度、岩盤の性状、用いる解析手法を考慮したうえで、透水試験の計画を立案する必要があることは言うまでもない。

深地層における透水特性を把握する方法としては、透水試験、間隙水圧計測および流向流速測定などがあり、地表から掘削したボーリング孔を利用する方法と坑道からの調査に大別することができる。ここでは、深地層において適用が可能な方法のうち、比較的実績の多い方法について、その原理、機器、手順および解析方法などの概要を示す（表 5.1-1）。

表5.1.1-1 原位置透水試験適用表

試験	装置	得られる特性	対象岩種	実績深度	適用例
透水試験	ルジオン試験装置	透水係数 間隙水圧	軟岩～硬岩 (パッカーの 閉鎖機能が 発揮できる こと)	200m	ダム, 地下発電所, 地下石油備蓄
	低圧ルジオン試験装置			200m	ダム, 地下発電所
	JFT試験装置			200m	ダム, 地下発電所, 地層処分研究開発
	改良型JFT試験装置			500m	ダム, 地下発電所, 地層処分研究開発
間隙水圧計測	1,000m対応水理試験装置			1,000m	地層処分研究開発
	1,000m対応揚水試験装置			1,000m	地層処分研究開発
	孔間水理試験装置			数10m	ダム, 地下石油備蓄, 地層処分研究開発
流向, 流速測定 透気試験	MPシステム	間隙水圧 透水係数 流向, 流速 透気係数		1,000m	ダム, 地層処分研究開発, 塩淡水境界調査
	1,000m対応地下水長期モニタリング装置			1,000m	地層処分研究開発
	流向流速測定装置			数10m	地下石油備蓄, 地層処分研究開発
	透気試験装置			数10m	圧縮空気貯蔵, トンネル

5.1.1 透水試験

原位置における透水試験は、利用するボーリング孔の本数によって単孔式と多孔式（クロスホール法）に、試験方法の差異によって注水試験、パルス試験あるいは揚水試験に分類される。さらに、それぞれの試験方法に関して、透水係数の算出式が研究者により提案されている。

(1) ルジオン試験・低圧ルジオン試験

ルジオン試験は、単孔式の原位置透水試験のひとつとして、ダム基礎岩盤の透水性を把握する試験法として最も一般的に用いられている方法である。

ルジオン試験の結果は、「 $1 \text{ Lu} = 1 \text{ } \ell/\text{min}/\text{m}/0.98\text{MPa}$ 」という式を用いてルジオン値 (Lu) という注水量で表現される。すなわち、ルジオン値は「試験区間内に 0.98MPa ($10\text{kgf}/\text{cm}^2$) の圧力で注水し、試験区間 1m 当たりの 1 分間の注水量 (ℓ)」と定義される。1 ルジオンは透水係数に換算すると約 $1 \times 10^{-5}\text{m}/\text{sec}$ に相当する。ルジオン試験の指針については、1977 年に建設省（現、国土交通省）から「ルジオンテスト施工指針（案）」が提案され、1984 年の「ルジオンテスト技術指針・同解説書」により改訂され、現在に至っている。ルジオン試験は、試験区間への注水圧力が 0.98MPa の時の注水量を求めるのみではなく、注水圧力を段階的あるいはサイクリックに変化させた場合の注水圧力-注水量曲線 (P-Q 曲線) を作成することによりルジオン値を決定する方法が一般的である。P-Q 曲線を用いてルジオン値を決定する方法については、「ルジオンテスト技術指針・同解説書」や「多目的ダムの建設-昭和 62 年版」にまとめられている。適用深度は $100 \sim 200\text{m}$ 程度とされている。ルジオン試験装置の概要を図 5.1-1 に示す。

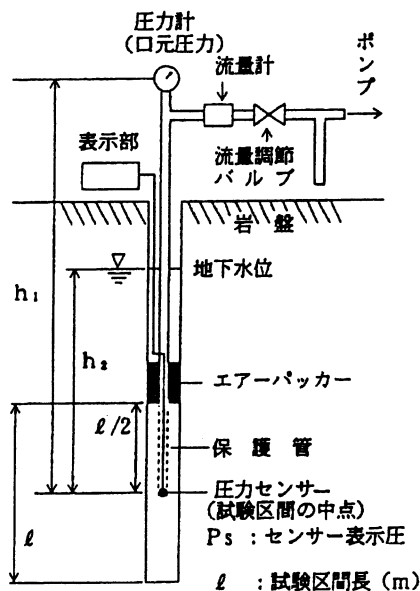


図 5.1-1 ルジオン試験装置の概要（宇田・井宮，1992 より）

従来のルジオン試験では、前述のように、試験区間への注水圧力が 0.98MPa の時の注水量であるルジオン値を求めたり、P-Q 曲線によりルジオン値を求めていた。岩盤の性状によっては、注水圧力を増加していく過程で注水量が急増する部分がみられることがあり、いわゆる初期状態の岩盤の透水性を示さないルジオン値を算出してしまうことがあった。これはき裂系

の岩盤ではき裂の開口や新たなき裂の発生あるいはき裂充填物の洗い流し、軟岩では孔壁の破壊などの現象が生じているものと想定される。これらの問題点を解決するように、最近では、0.098MPa (1kgf/cm²) 前後の低圧注入にて試験を行い、ルジオン値は外挿によって求める方法である低圧ルジオン試験が主流である。透水係数の測定範囲は、10⁻⁵~10⁻⁹m/sec オーダーである。

(2) JFT 試験・改良型 (動燃式) JFT 試験

JFT 試験は、測定対象区間をパッカーで閉鎖し、水位測定ロッド、水位計およびトリップバルブにより湧水量の経時変化を測定する試験であり、非定常法に分類できる。これまで、主にトンネル掘削時の湧水を対象としており、透水性の良い岩盤の透水係数を求める方法として一般的な方法である。適用深度は 200m 程度である。

この JFT 試験装置を改良して、大深度の難透水性岩盤を対象とした試験装置がサイクル機構により開発された (柳沢ほか, 1989)。遮水パッカーを地上で開閉操作できるように改良するとともに、水圧計と電磁バルブ等を装着したインナーパッカーシステムを採用することで、作業性と測定精度の向上および大深度 (深度 500m) への適用を図った。また、従来の JFT 試験と同様のロッド内の水位を測定する方法に加えて、パルス法を行えるように改良したことで、10⁻⁶~10⁻¹¹m/sec オーダーという幅広い透水係数を測定可能とした。適用孔径は 65~100mm であり、解析手法は Hvorslev の方法 (Hvorslev, 1951) や Cooper の方法 (Cooper et al., 1967) などを用いる。これらの試験装置の概要を図 5.1-2 に示す。

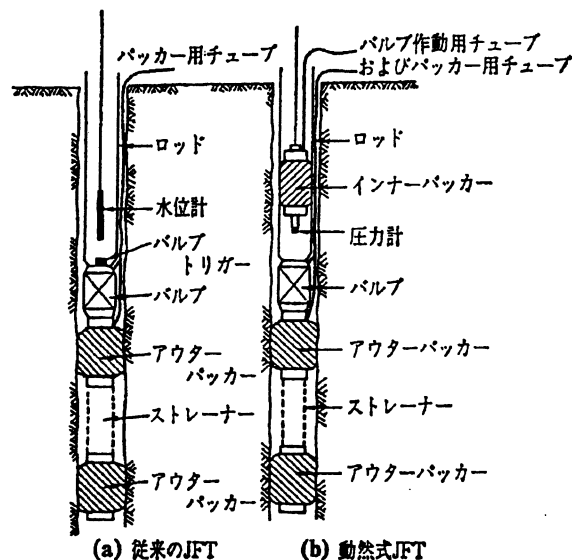


図 5.1-2 JFT 試験装置の概要 (柳沢ほか, 1989 より)

(3) 1,000m 対応水理試験装置・1,000m 対応揚水試験装置による試験

これらの装置は、深度 1,000m までの難透水性岩盤を対象として、サイクル機構により開発された水理試験装置である。1,000m 対応水理試験装置は、5 連のマルチパッカーとボアホールテレビシステムを搭載し、パイプシステムを基本構造とした水理試験装置であり、非定常透水試験、定流量揚水試験および間隙水圧測定が可能である (図 5.1-3)。1,000m 対応揚水試験装置は、非定常透水試験のほかに、長期にわたる揚水試験が実施できる特徴を有している (図 5.1-

4)。両装置とも、適用ボーリング孔径は 75~130mm であり、透水係数の測定範囲は、非定常透水試験と定流量揚水試験の併用により $10^{-6} \sim 10^{-12} \text{ m/sec}$ オーダーが可能である。サイクル機構が岐阜県東濃地域において進めている超深地層研究所計画や広域地下水流動研究において、本試験装置による測定の実績が積まれている。

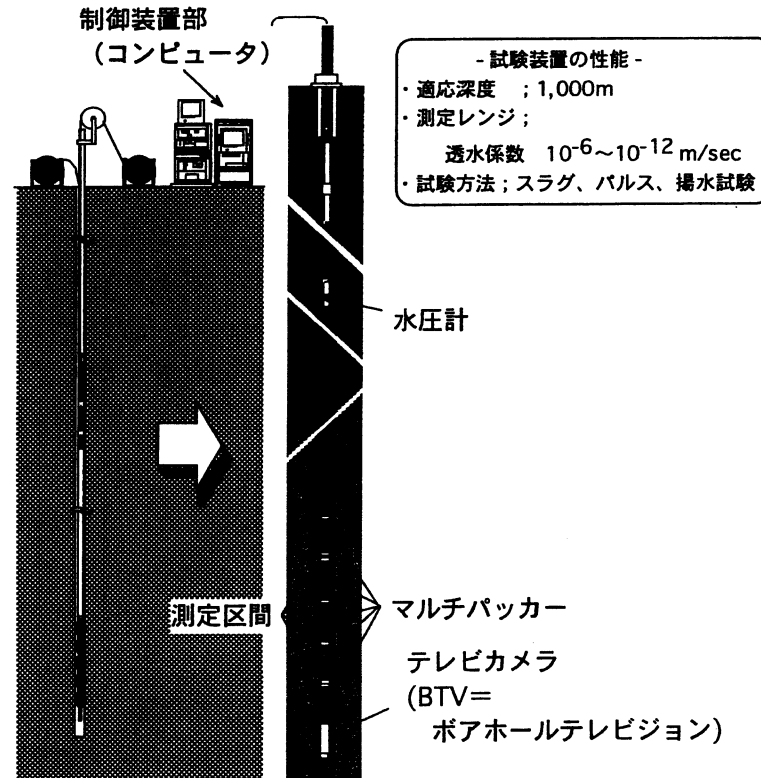


図 5.1-3 1,000m 対応水理試験装置の概要 (核燃料サイクル開発機構, 1999 より)

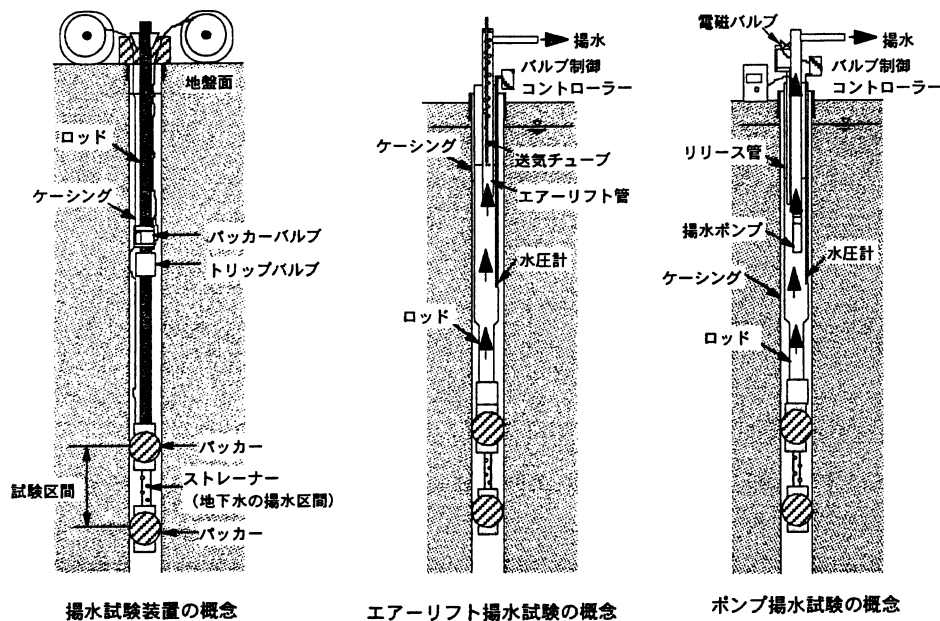


図 5.1-4 1,000m 対応揚水試験装置の概要 (核燃料サイクル開発機構, 1999 に加筆)

以上の単孔式の透水試験装置を用いた場合の試験方法を、定常試験、非定常試験、パルス試験の3つに分類して以下に示す。

・定常試験

定常透水試験は間隙水圧測定後、パッカーによって遮水された試験区間から一定流量または一定圧力条件で地下水を揚水する単孔式の揚水試験である。透水係数や比貯留係数などの水理定数は、揚水流量や水位低下量などから算出される。一般的に用いられている方法は、定流量揚水試験の場合は Jacob-Cooper の方法 (Cooper and Jacob, 1946)、定圧揚水試験の場合は Jacob-Lohman の方法 (Jacob and Lohman, 1952) である。この試験は、孔周辺の広い範囲の平均的な水理特性を調査するために実施される。

・非定常試験 (通常法)

非定常透水試験 (通常法) は、従来から単孔式透水試験として土木分野などで行われているスラグ法と同様の試験法である (たとえば、Hvorslev, 1951、Cooper et al., 1967)。試験区間をパッカーで閉鎖し、間隙水圧 (平衡水位) 測定後、ロッド (透水管) との流路をバルブで閉じる。ロッド内の水位を数 m~10m 程度上昇または低下させる。バルブを開くことにより、試験区間とロッド内が接続され、試験区間内に瞬時に水位差が生じる。この後、ロッド内の水位は試験前の平衡水位に徐々に回復する。この水位の経時変化から透水係数・比貯留係数などの水理定数を求める。

・非定常試験 (パルス法)

非定常透水試験 (パルス法) は、上述した非定常透水試験 (通常法) と同様の手順でロッド内の水位を上昇または低下させた後、バルブの開閉などにより瞬時に数 m~10m 程度の水位に相当する圧力パルスを試験区間内に与える。この後、閉鎖された試験区間の圧力は試験前の間隙水圧に徐々に回復する。この圧力の経時変化から透水係数・比貯留係数などの水理定数を求める。この方法は、試験区間に対する地下水の流れがほとんど発生しないため、水理場に与える影響が小さい。そのため、測定に必要な時間が短く、透水性の低い岩盤に有効な方法である。圧力パルスの与え方として、試験区間よりも高い圧力パルスを与える方法 (注水法) と、試験区間より低い圧力パルスを与える方法 (回復法) がある。

(4) 孔間水理試験

複数の孔を利用して行う透水試験であり、注水孔から一定圧、一定流量および正弦波圧力などの条件で注水し、観測孔内の圧力センサーでモニタリングする。おもに、き裂系の岩盤を対象として開発された方法で、難透水性の岩盤の透水係数の計測、比貯留係数の測定、透水係数の異方性の評価、水みちの透水性の評価など、適用性の広い試験方法として実績が積まれている。特に、Black らにより提案されている (Black et al., 1986) 正弦波を利用した試験 (sinusoidal test) では、注水による圧力変動が地球潮汐や降水などによるバックグラウンドの水圧変動と分離することが可能なため、精度の高いデータが得られるとされている。

図 5.1-5 に示す装置は、サイクル機構が開発した孔間水理試験装置で、岩手県の釜石鉱山内で現場適用試験が実施されている (竹内ほか, 1998)。

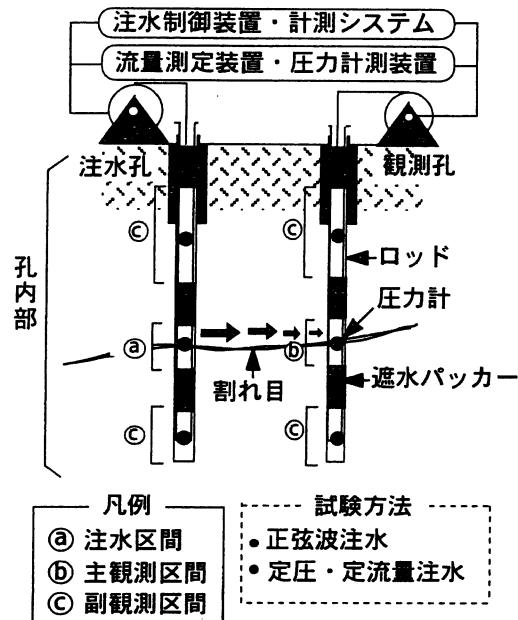


図 5.1-5 試錐孔間水理試験装置の概要 (竹内ほか, 1998 より)

孔間水理試験において、3 本以上のボーリング孔のデータを利用し、トモグラフィー法により 3 次元の岩盤の透水特性を把握する手法が提案されている。この理論を用いる場合、従来の時間差分法では解析に多大な時間がかかることが課題とされていたが、Laplace 変換を適用した浸透解析プログラムコードの開発が行われ (松尾ほか, 1997)、より実用的な試験法に整備されつつある。

また、直接的な透水試験法ではないが、周波数の異なる弾性波を用いて孔間トモグラフィーを実施し、Biot 理論 (Biot, 1941) を用いて弾性波速度とその減衰率の変化から地盤の間隙率や透水係数の分布を求める音響透水トモグラフィーも実績が積み重ねられている。

5.1.2 間隙水圧計測

間隙水圧の計測は、5.1.2 で示した透水試験装置で行うことができる。この他に、間隙水圧計測を主体として用いられている装置を以下に示す。

(1) MP システム

MP (Multiple Piezometer) システムはカナダの West Bay 社が開発したシステムである。ボーリング孔内に多点式のパッカーを有したケーシングを挿入し、任意の区間でパッカーを拡張し、パッカー間で閉鎖された区間の間隙水圧をケーシング内に挿入したポートにより測定するシステムである。

MP システムによる長期観測の実績では、サイクル機構が岐阜県の東濃鉱山において 8 年の実績がある。これは新第三紀の堆積岩中に立坑を掘削した場合の間隙水圧の変化を把握することを目的としており、深度 200m 程度の試錐孔において観測を継続したものである。また、超深地層研究所計画や広域地下水流動研究において、深度 1,000m の試錐孔に本装置を挿入し、モニタリングを継続している。

(2) 1,000m 対応地下水長期モニタリング装置

大深度に掘削された空洞周辺などの高差圧環境においても間隙水圧計測が可能な装置として開発された（サイクル機構，1999）。多点式のパッカーを有したケーシング内にプローブを挿入して計測する原理は MP システムと同様であるが、プローブ内にブッシングパッカーを装備しているとともに、水晶発振式絶対圧力計により圧力計測の高精度化を図っている（図 5.1-6）。

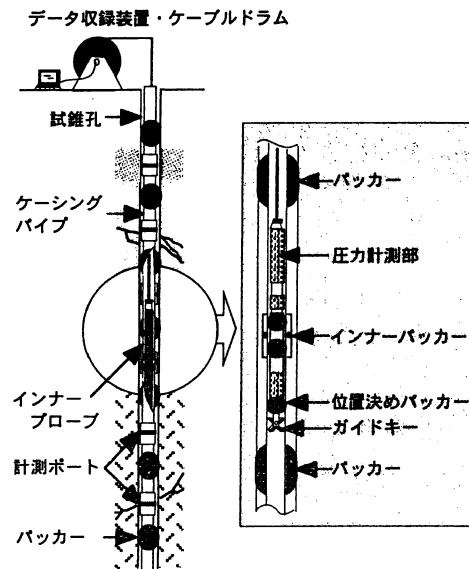


図 5.1-6 1,000m 対応地下水長期モニタリング装置の概要
(核燃料サイクル開発機構，1999 より)

5.1.3 単一孔流向、流速測定

ボーリング孔内に計測機器を設置し、地下水の流れる方向とその速度を測定する方法である。当初は、機械的な方法で測定するもので、 10^{-5} m/sec 程度の比較的速い速度の流速を対象としており、適用深度も浅い方法がほとんどであった。最近では、ホウ素、熱あるいは蒸留水などをトレーサーとしてボーリング孔内に注入し、その希釈速度を方向別に測定する方法や、テレビカメラで色素の濃度を測定する方法などが提案されており、 10^{-8} m/sec 程度の微流速を対象とした方法も開発されている（山本ほか，1988）。

5.1.4 透気試験

透気試験は、Jakubic and Kline (1987) により提案された方法であり、空洞周辺の掘削影響領域を調査する簡便な方法として、原位置での適用実績が積まれている。国内では、圧縮空気貯蔵施設の実験において測定された例（例えば、志田原ほか，1997）や、大断面トンネルにおいて坑道拡幅による掘削影響領域の広がり調査した例（例えば、河野ほか，1994）などがある。

透気試験は、試錐孔にダブルパッカーを設置し、ダブルパッカーで区切られた測定区間から空気を真空ポンプにより排除することにより行われる。定常状態での吸引空気流量およびポンプ停止後の圧力回復特性から、岩盤の透気性を把握する。透気試験の特徴を以下に示す。

- ・測定によって岩盤を傷めることがないため、繰り返し測定が可能である。
- ・空気という粘性の低い媒体を利用するため、1回の測定時間が10分程度と極めて短い。
- ・測定区間を短く設定することが可能である（通常は25cmで行われる）。

これらの特徴によって、き裂状態との対比が詳細に行えるなど、試錐孔内の全域に渡る掘削影響の評価が可能である。透気試験の欠点としては、湧水がある場合は正確な流量を測定することが出来なくなる。湧水が想定される場合には、試錐孔を（上向きに）傾斜して掘削するなどの対処が取られる。

5.1.5 調査・試験法の現状と課題

深地層の軟岩を対象とした調査・試験法の現状と課題について検討する際に、原位置透水試験に限ったものではないが、調査・試験事例がそれほど多くないことを、まず指摘しなければならない。これは、深地層の利用が硬岩を対象としたものが多いということと、これに関連した調査・試験機器の技術開発が行われ、適用実績が積み重ねられていることによる。したがって、深地層の軟岩を対象とした場合の調査・試験法の適用性を検討するためには、このような背景を念頭に置かなければならない。しかしながら、原位置透水試験では、パッカーの閉鎖機能が発揮できるという条件であれば、硬岩と軟岩の違いによらず、調査・試験そのものは可能であると言えるであろう。むしろ、調査・試験結果の解釈の際に留意しなければならない問題点があるものの、これらは、き裂系媒体とポーラスメディアの差異であり、深地層に限らない岩石や岩盤特有の課題である。以下に、岩盤の透水性の評価と高差圧環境に関して留意点を述べる。

(1) 岩盤の透水性の評価

原位置における透水試験は、いわば点あるいは線の透水性を求めているにすぎない。これをもとに、調査の対象となる地下構造物のスケールに応じた岩盤全体（空間）の透水性を推定することが必要となる。この推定のために、透水試験の結果と陰層やBTVあるいは物理探査の結果とを対比することが試みられている。地質構造とこれに起因する水みちの同定を行った上で透水試験結果を解釈し、数値解析のモデル化やパラメータを設定する必要がある。これらの一連の作業の中で、スケール効果あるいは代表的単位体積（REV：Representative Elementary Volume）などの評価を行う必要がある。

深地層における軟岩を対象として調査試験を行うにあたっては、上記のような問題点や推定を実施しなければならない状況は同じである。原位置調査を行うにあたっては、1.4章のボーリング掘削技術に関する今後の研究・開発に示されているような乱れの少ない孔壁に仕上げる技術や孔壁保護に関する課題は、全ての調査・試験に共通のものである。

(2) 高差圧環境下における測定

大深度地下に掘削された坑道などの空洞周辺では、空洞壁面からの湧水・蒸発と地下水供給のバランスが保たれた状態となっている。空洞壁面の近傍では地下水圧が低下しており、坑道から離れるにつれて地下水圧が大きくなり、影響範囲を超えると土被り（あるいは地下水位面からの深度）に応じた水圧となる。

このような状況において、空洞近傍に掘削されたボーリング孔を利用して各種の調査・試験を行う場合、「高差圧環境」が生じる。例えば、透水試験を行う場合、試験区間をパッカーで

封鎖した状態で安定を待つと、試験区間はその位置（深度）における地下水圧が作用することになるが、パッカーを隔てたボーリング孔内の空間では圧力が作用していない状態にある。このように、パッカーを隔てて作用する水圧が異なる状況が生じ、空洞に近い位置では高差圧となる。この場合、試験を行う際の留意点としては、例えばパッカーの遮水性能や計器のレンジといった試験装置の機能面や、試験方法やデータ解釈といったソフト面の両方をあげることができる。必要とされるデータの精度によっては、地下水圧の分布を模擬した条件下での解析を行い、実測データと比較する厳密さが要求される。

5.2 室内透水試験

土木工学や環境工学などの分野では、透水係数は基本的で重要なパラメータである。地盤の透水性は構成材料に強く影響され、砂礫と粘性土地盤では透水係数が $10^1 \sim 10^9 \text{cm/s}$ と大きく異なっている。また、堆積層理面による異方性や鉱物粒子による不均質性の影響も受けるため、実際の地盤内の透水挙動はかなり複雑である。ボーリングコアを用いる室内透水試験は、地盤の透水特性を把握するための有効なツールと考えられている(Brace,1980)。以下では、室内透水試験法としてよく用いられる代表的な定水位法、変水位法、フローポンプ法及びトランジェント・パルス法について述べる。

5.2.1 定水位試験法

定水位法と変水位法は、ともに岩石試料を透過した水量に基づいて透水係数を求めている。図 5.2 - 1 は、定水位法による透水係数測定概念図を示しており、測定試料に一定の水位差を与えたまま、単位時間あたりの透水量 Q を測定し、次式より透水係数 K を算出している。

$$K = (Q \cdot L) / (A \cdot t \cdot h)$$

ここでは、 t は計測時間、 h は試料上下端の水頭差、 L は試料の長さ、 A は試料の断面積をそれぞれ表している。上式において、 h/L は動水勾配である。

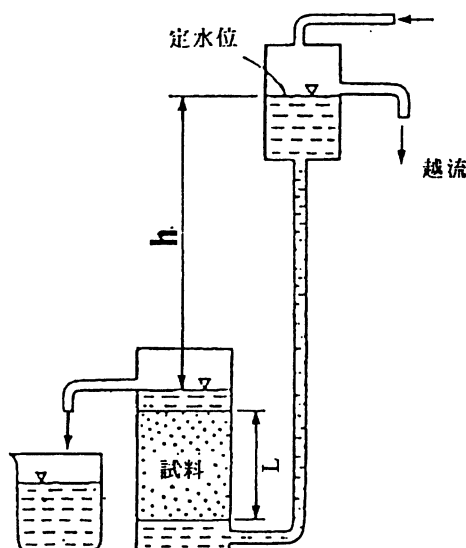


図 5.2 - 1 定水位法による透水係数測定概念図

定水位法では動水勾配の設定が重要であり、動水勾配が低いと、透過水量の測定に長い時間が必要となる。とくに、少ない透過水量を長時間にわたって測定する場合、室内の温度や湿度の変化に影響され、測定結果の信頼性に問題がある。また、現状では動水勾配を低く制御することに技術的な限界がある(高橋ら,1998)。これに対し、動水勾配を高く設定すると、浸透によって試料が圧密されたり、乱流が生じたりする恐れがあると共に、透水係数を算出する際のダルシー法則の適用も困難となる。

定水位法はその簡便性が注目され、高性能差圧計による透過水量の間接測定によって、難透水性材料への適用も検討されてきた。Esaki et al.(1997)は難透水性岩石試料への定水位法の適用性を定量的に評価した際、定水位法の厳密解を導くとともに、測定試料中の水頭分布 $H(Z, t)$ 、動水勾配 $i(Z, t)$ 、流入側水量 $q(0, t)$ 及び流出側水量 $q(L, t)$ は次式のようなになる。ここでは、 S_s は比貯留率、 Z は水の流入端(下端)から流出端(上端)までの距離をそれぞれ表している。

$$H(Z, t) = \Delta H \left\{ \frac{Z}{L} + \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos(n\pi)}{n} \cdot \sin \frac{n\pi z}{L} \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

$$i(Z, t) = \frac{\Delta H}{L} \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos(n\pi) \cdot \cos\left(\frac{n\pi z}{L}\right) \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

$$q(L, t) = \frac{K \cdot A \cdot \Delta H}{L} \cdot \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

$$q(0, t) = \frac{K \cdot A \cdot \Delta H}{L} \cdot \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

Esaki et al.(1997)の研究報告によると、測定試料の一端(水の流入側)に一定の水頭を与えると、試料上下端に大きな動水勾配が生じるが、時間経過に伴って徐々に減少し、最終的には定常状態に達する。この試験法では、定常状態の流量が極めて小さい(試料の透水性が小さい)場合、非定常状態の流出量と見かけの動水勾配を用いると、透水係数を過大評価してしまう可能性がある。

5.2.2 変水位試験法

図 5.2 - 2 のように測定試料にある水位差を与えてから、時間経過に伴う水位の変化を基に透水係数を求めるのが変水位法である。変水位法では定水位法と同様に、試料を透過した水量を直接に測定しているため、透過水量が少ない場合は、温度や湿度の変化に大きく影響される。また、難透水性岩石試料に適用した場合、動水勾配や測定時間の設定が定水位法と同様に問題となる。

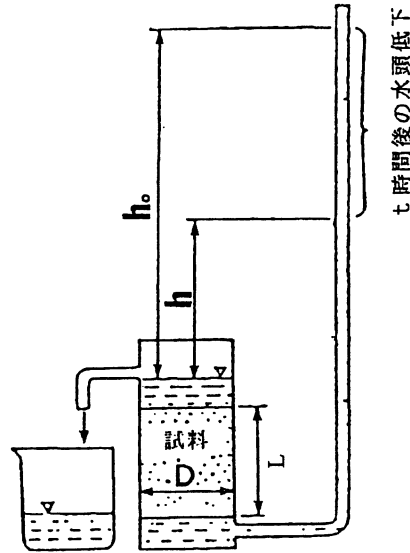


図 5.2 - 2 変水位法による透水試験の概念図

断面積 a のスタンドパイプに初期水位 h_0 を設定し、 t 時間後の水位が h に減少した場合、透水係数は下記の式より算出することができる。図 5.2 - 2 において、 D と L はそれぞれ測定試料の直径と長さを表している。

$$K = 2.30 \frac{a L}{A t} \log_{10} \left(\frac{h_0}{h} \right)$$

5.2.3 フローポンプ法

この試験法では、測定試料に流入あるいは流出する水量を制御しながら、それに起因する試料両端の水頭差を計測することにより透水係数を求めている。その概念図を次に示す。

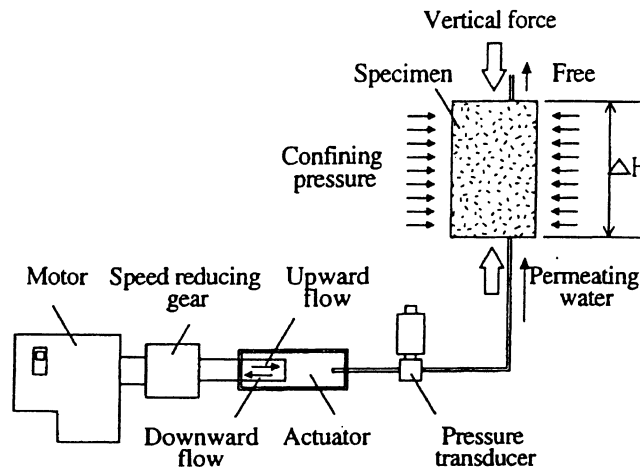


図 2.5 - 3 フローポンプ法による透水試験の概念図 (高橋ら,1998)

定水位法や変水位法では試料両端の水位差を一定に制御したり、変化させたりして測定試料を透過した微小流量を基に透水係数を求めているのに対し、フローポンプ法では微小流量を一定に制御し、圧力を直接に計測しているため、精度よく試験を実施することができる。フローポンプ法を用いれば、原位置状況に近い動水勾配で透水係数を測定できるとともに、高い動水勾配による圧密や乱流等の影響を除去することも可能と考えられる。

従来のフローポンプ法では、定常状態の流量 Q と ΔH をダルシー法則の式に代入して透水係数を求めていた。しかし、測定試料の透水性が小さい場合や試料の比貯留率や試験システムの圧縮貯留率が比較的大きい場合は、定常状態に達するまでに長い時間を要するだけでなく、定常状態に達したかどうかの判断そのものも難しい。難透水性土質材料の透水性を迅速に求めるために、Morin and Olsen(1987)は試験システムの貯留特性を無視する近似解を導いた。しかし、その近似解は試験システムの貯留特性が試料に比べて無視できるほど小さい場合しか適用できないため、実用性に問題があった (高橋ら,1998)。

Esaki et al.(1996)や張ら(1997)は、試験システムと試料の貯留特性をともに考慮できるフローポンプ法の非定常状態を評価できる厳密解を確立し次式に示した。

$$H(Z,t) = \frac{qL}{AK} \left\{ \frac{Z}{L} - 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\exp\left(-\frac{K}{Ss} \beta_n^2 t\right) \sin(\beta_n Z)}{L \delta \beta_n \cos(\beta_n L) \left[L\left(\beta_n^2 + \frac{1}{\delta^2}\right) + \frac{1}{\delta} \right]} \right\}$$

ここで、 $\delta = Ce/(A Ss)$ 、 Ce はフローポンプの貯留率であり、単位圧力あたりの増加によるフローポンプシステム中に圧縮された水の体積と定義されている。張ら(1997)はこの厳密解を用いて、低レベル放射性廃棄物の地層処分施設に隔離剤として使用されるベントナイト混合土のせん断変形中における水理特性の変化を評価した。

厳密解に基づく理論解析では、次のことが明らかになっている。試験開始より、試料の上下端に水頭差が徐々に増加し、それに伴って動水勾配も増加するが、最終的にはある定常状態に達する。この定常状態では試料中の水頭差の分布が線形となり、試料全長にわたって動水勾配が一定となる。

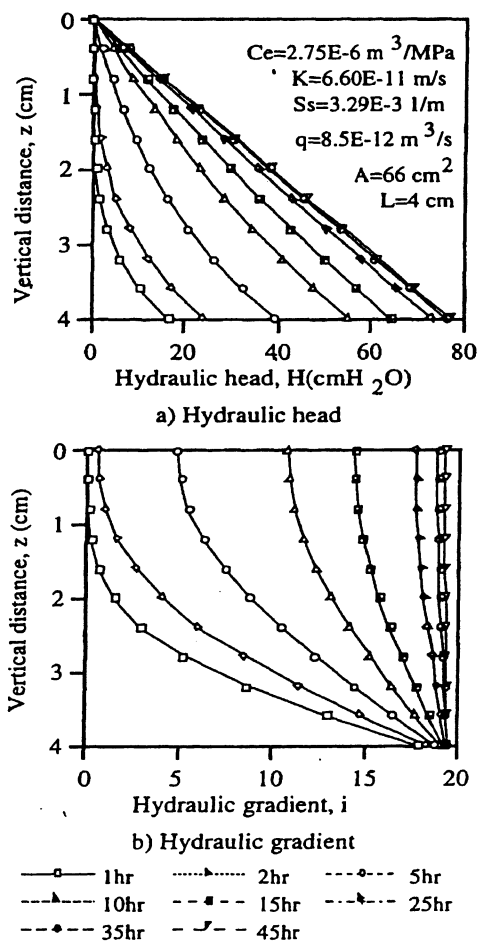


図 5.2 - 4 フローポンプ法による透水試験における測定試料中の水頭分布及び動水勾配と時間の関係 (高橋ら,1998)

5.2.4 トランジェント・パルス法

トランジェント・パルス法（以下ではパルス法と呼ぶ）は、Westerly 花崗岩の透水係数を測定するために、Brace et al.(1968)によって考案された試験法である。図 5.2 - 5 はパルス法の測定原理を示す概念図である。この方法では、測定試料の両端に岩石内の貯留量（有効間隙）に比べて十分に大きい貯留槽が連結されている。まず、測定試料を飽和させ、両貯留槽内の圧力と試料内の間隙水圧が平衡状態に達していることを確認してから一方の貯留槽の水圧を急激に上げる。それに起因する水圧のパルスが生じ、試料内へ徐々に浸透する際の両端の圧力変化を精密に測定する。試料の透水係数は両端に連結した 2つの貯留槽間の圧力差を精密に測定することにより算出することができる。

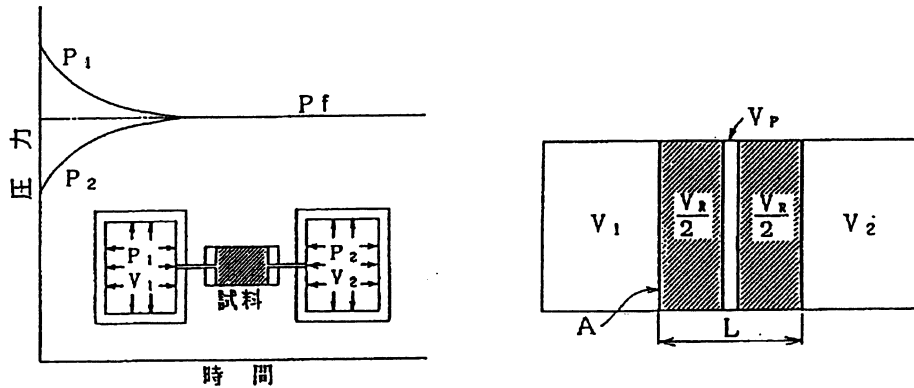


図 5.2 - 5 トランジェント・パルス法の測定原理の概念図

パルス法による透水係数の求め方は大別して、(a)Brace et al.(1968)の近似解と(b)Hsieh et al.(1981)の厳密解の 2通りに分けられる。以下では近似解と厳密解について述べる。

(a)Brace らの近似解について

近似解は比貯留量を無視した解析法とも呼ばれている。岩石の間隙率が十分に小さく（貯留量が少ない）、水の体積圧縮率が岩石及びマトリックスのそれに比べて十分に大きいことを仮定し、Brace らは一次元の非定常浸透流の方程式を次のようにして解いた。

$$\partial^2 P / \partial X^2 = 0$$

つまり、図 5.2 - 5 のように試料中央に間隙が集中し、かつ間隙率が十分に小さい ($V_p \ll V_1, V_2, V_R$) モデルを提案した。これに先のパルス圧を与えた場合、圧力 P_1, P_2, P_p の変化とダルシー法則から次式が得られる。

$$P_1 - P_f = \Delta P \cdot \frac{V_2}{V_1 + V_2} \cdot \exp(-\alpha t)$$

$$\alpha = KA / (\mu\beta L) \cdot (V_1 + V_2) / (V_1 V_2)$$

ここに、 P_1, V_1 : パルス圧を与える容器側の圧力と容積 ; P_2, V_2 : パルス圧を与えない容器側の圧力と容積 ; P_f : 圧力の収束値 ; ΔP : 圧力パルス ; t : 時間 ; K : 透水係数 ; μ : 流体の粘性係数 ; β : 流体の圧縮率、である。

これにより圧力差 $P_1 - P_f$ は指数関数的に減少し、 $P_1 - P_f$ の対数と時間の関係が線形であることが分かる。透水係数はこの直線の傾き α より求めることができる。

(b) Hsieh らの厳密解について

Hsieh et al.(1981)は比貯留量を見ない解析法を提案した。この解析法では、試料両端の圧力変化がそれぞれ次式のようになる。

$$\frac{hu}{H} = \frac{1}{1+\beta+\gamma} + 2 \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha \phi_m^2) (\beta + \gamma^2 \phi_m^2 / \beta)}{[\gamma^2 \phi_m^4 / \beta^2 + (\gamma^2 \beta + \gamma^2 + \gamma + \beta) \phi_m^2 / \beta + (\beta^2 + \gamma \beta + \beta)]}$$

$$\frac{hd}{H} = \frac{1}{1+\beta+\gamma} + 2 \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha \phi_m^2) (\beta - \gamma \phi_m^2 / \beta)}{\phi_m^2 / \beta + (\beta^2 + \gamma \beta + \beta)} \cos \phi_m$$

厳密解に基づく試料両端の圧力水頭と $\alpha \beta^2$ との関係の一例を図 5.2 - 6 に示す。

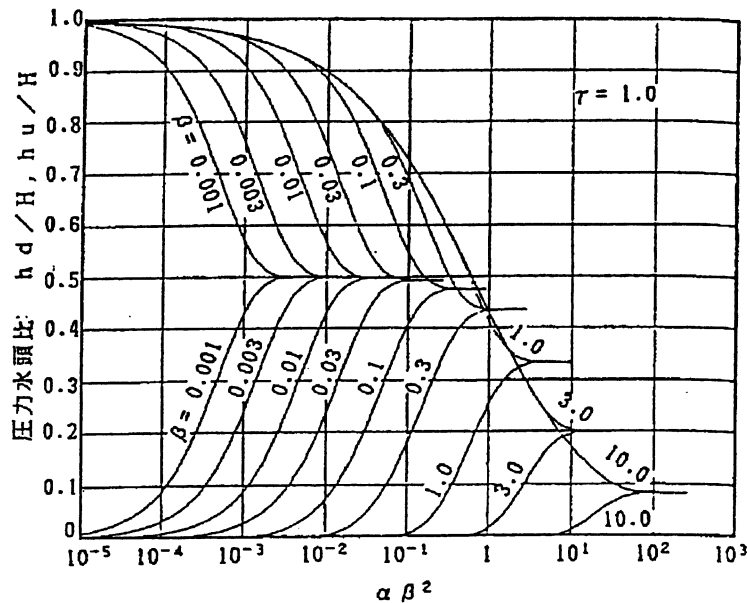


図 5.2 - 6 厳密解に基づく $\alpha \beta^2$ と圧力水頭比の関係 ($\gamma = 1$)
(奥野・斎藤, 1986)

厳密解では次の手順に従えば、透水係数と共に比貯留量も求めることができる。まず、横軸に時間の対数を取り、縦軸に試料両端の圧力水頭比をとって測定結果をプロットする。つぎに、図 5.2 - 6 に測定結果のプロットを重ねて横軸方向に移動させながら、厳密解の曲線群の中から最も一致するものを選ぶ (図 5.2 - 7)。一致したところで β ($=S_s A L / S_u$) の値から比貯留量 S_s を求める。最後に、 $\alpha \beta^2$ と時間 t の値から透水係数を求める。

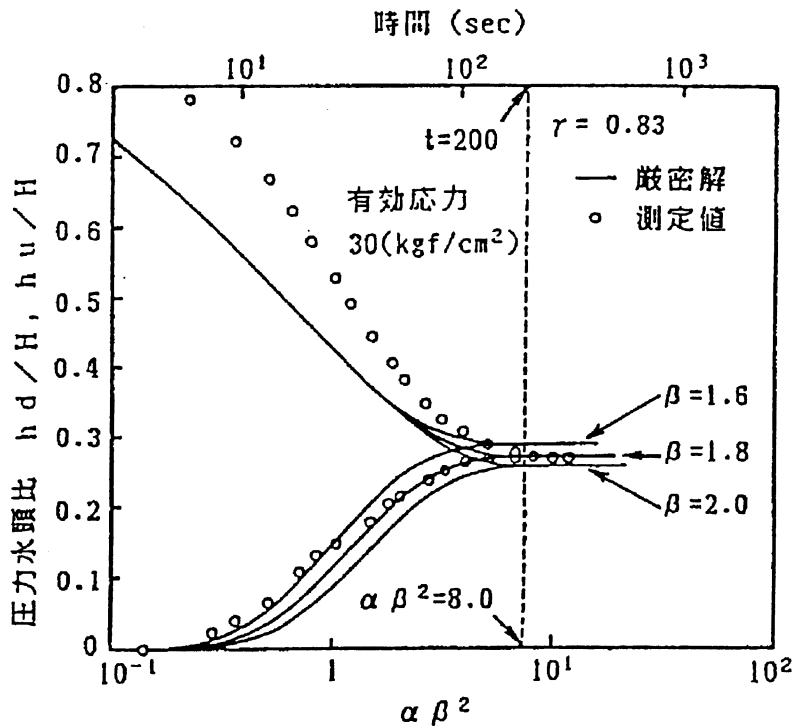


図 5.2 - 7 厳密解に基づくカーブフィッティングの一例
(奥野・斎藤,1986)

このように厳密解では曲線群のカーブフィッティングが煩雑であり、求めた透水係数の結果に個人差が含まれることが考えられる。厳密解に比べて、近似解では透水係数を過小評価する可能性があることが指摘されている (奥野・斎藤,1986 ; 杉本・古住,1989)

パルス法では圧力勾配を一定にするために、与えるパルスを極力小さく抑えなければならない。必要以上に大きいパルスを与えた場合、浸透流は乱流状態になることが予想され、正確に透水係数を評価することができなくなる。Walder and Nur(1986)や高橋・薛(1989)は、間隙水圧の 10%に相当する圧力がパルス圧の目安と報告している。しかし、パルス圧をあまり小さく抑えすぎると、測定中の温度変化に強く影響され、圧力変化が得られにくくなることも指摘されている (Walls et al.,1982)。

5.2.5 現状と課題

室内透水試験法はほぼ確立されており、測定試料に適した試験法を選択すれば、信頼性の高い試験結果を得ることができる。それらの試験結果を原位置岩盤へ適用する場合、透水係数を支配する要因を考えなければならない。室内透水試験では岩石に含まれる孔隙やクラックが透水係数を支配する要因となっているが、原位置岩盤ではき裂や破碎帯が要因として挙げられる。試験対象の大きさに依存する透水係数のスケール効果 (scale effect) が確認されている。Brace(1980)の研究報告によると、試験の透水係数の平均値が室内試験の平均値に比べて約 10^3 ほど大きく、内試験の透水係数は原位置試験の下限值を示している。一方、泥質岩の場合はその差異が約 10 倍程度に留まっており、室内試験の有効性が明らかになっている。原位置試験ではボーリング孔を利用しており、孔内き裂の分布が透水性を大きく左右するが、泥質岩中のき裂は塑性流動や癒着などによって、結晶質岩中のものに比べて透水性への寄与が少ないと考えられる。この事実は凝灰岩や岩塩地帯が高レベル放射性廃棄物の地層処分に適している根拠になっている。現在、数値計算による地下水解析の技術は格段に進歩しているが、モデル化に必要な岩石や岩盤の透水性をどう評価するかといった課題は依然として残されている。原位置試験ではき裂分布や地下水の境界条件が必ずしも明確でなく、信頼性の高いデータを取得することが困難な場合が少なくない。原位置試験に加えて、亀裂性岩石を対象とする室内試験を実施することが必要であろう。

参考文献

- Biot, M. A. (1941) ; General theory of three-dimensional consolidation, *J. Appl. Phy.*, Vol.12, pp.155-164.
- Black, W. H., Barker, J. A. and Noy, D. J. (1986) ; Crosshole Investigations – The Method, theory and analysis of crosshole sinusoidal pressure tests in fissured rock, BKB International Report, Stripa Project 86-03, SKB, Stockholm, Sweden.
- Brace, W. F. (1980) ; Permeability of crystalline and argillaceous rocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.17, pp.241-251.
- Brace, W. F., Walsh, J. B. and Frangos, W. T. (1968) ; Permeability of granite under high pressure, *J. Geophys. Res.*, Vol.73, No.6, pp.2225-2236.
- Cooper, H. H. Jr. and Jacob, C. E. (1946) ; A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history, *Transactions, American Geophysical Union*, 27, pp.526-534.
- Cooper, H. H. Jr. Bredhoeft, J. D. and Papadopoulos, I. S. (1967) ; Response of a finite-diameter well to an instantaneous change of water, *Water Resources Research* Vol.3, No.1, pp.263-269.
- Esaki, T., Zhang, M., Takahashi, M. and Mitani, Y. (1996) ; Rigorous theoretical analysis of a flow pump permeability test, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.19, No.3, pp.241-246.
- Esaki, T., Zhang, M., Takahashi, M. and Sakai, K. (1997) ; Evaluation of the flow pump and constant head techniques when testing low permeability geotechnical materials, *Proc. of the 28th Symposium of Rock Mech.*, Tokyo, pp.251-257.
- Hsieh, P.A., Tracy, J. V., Nuezil, C. E., Bredhoeft, J. D. and Silliman, S. E. (1981) ; A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of 'tight' rocks, I. Theory, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.18, pp.245-252.
- Hvorslev, M. J. (1951) ; Time lag and soil permeability in ground-water observation, *Corps of Engineers U.S. Army, Waterways Experiment Station, Bulletin*, 36, Mississippi, US, p.50.
- Jakubic, A. T. and Kline, R. (1987) ; Multiparameter Testing of Permeability by the Transient Vacuum Technique, in *Coupled Processes Associated with Nuclear Waste Repositories*, Ed. By C. F. Tsang, Academic Press, pp.473-484.
- Morin, R. H. and Olsen, H. W. (1987) ; Theoretical analysis of the transient response from a constant flow rate hydraulic conductivity test, *Water Resources Research*, Vol.23, No.8, pp.1461-1470.
- Walder, N. and Nur, A. (1986) ; Permeability measurement by the pulse-decay method, effects of poroelastic phenomena and non-linear pore pressure diffusion, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol.23, pp.225-232.
- Walls, J. D., Nur, A. and Bourbie, T. (1982) ; Effects of pressure and partial water saturation on gas permeability in tight sands, experimental results, *J. Petrol. Tech.*, Vol.34, pp.930-936.
- 宇田進一, 井宮 裕 (1992) ; 最近のルジオンテストについて, 第 24 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, pp.16-20.
- 奥野哲夫, 斎藤 章 (1986) ; 透水性の低い岩石の室内透水試験法, 第 18 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.381-384.
- 河野英雄, 藤原洋一, 三島功裕 (1994) ; 直径 5m の TBM で硬岩に挑む 本四連絡道路 舞子トンネル, *トンネルと地下*, Vol.25, No.2, pp.7-14.
- 建設省河川局開発課監修 (1984) ; ルジオンテスト技術指針・同解説, 国土開発技術研究センター,

pp.43-55.

建設省河川局監修（1987）；多目的ダムの建設—昭和 62 年版，第 4 卷，設計 II，ダム技術センター，p.56.

建設省土木研究所（1977）；ルジオンテスト施工指針（案），建設省土木研究所資料，第 1276 号，p.67.

高橋 学，張 銘，江崎哲郎，坂井健太郎（1998）；室内透水試験法について，応用地質，第 39 卷，第 3 号，pp.315-321.

高橋 学，薛 自求（1989）；パルス法を用いた岩石の透水係数を測定する場合の問題点について，地質ニュース，第 421 号，pp.46-54.

サイクル機構（1999）；わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第 2 次取りまとめ—分冊 1 わが国の地質環境，核燃料サイクル開発機構技術報告書，JNC TN1400 99-021.

志田原 巧，日比野 敏，池川洋二郎，中川加明一郎，大山隆弘，新 孝一，鈴木浩一（1997）；岩盤気密方式による圧縮空気貯蔵実証試験に基づく調査・試験法の提案，電力中央研究所報告，総合報告 U31.

杉本文男，古住光正（1989）；トランジェント・パルス法を用いた岩石の透水試験，資源と素材，Vol.105，No.10，pp.19-23.

竹内竜史，仙波 毅，天野健治，下茂道人，青木智幸，山元 肇（1998）；孔間水理試験装置の開発と現場適用例，第 10 回岩の力学国内シンポジウム論文集，pp.725-730.

張 銘，高橋 学，江崎哲郎（1997）；フローポンプ透水試験法による非定常解について，北海道応用地学合同研究会論文集，No.8，pp.111-116.

松尾雄一郎，西垣 誠（1997）；亀裂性岩盤での水圧トモグラフィーに関する研究，土木学会第 52 回学術講演会要旨集，pp.506-507.

山本毅史，土谷 尚（1988）；新しい現地調査法 3. 透水性を求めるための現地調査法，土と基礎，Vol.36-5，pp.77-84.

柳澤孝一，斉藤 章，西垣 誠，平田洋一（1989）；新しい現場透水試験法（動燃式 JFT）の開発と測定例，土と基礎，第 37 卷，第 7 号，pp.47-52.

第3部 力学・水理モデル

1. 高レベル放射性廃棄物(HLW)地層処分における力学・水理モデル

高レベル放射性廃棄物(HLW)については、現在、300m～1000m 程度の地下深部岩盤内への地層処分が考えられている。また、「特定放射性廃棄物の最終処分に関する法律(平成12年6月7日 法律第117号)」により、「概要調査地区の選定」、「精密調査地区の選定」、「最終処分施設建設地の選定」の3段階の選定段階を経て最終処分施設建設地を選定し、地層処分場を建設、操業することとされている。

我が国における高レベル放射性廃棄物の地層処分は、現時点では、第1段階の概要調査地区の選定を行う前の事前準備段階である。このため、各段階で、具体的にどのような調査を行い、どのような質、量の情報を取得し、どのような解析を行うかについては、実施例もなく明確ではない。

高レベル放射性廃棄物の地層処分技術を取りまとめた報告書としては、核燃料サイクル開発機構(1999)による「我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、「2次取りまとめ」と称する)および電力中央研究所、電気事業連合会(1999)による「高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術」(以下、「事業化報告書」と称する)が公開されている。

これらの報告書は、地層処分に関するフィージビリティスタディを通して、我が国における地層処分の技術的信頼性を示すとともに、処分事業を進めるうえで処分予定地の選定、安全基準の策定の技術的拠り所を与えるうえで重要なものと位置づけられている。

本章では、「2次取りまとめ」および「事業化報告書」に示された例に基づいて、高レベル放射性廃棄物地層処分における軟岩の力学モデルおよび水理モデルについて取りまとめた。

1.1 地層処分の概要

1.1.1 地層処分システム

「2次取りまとめ」によると、「我が国における地層処分のコンセプトは、安全な場所を選んだうえで、そこに人工バリアと天然バリア(岩盤)からなる多重のバリアシステムを構築することにより、長期にわたる安全性を確保するもの」としている。

人工バリアは、図 1.1-1 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)、地下に埋設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。

安全性を確保するための対策は、上記の地層処分のコンセプトに基づいて、次のように考えられている(増田 他, 2000)。

- 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。

1.1.2 地層処分施設

地層処分施設は、図 1.1-2 に示すように、地上施設と地下施設から構成される。地下施設は、アクセス坑道、連絡坑道、主要坑道および処分坑道などの坑道から構成される。

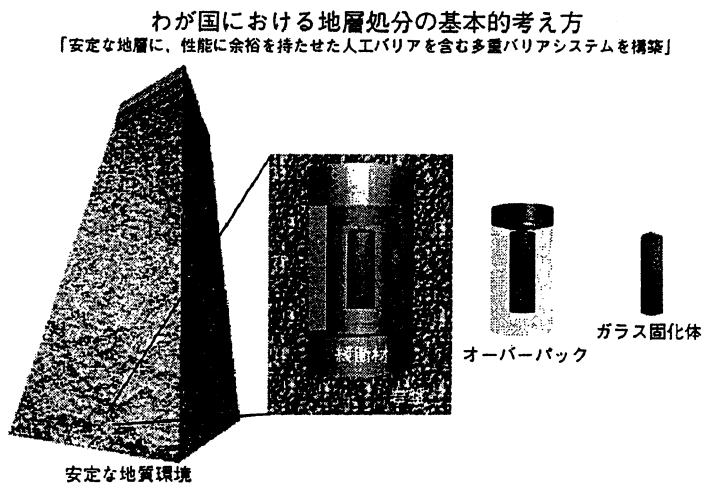


図 1.1-1 地層処分システムの構成要素
(核燃料サイクル開発機構, 1999)

地下施設には、建設・操業・閉鎖時における廃棄体などの物流経路を提供することが求められるため、各坑道が所要の内空断面を有し、数十年に及ぶ建設・操業・閉鎖の各段階を通じて空洞の安定性が確保される必要がある。

処分坑道は、図 1.1-3 に示すように、縦置き方式と横置き方式が検討されている。図によれば、処分坑道の掘削規模は直径 2 m～5 m が想定されている。

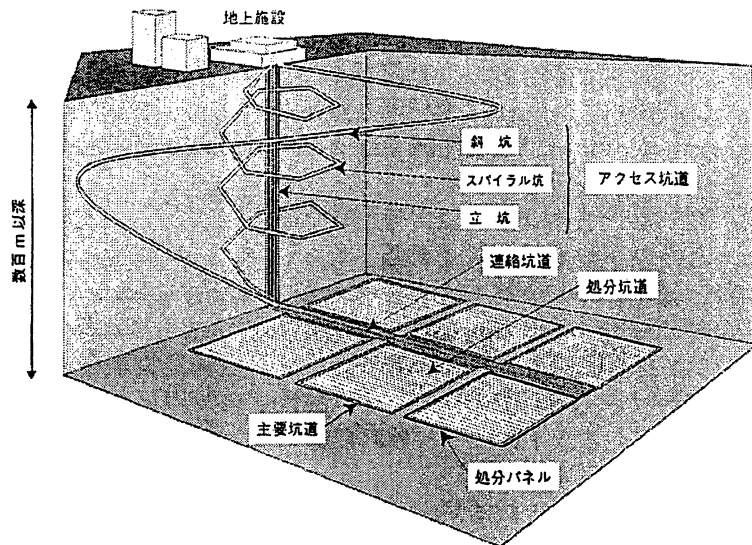
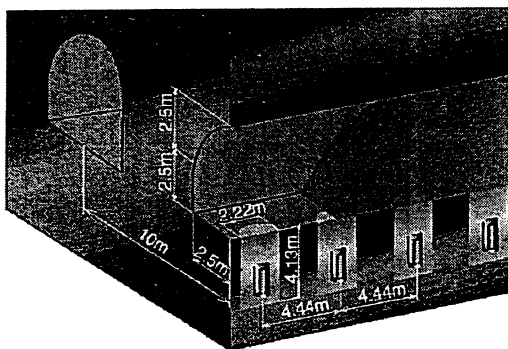


図 1.1-2 処分施設の基本概念

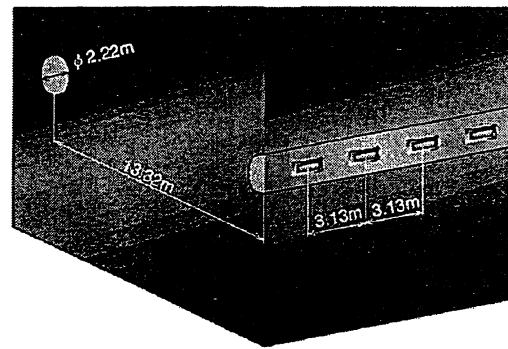
(核燃料サイクル開発機構, 1999)

1.1.3 設置深度

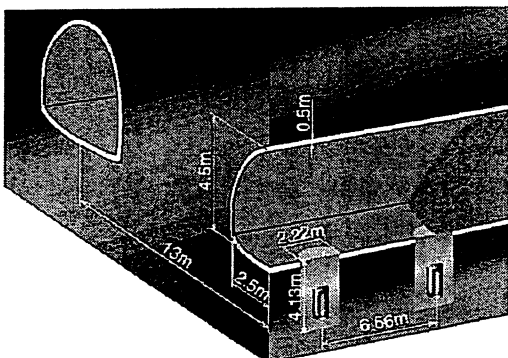
地層処分を実施するための地層については、岩石の種類を特定することなく幅広い視野から検討が進められている。「2次取りまとめ」で想定されている設計検討における地下施設の設置深度は、①地層処分の長期安定性、②地質環境の特性、③建設技術や調査技術の現状、④空洞の力学的安定性および人工バリアの熱的影響範囲等を考慮して、硬岩系岩盤では 1000m、軟岩系岩盤では 500m とされている。なお、「事業化報告書」では、対象岩盤を結晶質岩系と堆積岩系に区分している。



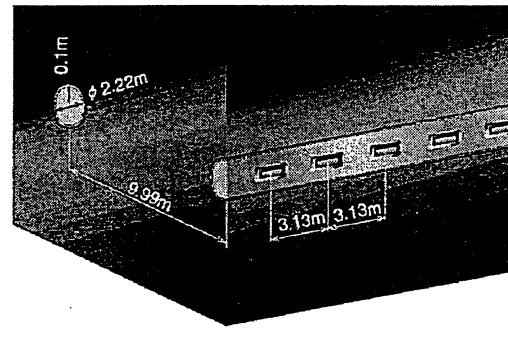
(a) 処分坑道縦置き方式 (硬岩系岩盤)



(b) 処分坑道横置き方式 (硬岩系岩盤)



(c) 処分坑道縦置き方式 (軟岩系岩盤)



(d) 処分坑道横置き方式 (軟岩系岩盤)

図 1.1-3 処分坑道と廃棄体ピッチの仕様 (核燃料サイクル開発機構, 1999)

1.1.4 地層処分 の概略工程

地層処分開発の作業段階は、図 1.1-4 に示すように、①サイト特性調査段階、②建設段階、③操業段階、④閉鎖段階および⑤閉鎖完了後に区分されている。そして、表 1.1-1 に示す基本スケジュールが設定されている。

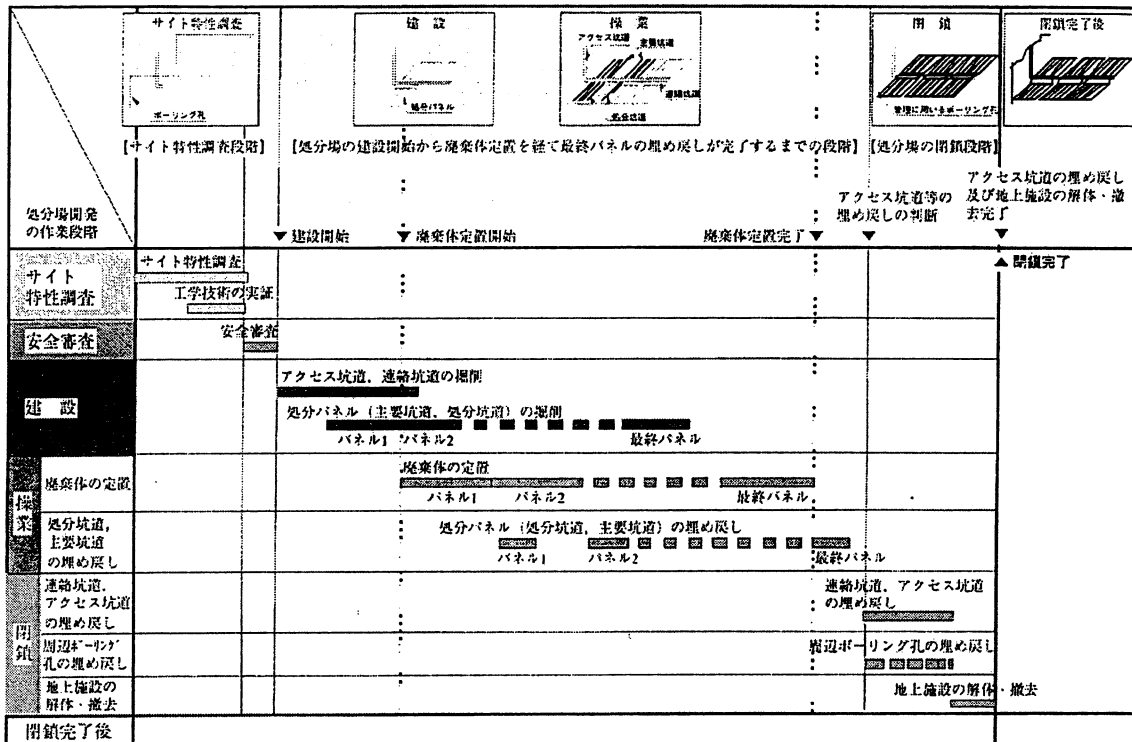


図 1.1-4 地層処分の概略工程（核燃料サイクル開発機構，1999）

表 1.1-1 基本スケジュール（核燃料サイクル開発機構，1999）

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（継続後終了）
2095年	閉鎖

1.2 HLW 地層処分における力学モデル

HLW 地層処分の建設段階、操業段階、閉鎖段階等の各時間ステップ（作業段階）における力学モデルの抽出を行った。抽出は、「2次取りまとめ」を中心に行い、「事業化報告書」を補足に用いた。対象とする力学モデルは、軟岩系岩盤に処分坑道を建設する場合の解析的検討で用いられている力学モデルとし、特に岩盤モデルに着目した。

1.2.1 各作業段階における想定事象

各作業段階では、下表に示すイベントが計画あるいは想定されており、それぞれのイベントに関連して、岩盤、オーバーパックおよび緩衝材などの各構造物（材料）に生じるであろう力学的挙動が想定されている。

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配分が起こる。また、オーバーパックおよび緩衝材の定置後から、緩衝材の膨潤、オーバーパックの自重沈下および腐食膨張変形、岩盤のクリープ変形等が発生し、緩衝材や坑道周辺岩盤の応力状態が経時的に変化すると考えており、緩衝材や岩盤の安定性に影響を与え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の解析を行い、長期の構造力学的安定性が評価されている。

表 1.2-1 各作業段階の想定事象

作業段階	作業期間 (経過年数)	イベント	想定事象		
			岩盤	オーバーパック(OP)	緩衝材
調査	15年	処分場の建設前	初期応力状態 (地圧+静水圧)	—	—
建設	10年	処分坑道の掘削	①応力再配分 ②ゆるみ域の発生 ③支保工への解放荷重作用	—	—
			①クリープ変形 ②ゆるみ域の拡大 ③地下水位の低下 ④浸透力の作用	—	—
操業 ・廃棄体定置 ・埋め戻し	約50年 (t=0)	人工バリアの設置		①OPの沈下 ②廃棄体の放熱	①OP自重による非排水変形 ②以降、排水(クリープ含む) 変形
閉鎖	約10年	地下水の回復 (再冠水)	①緩衝材の岩盤亀裂内 への流出 ②浸透力の消散・静水圧 状態 ③緩衝材に作用した圧 力の反力作用 (反力の程度により引張 破壊)	①緩衝材に作用した圧力 の反力作用 (反力の程度により破壊)	①地下水の浸潤・飽和によ る膨潤応力の発生 ②緩衝材～岩盤間、緩衝材 ブロック間の隙間充填 ③膨潤応力・OP自重・岩盤 クリープ変形による圧力作用
	(t=100)	緩衝材の飽和完了	①緩衝材に作用した圧 力の反力作用	①腐食膨張圧の発生 ②ガスの発生	①OPの腐食膨張圧作用 ②OPのガス作用
	(t=4850)	OPの腐食膨張開始 オーバーパックの腐食 膨張完了			

1.2.2 地層処分における力学モデル

各作業段階の想定事象の影響を評価するために実施されている解析と力学モデルの概要を以下にまとめた。なお、各想定事象は経過事象であるため、各作業段階で明確に区分することが困難である。ここでは、「2次取りまとめ」で着目している代表的な事象とその解析を各作業段階毎に大別して整理した。

(1) 建設段階

建設段階では、坑道掘削時における空洞の力学安定性の評価が重要となる。坑道の設計に当たっては、まず、岡の弾塑性理論解 (岡, 1977)により支保工仕様を決定し、FEM等の数値解析により詳細な検討が実施されている。なお、岡の弾塑性理論解は岩盤のひずみ軟化挙動を考慮できるが、坑道の設計においては、力学定数 c 、 Φ をピーク強度に固定することにより岩盤を完全弾塑性として扱っている。各坑道の検討項目、解析手法および力学モデルを表 1.2-2 にまとめた。

「事業化報告書」では、Eggerの弾塑性理論解 (Egger, 1978)を用いて建設深度および支保形式を検討している。また、坑道の離間距離および処分孔間隔 (堅置き方式の場合) の検討では、2次元・3次元のFEM解析が実施されている。その際、岩盤は完全弾塑性と想定し、モールクーロンの破壊基準を適用している。さらに、熱伝導解析結果もあわせて評価している。

表 1.2-2 建設時の空洞の力学安定性評価手法

検討項目	解析手法	力学モデル	評価基準
1. 各坑道の概略支保工仕様決定	理論解析(岡の理論解)	完全弾塑性 (Mohr-Coulomb)	支保工応力 限界ひずみ
2. アクセス坑道の検討 ・支保工仕様	二次元弾塑性有限要素法 (解析コード:ABAQUS)	完全弾塑性 (Mohr-Coulomb)	支保工応力度 局所安全係数 $F_s=1.5$ 限界せん断ひずみ
3. 主要・連絡坑道の検討 ・支保工仕様 ・坑道離間距離	同上	同上	同上
4. 処分坑道の検討 ・支保工仕様 ・坑道離間距離 ・処分孔間隔(坑道設置方式)	同上	同上	同上
5. 坑道交差部の検討 ・坑道径、交差角度 ・改良範囲	三次元弾性有限要素法 (解析コード:ABAQUS)	線形弾性	同上
6. 地震時の検討	応答震度法 ・重複反射理論 ・線形弾性解析	線形弾性	同上

(2) 建設・操業・閉鎖

各想定事象は、複合現象として解析検討が必要であるが、「2次取りまとめ」では、現状の解析技術やモデル化で対応できるものを抽出して解析を実施している。解析で想定した事象は下図のようである。

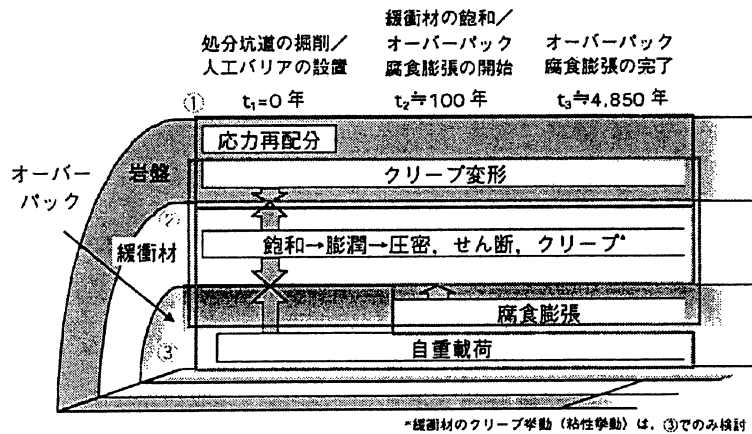


図 1.2-1 解析検討対象とした現象の時系列 (核燃料サイクル開発機構, 1999)

図中の①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 (大久保ほか, 1987, 1993) が用いられている。

②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パ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する解析である。岩盤はモデル化されず、岩盤クリープ変形を緩衝材外周からの強制変位として与えている。

③は、オーバーパックの自重による沈下挙動検討を検討する解析である。オーバーパ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考慮されていない。

各解析で用いられた岩盤、緩衝材およびオーバーパックの構成モデルは、表 1.2-3 に示す通りである。

表 1.2-3 解析条件 (核燃料サイクル開発機構, 1999)

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	横置き方式: 2次元 縦置き方式: 軸対称
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	

岩盤の長期挙動評価 (岩盤クリープ解析) に用いられているコンプライアンス可変型モデル (大久保ほか, 1987, 1993) の概要と解析事例を以下に示す。

コンプライアンス λ の増加速度は、その時の差応力 $\Delta\sigma^*$ の n 乗に比例し、 λ^* の m 乗に加速度的に大きくなるとして下式を仮定している。

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a \cdot (\Delta\sigma^*)^n \cdot (\lambda^*)^m$$

$$\Delta\varepsilon^* = \lambda^* \Delta\sigma^* \quad (1.1)$$

$\lambda^* = (\lambda/\lambda_0)$ 、 $\Delta\sigma^* = (\Delta\sigma/\Delta\sigma_0)$ 、 $\Delta\varepsilon^* = (\Delta\varepsilon/\Delta\varepsilon_0)$ はそれぞれ正規化したコンプライアンス、差応力、主ひずみで、 λ_0 は初期コンプライアンス、 $\Delta\sigma_0$ は破壊時の差応力、また、 $\Delta\varepsilon_0 = \lambda_0 \cdot \Delta\sigma_0$ である。

a は比例定数であり、次式で表される。

$$a = \frac{1}{t_0} \left(\frac{m}{n_0 + 1} \right)^{\frac{m}{(n_0 - m + 1)}} \quad (1.2)$$

t_0 は定ひずみ速度試験でひずみが $\Delta\varepsilon_0$ になるまでの所要時間を表す。 m は周圧に伴ってその値が変化しないものとしている。 n に対しては、周圧に伴って増大するものとし、破壊時の差応力 $\Delta\sigma_0$ と関係づけて次の仮定を設けている。

$$n = \frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_c} \cdot n_0 \quad (1.3)$$

ここで、 $\Delta\sigma_0$ は破壊時の差応力 (三軸圧縮強度 $= (\sigma_1 - \sigma_3)_f$)、 n_0 はひずみ速度と一軸圧縮強度との関係を表す値、 σ_c は一軸圧縮強度である。

破壊条件については、破壊時の差応力 (三軸圧縮強度) $\Delta\sigma_0$ と一軸圧縮強度 σ_c 、一軸引張強度 σ_t および拘束圧 σ_3 との間に Janach(1977)の破壊条件が成立すると仮定して下式を用いている。

$$\Delta\sigma_0 = \sigma_c \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_1} \right)^{0.5} - \sigma_3 \quad (1.4)$$

ポアソン比(ν)については、破壊の進行に伴う ν の増加を次式で仮定している。

$$\nu = 0.5 - \frac{0.5 - \nu_0}{\lambda^*} \quad (1.5)$$

ここで、 ν_0 は初期ポアソン比（弾性領域）である。

式(1.1)では、応力を受けている岩盤のコンプライアンスは、時間の経過とともに次第に増加することを仮定しており、上記で示した構成モデルを用いて有限要素法により掘削解析を行う場合には、各要素のコンプライアンスを順次に増加させた計算を行い、時間依存性の変位を求める。

「2次取りまとめ」では、岩盤を上記のコンプライアンス可変型モデル、緩衝材を弾性体とし、2次元平面ひずみで解析を実施している。評価期間は10,000年としている。解析モデルは、図1.2-2に示すように掘削径を2.8mとし、支保は長期安定性を期待できないとしてモデル化していない。図1.2-3に軟岩系岩盤の岩盤内応力分布の経時変化を示す。図中のXは周方向応力、Yは半径方向応力である。解析の結果、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、10,000年後の影響領域は、空洞半径の3倍弱まで広がるとしている。

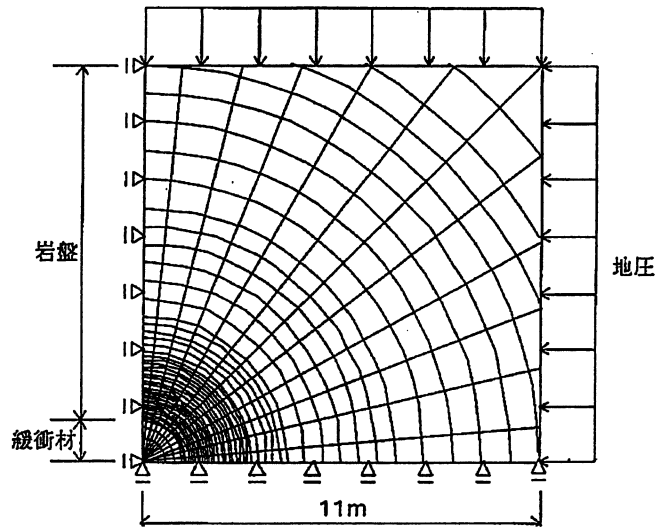


図 1.2-2 岩盤クリープ解析モデル
(核燃料サイクル開発機構, 1999)

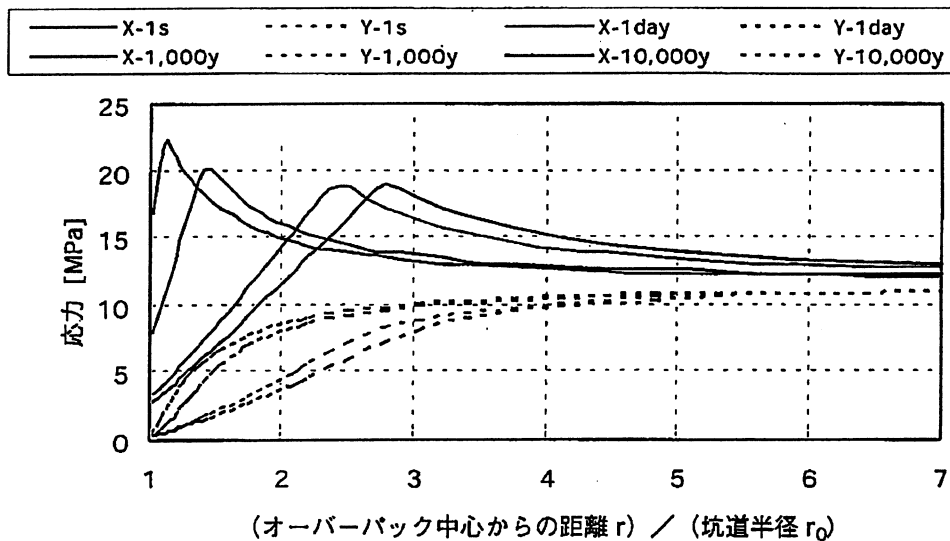


図 1.2-3 軟岩系岩盤の応力分布の経時変化 (核燃料サイクル開発機構, 1999)

(3) 再冠水時の人工バリア評価

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侵入、地下水の侵入による緩衝材の膨潤圧の発生、周辺岩盤の応力変化が相互に影響するとして、図 1.2-4 に示す連成現象が想定されている。

前述の(2)の検討においては、緩衝材は飽和していることが前提条件となっている。「2次取りまとめ」では、(2)のような評価を行う時間において、緩衝材が飽和していることを確認するため、緩衝材の再冠水挙動（人工バリア定置後、緩衝材が飽和するまでの時間を再冠水時間という）を熱-水-応力連成解析のモデルにより評価している。

解析に用いたモデル（千々松ほか,1995）は、大西らによって開発された熱・水・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。

このモデルにおいて応力のつりあい式は次式で与えられている。

$$\left[\frac{1}{2} C_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) - F \pi \delta_{ij} - \beta \delta_{ij} (T - T_0) + \chi \delta_{ij} \rho_l h \right] + \rho b_i = 0 \quad (1.6)$$

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。 ρ は密度、 b_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。

$$\beta = (3\lambda + 2\mu)\alpha_s \quad (1.7)$$

λ, μ はラメの定数、 α_s は固相の線膨張係数である。

式(1.6)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じる項（水圧の項）、第5項は外部物体力を表す項である。

高レベル放射性廃棄物の地層処分における力学モデルをまとめると次のようになる。

- ① 建設時の坑道の概略検討としては、理論解析（岡の理論解、Egger の弾塑性理論解）が実施されており、岩盤は完全弾塑性として扱われている。
- ② 建設時の坑道の詳細検討では、二次元・三次元の弾塑性 FEM 解析が実施されており、岩盤は完全弾塑性として扱われ、モールクーロンの破壊基準が適用されている。
- ③ 建設・操業・閉鎖段階の長期的な挙動評価に於いては、岩盤のクリープ解析が実施され、岩盤には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が用いられている。
- ④ 岩盤、オーバークラックおよび緩衝剤などの複合作用を考慮した解析では、岩盤を等方弾性体としてモデルに反映させるか、岩盤を直接モデル化しないでクリープ変位等を外力として作用させるなどの簡略したモデル化がなされている。

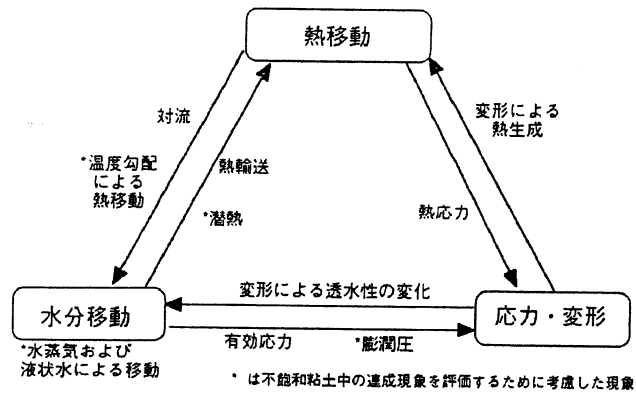


図 1.2-4 連成現象の概念図
(核燃料サイクル開発機構, 1999)

1.3 HLW 地層処分における水理モデル

高レベル放射性廃棄物 (HLW)の地層処分については、前述のように「概要調査地区の選定」、「精密調査地区の選定」、「最終処分施設建設地の選定」の3段階の選定段階を経て最終処分施設建設地を選定し、地層処分場を建設、操業することとされている。このアプローチにおいては、段階毎に調査/評価を行い、意志決定を行っていくという方法をとることとなるが、調査方法、調査対象範囲、調査密度等が各段階で原則的に異なることから、得られる情報については、段階毎に対象範囲が狭まり、情報密度が増大していくこととなる。このため、各選定段階での意思決定に資するため実施する地下水流動解析に関しても、段階を踏む毎に対象とする領域が狭まるとともに、より密度の高い情報に基づいて実施することとなる。

本節では、「2次取りまとめ」(核燃料サイクル開発機構, 1999)および「事業化報告書」(電力中央研究所、電気事業連合会, 1999)に基づいて、HLW 地層処分における地下水流動解析の位置づけ・考え方、ならびに解析手法および水理モデルについて取りまとめた。

1.3.1 地層処分における地下水流動解析の位置づけ

地層処分の安全性を検討する際には、

シナリオ解析→モデル開発→影響解析→安全基準との比較

という方法が用いられる。

具体的には、まず地層処分の場の特徴や特質(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)及びプロセス(Process)を考慮して、システムの将来挙動に関するシナリオを描く。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を推定した後、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を判定するという方法である。

この方法におけるシナリオの作成にあたっては、高レベル放射性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に影響が及ぶ可能性に関するシナリオ(接近シナリオ)と地下水により放射性物質が処分場から人間環境に運ばれる可能性に関するシナリオ(地下水シナリオ)の2つに分類して検討が進められる。

この地下水シナリオは、人工バリアから放出された放射性核種が地下水の流動に伴い地表付近の生物圏へ移行し、人が被爆するというもので、深地層に廃棄物を隔離する HLW 処分における基本的な被爆経路である。この地下水シナリオに対する天然バリア性能評価は、地下水流動解析、流跡線解析、核種移行解析、生物圏及び被爆線量解析という一連の解析から構成される。ただし、地下水流動解析結果は、施設や人工バリア周辺の地下水流速を与えることから、レイアウト等の施設設計や人工バリアからの核種漏出解析にも使用される。地下水シナリオに対する安全評価の具体的な流れを図 1.3-1 に示す。

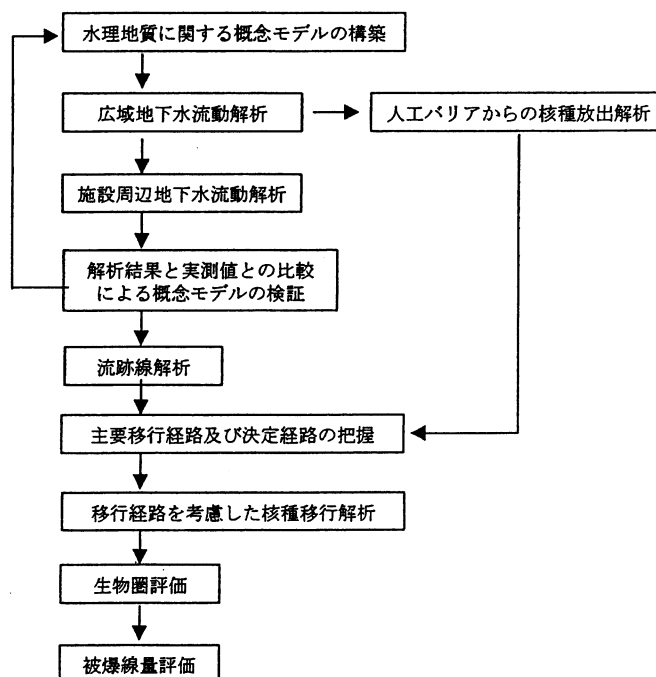


図 1.3-1 地下水シナリオに対する安全評価のフロー

1.3.2 地下水流動解析の考え方

「事業化報告書」の例では、地下水流動解析のうち、広域流動解析は、処分場を含む深度の地下水流動系に対して、涵養源、浸出点を網羅し、領域の境界が分水嶺（尾根）や河川などの境界条件が比較的明瞭な地点で囲まれた領域を包含する必要がある、この解析により、大局的な地下水流動系を把握し、処分場周辺の局所的な地下水流動解析の境界条件を取得するとされている。

一般に浅部の地下水流動は、細かな地表面形状に支配され、深度が大きくなるに従って、より広域の地形形状に支配されるようになるため、着目する領域が深部になるに従って、より広域を含む解析が必要となる。次にこの広域地下水流動解析結果を利用して、処分場周辺を流れる地下水涵養源、浸出点を含む範囲に領域を絞った詳細モデルを作成し、より詳細な検討を行う。さらに、核種移行解析に必要な水粒子の移動を追跡する流跡線解析を行い、地下水の主要経路及びクリティカルな流路を把握する。

1.3.3 地下水流動解析手法

地下水流動を解析する方法には種々の方法があり、取り扱っている現象、解析次元、地下水流動媒体、解析手法等によって分類されるため、適切な手法を選択する必要がある。分類したものを下表に示す。

表 1.3-1 地下水流動解析手法の分類

分類項目	概要
取り扱う現象	単一相、多相（気液、液液）、密度差（塩分、水温）、連成（応力、物質移行、化学環境）
解析次元	1次元、2次元（鉛直、水平）、準3次元、3次元
媒体の扱い	多孔質、亀裂性（2重間隙媒体、離散割れ目媒体）、多孔質媒体に割れ目系を配したもの
数値解析手法	解析解、数値解（差分法、有限要素法、境界要素法、特性曲線法、モンテカルロ法等）

取り扱う現象に関しては、地下水を単一相と見なす場合、地下水を気液相や親水、疎水相に区分し多相と扱う場合、塩水や水温の相違を考慮し地下水の密度差を扱う場合等、目的に応じて種々のコードが整備されてきている。解析次元に関しては、1次元から水平2次元、鉛直2次元、準3次元、そして3次元解析まであり、対象とする問題に応じて使い分けられている。流動媒体に関しては、多孔質媒体と亀裂性媒体とに区分でき、さらに亀裂性媒体は、2重間隙媒体、離散割れ目媒体に細分される。割れ目媒体の作成に関しては、決定論的に割れ目系を構築するもの、確率論的に割れ目を発生させるもの、およびそれらを統合したものがある。解析手法に関しては、解析解と数値解に区分でき、数値解には差分法、有限要素法、境界要素法、特性曲線法、モンテカルロ法等の方法がある。地質媒体を多孔質と見なすことが可能な場合は、以下に示す基本式を用いて、定常流解析を行う。

$$\frac{\delta^2 H}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 H}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 H}{\delta z^2} = 0 \quad (1.8)$$

ここで、 H ：水頭、 x, y, z ：座標

一般に広域を対象にした地下水流動解析結果を踏まえ、処分場想定位置周辺の詳細領域の地下水流動解析を実施する。

1.3.4 サイト選定各段階における地下水流動解析の考え方

地下水流動解析に関して、それぞれの段階で行われる検討の内容については、現状では未定であるが、以下のような内容が想定される。

(1) 概要調査地区選定段階

概要調査地区選定段階では、まず、既往の調査結果等を基に、法律に示された「概要調査地区の選定要件」への適合性を評価し、概要調査地区として、不適切な地点を除外するとともに、機構が

作成する「概要調査地区選定上の考慮事項」による総合的評価により、概要調査地区を選定することとなる。さらに、残った地点に対してこの段階で何らかの形で安全性の見通しを得ることは、次段階において重点的に調査すべき項目を抽出する上でも有用である。

一般に、処分の安全性を評価するためには、地下水により放射性核種が輸送され、それが生物圏に至るまでの経路を評価する必要があるが、この段階ではそれらを定量的に評価するためのパラメータの取得は困難である。

そこで、対象地域における地下水の概略の流速や流行を把握するための広域の地下水流動系を定性的に評価する。この結果により、核種の移行が移流支配か拡散支配かの判断を行う。更に、従来から考えられている地下水シナリオの適用性についても検討する。また、流跡線解析により、処分施設を通過する地下水が地表面のどの位置に浸出するかについての概略の情報を得る。浸出点の希釈水量や水利用状況を考慮し、対象領域内において処分施設の建設に適する平面位置、深度に関する知見を得ることができる。

(2) 精密調査地区選定段階

この段階では、ボーリング等地表からの調査という制約条件の下で取得されたデータを用いて、地下水流動解析を実施する。データに起因する不確実性を踏まえた上で、前述の地下水流動解析を一通り実施することとなり、その成果は、予備的な安全評価、地下施設の概略設計（レイアウト）等に使用される。

(3) 最終処分施設建設地選定段階

この段階では、地上詳細調査、地下調査施設による調査結果に基づき前段階で設定したパラメータの信頼性、不確実性を見直してパラメータを再設定し、対象とするサイト条件に適した評価モデルを選定する。その成果は、安全評価、最終処分施設建設地の選定、地下施設の設計（レイアウト）等に使用される。これらはその後の事業許可申請の基礎資料となる。

1.3.5 電事連、電中研事業化報告書における地下水流動解析の扱い

「事業化報告書」では、堆積岩サイトと花崗岩サイトの典型的な2サイトを抽出し、それらのサイトの天然バリア性能を評価するため、有限要素法に基づく2～3次元定常地下水流動解析を行っている。なお、堆積岩サイトは、多孔質媒体として、花崗岩サイトは多孔質媒体及び亀裂性媒体として扱っている。本委員会は、軟岩を対象としていることから、堆積岩地域の地下水流動解析例を示す。

「事業化報告書」で扱った堆積岩地域では、処分候補地周辺に塩淡境界が存在する可能性があった。塩淡境界位置周辺では地下水の流れが変化するため、塩淡境界の位置は、安全評価上、レイアウト上重要となることから、(1)塩淡境界位置の解析、(2)淡水側地下水流動解析、(3)間氷期継続シナリオにおける塩淡境界位置の解析を実施している。対象とした地域の地形図を図1.3-2に示す。

(1) 塩淡境界位置の解析

塩淡境界の位置は、現在の水理条件のみならず、過去の水理条件、地層形成時の条件、岩石と水との反応の影響を受けるので、本来、現地調査によって定められるものであるが、データセット設定時に実測データがなかったことから、現在の水理条件に基づく地下水の密度差を考慮した地下水流動解析により、その位置を求めることとしている。

塩淡境界の位置を求めるための解析は、処分場想定位置を横切り、透水性の大きな断層から海底までの鉛直二次元断面について行っている。ここで用いられた境界条件を表1.3-2に示す。図1.3-2に示したA-B断面の要素分割図を図1.3-3に示す。以上により、密度差を有する地下水流動解析を行い、塩淡境界位置を決定している。

(2) 淡水側地下水流動解析

前項により求められた塩淡境界位置において、塩水と淡水は混じり合わないと仮定し、不透水境界を設定し、本報告書では、淡水領域に限定して地下水流動解析を実施した。要素分割図を図1.3-4に、解析結果を図1.3-5に示す。

(3) 間氷期継続シナリオ

処分場の安全性評価期間内に、到来する氷河期を想定して、海水面が100m低下した場合の塩淡境界位置の解析についても実施されている。

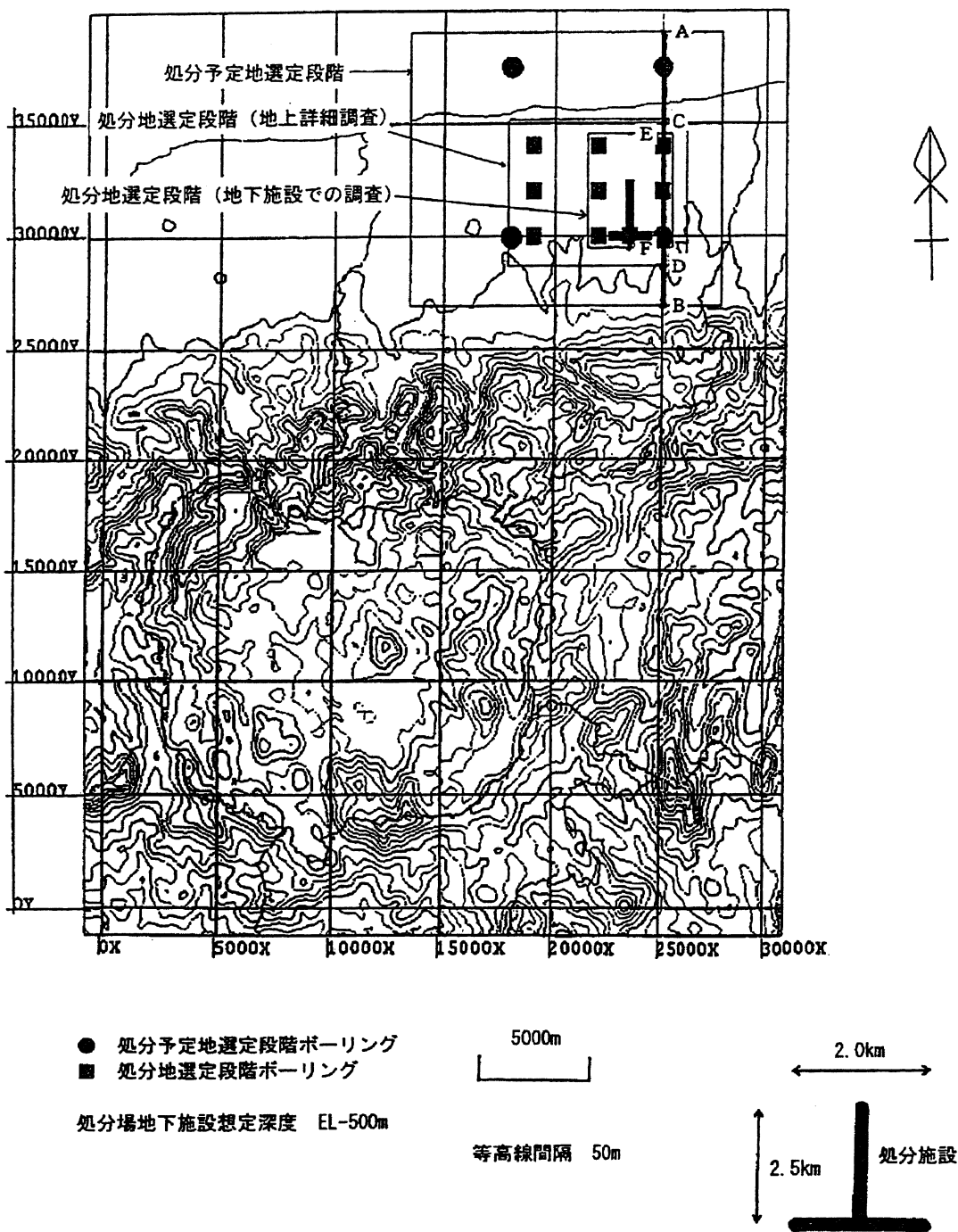


図 1.3-2 堆積岩地域の地形図と処分場想定位置図（電力中央研究所、電気事業連合会，1999）

表 1.3-2 堆積岩地域の地下水流動解析における境界条件
（電力中央研究所、電気事業連合会，1999）

境界位置	境界条件
地表面	圧力水頭ゼロ（地下水位が地表面と一致）
底部境界（EL -2,000 m）	不透水
領域南端断層の上流側境界	不透水
領域北側の海底境界	静水圧固定、塩水濃度固定

表 1.3-3 堆積岩地域の地下水流動解析における物性値
(電力中央研究所、電気事業連合会, 1999)

地層区分	透水係数 (m/s)	間隙率 (%)	縦方向分散長 (m)	横方向分散長 (m)
断層	1×10^{-6}	50	—	—
A層 (細粒砂岩、泥岩)	1×10^{-7}	55	10	2
B層 (泥質砂岩)	5×10^{-8}	55	10	2
C層 (砂岩)	5×10^{-7}	60	10	2
D層 (泥岩)	1×10^{-8}	55	10	2
E層 (細粒砂岩)	1×10^{-7}	55	—	—
F層 (砂岩、礫岩、泥岩)	5×10^{-8}	55	—	—
花崗岩類	1×10^{-8}	2	—	—

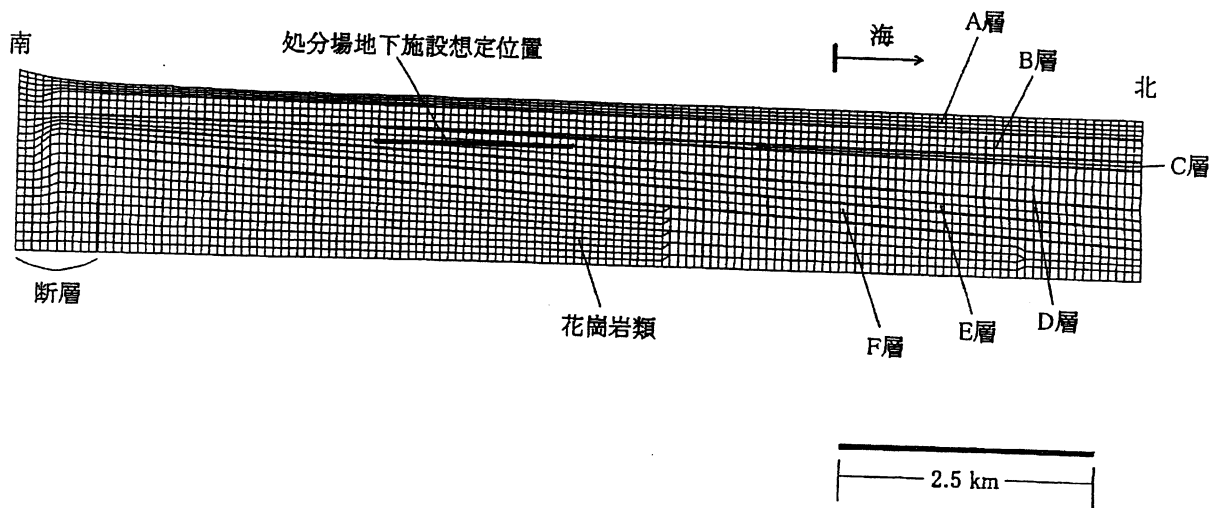


図 1.3-3 堆積岩地域における塩淡水境界位置決定のための要素分割図 (図 1.3-2 中の A B 断面)
(電力中央研究所、電気事業連合会, 1999)

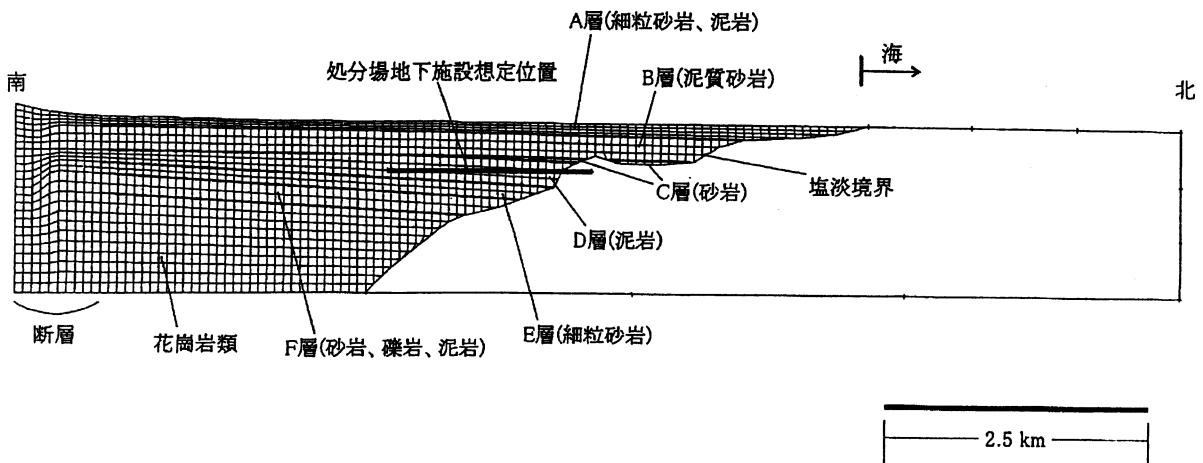


図 1.3-4 堆積岩における地下水流動解析モデル (電力中央研究所、電気事業連合会, 1999)

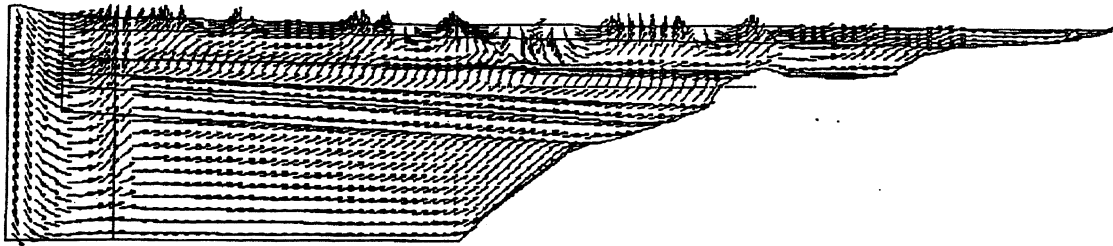


図 1.3-5 淡水側地下水流動解析結果 (ダルシー流速ベクトル)
(電力中央研究所、電気事業連合会, 1999)

1.3.6 2次取りまとめにおける地下水流動解析の扱い

「2次取りまとめ」では、ジェネリックなアプローチにより、地層処分の技術的信頼性を示すことを試みている。このため、検討に当たっては、仮想的なサイトを想定している。用いているデータセットは、特定の地点のものではなく、日本で得られているデータを統計的に処理したものでセットしている。また、地質構造モデルも仮想的に設定している。

流動解析については、本来は、広域、施設規模、NF という手順で行うべきであると考えている。しかしながら、本レポートでは、広域の地下水流動解析を取り扱っていない。その理由は、本レポートがジェネリックなアプローチを採用しているため、広域モデルに関しても、一般性のあるものを構築する必要があるが、断層の配置等に関して、一般性を持たせることはきわめて困難であることによる。

安全評価では、1次元平行平板モデルの重ね合わせにより、地下水流動解析を実施 (FRIS) した。この方法と FracMan (不連続体モデル) の関係は事前の解析検討で確認を行った。

その他の検討で用いたコードとしては、TAGSAC (東濃鉱山とその周辺、立坑周りの堆積岩を対象として、半径 100m)、Don-Chan モデル (釜石鉱山、ゆるみ領域内の地下水流動)、FracMan (Don-Chan モデルに同じ) 等が挙げられる。

1.3.7 平成12年度の JNC の研究

「水理地質構造モデル化手法及び地下水流動解析手法の不確実性評価」

核燃料サイクル開発機構 (JNC) では、2000 年レポート終了後、12年度の研究として、上記テーマで5つの解析チームによる比較解析を実施した。対象は、サイトスケールの地下水流動であり、MIU の予測解析から推定された掘削影響範囲を包含する 4×6 km の範囲をモデル化領域として、各チームに MIU で得られた同一のデータを与え、各チームの独自の判断で水理地質構造モデルの構築、地下水流動解析を行うというものである。

各解析チームで取り扱われている解析手法を以下に示す

- ① Frac-Affinity (不連続体モデルと連続体モデルとを統合したハイブリッドモデル：差分法の一つ)
- ② 等価不均質連続体 (有限要素法)
- ③ TOUGH2 (連続体、差分法)
- ④ Don-Chan モデル (不連続体モデル)
- ⑤ POR-SALSA (連続体モデル、有限要素法)
- ⑥ FracMan (不連続体モデル)

不連続体モデルが2種類エントリーしているのは、不連続体モデルの広域 (サイト) スケールへの適用性検討のためである。この検討は、亀裂性岩盤を対象としているが、成果としては、①調査結果をもとに構築するモデルにおいて、解析者の解釈の違いにより大規模な断層や不整合面等の扱いが異なり、モデルも異なること、②地下水の実流速の扱いについて、解析者によって違いがあること等が報告されている (地盤工学会, 2001)。

参考文献

- Egger P (1978) : トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響、海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料調査報告書、日本トンネル技術協会
- 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、pp.209-214
- 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
- 岡行俊 (1977) : NATM おける支保理論、施工技術、Vol.10、No.11、pp.6-12
- 核燃料サイクル開発機構(1999) : わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性、一地層処分研究開発第2次取りまとめ一、平成11年11月26日
- 地盤工学会(2001) : 亀裂性岩盤における浸透問題に関するシンポジウム発表論文集、[セッション4モデル化] 水理地質構造モデル化概念の違いによる深部地下水流動への影響評価、pp.249-308、平成13年9月
- 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、平成11年3月
- 千々松正和、藤田朝雄、管野毅、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
- 増田純夫、梅木博之、内藤守正(2000) : 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、日本原子力学会誌、Vol.42、No.6、pp.12-31

2. 圧縮空気貯蔵(CAES)における力学・水理モデル

圧縮空気貯蔵発電システムについては、土木学会エネルギー土木委員会新エネルギー技術小委員会圧縮空気貯蔵発電システム分科会から以下の2冊の報告書が出版されている。

- ①「圧縮空気貯蔵発電システム (CAES) と土木技術-その現状と技術課題-(土木学会,1990)」
- ②「圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術-各種貯蔵方式の特徴とその利用形態-(土木学会,1997)」

本報告書においては、深地層における圧縮空気貯蔵施設の軟岩立地の観点から、これらの報告書を含む文献調査結果に基づいて、CAESにおける力学・水理モデルについてまとめた。以下に今回行った文献調査結果を一覧表として示した。文献1~9は空洞の安定性に関するもの、文献10~14は多孔質地盤における浸透流解析に関するものである。以下、これらの調査結果に基づいて述べる。

文献一覧 (その1)

No.	1	2	3	4
文献名称	ガスタービン発電用圧縮空気岩盤内地下貯蔵空洞のフィージビリティ	深部軟岩地盤を利用した圧縮空気貯蔵(CAES)空洞の成立性調査	軟岩地盤における圧縮空気貯蔵空洞建設技術(その1)	圧縮空気貯蔵発電システム(CAES)と土木技術
著者	緒方正虎, 駒田広也, 本荘静光, 藤原義一, 本島睦, 西好一, 林正夫	国生剛治, 藤原義一, 西好一, 林正夫	西好一, 川崎了, 藤原義一	土木学会エネルギー土木委員会
発表・発行年	1988	1988	1990	1990
出典	電力中央研究所報告 U87094	電力中央研究所報告 U88045	電力中央研究所報告 U90049	土木学会発行
キーワード	圧縮空気貯蔵, 地下空洞, 建設コスト, ガスタービン	圧縮空気貯蔵, 深部軟岩地盤, 都市地下開発, 自動遠隔施工	圧縮空気貯蔵, 軟岩, 空洞, 建設コスト, ガスタービン発電	建設・研究事例, 施設の特長, 代表的ケース, 検討課題と展望
検討対象	空洞安定性	空洞安定性	空洞安定性	—
検討における力学・水理モデル	<ul style="list-style-type: none"> ・第三紀層の堆積岩立地を想定し, トンネル径, 土被りを変化させたケースについて, P.Eggerの円形トンネルの設計手法を用いて壁面変位, 塑性領域, 支保部材の応力を計算している。 ・花崗岩および火山岩立地を想定し, たまご型断面空洞の安定性をKastnerの解を用いて壁面変位, 塑性領域, 支保部材の応力を計算している。 	<ul style="list-style-type: none"> ・深部軟岩地盤中の拡幅空洞の安定性について概略検討を実施している。空洞建設の各段階での岩盤の局所安全係数および覆工に生じる応力等を推定し, 安定な空洞掘削の可能性とそのための条件を調べている。 ・施工過程を考慮した線形FEM軸対称解析を実施している。 ・そのほかに以下の項目を挙げ, 今後の検討の方向性についてコメントしている。 変形特性(塑性変形, ひずみ軟化特性), クリープ特性, 吸水膨張現象, 地層変化(互層, 異方性, 不連続面), スレーキングによる影響, 段階掘削による影響。 	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の応力とひずみの算出は弾性理論解により, 地山の破壊条件はモール・クーロン式を適用して安定性検討を行っている。 	—
時間ステップ	建設時	掘削時稼働時	掘削時稼働時	—
備考	—	—	—	—

文献一覧 (その2)

No.	5	6	7	8	9
文献名称	軟岩地盤での圧縮空気貯蔵システムの建設コストの評価	圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術	岩盤気密方式による圧縮空気貯蔵の実証調査・試験法の提案 報告：U31	軟岩地盤での水封式圧縮空気貯蔵技術に関する成立性調査	堆積岩における水封式圧縮空気貯蔵技術の成立性 - 古第三紀礫岩における評価研究 - 総合報告：U35
著者	川崎了, 岡田敏郎, 本幸久	土木学会工ネ委ルギ一土木会, 新工ネ員会, 技術小委員会, 圧縮空気貯蔵発電システム分科会	志田原巧, 中川加明一郎, 池川洋二郎, 大山隆弘, 鈴木浩一, 日比野敏, 孝一, 大隅多加志, 中田雅夫, 山地宏志, 田村富雄, 茂住洋史, 齋藤修二, 新宮和喜	岡田哲実, 服部康男, 川崎了	中川加明一郎, 志田原巧, 大山隆弘 (電中研), 金子和宏, 江藤芳武 (九州大学), 川崎了 (大阪大学)
発表・発行年	1996	1997	1997	1998	1999
出典	電力中央研究所報告 U96004	土木学会発行	電力中央研究所報告 総合報告：U31	電力中央研究所報告 U97113	電力中央研究所報告 総合報告：U35
キーワード	圧縮空気貯蔵, 軟岩, 建設コスト, 埋設深度	建設・研究事例, 施設の特徴, 計画上の要件, 代表的ケース, 検討課題と展望	圧縮空気貯蔵, 硬質岩盤, 神岡鉦山, 気密性, 貯蔵空洞, プラッグ	圧縮空気貯蔵, 軟岩, 水封, 熱解析, コスト評価	圧縮空気貯蔵, 堆積岩, 地下水圧, ボーリング調査, 現場試験
検討対象	-	-	-	空洞安定性	空洞安定性
検討における力学・水理モデル	力学・水理に関する記載はない。	-	力学・水理モデルに関する記載はない。	・貯蔵空洞の支保設計に関しよてFEMによる完全弾塑性掘削解析(モール・クーロンの破壊規準を用い、空洞周辺地山の推定し、ロックボルト長及び打設ピッチについて検討している。	・空洞安定性上最もクリティカルになるのは建設時及び点検時において空洞内が大気圧に解放される状態であると考えている。 ・建設時における地下貯蔵の安定性評価ならびに地下貯蔵配置計画に際して必要となる空洞離間距離の検討を実施している。 ・解析手法はFEMによる電中研式弾性解析(非線形弾性解析:破壊接近度法)を用いている。
時間ステップ	-	-	-	建設時	建設時 点検時
備考	-	-	-	-	関連資料「堆積軟岩の圧縮空気貯蔵技術に関する研究」九州電力, 電中研共同研究報告書, 1997

文献一覧 (その3)

No.	10	11	12
文献名称	空調された岩盤空洞周辺の不飽和帯進行に関する数値解析	ゆるみ域を考慮した空洞周辺の不飽和化に関する考察	不飽和領域の解析方法及び原位置計測手法の研究
著者	大沢聡(埼玉大学大学院), 渡辺邦夫(埼玉大学)	木野戸広, 井田文雄(開発計算センター), 鳥羽瀬孝臣(電源開発), 西垣誠(岡山大学)	樺原昇(JNC 東濃地科学センター), 今井久, 雨宮清(ハザマ), 林為人(ダイヤコンサルタント), 榊利博(コロラド大学)
発表・発行年	1993	1995	1999
出典	第25回岩盤力学シンポジウム講演論文集	第30回土質工学研究発表会	サイクル機構 技報 No.4
キーワード	岩盤空洞, 不飽和領域, 蒸発量測定, 不飽和パラメータ, サクシオン圧, 非定常飽和-不飽和浸透流解析	不飽和領域, ゆるみ領域, 気液2相流解析, 非定常, 定常	不飽和領域, 有効間隙率, 体積含水率, 水分特性曲線, 相対透水係数, サクシオン, 比誘電率, TDR, 孔間レーダ, 電磁波
検討対象	浸透流解析 (不飽和領域推定)	浸透流解析 (不飽和領域推定)	浸透流解析 (不飽和領域推定)
検討における力学・水理モデル	<ul style="list-style-type: none"> 地下空洞を空調した場合に発生する不飽和帯の性質について, 壁面の蒸発量測定と飽和-不飽和浸透流解析から考察している。 ベンチレーションテスト(空洞内に強制的に乾燥空気を挿入) 空洞壁面の蒸発量測定。 一次元飽和-不飽和浸透流解析による不飽和特性(サクシオン圧-飽和度-不飽和透水係数)のパラメータ推定。 二次元飽和-不飽和浸透流解析による不飽和帯の後退過程を実測値と比較検討。 	<ul style="list-style-type: none"> 空洞掘削に伴う湧水量は掘削直後に比べ経時的に減少していくことが知られているが, この理由を掘削時に形成されるゆるみ域に起因した不飽和化にあるものと考え, 気液2相流解析を用いて検討を行っている。 ゆるみ域の透水性などの物性値は仮定した値を入力している。 非定常過程における流量変化は空洞掘削と同時に多量の湧水が発生する一方, 水封供給量は一定量を保つ状態となり, この流量差が不飽和化の原因となっている。 ゆるみ域内での不飽和化は空洞天端部より形成される。 定常状態では, 不飽和領域はゆるみ域の外部にまで拡大している。 単相浸透流解析結果では空洞周辺は飽和した状態となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 東濃鉱山堆積岩サイトにおいて, 不飽和領域の解析方法及び原位置計測手法の確立の為の研究を実施してきた。 多孔質媒体の既存の飽和・不飽和浸透流解析コードにより現実的な解が得られた。 解析条件を適切に設定するための物性値の算出方法を確立した。 原位置計測手法では, 比誘電率に着目し, TDR法と孔間レーダ法により岩盤中の含水量をある程度の精度で計測できる可能性を確認できた。
時間ステップ	掘削後 90日程度	非定常解析は 掘削後24時間まで	—
備考	—	—	—

文献一覧（その4）

No.	13	14
文献名称	高圧空気貯蔵に関わる岩盤内の水・空気浸透流の数値解析	地下空洞周辺岩盤を対象とした浸透流解析における境界条件設定方法に関する提案
著者	新田昭（ニュージェック）、川谷健、齋藤雅彦（神戸大学）	樫原昇、松井裕哉、三枝博光(JNC)、今井久、雨宮清(ハザマ)
発表・発行年	1999	2000
出典	土木学会 第54回年次 学術講演会	土木学会 第55回年次 学術講演会
キーワード	圧縮空気貯蔵, 変圧式貯蔵, 漏気過程, 地下水圧	浸透流解析, 地下空洞, 不飽和領域, 地下水流出, 蒸発量
検討対象	浸透流解析 (漏気領域推定)	浸透流解析 (不飽和領域推定)
検討における 力学・水理 モデル	<ul style="list-style-type: none"> 貯蔵空気圧の変動（変圧式と定圧式）が漏気過程および空洞周辺の地下水流動に与える影響を数値解析パラメトリックスタディにより検討，その影響と影響範囲が浸透領域の大小によってどのように異なるかを調べている．さらに漏気による貯蔵効率の低下を評価している． 多孔質地盤における気液2相流の支配方程式を適用．未知量は空気圧と水圧． 空洞下部から漏水し，空洞上部部に漏気領域が形成される． 空洞周辺の地下水圧が貯蔵空気圧より大きい場合でも，空洞内に流入する地下水量の補給が十分でないと長期的には地下水圧の低下を招き漏気を生じる．貯蔵圧が変動すると低圧時に空洞への地下水流入量が増加し，漏気の可能性が高まる． 貯蔵圧が地下水圧よりも高い場合，貯蔵効率はかなり悪くなる． 	<ul style="list-style-type: none"> 空洞周辺の不飽和領域の発生可能性やその広がり，既存の地下水浸透流解析コード（単相流）を用いて連続的に解析しうる方法（可能蒸発量を指標として境界条件を設定する方法）を提案している． 可能蒸発量 ≤ 空洞からの流出量の場合： 空洞面の境界条件を水圧(大気圧)固定境界条件とする． 可能蒸発量 > 空洞からの流出量の場合： 空洞面の境界条件を流量固定境界条件とする．
時間ステップ	4000 日以上	3000 日程度
備考	FEM	—

2.1 圧縮空気貯蔵発電システムの概要

2.1.1 圧縮空気貯蔵発電システム

圧縮空気発電貯蔵システム（CAES-GT=Compressed Air Energy Storage-Gas Turbine）は、電力需要の昼夜間格差に対処するため、オフピーク時の深夜電力を利用して高圧空気を貯蔵し、昼間のピーク時に必要に応じてその高圧空気を取り出し、LNG や石油などと共に燃焼することにより、ガスタービンによる発電を行うシステムで、電力負荷の平準化を目的としている。

基本的な概念は、図 2.1-1 に示すように、高圧空気を製造する空気圧縮機、その駆動用電動機を兼ねる発電機、発電用原動機としての燃焼器、タービンおよび高圧空気貯蔵施設などから構成される。電力貯蔵過程においては、発電機（電動機）と空気圧縮機との間のクラッチを接続して空気圧縮機を駆動させる。空気圧縮機を出た高圧空気は貯蔵効率などの点から、冷却器により 50° C 前後

に冷却された後、貯蔵施設へ貯えられる。発電過程においては、空気圧縮機との間のクラッチは切られ、ガスタービンとの間のクラッチが接続される。貯蔵施設から放出される高压空気は排ガスを熱源とする再生加熱器と、燃焼器により加熱されて高温高压流体となり、タービンにて仕事をを行い、それにより発電機が回される。従来のガスタービン発電ではタービンと空気圧縮機が一体となっているため、得られるタービン出力の60~70%は圧縮機の運転に費やされるが、本システムでは両者が分離して運転されるので、タービン出力のほぼ全量を送電することができ、従来の標準ガスタービンの2~3倍となる。また、CAES? GTは、電力貯蔵としての機能のみではなくそれ自体で発電できる機能も有していることから、ピーク負荷対応電源としての代替システムになり得るばかりでなく、ミドル負荷とピーク負荷併用運転に対応させることも可能である。さらに、低容量の発電施設としての適性が高いため、分散型電源としても期待される。

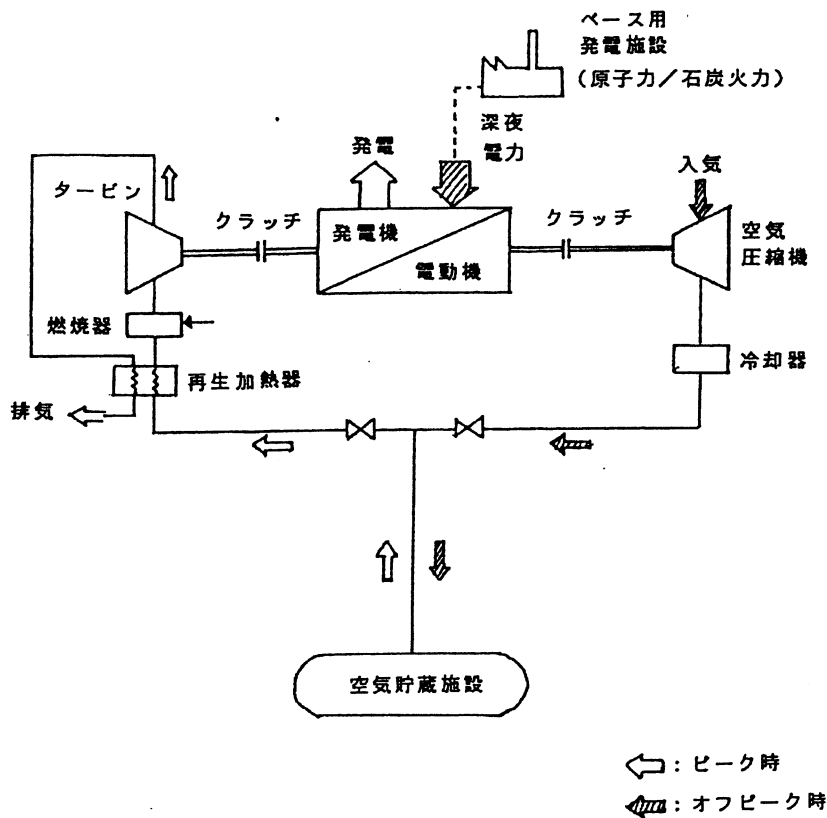


図 2.1-1 圧縮空気貯蔵発電システム概念図 (土木学会, 1990)

2.1.2 圧縮空気貯蔵施設

(1) 一般論

圧縮空気貯蔵施設には、地下空洞貯蔵方式として以下のような方式が提案されている (図 2.1-2 参照)。

- a) 岩盤中に人工的に空洞を建設する方式 (①岩盤空洞タイプ)
- b) 岩塩層中に人工的に空洞を建設する方式 (②岩塩層タイプ)
- c) 天然ガス、石油等の採掘後の背斜構造帯水層を利用する方式 (③帯水層タイプ)
- d) 廃坑、天然空洞等既設の空洞を利用する方式 (④天然空洞：廃坑タイプ)

また、空気貯蔵方式には、定圧方式と変圧方式の2つがあり (図 2.1-3 参照)、さらに、気密性確保の方法としては、水封方式とライニング方式が考えられている (図 2.1-4 参照)。

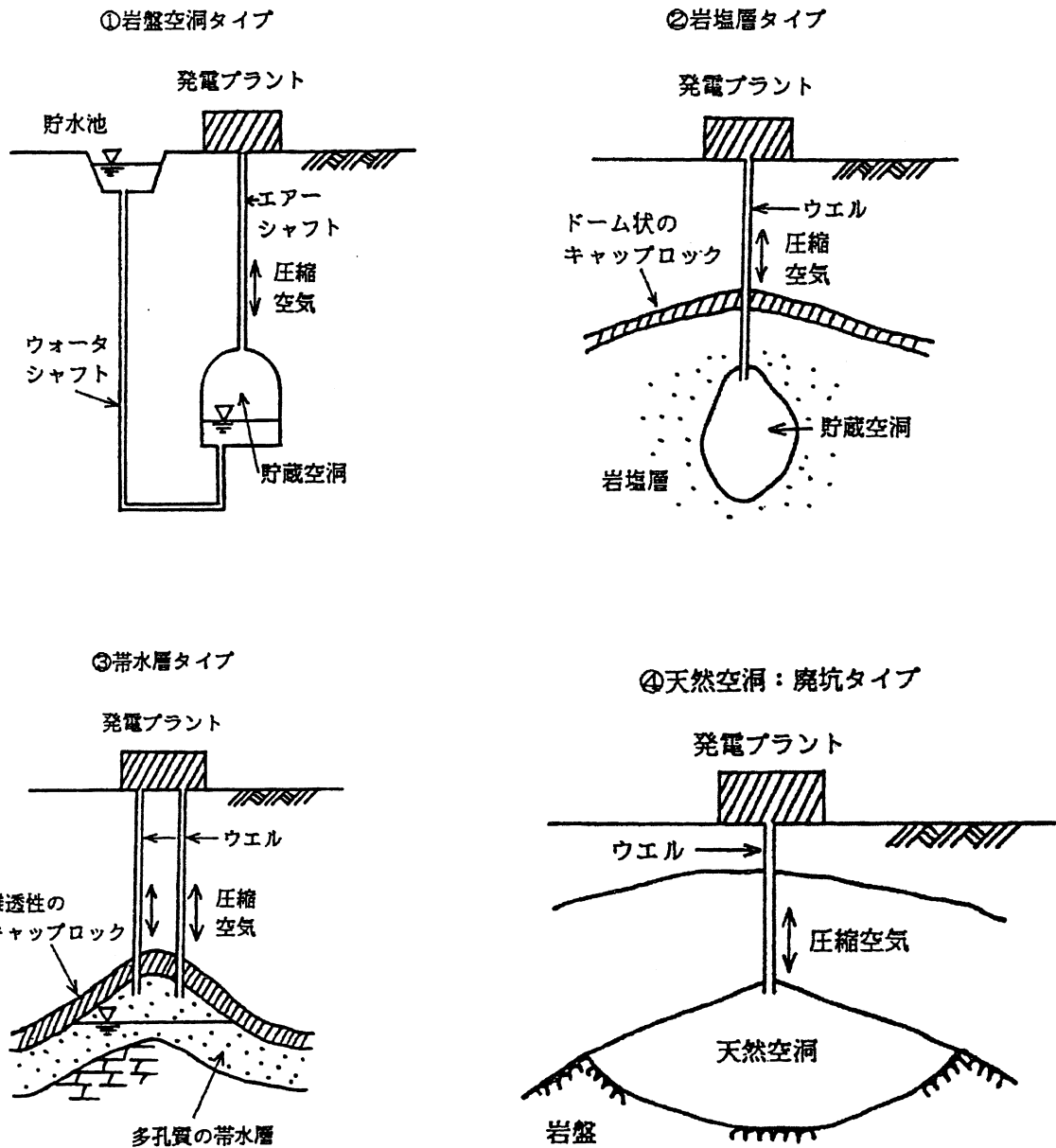


図 2.1-2 CAES の貯蔵形態 (土木学会, 1990)

貯蔵方式は、建設サイトの地形、地質条件などを考慮して最適な方式を選定する必要がある。なお、我が国の地質条件を考えた場合、①の方式が成立の可能性が高く、②は岩塩層が存在しないため対象外、③は立地上の制約が極めて大きく、④は立地点が限定されるが実証的意味での検討価値は高い。

CAES-GT では、30 万 kw 程度の出力的場合、40~80 気圧程度の圧縮空気を貯蔵する 10~20 万 m^3 程度の容量の貯槽が必要である。

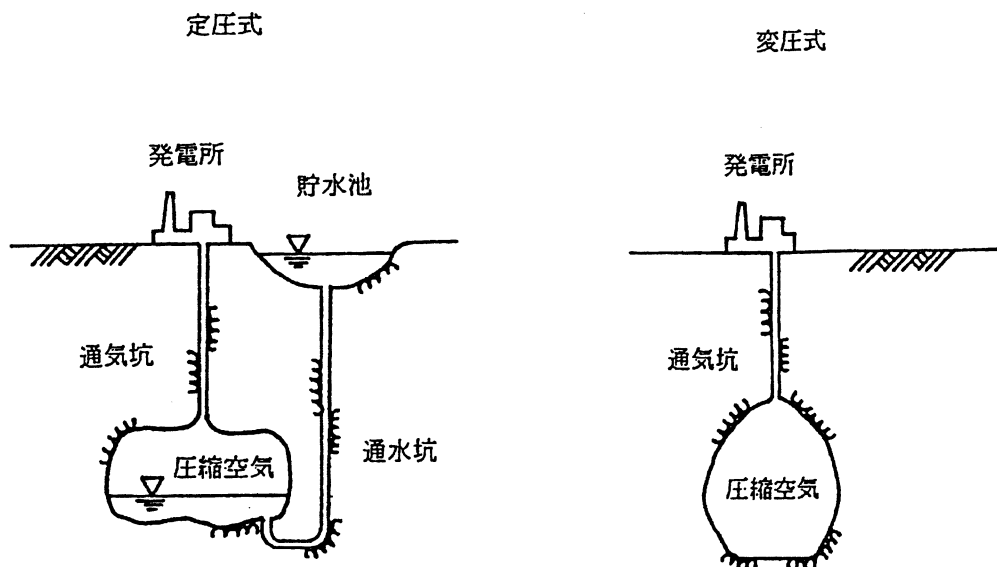


図 2.1-3 定圧方式、変圧方式の空気貯蔵方式（土木学会，1990）

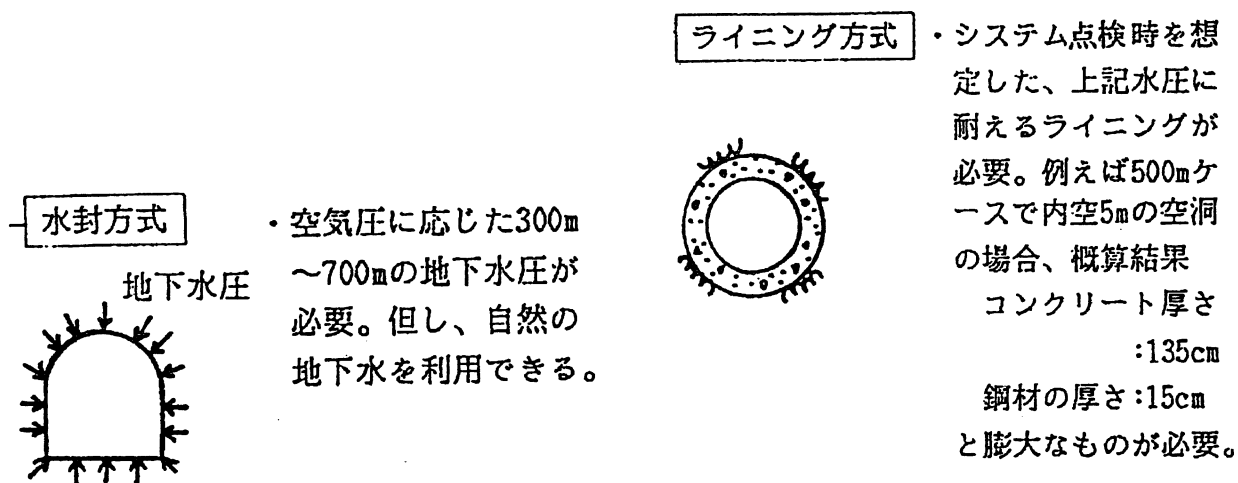


図 2.1-4 水封方式、ライニング方式の空気貯蔵方式（土木学会，1990）

(2) 軟岩立地

表 2.1-1 は、軟岩立地を対象とした研究事例において、設計に用いられている貯蔵方式などを一覧表にして示したものである。

表 2.1-1 文献概要一覧

文献番号	著者 (発表・発行年)	地盤(一軸圧縮強さ q_u)	貯蔵方式	貯槽設置深度(m)	貯蔵圧力 (MPa)	地盤安定化工法(掘削時)
2	国生 他(1988)	5 MPa	拡幅掘削	600~675	6~6.7	泥水掘削
			外周掘削	600~666	6~6.6	外周(泥水)掘削
3	西 他(1990)	3 MPa	鋼管シャフト	400~800	4~8	泥水掘削
			凍結横坑	400	4	凍結工法
			凍結拡幅	400~533	4~5.33	凍結工法
8	岡田 他(1998)	5 MPa	横坑	330	3.3	NATM

表 2.1-1 より、軟岩立地の場合、以下の貯蔵方式が検討されている。

a) 泥水を用いた拡幅空洞方式（拡幅掘削工法：図 2.1-5 ①）

立坑施工の後、掘削時の地盤の安定化をはかるため、泥水を用いて拡幅空洞を機械掘削する。掘削後泥水中で拡幅空洞に覆工を設置する。稼動時は空洞内には常に水か圧縮空気が入っている。

b) 掘削による拡幅空洞方式（外周掘削工法：図 2.1-5 ②）

立坑施工の後、泥水を用いた外周部掘削で連続地中壁を先行して施工し、その後内部の拡幅空洞を泥水を用いて掘削する工法である。稼動時は空洞内には常に水か圧縮空気が入っている。

c) 水を用いた立坑掘削による鋼管シャフト方式（鋼管シャフト方式：図 2.1-5 ③）

掘削時の地盤の安定化をはかるため、泥水を用いて立坑を機械掘削する。掘削後立坑内に鋼管を設置する。なお、鋼管設置時および設置後の稼動時は、鋼管内には常に水か圧縮空気が入っている。

d) 凍結工法を用いた横坑方式（凍結横坑方式：図 2.1-5 ④）

掘削時の地盤の安定化をはかるため、あらかじめ地盤を凍結させた後、横坑を有人で掘削する。掘削後は覆工を設置し圧縮空気を貯蔵した後、解凍する。

e) 凍結工法を用いた拡幅空洞方式（凍結拡幅方式：図 2.1-5 ⑤）

掘削時の地盤の安定化をはかるため、あらかじめ地盤を凍結させた後、拡幅空洞を有人で掘削する。掘削後は覆工を設置し圧縮空気を貯蔵した後、解凍する。

f) 大気圧下での横坑方式（NATM：図 2.1-6）

NATM により、横坑を有人で掘削する。掘削後は覆工を設置し圧縮空気を貯蔵する。

なお、a)～e)の方式は、GE 社製 G 型のガスタービン（貯蔵圧 40～80 気圧）、f)の方式は ABB 社製 GT24 型のガスタービン（貯蔵圧 33 気圧）を用いることを前提としている。

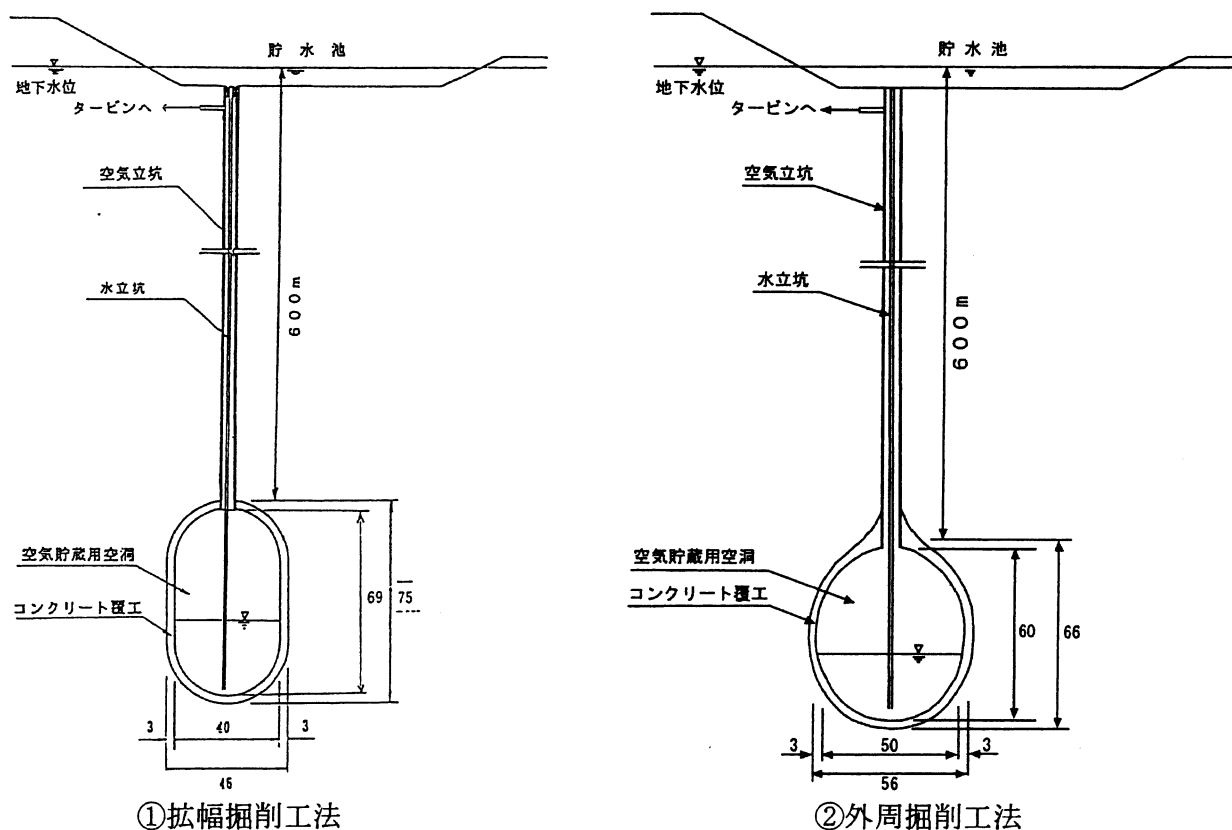


図 2.1-5 軟岩立地における貯蔵方式（特殊工法）（土木学会，1990，1997）

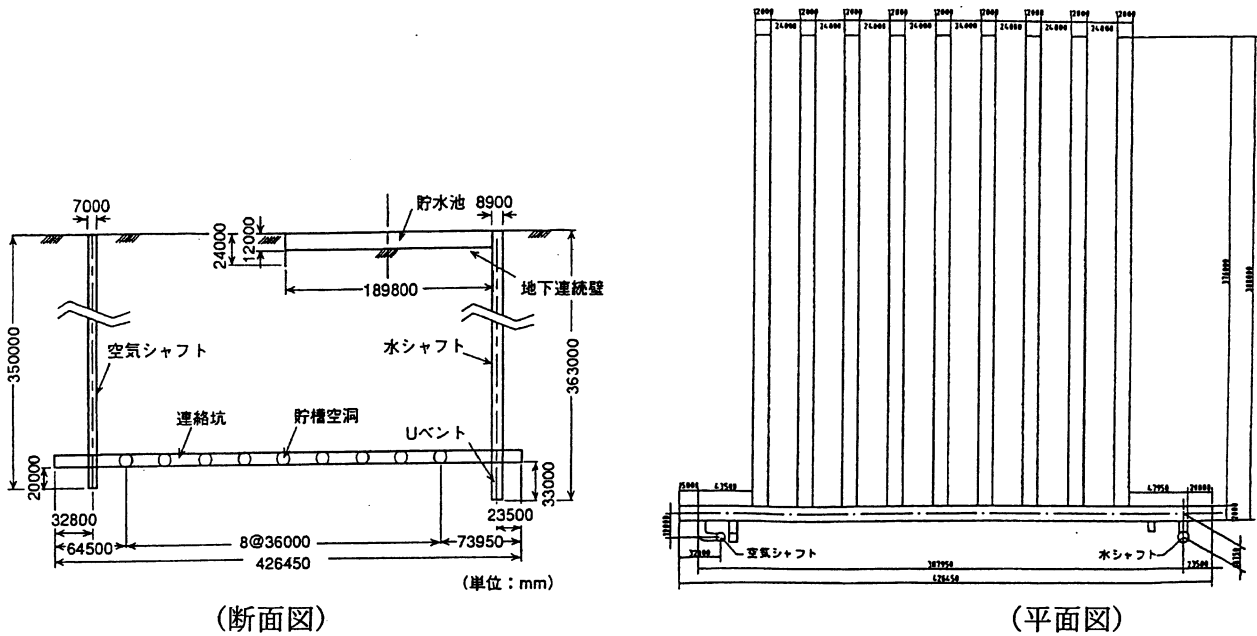


図 2.1-6 軟岩立地における貯蔵方式（従来工法）（岡田 他，1998）

2.1.3 設置深度

(1) 一般論

水封式の場合は、空洞の設置深さは貯蔵圧力、対象地盤の地下水位および間隙水圧の分布状況によって決められ、静水圧分布を仮定した場合のおよその目安として、貯蔵圧 50 気圧の場合で地下水面下約 500m となる。同様に、定圧方式では、図 2.1-3 に示すように通水坑（ウォーターシャフト）中の水柱の圧力水頭と空洞内の空気圧力をバランスさせて、空洞内の空気圧力を常に一定に保つため、設置深さは圧力水頭に対応させる。一方、変圧方式の場合は、空気の充填、放出に伴って空洞内の圧力が変動し、タービンの駆動に必要な最小限度の圧力まで降下する間の空気量を確保するために、貯蔵空洞の容積を定圧方式の場合よりも大きくする必要があるが、ライニングにより空気の漏洩を抑制する場合には、設置深さについては制約を受けない。

(2) 軟岩立地

表 2.1-1 に示すように、6MPa 以上の圧縮空気を貯蔵する場合の設置深度は、拡幅掘削工法（図 2.1-5①）で 600～675m、外周掘削工法（図 2.1-5②）で 600～666m である。

4MPa 以上の圧縮空気を貯蔵する場合の設置深度は、鋼管シャフト方式（図 2.1-5③）で 400～800m、凍結横坑方式（図 2.1-5④）で 400m、凍結拡幅空洞方式（図 2.1-5⑤）で 400～533m である。また、3.3MPa の圧縮空気を貯蔵する場合の設置深度は、横坑方式（図 2.1-6）で 330m である。なお、これらは全て定圧方式である。

2.2 CAES における力学モデル

深地層における圧縮空気貯蔵施設の軟岩立地における特徴は、地盤の強度に比べて、応力の変化が大きいことで設置深度によっては、大気圧下での掘削が難しく泥水掘削や凍結工法などの特殊な掘削工法を用いる必要があることである。

これらの検討には、理論解析手法と数値解析手法を用いる方法がある。

2.2.1 理論解析手法を用いる方法

(1) 深地層における空洞の力学的安定性の検討（緒方 他，1988）

深地層において大気圧下での圧縮空気貯蔵施設建設時の力学的安定性に関して、実施されている検討と力学モデルの概要を表 2.2-1 にまとめた。

表 2.2-1 深地層における空洞の力学的安定性の評価手法

作業段階	検討項目	力学モデル	評価基準
掘削時 (大気圧下)	壁面変位 塑性領域 支保部材の応力	弾塑性理論 P.Egger の方法 *1) H.Kastner の方法 *2)	許容壁面変位 モール・クーロンの破壊基準 支保部材の許容応力

*1) P.Egger の方法(土木学会, 1981)

さまざまな地山挙動(完全弾塑性、急激な軟化、徐々の軟化)に対する壁面変位、塑性領域が評価できる。塑性体積変化(ダイレイタンス特性)は、ダイレイタンス係数 α を用いて表わしている。また、応力を求める過程として、H.Kastner の方法が用いられている。ここでは、完全弾塑性の場合の壁面変位 U_{R_0} 、塑性領域 R' の式を示す。

$$U_{R_0} = \frac{1}{R_0^\alpha} C_{st} + \frac{1-\nu^2}{E} \frac{q_u}{\lambda_p - 1} \cdot R_0 \cdot \left[\left\{ (\lambda_p - 1) \frac{P_i}{q_u} + 1 \right\} \left\{ \frac{1+\alpha\lambda_p}{\alpha+\lambda_p} - \frac{\nu}{1-\nu} \right\} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] \quad (2.1)$$

$$R' = R_0 \left\{ \frac{2}{\lambda_p + 1} \cdot \frac{P_0(\lambda_p - 1) + q_u}{P_i(\lambda_p - 1) + q_u} \right\}^{\frac{1}{\lambda_p - 1}} \quad (2.2)$$

ここに、

$$C_{st} = R'^\alpha \cdot U_{R'} - \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\lambda_p - 1} \cdot R'^{\alpha+1} \cdot \left[\left(\frac{R'}{R_0} \right)^{\lambda_p - 1} \left\{ (\lambda_p - 1) \frac{P_i}{q_u} + 1 \right\} \left\{ \frac{1+\alpha\lambda_p}{\alpha+\lambda_p} - \frac{\nu}{1-\nu} \right\} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right]$$

$$U_{R'} = \frac{1+\nu}{E} \cdot R' \left\{ 2(1-\nu)P_0 - \frac{2P_0 - q_u}{\lambda_p + 1} \right\}, \quad \alpha = -\frac{\dot{\epsilon}_{r,pl}}{\dot{\epsilon}_{\theta,pl}}, \quad \lambda_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}$$

R_0 : 掘削半径、 R' : 弾塑性境界半径、 P_0 : 外圧、 P_i : 内圧、 q_u : 一軸圧縮強さ、
 ϕ : 内部摩擦角、 E : 変形係数、 ν : ポアソン比、 $\dot{\epsilon}_{r,pl}$: 半径方向塑性ひずみ速度、
 $\dot{\epsilon}_{\theta,pl}$: 接線方向塑性ひずみ速度

*2) H.Kastner の方法(土木学会, 1981)

完全弾塑性の地山に対する、壁面変位 U_{R_0} 、塑性領域 R' の式を示す。

R' は、式 (2.2) と同じである。壁面変位 U_{R_0} を、式 (2.3) に示す。

$$U_{R_0} = \frac{(1+\nu)}{E} \left(P_0 - \frac{2P_0 - q_u}{1+\lambda_p} \right) \frac{R'^2}{R_0} \quad (2.3)$$

(2) 泥水掘削工法の検討(西 他, 1990)

泥水掘削工法により建設される鋼管シャフト方式について、各作業段階の想定事象の影響を評価するために実施されている検討と力学モデルの概要を表 2.2-2 にまとめた。

表 2.2-2 泥水掘削工法を用いた鋼管シャフト方式による空洞建設時の評価手法

作業段階	検討項目	力学モデル	評価基準	荷重条件
泥水掘削時	地盤の安定性に必要な泥水比重の決定 ^{*3)}	弾性理論 (地盤応力の算定)	モール・クーロンの破壊基準	外圧：土圧 内圧：泥水圧 (図 2.2-1 参照)
設置時 (水置換)	覆工厚さの決定 (空洞底部の厚さ)	水圧鉄管の設計法 (外圧座屈応力を考慮した E. Amstutz の式) ^{*4)}	覆工の降伏応力	外圧：部分地圧 (=泥水圧) 内圧：静水圧 空気圧 (図 2.2-2 参照)
稼動時(圧縮 空気貯蔵時)	覆工厚さの決定 (空洞頂部の厚さ)	水圧鉄管の設計法 (内圧が作用した場合) ^{*5)}	覆工の引張許容応力	

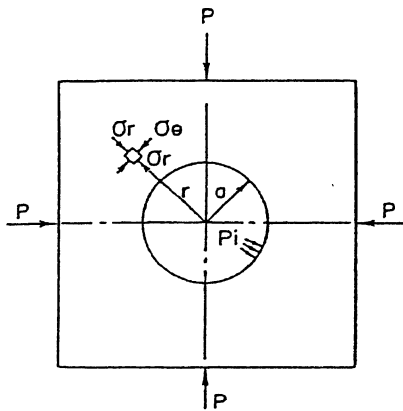


図 2.2-1 掘削時の荷重条件
(西他, 1990)

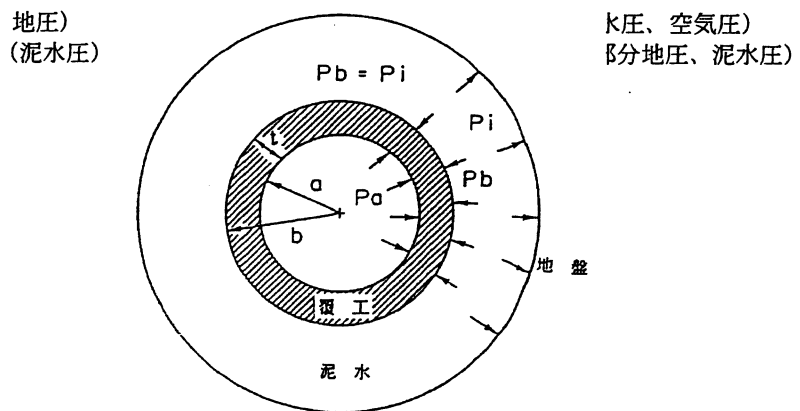


図 2.2-2 設置、稼動時の荷重条件
(西他, 1990)

*3)掘削時の地盤の安定性を確保するのに必要な泥水比重 γ_d

$$\gamma_d = \frac{2\gamma_t \cdot h \cdot (F_s - \sin\phi) - q_u \cdot (1 - \sin\phi)}{2F_s \cdot h} \quad (2.4)$$

ここに、 γ_t ：地盤単位体積重量、 ϕ ：内部摩擦角、 h ：掘削深度、 F_s ：安全率、 q_u ：一軸圧縮強さ

*4)外圧座屈応力を考慮した E.Amstutz の式 (補鋼材のない場合)

$$\left(\frac{k_0}{\gamma_m} + \frac{\sigma_N}{E_s^*} \right) \left(1 + 12 \frac{\gamma_m^2}{t^2} \cdot \frac{\sigma_N}{E_s^*} \right)^{1.5} = 3.36 \frac{\gamma_m}{t} \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E_s^*} \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma_m}{t} \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E_s^*} \right) \quad (2.5)$$

ここに、 k_0 ：コンクリートと管外面とのすき間、 γ_m ：板厚の中心の半径、 σ_N ：変形を生じた部分の管胴板の円周方向直応力、 $E_s^* = E_s / (1 - \nu_s^2)$ 、 E_s ：鉄管の弾性係数、 ν_s ：鉄管のポアソン比、

$$\sigma_F^* = \mu \cdot \sigma_F / \sqrt{1 - \nu_s + \nu_s^2}、\sigma_F：材料の降伏点、\mu = 1.5 - \left\{ 0.5 / (1 + 0.002 \cdot E_s / \sigma_F)^2 \right\}$$

*5)内圧が作用した場合

$$t = \frac{P \cdot D}{2\sigma_{ca}} \quad (2.6)$$

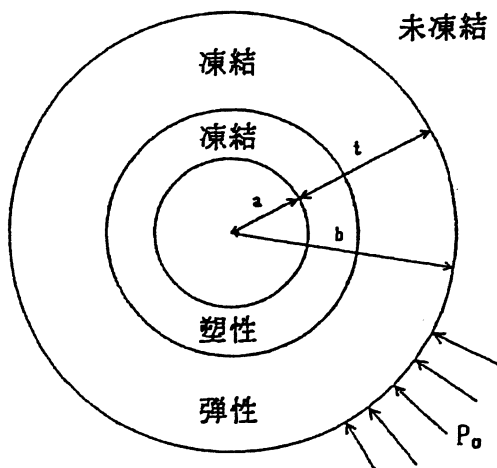
ここに、P：内圧、D：空洞内径、 σ_{ca} ：覆工の許容応力

(3) 凍結工法の検討(西 他, 1990)

凍結工法により建設される横坑、拡幅方式による空洞について、各作業段階の想定事象の影響を評価するために実施されている検討と力学モデルの概要を表 2.2-3 にまとめた。

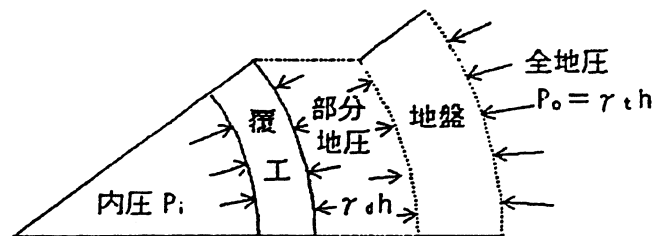
表 2.2-3 凍結工法を用いた横坑、拡幅方式による空洞建設時の評価手法

作業段階	検討項目	力学モデル	評価基準	荷重条件
凍結掘削時	地盤の安定性に必要な凍結厚さの決定	完全弾塑性理論 (内部摩擦角を考慮した Klein の修正式)*6)	モール・クーロンの破壊基準	外圧：地圧 (図 2.2-3 参照)
解凍時 (大気圧下)	覆工厚さの決定 (コンクリート覆工厚さ)	終局強度設計法 (覆工厚さの算定式)*7)	設計断面 耐力 Rd	外圧：部分地圧 (凍結時負担地圧)
解凍時(圧縮 空気貯蔵時)	覆工厚さの決定 (コンクリート覆工厚さ)	終局強度設計法 (覆工厚さの算定式)*8)	設計断面 耐力 Rd	内圧：空気圧 (図 2.2-4 参照)



P_0 ：全地圧

図 2.2-3 凍結厚さ検討時の荷重条件
(西 他, 1990)



$\gamma_d h$ ：外圧（部分地圧、泥水圧）、 P_i ：内圧

図 2.2-4 覆工厚さ検討時の荷重条件
(西 他, 1990)

*6)掘削時の地盤の安定性を確保するのに必要な凍結厚さ t (F.A.Auld,1985)

$$t = a \cdot \left\{ (0.29 + 1.42 \cdot \sin\phi) \left(\frac{P_0}{K} \right) + (2.30 - 4.60 \cdot \sin\phi) \left(\frac{P_0}{K} \right)^2 \right\} \quad (2.7)$$

ここに、a：内径、 $K = q_u / F_s$ 、 q_u ：一軸圧縮強度、 F_s ：安全率、 P_0 ：地圧、 ϕ ：内部摩擦角

*7)大気圧下で解凍する場合のコンクリート覆工厚さ tc(土木学会,1986)

$$t_c \geq b \cdot \left(\frac{\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \cdot \gamma_i P_0}{0.85 f_{ck}'} \right) \quad (2.8)$$

ここに、b：掘削半径、 γ_a ：構造解析係数、 γ_b ：部材係数、 γ_c ：材料係数、 γ_i ：構造物係数、 P_0 ：地圧、 f_{ck}' ：コンクリートの設計基準強度

*8)圧縮空気貯蔵時に解凍する場合のコンクリート覆工厚さ t_c (土木学会,1986)

$$t_c \geq b \cdot \left(\frac{\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \cdot \gamma_i \cdot (P_0 - P_i)}{0.85 f_{ck}' - \gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \cdot \gamma_i \cdot P_i} \right) \quad (2.9)$$

ここに、 b ：掘削半径、 γ_a ：構造解析係数、 γ_b ：部材係数、 γ_c ：材料係数、 γ_i ：構造物係数、 P_0 ：地圧、 P_i ：圧縮空気圧、 f_{ck}' ：コンクリートの設計基準強度

2.2.2 数値解析手法を用いる方法

(1) 泥水掘削工法の検討(国生 他, 1988)

泥水掘削工法により建設される拡幅掘削工法と外周掘削工法について、各作業段階の想定事象の影響を評価するために実施されている検討と力学モデルの概要を、表 2.2-4 にまとめた。なお、拡幅掘削工法と外周掘削工法の荷重条件の基本的な考え方は同じであるので、泥水比重をパラメータとしてまとめて示した。

表 2.2-4 泥水掘削工法を用いた拡幅掘削工法、外周掘削工法による空洞建設時の評価手法

作業段階	検討項目	力学モデル	評価基準
泥水掘削時	地盤の安定性に必要な泥水比重 ρ の決定	軸対称 FEM 弾性解析 (ρ ：パラメータ)	地盤： $F_s \sim \rho$ 、 $\varepsilon_\theta \sim \rho$ 局所安全率 $F_s \geq 1.5$ 周方向ひずみ $\varepsilon_\theta \leq 1.0\%$
稼動時(静水圧作用時)	地盤と覆工の安定性に必要な ρ の決定	軸対称 FEM 弾性解析 (ρ ：パラメータ)	地盤： $F_s \sim \rho$ 、 $\varepsilon_\theta \sim \rho$ 覆工： $\sigma_\theta \sim \rho$
稼動時(圧縮空気貯蔵時)	地盤と覆工の安定性に必要な ρ の決定	軸対称 FEM 弾性解析 (ρ ：パラメータ)	地盤： $F_s \sim \rho$ 、 $\varepsilon_\theta \sim \rho$ 覆工： $\sigma_\theta \sim \rho$

軸対称 FEM 弾性解析により、地盤の安定性について、空洞側壁での局所安全係数 F_s と周方向ひずみ ε_θ により評価するとともに、評価基準を $F_s \geq 1.5$ 、 $\varepsilon_\theta \leq 1.0\%$ と設定している。この評価基準を満たす泥水比重 ρ を各作業段階で求めている。

また、覆工コンクリートについては、周方向応力 σ_θ により評価を行っている。

(2) 横坑方式(岡田 他, 1996)

NATM により建設される横坑方式について、各作業段階の想定事象の影響を評価するために実施されている検討と力学モデルの概要を、表 2.2-5 にまとめた。

表 2.2-5 NATM を用いた横坑方式による空洞建設時の評価手法

作業段階	検討項目	力学モデル	評価基準
掘削時	地盤の安定性 貯槽空洞の支保設計	FEM による完全弾塑性掘削解析	モール・クーロンの破壊基準

FEM による完全弾塑性掘削解析により、無支保掘削とした場合の空洞周辺地山のゆるみ領域(モール・クーロンの破壊基準により求めた塑性化領域)を推定し、それを補強するために必要なロックボルト長および打設ピッチを検討している。また、吹付けコンクリート厚さや鋼製支保工の諸元は過去の施工実績などから検討が行われており、二次覆工は行わない一次支保のみの構造としている。

2.2.3 まとめ

本節では、CAES の軟岩立地に関する文献に基づいて、地盤のモデル化や荷重条件などについて整理を行った。その結果以下のような結論が得られた。

- ① 空洞周辺に不飽和領域が形成されたり、漏気が生じたりすることが予想される場合は、非定

常解析を行うとともに、飽和-不飽和解析、気液2相流解析などを適用している検討例がある。圧縮空気の貯蔵方式として、従来工法である NATM による方式、特殊工法として拡幅掘削工法、外周掘削工法、鋼管シャフト方式、凍結横坑方式、凍結拡幅方式が検討されている。これらの方式については、経済性等の検討から従来工法である NATM による方式と鋼管シャフト方式が優れていると報告されている。

- ② 深度 333m に建設される貯槽空洞の場合には、従来工法である NATM で施工が可能であることが述べられている。400m 以深に建設される貯槽空洞の場合、特殊工法として掘削時には地盤の補強のため泥水掘削や凍結工法が用いられている。また、稼働時には貯槽空洞内に水や圧縮空気が常に入った状態で検討が行われている。
- ③ 解析には理論解析手法と数値解析手法が用いられている。理論解析手法は、深地層における大気圧下での掘削の可能性の検討や特殊工法である鋼管シャフト方式、凍結横坑方式、凍結拡幅方式の検討に、数値解析手法は従来工法である NATM による方式と特殊工法の拡幅掘削工法、外周掘削工法に用いられている。また、理論解析手法では、特殊工法について覆工に作用する外圧として全地圧ではなく地盤と覆工の荷重分担を考慮した部分地圧が用いられている。部分地圧としては、掘削時に地盤の安定性を保つために用いられた泥水圧が用いられている。数値解析手法では、施工過程を考慮した弾性解析や弾塑性解析が行われている。

2.3 CAES における水理モデル

CAES において、どのような地下水流動解析を実施するかは、貯蔵空洞の気密の保持方法に大きく関係するものと考えられる。「2.1 圧縮空気貯蔵発電システムの概要」で述べたように、この気密方式にはライニング方式と水封方式が挙げられる。現行の施工技術（泥水掘削工法および凍結工法）に基づいた建設可能性と建設コストの比較から、軟岩を対象とした CAES の発電システムは、泥水掘削・鋼管シャフト方式（西 他, 1990）と呼ばれる方式が適しているとされている（川崎 他, 1996）。この場合の気密方式は一種のライニング方式に区分されると考えられる。その後、発電出力 442MW、発電時間 8 時間の発電条件と貯槽建設深度 330m、貯蔵内圧力 33 気圧の貯蔵条件のもとでの検討（岡田 他, 1998）からは、硬岩と同様の気密方式を採用した水封方式による発電システムは、泥水掘削・鋼管シャフト方式を上回る非常に高い経済性を有すると報告されている。すなわち、軟岩を対象とした CAES 空洞の気密性確保の観点からは、ライニング方式、水封方式とも現状で適応可能だと判断されている。

ライニング方式の場合、その気密性は高く、漏気および漏液といった懸念は水封方式のそれに比べて低いものと予想される。したがって、地下水流動の観点からは空洞掘削時における湧水・出水対策に重点が置かれるものと考えられる。一方、水封方式の場合は、地下水面下に空洞を設置し、貯蔵内圧を上回る地下水圧によって圧縮空気の漏気を防止する貯蔵方式であり、この気密方式を採用する場合には空洞掘削時のみならず、運転稼働時における空洞周辺の地下水流動状況の把握・制御が非常に重要となるものと考えられる。

このように、CAES の計画・設計・施行・運転稼働の各段階において、空洞周辺岩盤の地下水挙動を評価・予測することは重要な検討要件の一つとなるものと考えられるが、現時点で、CAES 空洞を対象に行われた地下水流動解析に係る資料はあまり多くない。このような状況のもと、本報告書では、主に、(財)電力中央研究所が軟岩地盤を対象とした CAES について行った研究成果と、土木学会エネルギー土木委員会 新エネルギー技術小委員会 圧縮空気貯蔵発電システム分科会がまとめた「圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術」(1997)をもとに取りまとめている。

2.3.1 CAES における地下水流動解析の位置づけ

軟岩を対象とした CAES 空洞における地下水流動解析は、次に示す事項の検討・評価を行う目的で実施されるものと考えられる。

(1) 空洞掘削時における湧水・出水対策

一般に、地下水は深度に伴って静水圧的に増加することから、大深度の空洞の掘削にあたっては高い地下水圧により切羽の押し出しや盤ぶくれが生じ、それらとともに湧水・出水が懸念される。そのため、地下水流動解析によって湧水・出水量を定量的に評価できれば、施工時の安全性確保な

らびに施工性の向上を図ることが可能となる。

(2) 運転稼働時における貯蔵空洞の気密性の保持

a) 水封方式の場合

水封方式の場合は、地下水圧による圧縮空気の空洞内閉じ込め機能の確保が要件となることから、空洞周辺の地下水位を常時一定値以上に保つことが重要である。場合によっては、貯蔵空洞の上部に設けるトンネル等を利用して給水し、人工的に地下水位を保つ必要がある。そこで、空洞周辺の水頭やポテンシャルを推定・評価する目的で地下水流動解析を実施する。また、変圧式の場合は、貯蔵内圧の変動が漏気や空洞周辺の地下水流動に及ぼす影響を検討することも重要である。

b) ライニング方式の場合

ライニングは内圧だけでなく外水圧も受けることになるため、ライニング背面の水圧を排水ドレーン等によって軽減するか、耐圧構造のライニングとする必要がある。そこで、排水ドレーン等の設計、外水圧の評価を行う目的で地下水流動解析を実施する。

2.3.2 地下水流動解析手法

前章、「1.3.3 HLW地層処分における水理モデル」(表 1.3-1:地下水流動解析手法の分類、参照)で述べた分類項目にしたがうと、CAESにおける地下水流動解析手法は次のとおりである。

- ① 取り扱う現象：単一相(地下水のみ)または多相(2相：地下水と圧縮空気)
- ② 解析次元：HLWの場合と同様
- ③ 媒体の扱い：HLWの場合と同様(ただし、本委員会では軟岩を対象としているため、多孔質媒体が主)
- ④ 数値解析手法：HLWの場合と同様

一般に、多孔質媒体の数値解析は、次に示す Darcy 則に基づく支配方程式(飽和領域内の浸透流)によっている。地下水の解析は下式における右辺第 1 項の貯留量の時間変化を考慮しない($\partial h/\partial t = 0$)、つまり平衡状態にある場合を解析する定常解析、時間項を考慮する非定常解析に大別できる。

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = Ss \frac{\partial h}{\partial t} + q \quad (2.10)$$

ここに、 Ss ：比貯留係数、 h ：ピエゾ水頭、 k ：透水係数、 q ：流出入量、 x, y, z ：座標である。

水封方式の貯蔵方式において、深部において地下水圧が貯蔵内圧より十分に大きく、また、貯蔵内圧が定圧である場合、運転稼働時における地下水流動解析は、一般に定常状態の岩盤浸透現象を把握することになる。非定常解析は、空洞掘削時の自由地下水面の変動や湧水機構の変化を把握する場合に有用となる。

さらに、「2.3.4 研究・検討事例」でも後述するように、なんらかの要因によって貯蔵内圧に比べて十分に大きな地下水圧が確保できない場合は、時間の経過にしたがって空洞内に地下水が流入し、それとともに空洞上方の地下水位の低下ならびに水封圧の低下を招き、空洞周辺に不飽和領域が形成されたり、漏気が生じたりすることが予想される。そのような場合は、非定常解析を行うとともに、飽和-不飽和解析、気液 2 相流解析などの適用が検討要件となろう。なお、岩盤の不飽和特性の測定は非常に難しいこともあり、現状ではあまり判っていない。便宜上、土質材料の測定データなどを参考として決定していることが多いようであるが、その適用にあたっては十分な注意が必要である。

2.3.3 多孔質媒体モデルにおける不均一性の取り扱い方法

一般に軟岩は、割れ目や断層の少ない 1 つの帯水層として評価されることが多く、地下水流動の数値解析手法としては、基本的に等方・均質な多孔質媒体と仮定し、Darcy 則による浸透流理論が

適用されている。しかし、軟岩といえども様々な形態の割れ目・亀裂や空隙を有する場合があります、不均一な地盤として扱う場合もある。ここでは、多孔質媒体モデルにおける不均一性の取り扱い方法について、以下に紹介する。

(1) 等価な透水係数の評価

割れ目や亀裂を有するマスとしての岩盤の透水係数を室内試験によって求めることは困難であるが、このような岩盤の透水性を表す指標としてルジオン値がある。ルジオン値は、ルジオン試験によって求められる定数であり、硬岩地点におけるダム等の止水用グラウトの設計等において、岩盤の透水性評価の指標としてよく用いられている。ルジオン試験およびルジオン値については、「3.2.3 各種試験による水理モデル定数の算出方法」を参照されたい。ルジオン値を透水係数に換算するのは問題があるが、実質上、経験則に基づいた換算を行い、透水係数としている場合が多いようである。

また、ボーリング孔を利用した原位置透水試験から得られる透水係数を適用する場合、その値は試験区間近傍の局所的なものと考えられることから、これらの測定値をもとに岩盤(マス)としての等価な透水係数を推定する方法として、以下に示すような方法がある(圧縮空気貯蔵発電システム分科会, 1997)。

表 2.3-1 平均透水係数の算定方法 (圧縮空気貯蔵発電システム分科会, 1997)

	算定式	モデル	特徴
① 流れの方向が層に平行な場合	$K = \frac{\sum K_i L_i}{\sum L_i}$		<ul style="list-style-type: none"> 平均透水係数Kはルジオン試験の測定値中の高い透水性部分の値に支配される。この部分が不連続な場合はKを過大評価する恐れがある。
② 流れの方向が層に直角な場合	$K = \frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{K_i}}$		<ul style="list-style-type: none"> Kは測定値中の低い透水性部分の値に支配される。
③ 亀裂の幅、本数より推定する場合	$K = \frac{ngl^3}{12\nu L}$ <p>g: 重力加速度 ν: 水の動粘性係数 n: 亀裂本数 l: 亀裂の幅</p>		<ul style="list-style-type: none"> 岩盤の透水係数を推定する方法としては、合理的な考え方ではあるが、亀裂系のネットワークや亀裂の幅を広範囲で予測することは不可能である。 ルジオン試験結果との対応が難しい。
④ 対数分布平均を用いる場合	$\log K = \frac{\sum L_i \log K_i}{\sum L_i}$		<ul style="list-style-type: none"> Kの値は最も頻度の高い測定値に支配され、オーダ一的な表示を行ったヒストグラムとの対応性が良い。このため、部分的な異常値もかなり除去できる。

(2) 代表要素の概念の適用

地下水流動場を多孔質媒体として評価する検討においては、代表要素 (REV: Representation Elementary Volume) の概念が重要である。多孔質媒体中のある点を中心に半径 R の球領域 (AV: Averaging Volume) を考えた場合、実際の岩盤中における空隙や亀裂の形状・分布はマイクロに見ると非常に複雑であり、例えば AV での空隙率を求めると、R が空隙のスケール程度の場合には、R を変化させると空隙率は複雑に変化する。しかし、R を十分に大きくした場合は、空隙率がほとんど変化しなくなる。この時の AV を REV と呼ぶ。さらに R を大きくすると、大きなスケールでの不均一性がある場合には、空隙率は R とともに緩やかに変化する。したがって、多孔質媒体モデルでは REV によるスケールでの平均的な物性値を有する場が解析対象となる。このように、不均一性

を問題とする場合は、REV によるスケールでの議論となるため、物性値を設定する際には、場所をかえた十分な測定を行い、解析対象領域周辺の不均一性を明らかにすることが重要である。

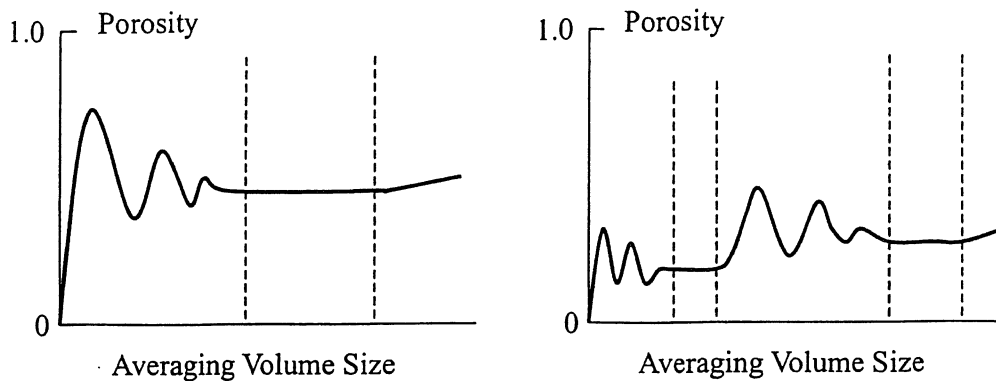


図 2.3-1 REV の概念

2.3.4 軟岩中の CAES 空洞を対象とした地下水流動問題に関する研究・検討事例

ここでは、水封方式の CAES 空洞における湧水量や漏気量の予測、空洞周辺岩盤の不飽和領域の発生可能性やその広がりに関して、数値解析を用いて検討している例を紹介する。

(1) 貯蔵内圧と湧水量・漏気量および地下水位の形状変化に関する検討例

中川ら(1985)は、270MW で6時間の発電に供し、30気圧で約230,000m³の圧縮空気の貯蔵に対応する4本の馬蹄形空洞(幅10m、高さ15m、地下水面下334m)を想定し、気液2相流の支配方程式を適用した有限要素法による数値解析を行っている。

解析の結果から得られた知見として、次のことを述べている。

- ・貯蔵内圧を増加させると地下水位が上昇し、空洞周辺地盤には不飽和領域が成長する。さらに貯蔵内圧を増加させると不飽和領域が地表面にまで達し、地下水面が空洞下方に低下する。
- ・空洞への湧水量は貯蔵内圧の増加に伴って直線的に減少し、貯蔵内圧が35気圧でほぼ0となる。
- ・空洞からの漏気量は貯蔵内圧が35気圧まではほとんど発生せず、35気圧を超えて漏気が発生する。

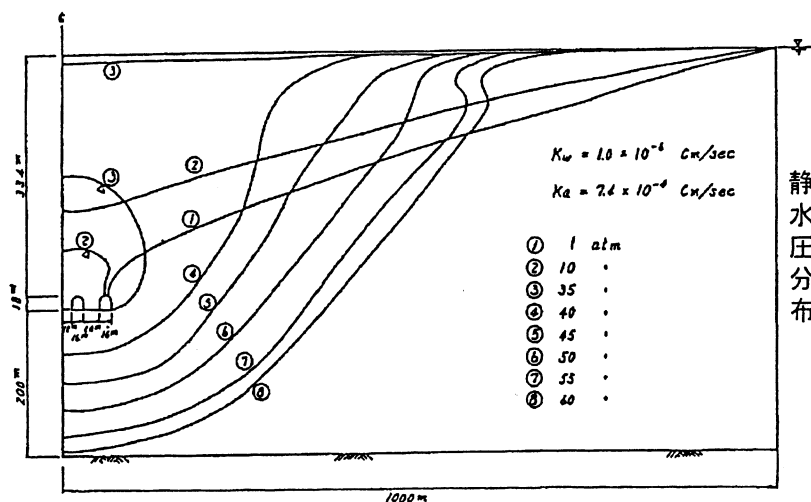


図 2.3-2 地下空洞内圧力と地下水面形の関係(中川ら, 1985)

空洞からの漏気質量
($\times 10^{-1}$ kg/s/m)

空洞への湧水質量
($\times 10^{-2}$ kg/s/m)

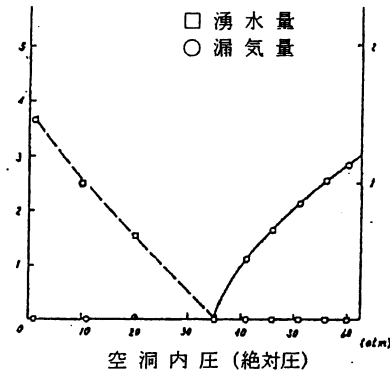


図 2.3-3 地下空洞内圧力と湧水量および漏気量の関係 (中川ら, 1985)

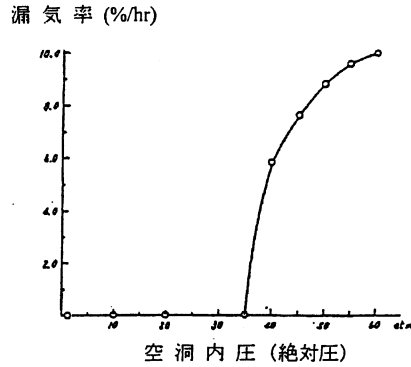


図 2.3-4 地下空洞内圧力と漏気率の関係 (中川ら, 1985)

(2) 貯蔵内圧の変動と漏気過程に関する検討例

新田ら(1999)は、高压空気を貯蔵した空洞からの漏気過程や空洞周辺の地下水の挙動を把握する目的で、多孔質地盤中の水封方式の CAES を想定し、気液 2 相流の支配方程式を適用した有限要素法による数値解析を行っている。自由水面と空洞の距離を変化させた 2 つのモデルにおいて、それぞれ定圧式貯蔵の場合と変圧式貯蔵の場合の検討を行っている。変圧式の場合の貯蔵内圧の変動は周期 1 日の正弦曲線としている。解析における未知量は空気圧と水圧である。

解析の結果から得られた知見として、次のことを述べている。

- ・ 空洞周辺の地下水圧が貯蔵内圧より大きい場合でも、時間の経過とともに空洞内に地下水が流入し、空洞上方での地下水位が低下する。そのため、空洞周辺の地下水圧が貯蔵内圧以下となり漏気が生じる。
- ・ 変圧式の場合は、低压時に空洞への地下水流入が増加するため、定圧式の場合に比べて漏気の可能性が高い。ただし、空洞が地下水位より十分深い位置にある場合は、定圧式と変圧式の違いによる漏気過程にあまり大きな差は生じない。
- ・ 貯蔵内圧が地下水圧よりも大きい場合、貯蔵効率 (初期貯蔵量に対する漏気量を差し引いた貯蔵量) が減少する。

解析ケース一覧

ケース	貯蔵方式	H1(m)	H2(m)	X(m)	P(MPa)	貯蔵圧(MPa)
1	定圧式	2	4.5	1	0.025~0.034	0.023
2	変圧式	2	4.5	1	0.025~0.034	0.017~0.023
3	定圧式	40	400	10	3.5~3.6	4.9
4	定圧式	40	400	10	3.5~3.6	3.5
5	変圧式	40	400	10	3.5~3.6	4.5~4.9

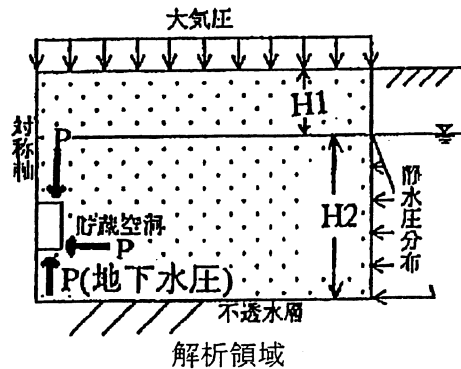
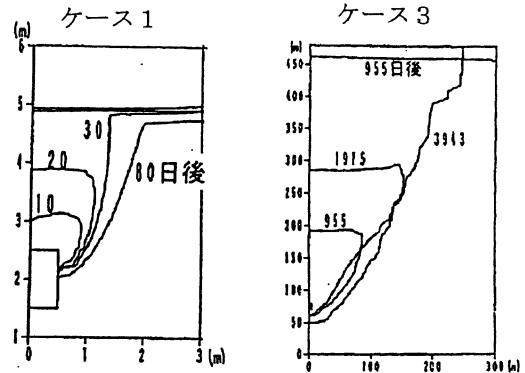
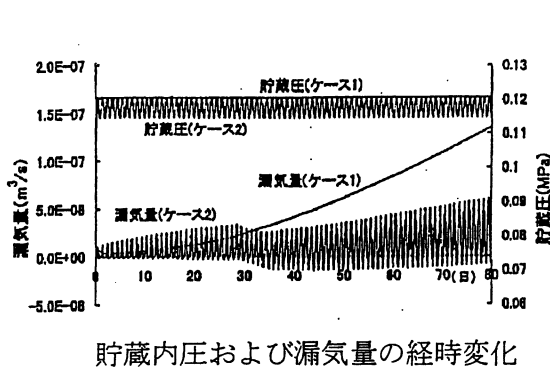
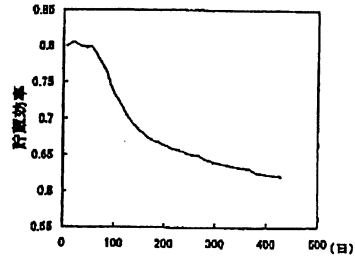


図 2.3-5 新田ら(1999)による検討の条件設定



(3) 空洞周辺岩盤の不飽和領域の推定に関する検討例
 空洞掘削に伴う湧水量は掘削直後に比べ経時的に減少していくことが知られており、木野戸ら(1995)は、この理由を掘削時に形成されるゆるみ域に起因した不飽和化にあるものと考え、気液2相流解析を用いた検討を行っている。その結果から得られた知見として、次のことを述べている。

- ・ 非定常過程における流量変化は空洞掘削と同時に多量の湧水が発生する一方、水封供給量は一定量を保つ状態となり、この流量差が不飽和化の原因となっている。
- ・ ゆるみ域内での不飽和化は空洞天端部より形成される。
- ・ 定常状態では、不飽和領域はゆるみ域の外部にまで拡大している。



ケース 5 における貯蔵効率の経時変化

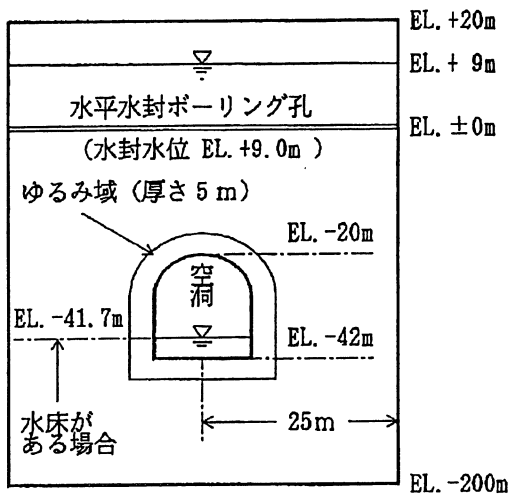
図 2.3-6 新田ら(1999)の検討結果

表 2.3-2 不飽和過程形成概念 (木野戸ら, 1995)

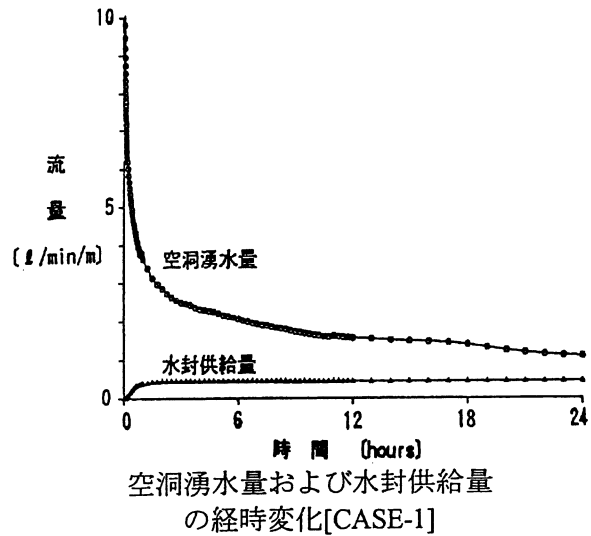
(1)初期状態	(2)空洞掘削直後	(3)不飽和領域形成後
<p>$i_e = 0$ $i.l = 0$</p> <p>i_e: 岩盤の動水勾配 $i.l$: ゆるみ域の動水勾配</p>	<p>$i_e > 0$</p> <p>ゆるみ域 (透水性大)</p>	<p>$i_e > 0$</p> <p>不飽和領域 (透水性小)</p>
<p>空洞掘削直後においては、ゆるみ域は存在せず、水封は静水圧分布を仮定する。</p>	<p>空洞掘削直後に発生したゆるみ域は、掘削直後、ゆるみ域の透水性が大であるため、水封供給量が減少し、水封が破れ、水が湧き出る。この湧き出しにより、水封が破れ、水が湧き出る。この湧き出しにより、水封が破れ、水が湧き出る。</p>	<p>不飽和領域の透水性は小さく、水封が破れ、水が湧き出る。この湧き出しにより、水封が破れ、水が湧き出る。この湧き出しにより、水封が破れ、水が湧き出る。</p>

解析ケース

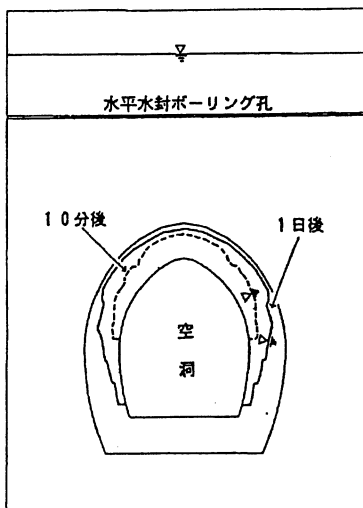
項目 ケース名	解析条件				解析結果
	ゆるみ域のモデル化	吹付けコンクリート	水床	備考	空洞湧水量 ($l/min/m$)
CASE-1	有	無	無	非定常	図-5
CASE-2	空洞の一部	無	有	定常	4.805×10^{-1}
CASE-3	有				3.813×10^{-1}
CASE-4		有	4.448×10^{-1}		



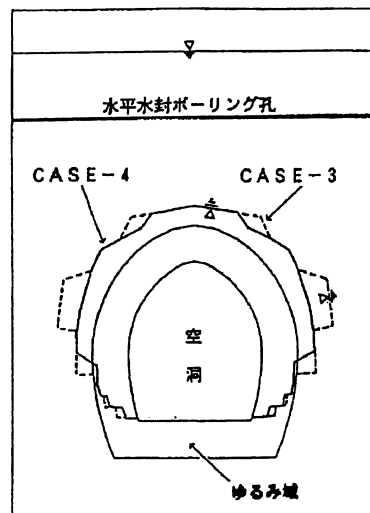
モデル概要



空洞湧水量および水封供給量の経時変化[CASE-1]



掘削10分後と1日後の水相飽和度分布 [CASE-1]



水相飽和度分布 [CASE-3 および CASE-4]

図 2.3-7 木野戸ら(1995)による検討結果

以上に紹介した CAES 空洞を対象とした湧水量・漏気量の経時変化や不飽和帯形成過程の検討例では、解析手法として気液 2 相流解析を用いているが、HLW 地層処分空洞を対象に、同様の現象を検討した別の例（大沢、渡辺，1993、あるいは櫛原ら，1999）では、飽和－不飽和浸透流解析を用いた検討を行っている。詳細については文献を参照されたい。

2.3.5 まとめ

本節では、CAES における水理モデル（地下水流動解析手法）について整理した。その結果を以下に要約する。

- ① 軟岩を対象とした CAES における水理モデルは、多孔質媒体の Darcy 則に基づいた支配方程式が適用されることが多い。
- ② 岩盤の不均一性を考慮した多孔質媒体モデルとする場合は、測定値から等価な透水係数を推定したり、代表要素の概念を適用していることがある。
- ③ 空洞周辺に不飽和領域が形成されたり、漏気が生じたりすることが予想される場合は、非定常解析を行うとともに、飽和－不飽和解析、気液 2 相流解析などを適用している検討例がある。

なお、本報告書では触れなかったが、水封方式の場合、空洞内圧の変化が空洞周辺の岩盤に作用し、作用応力に応じた間隙水圧の変化が生じるものと考えられる。硬岩では亀裂系の流れが卓越し、岩盤の変形係数も大きいことから、間隙水圧の変動は比較的早く消散すると考えられる。一方、軟岩では多孔質体としての地下水流動が卓越することに加え、変形係数は硬岩のそれに比べて小さいため、空洞内圧の変動が直接岩盤のひずみエネルギーとして蓄積され、徐々に間隙水圧に伝播されると考えられる。したがって、水封供給量や地下水位の変動の評価にあたっては、このような応力と間隙水との連成問題としてとらえる必要のあることが指摘されている（圧縮空気貯蔵発電システム分科会，1997）。

参考文献

- 土木学会エネルギー土木委員会 新エネルギー技術小委員会 圧縮空気貯蔵発電システム分科会 (1990)：圧縮空気貯蔵発電システム（CAES）と土木技術-その現状と技術課題。
- 土木学会エネルギー土木委員会 新エネルギー技術小委員会 圧縮空気貯蔵発電システム分科会 (1997)：圧縮空気貯蔵発電システムと土木技術。
- 緒方 他(1988)：ガスタービン発電用圧縮空気岩盤内地下貯蔵空洞のフィージビリティー 研究報告：U87094，電力中央研究所報告。
- 国生 他(1988)：深部軟岩地盤を利用した圧縮空気貯蔵（CAES）空洞の成立性調査 研究報告：U88045，電力中央研究所報告。
- 西 他(1990)：軟岩地盤における圧縮空気貯蔵用空洞建設技術（その1）－鋼管シャフト方式および凍結横坑・凍結拡幅空洞方式の検討－ 研究報告：U90049，電力中央研究所報告。
- 川崎 他(1996)：軟岩地盤での圧縮空気貯蔵槽建設コストの評価 研究報告：U96004，電力中央研究所報告。
- 志田原 他(1997)：岩盤気密方式による圧縮空気貯蔵実証実験に基づく調査・試験法の提案 総合報告：U31，電力中央研究所報告。
- 岡田 他(1998)：軟岩地盤での水封式圧縮空気貯蔵槽の建設技術に関する成立性調査 研究報告：U97113，電力中央研究所報告。
- 中川 他(1999)：堆積岩における水封式圧縮空気貯蔵技術の成立性－古第三紀礫岩における評価研究－ 総合報告：U35，電力中央研究所報告。
- 土木学会(1981)：ロックボルト・吹付けコンクリート トンネル工法(NATM)の手引書。
- 水門鉄管協会(1981)：水門鉄管技術基準。
- F. A. Auld (1985)：Freeze wall strength and stability design problems in deep shaft sinking is current theory realistic, Fourth international symposium on ground freezing /Sapporo/5-7.
- 土木学会(1986)：コンクリート標準示方書（設計編）。

- 中川 他(1985): 気液二相流解析による岩盤内圧縮空気貯蔵の検討, 電力中央研究所報告 研究報告 384045.
- 木野戸 他(1995): ゆるみ域を考慮した空洞周辺の不飽和化に関する考察, 第 30 回土質工学研究発表会, pp.1861-1864.
- 新田 他(1999): 高圧空気貯蔵に関わる岩盤内の水・空気浸透流の数値解析, 土木学会第 54 回年次学術講演会, pp.534-535.
- 大沢, 渡辺(1993): 空調された岩盤空洞周辺の不飽和帯進行に関する数値解析, 第 25 回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.381-385.
- 櫛原 他(1999): 不飽和領域の解析方法及び原位置計測手法の研究, サイクル機構技報 No.4, pp.111-119.
- 櫛原 他(2000): 地下空洞周辺岩盤を対象とした浸透流解析における境界条件設定方法に関する提案, 土木学会第 55 回年次学術講演会.

5.2 室内透水試験

土木工学や環境工学などの分野では、透水係数は基本的で重要なパラメータである。地盤の透水性は構成材料に強く影響され、砂礫と粘性土地盤では透水係数が $10^1 \sim 10^9 \text{cm/s}$ と大きく異なっている。また、堆積層理面による異方性や鉱物粒子による不均質性の影響も受けるため、実際の地盤内の透水挙動はかなり複雑である。ボーリングコアを用いる室内透水試験は、地盤の透水特性を把握するための有効なツールと考えられている(Brace,1980)。以下では、室内透水試験法としてよく用いられる代表的な定水位法、変水位法、フローポンプ法及びトランジェント・パルス法について述べる。

5.2.1 定水位試験法

定水位法と変水位法は、ともに岩石試料を透過した水量に基づいて透水係数を求めている。図 5.2-1 は、定水位法による透水係数測定概念図を示しており、測定試料に一定の水位差を与えたまま、単位時間あたりの透水量 Q を測定し、次式より透水係数 K を算出している。

$$K = (Q \cdot L) / (A \cdot t \cdot h)$$

ここでは、 t は計測時間、 h は試料上下端の水頭差、 L は試料の長さ、 A は試料の断面積をそれぞれ表している。上式において、 h/L は動水勾配である。

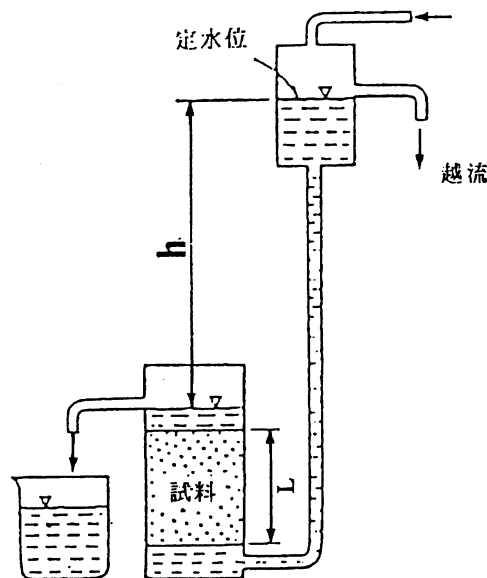


図 5.2-1 定水位法による透水係数測定概念図

定水位法では動水勾配の設定が重要であり、動水勾配が低いと、透過水量の測定に長い時間が必要となる。とくに、少ない透過水量を長時間にわたって測定する場合、室内の温度や湿度の変化に影響され、測定結果の信頼性に問題がある。また、現状では動水勾配を低く制御することに技術的な限界がある（高橋ら,1998）。これに対し、動水勾配を高く設定すると、浸透によって試料が圧密されたり、乱流が生じたりする恐れがあると共に、透水係数を算出する際のダルシー法則の適用も困難となる。

定水位法はその簡便性が注目され、高性能差圧計による透過水量の間接測定によって、難透水性材料への適用も検討されてきた。Esaki et al.(1997)は難透水性岩石試料への定水位法の適用性を定量的に評価した際、定水位法の厳密解を導くとともに、測定試料中の水頭分布 $H(Z, t)$ 、動水勾配 $i(Z, t)$ 、流入側水量 $q(0, t)$ 及び流出側水量 $q(L, t)$ は次式のようなになる。ここでは、 S_s は比貯留率、 Z は水の流入端（下端）から流出端（上端）までの距離をそれぞれ表している。

$$H(Z, t) = \Delta H \left\{ \frac{Z}{L} + \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos(n\pi)}{n} \cdot \sin \frac{n\pi z}{L} \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

$$i(Z, t) = \frac{\Delta H}{L} \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos(n\pi) \cdot \cos\left(\frac{n\pi z}{L}\right) \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

$$q(L, t) = \frac{K \cdot A \cdot \Delta H}{L} \cdot \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

$$q(0, t) = \frac{K \cdot A \cdot \Delta H}{L} \cdot \left\{ 1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \exp\left(-\frac{K}{S_s} \cdot \frac{n^2 \pi^2}{L^2} t\right) \right\}$$

Esaki et al.(1997)の研究報告によると、測定試料の一端（水の流入側）に一定の水頭を与えると、試料上下端に大きな動水勾配が生じるが、時間経過に伴って徐々に減少し、最終的には定常状態に達する。この試験法では、定常状態の流量が極めて小さい（試料の透水性が小さい）場合、非定常状態の流出量と見かけの動水勾配を用いると、透水係数を過大評価してしまう可能性がある。

5.2.2 変水位試験法

図 5.2 - 2 のように測定試料にある水位差を与えてから、時間経過に伴う水位の変化を基に透水係数を求めるのが変水位法である。変水位法では定水位法と同様に、試料を透過した水量を直接に測定しているため、透過水量が少ない場合は、温度や湿度の変化に大きく影響される。また、難透水性岩石試料に適用した場合、動水勾配や測定時間の設定が定水位法と同様に問題となる。

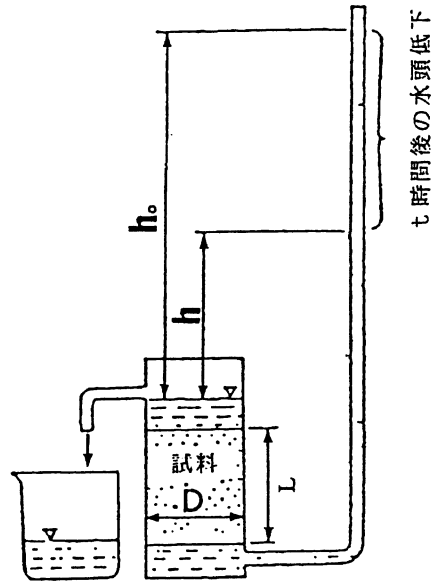


図 5.2 - 2 変水位法による透水試験の概念図

断面積 a のスタンドパイプに初期水位 h_0 を設定し、 t 時間後の水位が h に減少した場合、透水係数は下記の式より算出することができる。図 5.2 - 2 において、 D と L はそれぞれ測定試料の直径と長さを表している。

$$K = 2.30 \frac{a L}{A t} \log_{10} \left(\frac{h_0}{h} \right)$$

5.2.3 フローポンプ法

この試験法では、測定試料に流入あるいは流出する水量を制御しながら、それに起因する試料両端の水頭差を計測することにより透水係数を求めている。その概念図を次に示す。

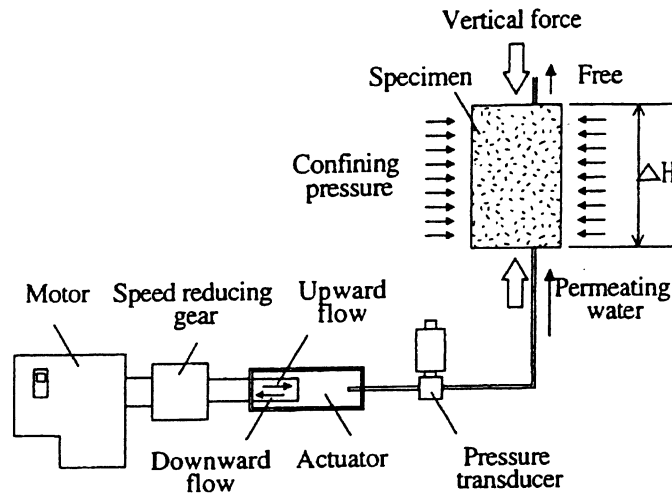


図 2.5 - 3 フローポンプ法による透水試験の概念図 (高橋ら,1998)

定水位法や変水位法では試料両端の水頭差を一定に制御したり、変化させたりして測定試料を透過した微小流量を基に透水係数を求めているのに対し、フローポンプ法では微小流量を一定に制御し、圧力を直接に計測しているため、精度よく試験を実施することができる。フローポンプ法を用いれば、原位置状況に近い動水勾配で透水係数を測定することができるとともに、高い動水勾配による圧密や乱流等の影響を除去することも可能と考えられる。

従来のフローポンプ法では、定常状態の流量 Q と ΔH をダルシー法則の式に代入して透水係数を求めていた。しかし、測定試料の透水性が小さい場合や試料の比貯留率や試験システムの圧縮貯留率が比較的大きい場合は、定常状態に達するまでに長い時間を要するだけでなく、定常状態に達したかどうかの判断そのものも難しい。難透水性土質材料の透水性を迅速に求めるために、Morin and Olsen(1987)は試験システムの貯留特性を無視する近似解を導いた。しかし、その近似解は試験システムの貯留特性が試料に比べて無視できるほど小さい場合しか適用できないため、実用性に問題があった (高橋ら,1998)。

Esaki et al.(1996)や張ら(1997)は、試験システムと試料の貯留特性をともに考慮できるフローポンプ法の非定常状態を評価できる厳密解を確立し次式に示した。

$$H(Z,t) = \frac{qL}{AK} \cdot \left\{ \frac{Z}{L} - 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\exp\left(-\frac{K}{Ss} \beta_n^2 t\right) \sin(\beta_n Z)}{L \delta \beta_n \cos(\beta_n L) \left[L(\beta_n^2 + \frac{1}{\delta^2}) + \frac{1}{\delta} \right]} \right\}$$

ここで、 $\delta = Ce/(A Ss)$ 、 Ce はフローポンプの貯留率であり、単位圧力あたりの増加によるフローポンプシステム中に圧縮された水の体積と定義されている。張ら(1997)はこの厳密解を用いて、低レベル放射性廃棄物の地層処分施設に隔離剤として使用されるベントナイト混合土のせん断変形中における水理特性の変化を評価した。

厳密解に基づく理論解析では、次のことが明らかになっている。試験開始より、試料の上下端に水頭差が徐々に増加し、それに伴って動水勾配も増加するが、最終的にはある定常状態に達する。この定常状態では試料中の水頭差の分布が線形となり、試料全長にわたって動水勾配が一定となる。

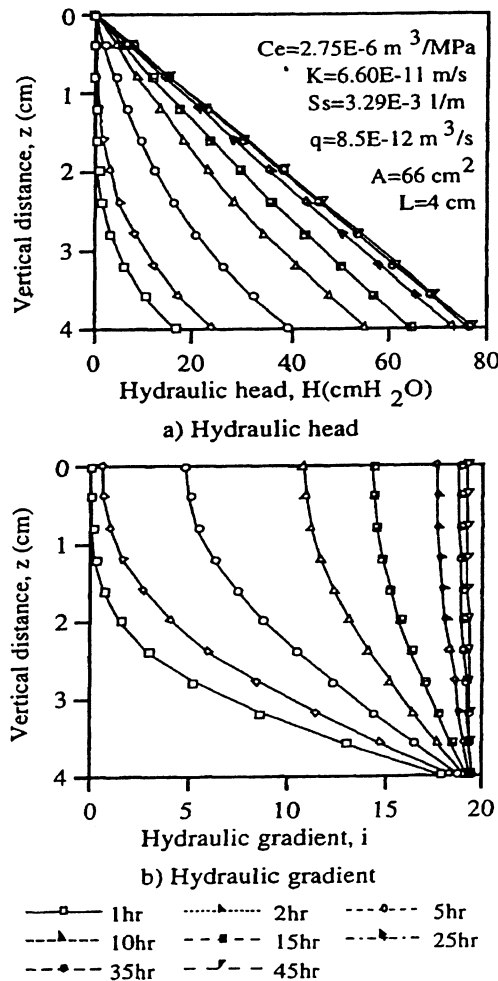


図 5.2-4 フローポンプ法による透水試験における測定試料中の水頭分布及び動水勾配と時間の関係 (高橋ら,1998)

5.2.4 トランジェント・パルス法

トランジェント・パルス法（以下ではパルス法と呼ぶ）は、Westerly 花崗岩の透水係数を測定するために、Brace et al.(1968)によって考案された試験法である。図 5.2-5 はパルス法の測定原理を示す概念図である。この方法では、測定試料の両端に岩石内の貯留量（有効間隙）に比べて十分に大きい貯留槽が連結されている。まず、測定試料を飽和させ、両貯留槽内の圧力と試料内の間隙水圧が平衡状態に達していることを確認してから一方の貯留槽の水圧を急激に上げる。それに起因する水圧のパルスが生じ、試料内へ徐々に浸透する際の両端の圧力変化を精密に測定する。試料の透水係数は両端に連結した2つの貯留槽間の圧力差を精密に測定することにより算出することができる。

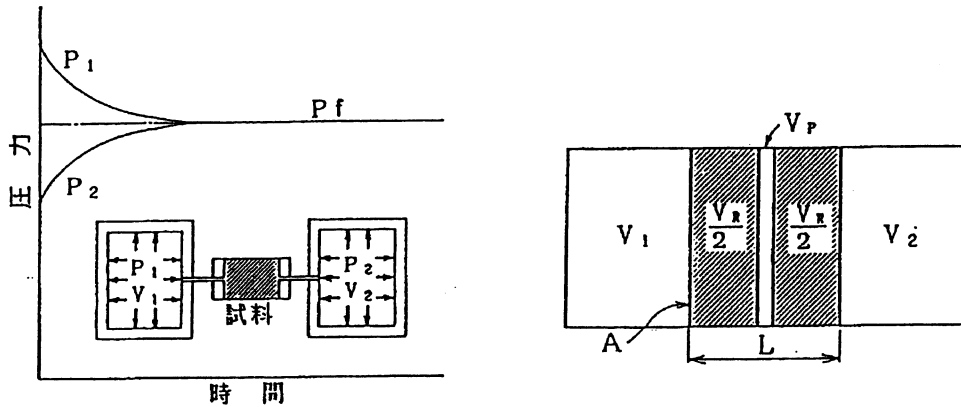


図 5.2-5 トランジェント・パルス法の測定原理の概念図

パルス法による透水係数の求め方は大別して、(a)Brace et al.(1968)の近似解と(b)Hsieh et al.(1981)の厳密解の2通りに分けられる。以下では近似解と厳密解について述べる。

(a)Brace らの近似解について

近似解は比貯留量を無視した解析法とも呼ばれている。岩石の間隙率が十分に小さく（貯留量が少ない）、水の体積圧縮率が岩石及びマトリックスのそれに比べて十分に大きいことを仮定し、Brace らは一次元の非定常浸透流の方程式を次のようにして解いた。

$$\partial^2 P / \partial X^2 = 0$$

つまり、図 5.2-5 のように試料中央に間隙が集中し、かつ間隙率が十分に小さい ($V_p \ll V_1, V_2, V_R$) モデルを提案した。これに先のパルス圧を与えた場合、圧力 P_1, P_2, P_p の変化とダルシー法則から次式が得られる。

$$P_1 - P_f = \Delta P \cdot \frac{V_2}{V_1 + V_2} \cdot \exp(-\alpha t)$$

$$\alpha = KA / (\mu\beta L) \cdot (V_1 + V_2) / (V_1 V_2)$$

ここに、 P_1, V_1 : パルス圧を与える容器側の圧力と容積 ; P_2, V_2 : パルス圧を与えない容器側の圧力と容積 ; P_f : 圧力の収束値 ; ΔP : 圧力パルス ; t : 時間 ; K : 透水係数 ; μ : 流体の粘性係数 ; β : 流体の圧縮率、である。

これにより圧力差 $P_1 - P_f$ は指数関数的に減少し、 $P_1 - P_f$ の対数と時間の関係が線形であることが分かる。透水係数はこの直線の傾き α より求めることができる。

(b)Hsieh らの厳密解について

Hsieh et al.(1981)は比貯留量を無視しない解析法を提案した。この解析法では、試料両端の圧力変化がそれぞれ次式のようになる。

$$\frac{hu}{H} = \frac{1}{1+\beta+\gamma} + 2 \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha \phi_m^2) (\beta + \gamma^2 \phi_m^2 / \beta)}{[\gamma^2 \phi_m^4 / \beta^2 + (\gamma^2 \beta + \gamma^2 + \gamma + \beta) \phi_m^2 / \beta + (\beta^2 + \gamma \beta + \beta)]}$$

$$\frac{hd}{H} = \frac{1}{1+\beta+\gamma} + 2 \cdot \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha \phi_m^2)}{[\gamma^2 \phi_m^4 / \beta^2 + (\gamma^2 \beta + \gamma^2 + \gamma + \beta) \phi_m^2 / \beta + (\beta^2 + \gamma \beta + \beta)] \cos \phi_m}$$

厳密解に基づく試料両端の圧力水頭と $\alpha \beta^2$ との関係の一例を図 5.2 - 6 に示す。

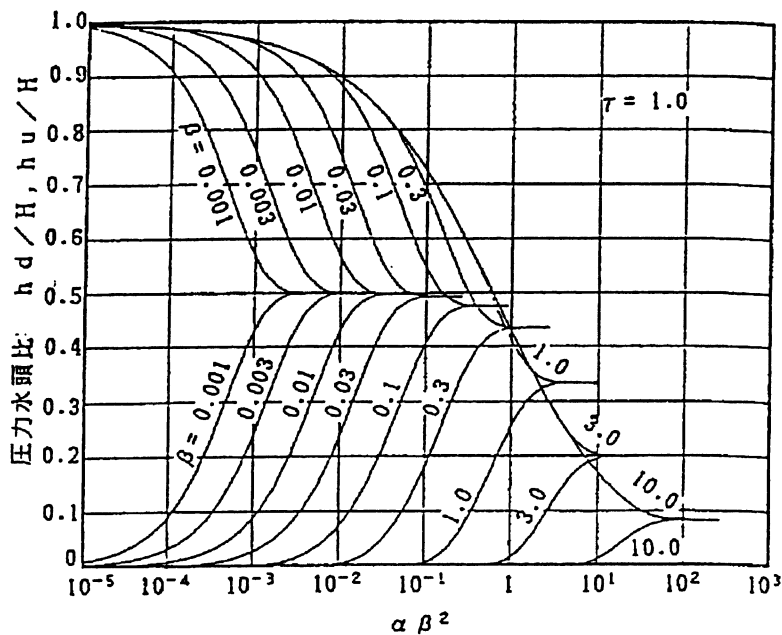


図 5.2 - 6 厳密解に基づく $\alpha \beta^2$ と圧力水頭比の関係 ($\gamma=1$)
(奥野・斎藤,1986)

厳密解では次の手順に従えば、透水係数と共に比貯留量も求めることができる。まず、横軸に時間の対数を取り、縦軸に試料両端の圧力水頭比をとって測定結果をプロットする。つぎに、図 5.2-6 に測定結果のプロットを重ねて横軸方向に移動させながら、厳密解の曲線群の中から最も一致するものを選ぶ(図 5.2-7)。一致したところで β ($=S_s A L / S_u$) の値から比貯留量 S_s を求める。最後に、 $\alpha \beta^2$ と時間 t の値から透水係数を求める。

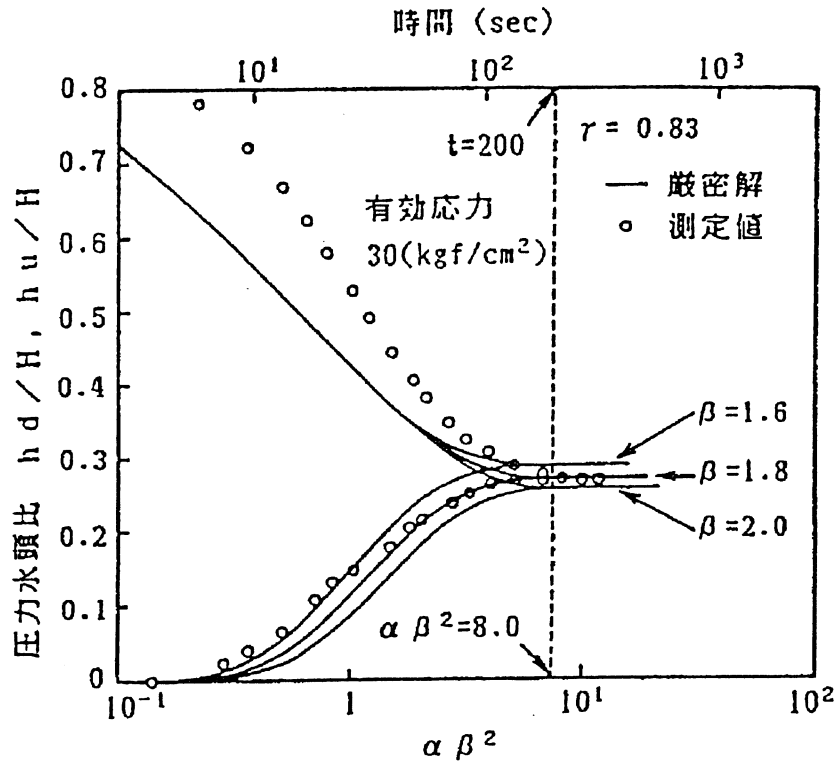


図 5.2-7 厳密解に基づくカーブフィッティングの一例
(奥野・斎藤,1986)

このように厳密解では曲線群のカーブフィッティングが煩雑であり、求めた透水係数の結果に個人差が含まれることが考えられる。厳密解に比べて、近似解では透水係数を過小評価する可能性があることが指摘されている(奥野・斎藤,1986; 杉本・古住,1989)

パルス法では圧力勾配を一定にするために、与えるパルスを極力小さく抑えなければならない。必要以上に大きいパルスを与えた場合、浸透流は乱流状態になることが予想され、正確に透水係数を評価することができなくなる。Walder and Nur(1986)や高橋・薛(1989)は、間隙水圧の10%に相当する圧力がパルス圧の目安と報告している。しかし、パルス圧をあまり小さく抑えすぎると、測定中の温度変化に強く影響され、圧力変化が得られにくくなることも指摘されている(Walls et al.,1982)。

5.2.5 現状と課題

室内透水試験法はほぼ確立されており、測定試料に適した試験法を選択すれば、信頼性の高い試験結果を得ることができる。それらの試験結果を原位置岩盤へ適用する場合、透水係数を支配する要因を考えなければならない。室内透水試験では岩石に含まれる孔隙やクラックが透水係数を支配する要因となっているが、原位置岩盤ではき裂や破碎帯が要因として挙げられる。試験対象の大きさに依存する透水係数のスケール効果 (scale effect) が確認されている。Brace(1980)の研究報告によると、試験の透水係数の平均値が室内試験の平均値に比べて約 10^3 ほど大きく、内試験の透水係数は原位置試験の下限值を示している。一方、泥質岩の場合はその差異が約 10 倍程度に留まっており、室内試験の有効性が明らかになっている。原位置試験ではボーリング孔を利用しており、孔内き裂の分布が透水性を大きく左右するが、泥質岩中のき裂は塑性流動や癒着などによって、結晶質岩中のものに比べて透水性への寄与が少ないと考えられる。この事実は凝灰岩や岩塩地帯が高レベル放射性廃棄物の地層処分に適している根拠になっている。現在、数値計算による地下水解析の技術は格段に進歩しているが、モデル化に必要な岩石や岩盤の透水性をどう評価するかといった課題は依然として残されている。原位置試験ではき裂分布や地下水の境界条件が必ずしも明確でなく、信頼性の高いデータを取得することが困難な場合が少なくない。原位置試験に加えて、亀裂性岩石を対象とする室内試験を実施することが必要であろう。

3. モデル定数の求め方

1章および2章では、この小委員会が対象とする HLW 地層処分と CAES の概要と、それらの実現に向けた研究開発プロジェクトのうち、軟岩での立地を目指したフィージビリティスタディーや研究等において用いられた力学および水理モデルの概要および検討の位置付け等に関する既存の見解や情報が取りまとめられた。本章では、これらの力学および水理モデルに用いるモデル定数の求め方について、既存の公表文献をベースに概略取りまとめる。力学モデルについては、まず、軟岩の力学特性とモデル定数の概要を述べ、調査した文献のプロジェクト段階等に関する背景情報等を概略まとめ、深地層軟岩中における坑道等の力学挙動を予測し、支保設計等を行うために採用された各種の解析等を概略まとめ、その具体的な力学モデル定数の求め方を調査した。また、水理モデルについても同様の手順で、具体的な水理モデル定数の求め方を調査した結果をとりまとめる。

3.1 力学モデル定数の求め方

3.1.1 軟岩の力学特性とモデル定数

定義より一軸圧縮強度が約 20MPa 以下、その多くは 10MPa 以下であることが多い軟岩は、土質材料と岩石マトリックスが固結した中硬岩との中間的な力学性状を有するため、従来から、その取り扱いはまだ明確にはされてこなかったが、このような地盤条件における近年の建設工事の増大に伴い、例えば、長期変形やクリープを伴う終局耐力、風化やスレーキング等の環境要因に対する鋭敏さ、および含水比変化に伴う応力や変形特性変化のような軟岩固有の問題が存在することが明らかになってきた。軟岩の中にも、その地質的な特徴から、堆積性軟岩、風化軟岩、火山性軟岩、変質岩があり、力学的な特徴もそれらに応じて多様であるが、基本的な力学的性質としては以下の通りまとめることができる(岩の力学, 1993)。

- ① 飽和度・間隙水の変化に伴う強度・変形特性の変化
- ② 吸水膨張による強度・変形特性の変化
- ③ 長期の変形特性
- ④ 力学特性の深度依存性(拘束圧効果)
- ⑤ 変形特性のひずみ依存性
- ⑥ 原位置での地盤特性評価(応力履歴効果)
- ⑦ 不連続性・異方性

上記のように、軟岩の力学特性は多くの影響を受けて、一般にかなり複雑な強度・変形特性を有するため、そのモデル定数の決定に際しても、当然ながら、対象とする軟岩がいかなる力学特性を有し、かつ当該プロジェクトの設計条件等を考慮して、どのような解析設計モデルを採用するのが適切かを判断し、そのモデルに必要な定数を得るための調査・試験等を適切に計画する必要がある。そして、その調査・試験結果等を利用して、必要に応じて補助的な解析評価や専門的な判断等を行い、具体的な設計解析に入力するモデル定数を決定することになる。この小委員会が対象とする地質媒体としては、基本的には連続体のフレームワークの中でモデル化できるものを想定しており、本節では、具体的な対象プロジェクトにおける力学定数の設定、そして、これらを中心とした具体的なモデル定数の算出方法等について取りまとめる。

3.1.2 対象プロジェクトにおける力学定数の設定

(1) HLW 地層処分における力学定数の設定例

a) 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(JNC H12 報告書)

平成 11 年に核燃料サイクル開発機構が公表した「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、H12 報告書と呼ぶ)」のうち、「分冊 2 地層処分の工学技術」によれば、国内の処分サイトを特定することなく大規模な処分施設の計画、設計、建設、操業、および閉鎖に関する技術的実現性が検討された。ここでは、その処分場の設計の中で、地下空洞の力学的安定性の評価に関してまとめられた部分を参照し、特に、深地層における軟岩挙動研究という観点から、このプロジェクトにおける力学モデル解析に用いるモデル定数の求め方について、以下に概要をまとめるものとする。最初に、H12 報告書で対象とした施設設計や空洞安定性に関する検討条件を以下に列記する。

- ① 地質条件 硬岩系岩盤グループ：結晶質岩、先新第三紀堆積岩(砂質岩、泥質・凝灰質岩)
軟岩系岩盤グループ：新第三紀堆積岩(砂質岩、泥質・凝灰質岩)
- ② 施設検討部位：アクセス坑道、連絡坑道、主要坑道、処分坑道
- ③ 処分坑道断面形状：堅置き方式、横置き方式
- ④ 検討対象：標準断面掘削時の力学的安定性、離隔距離検討、坑道交差部安定性、耐震安定性

数多くの検討が実施された H12 報告書の中から、ここでは、軟岩系岩盤グループのうち処分坑道標準断面部を対象とした掘削時力学的安定性の検討内容に着目する。地下坑道の支保工仕様を簡便に求める方法として以下の 2 ステップ検討を採用し、その設計評価の手順としては図 3.1-1 のフローを設定した。

STEP1：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。

STEP2：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。

理論解析のモデルについては、高地圧条件下での挙動を評価できる弾塑性解析で、かつ岩盤の変形特性、強度特性パラメーターが少なく、支保効果も内圧で評価できる岡の理論解を採用した。ただし、 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 を固定して完全弾塑性とした。また、数値解析については、既存のものとして FEM、BEM、DEM、RBSM 等の解析手法があるが、現時点でもっとも良く利用されている有限要素法(FEM)を採用し、そのモデルは基本的な物性値のみで設定可能な完全弾塑性モデルを採用することとした。また、各判定の評価指標については、理論解析の場合には支保工応力度、岩盤のひずみ、有限要素解析の場合にはこれらに加えて岩盤の局所安全率を採用した。

H12 報告書の軟岩系岩盤グループの設計用静的物性値を表 3.1-1 に示す。この設定値に至るプロセスとしては、最初に、我が国の地質条件に関する既存のデータを幅広く収集・整理することを行い、具体的には表 3.1-2 にまとめた代表的な岩種毎の岩石の一軸圧縮強度に関する分布を把握した。その結果から、軟岩系岩盤グループについては、新第三紀堆積岩(砂質岩、泥質・凝灰質岩)で、中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲の一軸圧縮強度は $5\sim 55\text{MPa}$ 程度に連続的に幅広く分布していることが判明したため、そのデータセットとしては岩石一軸圧縮強度としては $25\text{MPa}\sim 5\text{MPa}$ への 5MPa 刻みで 5 種類の値をセットした。その設定した一軸圧縮強度とその他のパラメーターとの一般的な相関関係を利用して、岩石の引張強度、静弾性係数、せん断強度、内部摩擦角、静ポアソン比、有効間隙率、飽和密度を設定したものが表 3.1-1 である。さらに、この軟岩系岩盤グループについては岩盤良好度がほぼ 1 に近いことや、その特性は割れ目等の不連続面よりも岩石自体の特性に比較的左右され

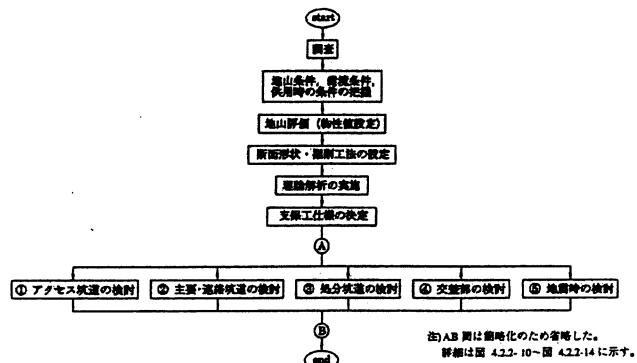


図 4.2.2-9 検討フロー全体図

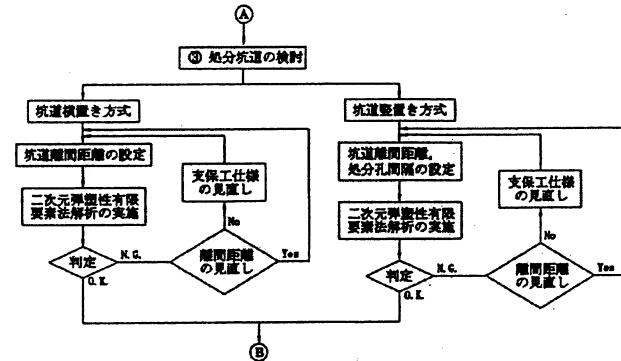


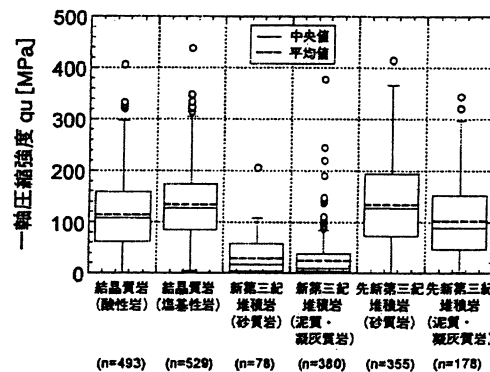
図 4.2.2-12 処分坑道の検討

図 3.1-1 H12 報告書の坑道安定性と支保工設計の評価

表 3.1-1 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	スタディ用の岩種区分	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
有効間隙率	n_v [%]	15	20	30	45	60
飽和密度	ρ [Mg m^{-3}]	2.45	2.35	2.20	1.95	1.70

表 3.1-2 我が国における岩石の一軸圧縮強度の分布



- 各ボックス：中央値からデータ数が $\pm 25\%$ の範囲を表す。
- 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。
- 白丸：上記 2. の範囲外にある値 (はずれ値) を示す。
- n ：データ数を表す。

ることから、岩石特性値をそのまま岩盤特性値として採用することとした。

上記が処分地下施設の設計関連の解析的検討に関する内容であり、力学的な観点から実施された他の解析内容としては、人工バリアに関する長期健全性評価のための構造力学安定性評価と耐震安定性評価がある。まず、構造力学安定性評価で対象とした事象としては、岩盤の長期クリープ、再冠水に伴う緩衝材の膨潤、オーバーパックの腐食膨張と沈下（表 3.1-3 参照）であるが、ここでは岩盤をモデル化していない後二者については関係がないため、最初の岩盤の長期クリープのみについて記述する。

岩盤のクリープ挙動を扱うモデルの多くは線形粘弾性モデルであるが、ここでは、大久保らが提案した簡単に解析できる非線形粘弾性モデルを用い、人工バリアを含めた坑道ニアフィールドの長期健全性評価を試みた。これは非線形 Maxwell モデルに相当し、すなわち、次式に示すようにコンプライアンス（ひずみ/応力）が時間の経過とともに加速度的に大きくなると考えるものである。ここで、パラメーター n および m の値を決定するのが重要であるが、設計用のデータセットに対してこれらの値を特定することは難しいため、大久保らによる研究成果から表 3.1-4 の値と設定した。なお、この表で n_0 とは一軸応力下の n の値であり、軟岩系岩盤の場合には n_0 が 20、 m が 5 となった。

$$d\lambda^* / dt = a \cdot (\nabla \sigma^*)^n \cdot (\lambda^*)^m \quad (3.1)$$

耐震安定性評価の解析方法は、まず、地震波の伝播解析によるモデルへの入力波の作成を重複反射理論で設定し、岩盤と人工バリアシステムを含めた地震時応答解析における岩盤のモデル化については線形弾性モデルで、入力物性としては表 3.1-5 の値を設定し、解析に用いた。なお、緩衝材の乾燥と飽和状態を考慮して 1 相系と 2 相系解析を実施した。

表 3.1-3 長期健全性評価の解析条件一覧

解析現象	①岩盤クリープ解析	②オーバーパック腐食膨張解析	③オーバーパック沈下解析
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	オーバーパック沈下量、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 オーバーパック ×	○：弾塑性体（修正 Cam-Clay モデル） ○：弾性体（温度ひずみ考慮）	○：弾粘塑性体（開口・太田モデル） ○：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、オーバーパック腐食膨張変形を考慮しない

表 3.1-4 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

表 3.1-5 1 相系解析で用いた入力物性

材料	条件	特性	物性値
ガラス固化体		ヤング率 [MPa]	8.04×10^7
		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]	2.06×10^7
		ポアソン比	0.7
		密度 [$Mg\ m^{-3}$]	7.77
		減衰定数	0.005
緩衝材	乾燥状態	最大ヤング率 [MPa]	2.39×10^7
		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: σ	2.02
		実験定数: β	1.92
		基準ひずみ	1.3×10^{-4}
	飽和状態	最大ヤング率 [MPa]	1.18×10^7
		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: σ	1.51
		実験定数: β	1.92
		基準ひずみ	4.3×10^{-4}
岩盤	硬岩系岩盤	ヤング率 [MPa]	4.71×10^7
		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]	7.60×10^7
		ポアソン比	0.369
		密度 [$Mg\ m^{-3}$]	2.20
		減衰定数	0.02

b) 高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術(電中研、電事連)

電中研と電力会社が主体となって実施した、平成 11 年 3 月に公表された「高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術」は、地層処分の技術的信頼性を示すためだけのものではなく、事業として実際に行うための研究に重点が置かれている。この報告書でも、H12 報告書と同じく、国内の処分サイトを特定することなく処分施設の計画、設計、建設、操業、および閉鎖に関する技術的実現性が幅広く検討された。上記と同じく、その処分場の設計の中で、地下空洞の力学的安定性の評価に関してまとめられた部分を引用し、特に、深地層における軟岩挙動研究という観点から、このプロジェクトにおける力学モデル解析に用いるモデル定

数の求め方について、以下にその概要をまとめるものとする。

本検討で示された地下施設の基本設計検討フローが図 3.1-2 であり、この中で力学的安定性については建設深度の設定、地下施設規模の検討（処分坑道の離間距離に関する力学的安定性、処分孔間隔の力学的安定性）が関係しており、それらの個別検討結果を踏まえて地下施設の基本配置計画が実施される。そのうち、坑道離間距離と廃棄体埋設間隔の設定の考え方に関するフローを図 3.1-3 に示す。

「処分予定地選定段階」の地質環境条件として設定された岩盤の力学物性のうち、堆積岩については表 3.1-6 に示す通りである。この地質環境条件の設定については、処分施設の建設にとって比較的新しい地質年代である新第三紀の砂岩、泥岩の互層構造をなしている海岸部を想定したものである。

空洞の力学的安定性の予備検討については、理論解析手法により簡易に検討するものとし、その手法は Egger の方法を用い、安定性基準としては岩盤の限界ひずみと支保の許容応力度を採用した。Egger の方法を用いたことから岩盤モデルとしては完全弾塑性体であり、入力条件としては表 3.1-6 の値をそのまま用いているようであり、岩盤物性への変換については考慮していないようである。この条件における空洞安定性の解析結果をまとめて表 3.1-7 に示す。

処分坑道の離間距離に関する力学的安定性については、表 3.1-8 に示すように堆積岩の縦置きと横置きについてケースを設定し、ケース A については表 3.1-9 のように、弾塑性モデルを用いた 3 次元 FEM を実施して評価した。その際の物性値としては表 3.1-10 の通りであり、すなわち岩盤は完全弾塑性でモール・クーロンの破壊基準を採用した。

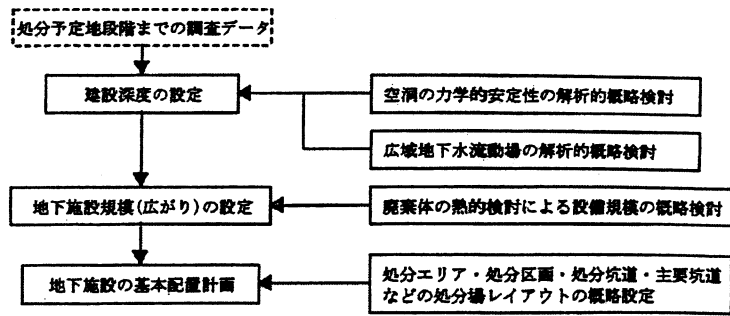


図 3.1-2 地下施設の基本設計検討フロー

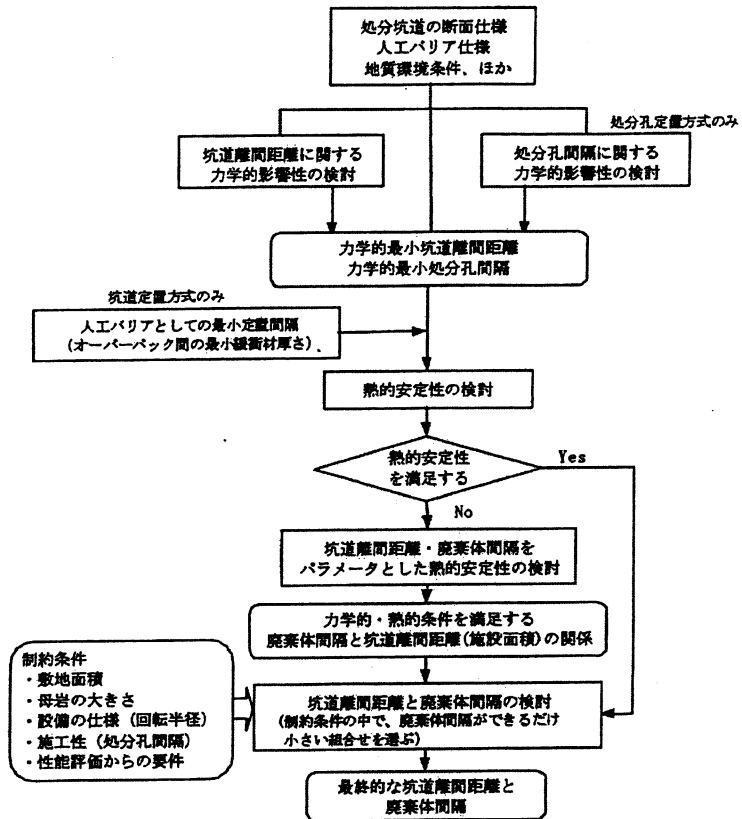


図 3.1-3 坑道離間距離と廃棄体埋設間隔設定の考え方

表 3.1-6 堆積岩分布地域の力学特性

岩質区分	湿潤密度 (kg/m ³)	一軸圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (Gpa)	ポアソン比	せん断強度 (MPa)	内部摩擦角 (度)	限界歪み (%)
A層	1700	3.92	0.88	0.49	0.64	8.0	0.63
B層	1700	4.90	1.07	0.48	0.83	10.0	0.59
C層	1600	3.23	0.69	0.42	0.59	30.0	0.66
D層	1900	10.79	2.26	0.40	0.88	30.0	0.49

表 3.1-7 堆積岩分布地域における空洞安定性解析結果のまとめ

表 7.2.2-6 堆積岩分布地域の空洞安定性の解析結果

岩質区分	弾性係数 (GPa)	せん断強度 (MPa)	内部摩擦角 (度)	限界歪み (%)	支保形式 (厚さ m)	可能深度 (m)	初期地圧 (MPa)	地圧解放率 (%)	岩盤歪み (%)	支保応力度 (MPa)	塑性域 (m)
A層	0.88	0.64	8.0	0.63	無支保	120	2.0	—	0.59	—	3.08
					吹付 (0.2)	170	2.8	50	0.59	11.6	2.91
					覆工 (0.8)	300	5.0	50	0.62	10.4	2.78
B層	1.07	0.83	10.0	0.59	無支保	150	2.5	—	0.58	—	2.42
					吹付 (0.2)	210	3.5	50	0.59	11.9	2.48
					覆工 (0.7)	380	6.4	50	0.58	17.1	1.90
C層	0.69	0.58	30.0	0.66	無支保	160	2.5	—	0.65	—	1.03
					吹付 (0.2)	220	3.4	50	0.65	10.2	0.62
					覆工 (1.0)	380	6.0	50	0.65	12.0	0.0
D層	2.26	0.88	30.0	0.49	無支保	280	5.2	—	0.49	—	1.58
					吹付 (0.2)	340	6.4	50	0.48	9.8	1.27
					覆工 (1.0)	720	13.4	50	0.49	23.8	0.10

表 7.2.2-7 堆積岩分布地域のD層の地圧開放率と掘削可能深度の関係

CASE ID	弾性係数 (GPa)	せん断強度 (MPa)	内部摩擦角 (度)	限界歪み (%)	支保形式 (厚さ m)	可能深度 (m)	初期地圧 (MPa)	地圧解放率 (%)	岩盤歪み (%)	支保応力度 (MPa)	塑性域 (m)
吹解 50	2.26	0.88	30.0	0.49	吹付 (0.2)	340	6.4	50	0.48	9.8	1.27
吹解 60					吹付 (0.2)	330	6.2	60	0.47	8.4	1.31
吹解 70					吹付 (0.2)	330	6.1	70	0.49	7.4	1.38
吹解 80					吹付 (0.2)	310	5.8	80	0.47	5.4	1.41
覆解 50	2.26	0.88	30.0	0.49	覆工 (1.0)	720	13.4	50	0.49	23.8	0.10
覆解 60					覆工 (1.0)	630	11.8	60	0.49	17.3	0.37
覆解 70					覆工 (1.0)	530	9.9	70	0.49	11.3	0.70
覆解 80					覆工 (1.0)	430	8.0	80	0.48	6.4	1.09

表 3.1-8 検討ケース一覧

ケース	岩盤	処分形態	O/P 緩衝材間キヤップ	緩衝材岩盤間キヤップ	緩衝材
A (基本)	堆積岩	縦置き	キヤップなし (密着)	空気 (均等)	ケイ砂 20%混合
B (基本)	花崗岩	縦置き	キヤップなし (密着)	空気 (均等)	ケイ砂 20%混合
C (基本)	堆積岩	横置き	空気 (下部接触)	空気 (下部接触)	ケイ砂 20%混合
D	堆積岩	横置き	粉末ベントナイト (均等)	粉末ベントナイト (均等)	ケイ砂 20%混合

表 3.1-9 ケース A の解析の前提条件

解析手法	3次元有限要素法(FEM)による弾塑性解析 (力学) 3次元有限要素法(FEM)による熱伝導解析 (熱)
解析モデル	1/4 モデルでモデル化 隣接する坑道と坑道内の処分孔は同時に掘削
処分形態	処分孔定置方式
処分坑道	直径 5.56m の円形形状
処分孔	直径 1.70m、掘削境界面から深さ 3.81m
処分地圧(3)	鉛直方向は土被り相当の地圧が作用 水平方向は鉛直方向の地圧に側圧係数(1.0)を乗じる
地質環境	深度 GL-520m、地温 25.4℃

表 3.1-10 力学解析における堆積岩の前提条件

岩盤の物性値	岩盤は完全弾塑性を想定 モール・クーロンの破壊基準を適用		
密度 (kg/m ³)	1850	一軸圧縮強度 (MPa)	11.3
引張強度 (MPa)	0.47	せん断強度 (MPa)	0.62
内部摩擦角 (°)	43.1	弾性係数 (GPa)	2.24
ポアソン比	0.40		

c) ベルギーMOLプロジェクト

ベルギーにおける高レベル放射性廃棄物は、ベルギー国内に広く分布する堆積軟岩であるブーム粘土層中に処分される予定であり、その処分深度はMOL研究所周辺では約170-270m程度となる。その地層構成を図3.1-4に、主たる力学特性を表3.1-11に示す。これより、ブーム粘土層の一軸圧縮強度は2~2.2MPa程度であり、深度約200mあたりにおける地山強度比は0.5程度、したがって、安全に坑道を掘削するのは困難であると当初は評価された。

表 3.1-11 ブーム粘土層の力学特性代表値一覧

GEOMECHANICAL PARAMETERS		
Parameter	Description, Values	References
Uniaxial Strength [MPa]	2.0 - 2.2*	2, 21, 22, 23, 24
Young's Modulus [MPa]	200 - 400*	7, 21, 22, 23, 24
Poisson's Ratio	0.4 - 0.45	8, 21, 22, 23, 24
Cohesion [MPa]	0.9 - 1* (compression test) 0.7 - 0.8* (extension test)	8, 21, 22, 23, 24
Internal Friction ϕ [°]	4*	8, 21, 22, 23, 24
Swelling Pressure [MPa]	0.9	7
Swelling Strain [%]	5 - 10	1
Plastic Limit [%]	23 - 29	2
Liquid Limit [%]	55 - 80	2
Plasticity Index [%]	32 - 51	2

*Undrained tests. Drained soil parameters (Critical State Soil Mechanics) are:
Slope normal consolidation line: 0.11 - 0.16; Slope elastic swelling line: 0.02 - 0.05; Critical state friction angle: 20.5 - 22°; Preconsolidation pressure: 5 - 6 Mpa; Poisson's ratio: 0.125 - 0.2
References for these data are: [19, 20, 21, 22]

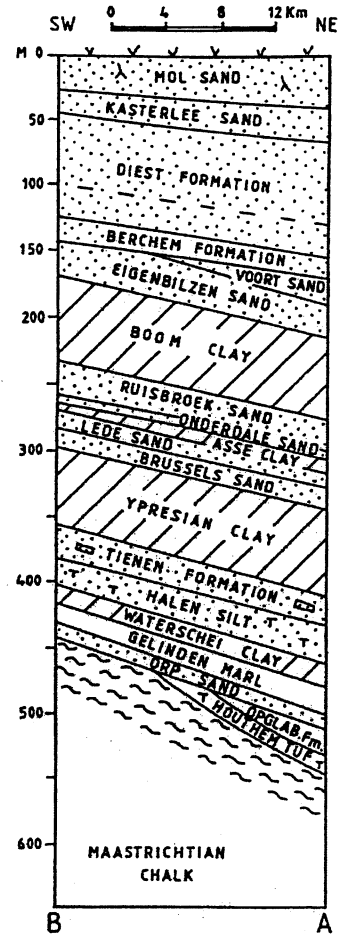


図 3.1-4 MOL 研究所周辺のブーム粘土層を含む堆積岩地層構成

この課題を解決するため、HADES プロジェクトとして地下深部における坑道建設可能性の実証、掘削に伴うニアフィールドへの影響 MINE-BY 試験、粘土層中での長期クリープ挙動の計測、発熱環境下における粘土層レオロジーモデルの開発等の研究開発が精力的に実施された。このプロジェクトはMOL研究所の地下深部に図3.1-5に示す立坑と横坑からなる施設を建設し、その中で各種の試験・実験を行うとともに、建設そのものも実証試験として位置づけられ、適切な観察や計測等が実施された。その結果として、第1立坑から横坑を掘削開始する当初は凍結工法が採用されたが、その実績から判断してその後の掘削では坑道安定のための凍結は必要がないと判断し、図3.1-6に示すように全面的鋼製支保工またはコンクリート支保工を採用することにより無事掘削を完了させた。

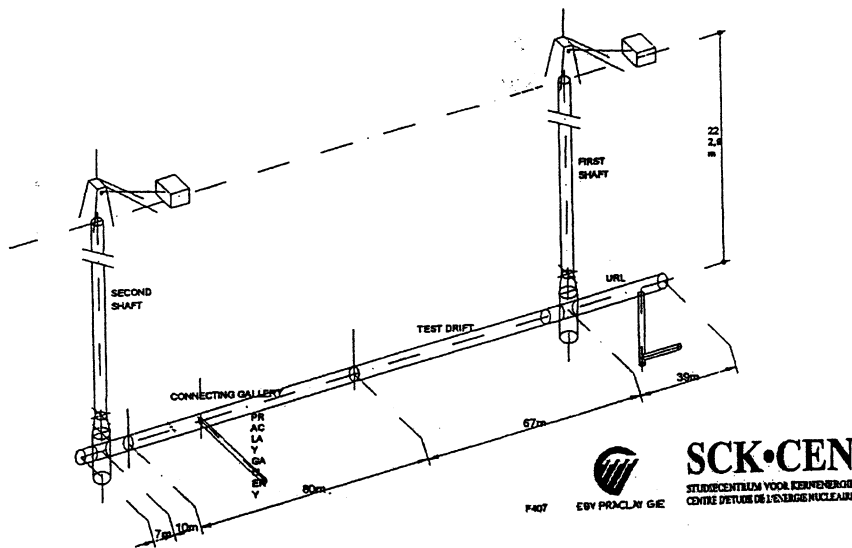


図 3.1-5 HADES 地下施設レイアウト概要図

堆積軟岩の力学挙動の予測に利用したモデルとしては、最も単純なものとして完全弾塑性解析解に基づく解析コード EPLAST であったが、その結果を計測結果と比較したものが図 3.1-7 であり、この図からわかるように解析解は計測値よりもかなり小さな予測結果となっている。この時の物性値の決定方法は、公表文献では明確に示されておらず、たぶん未攪乱採取した岩石コアの室内試験からそのまま採用したものと推定される。この結果が計測値との適合性が低かったため、クリープ挙動、ひずみ軟化挙動を考慮した弾粘塑性モデル、および Cam-Clay モデルを採用した有限要素解析を行って検討したようであるが、その詳細については明確に開示された論文等が入手できていない。

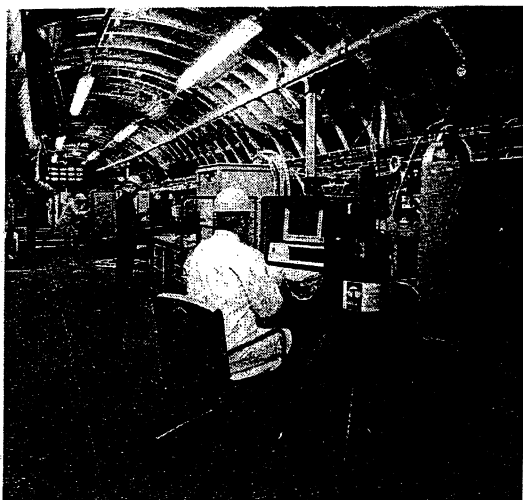


図 3.1-6 HADES 横坑部鋼製支保工状況

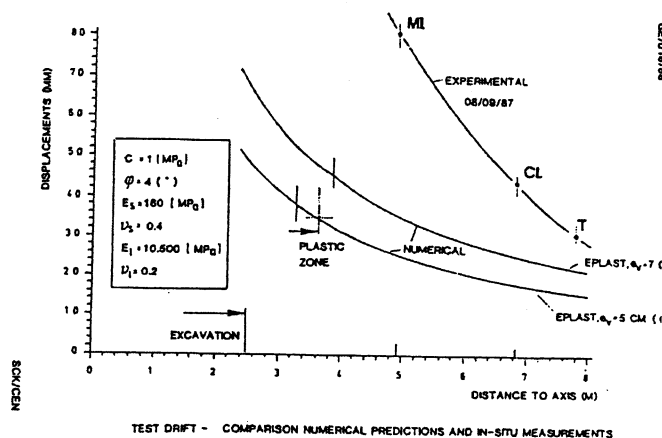


Fig. 10. Test drift - Comparison numerical predictions and in-situ measurements

図 3.1-7 試験坑道での計測結果と完全弾塑性解析結果の比較

(2) CAES における力学定数の設定例

a) ガスタービン発電用圧縮空気岩盤内地下貯蔵空洞のフィージビリティ(電中研)

本研究では CAES システムの基本的なフィージビリティを概略評価することを目的として、第三紀堆積岩のような透水性が小さい軟岩、花崗岩のような透水性が小さい硬岩、および火山岩のような透水性が大きい硬岩条件において、水封方式とライニング方式の CAES システムの概念設計とコスト評価等を実施した。

第三紀堆積軟岩条件における空洞の安定性を概略的に検討するため、Egger の円形トンネルの弾塑性理論解を用いて評価された。そのケースが表 3.1-12 であり、表 3.1-13 が岩盤物性値一覧表である。これらの値は主として首都圏における第三紀軟質および中硬質堆積岩層に関する既存の文献から想定したものであり、堆積軟岩の場合には岩石と岩盤の物性が適切に用いられているものと推定される。力学的安定性を評価する判定基準値として採用したものは、壁面変位、塑性領域の拡がり、支保部材の応力であり、参考までに、空洞直径 5~20m、土被り 200~1000m をパラメーターとして解析した結果を表 3.1-14 に示す。

表 3.1-12 第三紀堆積岩立地の検討ケース

検討ケース	貯蔵圧 (kgf/cm ²)	最大土被り (m)
CASE-1 第三紀層平坦地立地	20	200
CASE-2 第三紀層平坦地立地	40	400

表 3.1-13 岩盤物性値一覧表

物性	岩石の物性			岩盤の物性			
	一軸圧縮強度 kgf/cm ²	弾性係数 kgf/cm ²	ポアソン比	粘着力 kgf/cm ²	内部摩擦角	(岩盤の一軸圧縮強度) *	単位体積重量 tf/m ³
第三紀層	150	15,000	0.30	16	35	60	2.0
花崗岩 火山岩	1000	80,000	0.25	40	55	250	2.5

(*粘着力: C, 内部摩擦角: ϕ , $q_u = 2C \cos \phi / (1 - \sin \phi)$ による換算値)。

表 3.1-14 第三紀堆積軟岩層における解析結果一覧表

土盛り h (m)	吹付け コンクリ ート厚 t (cm)	トンネル径 D=5m			トンネル径 D=10m			トンネル径 D=20m		
		トンネル壁面 位置 a (cm)	トンネル壁面 からの塑性領域 R (cm)	吹付けコンク リート応力 σ_c (kgf/cm ²)	トンネル壁面 位置 a (cm)	トンネル壁面 からの塑性領域 R (cm)	吹付けコンク リート応力 σ_c (kgf/cm ²)	トンネル壁面 位置 a (cm)	トンネル壁面 からの塑性領域 R (cm)	吹付けコンク リート応力 σ_c (kgf/cm ²)
200	無巻線	0.92	1.7	—	1.81	34.3	—	3.59	67.9	—
	10	0.82	1.7	96.8	1.69	17.1	102.5	3.46	49.7	105.4
	20	0.78	—	91.8	1.63	3.4	96.8	3.38	34.0	103.0
400	無巻線	2.33	73.6	—	4.56	144.4	—	9.04	286.0	—
	10	1.77	37.0	213.2	3.87	100.2	235.6	6.23	236.0	251.6
	20	1.59	19.1	189.0	3.53	93.8	213.7	7.73	200.4	235.6
600	無巻線	4.34	117.2	—	8.51	229.9	—	16.85	455.2	—
	10	2.87	57.0	345.1	6.52	151.8	397.8	14.39	361.2	439.9
	20	2.47	34.0	294.3	5.73	113.8	346.6	13.04	303.6	397.8
800	無巻線	6.90	153.6	—	13.54	301.2	—	26.82	596.6	—
	10	4.03	69.5	488.8	9.44	186.6	576.3	21.4	451.0	658.6
	20	3.38	42.9	405.0	8.06	139.2	487.8	18.9	373.3	575.8
1000	無巻線	9.99	185.2	—	19.6	363.3	—	38.8	719.5	—
	10	5.23	78.4	632.8	12.5	211.5	763.5	29.1	518.2	889.8
	20	4.32	49.0	515.7	10.5	156.8	633.1	25.0	423.1	763.5

地山物性 $q' = 60 \text{ kgf/cm}^2$, $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$, $E_g = 15,000 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu_g = 0.3$, $\phi = 35^\circ$, $\alpha = 1.0$ 吹付けコンクリート定数 $E_s = 30,000 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu_s = 0.15$

b) 深部軟岩地盤を利用した圧縮空気貯蔵(CAES)空洞の成立性調査(電中研)

本研究は、都市部における深部軟岩を対象として、水封方式 CAES 空洞の成立性評価を目的に検討を実施したものである。まず、想定した深度が約 600m で、一軸圧縮強度が約 3~5MPa の岩盤中に NATM 工法で空洞が掘削可能かどうかを概略評価した結果、地山強度比が 0.25~0.4、類似施工例もなく、かつ Egger の弾塑性解析により直径 6m のトンネルに必要な覆工厚が約 4m となり、したがって、このような条件下での空洞掘削は現実的でないと判断した。

この問題を克服する新工法として、深度約 600m の位置に、直径 40m、高さ約 70m の空洞を水没掘削する方法として、図 3.1-8 に示すように立坑からの拡幅掘削工法と外周掘削工法を考案し、その掘削時の空洞安定性を概略評価することにした。具体的には、表 3.1-15 に示す物性値を入力した軸対称線形弾性有限要素解析を実施し、評価した。なお、これらの想定物性値は大都市近傍、特に首都圏において比較的幅広く分布する堆積軟岩である第三紀の三浦層および上総層を念頭に設定したものである。

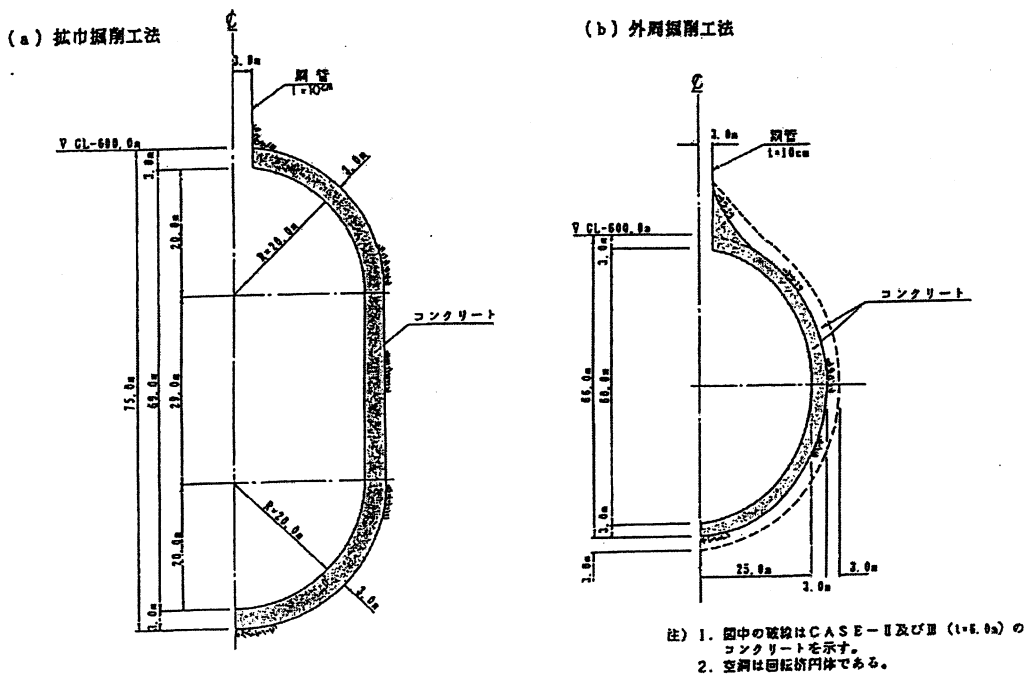


図 3.1-8 水没掘削新工法の概念図

表 3.1-15 深部堆積軟岩の解析用物性値

	単位	岩盤	コンクリート	鋼管
変形係数 D_e	kgf/cm ²	5.0×10^3	2.0×10^3	2.1×10^4
ポアソン比 ν		0.30	0.20	0.30
単位体積重量 γ_s	tf/m ³	2.00	2.40	7.85
せん断強度 τ_m	kgf/cm ²	10.0	—	—
引張強度 σ_t	kgf/cm ²	3.0	—	—
初期地圧(側圧比) $\lambda = \sigma_H / \sigma_V$		$\lambda = 1.0$ ポアソン比 (0.5)		

図 3.1-9 はその解析のステップである。非弾性挙動が卓越すると考えられる条件下での線形弾性解析には問題があるが、定性的な判断としては、地山の安定性として局所安全率とひずみ、そして覆工コンクリートの応力から評価した結果、掘削時の泥水仕様としては比重 1.25 以上が必要になると推定された。

c) 軟岩地盤における圧縮空気貯蔵用空洞建設技術 (電中研)

都市部の軟岩地盤における CAES 空洞の建設可能性とコストを概略検討し、最適な空洞構造形式を提案することを目的に本研究が実施された。具体的な構造としては、図 3.1-10 に示す鋼管シャフト、凍結横坑、凍結拡幅方式があり、表 3.1-16 に示す設計用物性値を用いて弾塑性理論解により周辺地山の安定性を局所安全率で評価するとともに、掘削時の地盤安定に必要な泥水比重、水置換時の覆工厚さの算定、圧縮空気貯蔵時の覆工厚さの算定等が検討された。なお、これらの物性値は、第三紀堆積性軟岩として凍結時の物性値もからり研究された実績のある横浜根岸基地の LNG 地下タンクの土丹と呼ばれる第三紀シルト質軟岩についての報告を参考とした。

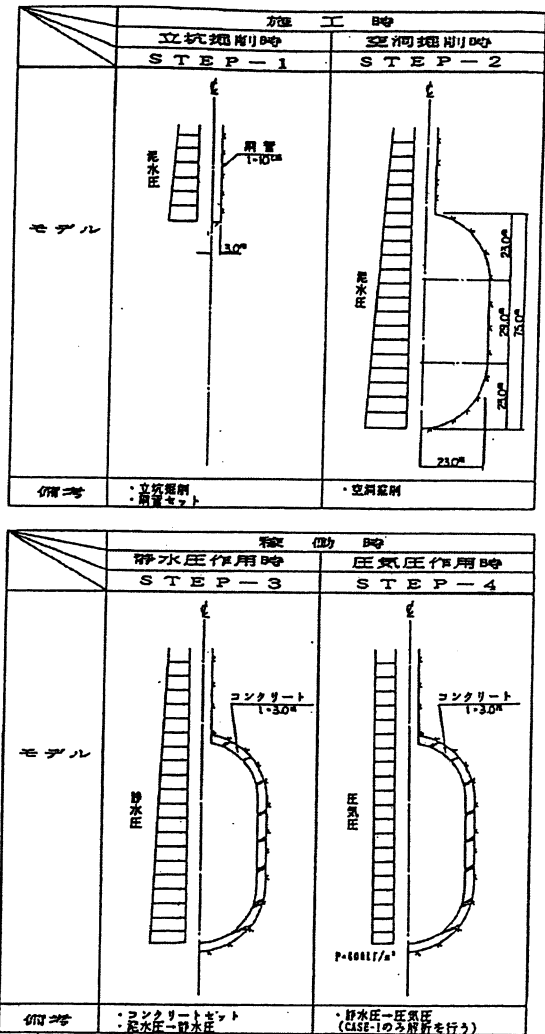


図 3.1-9 拡幅掘削工法の解析ステップ

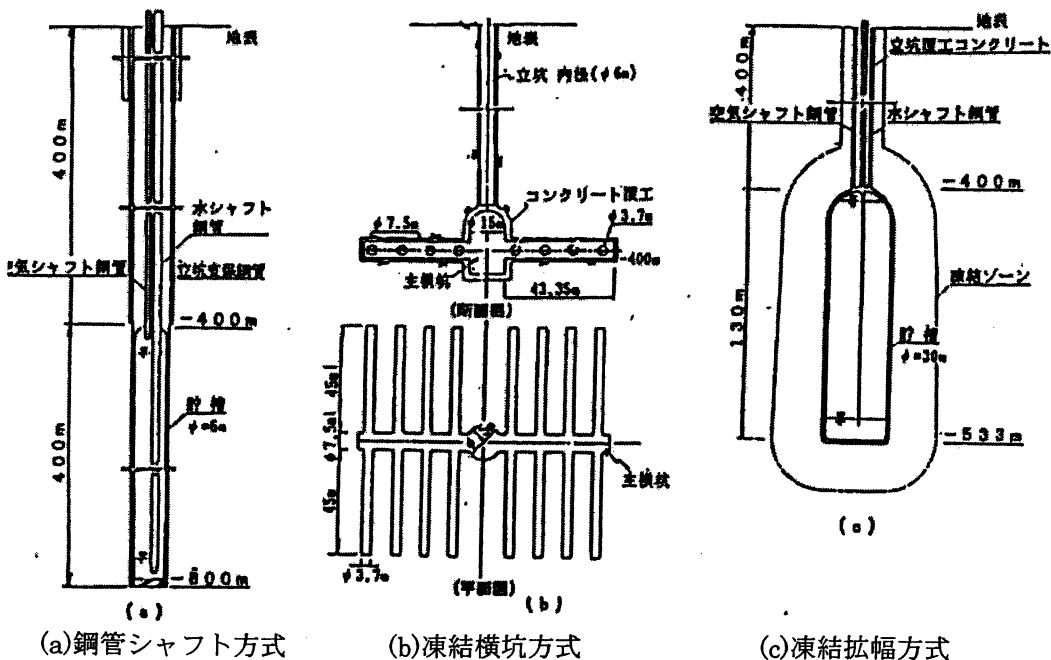


図 3.1-10 堆積軟岩中の CAES 空洞方式

概略の結論としては、鋼管シャフト構造形式の場合に必要な泥水比重は 1.1 程度で、鋼管の厚さも 26~46mm 程度で十分実現性のある構造形式であると評価されたのに対して、凍結方式の場合にも施工可能であると評価されたが、経済性および工期の観点からは鋼管シャフト方式のフィージビリティが最も高いと判断された。

d) 堆積軟岩の圧縮空気貯蔵技術に関する研究(九電、電中研)

古第三紀堆積岩盤中における CAES システムのフィージビリティ評価を目的に、当該地層がひろがる九州電力の新小倉発電所内で 600m 深度のボーリング調査を行い、水封機能の評価や地下貯層の概略設計等が実施された。岩盤条件は C_M~B 級の礫岩、砂岩、頁岩で、各種の室内試験とともに、ボーリングコア調査、各種検層、ポアホールテレビジョン観察、孔内載荷試験が行われ、ここでは参考として

表 3.1-17 に岩石試験結果をまとめる。なお、粘着力および内部摩擦力を求めるための三軸圧縮試験の条件は UU 試験で、試験結果にばらつきはあるものの、平均的な値として設定された。ただし、φ_u が極端に小さな頁岩については側圧載荷時に既にこれとほぼ等しい間隙水圧が発生しており、頁岩の骨格構造に有効な拘束圧が作用しなかったことによるものと言及している。

地下貯層の概略設計では電中研式非線形弾性解析を実施し、評価するものとして、表 3.1-17 の結果から総括的に判断して表 3.1-18 に示す値が設定された。図 3.1-11 は設置深度 600m における地下貯層の標準断面図であり、主として接続空洞間の離間距離をパラメーターとして有限要素解析が実施された。その結果から概略的に判断して、600m 深度における地下貯層は掘削可能で、離間距離が 2D 程度確保することにより安定性が保たれると評価された。

e) 軟岩地盤での水封式圧縮空気貯蔵の建設技術に関する成立性調査(電中研)

本研究では、軟岩地盤での CAES 空洞の建設成立性評価を主たる目的として、既存の軟岩データのある横浜市根岸地区における第四紀更新世の上総層群泥岩(いわゆる土丹層)条件での空洞安定性を概略的に評価した。図 3.1-

表 3.1-16 施設設計に用いる物性値一覧

軟岩(常温下)	一軸圧縮強度 内部摩擦角 ヤング係数 単位体積重量	qu φ E γ _s	30 kgf/cm ² 30° 3,000 kgf/cm ² 2.0 tf/m ³
軟岩(凍結時)	一軸圧縮強度 内部摩擦角 ヤング係数	(qu) _F φ _F E _F	90 kgf/cm ² 30° 7,500 kgf/cm ²
コンクリート	設計基準強度 ヤング係数	f _{ck} E _c	500 kgf/cm ² 3 × 10 ⁴ kgf/cm ²
鋼管	許容応力	σ _{sa}	2,300 kgf/cm ² (SM58) 1,750 kgf/cm ² (SM50) 1,500 kgf/cm ² (SS41, 短期) 1,200 kgf/cm ² (SS41, 長期)

表 3.1-17 岩石試験結果の総括表
第 5.2.1 表 岩種・岩級別試験結果

岩種	岩級	見かけ比重 (自然状態)	吸水率 (%)	飽和度 (%)	比熱 (cal/g·°C)	熱伝導率 (cal/cm·s·°C)	浸透密度 (g/cm ³)	超音波伝播速度試験		一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	ポアソン比	弾塑性係数 (× 10 ⁴ kgf/cm ²)	粘着力 C _u (kgf/cm ²)	内部摩擦角 φ _u (°)
								V _p (km/s)	V _s (km/s)					
礫岩	C _u	2.36	8.5	99.4	-	-	2.36	1.54	0.81	68	0.24	40.6	-	-
	C _u	2.48	5.2	99.7	0.190	6.322	2.46	3.89	1.80	322	0.23	186	90	36
	B	2.57	2.5	99.7	0.187	6.775	2.57	4.59	2.44	699	0.22	371	180	43
砂岩	C _u	2.31	12.1	99.1	-	-	2.27	1.73	(1.26)	(50)	-	(26.1)	-	-
	C _u	2.35	10.3	99.7	-	-	2.30	3.25	1.37	269	0.22	89.8	114	15
	B	2.48	5.9	99.9	-	-	2.47	3.79	2.01	873	0.23	263	47	40
頁岩	C _u	2.45	7.5	99.6	-	-	2.44	2.99	1.26	138	0.33	23.1	41	6.2

注) 比熱は、自然状態 40°C の値。熱伝導率は、自然状態の値。数値は平均値、ただし () 内はデータ数 1

第 5.2.2 表 地層・岩種別試験結果

地層	深度 (m)	岩種	見かけ比重 (自然状態)	吸水率 (%)	飽和度 (%)	比熱 (cal/g·°C)	熱伝導率 (cal/cm·s·°C)	浸透密度 (g/cm ³)	超音波伝播速度試験		一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	ポアソン比	弾塑性係数 (× 10 ⁴ kgf/cm ²)	粘着力 C _u (kgf/cm ²)	内部摩擦角 φ _u (°)
									V _p (km/s)	V _s (km/s)					
中原層	21.50	礫岩	2.43	6.2	98.8	-	-	2.43	3.05	1.48	199	0.24	155	70	44
	246.39	砂岩	2.33	11.3	99.5	-	-	2.27	2.36	1.69	142	0.21	72.1	114	15
	246.39	頁岩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
日明・ 入口層	246.39	礫岩	2.54	3.5	99.7	0.187	6.775	2.54	4.43	2.28	621	0.23	326	180	43
	402.1	砂岩	2.40	8.3	99.9	-	-	2.37	3.78	1.88	641	0.22	205	-	-
	402.1	頁岩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
下野沖層	401.1	礫岩	2.50	4.5	99.8	-	-	2.48	3.94	1.90	306	0.19	171	36	46
	478.68	砂岩	(2.45)	(7.0)	(99.0)	-	-	(2.45)	(2.86)	(1.09)	(175)	-	-	-	-
	478.68	頁岩	2.44	7.6	99.6	-	-	2.43	2.77	1.06	(112)	(0.24)	(8.98)	41	6.2
上野沖層	478.68	礫岩	2.46	5.6	99.8	0.195	7.021	2.43	3.71	1.73	351	0.21	19.3	175	17
	571.62	砂岩	2.47	6.3	99.9	-	-	2.45	3.47	1.82	(240)	(0.28)	(43.9)	47	40
	571.62	頁岩	(2.45)	(7.2)	(99.4)	-	-	(2.44)	(3.07)	(1.20)	(63)	(0.43)	(22.0)	-	-
天龍寺層	571.62	礫岩	2.50	5.0	99.6	0.184	5.622	2.47	3.94	1.77	280	0.27	179	81	36
	600.00	砂岩	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		頁岩	(2.47)	(7.2)	(99.7)	-	-	(2.46)	(3.15)	(1.49)	(201)	(0.33)	(30.9)	-	-

注) 比熱は、自然状態 40°C の値。熱伝導率は、自然状態の値を使用。数値は平均値、ただし () 内はデータ数 1 ないし 2 の値。

表 3.1-18 地下貯層の安定解析に用いた物性値

単位体積重量	(γ _s)	2.45 tf/m ³
変形係数	(E ₀)	50,000 kgf/cm ²
ポアソン比	(ν ₀)	0.25
粘着強度	(C)	15 kgf/cm ²
内部摩擦角	(φ)	45°
破壊時の変形係数	(E _F)	500 kgf/cm ²
破壊時のポアソン比	(ν _F)	0.45
非線形特性指数 ((6.1)式)	(a)	1.0
非線形特性指数 ((6.2)式)	(b)	1.0
緩み定数 ((6.3)式)	(k)	6.0
吹付けコンクリートの変形係数	(E _c)	40,000 kgf/cm ²
吹付けコンクリートのポアソン比	(ν _c)	0.15

12が施設概要であり、表 3.1-19 が節理・亀裂がほとんどなく、スレーキングも生じない良好な軟岩条件である。

支保工の概略設計にはモルクーロンの破壊基準を用いた完全弾塑性有限要素解析を実施し、評価した。その結果、今回の条件のように一軸圧縮強度が約 5 MPa 程度で、深度 330m の位置に CAES 貯層を建設・施工することは概略的には可能であると評価されたが、地下水条件が悪い場合やスレーキング・膨張性等の施工条件が困難な場合にはこの解析評価のようには施工できなくなる可能性も示唆されている。

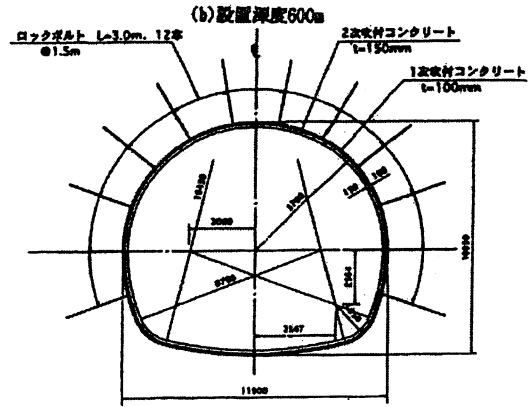


図 3.1-11 600m 深度での水封貯層標準断面図

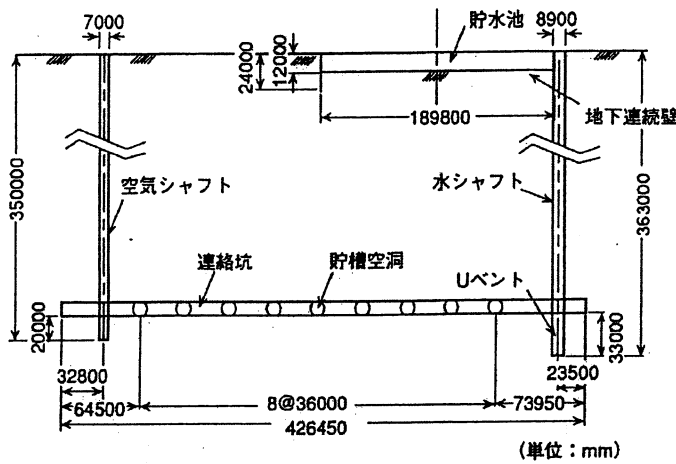


図 3.1-12 CAES 施設の全体図と空洞標準断面

表 3.1-19 地盤条件

- 単位体積重量： $\gamma_t = 2.0 \text{ tf/m}^3$
- 変形係数： $E = 10,000 \text{ kgf/cm}^2$
- ポアソン比： 0.3
- 一軸圧縮強度： $q_u = 50 \text{ kgf/cm}^2$
- 内部摩擦角： $\phi = 10^\circ$
- 粘着力： $c = 21 \text{ kgf/cm}^2$
($= q_u(1 - \sin \phi) / (2 \cos \phi)$)

表 3.1-20 砂質泥岩岩石コアの物理・力学特性

項目	物理特性・力学特性
真比重	2.73
乾燥単位体積重量 (g/cm ³)	2.48
自然含水比 (%)	≈ 4
スレーキング指数	2
弾性波速度 P波速度 (km/s) S波速度 (km/s)	2.47~3.66 1.61~1.86
比熱 (cal/g°C)	0.180 + 5.068x10 ⁻⁴ T (T:温度)
熱伝導率 (cal/cm s °C)	5.240x10 ³ - 5.946x10 ⁻⁶ T (T:温度)
線膨張係数 (1/°C)	10.6~13.4 x10 ⁻⁶ α
一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	≈ 500 (自然含水比状態) σ_u
静弾性係数 (kgf/cm ²)	1.04~1.58 x10 ⁵ E
ポアソン比	0.15~0.19 ν
圧裂引張強度 (kgf/cm ²)	22.8~43.5 σ_t
三軸圧縮強度 せん断強度 (kgf/cm ²) 内部摩擦角 (度)	158 ~ 215 27~34 C φ

f) 上砂川 CAES-G/T パイロットプラント(新エネ財団)
三井砂川炭坑跡地を利用して建設されている上砂川 CAES-G/T パイロットプラント建設地点は、深度約 450m 地点の比較的均質な砂質泥岩に施工中であり、その岩質は表 3.1-20 に示すように中硬岩で、比較的堅硬であるが、層理面に沿う割れ目が多く見られ、部分的に剥離性を有する C_H 級岩盤である。なお、岩石コアの試験結果は、この砂質泥岩がスレーキングしやすいため、含水比によって一軸圧縮強度が大きく変化し、表 3.1-

20 の値は自然含水比である 4%前後の値から推定したものである。また、CAES では疲労特性が重要となるため、岩石コアの一軸および三軸圧縮疲労試験が実施された。

図 3.1-13 は圧縮空気地下貯蔵施設の概要図であり、すなわち、発電出力 2000kW、貯層内径 6m、延長 57m、空洞容量 1600m³、貯蔵圧力は 4~8MPa で、ゴムライニングと分割覆工版により気密・耐圧性を確保する構造である。

表 3.1-21 は原位置岩盤試験結果であり、オーバーコアリング法で計測された初期応力を考慮して地下貯蔵施設の概念設計が実施された。設計解析は線形弾性有限要素法により行い、分割ライニングコンクリートのジョイント部を Goodman ジョイント要素によりモデル化し、裏込めコンクリートは無筋であることから、引張応力に耐えない no-tension 材料、さらに、ライニングコンクリート、裏込めコンクリート、岩盤の各境界は連続しているものとし、滑りは生じないと考えとしてモデル化した。

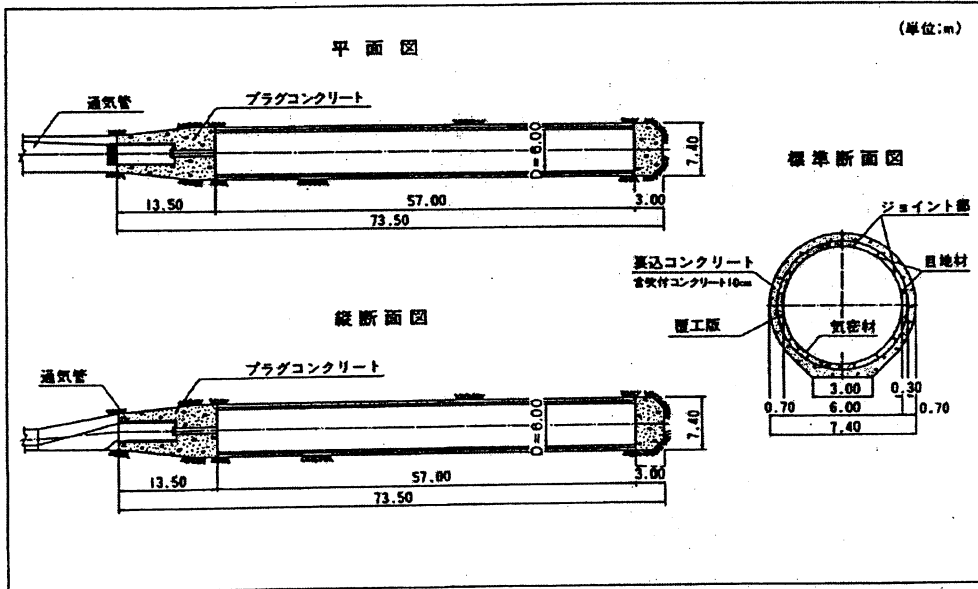


図 3.1-13 圧縮空気地下貯蔵施設の概要図

表 3.1-21 岩盤平板載荷試験・ブロックせん断試験

① 変形係数		
鉛直方向	1.6 ~ 4.8 x 10 ⁴ kgf/cm ² (1.5~ 4.7 GPa)	
	平均値 2.9 x 10 ⁴ kgf/cm ² (2.9 GPa)	
水平方向	5.3 ~ 8.0 x 10 ⁴ kgf/cm ² (5.2~ 7.9 GPa)	① 初期せん断強度
	平均値 6.3 x 10 ⁴ kgf/cm ² (6.1 GPa)	$\tau = 23.9 + \sigma \cdot \tan 40^\circ$
② クリープ率及び遅延係数		② 残留せん断強度
クリープ率	9.7 x 10 ⁻² ~ 2.3 x 10 ⁻¹ 平均値 1.9 x 10 ⁻¹	$\tau = 3.3 + \sigma \cdot \tan 37^\circ$
遅延係数	8.2 ~ 15.0 (1/day) 平均値 10.0 (1/day)	

3.1.3 力学モデル定数の算出方法

上述の通り、軟岩の力学特性は含水比の影響を強く受けるなど、土と岩盤の中間的な挙動を示し、一般に複雑であるにもかかわらず、対象とした HLW 地層処分と CAES プロジェクトにおいては、これらのプロジェクトが基本的なフィジビリティ研究の段階であるためか、利用された数値解析モデルとしては、空洞掘削可能性の評価には弾塑性理論解、非線形弾性 FEM、弾塑性 FEM レベルの比較的簡易なものが適用されていた。したがって、これらのモデル解析に必要なモデル定数は、軟岩の特徴である不連続面の影響をあまり大きく受けないため、基本的には岩石コア供試体を用いた室内試験結果から算出した事例が多い。また、特別な例として、HLW 地層処分の時間スケールを対象とした場合の、人工バリアの健全性を評価するため、岩盤の長期クリープを考慮する方法として大久保らが提案した非線形粘弾性モデルが採用されたが、そのモデル定数は既往の研究成果から設定された。

軟岩を対象とした一般的な調査試験項目の基本を図 3.1-14 に示す(土木学会、1991)。この図からわかるように、力学モデル定数の算出方法としては、主として原位における調査坑調査と室内における力学試験がある。以下に、力学特性とそのモデル定数を算出するための試験の概要についてまとめる。

軟岩の変形係数または弾性係数は、原位試験としては平板載荷試験、孔内載荷試験などから、室内試験としては一軸および三軸圧縮試験などから得られる。中硬岩の場合にはポアソン比があまり重要な要因ではなかったため、その測定は注目されていなかったが、軟岩の場合には、その影響で応力状態が異なり、岩盤安定性に影響する可能性がある。通常、ポアソン比は供試体に添付したひずみゲージで算出するが、軟岩の場合には添付が困難なため、2重セルを利用した三軸試験

システムで体積変化から算出する方法がある。また、原位のポアソン比を算出する方法としては、PS 検層結果を利用して動的ポアソンを推定する手法もあり、

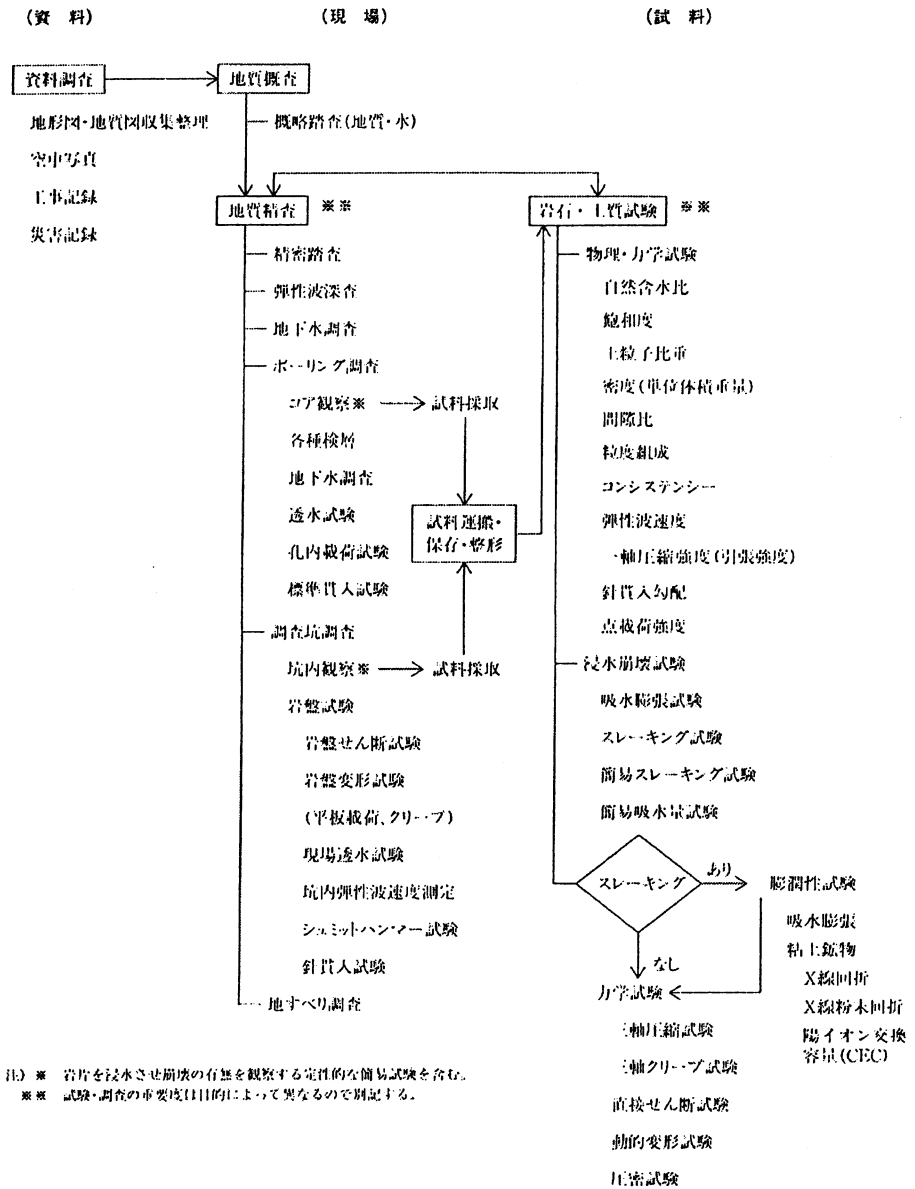


図 3.1-14 軟岩の調査試験項目の基本

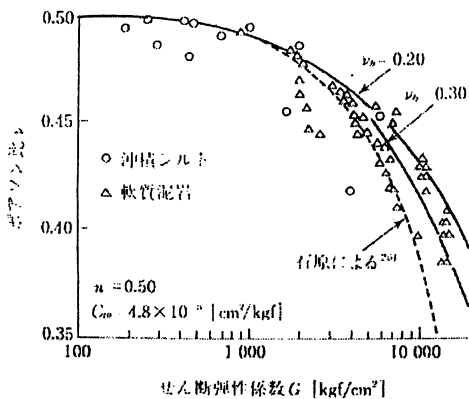


図 3.1-15 ポアソン比とせん断弾性係数の関係

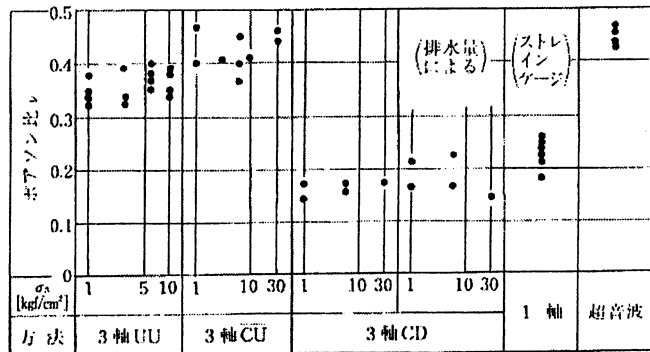


図 3.1-16 試験条件とポアソン比

この結果からはポアソン比の深度依存性が観察される場合が多い。図 3.1-15 および図 3.1-16 に示す通り、軟岩のポアソン比はせん断弾性係数と相関が強く、また、排水条件により大きく異なる可能性があることには注意を要する。

軟岩の強度定数は、原位置試験としては平板載荷試験や岩盤せん断試験などから、室内試験としては一軸および三軸圧縮試験、1面せん断試験などから得られる。また、指標試験としては、シュミットハンマー試験、針貫入試験などが、最近では、孔内せん断試験、孔内打撃試験などが開発されている。泥岩のように不連続面の影響が小さい場合には、岩盤せん断試験による破壊包絡線と室内三軸試験の結果が整合的となることが多く、この時には室内試験のみで定数を決定することが妥当となる。注意すべき事項としては、軟岩の場合には、強度定数は排水条件の影響を強く受け、図 3.1-17 に示すように顕著なヒズミ軟化性状を示すとともに、後述する時間依存性としてのクリープの影響も受けるため、構造物の設計条件等に応じて、適切に試験計画を立案する必要がある。

長期の変形特性を考慮するにはクリープ試験を実施して解析に入力する必要がある。原位置クリープ試験または室内三軸クリープ試験によりクリープ定数を求めることができる。ダム基礎、原子力発電所基礎、地下発、石油備蓄タンク等の重要構造物では、クリープモデルとして3要素モデルが用いられることが多く、この場合にはクリープ係数(α , β)が評価され、解析に入力される。弾性変位に対するクリープ変位の比で表せるパラメーター α は、図 3.1-18 のように弾性係数と強い相関がある。今後の課題として、このモデルが長期の問題を対象とした時にも適用可能であるかどうかは重要な問題である。

3.1.4 力学モデル定数の求め方のまとめ

軟岩は土質材料と岩盤の中間的な特徴を有するため、その力学特性は一般に複雑で、したがって、力学モデルで考慮すべき事項が多く、またモデル定数の算出方法も、その性状や構造物の特性等を考慮して、適切に試験等を実施する必要がある。ただ、対象とした HLW 地層処分および CAES プロジェクトでは、そのプロジェクト段階が初期的なフィジビリティ研究であるためか、比較的簡易なモデルを利用しているようである。本節では、軟岩の力学的特徴、対象プロジェクトにおいて利用されたモデルとそのモデル定数設定方法、および力学モデル定数の算出方法について概略的に調査したので、その概要を以下に取りまとめる。

- ① 軟岩の強度・変形特性は、飽和度・間隙水の変化、吸水膨張、長期の変形特性、深度依存性、ひずみ依存性、原位置での地盤特性評価、不連続性・異方性等の影響を受けて、一般にかなり複雑な力学挙動を有する。
- ② 我が国の HLW 地層処分では、調査した報告書がプロジェクトレポートで、しかも現時点ではサイト条件が特定されていないためか、堆積岩に関してはかなり幅広い力学パラメーターを設定し、空洞掘削可能性の評価には弾塑性理論解が、耐震安定性解析の岩盤モデルは線形弾性モデルという簡易なも

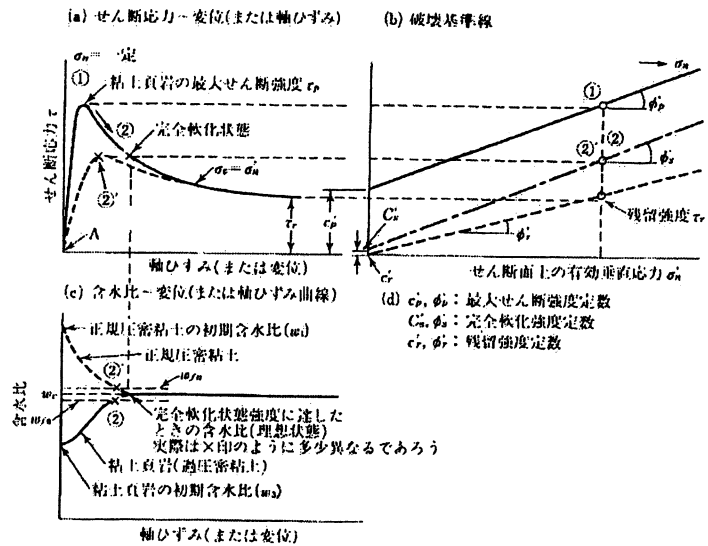


図 3.1-17 軟泥岩せん断特性の一例

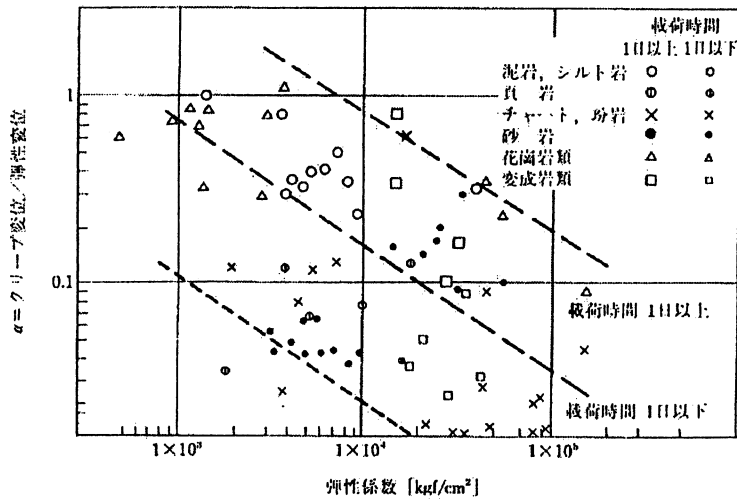


図 3.1-18 弾性係数とクリープ係数 α の関係

のが用いられ、ニアフィールド挙動予測等必要な場合には2次元または3次元弾塑性FEMが実施された。また、HLWで考慮すべき独特な現象として長期の人工バリアの健全性評価があり、そのための岩盤モデルは硬岩、軟岩の場合とも長期クリープを考慮する方法として大久保らが提案した非線形粘弾性モデルを利用して試解析が実施された。

- ③ ベルギーのMOLで対象とした軟岩であるブーム粘土の場合には、完全弾塑性モデル、弾粘塑性モデル、およびCam-Clayモデルを採用した有限要素解析を実施し、空洞掘削時の安定性や軟岩の力学挙動等が評価された。
- ④ CAESについても、HLWと同じく、基本的には将来計画に関する一般的なフィジビリティを概略的に評価するためのプロジェクトであったため、弾塑性理論解または弾性、非線形弾性、弾塑性FEMが用いられた。
- ⑤ これらのモデル定数としては、我が国のHLWプロジェクトでは調査結果から任意に決められた設定値であったため、岩石から岩盤定数値の推定等についてはほとんど配慮していない。ただし、大久保モデルに必要なパラメータは既存の研究成果から任意に設定された。また、ベルギープロジェクトでは一軸圧縮強度が約2MPa程度の軟岩であるため、不連続面の影響は小さく、岩石コアの値をそのまま利用している。CAESプロジェクトにおいても、そのモデル定数としては、基本的には岩石コア試験の結果をそのまま用いているようである。
- ⑥ 軟岩の力学モデル定数を算出する方法としては、通常の前位置試験または室内試験結果が利用される。その際注意すべきこととしては、排水条件が最も重要と考えられる。

3.2 水理モデル定数の求め方

3.2.1 地層の水理特性とモデル定数

地層の水理学的特性調査は各種地下開発・利用活動の発展とともに古くから行われてきている。従来では、地下水や石油などに代表される地下流体資源の賦存量の評価や、各種鉱石や石炭などの固体資源の採掘および各種地下構造物の建設における湧水対策などが主な調査目的であったため、基本的採水が可能、または湧水問題で対策が必要となった地層、すなわち透水しやすい地層しか調査・研究の対象となっていなかった。例えば、柳沢ら(1992)が行った我が国における地盤の透水性に関する調査・研究によると、1980~1989年の10年間に日本国内で報告された前位置透水試験は主にトンネルやダム建設に関連したものであることがわかる。しかし、環境および立地問題に対する関心が高まっている近年では、放射性廃棄物を含む各種有害物質の地層処分、CAESおよび各種地下貯蔵など難透水性地層の隔離性と遮蔽性を活用する新しい地下利用が盛んに検討されており、その一部は実施されている。これら地下施設の安全設計および長期機能評価において、難透水性地層の水理学的特性を詳細かつ高精度に測定・評価することが最も重要と考えられる。これは有害物質の漏出が起きた場合、基本的に地下水の流動および拡散のプロセス(いわゆる地下水シナリオ)によってその周辺環境を汚染していくためである(1.3.1を参照)。

一般に地層そのものは構成する岩石の種類、形成過程、組成および組織などの違いによって多種多様である。また、形成および変遷過程における各種物理・化学的な要因によって、その内部組織・構造はかなり複雑であり、時間の経過とともに変化していく。このため、地層材料の力学および水理学的特性は一般に異方性および非均質性をもっており、岩種によってその力学および水理学的物性値も大きく異なる。一方、工学分野では、地下開発・利用の用途や地下施設の設計条件等によって、実際に複雑な地層を連続体(多孔質媒体)および不連続体(亀裂性媒体、もしくは多孔体と亀裂の複合媒体)モデル、または硬岩系岩盤および軟岩系岩盤に分類し(節3.1)、取り扱うことが多い。節1.3及び節2.3ではそれぞれHLW地層処分及びCAESにおける各種水理モデル及び解析事例の詳細を述べている。しかし、これら各種水理モデルの物理的意味が明確にされているものの、各種モデル、特に不連続モデルにおけるモデル定数の決め方に関する文献・資料は極めて少ない。本小委員会は深地層における軟岩の評価を目的とし、検討対象も連続体を基本とされているため、本節では、連続体モデルの主な構成パラメータである透水係数及び比貯留率の求め方について、室内および前位置試験法に分けてまとめる。

3.2.2 室内および前位置透水試験

地層の水理学的特性値を求める方法として、基本的に室内試験及び前位置試験に大きく分類される。前者は前位置から採取した試料を室内に持ち込んで試験を行うもので、後者は実際の前位置の地層を「不攪乱状態」で試験することを意味する。また、室内及び前位置試験においても更に間接法及び直接法に分類されることができる。室内試験の間接法は供試体中粒子の粒径や間隙率または分布等を計測し、これら物性と透水係数との理論または経験式を用い、透水係数を推測する(6.2.2を参照)。前位置試験の間接法は物理探査などの手法によって実施し、地層の水理学的特性値は測定される他の物性値との関連性によって評価される。本節では、室内及び前位置試験の直接法、すなわち、室内透水試験及び前位置浸透流試験のみまとめる。

(1) 室内透水試験

室内透水試験法は基本的に、流量測定に基づいて透水係数を求める定水位透水試験法及び変水位透水試験法（地盤工学会、1980）、差圧力（水頭差）測定に基づいて透水係数を求めるフローポンプ透水試験法（定微流量透水試験法）（Olsen、1965；Olsen et al. 1985）及びトランジェントパルス透水試験法（Brace et al.、1968）がある。それぞれの試験法の詳細は第2部節5.2に譲る。表3.2-1に各種室内透水試験法の解析モデル、試験の初期条件および境界条件を示す（張他1997、高橋他1998）。それぞれの室内透水試験の初期条件、境界条件及び次式(3.2)で表される飽和浸透流の一次元基礎方程式を用いると、表3.2-2に示す各種室内透水試験の厳密解が導かれる（Zhang et al.、2002）。

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} - \left(\frac{S_s}{K}\right) \left(\frac{\partial H}{\partial t}\right) = 0 \quad (3.2)$$

ここで、H：供試体中の水圧（水頭）；Z：供試体の下流端面からの距離；K、S_s：それぞれ供試体の透水係数及び比貯留率；t：実験開始後の経過時間である。また、表中その他の記号については、関連文献を参照されたい。

表 3.2-1 各種室内透水試験の解析モデル、初期条件及び境界条件

試験法	定水位法	変水位法	Transient-Pulse法	Flow-Pump法
解析モデル				
初期条件	$H(z,0)=0$ at $0 < z < L$	$H(z,0)=0$ at $0 < z < L$	$H(z,0)=0$ at $0 < z < L$	$H(z,0)=0$ at $0 < z < L$
境界条件	$H=0$ at $z=0$ $H=\Delta H$ at $z=L$	$H=0$ at $z=0$ $\frac{a}{KA} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial z} = 0$ at $z=L$	$\frac{S_s}{KA} \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{\partial H}{\partial z} = 0$ at $z=0$ $\frac{S_s}{KA} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial z} = 0$ at $z=L$	$H=0$ at $z=0$ $\frac{\partial H}{\partial z} - \frac{1}{KA} \left(q - C_s \frac{\partial H}{\partial t} \right)$ at $z=L$

表 3.2-2 各種室内透水試験法の理論解

試験法	定常解	厳密解	動水勾配
定水位法 土質試験法	$K = \frac{q}{A \cdot i} = \frac{qL}{A \cdot \Delta H}$	$H(z,t) = \frac{\Delta H}{L} \left[\frac{z}{L} + \frac{2}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos(n\pi z/L) \cdot \sin(n\pi z/L)}{n} \exp\left(-\frac{K}{S_s} \frac{n^2 \pi^2 t}{L^2}\right) \right]$ <p>Zhang et al. 1998, Geotechnical Testing J., 21(1), 52-57.</p>	$i(z,t) = \frac{\Delta H}{L} \left[1 + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \cos(n\pi z/L) \cdot \cos\left(\frac{n\pi z}{L}\right) \exp\left(-\frac{K}{S_s} \frac{n^2 \pi^2 t}{L^2}\right) \right]$
変水位法 土質試験法	$K = 2.30 \frac{aL}{A} \log_{10} \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$	<p>Transient-pulse法の厳密解を利用することができる。 $S_u \Rightarrow a; S_d \Rightarrow \infty; H \Rightarrow h_1$ 張他, 1998, Hokkaido Geotechnics, No. 9, 15-20.</p>	
Flow-pump法	$K = \frac{q}{A \cdot i} = \frac{qL}{A \cdot \Delta H}$ Olsen, 1966, Water Resources Research, 2(6), 287-295.	$H(z,t) = \frac{qL}{AK} \left[\frac{z}{L} - 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp\left(-\frac{K}{S_s} \beta_n^2 t\right) \sin(\beta_n z)}{\beta_n} \right]$ $\delta = \frac{C_s}{A \cdot S_s}$ $\tan(\beta_n L) = \frac{1}{\beta_n \delta}$ <p>Esaki et al. 1996, Geotech. Testing J., 19(3), 241-246. Zhang et al. 1998, Geotechnical Testing J., 21(1), 52-57.</p>	$i(z,t) = \frac{qL}{AK} \left[\frac{1}{L} - 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp\left(-\frac{K}{S_s} \beta_n^2 t\right) \cos(\beta_n z)}{\beta_n} \right]$
Transient-pulse法	$K = \frac{0.011V_s V_s}{A(V_s + V_v)}$ Brace et al., 1968, J. Geoph. Res., 73(6), 2225-2236.	$H(z,t) = \frac{1}{H} \frac{1}{1 + \beta + \gamma} + 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\exp(-\alpha \phi_n^2) \left[\cos \phi_n \xi - (\gamma \phi_n / \beta) \sin \phi_n \xi \right]}{[1 + \beta + \gamma - \gamma \phi_n^2 / \beta] \cos \phi_n - \phi_n [1 + \gamma + 2\gamma / \beta] \sin \phi_n}$ $\xi = \frac{z}{L}, \alpha = \frac{Kt}{L^2 S_s}, \beta = \frac{S_s AL}{S_s}, \gamma = \frac{S_s}{S_s}, \tan \phi_n = \frac{(\gamma + 1) \phi_n}{\gamma \phi_n^2 / \beta - \beta}$ <p>Hsieh, et al. 1981, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 18(3), 245-252.</p>	$i(z,t) = 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\phi_n}{L} \exp\left[-\frac{Kt}{L^2 S_s} \phi_n^2\right] \left[\sin\left(\phi_n \frac{z}{L}\right) - \left(\frac{\gamma \phi_n}{\beta}\right) \cos\left(\phi_n \frac{z}{L}\right) \right]$ $\left[1 + \beta + \gamma - \frac{\gamma \phi_n^2}{\beta} \right] \cos \phi_n - \phi_n \left[1 + \gamma + \frac{2\gamma}{\beta} \right] \sin \phi_n$ <p>Zhang et al. 2000, Geotechnical Testing J., 23(1), 83-99.</p>

(2) 原位置透水試験

原位置透水試験は古くから行われてきており、試験法の種類も様々である。第2部節5.1では原位置透水試験法の一部であるルジオン試験、JFT試験、およびパルス試験などの概念及び実施例を紹介している。ここでは、各種原位置透水試験法を測定孔数によって分類を行い、表3.2-3にそれぞれの概念を概略にまとめる。なお、各種原位置透水試験の概念図については関連文献を参照されたい（例えば、地盤工学会、1995；張他、2000、2001）。

表 3.2-3 各種原位置透水試験法の分類と概念

分類	試験法	概念
単孔式	ルジオン試験	調査対象となる地層に掘削したボーリング孔内をパッカーで区切って試験区間を構築し、この試験区間内に段階的に定圧力で水を注入し、各段階ごとの有効注水圧力と注水量との関係から岩盤の透水性を評価する。
	J. F. T. 試験	調査対象となる岩盤地層に掘削したボーリング孔内にパッカーで任意の試験区間を構築し、トリップバルブで止めた水をバルブの瞬間的な開放によって測定管内で上昇させ、その水位の経時的な変化を最終平衡水位まで電極式水位測定装置または高精度水圧計（結果は水位に換算）により計測し、岩盤の透水係数を求める。
	定圧注水試験	調査対象となる地層に掘削したボーリング孔内をパッカーで区切って試験区間を構築し、自然湧水による測定管内の水位の上昇或いは閉鎖された試験区間内の水圧変化を平行状態まで観測する。その後、平衡水圧より一定の差圧を加え、この過程における水の注入流量を定常、或いは準定常状態まで計測し、透水係数を求める。
	スラグテスト	ある手法によって観測井内の水頭を瞬時的に変化させ、その水頭の経時的な変化を測定することによって地層の透水係数を求める。
	パルス試験	調査対象となる地層に掘削したボーリング孔内をパッカーで区切って試験区間を構築し、この試験区間に急激に加えた圧力パルスの経時的な変化を測定し、地層の透水係数と貯留係数を求める。
多孔式	揚水試験	調査対象となる地層に揚水井と一本または複数の観測井を設置し、揚水井から一定の流量で水を汲み上げる際の揚水井及び観測井内における水位の経時的な変化を測定し、帯水層の水理学的定数を評価する。
	干渉試験	干渉試験はソースウェル内の流量或いは圧力を規則的に制御・変化させ、観測井内で誘発される圧力の変動を測定し、井戸間の水理的連結性及びその特性を評価する。

注：表中試験法の他、流向・流速測定及び三次元浸透流試験等が存在する。

3.2.3 各種試験による水理モデル定数の算出方法

各種室内または原位置透水試験結果から水理モデル定数を算出するための方法として主に解析法、図解法及び数値解析（逆解析）法等が挙げられる。また、求められる水理モデル定数として、定常状態の測定では透水係数のみ、非定常状態の測定では透水係数及び比貯留率の両方が可能である。

解析法は透水試験の理論解を適切に変換し、透水試験の測定結果から直接透水係数等のパラメータを算出する方法である。この方法は基本的に定常状態の透水試験、そして理論解が比較的簡単な場合しか適用できない。

図解法は透水試験の理論解を用い、必要なパラメータを特定するための標準曲線を事前に作成する。各パラメータの値は実測曲線と標準曲線とを比較することによって求める。

数値解析に基づく逆解析法は透水試験の厳密解または数値解を用い、ある関数で定義される解析結果と実測結果との誤差を最も小さくする手法で「最適」パラメータの値を決定する。

以下、各種室内透水試験及び原位置透水試験における水理定数の決め方を述べる。

(1) 室内透水試験による水理モデル定数の算出

a) 定水位透水試験

定常状態の流量測定結果を用い、表 3.2-1 に示す定水位法の定常解より供試体の透水係数を算出することができる。

b) 変水位透水試験

準定常状態の水位変化測定結果を用い、表 3.2-1 に示す変水位法の定常解より供試体の透水係数を算出することができる。また、変水位透水試験をトランジェントパルス透水試験の特例として考えられるため、非定常状態の測定結果を用い、トランジェントパルス法の厳密解を利用すれば、供試体の透水係数及び比貯留率の両方を求めることも可能である(張他、1998)。

c) フローポンプ透水試験

定常状態の測定結果を用い、表 3.2-1 に示すフローポンプ法の定常解より供試体の透水係数を算出することができる。また、非定常状態の測定結果を用い、同表に示されているフローポンプ法の厳密解を利用すれば、逆解析法より供試体の透水係数のみならず、比貯留率をも同時に求められる。更に、非定常解析を用いることにより、難透水性材料の透水試験に必要な時間を大幅に短縮することも可能である(Esaki et al., 1996)。

d) トランジェントパルス透水試験

準定常状態の測定結果および表 3.2-1 に示すトランジェントパルス法の定常解を用い、図解法より供試体の透水係数を算出することが可能である(Brace et al., 1968)。また、非定常状態の測定結果を用い、同表に示されているトランジェントパルス法の厳密解を利用すれば、図解法(Heish et al., 1981; Neuzil et al., 1981)もしくは逆解析法(Zhang et al., 2000)より供試体の透水係数のみならず、比貯留率をも同時に評価することが可能である。

(2) 原位置透水試験による水理モデル定数の算出

a) ルジオン試験

ルジオン試験では求められる岩盤の水理学的パラメータとして、岩盤の透水係数ではなく、岩盤の透水性の指標となるルジオン値である。この値は、試験区間内に 10kgf/cm²(0.98MN/m²)の圧力で注水し、試験区間 1m 当たりの 1 分間の注水量と定義されている。そこで、有効注水圧力 p_{eff} の計算は地下水位と試験区間との相対的な位置関係によって表 3.2-4 に示す 3 種類に分けられる(例えば、地盤工学会、1995)。

また、ルジオン値の決定方法は限界圧力の有無によって異なる。図 3.2-1 にルジオン試験結果からルジオン値の求め方の概略を示す。ここで、縦軸と横軸はそれぞれ有効注水圧力 p_{eff} (kgf/cm²)と単位長さ(1m)あたりの注水量 q (l/min/m)である。

ルジオン値(Lu)は、図 3.2-1 に示されているライン 1 のような p_{eff} - q 曲線に線形関係があることを確認した後、有効注水圧力 10kgf/cm² 時の注水量として求める。ルジオン値を透水係数に換算すると、1 ルジオンは約 1×10^{-5} cm/s である。注水圧力を段階的に増加し試験を行う際、図 3.2-1 に示されているライン 2 のように、ある注水圧力以上になると注水量が急激に増大する場合は、この p_{eff} - q 直線関係が変わる点における有効注水圧力を限界圧力 p_{cr} と定義される。この際、初段階の p_{eff} - q 曲線の限界圧力以下の直線を延長して有効注水圧力 10kgf/cm² に相当する単位長さ当たりの注水量(l/min/m)を求めて換算ルジオン値(Lu)とする(地盤工学会、1995)。

表 3.2-4 ルジオン試験における有効注水圧力(P_{eff})の計算

水位関係	地下水位が試験区間より上にある場合	地下水位が試験区間より下にある場合	地下水位が試験区間中にある場合
計算式	$p_{eff} = p_0 + \gamma_w (h_1 - h_2 - h_3)$	$p_{eff} = p_0 + \gamma_w (h_1 - h_3)$	$p_{eff} = p_0 + \gamma_w \left\{ \left(h_1 - h_2 - \frac{a^2}{2L} \right) - h_3 \right\}$ $a = \frac{L - h_2}{2} \quad (0 \leq a \leq L)$
備考	p_0 : 口元での注水圧力(kgf/cm ²); h_1 : 圧力計と試験区間中央の高さ(cm) h_2 : 地下水位と試験区間中央の高さ(cm); h_3 : 管内抵抗による損失水頭で、試験または理論計算より求められる(cm); γ_w : 水の単位体積重量(kgf/cm ²). 尚、 P_{eff} は試験区間の中央部に設置する圧力計の出力を直接に利用することが可能。		

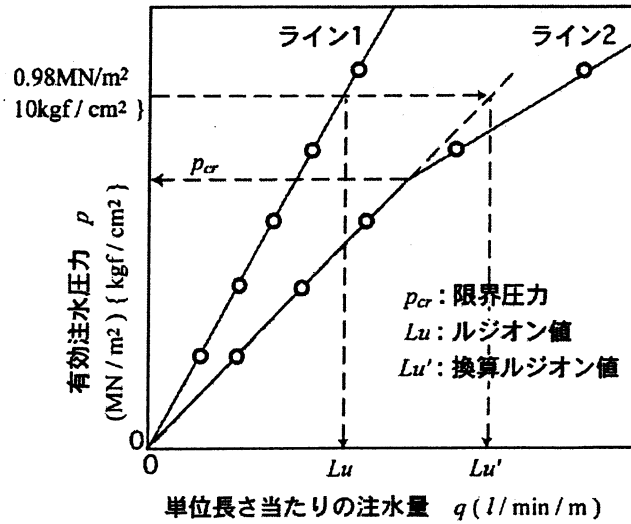
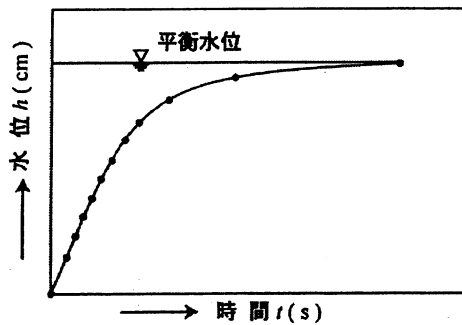


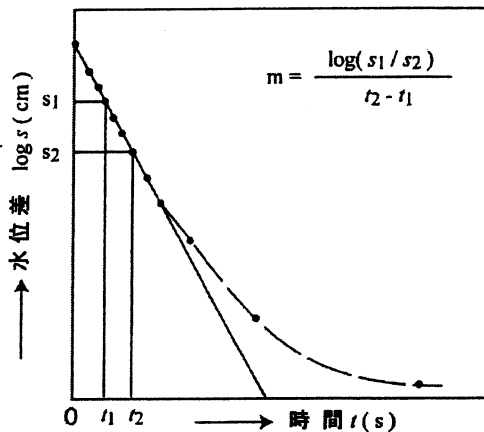
図 3.2-1 ルジオン値の求め方

b) J. F. T.法

図 3.2-2 に J. F. T.法の実測結果から透水係数を求める手順を示す。図 3.2-2 a) のような水位と時間の実測結果を図 3.2-2 b) に示すように水位差と時間を片対数座標系に整理し、曲線の初期の直線部分の勾配(m)を求める。岩盤の平均透水係数 K (cm/s) はボシュレフ (Hvorslev, 1951) の理論式によって求められるが、岩盤自身の帯水状況及び試験区間の形状によって異なってくる。表 3.2-5 に J.F.T.法における透水係数の算出方法をまとめる。



a) 水位 h と時間 t の関係



b) log-t 曲線

図 3.2-2 J.F.T.法における透水係数の求め方
表 3.2-5 J.F.T.法における岩盤透水係数の算出方法

帯水状態	計算式
不圧帯水	$K = \frac{d \ln \left[(\lambda L/D) + \sqrt{1 + (\lambda L/D)^2} \right]}{8L(t_2 - t_1)} \cdot \ln \left(\frac{s_1}{s_2} \right) \quad \lambda = \sqrt{\frac{K_h}{K_v}}$ <p>岩盤が均質、等方と仮定し、$(2L/D) \geq 8$ の場合(JGS1321-1995)</p> $K = \frac{0.66d \log(2L/D) \cdot m}{L}$
被圧帯水*	$K = \frac{d \ln \left[(2\lambda L/D) + \sqrt{1 + (2\lambda L/D)^2} \right]}{8L(t_2 - t_1)} \cdot \ln \left(\frac{s_1}{s_2} \right) \quad \lambda = \sqrt{\frac{K_h}{K_v}}$ <p>岩盤が均質、等方と仮定し、$(4L/D) \geq 8$ の場合(JGS1321-1995)</p> $K = \frac{0.66d \log(4L/D) \cdot m}{L}$
備考	<p>d: 水位測定管内の断面積と水位測定ケーブルの断面積との差より求める有効内径 (cm) ; D: 試験区間孔の直径 (cm) ; L: 試験区間の長さ (cm) ; K_h: 水平方向の透水係数; K_v: 鉛直方向の透水係数.</p>

*被圧帯水層であっても、試験区間の上・下端と帯水層の境界面との距離が試験区間孔直径の4倍以上である場合は不圧帯水層の計算式を用いる。

c)定圧注水試験

岩盤の平均透水係数 K(cm/s)は基本的にポシュレフ (Hvorslev, 1951) の理論式によって求められるが、岩盤自身の帯水状況及び試験区間の形状によって異なってくる。表 3.2-6 に定圧注水試験法における透水係数の簡略算出方法をまとめる。

表 3.2-6 定圧注水試験における岩盤透水係数の簡略算出方法

帯水状態	計算式
不圧帯水	$\lambda L \geq 4D \text{ の場合} \quad K = \frac{Q_0}{2\pi LH} \ln \left(\frac{2\lambda L}{D} \right)$ $\lambda L < 4D \text{ の場合} \quad K = \frac{Q_0}{2\pi LH} \cdot \sinh^{-1} \left(\frac{\lambda L}{D} \right)$ <p>岩盤が均質、等方と仮定する場合(JGS1321-1995)</p> $K = \frac{1.15Q_0}{\pi LH} \log \left(\frac{2L}{D} \right)$
被圧帯水	$\lambda L \geq 2D \text{ の場合} \quad K = \frac{Q_0}{2\pi LH} \ln \left(\frac{4\lambda L}{D} \right)$ $\lambda L < 2D \text{ の場合} \quad K = \frac{Q_0}{2\pi LH} \sinh^{-1} \left(\frac{2\lambda L}{D} \right)$ <p>岩盤が均質、等方と仮定する場合(JGS1321-1995)</p> $K = \frac{1.15Q_0}{\pi LH} \log \left(\frac{4L}{D} \right)$
備考	<p>$\lambda = \sqrt{K_h/K_v}$ Q₀: 定常状態に測定された流量(cm³/s) ; H: 試験区間中央の水圧水頭(cm)と平衡地下水水位水頭(cm)との差 ; その他の記号の意味は表3と同じ。</p>

*被圧帯水層であっても、試験区間の上・下端と帯水層の境界面との距離が試験区間孔直径の4倍以上である場合は不圧帯水層の計算式を用いる。

d)スラグテスト

スラグテスト自身は調査対象となる地層の帯水状況や瞬時的に変化させた水頭の減衰特性の違いによって、試験のやり方や解析手法なども異なってくる。本稿では、被圧帯水層で、水頭の過減衰(Overdamped、水頭が単調に低下し、慣性力による周期的な振動が発生しない)状態の場合を例として簡単に紹介する。この場合、観測井に一定の水を急激に注入する。観測井に一定の水を急激に注入することによって、観測井内にH₀の水頭を瞬時的増加させ、この瞬時的に増加させた水頭の経時的な変化を測定し、表 3.2-7 に示す Cooper et al. (1967) の手法を用いて地層の透水係数および貯留係数を評価することができる。

表 3.2-7 スラグテストにおける Cooper et.al 法

関数および無次元パラメーターを計算	$\frac{H}{H_0} = F(\alpha, \beta)$	$\alpha = \frac{r_w^2 S L}{r_c^2}$	$\beta = \frac{K L t}{r_c^2}$
解析手法	<ul style="list-style-type: none"> 縦軸がF(α, β), 横軸がβの標準曲線群を作成 同スケールで縦軸に測定結果H/H₀; 対数の横軸に測定時間tをプロット 図解法によってK, S_sを特定 		
備考	<p>F(α, β)の定義はCooper et al. (式8,9) を参照 H: 計測時間tの時の水圧; H₀: 瞬時的に変化させた水圧; r_w: 試験区間のボーリング孔半径; S_s: 比貯留率; L: 試験区間帯水層の厚さ; r_c: 観測管の内半径; K: 透水係数; t: 試験開始からの時間</p>		

e)パルス透水試験

パルス試験結果の整理は比較的煩雑で、試験条件の違いによって異なってくる。表 3.2-8 にパルス試験結果の整理手法を示す。実際の整理にあたって、表 3.2-8 に定義されている無次元パラメーターαは事前に分からないため、計算はまずα ≤ 0.1 と仮定し、Cooper et al. (1967) の手法より試算を行ってみる。その結果、もしα > 0.1 と判断された場合、改めてPapadopulos et al. (1973) の手法より計算し直す必要がある。

表 3.2-8 原位置パルス透水試験結果の整理手法

関数および無次元パラメーターの計算	$\frac{H}{H_0} = F(\alpha, \beta)$	$\alpha = \frac{\pi^2 S L}{V_w C_{ew} \rho_w g}$	$\beta = \frac{\pi K L t}{V_w C_{ew} \rho_w g}$
試験条件	α ≤ 0.1	α > 0.1	
解析手法	<p>Cooper et al.の手法</p> <ul style="list-style-type: none"> 縦軸がF(α, β), 横軸がβの標準曲線群を作成 同スケールで縦軸に測定結果H/H₀; 対数の横軸に測定時間tをプロット 図解法によってK, S_sを特定 	<p>Bredehoeft and Papadopulosの手法</p> <ul style="list-style-type: none"> 縦軸がF(α, β), 横軸がαβの標準曲線群を作成 同スケールで縦軸に測定結果H/H₀; 対数の横軸に測定時間tをプロット 図解法によってK, S_sを特定 	
備考	<p>関数F(α, β)の定義はCooper et al. (式8,9), またはBredehoeft and Papadopulos (式9,10) を参照 H: 計測時間tの時の圧力; H₀: パルス圧; r_w: 試験区間のボーリング孔半径; S_s: 比貯留率; L: 試験区間帯水層の厚さ; V_w: パルス圧に負荷される水の体積; C_{ew}: 装置の圧縮特性を考慮した水の圧縮率; ρ_w: 水の比重; g: 重力加速度; K: 透水係数; t: パルス試験開始からの時間</p>		

f)揚水試験

揚水試験の解析は帯水層の地質条件、境界条件、揚水井の貫入状況、井戸貯留の有無および流れの状態などによって異なる。これらのうち最も一般的に用いられているのは Theis 法、Cooper-Jacob 法 (Modified Theis Nonequilibrium Test Method とも呼ばれる) および Thiem 法である (地盤工学会、1995)。これら三つの解析法の主な仮定条件、解析手順および計算公式などの概要を表 3.2-9 及び図 3.2-3 にまとめる。

表 3.2-9 揚水試験における Theis 法、Jacob 法および Thiem 法

	Theis法	Jacob法	Thiem法
主な仮定	<ul style="list-style-type: none"> 井戸からの揚水量は一定 井戸の直径は無限小 井戸は帯水層に完全貫入 	<ul style="list-style-type: none"> 帯水層は均質、等方、半径方向に無限の広がり 井戸からの揚水は帯水層の貯留によるもの 上下不透水層からの漏水は無視できる 	
流れ	非平衡/非定常	非平衡/非定常	(準)平衡/(準)定常
解析手順	<ul style="list-style-type: none"> 揚水時間tにおけるsを計算 Theisの標準曲線を作成^{2,6)} 同スケールで両対数の座標軸に $s-r^2/t$ 曲線をプロット 両曲線を重ね、両者が一致するように移動させる 任意の合致点の座標 $[(r^2/t)_m, s_m], [\lambda_m, W(\lambda)_m]$ を読み取る 次式よりK, S_sを算出 	<ul style="list-style-type: none"> 揚水時間tにおけるsを計算 縦軸および対数の横軸にそれぞれsと r^2/t をプロット $s-\log(t/r^2)$ 曲線の直線部分の勾配 Δs および軸切片 $(t/r^2)_{s=0}$ を読み取る 次式よりK, S_sを算出 	<ul style="list-style-type: none"> (準)平衡状態における各観測井内の $s=h_0-h_c$ を計算 縦軸および対数の横軸にそれぞれsとrをプロット $s-\log r$ 曲線の直線部分の勾配 Δs を読み取る 次式よりKを算出
計算公式	$K = \frac{Q_p}{4\pi D s_m} W(\lambda)_m$ $S_s = 4K \frac{\lambda_m}{(r^2/t)_m}$	$K = \frac{2.3Q_p}{4\pi D \Delta s}$ $S_s = 2.25K (t/r^2)_{s=0}$	$K = \frac{2.3Q_p}{2\pi D \Delta s}$ <p>S_sは評価不可</p>
備考	<p>t: 揚水試験の経過時間; s: 観測井内の水位低下量; h_0: 初期水位;</p> <p>h: 観測井内の水位; r: 揚水井から観測井までの距離; $W(\lambda)-\lambda$: 井戸関数曲線^{2,6)};</p> <p>K: 透水係数; S_s: 比貯留率; D: 帯水層の厚さ; Q_p: 揚水量;</p> <p>h_c: 平衡状態における観測井内の水位; $(t/r^2)_{s=0}$: $s-\log(t/r^2)$ 曲線の直線部分の軸切片;</p> <p>Δs: 横軸の1logサイクルに対応するsの差 (直線の勾配)</p>		

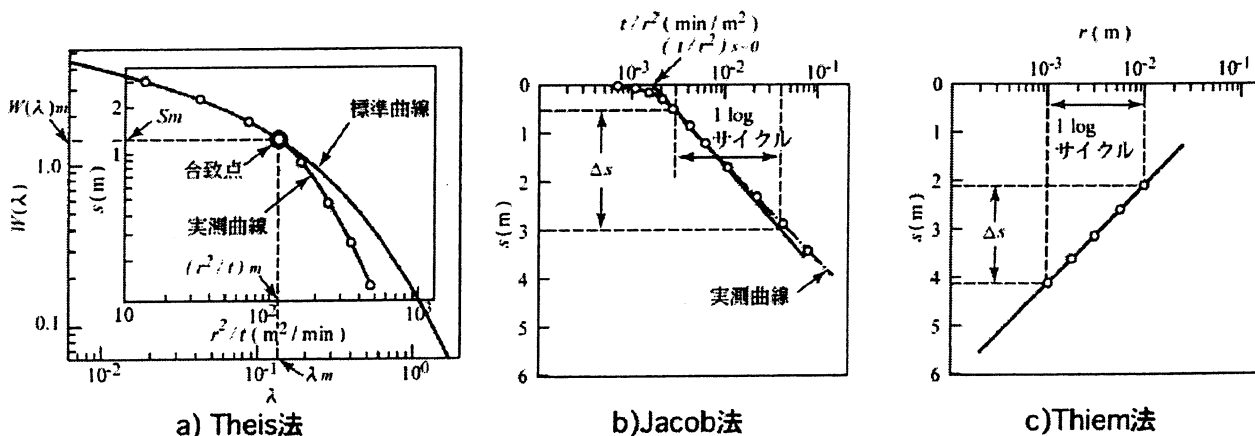


図 3.2-3 Theis 法、Jacob 法および Thiem 法における図解法の概略

g)干渉試験

干渉試験はソース信号の違いによって、主に定流量揚水干渉試験（注水の場合も類似）、パルス干渉試験および正弦波干渉試験などに分けられる。表 3.2-10 にそれぞれの試験法の原理および主な解析手法をまとめる。

表 3.2-10 水理干渉試験の分類と解析手法

試験法	定流量揚水干渉試験	パルス干渉試験	正弦波干渉試験
目的	井戸（または試験孔）間の水理的連結性およびその特性を評価する。		
原理	ソース井から一定の流量で水を汲み上げ、それに起因する観測井内の圧力変動を測定する。	ソース井に定流量揚水と井戸閉鎖の繰り返し刺激を与え、観測井内で発生する圧力の振幅および位相差を測定する。	ソース井内の流量また水圧変化を正弦的に制御し、観測井内で発生する圧力の振幅および位相差を測定する。
主な解析手法	揚水試験と類似	Kamel-Brigham法	流量正弦波： Businov-Umrichin法 圧力正弦波： Black法
特徴	・比較的難透水性地層への適用が可能	・ノイズの除去が容易 ・平面的水理異方性の評価が可能	・ノイズの除去が容易 ・三次元的水理特性の評価が可能

3.2.4 水理モデル定数の求め方のまとめ

地下水流動解析に取り扱う媒体及び現象の違いによって必要とされる水理モデル定数も異なってくる。本節では、飽和状態の連続体モデルにおける最も主要なパラメータである透水係数及び比貯留率の求め方について整理し、まとめを行った。その結果：

- (1) 水理モデル定数は基本的に室内透水試験もしくは原位置透水試験より求められる。
- (2) 定常状態の測定では透水係数のみ、比定常状態の測定では透水係数及び比貯留率の両方が求められる。
- (3) 各種透水試験結果から水理モデル定数を算出するために、解析法、図解法および数値解析に基づく逆解析法が適用できる。

亀裂媒体の水理モデル定数や不飽和または多相流における各種パラメータ及び各種連成解析に必要とされる水理パラメータの関数の求め方などについては本報告書でまとめていないため、関連文献を参照された。また、殆どの地下水流動解析に必要とされる地層の間隙率の評価方法についても関連文献を参照された。最後、本節で引用した原位置透水試験に関する主な図表は張他（2000、2001）が多くの資料を参考に整理・まとめた図表より加筆したものであることをここに記しておく。

参考文献

日本材料学会編：岩の力学 基礎から応用まで、丸善株式会社、1993年
 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性 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、平成11年11月26日
 電力中央研究所、電気事業連合会：高レベル放射性廃棄物地層処分の事業化技術、平成11年3月
 武内邦文：ベルギーにおけるHLW処分プロジェクトの状況とMOLサイトでの試験概要、本小委員会資料、平成12年8月2日
 電力中央研究所：ガスタービン発電用圧縮空気岩盤内地下貯蔵空洞のフィージビリティ、電力中央研究所報告、昭和63年7月
 電力中央研究所：深部軟岩地盤を利用した圧縮空気貯蔵(CAES)空洞の成立性調査、電力中央研究所報告、昭和63年10月
 電力中央研究所：軟岩地盤における圧縮空気貯蔵用空洞建設技術(その1) 一 鋼管シャフト方式および凍結横坑・凍結拡幅空洞方式の検討一、電力中央研究所報告、平成2年12月
 九州電力、電力中央研究所：堆積岩盤の圧縮空気貯蔵技術に関する研究、研究報告、平成9年3月
 電力中央研究所：軟岩地盤での水封式圧縮空気貯蔵層の建設技術に関する成立性調査、電力中央研究所報告、

平成 10 年 11 月

新エネルギー財団: CAES-G/T 発電の基礎的技術と課題 パイロットプラントにおける圧縮空気地下貯蔵施設の概念設計、第 2 回圧縮空気エネルギー貯蔵発電セミナーテキスト、平成 4 年 11 月 11 日

土木学会編: 軟岩の調査・試験の指針(案)、1991 年

柳澤孝一・古屋和夫・大澤英昭・若松尚則・梅田浩司(1992): 我が国における地盤の透水性に関する調査・研究(その 1)、動力炉・核燃料開発事業団(現核燃料サイクル機構) 中部事業所、公開資料、p.4.
地盤工学会(1980): 土質試験法、pp. 757p.

Olsen, H. W. (1965): Deviation from Darcy's Law in Saturated Clays, Soil Science Society of American Proceedings, Vol. 29, No.2, pp. 135-140.

Olsen, H. W., Morin, R. H. and Nichols, R. W. (1985): Flow Pump Applications in Triaxial Testing, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP977, pp. 68-81.

Brace, W. F., Walsh, J. B. and Frangos, W. F. (1968): Permeability of Granite Under High Pressure, J. Geophys. Res., Vol. 73, pp. 2225-2236.

張 銘・高橋 学・江崎哲郎(1997): 室内透水試験における動水勾配の定量的評価について、資源・素材'97 (札幌)、企画発表・一般発表(A)資料、pp. 69-72.

高橋 学・張 銘・江崎哲郎・坂井健太郎(1998): 室内透水試験法について、応用地質、Vol. 39, No. 3, pp. 315-321.

Zhang, M., Takahashi, M., Morin, R. H., Endo, H., and Esaki, T. (2002): Determining the Hydraulic Properties of Saturated, Low-Permeability Geological Materials in the Laboratory: Advances in Theory and Practice, Evaluation and Remediation of Low Permeability and Dual Porosity Environments, ASTM STP 1415 (In Press).

地盤工学会(1995): 地盤調査法、pp. 269-342.

張 銘・高橋 学・遠藤秀典(2000): 原位置浸透流測定法について(その 1)、応用地質、Vol. 41, No. 5, pp. 293-303.

張 銘・遠藤秀典・高橋 学(2001): 原位置浸透流測定法について(その 2)、応用地質、Vol. 42, No. 1, pp. 52-59.

張 銘・高橋 学・江崎哲郎・坂井健太郎(1998): 室内変水位透水試験法に関する理論的評価、北海道応用地学合同研究会論文集、No. 9, pp. 15-20.

Esaki, T., Zhang, M., Takeshita, A., and Mitani, Y. (1996): Rigorous Theoretical Analysis of a Flow Pump Permeability Test, Geotechnical Testing Journal, Vol. 19, No. 3, pp. 241-246.

Hsieh, P. A., Tracy, J. V., Neuzil, C. E., Bredehoeft, J. D., and Silliman, S. E. (1981): A transient Laboratory Method for Determining the Hydraulic Properties of "Tight" Rocks - I. Theory, International Journal of Rock

Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 18, No. 3, pp. 245-252.

Neuzil, C. E., Cooley, C., Silliman, S. E., Bredehoeft, J. D., and Hsieh, P. A. (1981): A Transient Laboratory Method for Determining the Hydraulic Properties of "Tight" Rocks - II. Application, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 18, No. 3, pp. 253-258.

Zhang, M., Takahashi, M., Morin, R. H., and Esaki, T. (2000): Evaluation and Application of the Transient-Pulse Technique for Determining the Hydraulic Properties of Low-Permeability Rocks - Part 2: Experimental Application, Geotechnical Testing Journal, Vol. 23, No. 1, pp. 91-99.

Hvorslev, M. J. (1951): Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army, Bulletin No. 36, 49p.

Cooper, H. H., Bredehoeft, J. D. and Papadopoulos, I. S. (1967): Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Charge of Water, Water Resources Research, Vol. 3, No. 1, pp. 263-269.

Papadopoulos, S. S., Bredehoeft, J. D. and Cooper, H. H. (1973): On the Analysis of 'Slug Test' Data, Water Resources Research, Vol. 9, No. 4, pp. 1087-1089.

4. 各モデルの利点と問題点

4.1 建設思想に基づいた力学・水理モデルについて

工学的に、水理学的・力学的な挙動を扱うにあたり、念頭に置くべきことは、対象とする構造物の機能、規模、寿命(供用期間)などの条件をできるだけ忠実にモデル化することにある。本報告書で注目している①高レベル廃棄物の地層処分場と②高圧空気貯蔵施設についても同様の条件を確認のもとで、用いるモデルを選ぶ必要がある(図 4.1 - 1)。言い換えると採択したモデルは、その特長から構造物を建設する際の目的(哲学)、建設手順、使用方法に大きく依存し、その性質が異なる。そこで、2つの構造物に関連した思想の違いについて触れる必要がある。以後、① 高レベル廃棄物の地層処分場に関連したモデル(HWLのモデル)、② 高圧空気貯蔵施設に関連したモデル(CAESのモデル)とする。

4.1.1 高レベル放射性廃棄物の地層処分場のモデル化について

(1) 建設の目的

高レベル放射性廃棄物は、その半減期が非常に長く、また、放射線を発することから、人間のみならず、生物に悪影響を及ぼす。一般廃棄物であれば、適当な処理を施して地上部の処分場に廃棄し、管理することができるが、高レベル放射性廃棄物は、地下深く(地層深く)に人間の生活圏から害を及ぼさなくなるだけ引き離し、かつ、遮蔽し、隔離することがこの構造物を建設・維持する目的である。これは、通常の土木構造物とは大きく異なる。①地層処分の長期安定性、②地質環境の特性、③建設技術や調査技術の現状、④空洞の力学的安定性および人工バリアの熱的影響範囲などを考慮して、軟岩系(堆積岩系)の地層処分場では、500m程度、硬岩系岩盤では、1,000m程度の深さを目処に計画されている(詳しくは第3部 1章を参照)。

(2) 構造物に期待される性能

高レベル放射性廃棄物の一例(核分裂生成物、アクチニド)を下記に示す。

- ・核分裂生成物(セシウム-137, ストロンチウム-90等)・・・半減期が比較的短く(数千年程度)、放射能レベルが高い。 β 線および γ 線を放出する。ガラス固化体が発熱する原因となる。
- ・アクチニド(プルトニウム、アメリカシウム等)・・・その多くは半減期が非常に長く(数万年程度)、 α 線を発する。

上記、高レベル放射性廃棄物は、ガラス固化し、金属製の容器に納める。これを岩盤空洞内に静置するが、その周囲をベントナイト緩衝材で覆い、金属容器、ベントナイト、岩盤と多重のバリアで高レベル廃棄物の漏洩を防ぐ。固化後1,000年程度でその放射能レベルは数千分の1に低下するので、少なくとも、1,000年から10,000年の間、人間の生活圏から完全に隔離し得る技術の確立が望まれる。これは、今までの人知を超えて構造物の安定性を保証する必要がある。経済的観念よりも高い確率で超長期にわたり、必要不可欠な構造物として建設技術の確立の必要性を意味する。現状までに整理されている検討手法は、サイト選定の概略調査を目的としている。サイト決定後に詳細な検討をすすめるための水理・力学モデルの導入が望まれる。

(3) モデル化への期待

高レベル放射性廃棄物を地層深くに保存するためには、(2)で示した性能が必要とされることから、建設時、供用時と区別して、力学的挙動、水理学的な挙動を区別して安全性を確保するために、下記のようなモデル化が必要とされる。

・建設時

(力学モデル) 掘削時の変状(分岐も含む)について、説明できるモデル。

(水理モデル) 掘削時の地下水の変状について、説明できるモデル

力学的な挙動と水理学的な挙動は、お互いに関係しているので、両モデルを統合した応力場-浸透場の連成モデルも必要である。オーバーバックを高レベル放射性廃棄物の施設に静置後、30年間程度は発熱が継続するので、場合によっては、応力場-浸透場に加えて、温度場を考慮に入れた三連成でモデル化することが望まれる。

・供用時

(力学モデル) 超長期の躯体構造の安定性を説明できるモデル。

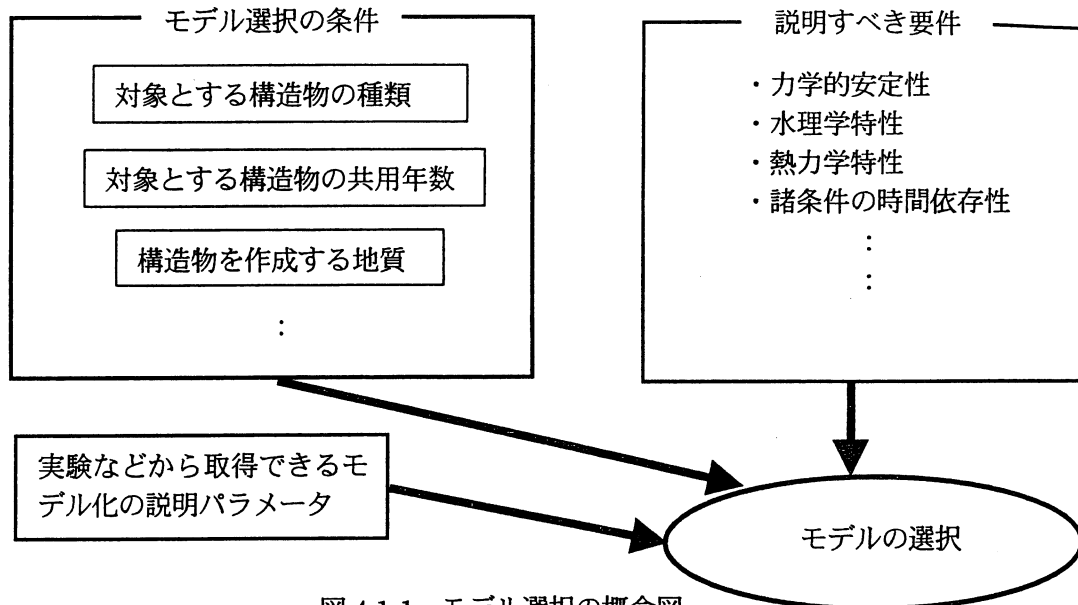


図 4.1-1 モデル選択の概念図

(水理モデル) 核種の拡散・流出も含め、超長期の地下水流動を追跡できるモデル

力学的な挙動と水理学的な挙動は、お互いに関係しているので、両モデルを統合した連成モデルも必要である。また、超長期の力学的挙動や水理学的挙動を追従するには、従来の決定論的なモデル化を行うだけでなく、統計的なアプローチも望まれる。

4.1.2 CAES のモデル化について

(1) 建設の目的

圧縮空気貯蔵施設(CAES)は、火力発電を行う際、電力の余剰時(夜間)に、その電気をを用いて地下空洞に空気を送り込み、電力を空気の圧力のポテンシャルに変換して貯蔵する。その後、夏の昼下がりなどにその空気を放出して、通常の発電能力に加えて、圧縮空気を送ることでタービンの回転速度を増し、電力の不足を避けこととなる。揚水式発電所のように、貯めることの出来ない電力を別の物理ポテンシャルに変換して保存することを目的とする。この目的の性質上、一日単位の長い周期であるが、繰り返し荷重が貯蔵施設へと作用することになる。

(2) 構造物に期待される性能

掘削済みの岩盤に空気圧を負担させる際に出来るだけ漏気を防ぐ必要がある。例えば、水封式 ACC-CAES 発電(幸田,森塚ら,1997)では、発電出力 442MW、発電時間 8 時間、貯蔵条件では、深度 330m、貯蔵空気圧 33 気圧を基本構造として、検討した例がある。この際、封入する空気の温度を 95℃で考えている。このような圧縮空気貯蔵施設は、空気の貯蔵効率が直接の発電単価影響するので、経済性を無視することはできない。

(3) モデル化への期待

CAES に関連して、力学的、水理学的挙動を説明する場合、下記のような要件が望まれる。

・建設時

(力学モデル) 掘削時の変状(凍結・融解による性状変化なども含む)について、説明できるモデル。

(水理モデル) 掘削時の地下水の変状について、説明できるモデル

軟岩立地が有望であるので、力学的な挙動と水理学的な挙動の関係を統合した応力場・浸透場の連成モデルも必要である。

・供用時

(力学モデル) 静的な安定性だけでなく、圧縮空気の蓄積・解放に伴う繰り返しによる躯体構造の安定性を説明できるモデル。

(水理モデル) 核種の流出も含め、超長期の地下水流動を説明できるモデル

力学的な挙動と水理学的な挙動は、お互いに関係しているので、両モデルを統合した連成モデルも必要である。

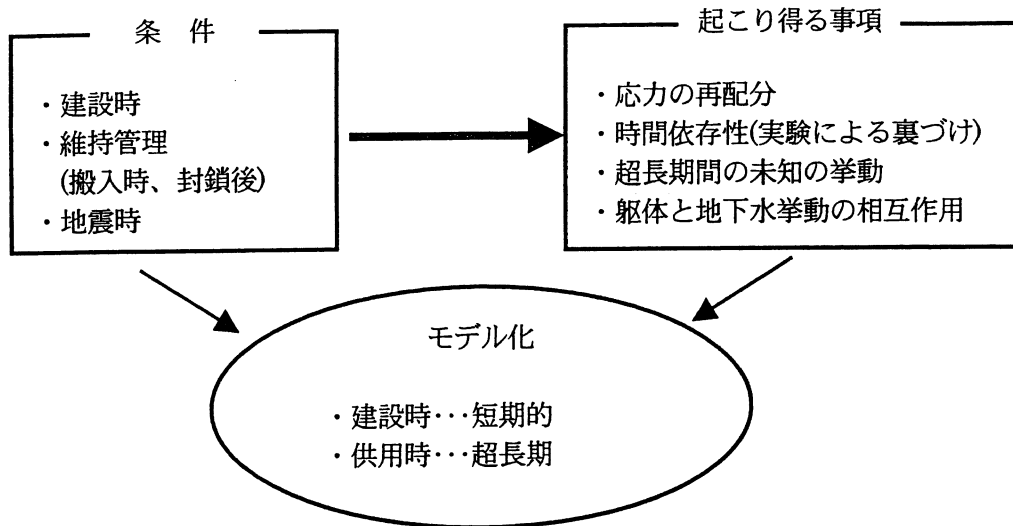


図 4.2-1 HWLのモデル化の考え方

4.2 各種モデルの利点と問題点

以下に、① 高レベル廃棄物の地層処分場に関連したモデル(HWL のモデル)、② 高圧空気貯蔵施設に関連したモデル(CAES のモデル)として整理されるモデルの利点、問題点について整理する。図 4.2-1、図 4.2-2 に、それぞれの構造物について、モデル化の考え方を示す。

4.2.1 HWLに使われている力学モデルについて

(1) 現状および利点

HWL についての力学的モデルは、深地層処分場の建設時、HWL の搬入時、維持管理時、地震時など起こり得る事象を区別する(詳しくは、第3部 1.2 節を参照)。

① 掘削時(アクセス坑道、処分坑道、坑道交差部)

初期応力状態をもとに、坑道周辺の緩み域の推定し、この結果をもとにして、掘削に伴う坑道の概略支保工を決定している。また、坑道が並行に掘られるが、この離間距離を坑道安定性から導きだしている。HWL の力学的安定性を説明するために使用されているモデルは、岩盤を完全弾塑性体として考え、岡、Egger の理論解をもとに解の正当性を検討している(詳しくは、第3部 1.2 HLW 地層処分における力学モデルを参照)。

② 放射性廃棄物の処分坑道の掘削、ベントナイト等の粘土鉱物で構成される緩衝材(人工バリア)の敷設の作業において、岩盤構造物として、処分場周辺の応力の再配分を検討している。供用後のシナリオとして、地下水の流入に伴う緩衝材の再冠水により、緩衝材が飽和する。その結果ベントナイトが水分を吸うことで、膨潤する。また、一方で、圧密も起きる。また、粘土鉱物の緩衝材のせん断特性や、時間依存性を考慮したクリープ挙動について検討をすすめている。また、高レベル放射性廃棄物を含んだガラス固化体を包み込むオーバーパックの重量が緩衝材に与える影響を評価している。また、これに加えてオーバーパックが腐食することにより膨張することも考慮している。岩盤は弾性体であると見なし、この供用から 100 年($t_1=0$ 年 $\sim t_2=100$ 年)までの力学的安定性を説明できるようなモデル化の提案がなされている。

③ ②で説明した緩衝材の飽和に伴い、オーバーパックの腐食がすすみ、結果的に膨張することになる。先に述べたとおり膨張/オーバーパック腐食膨張の開始($t_2=100$ 年頃) \rightarrow オーバーパックの腐食膨張に伴うクリープ・圧密現象

④ ③の時期から、オーバーパックの腐食膨張の完了($t_3=4,850$ 年頃)時まで、時系列的に解析をすすめている。再冠水時間が長時間かかるが、これ以降の再冠水時の人工バリア評価は、熱-水-応力連成解析によりモデル化を行う。

⑤ オーバーパックの搬入中、搬入後のアクセス坑道、処分坑道、坑道交差部の維持管理については、人工バリアの性能(地下水の浸入とこれに伴う緩衝材の膨潤圧の発生、周辺岩盤の応力変化) \rightarrow 浸透場と応力場の連成関係で現象が発生するとして、評価する。

⑥ 地震時には、応答震度法(・重複反復理論、・線形弾性解析)で地震動を表現し、力学モデルとしては、線形弾性体モデルを採用している。

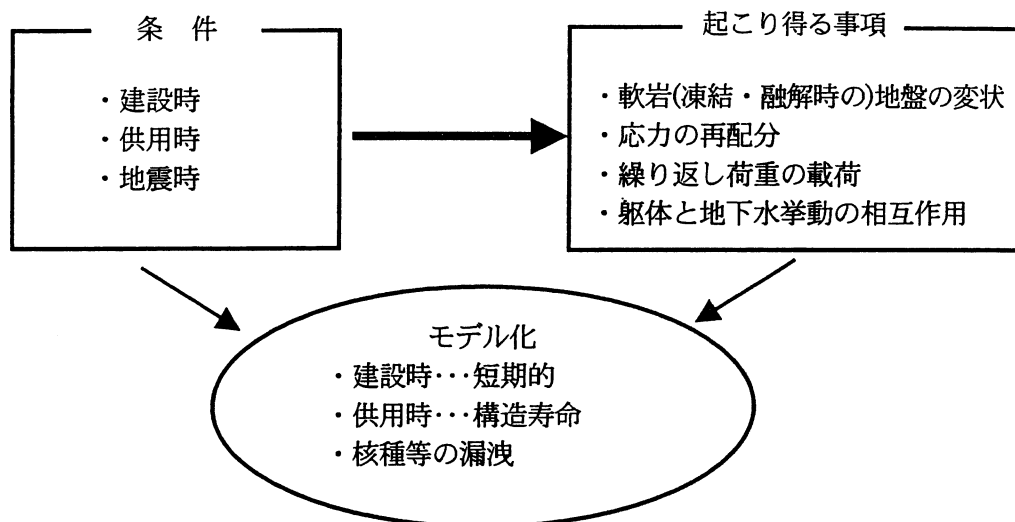


図 4.2-2 CAES のモデル化の考え方

(2) 力学モデルの問題点

- ① 時系列に従って、高レベル廃棄物の地層処分場の力学的安定性をモデル化するために、決定論的モデルでは、パラメータの決定、事象の実験的な裏づけに限界があるので、統計力学の考え方を導入してモデル化することが望まれる。これは、維持管理時(操業・閉鎖段階)から 10,000 年経過するまで、岩盤、緩衝材、オーバーパックがどのような挙動を示し、高レベル廃棄物処分場の躯体そのものにどのような影響を示すのかをある正確さの範囲で、明らかにするモデル化が必要とされることに起因する。
- ② 地震時に高レベル廃棄物の地層処分場の処分坑道などを忠実に表現するために、有限要素法などによる動的解析の実施が望まれる。
- ③ クリープ試験をモデル化する手法は、本来一軸クリープを説明するモデルであるが、これを強引に 3 次元へと拡張している。三軸的な挙動を説明できるモデルの選択をする必要がある。

4.2.2 HWL に使われている水理モデルについて

(1) 現状および利点

HWL における水理モデル化は、処理施設の周辺(Near Field)の水理特性のモデル化と高レベル放射性廃棄物処分施設を含み、広域(Far Field)の地質構造に起因する水文学的アプローチも含んだモデル化に分けられる。また、地下水の流れだけではなく、地下水シナリオに従って、万が一核種が漏洩した場合に、地下水の流れにのり拡散する可能性も含めて検討を進めている。

- ① 掘削時：アクセス坑道、処分坑道、坑道交差部などにおける透水特性の変化を追従する。
- ② 維持管理時：時系列における水理学的性質の浸透時間による変遷について、追跡する必要がある。広域まで、解析領域を広げる際には、個々の水系等も考慮に入れた水文学的水収支問題を扱っている。これは、万に一つ危険物質が漏洩した場合に、生活圏への到達可能性を数値解析的に推定するものである。力学モデルは、構造の安定性という観点においては、高レベル放射性廃棄物処分場を建設することで、応力の再配分が起こる範囲について考えれば良い。この点が、水理モデルの視点と異なる。水理モデルは、水みちが地表から、周辺の水系から繋がっている場合はことが十分間考えられることから、躯体周辺、広域と検討領域を分けてアプローチを数値解析により特定地域の地形を取り込み、解析を進めている(詳しくは、第 3 部 1.3 参照)。海浜部立地を想定した海水と地下水の密度差を考慮したモデル化が HWL の水理モデルについて大きな特徴である。
- ③ 処理施設の周辺では、キャニスターの劣化に伴う危険物質の浸出の有無などを含めた検討がなされている。また、高レベル核廃棄物の搬入後に、各坑道の埋設後アクセス坑道、処分坑道、坑道交差部周辺の水理特性を各種水理モデルにて検討をすすめている。これを、取り扱う事象、解析次元などに分類すると、第 3 部 1.3、表 1.3-1 のように分類される。

(2) 水理モデルの問題点

現在実施されているモデル化について、必要であることを問題点として明記する。

- ① 超長期にわたり、使用に絶え得る地下水流動モデルの確立が必要である。
- ② 地下水の流れは、広域な水系、地表とのつながりと、微視的な処分場周辺の水理特性とを統一的に扱うモデル化が必要である。核種が漏洩して、広域に広がるかどうかの判別は、処分場周辺の水理特性に大きく依存するためであり、基礎岩盤および緩衝材による漏洩防止機能を推定するにも、微視的なモデル化が必要である。しかし、一旦、漏洩した場合、どの程度の時間・確率で人間の生活圏に達するのかを広域モデルで見積もる必要がある。

4.2.3 CAES に使われている力学モデルについて

(1) 現状および利点

力学的検討課題：高温・高圧時の軟岩の物性と力学特性との関連性を評価する。

- 線形弾性モデル
- 非線形弾性モデル
- 完全弾塑性モデル

を用いている(第3部、2.2 CAESにおける力学モデルを参照)。

(2) 力学モデルの問題点

- ① CAES は、圧縮空気の貯蔵と排出を繰り返すので、空洞躯体に繰り返し荷重が作用することになる。これは、長期的に見れば、CAES の寿命を考える際に不可欠である。そこで、繰り返し荷重を表現できるモデル化を準備する必要がある。
- ② 軟岩立地が有望であるので、凍結工法で掘削したあとの融解による工学的性質の変化を追従できるモデル化が望まれる。

4.2.4 CAES に使われている水理モデルについて

(1) 現状および利点

- ① CAES を設計するために適応されるモデル化は下記のようなものである。HLWと大枠では一致する傾向を示している。
 - (a) 取り扱う現象：単一相（地下水のみ）または多相（2相であれば、地下水と圧縮空気）
 - (b) 解析次元：HLWの場合と同様(1次元、2次元（鉛直、水平）、準3次元、3次元)
 - (c) 媒体の扱い：HLWの場合と同様(ただし、本委員会は軟岩を研究対象としているので、多孔質媒体が主である)
 - (d) 数値解析手法：HLWの場合と同様水封式を想定すると貯蔵方式について、地下深部で地下水圧が貯蔵内圧より十分に大きく、また、貯蔵内圧が定圧である場合、運転稼働時における地下水流動解析は、定常浸透解析をもとに、岩盤の浸透現象を推定している。非定常解析は、空洞掘削時の自由地下水面の変動や湧水機構の変化を把握する場合に有用となる。
- ② 運転稼働時における貯蔵空洞の気密性の保持
 - (a) 水封方式の場合、地下水圧による圧縮空気の空洞内閉じ込め機能を確保することが必要であるので、空洞周辺の地下水位を常時一定値以上に保つことが重要である。場合によっては、貯蔵空洞の上部に設けるトンネル等を利用して給水し、人工的に地下水位を保つ必要がある。そこで、空洞周辺の水頭やポテンシャルを推定・評価する目的で地下水流動解析を実施する。また、変圧式の場合は、貯蔵空気圧の変動が漏気や空洞周辺の地下水流動に及ぼす影響を検討することも重要である。
 - (b) ライニング方式の場合、ライニングは内圧だけでなく外水圧も受けることになるため、ライニング背面の水圧を排水ドレーン等によって軽減するか、耐圧構造のライニングとする必要がある。そこで、排水ドレーン等の設計、外水圧の評価を行う目的で地下水流動解析を実施する。

(2) 水理モデルの問題点

- ① 浸透流れに対して、飽和-不飽和の解析、気液二相流解析などの適用が必要である。例えば、貯蔵内圧と地下水圧のバランスが良くない場合、時間が経過するに従って、空気圧を貯蔵する空洞内に地下水が流入することになる。この結果、空洞上方の地下水位が低下し、水封圧の低下を招くことが考えられる。
- ② 空洞周辺に繰り返し荷重がかかるので、力学的モデルと連携をとりつつ、水理特性を総合的に評価するモデル化が必要である。

- ③ ガスタービンから出てくる空気は高温であるため、②に加えて高温・高圧時の軟岩と地下水の相互関係の評価が望まれる。
- ④ 空洞掘削時における湧水・出水対策では一般に、地下水は深度に伴って静水圧的に増加することから、大深度の空洞の掘削にあたっては高い地下水圧により切羽の押し出しや盤ぶくれが生じ、それらとともに湧水・出水が懸念される。そのため、地下水流動解析によって湧水・出水量を定量的に評価することのできるモデル化が望まれる。

4.3 必要とされるモデルについて

4.3.1 力学モデルについて

対象とする構造物の性能から、軟岩を対象としてモデル化を実施すると、下記のような対応が必要となる。先にも述べたが、目的となる土木構造物を建設する際、その力学的挙動を表現するモデル化が望まれる。この際、

- ・高レベル放射性廃棄物(HLW)については、長期挙動、構造(強度)劣化を考える。
- ・圧縮空気貯蔵(CAES)については、繰り返し挙動に焦点を絞る。

ことが必要となる。この観点から、第5章にて、軟岩の力学モデルのあるべき姿が説明される。

4.3.2 水理モデルについて

水理特性を把握するにあたり、地盤構造を捉える視点の大きさによって、精度が大きく異なる。詳細に地盤をモデル化する場合、地盤を固相(土骨格、岩盤骨格)、液相(主に水)、気相(空気)からなると捉え、これを必要な透水特性を把握する必要がある。一方で、その地盤を実用レベルに大きく見る必要もある。そこで、地盤骨格をマクロ-ミクロに捉え、微細構造を反映した地盤の水理特性を把握することが望まれる。その結果、全体構造を反映し、構造の位置付けを詳細にモデル化することができると、巨視的に見つつ、微視的な擾乱を取り入れることができる。単に定められた視点からの水理特性のモデル化だけでなく、巨視的、微視的なモデル化が可能となると、実験と水理特性の関連付けによる透水特性だけでなく、本来もっている構造に起因する水理特性のモデル化が可能となる。このような視点から、第6章にて、新たに軟岩の水理モデルのあり方が提案されている。

参考文献

- 1) 幸田, 森塚ら: 電力中央研究所報告, W96503, 1997.

5. 軟岩の力学モデルの新しい展開

前章までに、高レベル放射性廃棄物(HLW)地層処分および圧縮空気貯蔵(CAES)の両事業において検討されている力学モデルの現状を詳しく見てきた。本章においては、これらの事業において将来問題となるであろう、軟岩の「長期挙動」、「構造（強度）劣化」、「繰り返し挙動」に焦点を絞り、それらの挙動のモデル化の可能性について説明を加える。モデル化には様々な可能性が考えられるが、本節においては、軟岩の代表的な力学モデル「足立・岡モデル（足立・岡, 1990）」の拡張、および浅岡らが精力的にモデル化を進めている上負荷面モデル（例えば、浅岡ら, 2000）の説明を中心とする。

高レベル放射性廃棄物の軟岩立地においては、空洞建設時の地山のゆるみ等によって引き起こされる軟岩の構造（強度）劣化が、空洞閉塞までの操業中の深部空洞長期安定性にどのような影響を与えるか検討しておく必要がある。圧縮空気貯蔵においては、圧縮空気の貯蔵と解放による日々の繰り返し応力载荷が、軟岩の力学挙動に与える影響を検討しておく必要がある。

5.1 軟岩の長期挙動とそのモデル化

一般に軟岩は、ひずみ軟化現象、ダイレイタンスー特性および時間依存性挙動などの性質を有する材料である。ひずみ軟化現象とは、せん断により応力が増加し最大強度に達した後、減少に転じ、最終的残留強度に至る現象をいう。ひずみ軟化現象は地盤工学の諸問題で論じられる進行性破壊現象と密接に関連すると考えられる。

また、時間依存性挙動とは、材料に外力が作用した時の応答に時間的な影響が生じることを言い、具体的にはひずみ速さ効果、クリープ挙動、および応力緩和現象などが挙げられるが、これらはそれぞれ別々の現象ではなく、同一の時間依存性挙動を異なる側面から観察したものであると考えられる。このような時間に依存する性質は、材料の時間的な強度劣化の要因となる。

以上のように、軟岩はひずみ軟化現象および時間依存性挙動の卓越した材料であるので、軟岩を対象とする土木工事においては、両者を十分考慮に入れて変形特性を把握することが必要である。

これまでに、数多くの研究者によって、材料の時間依存性挙動を説明できる種々の構成モデルが提案されてきた (Andersland and Al-Nouri, 1970; Ting, 1983; Singh and Mitchell, 1968; Oka, 1985; Adachi ら, 1990) が、それに加えて軟岩や過圧密粘土に特有なひずみ軟化現象をも表現できるものは数少ない。一方、ひずみ軟化挙動やダイレイタンスー特性を記述できる構成モデルの確立の研究も盛んに研究されてきた (Höeg, 1972; Nayak and Zienkiewicz, 1972; Banerjee and Stipho, 1979)。しかし、これらの構成式においては、有限要素法などの数値解析に適用すると剛性マトリックスが負になるため、境界値問題を適切に定義できないことが問題点として指摘されてきた。この問題を解決するために、種々の研究がなされた (Aifantis, 1984; Bazant and Pijaudier-Cabot, 1988)。足立・岡 (1990) は軟岩のひずみ軟化型モデルを提案し、Valanis (1985) の意味での解の一意性を満足することが証明され、有限要素解析への適用が容易になった (Adachi ら, 1991)。

周知のように、ひずみ軟化現象は進行性破壊の要因となり、また、時間依存性挙動は時間的な強度劣化をもたらすので地盤の長期不安定要因を支配するこれら2つの現象を忠実に反映した構成式を構築し、地盤の諸問題を境界値問題として解析的に検討することは重要である。足立ら (1998) は堆積軟岩 (多孔質凝灰岩) に対して、種々の時間依存性挙動を明らかにするために、

排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験、排水クリープ試験の結果に基づき、時間依存性挙動及びひずみ軟化挙動を統一的に説明できる構成式を提案した。

5.1.1 弾粘塑性構成式の誘導

Adachi ら (1990) は Valanis (1971) が提案した時間測度を用いて凍結砂の弾粘塑性構成式を提案している。この弾粘塑性構成式をもとに、式(5.1)に示すような時間測度増分を新たに提案し、構成式を誘導する。

$$dz = C \exp(-(z - z_1)/C) dt \quad (5.1)$$

ここに、 dz は時間測度増分、 t は時間、 C は時間依存性パラメータである。 z_1 はせん断終了直後クリープ試験が開始する時点での時間測度である。応力履歴テンソル σ_{ij}^* は従来のモデル (足立・岡, 1990) の定義の通りである、すなわち、

$$\sigma_{ij}^* = \frac{1}{\tau} \int_0^z \exp(-(z - z')/\tau) \sigma_{ij}(z') dz' \quad (5.2)$$

ここに、 τ は応力履歴パラメータ と呼ばれる材料定数である。全ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}$ は弾性ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}^p$ の和であると仮定する。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (5.3)$$

塑性ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}^p$ は、非関連流れ則に従うものと仮定し、次式で与えられるとする。

$$d\varepsilon_{ij}^p = H (\partial f_p / \partial \sigma_{ij}) df_p \quad (5.4)$$

ここに、 f_p は塑性ポテンシャル関数、 f_y が降伏関数、 H がひずみ硬化・軟化指数である。降伏関数は次式で与えられるとする。

$$f_y = \eta^* - \kappa = 0 \quad (5.5)$$

$$\eta^* = \sqrt{S_{ij}^* S_{ij}^*} / (\sigma_m^* + b) \quad (5.6)$$

ここに、 S_{ij}^* は応力履歴テンソルの偏差成分であり、 σ_m^* はその等方成分である。 κ はひずみ硬化パラメータであり、その発展式は次式で与えられる。

$$d\kappa = d\gamma^p G' (M_f^* + \kappa)^2 / M_f^{*2} \quad (5.7)$$

ここに、 $d\gamma^p = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2}$ は塑性偏差ひずみ増分テンソルの第二不変量である。比例載荷条件下で式(5.7)を積分すると次式が得られる。

$$\kappa = \int d\kappa = M_f^* G^1 \gamma^p / (M_f^* + G^1 \gamma^p), \quad \gamma^p = \int d\gamma^p \quad (5.8)$$

ここに、 G^1 は残留状態において除荷・再載荷を行った場合の初期接線勾配より決定できる。 M_f^* は従来の研究(足立・岡, 1990)では残留状態の応力履歴比の値と規定したが、ここでは時間測度と応力の関数として次式のように定式化する。

$$M_f^* = M_{f_0}^* + (M_{f_0}^* - M_{f_0}^*) e^{-(A_0 + \bar{\eta}_0 A_1)(z-z_1)} \quad (5.9)$$

ここに、 $M_{f_0}^*$ は残留状態の応力履歴比 $\bar{\eta} = \sqrt{2J_2}/(\sigma_m + b)$ の値である。 A_0 、 A_1 は材料定数であり、三軸排水クリープ試験により求まる。 $\bar{\eta}_0$ は応力比 $\bar{\eta} = (s_{ij}s_{ij}/(\sigma_m + b)^2)^{1/2}$ の初期値である。一方、 $M_{f_0}^*$ は初期応力状態に依存し、次式で与えられるものとする。

$$M_{f_0}^* = \begin{cases} (2J_2)^{1/2}/\sigma_m|_{t=0} & \text{if } (2J_2)^{1/2}/\sigma_m|_{t=0} > M_{f_0}^* \\ M_{f_0}^* & \text{if } (2J_2)^{1/2}/\sigma_m|_{t=0} \leq M_{f_0}^* \end{cases} \quad (5.10)$$

図 5.1-1 に応力履歴空間内での時間測度 z の変化に伴う M_f^* の変化を示す。残留状態における応力履歴比 M_f^* は時間測度が増加するにつれて、すなわち、時間の進行に伴って徐々に減少していく。また、図中には排水クリープ試験時の応力履歴の変化も併記している。応力履歴は $z=0$ の原点を出発して時間の進行とともに実応力に漸近し、応力履歴が M_f^* -line に達するとクリープ破壊に至る。このように M_f^* を時間の減少関数として定式化することは、時間の経過に伴って材料の強度劣化を意味している。

負荷基準は従来通りに次式で与えられる。

$$de_{ij}^p = \begin{cases} \neq 0 & \text{if } f_y = 0, df_y > 0 \text{ loading} \\ = 0 & \text{if } f_y = 0, df_y = 0 \text{ neutral} \\ = 0 & \text{if } f_y = 0, df_y < 0 \text{ unloading} \end{cases} \quad (5.11)$$

塑性ポテンシャル関数 f_p は次式で与えられるものとする。

$$f_p = \bar{\eta} + \bar{M} \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] = 0 \quad (5.12)$$

ここに、 $\bar{\eta} = (s_{ij}s_{ij}/(\sigma_m + b)^2)^{1/2}$ 、 s_{ij} は偏差応力テンソル、 σ_m は平均主応力である。 b 、 σ_{mb} は塑性ポテンシャルパラメータである。

また、塑性ポテンシャル関数 f_p の変化し得る限界を規定する過圧密境界面 f_b を次式で導入する。

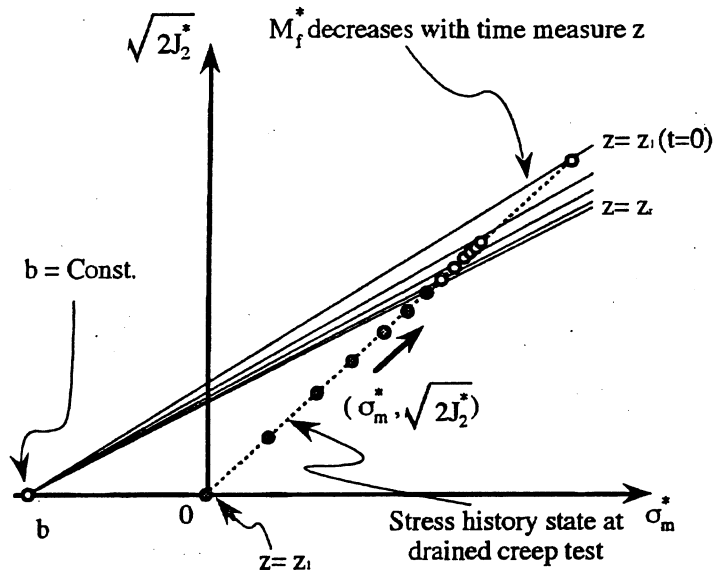


図 5.1-1 時間測度 z の変化に伴う M_f^* の変化

$$f_b = \bar{\eta} + \bar{M}_m \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] = 0 \quad (5.13)$$

ここに、 \bar{M}_m は過圧密境界面パラメータと呼ばれる材料定数である。このような過圧密境界面の導入により、式(5.12)の \bar{M} は正規圧密領域 ($f_b > 0$) および過圧密領域 ($f_b \leq 0$) での値が次式で与えられるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{M} = -\bar{\eta} / \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] \quad f_b \leq 0 \\ \bar{M} = \bar{M}_m \quad f_b > 0 \end{array} \right. \quad (5.14)$$

さらに塑性荷重過程に対する Prager 適合条件 ($df_y = d(\eta^* - \kappa) = 0$) を適用すると、塑性ひずみ増分は次式で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \left[\bar{\eta}_{ij} / \bar{\eta} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \delta_{ij} / 3 \right] d\eta^*$$

あるいは

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \left[\frac{\bar{\eta}_{ij}}{\bar{\eta}} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \frac{\delta_{ij}}{3} \right] \left[\frac{\eta_{kl}^*}{\eta^*} - \eta^* \frac{\delta_{kl}}{3} \right] \frac{d\sigma_{kl}^*}{\sigma_m^* + b} \quad (5.15)$$

ここに、

$$\Lambda = \frac{M_f^2}{G(M_f - \eta)^2}, \quad \eta_{ij} = S_{ij}/(\sigma_m + b), \quad \eta_{kl}^* = S_{kl}^*/(\sigma_m^* + b) \quad (5.16)$$

一方、弾性ひずみ増分は次式で与えられる。

$$d\varepsilon_{ij}^e = d\sigma_{ij}/2G + d\sigma_m \delta_{ij}/3K \quad (5.17)$$

5.1.2 軟岩の三軸排水クリープ試験への適用

排水三軸クリープ試験の場合、応力が一定であるから、 $\Delta\sigma_{ij} = 0$ 、 $\sqrt{J_2} = \text{const}$ 及び $\sigma_m = \text{const}$ が成り立つ。式(5.1)を積分すると、時間測度 z は次式で与えられる。

$$z - z_1 = C \ln(1 + t) \quad (5.18)$$

z_1 はせん断終了直後クリープ試験開始する時点での時間測度であり、通常の場合はゼロではない。したがって、応力履歴も式(5.2)により、ゼロではないことがわかる。本研究では、せん断過程 ($z \in [0, z_1]$) において、荷重増加が時間測度に比例することを仮定して応力履歴テンソルを計算する。

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij1}^* + \sigma_{ij2}^* \quad (5.19)$$

ここに、

$$\sigma_{ij1}^* = \frac{1}{\tau} \int_0^{z_1} \exp(-(z - z')/\tau) \sigma_{ij}(z') dz' = \sigma_{ij} \frac{e^{-z/\tau}}{z_1} \int_0^{z_1} e^{z'/\tau} \frac{z'}{\tau} dz' = \sigma_{ij} e^{-(z-z_1)/\tau} \frac{\tau}{z_1} \left(\frac{z_1}{\tau} - 1 + e^{-z_1/\tau} \right) \quad (5.20)$$

σ_{ij1}^* はせん断終了直後の応力履歴である。一方、排水クリープ過程において、応力が一定であるために、 σ_{ij2}^* は次の誘導により与えられる。

$$\sigma_{ij2}^* = \frac{1}{\tau} \int_{z_1}^z \exp(-(z - z')/\tau) \sigma_{ij}(z') dz' = \sigma_{ij} (1 - e^{-(z-z_1)/\tau}) \quad (5.21)$$

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij1}^* + \sigma_{ij2}^* = \sigma_{ij} [1 - e^{-(z-z_1)/\tau} g(z_1)] = \sigma_{ij} f(z) \quad (5.22)$$

$$f(z) = 1 - e^{-(z-z_1)/\tau} g(z_1), \quad g(z) = g(z_1) = (1 - e^{-z_1/\tau}) \tau / z_1 \quad (5.23)$$

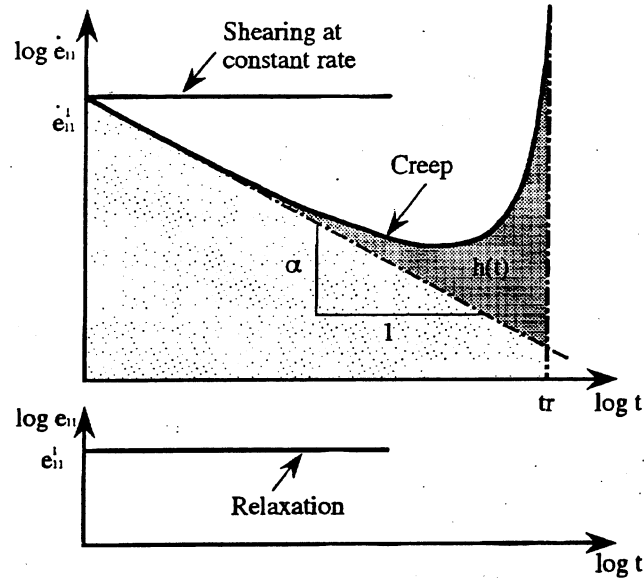


図 5.1-2 時間依存性の表現

軸対称の条件下での塑性軸差ひずみおよび体積ひずみは次式で表される。

$$de_{11}^p = \frac{2}{3G} \frac{M_f^{*2}}{(M_f^* - \eta^*)^2} g(z_1) \frac{bqe^{-(z-z_1)/\tau}}{(\sigma_m^* + b)^2} \frac{dz}{\tau} \quad (5.24)$$

$$dv^p = A \left(\bar{M} - \frac{\sqrt{2/3}q}{\sigma_m + b} \right) d\eta^* = \left(\bar{M} - \frac{\sqrt{2/3}q}{\sigma_m + b} \right) \sqrt{3/2} de_{11}^p \quad (5.25)$$

ここに、 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ は軸差応力である。式(5.24)を書き換えると、次式が得られる。

$$\dot{\epsilon}_{11} = \dot{\epsilon}_{11}^p = \frac{2bq}{3G'\tau} g(z_1) \frac{M_f^{*2}}{(M_f^* - \eta^*)^2} \frac{e^{-(z-z_1)/\tau}}{(\sigma_m^* + b)^2} \dot{z}(t) \quad (5.26)$$

式(5.18)を式(5.26)に代入すると、次式が得られる。

$$\ln \dot{\epsilon}_{11} = \ln \frac{2qCg(z_1)}{3G'b\tau} - \frac{C}{\tau} \ln(1+t) + 2 \ln \left(\frac{M_f^*}{M_f^* - \eta^*} \frac{b}{\sigma_m^* + b} \frac{1}{\sqrt{1+t}} \right) \quad (5.27)$$

式(5.27)の右边第 1 項は時間に対して一定なので、両対数紙上に示した偏差ひずみ速度-時間関係の切片、すなわち初期ひずみ速度に相当し、第 2 項が傾き α の直線を意味するので遷移クリープ成分を、さらに、第 3 項が加速クリープ成分を表すものと見なせる。図 5.1-2 は異なる試験におけるひずみ測定-時間関係を示した模式図である。排水クリープ試験の条件下で、時間依存性パラメータ C は遷移クリープ状態でのひずみ測定-時間関係の勾配 α から求められる。すなわち、

$$\alpha = d \ln e_{11} / d \ln(1+t) \Big|_{t=0} \quad (5.28)$$

$$C = \alpha \tau \quad (5.29)$$

$$\dot{e}_{11}^0 = \frac{2q\alpha}{3G'b} g \frac{M_f^{*2}}{(M_f^* - \eta_0^*)^2} \frac{b^2}{(\sigma_{m0}^* + b)^2} \quad (5.30)$$

ここに、 $\dot{e}_{11}^0 = \dot{e}_{11}|_{t=0}$ 。 α は遷移クリープパラメータと呼ばれる材料定数である。

$$\eta_0^* = \frac{\sqrt{2J_2(1-g)}}{\sigma_m(1-g)+b}, \quad (5.31)$$

$$\sigma_{m0}^* = \sigma_m(1-g) \quad (5.32)$$

$$\frac{M_f^{*2}}{(M_f^* - \eta_0^*)^2} \frac{b^2}{(\sigma_{m0}^* + b)^2} = \left\{ \frac{M_f^* b}{M_f^* b + (\sigma_m M_f^* - \sqrt{2J_2})(1-g)} \right\} \quad (5.33)$$

クリープが開始直後に、 $M_f^*|_{t=0} = M_{f0}^* = \sqrt{2J_2}/\sigma_m$ が成り立つから、次式が得られる。

$$\frac{M_f^{*2}}{(M_f^* - \eta_0^*)^2} \frac{b^2}{(\sigma_{m0}^* + b)^2} = 1 \quad (5.34)$$

式(5.10)、(5.30)、(5.31)、(5.32)、(5.33)、(5.34)により、初期ひずみ速さが次式で与えられる。

$$\dot{e}_{11}^0 = \frac{2q\alpha g(z_1)}{3G'b} \Rightarrow g(z_1) = \frac{3G'b}{2q\alpha} \dot{e}_{11}^0 \quad (5.35)$$

この式を用いてパラメータ $g(z_1)$ が求められる。式(5.27)を書き換えると、次式が得られる。

$$\ln \dot{e}_{11} = \ln \dot{e}_{11}^0 - \alpha \ln(1+t) + \ln h(t) \quad (5.36)$$

ここに

$$h(t) = \left(\frac{M_f^*}{M_f^* - \eta^*} \frac{b}{\sigma_m^* + b} \frac{1}{\sqrt{1+t}} \right)^2 \quad (5.37)$$

表 5.1-1 大谷石の基本物性
(Adachi, T. and Takase, 1981 ; 若山, 1990)

比重 G_s	2.48
初期間隙比 e	0.71
一軸圧縮強度(MPa)	3.11
引張り強度(MPa)	0.94

表 5.1-2 構成式に用いる大谷石の地盤定数 ($\sigma_3 = 0.1$ MPa)

K (MPa)	440.3	a	-0.101
G (MPa)	502.9	α	0.614
b (MPa)	2.0	M_{fo}^*	0.392
σ_{mb} (MPa)	11.0	G'	1563.0
\bar{M}_m	1.694	A_0	-0.664
τ	14.15	A_f	0.854

ここに、 $h(t)$ は加速クリープ成分を表すものと見なせる。クリープ開始直後に、もし $\sqrt{2J_2}/\sigma_m|_{t=0} < M_{fo}^*$ であれば、式(5.10)より $M_{fo}^* = M_f^*$ が成り立つ。一方、クリープ過程において、 $\sqrt{2J_2}/\sigma_m = \sqrt{2J_2}/\sigma_m$ が成り立つので、もし $\sqrt{2J_2}/\sigma_m|_{t=0} < M_{fo}^*$ であれば、次式が得られる。

$$\eta^* = \frac{\sqrt{2J_2}^*}{\sigma_m^* + b} < \frac{\sqrt{2J_2}^*}{\sigma_m^*} = \frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma_m} < M_{fo}^* = M_f^* \quad (5.38)$$

すなわち、初期応力比が残留応力比 M_{fo}^* より小さければ、クリープ破壊が起こらないことが式(5.37)、(5.38)より明らかである。また、式(5.35)、(5.36)より、排水クリープ状態でのひずみ速度-時間関係が簡単に求められることはこのモデルの特徴の一つである。

提案したモデルの妥当性を検証するために、堆積軟岩(大谷石)の排水クリープ試験への適用性を検討した。表 5.1-1 に大谷石の基本物性、表 5.1-2 に大谷石の構成式に用いる地盤定数を示す。図 5.1-3、図 5.1-4 にそれぞれ拘束圧が 0.1 MPa の条件下で行われた三軸排水クリープ試験のひずみ速度-時間関係及びひずみ-時間関係の実験値と理論値の比較を示す。表 5.1-3 にクリープ破壊時間、最小ひずみ速さの実験値と理論予測値の比較を示す。理論値がクリープ現象における遷移、定常、加速の3過程をよく表現でき、クリープ破壊時間も精度よく表現できることがこれらの図・表からわかった。

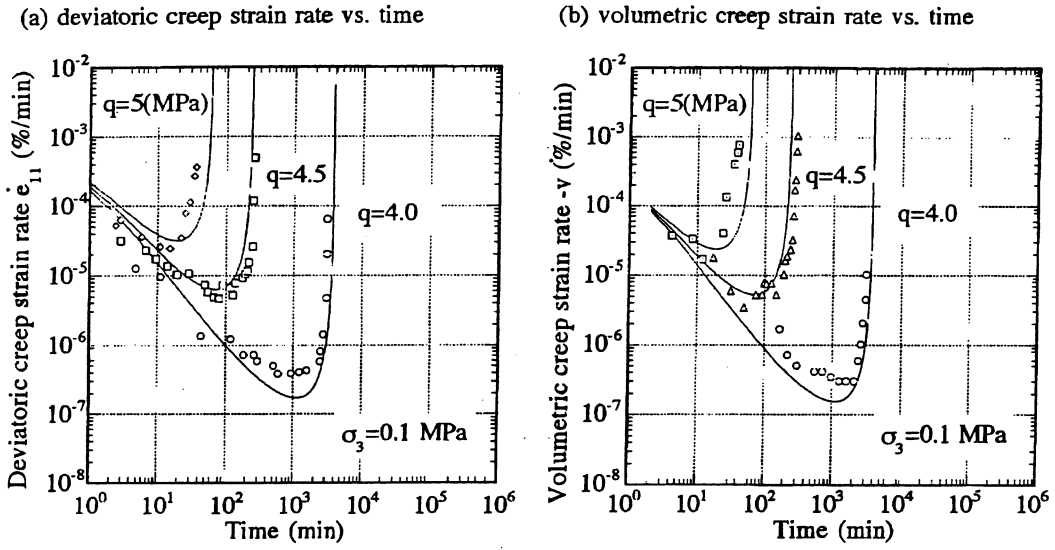


図 5.1-3 ひずみ速度—時間関係の実験結果と理論値の比較

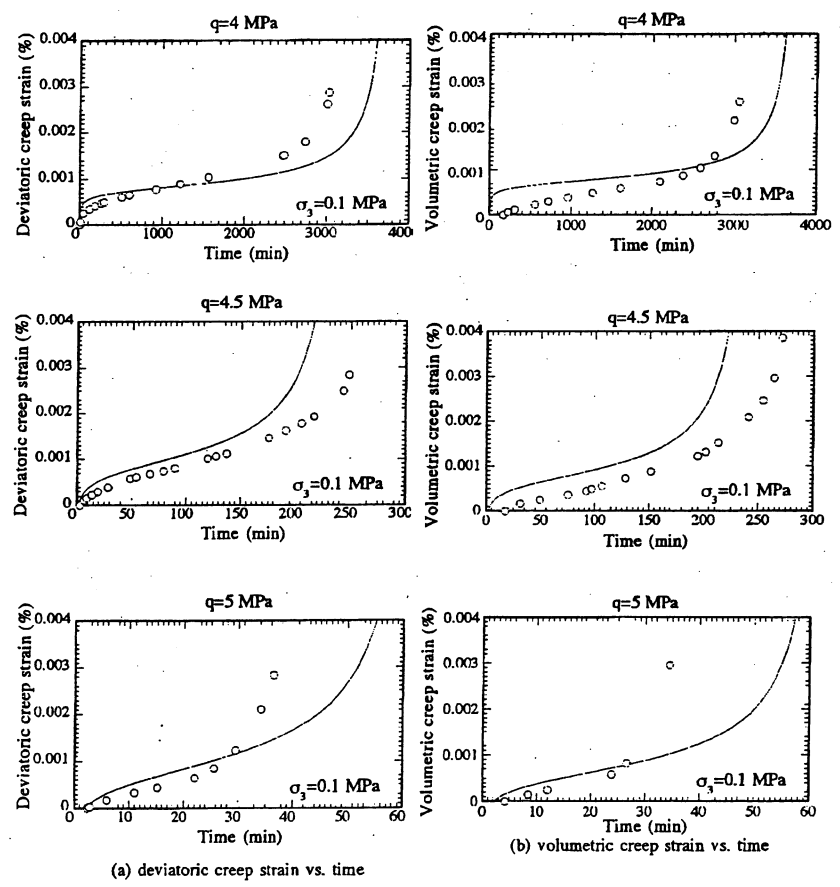


図 5.1-4 ひずみ—時間関係の実験結果と理論値の比較

表 5.1-3 実験結果と理論解の比較

q (Mpa)	クリープ破壊 時間 t_r (min)		最小ひずみ 速さ ($10^{-6}\%/min$)	
	実験	理論	実験	理論
4.0	2923	3765	0.41	0.17
5.0	253	242	6.0	9.33
6.0	40	64	26.0	31.5

5.1.3 軟岩の排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験への適用及び排水緩和試験への予測

排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験の場合、初期時間測度がゼロであるため、 $z=C\ln(1+t)$ が成り立つ。定ひずみ速さの条件下では、次式が得られる。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p = const \quad (5.39)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^e = \frac{s_{ij}}{2G}, \dot{\epsilon}_v^e = \frac{\sigma_m}{K}, \dot{\epsilon}_{ij}^e = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \delta_{ij} \dot{\epsilon}_v^e \quad (5.40)$$

式 $d\sigma_{ij}^* = (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) dz / \tau$ を利用して、塑性ひずみ速度が次式で表される。

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = A \left[\frac{\eta_{ij}}{\eta} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \frac{\delta_{ij}}{3} \right] \left[\frac{\eta_{ij}^*}{\eta^*} - \eta^* \frac{\delta_{ij}}{3} \right] \times \frac{1}{\sigma_m^* + b} (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) \frac{C}{1+t} \quad (5.41)$$

この場合、クリープ試験の場合と違うのは、塑性ひずみ増分が直接積分して求められないから、連立微分方程式(5.41)を数値計算で求めなければならない。また、時間依存性パラメータ C の決定方法は以下のとおりである。式(5.18)を微分すると次式が得られる。

$$dz = \frac{C}{1+t} dt \quad (5.42)$$

もし、 C の値がせん断ひずみ速度に依存しないと仮定すれば、応力履歴パラメータ τ はせん断ひずみ速度に依存することになる。この不都合をなくするために、 C の値がせん断ひずみ速度に依存しなければならない。さらに、この依存性を定式化する必要がある。そこで、まず、基準ひずみ速度を $\dot{\epsilon}_{11} = \dot{\epsilon}_0 = 1\%/min$ とし、 $C=1.0$ 、すなわち $dz = dt/(1+t)$ として応力履歴パラメータ τ をピーク強度が実験結果と一致するように決定する。この時の τ を τ_0 としておく。次に、同様なカーブフィテイングにより各ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{11}$ に対して、フィテイングされた τ の値を求める。その時、先と同様に $C=1$ を仮定する。そうすると、 τ の値が任意の $\dot{\epsilon}_{11}$ に対して、次の関係が得られた。

表 5.1-4 戸室石の基本物性
(Adachi, T. and Takase, 1981; 若山、1990)

比重 G_s	2.51
初期間隙比 e	0.68
一軸圧縮強度 (MPa)	3.11
引張り強度(MPa)	0.94

表 5.1-5 構成式に用いる戸室石の地盤定数 ($\sigma_3 = 0.1$ MPa)

K (Mpa)	340.2	a	-0.01
G (Mpa)	151.1	α	0.614
b (Mpa)	0.94	M_{fo}^*	0.676
σ_{mb} (Mpa)	8.1	G'	803.0
\bar{M}_m	1.194	A_0	-0.664
τ	3.16	A_I	0.854

$$\tau = (\dot{\epsilon}_{11} / \dot{\epsilon}_0)^a \tau_0 \quad (5.43)$$

ここに、 a はひずみ速度パラメータと呼ばれる材料定数である。一方、次の2式を比較すると、

$$dz/\tau_0 = dt/\tau_0/(1+t) ; dz/\tau = Cdt/\tau/(1+t) \quad (5.44)$$

明らかに τ がひずみ速度に依存しないことが成立するなら、 C の値が次式を満足しなければならない。

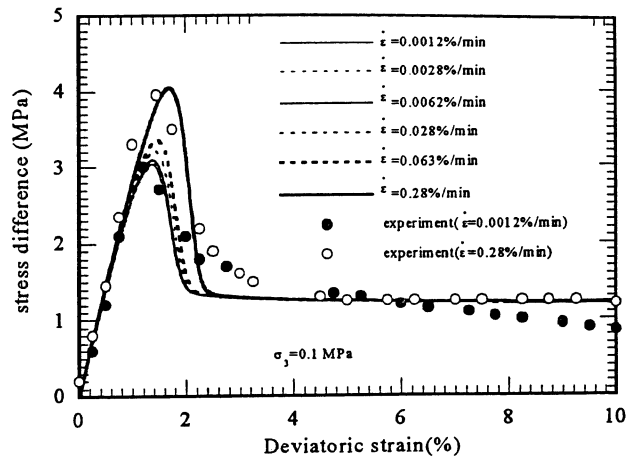
$$C = (\dot{\epsilon}_{11} / \dot{\epsilon}_0)^a \quad (5.45)$$

この式より C の値のせん断ひずみ速度の依存性が定式化される。

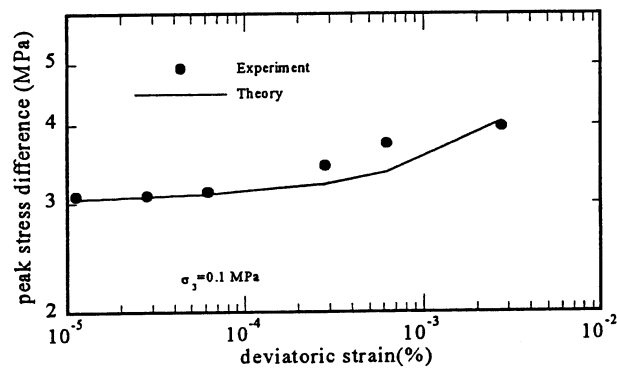
表 5.1-4 に戸室石の基本物性、表 5.1-5 に戸室石の構成式に用いる地盤定数を示す。図 5.1-5 は大谷石の排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験の試験結果と理論値の比較図である。理論値が偏差応力-ひずみ関係、ひずみ速さ効果を表現できることがこの図よりわかった。ただし、ポストピークの挙動においては理論値が実験値より急激に減少する傾向が見られる。

排水三軸応力緩和試験の場合、 $\dot{\epsilon}_{ij} = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}_{ij}^p = -\dot{\epsilon}_{ij}^e$ が成り立つ。排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験と同様に、塑性ひずみ増分が直接積分して求められないから、連立微分方程式(5.41)を数値計算で求めなければならない。また、排水クリープ試験と同様に、緩和試験が開始する前に初期せん断が行われるので、緩和試験が開始する直前の応力履歴はゼロではない。したがって、時間依存性パラメータ C の決め方は排水定ひずみ速さ三軸圧縮試験と同様である。

図 5.1-6 に表 5.1-1、表 5.1-2 に示すような大谷石の排水三軸緩和試験の理論予測を示す。



(a) comparison of stress-strain relation



(b) comparison of peak stress difference

図 5.1-5 ひずみ速度効果の実験結果と理論値の比較

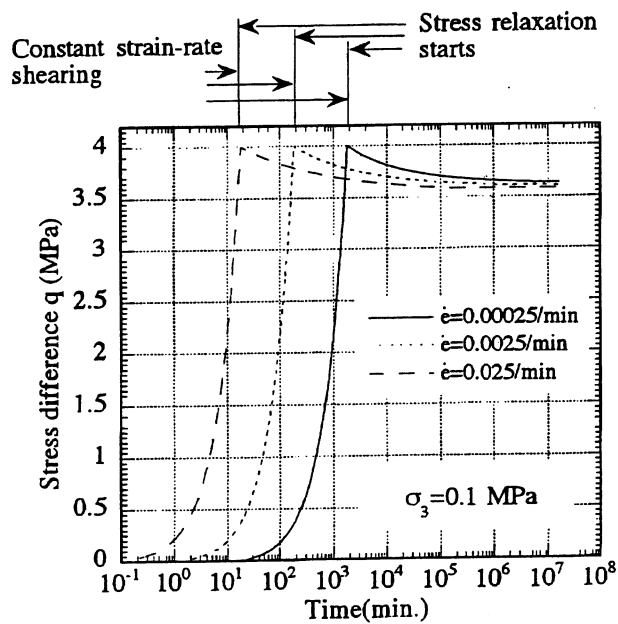


図 5.1-6 応力緩和の理論予測値

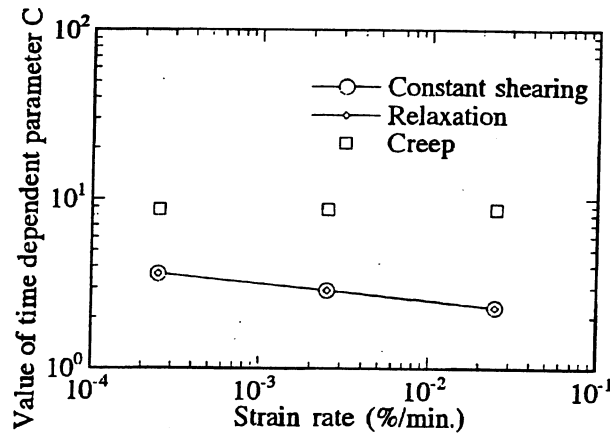


図 5.1-7 時間依存性パラメータ C の値

時間依存性パラメータ C は初期せん断時のひずみ速さに依存し、せん断ひずみ速さが 0.025%/min、0.0025%/min、0.00025%/min の時の値はそれぞれ 2.29、2.88、3.63 であった。予測値では、応力緩和が開始から 10^4 分後にほぼ終了し、応力が約 1 程度割緩和された。

5.1.4 構成式に含まれるパラメータの決定方法

本構成式は計 12 個のパラメータを含めた材料定数により記述されている。すなわち、 G 、 K ：せん断弾性係数及び体積弾性係数； b 、 σ_{mb} ：塑性ポテンシャルパラメータ； G' 、 A_0 、 A_1 、 M_{fo}^* ：ひずみ硬化・軟化パラメータ； τ ：応力履歴パラメータ； \bar{M}_m ：過圧密境界パラメータ； a ：ひずみ速度パラメータ及び α ：遷移クリープパラメータ。

パラメータ G 、 K 、 b 、 σ_{mb} 、 G' 、 M_{fo}^* 、 τ 、 \bar{M}_m の決定方法は従来の研究（足立・岡，1990）と同様である。パラメータ a 、 α の決定方法は 5.1.2、5.1.3 までに示す通りである。パラメータ A_0 、 A_1 を決定するためには、同一の側圧につき少なくとも 2 種類以上の軸差応力で排水クリープ試験を実施して、クリープ破壊時間の理論値が実験結果と一致するようにカーブフィテイングして A_0 、 A_1 を決定する。

時間依存性パラメータ C は排水クリープ試験の場合は式(5.29) によって求めるが、定ひずみ排水三軸圧縮試験及び排水三軸緩和試験の場合には式(5.45) によって求める。図 5.1-7 には各種試験における C の値を示したものである。 C の値が一致してないことがわかり、さらなる検討が必要であると考えられる。

5.1.5 トンネルの長期安定性と補強工の有効性に関する力学モデルの適用

ここでは、ある既設水路トンネルの長期安定性と補強工の有効性に関して、前述の弾粘塑性構成式を用いて検討する。検討の対象となるトンネルの土被りは 400 メートルであり、初期応力状態は高地圧下にある。トンネルの一部の区間が軟弱層を通過しているため、運開してから間もない時期よりトンネルのスプリングライン～アーチ肩付近に縦断方向のクラックが発生した。地質調査および室内試験により、クラックが発生したトンネル周辺地山ではクリープ現象が確認された。そこで、これらの室内試験のデータに基づいて、ひずみ軟化型弾・粘塑性構成式を用いた 2 次元有限要素解析

を行い、トンネルの長期安定性に着目し、周辺地山のクリープ特性、覆工断面力の経時変化、クラックの発生機構について検討するとともに施された補強工事の有効性を検討する。

検討の対象となる水路トンネル周辺地山の地質的特徴として次の4項目が挙げられる。

- ① 中・古生層と溶結凝灰岩の形成の時期に時間的な間隔があり、中・古生層の表面が風化により劣化している。
- ② 基盤の中・古生層が熱水により変質して脆弱化している。
- ③ 溶結凝灰岩も熱水により変質している。
- ④ 亀裂の発達が著しい。

当水路トンネルは、完成1年後に覆工コンクリートにクラックが発生していることが当時のトンネル内部点検調査でわかっている。また、ボーリング調査によりトンネル覆工上部と周辺地山の間に空洞が存在することもわかった。さらに、地山の力学特性を調べるために、超音波伝播速度試験、多段階三軸圧縮試験、一軸クリープ試験およびせん断クリープ試験など種々の室内試験が行われた。一軸クリープ試験結果から、脆弱な部分より採取された供試体ではクリープ現象が認められた。これにより、水路トンネルの変状に大きな影響を及ぼす岩盤のクリープ現象発生の可能性が確認された。図5.1-8に多段階三軸圧縮試験および一軸クリープ試験の結果を示す。この図より、地山岩石のひずみ軟化およびクリープ特性を見ることができる。

覆工変状の発生理由として、掘削解放応力による周辺地盤の軟化、地盤のクリープ変形による応力状態の経時変化および空洞の存在によって覆工に作用する偏土圧などが挙げられる。また、当水路トンネルでは、当初の変状に対して補修実施した個所においても再度変状が生じる箇所がある。したがって、現状の既設覆工の耐荷力を評価し、対策工を実施するかどうかを判断するには適切な評価方法が必要となる。

ここでは、前述してきたひずみ軟化型弾・粘塑性構成式を用いた2次元有限要素解析を行い、トンネルの掘削、覆工の設置及び対策工の実施など施工過程を考慮した数値解析方法を提案する。用いるひずみ軟化型弾・粘塑性構成式は、時間依存性挙動およびひずみ軟化挙動を統一的に説明できることが、多孔質凝灰岩・大谷石の排水定ひずみ速度三軸圧縮試験、排水クリープ試験との比較より実証されている(Adachi et al., 1998)。また、掘削斜面の進行性破壊(Adachi et al., 1994a)およびトンネル掘削(Adachi et al., 1994b)の境界値問題への適用も実施されている。

解析に用いる地盤のパラメータは定ひずみ速度三軸圧縮試験および三軸クリープ試験により決めることが望ましいが、ここでは既存の多段階三軸圧縮試験および一軸クリープ試験のデータに基づいて求めることにした。表5.1-6に上述の試験に基づいて求められた地盤のパラメータを示す。以下の理論予測値および有限要素解析に用いられるパラメータはすべて表5.1-6に示される値である。弾性係数およびポアソン比は弾性波探査の結果に基づいて求めた。図5.1-9に異なる拘束圧下の三軸圧縮状態における応力・ひずみ関係、三軸クリープの理論値および異なるクリープ応力下のクリープ速度経時変化の模式図を示す。図5.1-8と比較すると、拘束圧が1.0 MPaの場合にはピーク強度の理論値と実験値がほぼ一致しているが、この拘束圧より小さい場合は理論値が小さく、大きい場合は理論値が大きい値となっている。しかし、全体的に見ると理論値がある程度実験値を予測できると考えられる。また、表5.1-6中のパラメータCを最適設定することで、図5.1-9(b)の遷移クリープ状態のひずみ速度と時間の対数軸における勾配 α が図5.1-8(b)の実験値と一致するよう

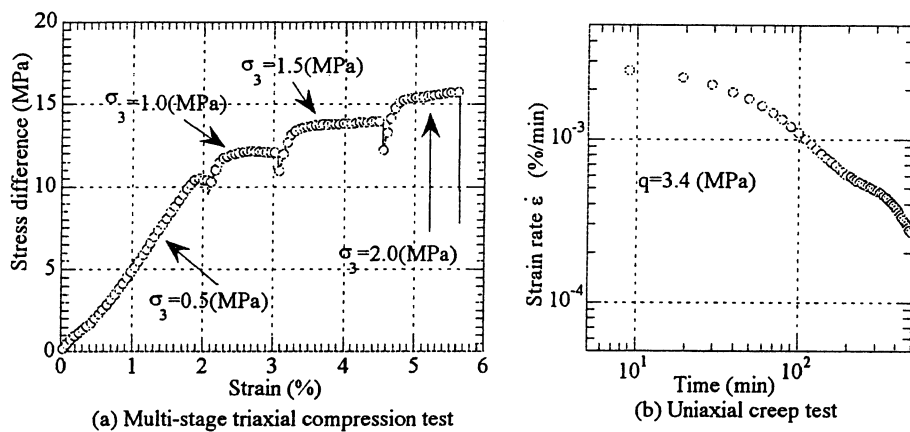


図5.1-8 多段階三軸圧縮試験による応力・ひずみ関係

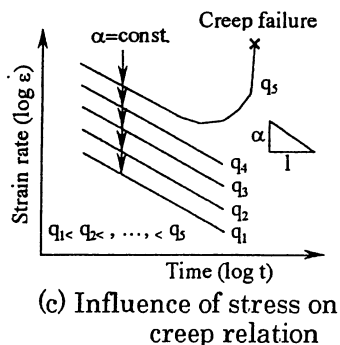
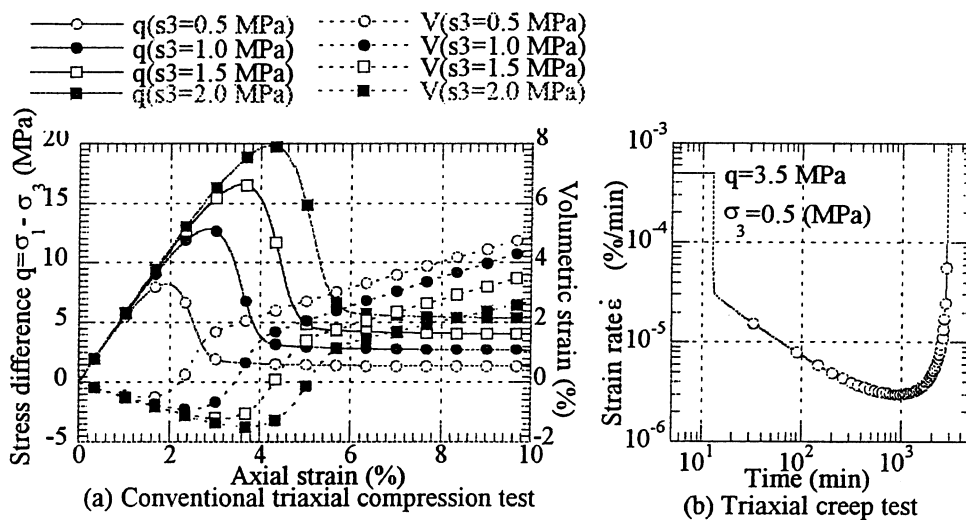


図 5.1-9 三軸圧縮状態における岩の応力・ひずみ関係及びクリープの理論値

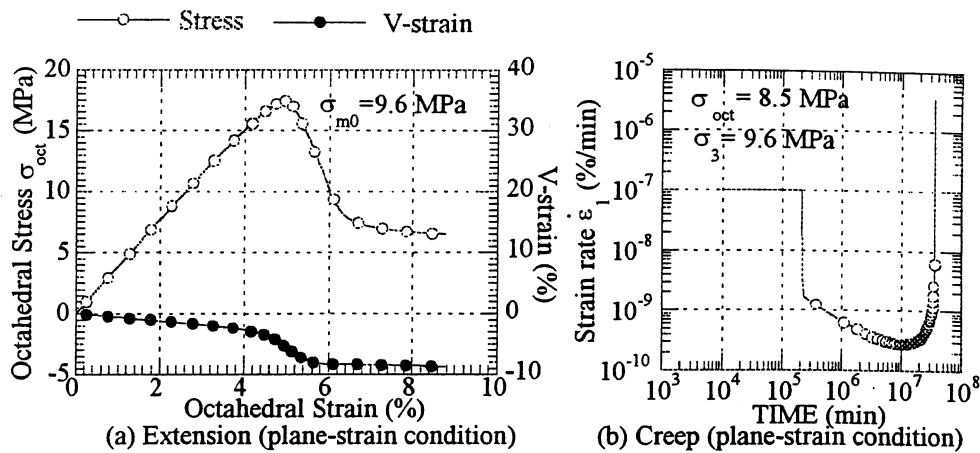


図 5.1-10 平面ひずみ状態における伸張およびクリープ挙動のシミュレーション

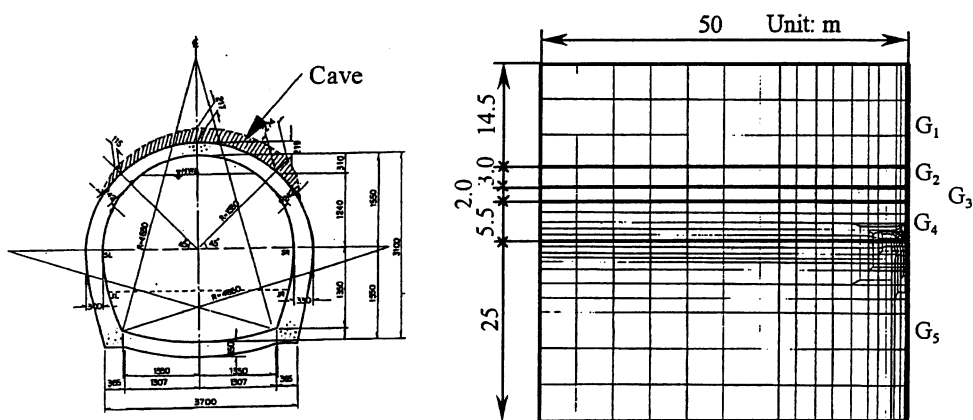


図 5.1-11 検討対象トンネルの断面図

表 5.1-7 地盤の物性値

	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅
E (MPa)	4000	1500	1500	500	1900
ν	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20

にした。図 5.1-9(c)に示すように、異なる応力であっても勾配 α の値が一定となるため、一軸クリープ試験のデータに基づいて C を設定しても差し支えない。

図 5.1-10 に平面ひずみ状態における伸張および伸張クリープのシミュレーションを示す。ここに、初期平均主応力 σ_{m0} の値 9.6MPa は静水圧状態の仮定でトンネル中心の初期応力の値である。また、クリープ応力の値 8.5MPa はトンネル掘削直後の正八面体せん断応力の値である。トンネル掘削に

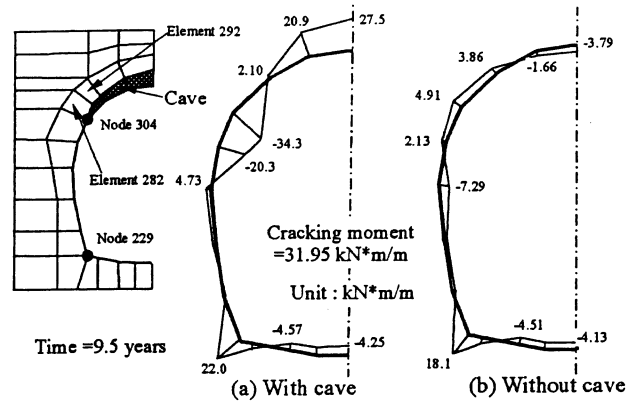


図 5.1-12 地山クリープ現象によるトンネル覆工に発生する曲げモーメントの分布

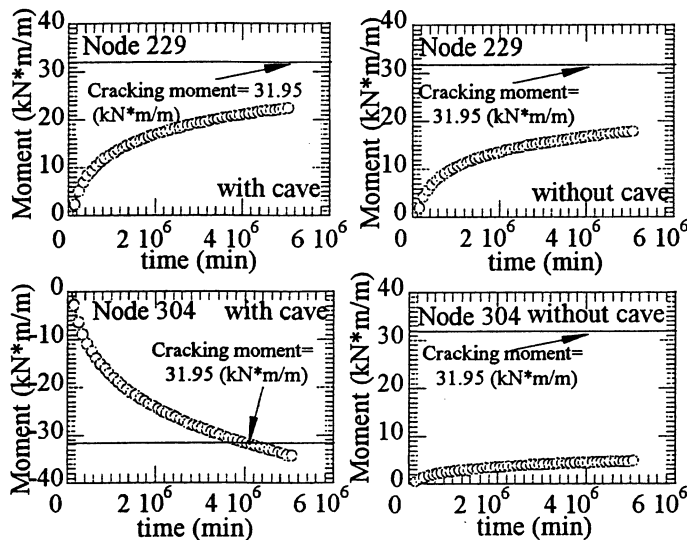


図 5.1-13 トンネル覆工の曲げモーメントの経時変化

よる掘削面の地盤応力状態は平面ひずみ伸張状態の相当するため、図 5.1-10(b)よりこの応力下では約 57 年後にクリープ破壊が起きると予測される。

図 5.1-11 にトンネル断面、地層別および有限要素解析に用いられるメッシュ図を示す。トンネル土被りは 400m であり、中心部の鉛直応力が 9.6MPa である。解析領域はトンネル中心から上下が 25m 左右が 50m とした。また、検討対象は左右が対称であるため、半断面を用いることにした。さらに、解析対象領域が土被りより小さいため、初期応力場を静水な状態の均一応力場とし、その応力の値をトンネル中心部の応力値 9.6MPa とした。

トンネル周辺地盤は G_4 層を除いて、比較的健全な CM 級の岩盤であるため、弾性体と仮定した。表 5.1-7 に各層の弾性波探査により得られた弾性係数を示す。 G_4 層の地盤特性は表 5.1-6 に示すとおりである。トンネルの長期安定性をシミュレートする際、トンネル全断面の素掘り、覆工の設置およ

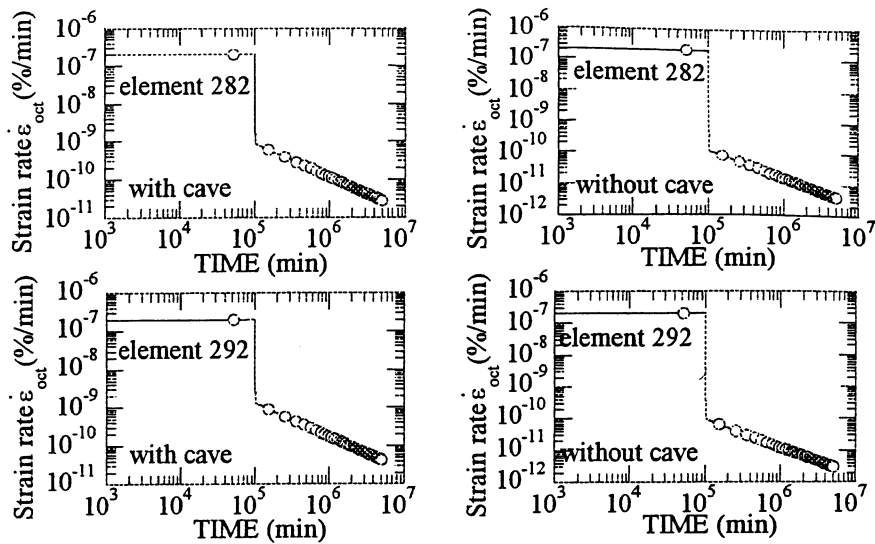


図 5.1-14 地山のせん断ひずみ速度の経時変化

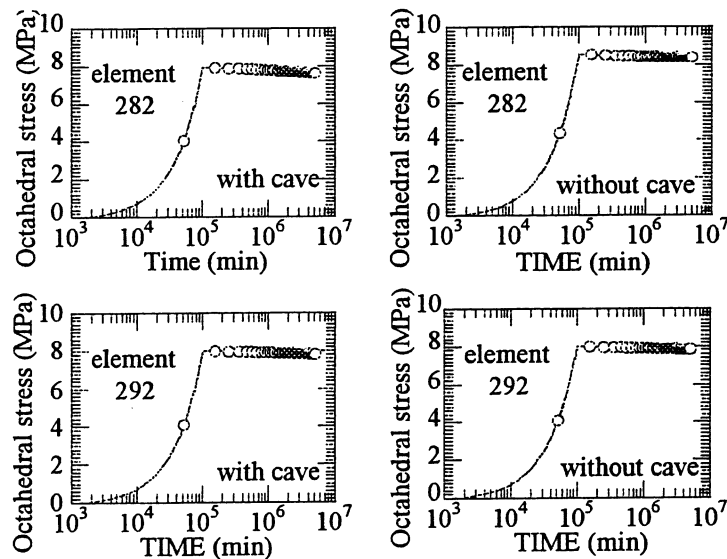


図 5.1-15 地山のせん断応力の経時変化

び空洞へのモルタル注入を3ステージに分けて一連の解析を行う。

図 5.1-12 に覆工を設置してから9.5年後の覆工に生じる曲げモーメント分布の比較を示す。空洞が存在する場合と存在しない場合の曲げモーメントの分布はかなり異なっていることがわかる。これは空洞の存在により覆工に偏土圧がかかっていることが原因と考えられる。トンネル肩部の曲げモーメントはコンクリートのクラックモーメントより大きい、クラックが発生する原因となっている。また、解析で得られたクラックの発生場所は観察された位置と一致している。

図 5.1-13 にトンネル覆工に発生する曲げモーメントの経時変化を示す。トンネルインバート

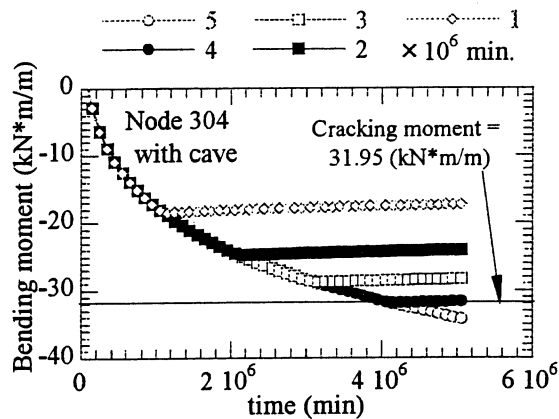


図 5.1-16 トンネル覆工と地山の間にある空洞のモルタル注入効果

(Node229)および肩部(Node304)の曲げモーメントの経時変化に着目すると、空洞が存在する場合には肩部コンクリートが構築7.6年後にクラックが生じるのに対して、空洞がない場合にはクラックが発生しないことがわかった。空洞の存在がクラック発生原因の一つと考えられる。

一方、図 5.1-14 に示す地山のひずみ速度の経時変化から見ると、空洞の存在は地山のひずみ速度の経時変化にほとんど影響を与えない。また、地山のクリープは遷移状態にあり、クリープ破壊には至っていない。同様な傾向は図 5.1-15 の応力経時変化からも判断できる。

図 5.1-16 に補修工事の一つとして実施された空洞へのモルタル注入にともなうトンネル覆工の発生曲げモーメント(Node304)の経時変化を示す。モルタル注入することにより、覆工に作用する偏土圧が軽減され、覆工の曲げモーメントが減少していくことがわかった。空洞へのモルタル注入の効果が確認された。

5.2 軟岩の構造（強度）劣化とそのモデル化

軟岩の構造劣化のモデル化については、上負荷面の概念（例えば、浅岡ら，2000）と 5.1 でも述べたひずみ軟化型弾塑性モデル（足立・岡，1990）の拡張モデルを取り上げる。

5.2.1 構造をもった軟岩の弾塑性挙動

飽和した自然堆積土を考える。これらの土は、大抵は「構造」が発達した状態にあり、しかも多くは過圧密状態にある。図 5.2-1 に自然堆積粘土の典型的な $e-\log \sigma_v'$ 関係を示す。この図のように、「構造」が発達している土は、練り返された土にとっての「不可能領域、図では練り返し土の $e-\log \sigma_v'$ 直線の上側」にその状態を取ることができて、練り返し土と比べ間隙比が同じならより大きな荷重を支え、荷重が同じならより大きい間隙比を取ることができる。「構造」のこのような定義は、土粒子がつくる骨格の細部にまで遡るミクロな定義ではないが、しかし土を連続体近似する弾塑性構成式の記述には有用である。さて図 5.2-1 は、荷重（この場合 σ_v' ）の増大に伴い構造が徐々に失われて行く様子も示している。練り返し土の $e-\log \sigma_v'$ 直線に次第に漸近しているからである。つまり構造の発達した土の力学挙動を記述するとき、構造を固定的にとらえるのではなく、構造の変化をも併せ記述することが重要である。ところが構造の喪失は、

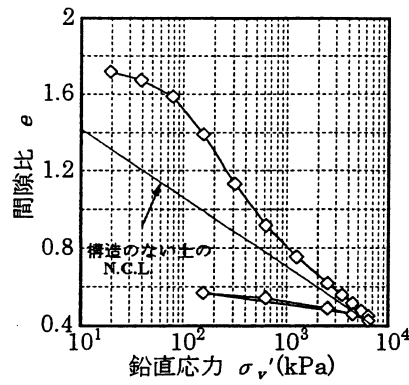


図 5.2-1 構造を持つ土の典型的な $e \sim \sigma'_v$ 関係

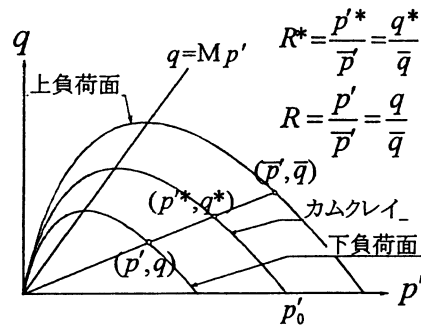


図 5.2-2 上・下負荷面とカムクレイ降伏面

これも図 5.2-1 から読みとれるように、非可逆である。したがって構造の変化は、塑性変形（これも非可逆）とともに起こると考えるのが自然であることがわかる。

そうすると過圧密状態も、正規降伏面の内側にある状態で弾性応答だけ示すと考えるのは不足であることになる。過圧密土の状態が内側から正規降伏面に近づくと、ほんとうに弾性応答だけなら、過圧密土が正規圧密土に戻る過程で構造には何の変化も起こらないことになってしまう。これが不十分なことは「サンプリングによる試料の乱れ」ひとつをみても明白である。自然堆積の過圧密土は、圧縮でもせん断でもして、正規圧密土に戻るときには、同時ににながしか構造も乱れてしまう。構造の変化は塑性変形の一つの証しであると上に述べた。だから、過圧密状態が次第に正規圧密状態に戻るときには、塑性変形も同時に進展していると考えてよい。荷重による構造の喪失や過圧密状態の解消は、塑性変形の進展とともに徐々に進行する。これを記述する弾塑性構成式が、自然堆積土のせん断挙動とどのように適合的か、構成式に等体積、すなわち非排水条件下で一様せん断を与えて数値積分し、実験と対比させて調べる。

(1) 過圧密で構造の発達した軟岩の弾塑性構成式

a) 構造を有する軟岩と完全に構造を失った軟岩（練り返された土）

構造が発達した軟岩は、その状態を練り返された土の不可能領域（つまりロスコー面の外側）

にとることができることを、前に述べた。そこで、正規圧密状態にある繰り返された土の負荷時の挙動はカムクレイモデル (Roscoe ら, 1963 ; Schofield and Wroth, 1968 ; Asaoka ら, 1994) で表し、正規圧密で構造を持った軟岩の負荷時の挙動はカムクレイ降伏面の外側に相似形の「上負荷面」 (Asaoka ら, 2000) (図 5.2-2)をとって表す。「構造の程度」を表す指標はカムクレイ降伏面と上負荷面の相似率 R^* で定義する。ただし、相似中心は原点 $q=0, p'=0$ とする。なお、 T と I をそれぞれ有効応力 (引張を正) テンソルと単位テンソルとして、 $p' = -1/3 \text{tr} T$, $q = \sqrt{3/2} S \cdot S$, $S = T + p'I$ である。すると、 R^* は 0 と 1 の間にあるが、構造を持った軟岩は塑性変形を生じれば生じるほど、やがて初期の構造が喪失し、 R^* は 1 に近づく (R^* の発展則)。つまり構造が喪失するにつれて土はカムクレイに近づく。以上から式(5.46)~(5.48)が従う。なお、定式化は最単純を旨とする。

$$\begin{aligned} \text{カムクレイ降伏面: } \quad MD \ln \frac{p'^*}{p_0'^*} + D \frac{q^*}{p'^*} + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau & \quad (5.46) \\ & = f(p'^*, q^*) + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau = 0 \end{aligned}$$

$$\text{上負荷面: } f(\bar{p}', \bar{q}) + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau + MD \ln R^* = 0 \quad (5.47)$$

$$R^* \text{ の発展則: } \dot{R}^* = J \sqrt{\frac{3}{2}} U^* \|D_i^p\| \quad (5.48)$$

ここで $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / M (1 + e_0)$ はダイレイタンシー係数、 M , $\tilde{\lambda}$, $\tilde{\kappa}$ および e_0 は限界状態定数、圧縮指数、膨潤指数および初期間隙比で、 $J = \det F = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e : 時刻 $t=t$ での間隙比、 F : 土骨格の変形勾配テンソル) である。また、塑性変形の進展速度は橋口が示したように、一般には塑性ストレッチング D^p の大きさ $\|D^p\|$ ではかるのがよいが、カムクレイ型の降伏面では $\|D^p\|$ は D^p の偏差成分 $D_i^p (= D^p - 1/3 \text{tr} D^p)$ の大きさ $\|D_i^p\|$ を伴い、しかも式が頗る簡略化されるという理由から、 $\|D_i^p\|$ ではかっている。また、 U^* は構造の喪失時における \dot{R}^* の物理的制約条件を表す R^* の関数であるが、これは後述する。

b) 正規圧密と過圧密

実際の応力状態が上負荷面上にある軟岩は (構造を持った) 正規圧密軟岩と呼ぶ。しかし、前に述べたように、一般には過圧密状態にある。過圧密状態は、計算上は上負荷面から弾性除荷して作る。そしてこの過圧密軟岩の再負荷時の挙動は上負荷面に相似で現応力を通る下負荷面 (hashiguchi, 1989 ; Asaoka ら, 1997) に、関連流れ則などの弾塑性諸法則を適用して定める。下負荷面と上負荷面の相似率 ($0 < R < 1$) は、その逆数 $1/R$ が過圧密比にあたり、 $R=1$ は正規圧密軟岩である。どのような過圧密軟岩も塑性変形が進めばやがて正規圧密軟岩に戻って行くのは周知だが、これが R の発展則にあたる。下負荷面と併せてそれを式(5.49),(5.50)に示す。

$$\text{下負荷面: } f(p', q) + \int_0^t J \text{tr} D^p d\tau + MD \ln R^* - MD \ln R = 0 \quad (5.49)$$

$$R \text{ の発展則: } \dot{R} = J \sqrt{\frac{3}{2}} U \|D_i^p\| \quad (5.50)$$

ここに、 U は過圧密の解消時における \dot{R} の物理的制約条件を表す R の関数でこれも後述する。

c) 塑性乗数と構成式

関連流れ則、後続負荷面に関するプラグーの適応条件、および有効応力変化には必ず弾性応答が伴うこと、つまり普通の弾塑性諸定理にもとづいて、塑性乗数 $\lambda (>0)$ と構成式を導く。なお、この形式は正規圧密、過圧密あるいは構造の有無を問わないことに注意する。

① 関連流れ則と等方弾性則

有効応力速度としてDienesの速度 \dot{T}' (Dienes, 1979) ($=\dot{T}' + T' \Omega - \Omega T'$, $\Omega = \dot{R} R^T$, R :変形勾配テンソルの極分解時の回転テンソル)を用い、 $\dot{T}' \sim D'$ 関係には等方弾性フック則を、 D' には関連流れ則を仮定し、それぞれ次式で表す。

$$\dot{T}' = E D' \quad (5.51)$$

$$D' = \lambda \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (\lambda > 0) \quad (5.52)$$

ここに、式(5.51)で E は弾性係数テンソル、式(5.52)で降伏面 f は現応力 T' が載っている上または下の負荷面を取る。

② 塑性乗数

乗数 λ はプラグーの適応条件、すなわち式(5.49)の物質時間微分をとることから与えられる。このとき、 R と R^* の物質時間微分、すなわち発展則を式(5.48)と式(5.50)のまま用い、降伏面 f を用いて一部を具体的に演算を行えば、塑性乗数は、 \dot{T}' あるいは D を用いて次のように表される。

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{D}{p'^2} (M_s p' - q)} \quad (5.53)$$

$$\Lambda (= \lambda) = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E D}{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E \frac{\partial f}{\partial T'} + J \frac{D}{p'^2} (M_s p' - q)} \quad (5.54)$$

ここに、

$$M_s = M \left(1 - \frac{DU^*}{R^*} + \frac{DU}{R} \right) \quad (5.55)$$

であり、式(5.53)と式(5.54)は M_s を限界状態定数 M と読み替えれば、形式上、カムクレイと同じである。

③ 構成式

最終的に構成式は式(5.51)、式(5.52)ならびに式(5.54)を用いれば次式となる。

$$\dot{T}' = ED - \lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (5.56)$$

d) 負荷状態の分類と負荷基準

① 負荷状態の分類と塑性体積変化

$M_s > 0$ とする制約を U^* に課することはすぐ後に述べるが、これにより、負荷状態 $\lambda > 0$ にあるときは、 $q = M_s p'$ が硬化・軟化の分水嶺となって、負荷状態は次の3つに分類できる。

(i) $q < M_s p'$ のとき硬化 ($\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' > 0$)

(ii) $q > M_s p'$ のとき軟化 ($\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' < 0$)

(iii) $q = M_s p'$ のとき完全塑性 ($\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' = 0$)

さらに、降伏面 f の形から正規圧密と過圧密、構造の有無に関係なく、限界状態線 $q = Mp'$ が塑性的な圧縮と膨張の分水嶺になっていて、 $q < Mp'$ のとき塑性圧縮が、 $q > Mp'$ のとき塑性膨張が伴う。

② M_s の制約ならびに U と U^* の形の決定

U すなわち式(5.50)については、橋口の説明 (Hashiguchi and Ueno, 1977 ; Hashiguchi, 1989) に従い、 R が 0 に近い(相似中心である原点近傍の)ときは塑性変形を生じない弾性応答のみであり、 $R = 1$ (下負荷面と上負荷面とが一致する)のときは R が 1 を超えない条件を課す。最も簡単なものとして、次式を与える (図 5.2-3)。

$$U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (5.57)$$

ここに、 m は材料パラメータでこの値が大きい軟岩では、 R が大きく(過圧密の解消が速く)、すなわち、正規圧密化しやすいことから、「正規圧密化指数」と呼ぶ。

次に U^* について示す。今、 $R = 1$ (下負荷面 = 上負荷面、つまり正規圧密)で R^* が 0 に近い場合を考える。この状態は $R = 1$ だから $U = 0$ で、構造が極めて発達した、いわゆる「コロイド状態」であると考えられる。したがって q がかかると硬化することなく直ちに軟化するとして、 $M_s > 0$ なる制約を与える。すなわち、 $0 < R^* \leq 1$ で $DU^*/R^* < 1$ かつ $R^* \rightarrow 0$ の状態にあるときは $DU^*/R^* \rightarrow 1$ とし、 U^* を、例えば次式で与える (図 5.2-4)。

$$U^* = \frac{1}{D} R^* (1 - R^{*m^*}) \quad (5.58)$$

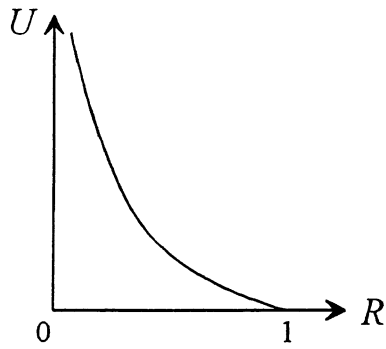


図 5.2-3 Uの関数形

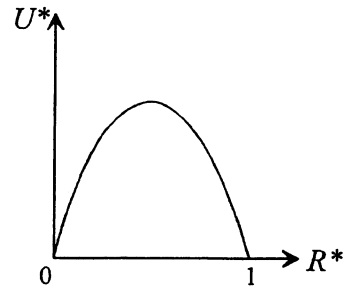


図 5.2-4 U*の関数形

ここに、 m^* は材料パラメータで、この値が大きい材料では R^* が大きく構造喪失が速く進むことから、「構造劣化指数」と呼ぶ。

③ 負荷基準

②の U^* に関する条件から、通常の軟岩が有する材料定数の場合、いかなる応力状態に対しても、式(5.54)の Λ の分母を正となるようにとることができる。したがって、負荷（弾塑性）状態 $\Lambda > 0$ は、硬化・軟化の区別に関係なく、 Λ の分子が正（Asaoka ら, 1994 ; Hashiguchi, 1989 ; Zienkiewicz and Taylor, 1991）、すなわち次式で与えられる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot ED > 0 \quad (5.59)$$

(2) 過圧密で構造の発達した軟岩の負荷時の挙動

過圧密で構造を有する軟岩とカムクレイとの決定的な違いは、硬化と軟化の分水嶺になる応力比 M_s のダイナミズムにある。これを以下に説明するが、まず、式(5.57)と式(5.58)を式(5.55)に代入して、 M_s を具体的に明記すると次式になる。

$$M_s = M(R^{*m^*} - m \frac{\ln R}{R}) \quad (5.60)$$

式(5.60)の M_s を限界状態定数 M と読み替えれば、式(5.52)の構成式はカムクレイと同じで、カムクレイで限界状態線 $q = M p'$ が分水嶺となって上側と下側で軟化と硬化を表したように、過圧密で構造を有する軟岩も $q = M_s p'$ が分水嶺となって上側と下側で軟化と硬化を表すことは前に述べた。しかるにカムクレイではこの M が材料定数である一方、過圧密で構造を有する軟岩では、この M_s は定数でなく、構造の喪失(R^* が増えて1に近づく)に伴い M_s は次第に増大し(式(5.60)中の R^* の効果)、また過圧密の解消(R が増えて1に近づく)に伴い、 M_s は減少する(式(5.59)中の R の効果)。そして $R^* \rightarrow 1, R \rightarrow 1$ の極限つまり完全に繰り返された正規圧密に至って $M_s \rightarrow M$ になる。そ

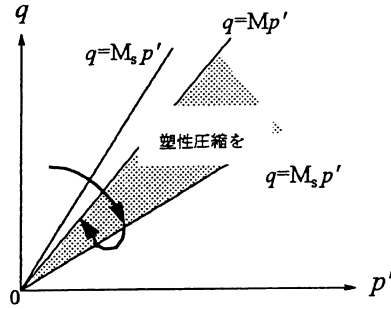


図 5.2-5 初期過圧密だが構造の卓越した軟岩

表 5.2-1 弾塑性パラメータと初期値

	洪積粘土
圧縮指数 $\bar{\epsilon}$	0.25
膨潤指数 $\bar{\epsilon}$	0.045
限界状態定数 M	1.43
$N(p'_0=98\text{kPaの}v_0)$	2.4
ポアソン比 ν	0.3
正規圧密化指数 m	10.0
構造劣化指数 m^*	0.1
初期比体積 v_0	2.33
初期過圧密比 $1/R_0$	1.3
初期構造 $1/R_0^*$	6.6

して極限で上負荷面、下負荷面は本来の素性であるカムクレイの降伏面に一致する。

M_s の M への近づき方は、 m と m^* の値によって大きく変わる (式(5.60))。すなわち、 m^* が m よりも大きいと構造喪失が速く過圧密の解消が遅い軟岩に、逆に m が m^* よりも大きいと構造喪失が遅く過圧密の解消が速い軟岩になり、たとえ初期に同程度の構造と過圧密であっても、 M_s と M の大小関係の違いによって負荷時の挙動に大きな違いが現れる。軟岩においては、初期の M_s は M よりも大きい場合も、小さい場合もある(式(5.60)の効果)が、負荷に伴い過圧密が解消し($R \rightarrow 1$)、 M_s が減少して M よりも小さくなる。その後も負荷が続くと、構造の喪失(R^* の増加)に伴って M_s が増加して M に近づく (図 5.2-5)。

(3) 軟岩 (ここでは自然堆積粘土) の非排水せん断挙動の数値解析例

上述の上負荷面カムクレイモデルに、非排水条件下での一様せん断場を与え、差分的に数値積分する。材料定数は表 5.2-1 で示した自然堆積粘土のものである。結果は図 5.2-6 である。

ここで用いた自然堆積粘土においては、正規圧密状態に近い粘土の限界状態線下側での軟化とともに、過圧密粘土の限界状態線上側での硬化とその後の軟化(「巻き返し」)が表現できている。

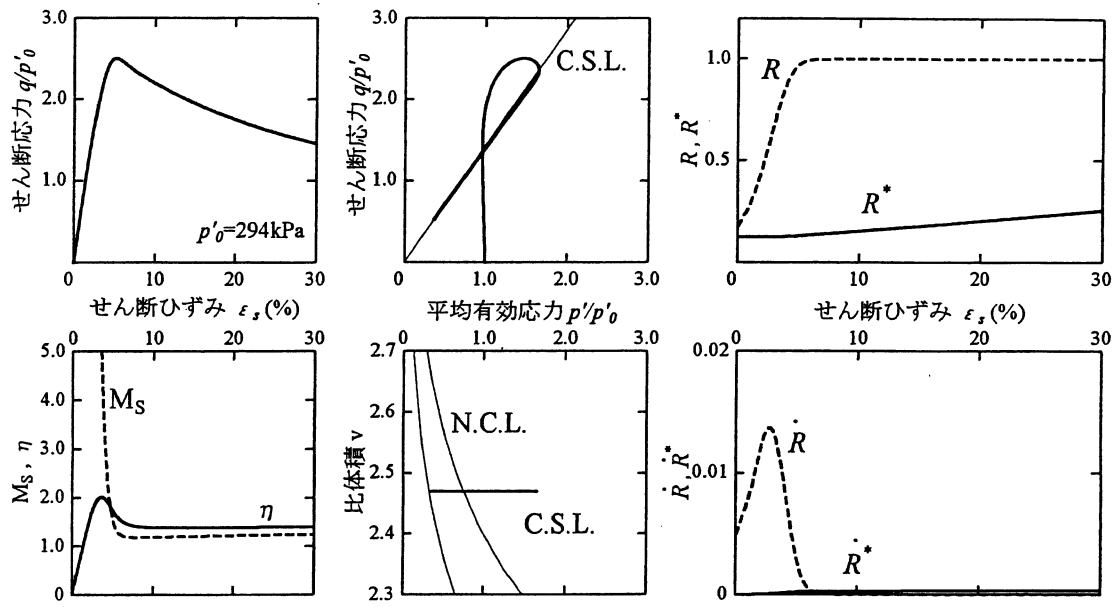


図 5.2-6 過圧密な自然堆積粘土の典型的な非排水せん断応答 ($1/R_0 = 5.1, 1/R^*_0 = 8.0$)

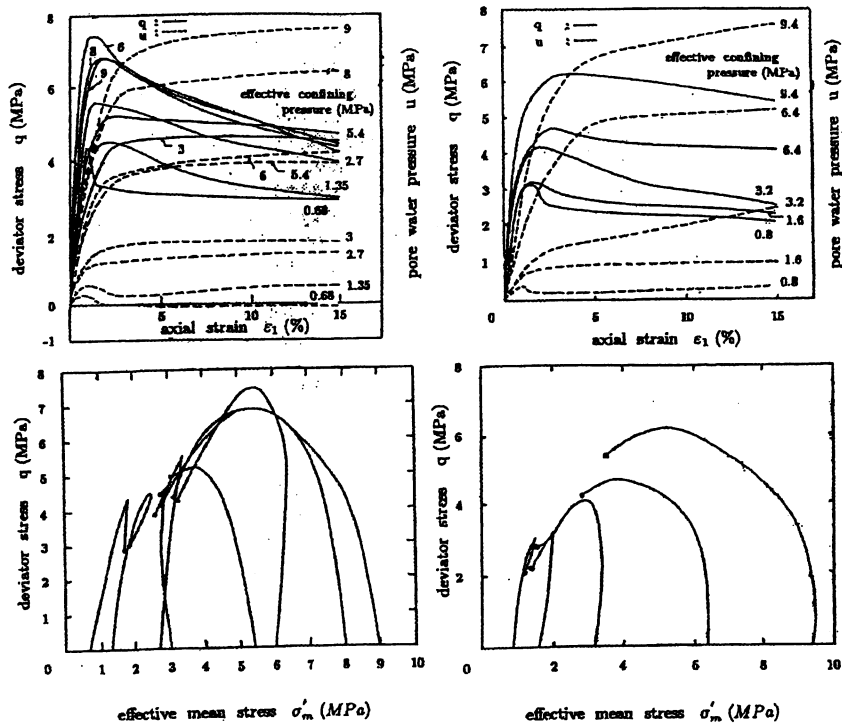


図 5.2-7 袖ヶ浦軟岩の実験結果

図 5.2-8 鹿島軟岩の実験結果

5.2.2 負のダイレイタンス特性を示す軟岩のひずみ軟化型構成式

(1) 軟岩の圧密非排水試験

川崎（1993）らは、袖ヶ浦と鹿島の上総層郡で採取された軟岩を対象に数多くの圧密非排水試験を実施した。袖ヶ浦の軟岩は、砂質シルト～泥質シルトの軟岩で、鹿島の軟岩は、袖ヶ浦軟岩より若干細粒分の多い軟岩であった。袖ヶ浦の深度 600m より採取された軟岩、および鹿島の深度 400m より採取された軟岩を用いた圧密非排水試験の結果を図 5.2-7、5.2-8 に示す。

これらの図より、次のようなことがわかる。

- 1) 袖ヶ浦、鹿島の両地点の軟岩ともに、拘束圧の増大にともなう最大強度、残留強度および変形係数が大きくなっている。また、幅広い拘束圧の範囲で、ひずみ硬化～軟化挙動を示す。
- 2) 間隙水圧の発生傾向に関しても拘束圧の依存性が認められる。すなわち、低拘束圧下では、間隙水圧が最大軸差強度発揮時付近で最大値を示し、その後ひずみ軟化にともない徐々に低下していく傾向がある。このような傾向は、足立・岡（1990）のオリジナルなひずみ軟化型構成式によって十分モデル化できる。一方、大きな拘束圧のもとでは、やはりひずみ軟化挙動が観察されるものの、軸差応力が低下するにもかかわらず、間隙水圧が上昇していく傾向がみられる。

このような、ひずみの軟化時の負のダイレイタンスは、軟岩のもつ内部構造がせん断過程で破壊されると仮定することによって、ある程度モデル化できる。ここでは、この内部構造の変化を新たに足立・岡（1990）のオリジナルな構成式に組み込み、川崎ら（1993）の行った実験結果の再現を試みる。

(2) 構成式の拡張

式(5.2)で定義した応力履歴テンソル σ_{ij}^* の適用にあたって問題となるのは、 σ_{ij}^* の初期値である。たとえば、等方圧密終了後のせん断では、せん断応力の初期値はゼロであるから、載荷以後の履歴を考えればよい。一方、等方応力成分の履歴については、圧密開始後の応力履歴も考慮する必要がある。もちろん、一般的には堆積環境下での全履歴が必要であるが、この取り扱いは一般には困難である。これまでは、等方応力履歴成分の初期値については、 $\sigma_{m0}^* = \sigma_{m0}$ と仮定した。初期の等方応力履歴成分は初期圧密圧力に等しいと考え、その後の変形過程で、せん断開始後の等方応力履歴は式(5.2)によっていた。また、 σ_{m0}^* は変化しないと仮定してきたが、 σ_{m0}^* は材料の初期構造を反映していると考えられるとともに、初期構造はその後の変形過程で変化していくと考えるのが自然である。

ここでは、初期構造の変化を以下のように導入した。

$$\sigma_{m0}^* = \sigma_{m0f} + \sigma_{m0c} \exp(-\alpha z) \quad (5.61)$$

応力履歴テンソルの等方成分の初期値 ($\sigma_{m0}^* = \sigma_{m0f} + \sigma_{m0c}$) から、変形が大きくなると、($\sigma_{m0}^* = \sigma_{m0f}$) なる最終値に漸近すると仮定した。つまり、材料がせん断されることにより、等方的な内部構造が破壊されると仮定することになる。式(5.61)中の係数 α は初期構造の変化速度を表現する。

この他に、等方的な内部構造を反映すると考えられる材料パラメータとして、塑性ポテンシャル関数 (式(5.12)) に含まれる σ_{mb} がある。このパラメータについても式(5.61)と同様に、せん断によって減少するものと仮定した。内部構造が破壊されることによって、負のダイレイタンスの発現が促進されることに対応している。

$$\sigma_{mb} = \sigma_{mbf} + \sigma_{mbc} \exp(-\beta z) \quad (5.62)$$

ここで、 $(\sigma_{mbf} + \sigma_{mbc})$ は σ_{mb} の初期値、 σ_{mbf} はひずみが増大するにつれて漸近する値、 β は変化率を表すパラメータである。

(3) 拡張構成式の挙動

式(5.61)と式(5.62)の導入が解析結果に与える影響についてパラメータを種々変化させて検討した。図には示していないが、次のような検討結果が得られた。なお、パラメトリックスタディは、圧密降伏応力に近い拘束圧のもとでの実験に対応しており、負のダイレイタンスを示す場合のみを考察した。

- 1) 式(5.61)と式(5.62)をまったく考慮せず、オリジナルな足立・岡の構成式を用いた場合、非排水応力経路は、一度平均有効主応力が増加して、その後減少するループを描く。また、ひずみ軟化の程度も著しい。
- 2) 式(5.61)を導入すると、有効応力経路がループを描く傾向はなくなり、平均有効主経路がループを描く傾向はなくなり、平均有効主応力は単調に減少する。また変化率を表現するパラメータ α の値を大きくとるほど、ピークの軸差応力の値は小さくなる。
- 3) 式(5.62)中の σ_{mbf} と σ_{mbc} の値の大小によって、ひずみ軟化の程度が影響される。つまり、 σ_{mbf} が σ_{mbc} に比べて大きくなると、ひずみ軟化の程度は抑えられ、ひずみ軟化曲線はピーク後比較的小さな勾配で下がる。従来のモデルでは、ひずみ軟化時の勾配がかなり大きく表現されたが、このような内部構造変化を考慮することによって、より適用できる挙動の範囲が広がったと考えられる。

(4) 軟岩の試験結果への適用

先に図 5.2-7、5.2-8 で示した袖ヶ浦および鹿島の軟岩について、それぞれ拡張構成式の適用性を検討した。実験は幅広い拘束圧の範囲で実施されているが、解析では、深度 600m より採取された袖ヶ浦軟岩に対しては、拘束圧 6.0MPa のものを、深度 400m より採取された鹿島軟岩については、拘束圧 3.2MPa、6.4MPa のものを対象にした。

袖ヶ浦軟岩の解析に用いた材料パラメータを表 5.2-2 に示す。表中 E はヤング率を、 K は堆積弾性係数を表す。

ここで、 E, K, M_j および G' は実験結果より容易に決定することができる。その他のパラメータについては、応力-ひずみ関係および有効応力経路を再現できるように設定したものである。図 5.2-9 に拡張構成式による解析結果と実験結果を比較のため示した。この図より、ひずみ硬化-軟化挙動のみならず、ひずみ軟化過程における負のダイレイタンスの発現も、拡張構成式が精度良く実験結果を再現していることがわかる。

次に鹿島軟岩の拘束圧 3.2MPa の実験結果を対象として行った解析について検討する。用いた材料パラメータを表 5.2-3 に示す。図 5.2-10 に拡張構成式による解析結果と実験結果を比較のため示した。この図より、緩やかなひずみ軟化挙動のみならず、ひずみ軟化過程における負のダイレイタンスの発現も、拡張構成式が精度良く実験結果を再現していることがわかる。

さらに、大きな拘束圧のもとで実施された鹿島軟岩の実験（拘束圧=6.4MPa）を対象として行った解析についても検討する。用いた材料パラメータを表 5.2-4 に示す。図 5.2-11 に拡張構成式による解析結果と実験結果を比較のため示した。拘束圧が図 5.2-10 に示したケースより大きくなっていることがわかる。また、図 5.2-10 に比べて大きな負のダイレイタンスが再現されていることもわかる。この図より、緩やかなひずみ軟化挙動のみならず、ひずみ軟化過程における負のダイレイタンスの発現も、拡張構成式が精度良く実験結果を再現していることがわかる。

5.3 軟岩の繰返し挙動とそのモデル化

前述したように、圧縮空気貯蔵においては、圧縮空気の貯蔵と解放による日々の繰返し応力载荷が、軟岩の力学挙動に与える影響を検討しておく必要がある。ここでは、岡ら（1993）の手法を用いて、繰返し载荷挙動を表現できるように、足立・岡（1990）のひずみ軟化型弾塑性構成式を拡張する。

5.3.1 構成式の拡張

足立・岡（1990）のひずみ軟化型構成式の降伏関数（式(5.5)）を非線形移動硬化則を用いて次のように拡張する。

$$f = \left\{ \eta_{ij}^* - x_{ij} \right\} \left\{ \eta_{ij}^* - x_{ij}^* \right\}^{1/2} - k = 0, \quad dX_{ij}^* = B \left(A de_{ij}^p - X_{ij}^* dy^p \right) \quad (5.63)$$

ここで、 $\eta_{ij}^* = s_{ij}^* / \sigma_m^*$ 。 X_{ij}^* は移動硬化テンソルである。 A, B は移動硬化パラメータであるが、 A は破壊応力比に対応する。また、 de_{ij}^p は偏差塑性ひずみ増分テンソル、 dy^p はその第 2 不変量である。

弾塑性構成式を完結するためには、塑性ひずみ増分を規定する塑性ポテンシャル関数が必要である。塑性ポテンシャル関数は、現在の応力を用いて次のように仮定した。

$$g = \left\{ \eta_{ij} - X_{ij} \right\} \left\{ \eta_{ij} - X_{ij} \right\}^{1/2} + \tilde{M} \ln \left\{ \left(\sigma_m + b / \sigma_{mb} + b \right) \right\} = 0$$

$$\text{(過圧密領域において)} \quad \tilde{M} = - \frac{\eta}{\ln \left\{ \left(\sigma_m + b / \sigma_{mb} + b \right) \right\}} \quad (5.64)$$

ここで、 $\eta_{ij} = s_{ij} / \sigma_m + b, \eta = (\eta_{ij} \eta_{ij})^{1/2}$ 。 X_{ij} は、 X_{ij}^* と同様に移動硬化テンソルである。ここでは、簡単のために、 $\eta_{ij} / X_{ij} = \eta_{ij}^* / X_{ij}^*$ と仮定して、 X_{ij} を X_{ij}^* の値から推定した。また、 b と σ_{mb} は塑性ポテンシャルパラメータである。

表 5.2-2 袖ヶ浦軟岩の材料パラメータ (拘束圧 6.0 MPa)

E	(MPa)	2,000
K	(MPa)	1,100
τ		0.009
G'		150
$M_j^* (= \bar{M}_m)$		1.54
σ_{m0f}	(MPa)	3.0
σ_{m0c}	(MPa)	3.0
α		100
σ_{mbf}	(MPa)	17.0
σ_{mbc}	(MPa)	13.0
β		100

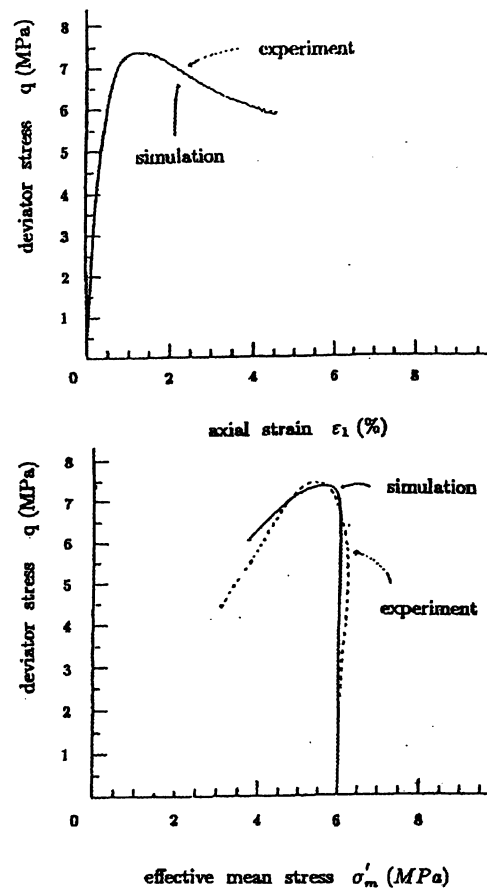


図 5.2-9 袖ヶ浦軟岩の実験と解析の比較 (拘束圧 6.0 MPa)

表 5.2-3 鹿島軟岩の材料パラメータ (拘束圧 3.2 MPa)

E	(MPa)	1,000
K	(MPa)	540
τ		0.012
G'		125
$M_j^* (= \bar{M}_m)$		1.557
σ_{m0f}	(MPa)	2.0
σ_{m0c}	(MPa)	1.2
α		100
σ_{mbf}	(MPa)	14.0
σ_{mbc}	(MPa)	5.8
β		100

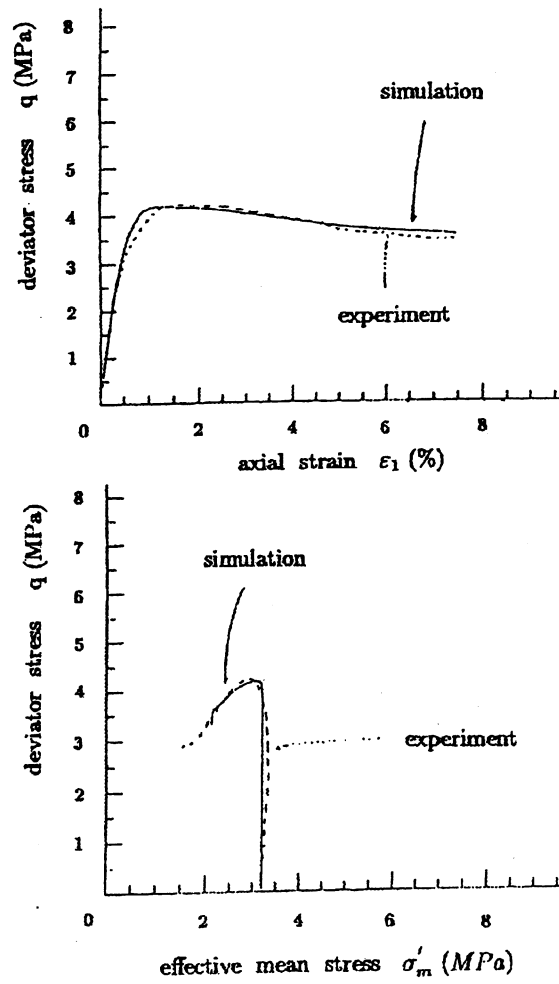


図 5.2-10 鹿島軟岩の実験と解析の比較 (拘束圧 3.2 MPa)

表 5.2-4 鹿島軟岩の材料パラメータ (拘束圧 6.4 MPa)

E	(MPa)	2,000
K	(MPa)	1,100
τ		0.006
G'		60
$M_j^* (= \bar{M}_m)$		1.557
σ_{m0f}	(MPa)	3.2
σ_{m0c}	(MPa)	3.2
α		100
σ_{mbf}	(MPa)	17.5
σ_{mbc}	(MPa)	2.5
β		100

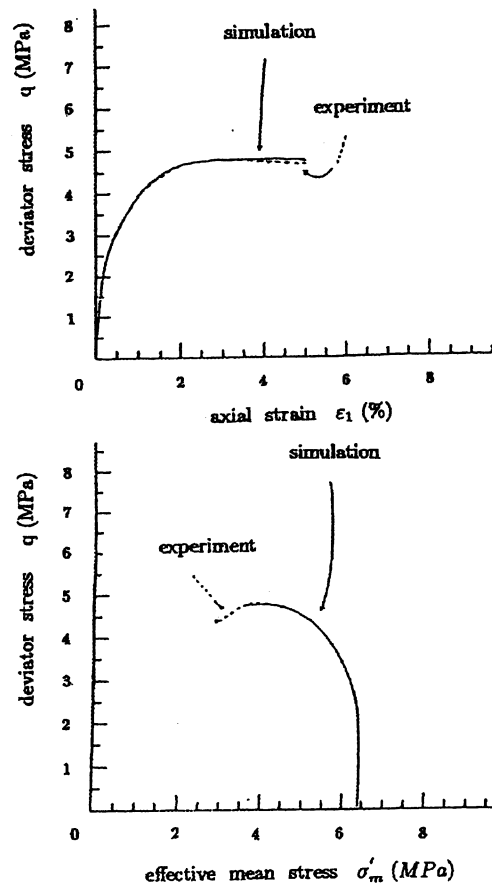


図 5.2-11 鹿島軟岩の実験と解析の比較 (拘束圧 6.4 MPa)

5.3.2 軟岩の繰返し三軸試験のシミュレーション

提案した構成式を用いて軟岩の繰返し三軸試験をシミュレーションする。対象とした軟岩は大谷石で、拘束圧 5kgf/cm^2 で圧密された供試体の三軸排水試験（足立・小川(1980)）から求めた応力-ひずみ関係より材料パラメータを決定した。用いた材料パラメータの値を表 5.3-1 に示す。単調載荷の場合、 72kgf/cm^2 の最大強度と 32kgf/cm^2 の残留強度を示す材料である。

図 5.3-1 から図 5.3-5 に単調載荷試験結果と繰返し載荷試験の結果を比較しながら示す。図 5.3-1 から図 5.3-4 は最大軸差応力を一定にして繰返し載荷を行った場合の解析結果である。一方、図 5.3-5 は、軸ひずみがそれぞれ 0.8、1.6、2.4% のときに除荷-再載荷を行った場合の解析結果である。これらの図より、除荷-再載荷過程における塑性ひずみの増加が理解できる。与えた軸差応力の値が大きい場合には、少ない繰返し回数で最終的な破壊にいたっていることがわかる。一方、繰返し軸差応力が残留強度より小さい場合（図 5.3-4）には、多くの繰返し回数を与えても材料が破壊しにくいことがわかる。

ここで提案したモデルでは、移動硬化則を式(5.64)のように仮定しているため、小さな繰返し軸差応力のもとでも、軸ひずみは収束することなく、増加を続ける。今後、移動硬化則を修正して、軸ひずみの増加にブレーキがかかるようなモデルに改良する必要がある。また、塑性ポテンシャル関数中の x_y は、簡単のために、 $\eta_y/x_y = \eta_y^*/x_y^*$ なる関係を用いたが、この決定方法により材料のダイレイタンス特性が決定されるため、今後改良の余地がある。

表 5.3-1 用いた材料パラメータ

弾性定数 E (kgf/cm ²)	10,410
塑性ポテンシャル定数 σ_{mb} (kgf/cm ²)	150
b (kgf/cm ²)	10
破壊応力比 M_f	1.61
変相応力比 M_m	1.61
間隙比 e	0.72
移動硬化パラメータ B	100
応力履歴パラメータ τ	0.06

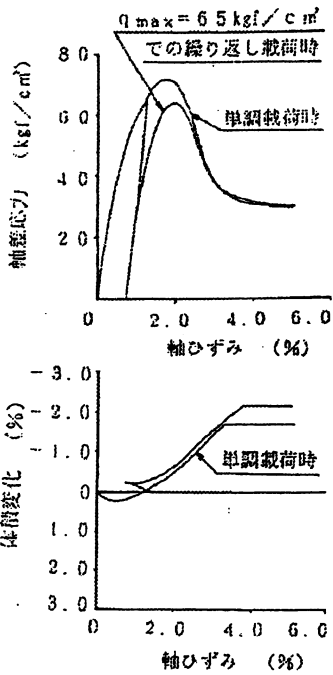


図 5.3-1 $q_{max}=65 \text{ kgf/cm}^2$ の繰り返し載荷結果

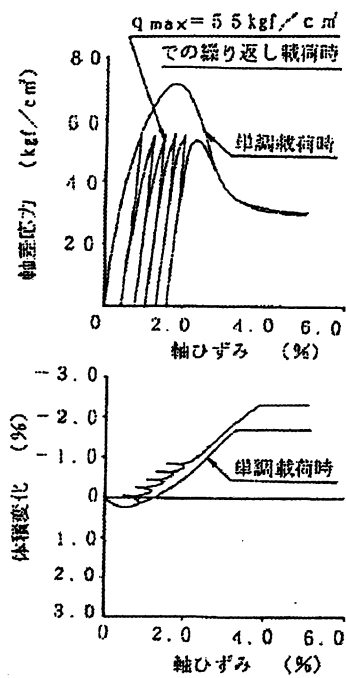


図 5.3-2 $q_{max}=55 \text{ kgf/cm}^2$ の繰り返し載荷結果

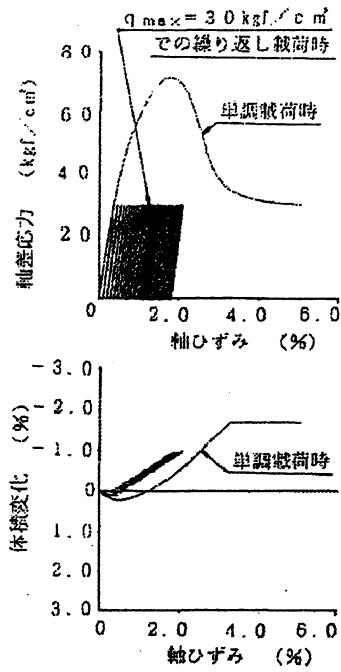
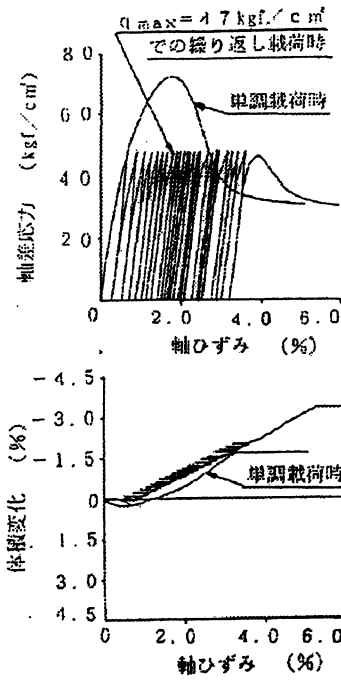


図 5.3-3 $q_{max}=47 \text{ kgf/cm}^2$ の繰り返し載荷結果

図 5.3-4 $q_{max}=30 \text{ kgf/cm}^2$ の繰り返し載荷結果

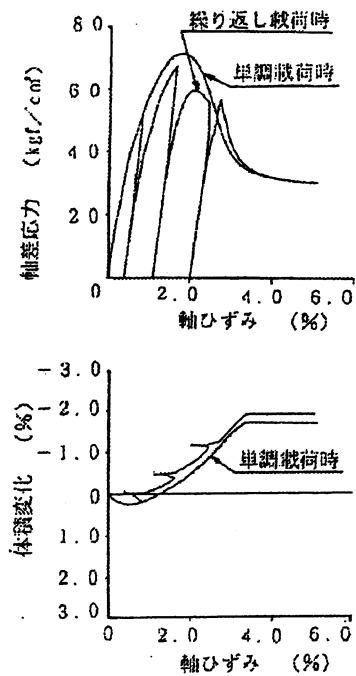


図 5.3-5 0.8, 1.6, 2.4 % ひずみの繰り返し載荷結果

参考文献

- Adachi, T., Oka, F., and Poorooshasb, H.B. (1990) : A Constitutive Model for Frozen Sand, *Trans. of ASME*, Vol.112, pp.208-212.
- Adachi T., Oka F., Yashima A. and Zhang F. (1994) : Analysis of earth tunnel by strain softening constitutive model, *Proc. 13th ICSMFE*, Vol.2, pp.879-882.
- Adachi T., Oka F. and Zhang F. (1994) : An elasto-viscoplastic constitutive model with strain softening and its application to the progressive failure of a cut slope, AMD-Vol.183/MD-Vol.50, *Material Instabilities: Theory and Applications*, ASME, pp.203~217.
- Adachi T., Oka F. and Zhang F. (1998) : An elasto-viscoplastic constitutive model with strain softening, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No.2, pp27-35.
- Adachi, T. and Takase, A. (1981) : Prediction of long term strength of soft sedimentary rock, *Proc. Int. Symp. On Weak Rock*, Tokyo, pp.99-104.
- Adachi, T., Zhang, F., Oka, F. and Yashima, A. (1991) : A FEM analysis of strain localization using a non-local strain-softening plasticity, *Proc. 3rd Int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials, Theory and Application*, Tucson, USA, 83-94.
- Aifantis, E. C. (1984) : On the microstructural origin of certain inelastic models, *Trans. ASME, J. Mat. Engrg. Tech.*, Vol.106, pp.326-330.
- Andersland, O.B., and Al-Nouri, I. (1970) : Time Dependent Strength Behavior of Frozen Soils, *Journal of Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 96SM(4), pp.1249-1265.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1994) : Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp.91-105.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1997) : Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.13-28.
- Asaoka, A. Nakano, M. and Noda, T. (1999) : Delayed compression of diluvial clay deposit and its elasto-plastic analysis, *Proc. of 11th Asian Regional Conference*, pp.3-6.
- Asaoka, A. et al. (2000) : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No.2, pp.99-110.
- Banerjee, P. K. and Stipho, A.S. (1979) : An elasto-plastic model for undrained behavior of heavily over-consolidated clays, Short Communication, *Int. J. Num. Methods in Geomechanics*, Vol.3, pp.97-103.
- Bazant, Z. P. and Pijaudier-Cabot, G. (1988) : Non-local continuum damage, localization, instability and convergence, *J. Appl. Mech., ASME*, Vol.55, pp.287-293.
- Dienes, J. K. (1979) : On the analysis of rotation and stress rate in deforming bodies, *Acta. Mech*, Vol. 32, pp.217-232.
- Hashiguchi, K. (1989) : Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 917-945.
- Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977) : Elasto-plastic constitutive laws of granular materials, *Constitutive Equations of Soils*, (*Proc. Spec. Session 9th Int. Conf. SMFE*, Murayama, S. and Schofield, A. N. Eds.), Tokyo, JSSMFE, pp.73-82.

- Höeg, K. (1972) : Finite element analysis of strain softening clay, *J. Soil Mech., ASCE*, Vol.98, SM-1, pp.43-58.
- Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O.C. (1972) : Elasto-plastic stress analysis, A generalization for various constitutive relations including strain softening, *Int. J. Anal. Methods In Geomechanics*, Vol.5, pp.113-135.
- Oka, F. (1985) : Elasto/viscoplastic constitutive equation with memory and internal variables, *Computer and Geomechanics*, 1, pp.59-69.
- Perzyna, P. (1980) : Memory Effects and Internal Changes of a Material, *Int. J. Nonlinear Mechanics*, Vol.6, pp.707-716.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A. (1963) : Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, Vol. 13, No. 1, pp. 211-240.
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968) : *Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill.
- Singh, A., and Mitchell, J.K. (1968) : General stress-strain-time function for soils, *Proc. ASCE*, Vol.94, No.SM1, pp.21-46.
- Ting, J.M. (1983) : Tertiary Creep Model for Frozen Sands, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 109(7), pp.932-945.
- Valanis, K. C. (1971) : A Theory of Viscoplasticity without a Yielding Surface, *Arch.Mech.Stos*.Vol.23, No.4, pp.517-533.
- Valanis, K. C. (1985) : On the uniqueness of solution of the initial value problem in softening materials, *J.Appl.Mech*.52, pp.649-653.
- Wang, C.C. (1969) : Generalized Simple Bodies, *Arch. Rational Mech. Analysis*, Vol.32, pp.1-30.
- Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. (1991) : *The Finite Element Method*, Vol.2, 4th ed., McGraw-Hill.
- 足立紀尚・岡 二三生 (1990) : 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文集, No.445/III-18, pp.9~18.
- 足立紀尚・小川豊和 (1980) : 土木学会論文報告集, No.295, pp.51-63.
- 岡 二三生・八嶋 厚・足立紀尚・山田英樹 : 非線形移動硬化則を用いた軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式の拡張, 第 28 回土質工学研究発表会, pp.1367-1368.
- 川崎 了・西 好一・藤原義一・岡本敏郎 (1993) : 電力中央研究所報告, U93021.
- 小池真史 (1997) : 軟岩のひずみ軟化型弾-粘塑性構成式に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文.
- 若山祐介 (1990) : ひずみ軟化型弾塑性構成式の地盤材料への適用性に関する研究, 京都大学工学部卒業論文.

6. 軟岩の水理モデルの新しい展開

地盤・岩盤を対象として水の流れや変形を記述する場合、問題はこの材料が固相（土粒子実質部分）・液相（主に水）・気相（空気）からなる多相系の（多孔質）材料であることに尽きる。

6.1節では、水で飽和された地盤（二相系）に対して、通常の土質力学と同様、土粒子実質部分と水は非圧縮であり、地盤の変形は土構造骨格の変形によって支配されるという仮定の下で、物理法則がどのように適用されるかについて考える。すなわち、飽和地盤の力学について混合体理論を基礎とした古典的連続体力学の立場から記述する。この場合、水の流れは Darcy 則と質量保存則を組み合わせた浸透方程式で書かれる（市川, 1990）。

Darcy 則から出発する場合の問題点は、導入された平均流速（Darcy 流速）が多孔質体中の実流速ではないということにある。すなわち、Darcy 則は弾性変形問題における Hooke 則と同様の経験則であり、実流速との対応関係を初めとした物理的意味を探ることが難しい。これに対して、マイクロ場の流れを記述する Navier-Stokes 方程式に多重スケールの摂動概念を導入し、複雑な幾何学構造を有するマイクロ場の平均特性として Darcy 則が記述できるとする均質化理論が導かれている（Sanchez-Palencia, 1980）。6.2節では、この新しい均質化理論の立場から多孔質体中の流れを記述する方法について述べる。

6.1 混合体理論を基礎とした飽和地盤の古典力学

飽和地盤は土粒子実質部分（固相）と水（液相）よりなる二相系材料であり、局所平均化に基づく力学理論は Terzaghi（テルツァギ）の有効応力の導入によって始まった。その後、Biot（ビオ）の多次元圧密理論の成功を経て、連続体力学の混合体理論へと発展している。この節では、飽和地盤を対象として混合体理論を基礎とした古典的連続体力学の立場から、Biot（ビオ）の圧密方程式について考える。

6.1.1 代表要素と平均操作

多孔質体の一部を切り出して平均化操作をするための代表要素 (representative elementary volume: REV) を考え、その体積を V 、代表寸法を l とする。例えば、代表要素が図 6.1-1 のようであると、その半径を代表寸法とすればよい。 V の空隙部分の体積を V_v とすると、空隙率 n は

$$n = \lim_{V \rightarrow 0} \frac{V_v}{V} \quad (6.1.1)$$

である。

いま、代表要素の中心座標を \mathbf{x} 、代表要素内の任意の点の座標を \mathbf{x}' とし、ある関数 $f(\mathbf{x}', t; \mathbf{x})$ の平均を

$$\bar{f}(\mathbf{x}, t) = \frac{1}{V} \int_V f(\mathbf{x}', t; \mathbf{x}) dv(\mathbf{x}') \quad (6.1.2)$$

と定義する。図 6.1-2 に示したように、この平均 $\bar{f}(\mathbf{x}, t)$ は代表要素の取り方によって変化する。すなわち、代表寸法 l が小さすぎると平均 $\bar{f}(\mathbf{x}, t)$ は中心座標 \mathbf{x} の当該物質にのみ関係する値となる。一方、代表寸法 l を大きく取りすぎると層状地盤のような非均質地盤では平均 $\bar{f}(\mathbf{x}, t)$ が別の値に収束してしまう。こうして、代表寸法 l にはその多孔質体に適した下限値 l_{min} と上限値 l_{max} があることが判る。

関数 $f(\mathbf{x}', t; \mathbf{x})$ の平均 $\bar{f}(\mathbf{x}, t)$ からの偏差は

$$\overset{\circ}{f}(\mathbf{x}', t; \mathbf{x}) = f(\mathbf{x}', t; \mathbf{x}) - \bar{f}(\mathbf{x}, t) \quad (6.1.3)$$

で与えられる。なお、他の関数 $g(x', t; x)$ が与えられた場合、

$$\overline{\bar{f} \dot{g}} = \frac{\bar{f}}{V} \int_V \dot{g}(x', t; x) dv(x') \equiv 0, \quad \overline{\dot{f} \bar{g}} = \frac{\bar{g}}{V} \int_V \dot{f}(x', t; x) dv(x') \equiv 0$$

であるので、

$$\overline{\bar{f} \bar{g}} = \overline{(\bar{f} + \dot{f})(\bar{g} + \dot{g})} = \bar{f} \bar{g} + \overline{\dot{f} \dot{g}} \quad (6.1.4)$$

となることに注意されたい。

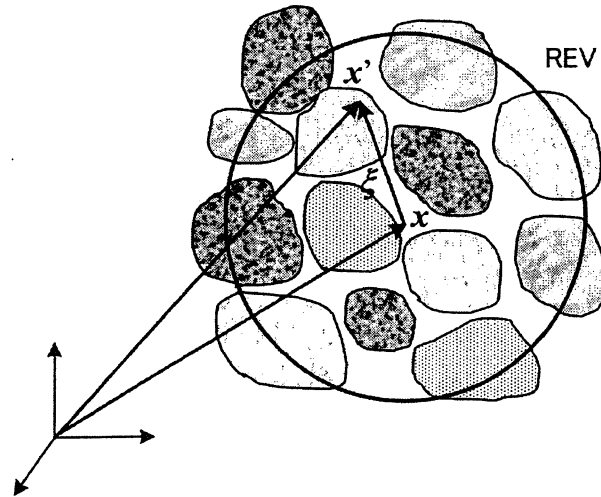


図 6.1-1 代表要素 (REV)

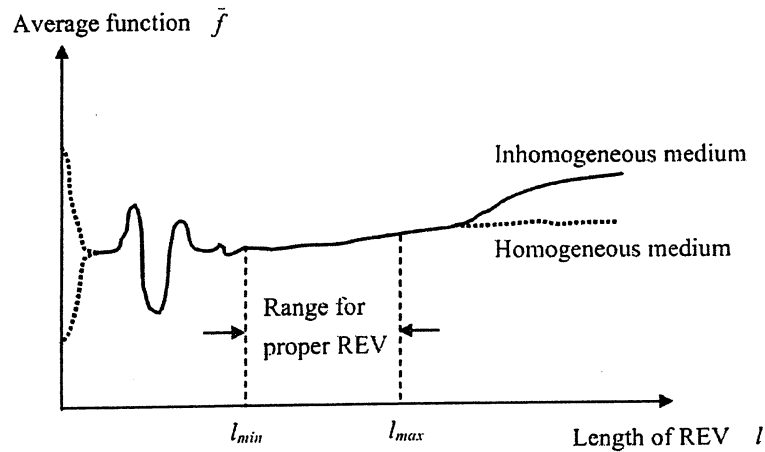


図 6.1-2 代表要素 (REV) 長さ と平均化操作

6.1.2 質量保存則と浸透方程式

水の密度を ρ_w とすると、水の質量保存則は

$$\frac{d^w}{dt} \int_{\Omega} n \rho_w dv = 0 \quad (6.1.5)$$

と書かれる。ただし、この物質微分は $d^w(\cdot)/dt$ は、水の流れ場（流速） v_w に関してつぎのように導入されたものである：

$$\frac{d^w(\cdot)}{dt} = \frac{\partial(\cdot)}{\partial t} + v_w \cdot \frac{\partial(\cdot)}{\partial x} \quad (6.1.6)$$

同様に、固体部分に関しては土粒子骨格系の速度 \mathbf{v}_s に関して

$$\frac{d^s(\cdot)}{dt} = \frac{\partial(\cdot)}{\partial t} + \mathbf{v}_s \cdot \frac{\partial(\cdot)}{\partial \mathbf{x}} \quad (6.1.7)$$

と書く。

ここで、Reynolds の輸送定理を用いると、水の質量保存則は局所形で

$$\frac{d^w}{dt}(n\rho_w) + (n\rho_w)\nabla \cdot (\mathbf{v}_w) = \frac{\partial}{\partial t}(n\rho_w) + \nabla \cdot (n\rho_w\mathbf{v}_w) = 0 \quad (6.1.8)$$

となる。

多孔質物体中を流れる水の平均流速（浸透流速）は

$$\bar{\mathbf{v}} = n(\mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s) \quad (6.1.9)$$

と定義される。なお、骨格系の速度 \mathbf{v}_s は流速 \mathbf{v}_w に比して相対的に遅いことが多く、この場合、 $\mathbf{v}_s \simeq 0$ とされる。

Darcy（ダルシー）則は平均流速 $\bar{\mathbf{v}}$ に対して

$$\bar{\mathbf{v}} = -\frac{\mathbf{K}}{\eta} \nabla \phi \quad (6.1.10)$$

と与えられる。ここで、 \mathbf{K} は透水テンソル、 η は流体の粘性係数であり、

$$\phi = \frac{p}{\gamma_w} + \zeta \quad (6.1.11)$$

は水頭ポテンシャル（全水頭）、 p は圧力水頭、 ζ は位置水頭であり、図 6.1-3(a) のような基準面 $y = H$ を導入すると

$$\zeta = y - H \quad (6.1.12)$$

である。また、図 6.1-3(b) のように設定すると

$$\zeta = z - H \quad (6.1.13)$$

である。なお、地盤工学で対象とする流体は水であり、しかも通常は温度変化を扱わないために、Darcy 則 (6.1.10) に水の粘性係数を含まず

$$\bar{\mathbf{v}} = -\mathbf{K} \nabla \phi \quad (6.1.10a)$$

とすることが多い。なお、地盤が等方性と仮定できる場合には 2 階のテンソル \mathbf{K} は $K_{ij} = k\delta_{ij}$ と縮約できて、 k は透水係数と呼ばれる。この場合、Darcy 則 (6.1.10a) は

$$\bar{\mathbf{v}} = -k \nabla \phi \quad (6.1.14)$$

と書けるのは明らかであろう。

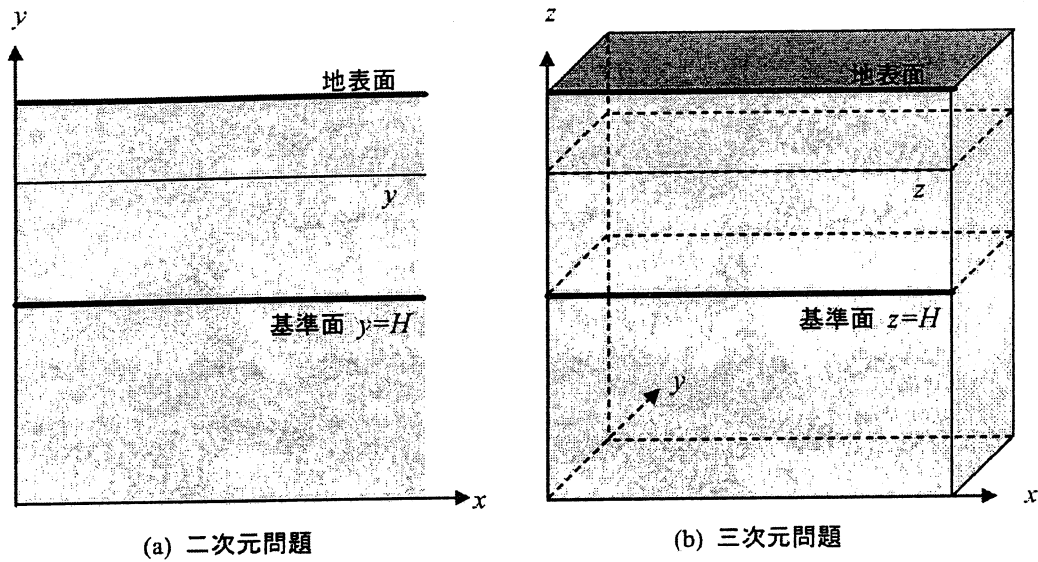


図 6.1-3 基準水頭面

Darcy 則 (6.1.10a) を質量保存則 (6.1.8) に代入すると

$$\rho_w \frac{\partial n}{\partial t} + \rho_w c \frac{\partial \phi}{\partial t} = \nabla \cdot (\rho_w \mathbf{K} \nabla \phi) \quad (6.1.15)$$

を得る。ここで、

$$c = \frac{n}{\rho_w} \frac{\partial \rho_w}{\partial \phi} \quad (6.1.16)$$

は貯留係数と呼ばれ、土中に完全に気体が含まれず、水を非圧縮性としてよい場合には 0 となる。また、土粒子実質部分が非圧縮性である場合には

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (6.1.17)$$

となる ($\varepsilon_v = \varepsilon_{ii}$: ε_v は骨格系の変形から求まる体積ひずみ)。したがって、 $\rho_w = \text{一定}$ であると式 (6.1.15) は結局

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K} \nabla \phi) \quad (6.1.18)$$

と書かれる。

式 (6.1.18) を全水頭 ϕ の代わりに間隙水圧 p で書くと

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \nabla \cdot \left[\mathbf{K} \left\{ \nabla \left(\frac{p}{\gamma_w} \right) + \mathbf{w} \right\} \right] \quad (6.1.19)$$

となる。ここで、定数ベクトル \mathbf{w} は、式 (6.1.12) で与えられる二次元問題の場合には $\mathbf{w} = (0, 1)$ 、式 (6.1.13) で与えられる三次元問題の場合には $\mathbf{w} = (0, 0, 1)$ と書ける。

一方、土質粒実質部分の質量保存則も式 (6.1.5) と同様

$$\frac{d^s}{dt} \int_{\Omega} (1-n) \rho_s dv = 0 \quad (6.1.20)$$

と書けるが、この式は式 (6.1.17) を用いたこともあつて陽の形では用いなくてよい。

6.1.3 運動量保存則と有効応力および Biot の多次元圧密方程式

飽和された地盤の系全体に対する運動量保存則は

$$\frac{d^w}{dt} \int_{\Omega} n \rho_w \mathbf{v}_w dv + \frac{d^s}{dt} \int_{\Omega} (1-n) \rho_s \mathbf{v}_s dv = \int_{\Omega} (\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b}) dv \quad (6.1.21)$$

と書ける。ただし、 $\boldsymbol{\sigma}$ は全応力であり、物体力 \mathbf{b} は前述のように鉛直上向きを $+z$ 方向とすると $\mathbf{b} = (0, 0, -\gamma)$ と書かれる。なお、

$$\gamma = (1-n)\gamma_s + n\gamma_w; \quad \gamma_s = \rho_s g, \quad \gamma_w = \rho_w g \quad (g \text{ は重力加速度})$$

である。

水の質量保存則 (6.1.5)、実質部の質量保存則 (6.1.20) を使い、さらに Terzaghi の有効応力仮説

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' - p\mathbf{I} \quad (6.1.22)$$

を導入する (\mathbf{I} は単位テンソル) と、式 (6.1.21) は

$$\rho_w \frac{d^w(n\mathbf{v}_w)}{dt} + \rho_s \frac{d^s(1-n)\mathbf{v}_s}{dt} = \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}' - \nabla p + \mathbf{b} \quad (6.1.23)$$

と書ける。ここで、 $\boldsymbol{\sigma}'$ は実質部分に働く有効応力、 p は間隙水圧である。なお、 $\boldsymbol{\sigma}$ および $\boldsymbol{\sigma}'$ は引張力を正、 p は圧縮力を正とした。

静的な問題では式 (6.1.23) は

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}' - \nabla p + \mathbf{b} = \mathbf{0} \quad (6.1.24)$$

となり、これが体積変形を考慮した浸透方程式 (6.1.19) と組み合わせられて Biot の多次元圧密方程式となるのは言うまでもない。

ところで、圧密問題では静水圧 p_0 から増減した水圧、すなわち過剰間隙水圧 dp を問題とすることが多い。このとき、有効応力は

$$\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + d\boldsymbol{\sigma}' - (p_0 + dp)\mathbf{I}$$

と導入される。あるいは、時間微分をとって

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \dot{\boldsymbol{\sigma}}' - \dot{p}\mathbf{I} \quad (6.1.25)$$

である。釣合い式 (6.1.24) はこの場合、増分形で

$$\nabla \cdot \dot{\boldsymbol{\sigma}}' - \nabla \dot{p} = \mathbf{0} \quad (6.1.26)$$

と書かれる。

6.2 均質化法と多孔質体の浸透理論

水の流れ場を支配するのが Navier-Stokes 方程式であることは良く知られている。マイクロ場に固体の骨格系が存在する場合、水はその間を通して流れる（多孔質媒体問題）。この場合、一般に流速は遅いので、慣性項が省くことができる（Stokes 方程式）。この問題に均質化法を適用すると、マイクロ場の流速分布が得られると同時に、マクロ場として Darcy 法則と浸透方程式が求められる (Sanchez-Palencia, 1980)。ここでは最初に、分子動力学計算で求められるような水の局所的な粘性分布を使ってモンモリロナイト積層体が無数に存在するような純粹スメクタイト粘土の透水場を求めることにする。さらには、マイクロンオーダー ($1\mu\text{m}=10^{-6}\text{m}$) のマクロ粒子（石英粒が中心）とナノメートルオーダー ($1\text{nm}=10^{-9}\text{m}$) 粘土鉱物積層体から成る一般ベントナイトのような多重構造を有する多孔質媒体中の浸透流れ場について多段階均質化法を導入する。

6.2.1 ミクロ非均質多孔質体と Stokes 方程式

非圧縮性流体に対する Stokes 方程式はつぎのように書ける：

$$-\frac{\partial P^\varepsilon}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\eta \frac{\partial V_i^\varepsilon}{\partial x_j} \right) + F_i = 0 \quad \text{in } \Omega_f, \quad (6.1.27)$$

$$\frac{\partial V_i^\varepsilon}{\partial x_i} = 0 \quad \text{in } \Omega_f, \quad (6.1.28)$$

$$V_i^\varepsilon = 0 \quad \text{on } \Gamma \quad (6.1.29)$$

式 (6.1.28) は非圧縮流体に対する質量保存則を与える（非圧縮条件）。ここで、 V_i^ε は流速、 P^ε は圧力、 F_i は物体力、 η は粘性係数を表す。上添字 ε はマイクロ非均質性に起因して急激に変動する関数であることを示す。なお、式中では総和規約を用いている。また、式 (6.1.29) のように固液境界 Γ 上では流速は零である。

6.2.2 二重構造を有する多孔質体の浸透理論

図 6.2-1 に示した二重構造のみを有する多孔質体のマクロ問題とマイクロ問題を考える。この多孔質媒体ではマイクロ場における液体相 Ω_f 、固体相 Ω_s 、固液境界 Γ およびマイクロ問題における流体部分の周期境界 $\partial\Omega_f$ が定義されている。

マクロ場の座標系 \mathbf{x}^0 とマイクロ場の座標系 \mathbf{x}^1 を導入する：

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}(\mathbf{x}^0, \mathbf{x}^1) \quad (6.1.30)$$

両座標系は

$$\mathbf{x}^1 = \frac{\mathbf{x}^0}{\varepsilon} \quad (6.1.31)$$

の関係で結ばれているとする。ここで、 ε は微小パラメータである。図 6.2-1 で示したようにマクロ場でセルの大きさが $(X_1^0 = \varepsilon X_1^1, X_2^0 = \varepsilon X_2^1)$ と与えられるとすると、マイクロ場でのユニットセルの大きさは (X_1^1, X_2^1) である。 $\varepsilon \rightarrow 0$ の極限を考えると、微分はつぎのように変更される：

$$\frac{\partial}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i^0} + \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial}{\partial x_i^1}. \quad (6.1.32)$$

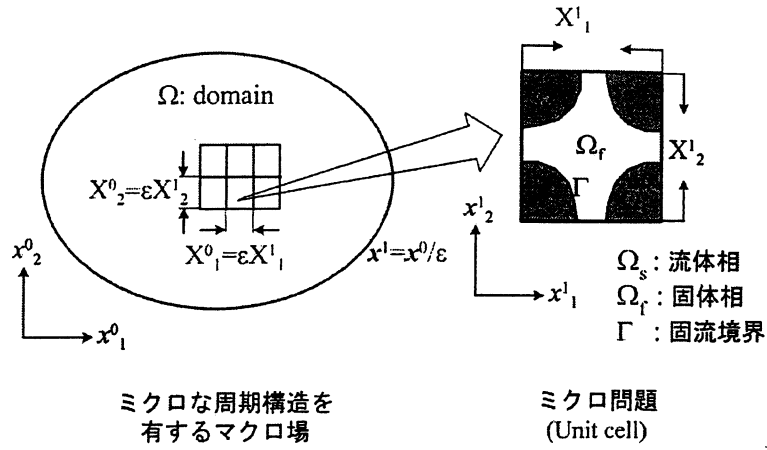


図 6.2-1 多孔質体中の流れのマイクロ・マクロ問題

(1) 均質化法と多孔質体の浸透場

いま、流速 V_i^ε と圧力 P^ε に対して x^0 と x^1 座標系双方に関する摂動展開

$$V_i^\varepsilon(x) = \varepsilon^2 V_i^0(x^0, x^1) + \varepsilon^3 V_i^1(x^0, x^1) + \dots, \quad (6.1.33)$$

$$P^\varepsilon(x) = P^0(x^0, x^1) + \varepsilon P^1(x^0, x^1) + \dots, \quad (6.1.34)$$

を導入する。ただし、 $V_i^\alpha(x^0, x^1)$, $P^\alpha(x^0, x^1)$ ($\alpha = 0, 1, 2, \dots$) はマイクロ場における周期境界条件

$$V_i^\alpha(x^0, x^1) = V_i^\alpha(x^0, x^1 + X^1), \quad (6.1.35)$$

$$P^\alpha(x^0, x^1) = P^\alpha(x^0, x^1 + X^1) \quad (6.1.36)$$

を満たしている摂動関数である。 X^1 はマイクロ場の領域の大きさである。流速 V_i^ε に対するこの摂動展開の意味は、流速 V_i^ε がマクロ座標系 x^0 で変動する成分とそれに乗ってマイクロ領域で周期的に変動する成分の和で与えられるということである（圧力 P^ε も同様）。ここで、 V_i^ε と P^ε で摂動開始の次数が異なる（ V_i^ε は ε^2 からであるのに対して P^ε は ε^0 から）のは、支配方程式 (6.1.27) の P^ε と P^ε の微分次数が異なることと、マイクロ場において Stokes 方程式が成立するように微分 (6.1.32) を考慮して定めたものである。

式 (6.1.32), (6.1.33), (6.1.34) を Stokes 方程式 (6.1.27) に代入すると、以下の漸化式が得られる:

$$\begin{aligned} & \left\{ - \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_i^0} + \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial P^0}{\partial x_i^1} \right) - \varepsilon \left(\frac{\partial P^1}{\partial x_i^0} + \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial P^1}{\partial x_i^1} \right) - \dots \right\} \\ & + \varepsilon^2 \left\{ \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^0} \right) + \frac{2}{\varepsilon} \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^1} \right) + \frac{1}{\varepsilon^2} \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^1} \right) \right\} \\ & + \varepsilon^3 \left\{ \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^0} \right) + \frac{2}{\varepsilon} \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^1} \right) + \frac{1}{\varepsilon^2} \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^1} \right) \right\} + \dots + F_i \\ & = - \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial P^0}{\partial x_i^1} + \varepsilon^0 \left\{ - \frac{\partial P^0}{\partial x_i^0} - \frac{\partial P^1}{\partial x_i^1} + \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^1} \right) + F_i \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& +\varepsilon^1 \left\{ -\frac{\partial P^1}{\partial x_i^0} - \frac{\partial P^2}{\partial x_i^1} + 2 \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^1} \right) + \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^1} \right) \right\} \\
& +\varepsilon^2 \left\{ -\frac{\partial P^2}{\partial x_i^0} - \frac{\partial P^3}{\partial x_i^1} + \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^0} \right) + 2 \frac{\partial}{\partial x_j^0} \left(\eta \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^1} \right) + \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^2}{\partial x_j^1} \right) \right\} + \dots = 0.
\end{aligned}$$

いま、 $\varepsilon \rightarrow 0$ の極限を考えると、 ε^{-1} 項は

$$\frac{\partial P^0}{\partial x_i^1} = 0 \implies P^0(\mathbf{x}^0, \mathbf{x}^1) = P^0(\mathbf{x}^0) \quad \text{in } \Omega_f$$

となり、これは P^0 が \mathbf{x}^0 のみの関数であることを意味している。

つぎに、 ε^0 項は

$$-\frac{\partial P^1}{\partial x_i^1} + \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^1} \right) = \frac{\partial P^0}{\partial x_i^0} - F_i \quad \text{in } \Omega_f. \quad (6.1.37)$$

と求まる。

一方、質量保存則 (6.1.28) に対して式 (6.1.32), (6.1.31), (6.1.33) を代入すると、

$$\varepsilon^2 \left(\frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^0} + \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^1} \right) + \varepsilon^3 \left(\frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^0} + \frac{1}{\varepsilon} \frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^1} \right) + \dots = \varepsilon^1 \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^1} + \varepsilon^2 \left(\frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^0} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^1} \right) + \dots = 0$$

となり、 ε^1 項および ε^2 項がそれぞれ、つぎのように求まる。

$$\frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^1} = 0 \quad \text{in } \Omega_f \quad (6.1.38)$$

$$\frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^0} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^1} = 0 \quad \text{in } \Omega_f \quad (6.1.39)$$

式 (6.1.33) の右辺は \mathbf{x}^0 のみの関数であるので、左辺の P^1 と V_i^0 を

$$V_i^0 = - \left(\frac{\partial P^0(\mathbf{x}^0)}{\partial x_j^0} - F_j(\mathbf{x}^0) \right) v_i^j(\mathbf{x}^1) \quad (6.1.40)$$

$$P^1 = - \left(\frac{\partial P^0(\mathbf{x}^0)}{\partial x_j^0} - F_j(\mathbf{x}^0) \right) p^j(\mathbf{x}^1) \quad (6.1.41)$$

と変数分離し、これを式 (6.1.33), (6.1.34) に代入すると、マイクロ場の非圧縮流方程式、すなわち、**Stokes 流**に対する微視方程式 (Microscale equations)

$$-\frac{\partial p^k}{\partial x_i^1} + \frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^1} \right) + \delta_{ik} = 0 \quad \text{in } \Omega_f \quad (6.1.42)$$

$$\frac{\partial v_i^k}{\partial x_i^1} = 0 \quad \text{in } \Omega_f \quad (6.1.43)$$

が得られる。ここで、 $v_i^k(\mathbf{x}^1)$, $p^k(\mathbf{x}^1)$ はそれぞれ流速と圧力に関する特性関数 (characteristic functions) と呼ばれる。 δ_{ik} は Kronecker のデルタであり、単位行列に相当する。このマイクロ場の方程式を周期境界条件の下で解くと、多孔質媒体の複雑なマイクロ幾何形状を反映した特性関数が求まる。

Darcy 則は圧力水頭あるいは全水頭の勾配で流速が与えられることを示しているが、均質化理論によると式 (6.1.40) をマイクロ場で平均化すると Darcy 則が得られる:

$$\tilde{V}_i^0 \equiv \langle V_i^0 \rangle = -K_{ji} \left(\frac{\partial P^0(\mathbf{x}^0)}{\partial x_j^0} - F_j(\mathbf{x}^0) \right) \quad (6.1.44)$$

$$K_{ij} = \langle v_j^i \rangle = \frac{1}{|\Omega_1|} \int_{\Omega_f} v_j^i dx^1 \quad (6.1.45)$$

ここで、 $|\Omega_1|$ はマイクロ問題におけるユニットセルの体積であり、 $\langle \cdot \rangle$ はマイクロ平均操作を表わす。この K_{ij} を HA-透水係数と呼ぶことにする。

マイクロ・マクロ場の質量保存則を表わす式 (6.1.39) にマイクロ平均化を施すと、左辺第 2 項は周期条件から消えるので、これに Darcy 則 (6.1.40) を代入すると、**マクロ場の浸透方程式**、すなわち、**非圧縮条件式に対する巨視方程式 (Macroscale equations)**

$$\frac{\partial \tilde{V}_i^0}{\partial x_i^0} = 0 \quad \text{または} \quad \frac{\partial}{\partial x_i^0} K_{ji} \left(F_j(\mathbf{x}^0) - \frac{\partial P^0(\mathbf{x}^0)}{\partial x_j^0} \right) = 0 \quad (6.1.46)$$

が得られる。流速と圧力は近似的に

$$V_i^\varepsilon(\mathbf{x}^0) \simeq \varepsilon^2 V_i^0(\mathbf{x}^0, \mathbf{x}^1), \quad P^\varepsilon(\mathbf{x}^0) \simeq P^0(\mathbf{x}^0) \quad (6.1.47)$$

と計算されることに注意する。均質化法ではこのようにマイクロ場の流速・圧力分布を正確に求めることが出来る。

土質力学では慣例として Darcy 則を

$$\tilde{V}_i^* = -K_{ij}^* \frac{\partial H}{\partial x_j^0}; \quad H = \frac{P}{\rho g} + \zeta \quad (6.1.48)$$

と書いている。ここで、 H は全水頭、 P は圧力水頭、 ζ は位置水頭、 ρ は水の質量、 g は重力加速度である。式 (6.1.48) で与えられる K_{ij}^* を C-透水係数と呼ぶとすると、対応関係

$$\tilde{V}_i^* = \tilde{V}_i^\varepsilon \simeq \varepsilon^2 \tilde{V}_i^0,$$

を考えて、HA-透水係数 K_{ji} との間には

$$K_{ij}^* = \varepsilon^2 \rho g K_{ij}. \quad (6.1.49)$$

という関係があることが判る。

(2) 粘性一定のマイクロ Poiseuille 流の解析解

純粋スメクタイト系ベントナイトを構成する主要鉱物はモンモリロナイトである。単一のモンモリロナイト結晶は $100 \times 100 \times 1\text{nm}$ 程度の板状であるが、これが数層重なって層状体を形成している (図 6.2-2)。これを念頭に、マイクロ場のユニットセルが図 6.2-3(c) に示したような平行平板流である場合を考える。粘性係数 η が定数の場合、マイクロ場の方程式 (6.1.42), (6.1.43) の解は

$$v_1^1 = \frac{1}{8\eta} (d^2 - 4(x_2^1)^2), \quad p^1 = C_1, \quad p^2 = x_2^1 + C_2$$

と求まる（他の特性関数は零; C_1, C_2 は定数）ので、HA-透水係数が

$$K_{11} = \frac{d^3}{12\eta X_2^1} \quad (6.1.50)$$

と定まる。これに 300 K における水の特性 $\eta = 0.8 \times 10^{-3}[\text{Pa}\cdot\text{s}]$, $\rho = 0.99651[\text{g}/\text{cm}^3]$ とユニットセルの幾何条件 $X_1^1 = 1$, $X_2^1 = 0.02$, $d = 0.001$, $\varepsilon = 100[\text{nm}] = 10^{-5}[\text{cm}]$ を代入すると、式 (6.1.45) の C-透水係数 K_{11} が $5.086 \times 10^{-10}[\text{cm}/\text{s}]$ と計算される。図 6.2-3(b) のようにベントナイト粘土中ではこの層状体が無数に種々の方向に配置されているので、透水係数は等方性を有することになる。式 (6.1.49), (6.1.50) から、粘土の透水係数はほぼ $\varepsilon^2 d^2$ に比例 (d と X_2^1 は同じオーダー) することが推定され、これらの値が小さいために粘土の透水係数は極めて小さい。これを粘土鉱物の近接作用 (closed-distance effect) と呼ぶことにする。なお、式 (6.1.50) の計算は、飽くまで水の粘性が一定の場合であることを再び注意しておく。

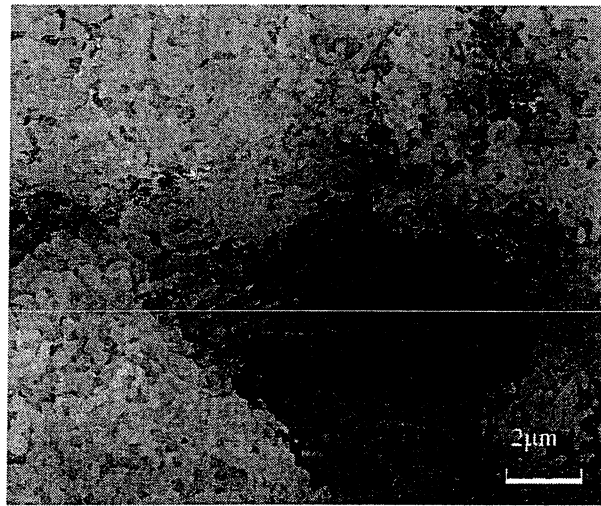


図 6.2-2 圧縮ベントナイト (Kunipia F, 乾燥密度 1.8) のレーザー共焦点顕微鏡による高低表示。

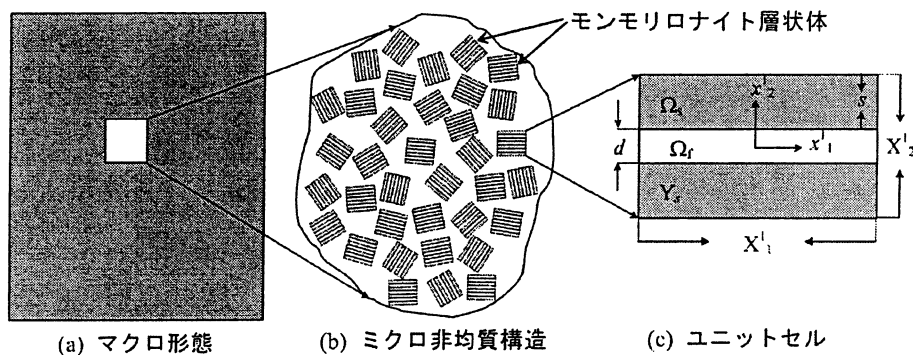


図 6.2-3 純粋スメクタイト粘土の構造

(3) ミクロ場の非圧縮流方程式の有限要素法

ベントナイトを構成する主要鉱物はモンモリロナイトであるが、モンモリロナイトの鉱物表面には、常時、負電荷がチャージされており、その影響により表面近傍の水分子が特異な挙動を示すことが知られている。分子動力学計算 (molecular dynamics: MD, 図 6.2-4 で得られたモンモリロナイトの膨潤特性

を図 6.2-5 に、モンモリロナイト表面近傍の水の拡散係数と粘性の分布を図 6.2-6 に示す (ただし、モンモリロナイトは 2:1 層結晶構造を形成する八面体シート中の陽イオンが Al^{3+} と Mg^{2+} であるが、ここで扱っているのは正確には Al^{3+} のみで構成されたバイデライト水和物である)。これによると、表面近傍で水は大きな粘性を示す。すなわち、モンモリロナイト表面で水分子は氷のように吸着されている。これを氷化効果 (iceberg effect) と呼ぶ。

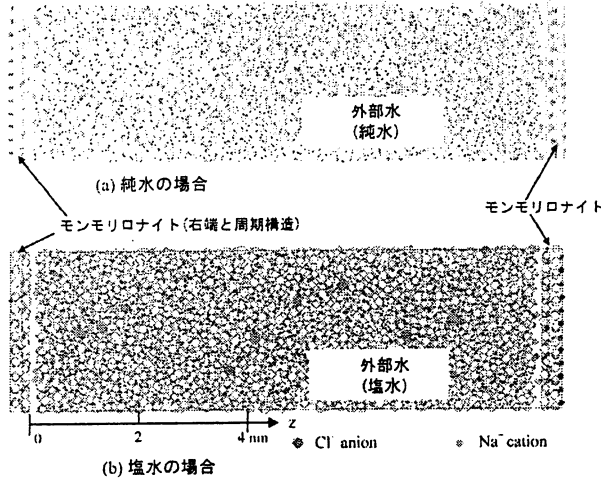


図 6.2-4 モンモリロナイト水和物の分子動力学計算のスナップショット

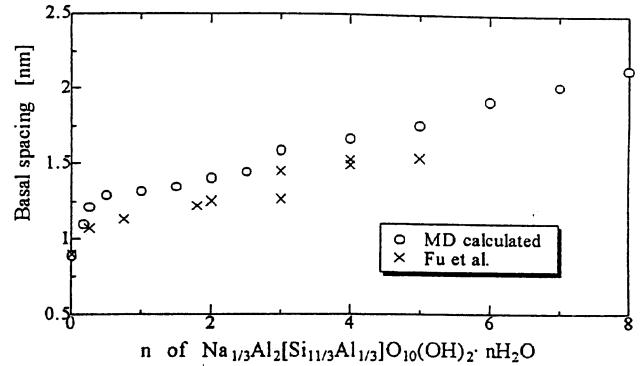


図 6.2-5 分子動力学で計算されたモンモリロナイトの膨潤特性 (○印)。Wyoming モンモリロナイトに対する実験結果 (×印) (Fu et al. 1990) との比較

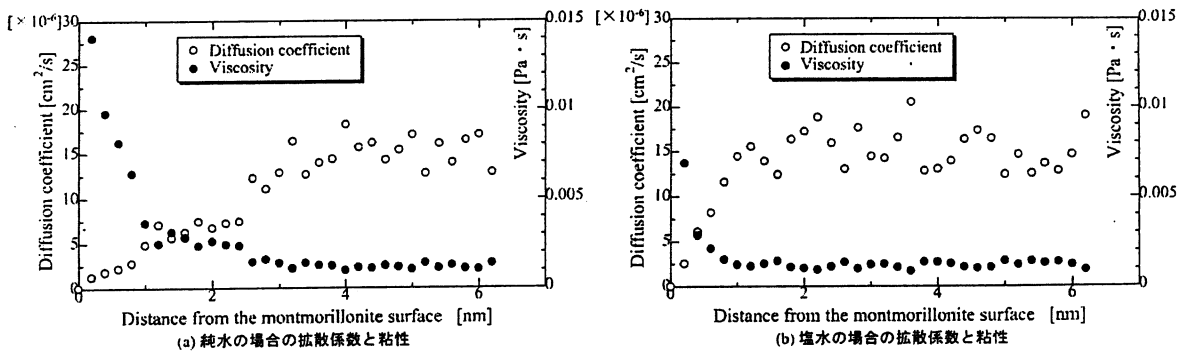


図 6.2-6 モンモリロナイト表面近傍の水の特性評価

水の粘性 η がこのように分布している場合には、マイクロ場の非圧縮流方程式 (6.1.42), (6.1.43) の解析解を求めることができないので、有限要素法等の数値解析手法を適用する。ここでは、有限要素法を用いたので式 (6.1.42), (6.1.43) に対応した罰金法弱形式 (penalized weak form) を導いておく:

$$\int_{\Omega_f} \eta \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^1} \frac{\partial w_i^k}{\partial x_j^1} dx^1 + \frac{1}{\lambda} \int_{\Omega_f} \frac{\partial v_i^k}{\partial x_i^1} \frac{\partial w_j^k}{\partial x_j^1} dx^1 - \int_{\Omega_f} \delta_{ik} w_i^k dx^1 = 0 \quad \forall w_i^k (w_i^k = 0 \text{ on } \Gamma) \quad (6.1.51)$$

ここで、 λ ($0 < \lambda \ll 1$) はペナルティ係数 (penalty constant) であり、 Γ はマイクロ場における固液境界である。

つぎに、形状関数 Φ_j を用いて、特性関数 v_i^k と w_i^k を以下のように有限要素離散近似する。

$$v_i^k \cong \sum_{j=1}^m \Phi_j V_{ij}^k, \quad w_i^k \cong \sum_{j=1}^m \Phi_j \delta V_{ij}^k \quad (6.1.52)$$

ここで、 $V_{ij}^k, \delta V_{ij}^k$ は v_i^k, w_j^k を離散化した節点値ベクトルである。先述の形状関数を用い、式 (6.1.51) を離散化すると次式を得る。

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega_f} \eta \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^1} \frac{\partial w_j^k}{\partial x_i^1} dx^1 + \frac{1}{\lambda} \int_{\Omega_f} \frac{\partial v_i^k}{\partial x_i^1} \frac{\partial w_j^k}{\partial x_j^1} dx^1 - \int_{\Omega_f} \delta_{ik} w_i^k dx^1 \\ &= \int_{\Omega_f} \eta \sum_{r=1}^m \frac{\partial \Phi_r}{\partial x_j^1} \delta V_{ir}^k \sum_{s=1}^m \frac{\partial \Phi_s}{\partial x_i^1} V_{is}^k dx^1 + \frac{1}{\lambda} \int_{\Omega_f} \sum_{r=1}^m \frac{\partial \Phi_r}{\partial x_i^1} \delta V_{ir}^k \sum_{s=1}^m \frac{\partial \Phi_s}{\partial x_j^1} V_{js}^k dx^1 \\ & \quad - \int_{\Omega_f} \sum_{r=1}^m \delta_{ik} \Phi_r \delta V_{ir}^k dx^1 = 0 \end{aligned} \quad (6.1.53)$$

$$\sum_{r=1}^m \sum_{s=1}^m \delta V_{ir}^k (K_{rs}^V V_{is}^k + K_{rs}^{VP} V_{js}^k) = \sum_{r=1}^m \delta V_{ir}^k F_{ir}^k \quad (6.1.54)$$

ここで、

$$K_{rs}^V = \int_{\Omega_f} \eta \frac{\partial \Phi_r}{\partial x_j^1} \frac{\partial \Phi_s}{\partial x_i^1} dx^1, \quad K_{rs}^{VP} = \frac{1}{\lambda} \int_{\Omega_f} \frac{\partial \Phi_r}{\partial x_i^1} \frac{\partial \Phi_s}{\partial x_j^1} dx^1, \quad F_r^k = \int_{\Omega_f} \Phi_r \delta_{ik} dx^1 \quad (6.1.55)$$

である。 δV_{ir}^k は領域 Ω_f において任意のベクトル関数なので、両辺を δV_{ir}^k で割ると

$$[K^V + K^{VP}] \{V^k\} = \{F^k\} \quad (k = 1, 2, 3) \quad (6.1.56)$$

と書ける。ここで $[*]$ はマトリクス、 $\{*\}$ はベクトルを意味する。この行列方程式を解くことによって $\{V^k\}$ が得られる。実際の計算では、ペナルティ係数を $\lambda = 10^{-1}$ とした。また式 (6.1.55) 中の積分形を Gauss 積分により求めるに当り、過拘束を防ぐため縮退積分として扱った。

(4) 純粋スメクタイト粘土の二次元浸透解析

a) 粘性分布を考慮した平行平板粘土中の流れ（純水）

モンモリロナイト周辺の水は構造化されて鉱物表面からの距離に応じて粘性が変化する。このように粘性がマイクロ場で分布している場合は、マイクロ場の方程式 (6.1.42), (6.1.43) を有限要素法で解くことができる。図 6.2-7(a) は平行平板流に対して用いた有限要素網である。図 6.2-6(a) の分子動力学で得られた粘性分布を使用して求められた特性関数の分布を図 6.2-7(b) に示す。これに対して、粘性が一定の場合の解析解が図 6.2-7(c) に示してあるが、両者のプロファイルは大変異なる。図 6.2-7(b) では氷化作用の影響が良く判る。つぎに、平行平板の距離を変えて C-透水係数を求め、図 6.2-8 に示した。氷化作用がある場合は粘性が一定の場合と比べて透水係数が 1.5 桁程度低下している。

b) 粘性分布を考慮した平行平板粘土中の流れ（塩水）

つぎに、図 6.2-6(b) の分子動力学で得られた塩水に対する粘性分布を使用して、平行平板問題の塩水に対する C-透水係数を求め、純水の場合と比較して図 6.2-9 に示す。

c) 粘性分布を考慮した層状体粘土の流れ（純水）

工学的により現実的なケースを想定する。高レベル放射性廃棄物の地層処分で考えられている圧縮ベントナイトの飽和密度は $1.8[\text{g}/\text{cm}^3]$ 程度である。モンモリロナイト鉱物自身の密度は分子動力学の計算から $2.901[\text{g}/\text{cm}^3]$ であることが判っている。モンモリロナイト層状体は 9 層構造であるとして、層間の水分子が $n = 1, 3, 5$ である場合を考えた（水和物の分子式は $\text{Na}_{1/3}\text{Al}_2[\text{Si}_{11/3}\text{Al}_{1/3}]\text{O}_{10}(\text{OH})_2 n\text{H}_2\text{O}$ ）。

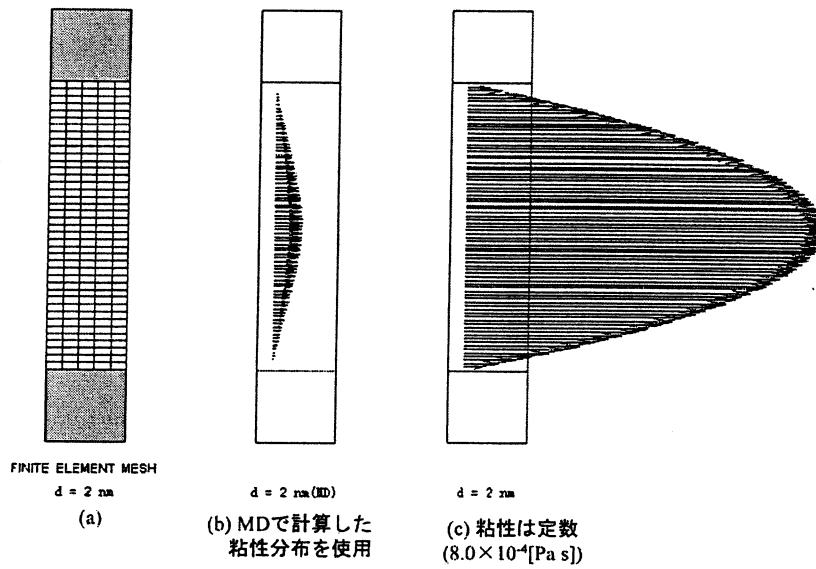


図 6.2-7 特性関数 v_1^1 の分布 (純水)

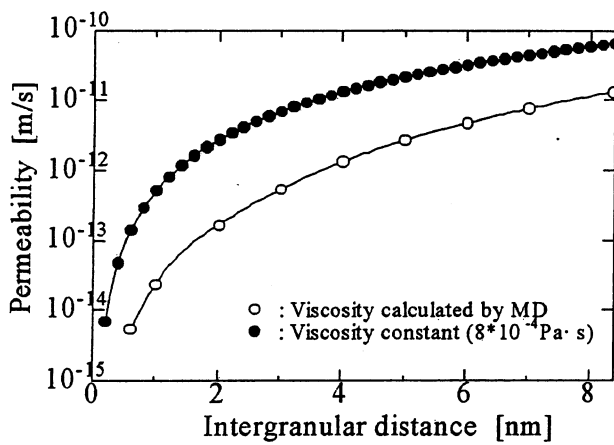


図 6.2-8 平板の離間距離と透水係数 (純水)

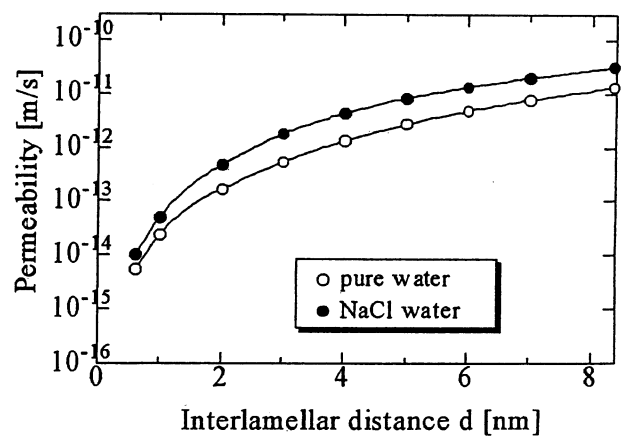


図 6.2-9 平板の離間距離と透水係数 (塩水との比較)

この時の層間距離は図 6.2-5 から求まるので、外部水の体積を決めることができる。このような3ケースについて有限要素法で特性関数の分布を求めたのが図 6.2-10 であり (図の縮尺が各ケース毎に違うことに注意)、この結果から C-透水係数を求めたのが図 6.2-11 である。一方、Pusch(1994) は多くの実験を総合して純粋の粘土鉱物からなる各種粘土の透水特性を図 6.2-12 のように描いている。この図で飽和密度 1.8 のモンモリロナイト粘土の値を見ると、計算した図 6.2-11 の値と極めて良く一致している。こうして、計算で求められた値が十分に実用的であることが証明された。

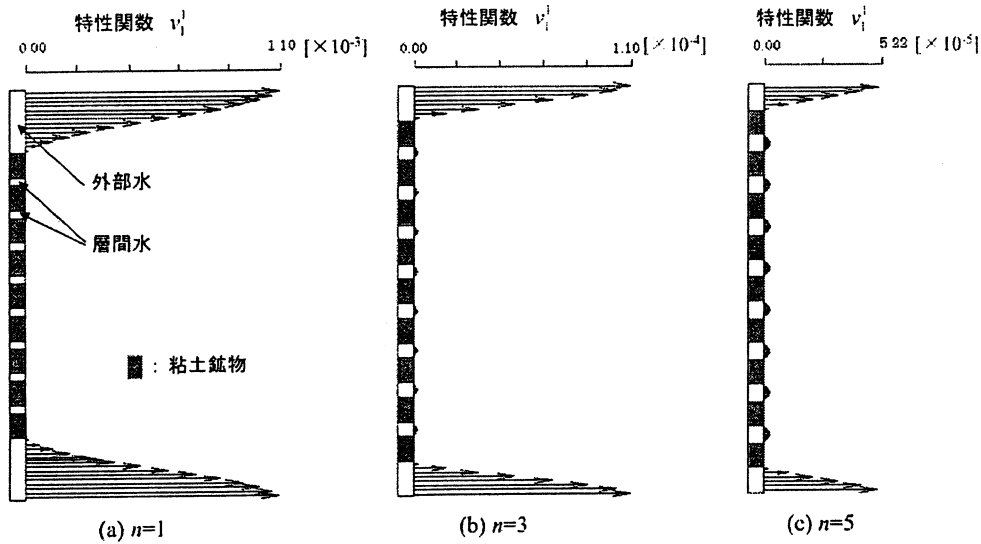


図 6.2-10 飽和密度 1.8 のモンモリロナイト層状体に対する特性関数 v_1^I

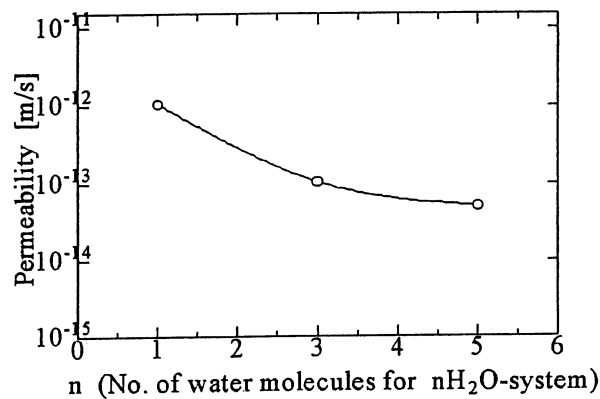


図 6.2-11 飽和密度 1.8 のモンモリロナイト層状体に対する透水係数

d) 粘性分布を考慮した層状体粘土の流れ (塩水)

つぎに、図 6.2-6(b) の分子動力学で得られた塩水に対する粘性分布を使用して求められた特性関数の分布を純水の場合と比較して図 6.2-13 に示す。図 6.2-14 ではモンモリロナイト層状体問題の塩水に対する C-透水係数を求めた。

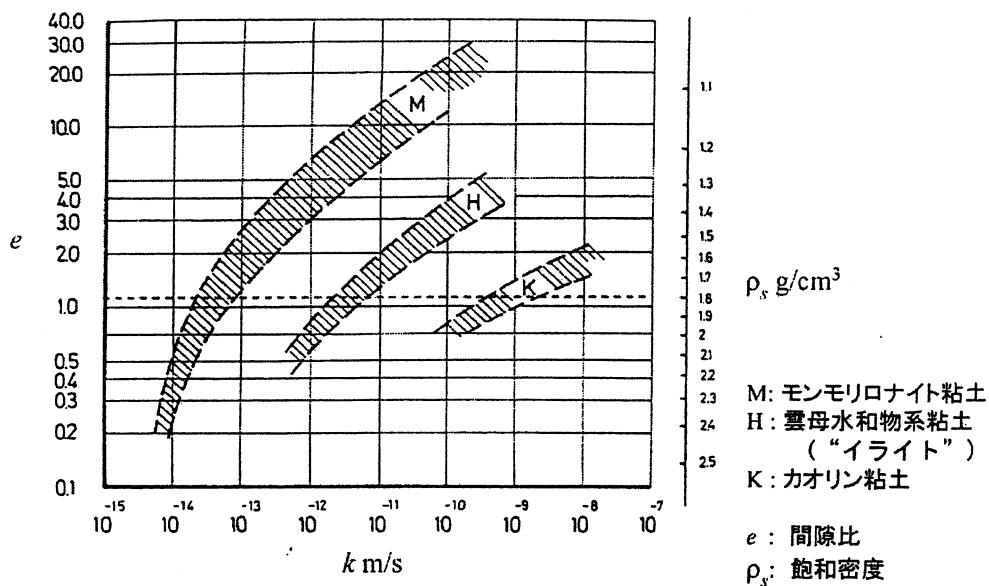


図 6.2-12 純粋な各種粘土鉱物からなる粘土の透水係数。図中に範囲が示してあるのは動水勾配の大きさや水の化学的性質による。(Pusch, 1994)

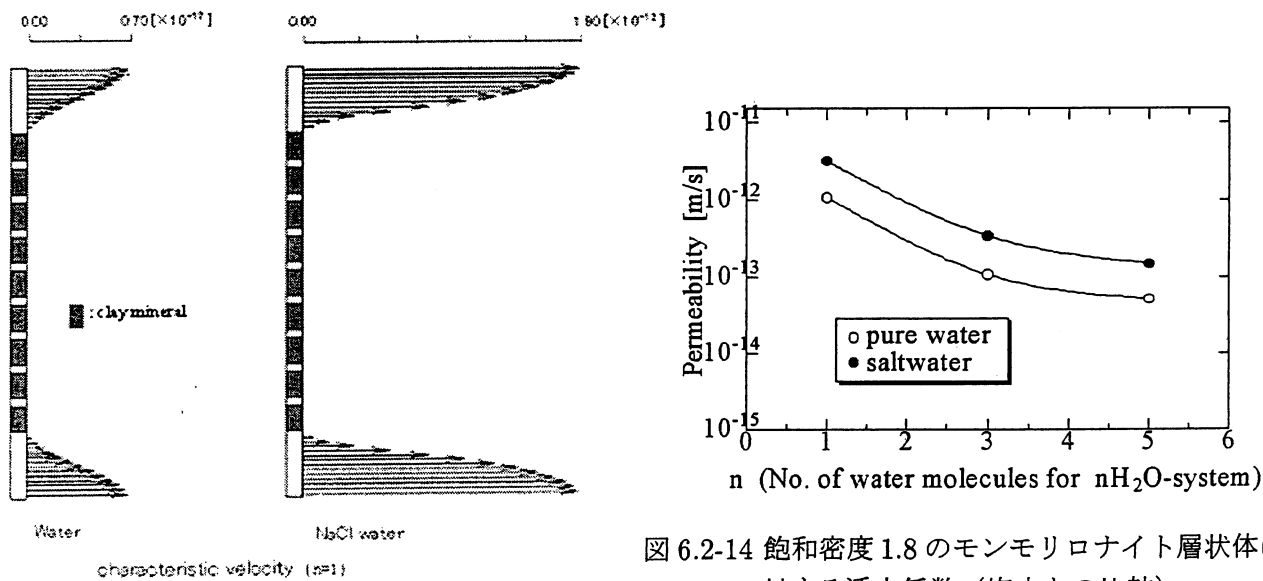


図 6.2-13 飽和密度 1.8 のモンモリロナイト層状体に対する特性関数 v_1^1 (塩水との比較)

図 6.2-14 飽和密度 1.8 のモンモリロナイト層状体に対する透水係数 (塩水との比較)

(5) 砂質土の三次元浸透解析

a) 均質化理論による透水係数の理論値

砂質土の構造を図 6.2-15 のように微視的周期構造を持つと仮定し、均質化理論を適用する。

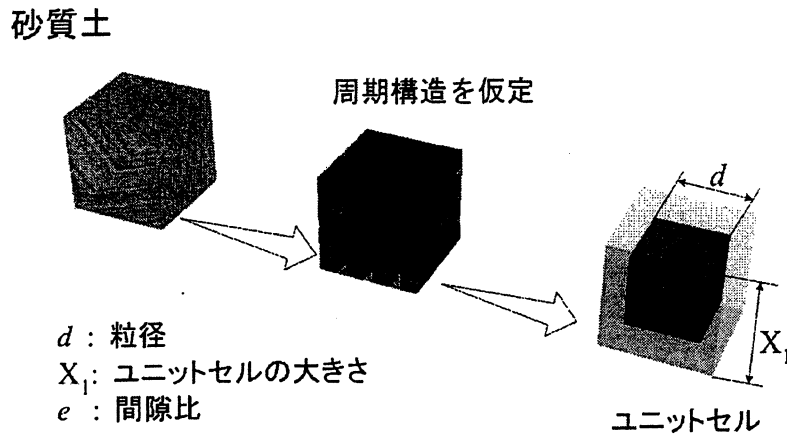


図 6.2-15 砂質土の構造とユニットセル

均質化理論による透水係数を再掲すると

$$K_{ij}^* = \varepsilon^2 \rho g K_{ij} \quad , \quad K_{ij} = \frac{1}{|\Omega_1|} \int_{\Omega_1} v_j^i dx^1$$

- K_{ij}^* : C-透水係数
- K_{ij} : H-透水係数
- $|\Omega_1|$: ユニットセルの体積
- v_j^i : 特性流速関数

である。特性流速関数 v_j^i を解析的に求めることは困難であるので、有限要素法によって近似解を求める。得られた特性流速関数に対して要素毎の体積積分を行い、それらを重ね合わせてユニットセルの体積で割ったものを均質化透水係数とする。

b) 透水係数の実験式と理論値との比較

砂質土の透水係数を推定するために提案された実験式のいくつかを以下に示す。

Hazen 式: $k = C_K(0.7 + 0.03T)D_w^2,$

Terzaghi 式: $k = \frac{C_t}{\eta} \left(\frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 D_{10}^2,$

Zunker 式: $k = \frac{C_z}{\eta} \left(\frac{n}{1 - n} \right)^2 D_w^2,$

Kozeny-Donat 式: $k = \frac{C_k}{\eta} \left(\frac{n^3}{(1 - n)^2} \right)^2 D_w^2,$

ここで、 C_K, C_t, C_k は砂質土の特性によって決まる定数であり、 T は温度、 D_w は平均粒径、 D_{10} は有効粒径、 n は間隙率、 η 水の粘性係数である。これら全ての慣用式で透水係数 k 間隙率 n の増加関数であること、間隙の大きさを表しているといえる粒径 D_{10}, D_w の二乗に比例していること、流体の粘性係数 η に反比例していることに注意されたい。これらの実験式を図示すると図 6.2-16 のようになる。

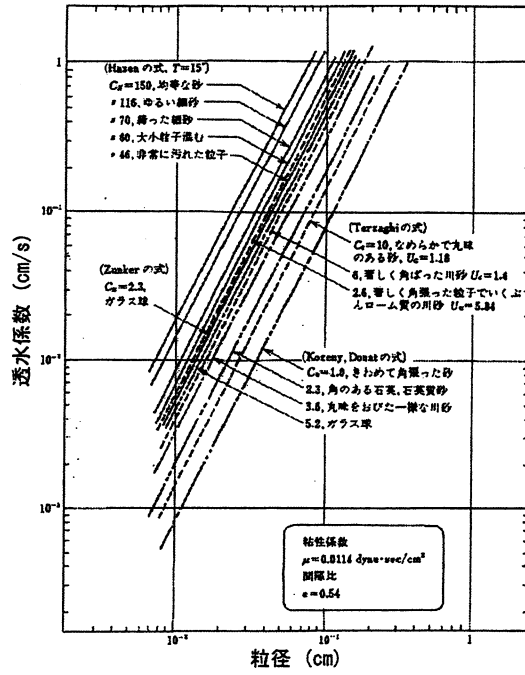


図 6.2-16 砂の透水係数と粒径の関係 (久保田 他 1976)

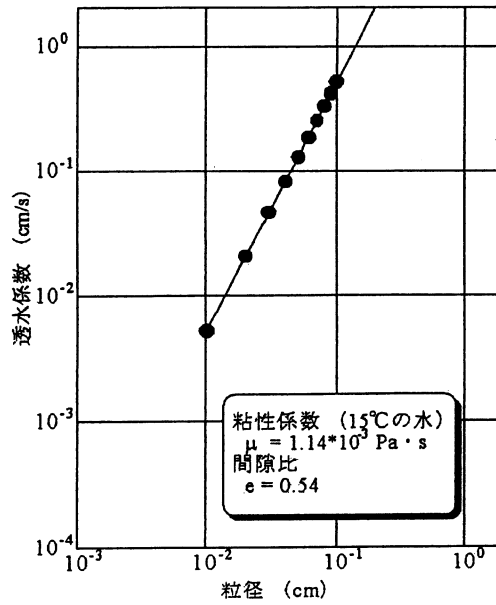


図 6.2-17 透水係数の理論解 ($e = 0.54, T = 15^\circ\text{C}$)

間隙比 $e = 0.54$ 、粘性係数 $\eta = 1.14 \times 10^{-3} \text{Pa}\cdot\text{s}$ ($T = 15^\circ\text{C}$ の水)の条件下で、均質化法による透水係数の理論値を図 6.2-17 に示す。これと図 6.2-16 から明らかなように、均質化理論により求められた透水係数は実験値とよく一致している。

実験式では透水係数は間隙率に比例、粘性係数に反比例する形で表されている。均質化法に基づく透水係数の理論値が、この関係を満たしているかを検証するため、間隙率 n 、粘性係数 η をそれぞれを変化させた場合について、理論値と実験式の比較を行った。なお流体の粘性は温度によって変わるため、 $T = 10, 20, 30^\circ\text{C}$ の場合を想定している。解析結果は図 6.2-18 ~ 図 6.2-20 である。こちらの結果についても、理論値と実験式はよく一致しており、均質化法に基づく透水係数の理論値が実験式に見られる透水係数の性質を十分に表現できていることが判る。

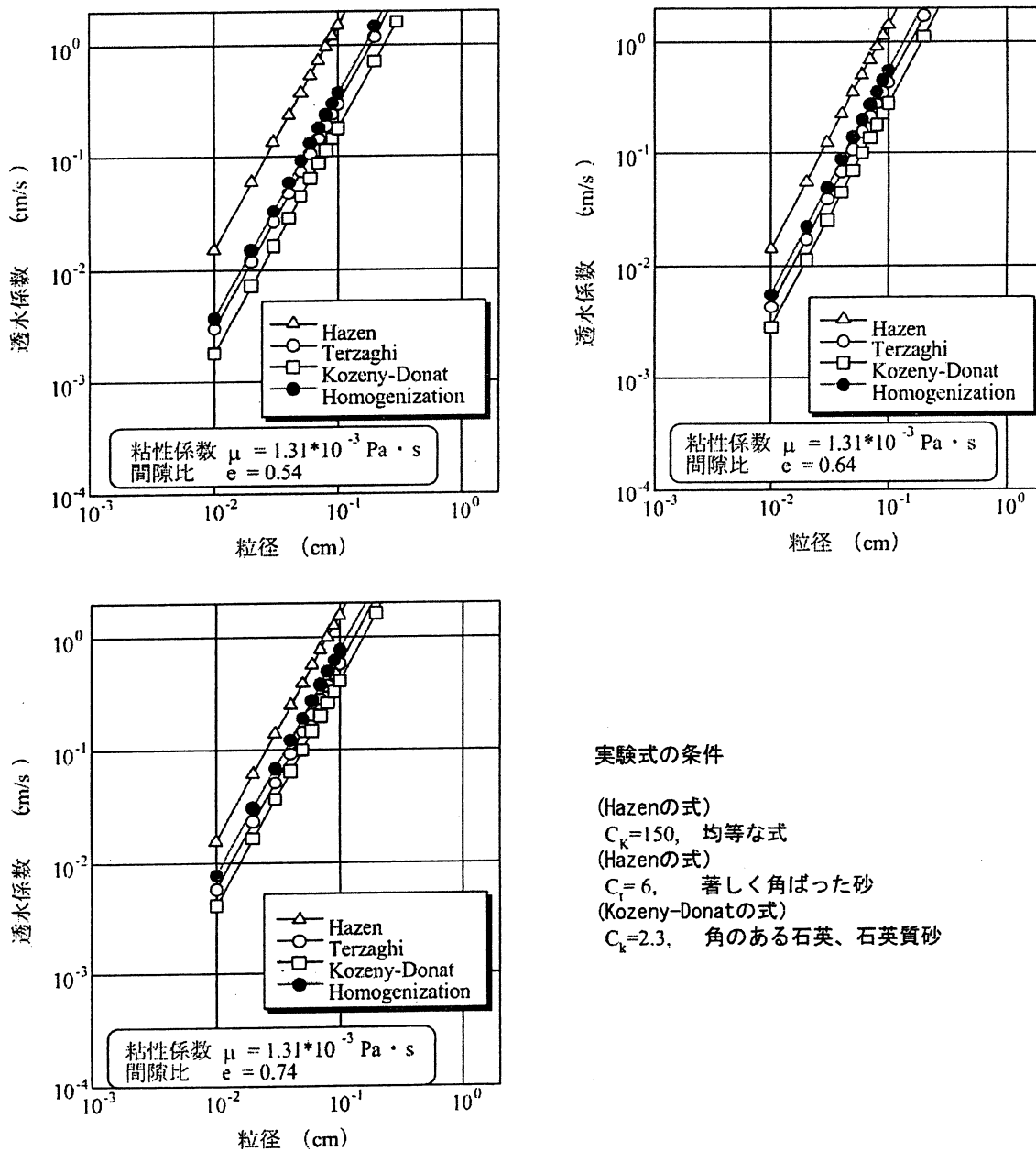
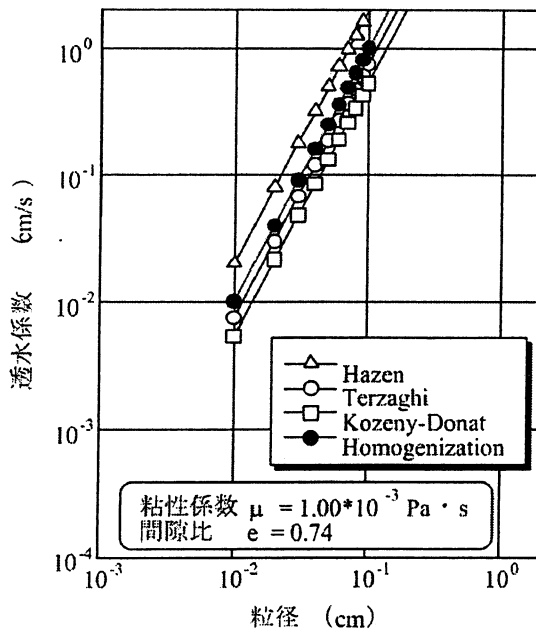
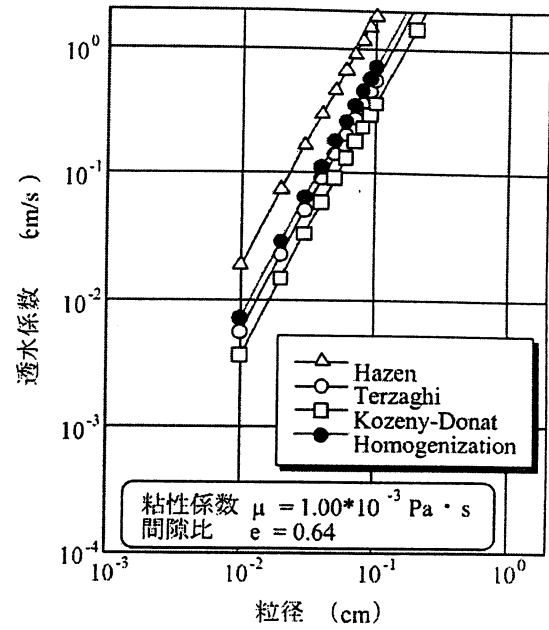
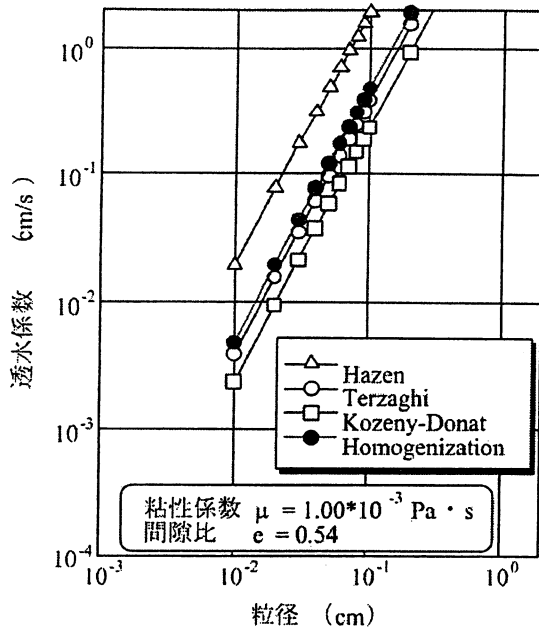


図 6.2-18 透水係数の理論値と実験値 ($T = 10^\circ\text{C}$ の場合)



実験式の条件

(Hazenの式)

$C_k=150$, 均等な式

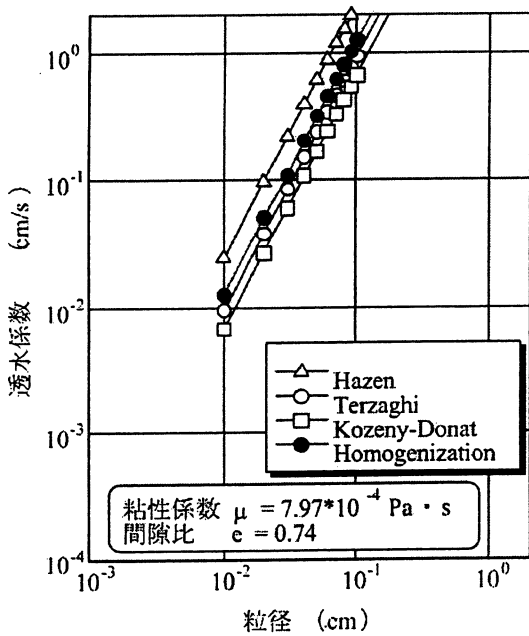
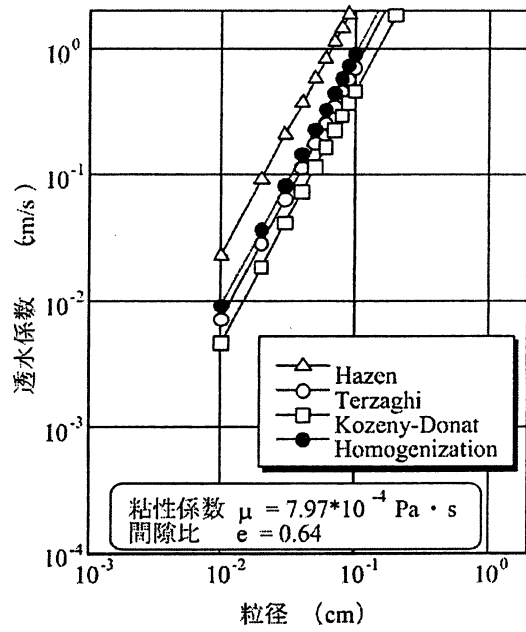
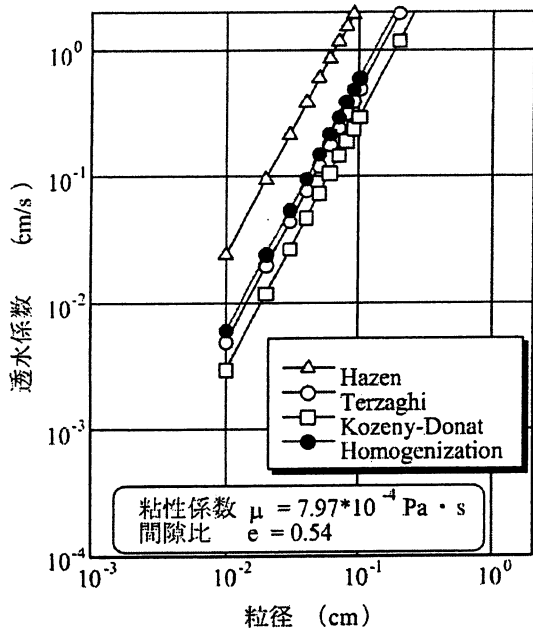
(Hazenの式)

$C_t=6$, 著しく角ばった砂

(Kozeny-Donatの式)

$C_k=2.3$, 角のある石英、石英質砂

図 6.2-19 透水係数の理論値と実験値 ($T = 20^\circ\text{C}$ の場合)



実験式の条件

(Hazenの式)

$C_k=150$, 均等な式

(Hazenの式)

$C_t=6$, 著しく角ばった砂

(Kozeny-Donatの式)

$C_k=2.3$, 角のある石英、石英質砂

図 6.2-20 透水係数の理論値と実験値 ($T=30^\circ\text{C}$ の場合)

6.2.3 多重構造を有する多孔質体の浸透理論

図 6.2-21 に示したようなマクロスケール・メソスケール・ミクロスケールの多重階層構造（この場合は 3 階層）を有する多孔質物体を考える。ここで、流体相を Ω_f 、固体相を Ω_s 、メソスケールにおける固液混合相（モンモリロナイト層状体と流体の混合領域）を Ω_{sf} 、固液境界を Γ_{sf} 、液相の周期境界を Γ_f とする。

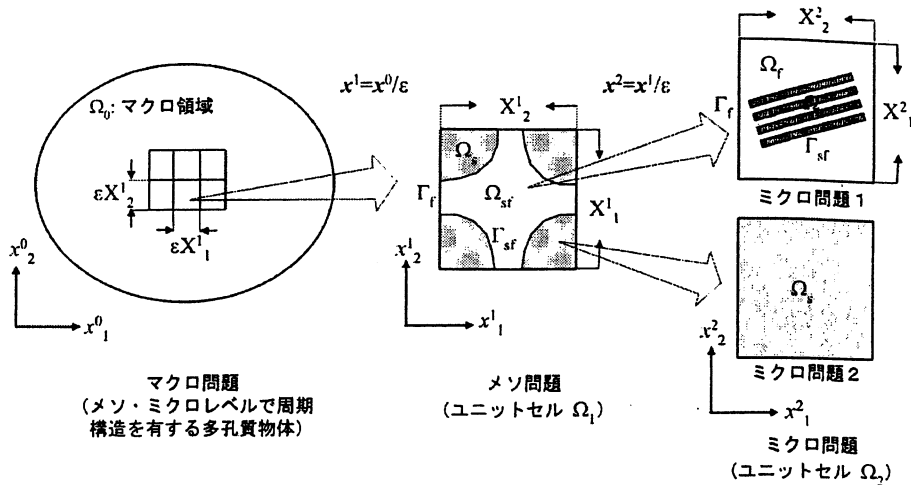


図 6.2-21 多孔質媒体における多段階均質化問題

マクロスケール・メソスケール・ミクロスケールに導入する座標系を x^0, x^1, x^2 とする。我が国における典型的なベントナイトであるクニゲル V1 の室内実験を考えると、メソスケールで対象とする石英粒の大きさは 10^{-4}m 程度であるのに対して、マクロスケールの供試体のサイズは 10^{-1}m 程度、ミクロスケールのモンモリロナイト層状体のサイズは 10^{-8}m 程度であり、 $\epsilon = 10^{-4}$ として以下の座標系間の関係を導入することができる：

$$x^1 = \frac{x^0}{\epsilon}, \quad x^2 = \frac{x^1}{\epsilon}. \quad (6.1.57)$$

この関係は概略で構わない。ただし、各スケール間の領域の大きさが著しく異なる場合は、別途その関係を導入することが必要である。メソスケールのセルサイズを $|X^1| = \epsilon|X^2|$ 、ミクロスケールのセルサイズを $|X^2|$ と書く。

多段階座標系 x^0, x^1, x^2 を導入したので、元の座標系 x は

$$x = x(x^0, x^1, x^2), \quad (6.1.58)$$

と書かれ、微分は

$$\frac{\partial}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i^0} + \frac{1}{\epsilon} \frac{\partial}{\partial x_i^1} + \frac{1}{\epsilon^2} \frac{\partial}{\partial x_i^2} \quad (6.1.59)$$

となる。

(1) 多段階均質化法と多孔質体の浸透場

多孔質物体内の流速は一般に遅いので、流れ場は非圧縮性流体に対する Stokes 方程式 (6.1.27)-(6.1.29) で書けることは前述のとおりである。

流速 V_i^ε と圧力 P^ε に対して摂動展開

$$V^\varepsilon(x) = \varepsilon^4 V^0(x^0, x^1, x^2) + \varepsilon^5 V^1(x^0, x^1, x^2) + \varepsilon^6 V^2(x^0, x^1, x^2) + \dots, \quad (6.1.60)$$

$$P^\varepsilon(x) = P^0(x^0) + \varepsilon P^1(x^0, x^1, x^2) + \varepsilon^2 P^2(x^0, x^1, x^2) + \dots \quad (6.1.61)$$

を導入する。ここで、 $V^\alpha(x^0, x^1, x^2)$, $P^\alpha(x^0, x^1, x^2)$ ($\alpha=0, 1, \dots$) は X^1 -/ X^2 -periodic 関数である:

$$V^\alpha(x^0, x^1, x^2) = V^\alpha(x^0, x^1 + X^1, x^2), \quad V^\alpha(x^0, x^1, x^2) = V^\alpha(x^0, x^1, x^2 + X^2)$$

$$P^\alpha(x^0, x^1, x^2) = P^\alpha(x^0, x^1 + X^1, x^2), \quad P^\alpha(x^0, x^1, x^2) = P^\alpha(x^0, x^1, x^2 + X^2).$$

$V^\varepsilon(x)$ の摂動展開が ε^4 の項から始まっているのは、後で見るようにミクروسケールで正規化された Stokes 式 (微視方程式) を得るためである。さらに、 P^0 はマクروسケール座標系 x^0 のみの関数であると仮定している。

式 (6.1.59), (6.1.60), (6.1.61) を式 (6.1.27) に代入すると

$$\begin{aligned} & -\frac{\partial P^\varepsilon}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\eta \frac{\partial V_i^\varepsilon}{\partial x_j} \right) + F_i \\ &= -\varepsilon^{-2} \frac{\partial P^0}{\partial x_i^2} - \varepsilon^{-1} \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_i^1} + \frac{\partial P^1}{\partial x_i^2} \right) - \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_i^0} + \frac{\partial P^1}{\partial x_i^1} + \frac{\partial P^2}{\partial x_i^2} \right) + \dots \\ & \quad + \frac{\partial}{\partial x_j^2} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^2} \right) + \varepsilon \left[\frac{\partial}{\partial x_j^1} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^2} \right) + \frac{\partial}{\partial x_j^2} \left\{ \eta \left(\frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^1} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_j^2} \right) \right\} \right] + \dots + F_i \\ &= 0, \end{aligned}$$

であり、 $\varepsilon \rightarrow 0$ として以下の式を得る:

$$\varepsilon^{-2}\text{-項: } \frac{\partial P^0}{\partial x_i^2} = 0 \quad (6.1.62)$$

$$\varepsilon^{-1}\text{-項: } \frac{\partial P^0}{\partial x_i^1} + \frac{\partial P^1}{\partial x_i^2} = 0 \quad (6.1.63)$$

$$\varepsilon^0\text{-項: } \frac{\partial}{\partial x_j^2} \left(\eta \frac{\partial V_i^0}{\partial x_j^2} \right) - \frac{\partial P^2}{\partial x_i^2} = \frac{\partial P^0}{\partial x_i^0} + \frac{\partial P^1}{\partial x_i^1} - F_i \quad (6.1.64)$$

P^0 は前述のように x^0 だけの関数であるから、式 (6.1.62) は自動的に満足される。これを式 (6.1.63) に代入すると

$$P^1 = P^1(x^0, x^1) \quad (6.1.65)$$

となる。

F_i は x^0 の関数であるので、式 (6.1.64) の右辺はマクروسケール座標系 x^0 とメソスケール座標系 x^1 のみの関数である。したがって、正規化特性関数 $v_i^k(x^2)$, $p^k(x^2)$ を

$$V_i^0 = - \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_k^0} + \frac{\partial P^1}{\partial x_k^1} - F_k \right) v_i^k(x^2) \quad (6.1.66)$$

$$P^2 = - \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_k^0} + \frac{\partial P^1}{\partial x_k^1} - F_k \right) p_2^k(x^2) \quad (6.1.67)$$

と導入することができる。ここで、 $v_i^k(\mathbf{x}^2)$, $p_2^k(\mathbf{x}^2)$ は、それぞれ、流速特性関数、圧力特性関数と呼ばれる。これらを式 (6.1.64) に代入するとつぎの微視 Stokes 方程式 (microscale Stokes' equation) が得られる:

$$\frac{\partial}{\partial x_j^2} \left(\eta \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^2} \right) - \frac{\partial p_2^k}{\partial x_i^2} + \delta_{ki} = 0 \quad \text{in } \Omega_2. \quad (6.1.68)$$

δ_{ki} は Kronecker の δ である。

変換則 (6.1.59) の下で摂動 (6.1.60) を非圧縮条件式 (6.1.28) に代入すると

$$\frac{\partial V_i^\varepsilon}{\partial x_i} = \varepsilon^2 \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^2} + \varepsilon^3 \left(\frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^1} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^2} \right) + \varepsilon^4 \left(\frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^0} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^1} + \frac{\partial V_i^2}{\partial x_i^2} \right) + \cdots = 0.$$

を得る。 $\varepsilon \rightarrow 0$ とすると、 ε の各項は

$$\varepsilon^2\text{-項: } \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^2} = 0 \quad (6.1.69)$$

$$\varepsilon^3\text{-項: } \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^1} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^2} = 0 \quad (6.1.70)$$

$$\varepsilon^4\text{-項: } \frac{\partial V_i^0}{\partial x_i^0} + \frac{\partial V_i^1}{\partial x_i^1} + \frac{\partial V_i^2}{\partial x_i^2} = 0 \quad (6.1.71)$$

となる。特性関数 (6.1.66) を式 (6.1.69) に代入するとつぎの微視非圧縮条件式 (microscale incompressible equation) が得られる:

$$\frac{\partial v_i^k}{\partial x_i^2} = 0 \quad \text{in } \Omega_2. \quad (6.1.72)$$

X^2 -周期条件の下で微視方程式 (6.1.68), (6.1.72) を解くと特性関数 $v_i^k(\mathbf{x}^2)$, $p_2^k(\mathbf{x}^2)$ を決定することができる。

つぎに、特性関数 v_i^j に対してマイクロスケール領域 Ω_2 における積分平均 $\langle \cdot \rangle_2$ を導入すると、メソ均質化透水係数 K_{ji}^2 が

$$K_{ji}^2 = \langle v_i^j \rangle_2 = \frac{1}{|\Omega_2|} \int_{\Omega_2} v_i^j d\mathbf{x}^2 \quad (6.1.73)$$

と求められる。微視 Stokes 方程式 (6.1.68) の弱形式

$$\left\langle -\eta \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^2} + p_2^k \delta_{ij}, \frac{\partial w_i}{\partial x_j^2} \right\rangle + \langle \delta_{ki}, w_i \rangle = 0, \quad \forall \mathbf{w} \in V_{X^2} \quad (6.1.74)$$

を考える。ここで、 V_{X^2} は

$$V_{X^2} = \{ \mathbf{u} \in (H^1(\Omega_{2f}))^3; \partial u_i / \partial x_i^2 = 0; X^2\text{-periodic} \}$$

と定義される。関数空間 $(H^1(\Omega_{2f}))^3$ は Hilbert 空間 $(L_2(\Omega_{2f}))^3$ の Sobolev 部分空間であり、 L_2 -内積 $\langle \cdot, \cdot \rangle$ を

$$\langle f, g \rangle = \int_{\Omega_2} f(\mathbf{x}^2) g(\mathbf{x}^2) d\mathbf{x}^2$$

と導入した (関数空間 $(H^1(\Omega_{2f}))^3$ については, 例えば Sanchez-Palencia, 1980 を参照)。

いま, 式 (6.1.74) で $w_i = v_i^k$ と置き, 微視非圧縮条件を考慮すると

$$\left\langle -\eta \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^2}, \frac{\partial v_i^k}{\partial x_j^2} \right\rangle + \left\langle \delta_{ki}, v_i^k \right\rangle = 0, \quad (6.1.75)$$

が得られ, これは v_i^j は対称であること, さらには, K_{ji}^2 が対称, かつ, 正定値であることを表す:

$$v_i^j = v_j^i; \quad K_{ji}^2 = K_{ij}^2; \quad K_{ij}^2 \xi_i \xi_j \geq \xi_i \xi_i, \quad \forall \xi. \quad (6.1.76)$$

式 (6.1.66) にマイクロ平均化を施すと

$$\begin{aligned} \langle V_i^0 \rangle_2 &= -K_{ji}^2 \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_j^0} - F_j \right) - \frac{1}{|\Omega_2|} \int_{\Omega_2} \frac{\partial P^1}{\partial x_j^1} v_i^j dx^2 \\ &= -K_{ji}^2 \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_j^0} - F_j \right) - \frac{1}{|\Omega_2|} \int_{\Gamma_2} P^1 v_i^j n_j ds^2 + \frac{1}{|\Omega_2|} \int_{\Omega_2} P^1 \frac{\partial v_i^j}{\partial x_j^1} dx^2 \end{aligned}$$

である。右辺第2項は $P^1 v_i^j$ の周期条件から消える。右辺第3項は v_i^j の対称性と非圧縮条件から消える。こうして, メソスケール Darcy 則

$$\langle V_i^0 \rangle_2 = -K_{ji}^2 \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_j^0} - F_j \right) \quad (6.1.77)$$

が得られる。

式 (6.1.71) をマイクロ領域 Ω_2 で平均操作 $\langle \cdot \rangle_2$ を施すと, 第3項は周期境界条件から消えるので

$$-\frac{\partial}{\partial x_i^0} \left\{ K_{ji}^2 \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_j^0} - F_j \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial x_i^1} \langle V_i^1 \rangle_2 = 0,$$

が得られる。さらに, メソ領域 Ω_1 で平均操作 $\langle \cdot \rangle_1$ を施すと, つぎのマクロ浸透方程式 (巨視方程式) を得る:

$$-\frac{\partial}{\partial x_i^0} \left\{ K_{ji} \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_j^0} - F_j \right) \right\} = 0 \quad \text{in } \Omega_0. \quad (6.1.78)$$

ここで, マクロ均質化透水係数 (HA-透水係数と呼ぶ) K_{ji} は

$$K_{ji} = \langle K_{ji}^2 \rangle_1 = \frac{1}{|\Omega_1|} \int_{\Omega_1} K_{ji}^2 dx^1 \quad (6.1.79)$$

と定義されるので, マクロスケール Darcy 則が

$$\tilde{V}_i^0 = \langle \langle V_i^0 \rangle_2 \rangle_1 = -K_{ji} \left(\frac{\partial P^0}{\partial x_j^0} - F_j \right) \quad (6.1.80)$$

と与えられる。ここで, \tilde{V}_i^0 は V_i^0 のマクロ平均量である。

水圧 P^ε と流速 V_i^ε の近似は

$$V_i^\varepsilon(x) \simeq \varepsilon^4 V_i^0(x^0, x^1, x^2), \quad P^\varepsilon(x) \simeq P^0(x^0) \quad (6.1.81)$$

となる。

HA 透水問題を解く手続きを要約すると以下のようになる：まず、微視方程式 (6.1.68), (6.1.72) を解いて特性関数 v_i^k と p^k を求める。つぎに、メソ領域並びにマクロ領域の透水係数 K_{ij}^2 , K_{ij} を式 (6.1.73), (6.1.79) から定める。巨視問題 (6.1.78) を解いて水圧 P^0 を求め、これらを式 (6.1.81) に代入して実際の水圧と流速を定めることができる。

地盤工学では、通常、経験的な Darcy 則

$$\tilde{V}_i^* = -K_{ij}^* \frac{\partial H}{\partial x_j}; \quad H = \frac{P}{\rho_w g} + \zeta \quad (6.1.82)$$

が使われる。ここで、 \tilde{V}_i^* は平均流速であり、 H は全水頭、 ζ は位置水頭である。これを式 (6.1.80), (6.1.81) と比べると、対応関係

$$\tilde{V}_i^* = \langle \langle V_i^\varepsilon \rangle_2 \rangle_1 \simeq \varepsilon^4 \tilde{V}_i^0, \quad (6.1.83)$$

があることが判る。したがって、HA-透水係数 K_{ij} と慣用の透水係数 (C-透水係数と呼ぶ) K_{ij}^* との間には

$$K_{ij}^* = \varepsilon^4 \rho_w g K_{ij}. \quad (6.1.84)$$

という対応関係があることが判る。ここで、 ρ_w は水の密度であり、ここでは非圧縮条件から定数と仮定した。 g は重力加速度定数である。真の流速 V_i^ε がメソスケールとミクロスケールの粒子サイズに極めて敏感であるのに対して、圧力 P^ε が影響を受け難いことを再び注意しておく。

(2) ベントナイト粘土の二次元浸透解析

MD シミュレーションについて触れた項で述べたように、水の粘性はモンモリロナイト鉱物表面近傍で急激に変化する。このように粘性が場所によって変化する問題では、微視方程式 (6.1.68), (6.1.72) を有限要素法で解いてメソ均質化透水係数 K_{ij}^2 を定め、さらには HA-透水係数 K_{ij} と C-透水係数 K_{ij}^* を求める。

ここで取り上げるベントナイトは、高レベル放射性廃棄物の地層処分で緩衝材の候補となっているクニゲル V1 である。クニゲル V1 は重量比で約 50% のモンモリロナイト鉱物を含み、その他は主に石英結晶からなるマクロ粒子である。モンモリロナイトと石英の密度は共に約 2.7Mg/m^3 であり、乾燥密度 1.8M/m^3 のクニゲル V1 の $1/3$ は空隙であることが判る (間隙比 $e=0.5$)。

クニゲル V1 の粒度分布の測定データを見ると、マクロ粒子の径は $5 \mu\text{m}$ 程度から $100 \mu\text{m}$ まで広く分布している。この粒度分布のピーク値と透水挙動が小さな粒子に支配される傾向にあるという事実に基づいて、ここではマクロ粒子の径を $15 \mu\text{m}$ とし、メソ領域の大きさを 3 倍の $45 \mu\text{m}$ と定めた。

一方、モンモリロナイトの単一結晶は $100 \times 100 \times 1 \text{nm}$ 程度の大きさの薄板状であり、何枚かが積層して層状体を形成している。ここでは、6 枚の薄板が 1 個の層状体を形成するとした。層間距離は水分子が 2 層水和している状態に対応して、 0.56nm とした。図 6.2-22 に示した層状体同士の距離 X は与えられたベントナイトの飽和密度から決められる。 X が 0.56nm より小さくなる場合には、 X と層間距離の全体が縮小するとしている。モンモリロナイト層状体は層厚方向に極めて薄いので、ミクロ領域

は擬似一次元状態のこの6層の層状体領域と、全体が不透水の石英で構成されて領域から成るとしている。なお、ベントナイト中には擬似一次元状態のモンモリロナイト層状体がランダムに配置されていることを考慮して、式(6.1.73)で計算されたこの $(K_{11}^2)^{Pseudo1}$ を1/3して等方的なメソスケール均質化透水係数とした $(K^2 = (K_{11}^2)^{Pseudo1}/3)$ 。さらに、HA-透水係数、C-透水係数を計算した。

図6.2-6で示した純水と海水に相当する塩水に対する粘性分布を用いてC-透水係数を計算した結果を、間隙比 e の関数として図6.2-23に示す。ベントナイトの密度が増加(間隙比 e が減少)した場合、透水係数が急激に低下することが判る。また、塩水に対する透水係数が純水に比べて大きくなっている。

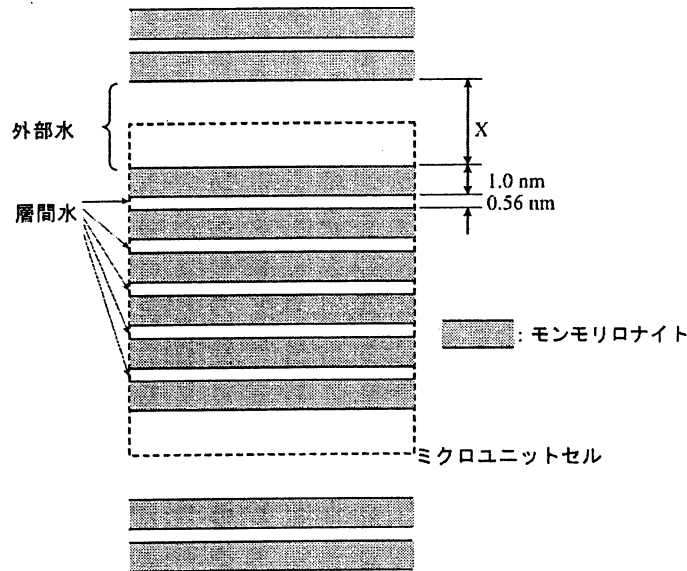


図 6.2-22 クニゲル V1 のモンモリロナイト部のマイクロユニットセル

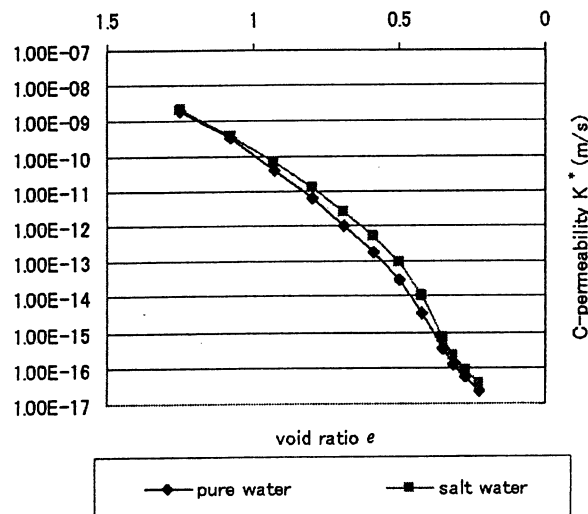


図 6.2-23 純水と塩水に対するクニゲル V1 の C-透水係数 (MD/HA 計算値)

参考文献

Fu, M.H., Zhang, Z.Z., & Low, P.F. (1990); "Changes in the properties of a montmorillonite-water system during the adsorption and desorption of water hysteresis", *Clays and Clay Minerals*, 38, 485-492.

市川 康明 (1990); 地盤力学における有限要素法入門, 日科技連.

久保田敬一, 河野伊一郎, 宇野尚雄 (1976); 「透水—設計へのアプローチ」, 最上武雄監修, 鹿島種出版会.

Pusch, R. (1994); *Waste Disposal in Rock*, Elsevier.

Sanchez-Palencia, E. (1980); *Non-Homogeneous Media and Vibration Theory*, Springer.

あとがき

土木学会岩盤力学委員会「深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会」は、平成12～13年度の2年間において研究小委員会として活動を続けてきました。本報告書のとりまとめと研究報告会の開催をもって、本研究小委員会の活動を終了することになります。

これまでの常設型の研究小委員会のスタイルと若干異なり、活動期間が限定されている本研究小委員会では、第1回目の委員会から「成果品である報告書ありき」で話がスタートしました。すなわち、各委員は「調査・試験法」WGまたは「力学・水理モデル」WGのどちらかに所属し、平成13年度末の報告書の完成を念頭におきながら、2つのWG活動を中心とした委員会活動を続けてきました。また、両WG以外にも、研究小委員会（通算9回）と現地見学会（通算2回）を適宜開催して、深地層における軟岩の評価を目的とした調査・試験法および力学・水理モデルに関する調査・研究活動と討論を実施してきました。

本研究小委員会で対象とする深地層は、人類に残された貴重な未利用空間の1つであると考えられます。本報告書が、例えば高レベル放射性廃棄物の地層処分や圧縮空気貯蔵（CAES）ガスタービン発電システムなど、これから深地層の軟岩を対象とされる技術者および研究者にとって、何かのお役に立てれば望外の喜びです。

最後になりましたが、本報告書は、本研究小委員会の市川康明委員長をはじめとする委員各位の多大なるご尽力により完成することができました。また、土木学会事務局の永井進氏にも大変お世話になりました。末筆ながらここに記して深謝の意を表します。

平成14年3月31日

深地層における軟岩の評価に関する研究小委員会
委員兼幹事 川崎 了