

# 硬質岩における地層処分施設の設計体系の開発

—— 地層処分施設の設計に参考となる各種施設の  
現存の設計体系の調査（資料No. 001）——

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書 付録)

1987年8月

清水建設株式会社

71頁から90頁まで「個人情報又は著作権等に関する該当箇所につき、不開示又は削除としています。

本技術資料は、個人情報、著作権等に係る当該箇所につき、不開示または削除としています。

この資料は、動燃事業団の開発業者  
ものです。従って、その取扱いには-  
、複製、転載、引用等には事業団の

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

〒319-1184

茨城県那珂郡東海村村松4番地49  
核燃料サイクル開発機構  
技術展開部 技術協力課

電話:029-282-1122(代表)  
ファックス :029-282-7980  
電子メール:jserv@jnc.go.jp

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

規範

# 地層処分施設の設計に参考となる各種施設の現存の設計体系の調査

## 目 次

はじめに	1
1. トンネルの設計体系の現況	2
1.1 はじめに	2
1.2 NATMの基本的な考え方	3
1.3 我が国のトンネル設計指針、標準示方書について	4
1.4 トンネルにおける設計項目について	4
1.5 トンネルにおける設計の概略フロー	6
1.6 地質調査と当初設計	8
1.7 計測計画フロー	15
1.8 硬岩地山におけるトンネル設計の現状	17
1.9 むすび	18
付 表	
2. 地下発電所の設計体系の現況	41
2.1 はじめに	41
2.2 設計と工事全体の関係	41
2.3 空洞の位置と配置ならびに形状の設計	42
2.4 安定解析	44
2.5 支保工の設計	47
2.6 排水工の設計	56
2.7 むすび	57
3. 岩盤タンク貯蔵所の設計体系の現況	58
3.1 概要	58
3.2 岩盤タンク貯蔵所の設計検討項目	61

3.3 水封機能性に関する設計	62
3.4 空洞安定性に関する設計	66
4. LNG地下式貯槽の設計体系の現況	91
4.1 LNG地下式貯槽の概要	91
4.2 LNG地下式貯槽指針について	93
4.3 LNG地下式貯槽の設計フローと設計方法	99
4.4 地層処分施設の設計体系との関連について	104
5. 原子力関連施設の設計体系の現況	106
5.1 概要	106
5.2 原子力関連施設の許認可手続	107
5.3 原子力発電所の設計	115

## はじめに

本資料は、”硬質岩における地層処分施設の設計体系の開発”報告書の資料である。

本資料は、既存の地中や岩盤内構造物としてトンネル、地下発電所、岩盤タンク貯蔵所、LNG地下式貯槽及び原子力関連施設を取り上げ、地層処分施設の設計体系を開発するに際し、上記の既存の設計体系の考え方、その適用性、設計体系を開発する上での考慮すべき点などについて整理することを目的としてまとめられた。

## 1. トンネルの設計体系の現況

### 1.1 はじめに

トンネル掘削技術は、4000年前の古代バビロンにまで遡ることができる。それ以後は、主に軍事的目的で建設されていたが、非軍事的なものとしてローマ時代に建設された導水路トンネルが、途中で再建され現在でも利用されている。トンネル建設技術の発達は、近代100年間に急速に進展したといわれる。それは、鉄道の出現により数kmを越す長大トンネルの建設が必要となり、その要請に答えるため技術的発展が図られたことによる。火薬あるいはダイナマイトの利用による掘削工法の採用、機械削岩機の導入、都市域でのトンネル工法としてシールド工法の考案などが上げられるが、これらの施工法とともにトンネルに作用する地圧の理論や支保理論が平行して進展してきたことも重要である。

現在では、トンネル建設方法として、(1)山岳トンネル (2)開削トンネル (3)シールドトンネル (4)推進トンネル工法 (5)沈埋トンネル (6)ケーソン工法などに分類されている状況である。

日本においては、明治以降、鉄道、道路網の整備に関連して建設が増加し、豊富な施工経験と知識が蓄積されてきた。当時のトンネル建設は、木製支柱式支保工を中心とした方法であったが、戦後アメリカから導入された矢板、鋼製支保工による施工方法により、大断面の急速施工法が普及した。また、都市部においては、軟弱地盤におけるトンネル掘削工法としてシールド工法が主流を占めるようになっている。

一方、山岳トンネルでは、昭和50年代始め、ヨーロッパにおける山岳トンネルの新しい建設技術であるNATM (New Austrian Tunnel Method) が、日本に紹介されるようになった。

国鉄や道路公団では、早くからNATMの有用性に着目し技術導入、開発を行い、各々NATM設計、施工指針を持つに至った。土木学会においても、昭和61年11月に従来の矢板と鋼製支保工による工法に基づく考え方から、吹き付けコンクリート、ロックボルト及び鋼製支保工等を用いたNATMを中心とするトンネル標準示方書に改定がなされた。

このように、現在のトンネルでは、NATMが主流となってきた。その理由としては、この工法が設計、施工における従来のトンネル建設方法に比べ、合理性、安全性、

施工性、経済性に優れた面を有するためである。

## 1.2 NATMの基本的な考え方

NATMの定義は、L.Mullerらによれば、“トンネル工事についての概念であり、岩盤の支持力を利用することによって安全と経済性を最善のものにすることを目的に、科学的に実証された思想と原理に基づいてトンネルを建設する方法”である。この概念を実施するために、彼らはNATMの22の原理を提唱した。ここでは、この原理に関する重要な項目について以下に示す。

### ①基本原則

トンネルを基本的に支持する要素は周辺地山（ロックマス）である。支保と覆工は地山中に耐荷リング（立体シェル）を構成し、地山と一体となった構造物を形成している。そのため、地山が荷重に耐えるためには、地山が本来持っている抵抗力（支持力）をできるだけ失わないように配慮することが重要である。

### ②地山の支持リングの考え方

力学的にトンネルは、地山の支持リングと支保工または覆工から構成された相互作用を発揮する厚肉のチューブとみなされる。このチューブは、リングが閉合している時に限り力学的にチューブとして作用するので、インバート部分の岩盤が、それ自身チューブとして働く場合を除き、インバートを打設してリングを閉合することが重要である。

### ③計測の重要性

支持リングの形成を充分期待するためには、地山または支保システムと地山の切羽進行に伴う挙動を正しく評価することが重要である。

### ④断面形および掘削に関する原則

掘削に伴い生じる応力集中を防ぐような断面形状にしなければならない。また、掘削方式は切羽進行に伴う地山の変形挙動に影響を及ぼすため、施工法はトンネルの安全性に決定的な要因となると考えらる。そのため、掘削サイクル、覆工の時期、インバートを閉合する時期およびショートベンチの長さや覆工の強度などをシステムチックに組み合わせ、地山と支保システムとによる1つの系として地山の安定を図ることが重要である。

## ⑤変位のコントロール

掘削面からのゆるみを極力避けるため、地山の変位はできるだけ抑えるようにしなければならない。そのためには、覆工をタイミングよく施工することと支保と覆工の剛性を地山の強度が最大限に発揮できるように考慮することが重要である。 (Fenn er-Pacher Curve の考え方)

## ⑥支保に関する基本事項

曲げ破壊を防ぐために、支保はフレキシブルなものにしなければならない。また、支保や覆工の方法、時期は、地山の変形計測に基づいて決める。基本的には、地圧に対しては、一次支保によって安定させることが原則である。

## 1.3 我が国のトンネル設計指針、標準示方書について

NATMの代表的な設計指針、示方書としては、次の3つが上げられる。

①NATM施工指針（案）〔国鉄、昭和58年〕

②設計要領第三集 トンネル〔日本道路公団、昭和60年〕

③トンネル標準示方書（山岳編）・同解説〔土木学会、昭和61年〕

これらの指針では、主に地質調査、支保設計、施工、計測について記述されている。

3つの指針、示方書の支保等の設計に関連する条文の比較を付表-1.1に示した。

それぞれ若干の相違があるが、NATMの基本的な考え方については共通な認識に立っていると考えられる。また、日本道路公団と国鉄NATM設計施工指針（案）にはそれぞれの用途に対応した標準支保パターンが示されている。

## 1.4 トンネルにおける設計項目について

トンネルの設計項目を表-1.1に示す。トンネルの主たる設計項目は、周辺地山の安定設計と支保設計である。ただし、トンネルの設計における②③⑤の項目は、一般には仮設構造物の設計に分類される項目であることは注目すべきことである。これは、トンネルの安定設計が、施工方法と密接なつながりを持っているためであり、NATMの設計概念に従うものである。

表-1.1 設計項目一覧

設 計 項 目	
①	断面形状
②	掘削工法（加背割り、ベンチ長、機械掘削、発破工法）
③	一次支保工
④	二次覆工（インパートを含む）
⑤	補助工法

## 1.5 トンネルにおける設計の概略フロー

構造物の設計は、ある条件下において要求される機能を確保し、安全性、合理性、経済性を実現させる行為である。この観点で、トンネルの設計のフローを見ると、図-1.1に示されるように、事前地質調査に基づく当初設計と計測・管理に基づく修正設計の二段階の設計フローとなっている。この理由は、トンネルの延長が長く、トンネル区間内の地質状況や地質構造が複雑であり、当初段階の地質調査によって、的確な設計を行うことが難しい。そのため、修正段階では施工時の計測結果に基づいた修正設計による見直しを前提にしている。適切なトンネル建設を行う上で、地質調査と当初設計および計測・管理と修正設計の二段階をあわせて、広い意味でのトンネル設計の枠組みとみなすことができる。

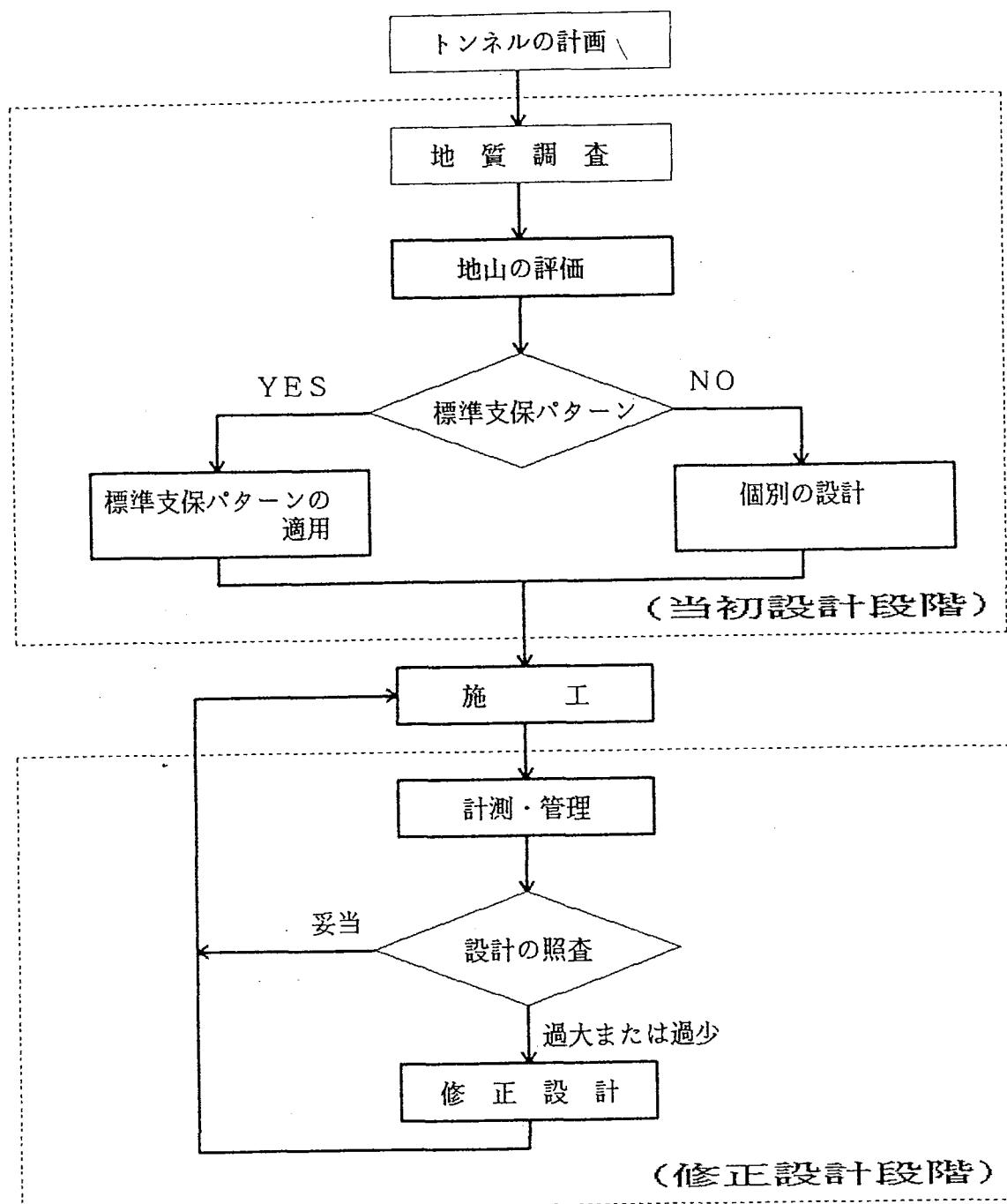


図-1.1 トンネル設計の概略フロー

## 1.6 地質調査と当初設計

図-1.2 に地質調査と当初設計の実施フローを示す。

地質調査より得られた資料に基づいて地山特性の評価がなされる。地山分類と標準支保パターンとが設定されている場合には、その適用性を検討する。標準支保パターンが適用できる場合には、当初設計は終了する。

標準支保パターンが適用出来ない場合には類似条件での事例や技術者の経験、および簡易解析により概略設計が行われる。次に詳細設計において、一次支保と覆工の荷重分担と補助工法が決められる。作用荷重系、断面形状を決めることにより、一次支保工と二次覆工のおおのが設計される。

一次支保工は、支保パターンと加背割り、支保工の建て込み順序によりモデル化してFEMなどの数値解析手法を用いてトンネル壁面の変位、吹付コンクリート応力、ロックボルト軸力等を求め、トンネルの安定性が評価される。

二次覆工は、トンネルが永久構造物として機能することを目的として設計される。二次覆工の設計は、主に骨組構造解析により、コンクリート部材として配筋計算がなされる。

### (1) 地質調査

地質調査の目的は、設計、施工および完成後の維持管理に必要な基礎的資料を得るために行われる。地質調査の時期、目的、内容等は、トンネルの計画（路線選定）、設計、施工計画および工事中の三段階で、それぞれ異なる。（付表-1.2）また、トンネル工事は、掘削する地山の種類（例えば、硬岩、軟岩……）により大きく依存するため、地山の種類に則した調査項目の選定が必要である。（付表-1.3）このようにして、地質調査の時期と地山の種類により調査項目が決まると、それに対応した種々の調査方法（付表-1.4）によって地山の力学的、水理学的特性等が求められる。

### (2) 地山分類に基づく設計手法の適用

国鉄NATM設計施工指針（案）、日本道路公団の設計要領では、地質調査から得られる地山特性を分類し（付表-1.5、付表-1.6）、それぞれの地山分類に基づいた設計手法の適用について設定している。（付表-1.7、付表-1.8）また、付表-1.9に支保設計手法の選定による調査試験項目を示す。ここで興味深いことは、類似条件

下で設計に用いるための調査項目が、標準支保パターンの適用や解析手法の適用よりも多くの地山特性を考慮しており、後の二つの手法がほぼ同程度の地山の特性（調査項目）で設計を行っている点である。

### （3）トンネルの設計手法

現在、一般的に用いられているNATMの設計手法を表-1.2に示す。表-1.3にNATM設計のための岩盤入力定数と調査方法を示す。

理論解析手法では、円孔のトンネルにおける周辺地山の応力・歪状態や支保に生じる断面力、変位を簡易に求めることができる。一方、数値解析手法は、地山のモデル、トンネル形状、境界条件などの解析の制限が少なく、吹付コンクリート、ロックボルト、鋼製支保工などの支保部材と地山の相互作用効果や異方性、不均一性、応力～歪みの非線形性、不連続性などの地山の材料特性による影響を考慮した変形・応力解析ができる。

トンネルの解析手法としては、主にFEM解析が行われている。岩盤物性の取り扱いは、電中研方式の非線形解析手法を用いる場合が多く実績も多い。

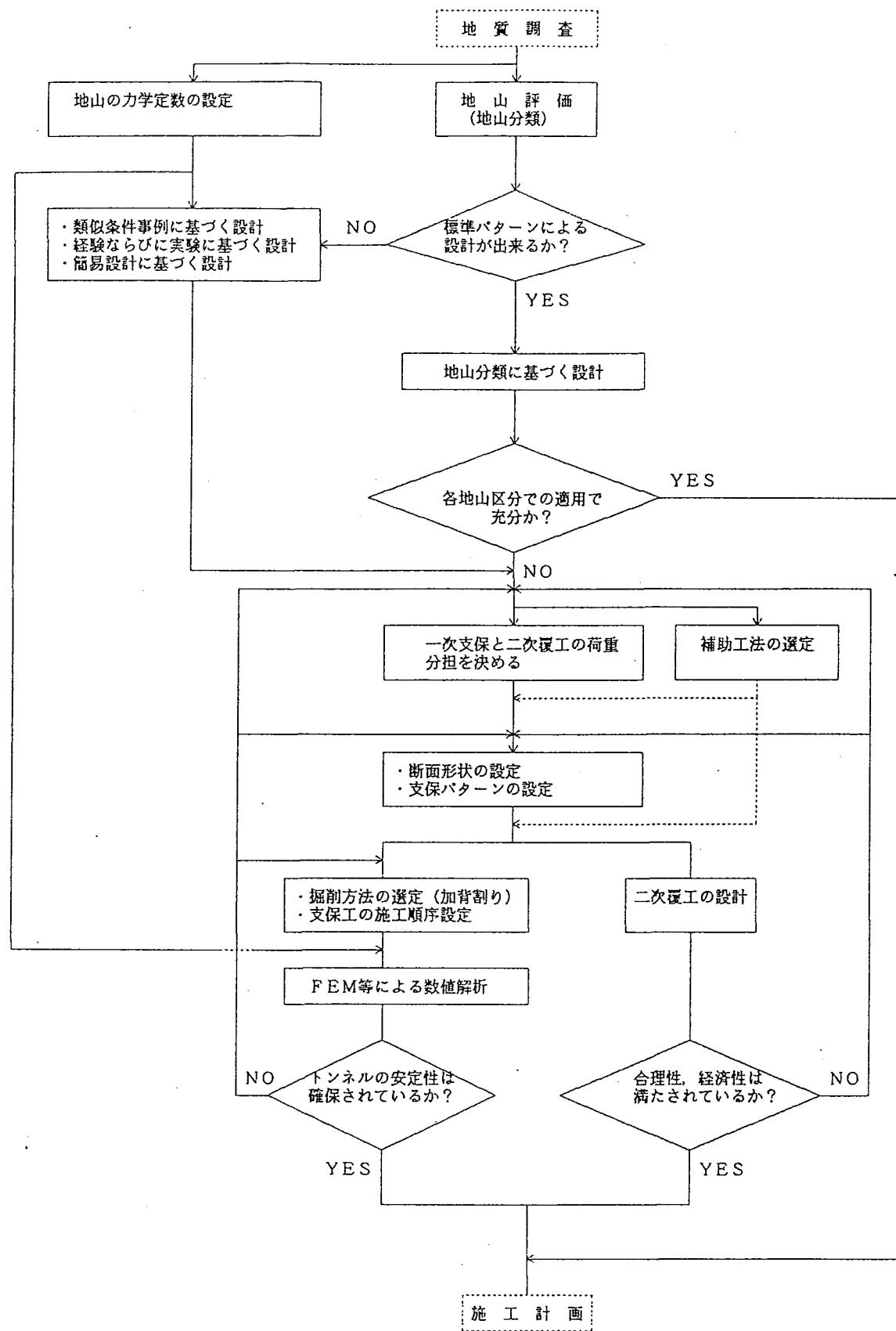


図-1.2 地質調査と当初設計実施フロー

表-1.2 NATMの設計手法

分類	判定基準	手法	備考
1. 施工事例に基づく設計			
1.1 地山分類に基づく設計	分類法の選定	国鉄 道路公团 フランストンネル協会 ラブセヴィツの分類 バートンのQ値法 RSR法 RMR法	地山を硬岩、中硬岩、軟岩、土砂に4分類し、弹性波速度と地山強度比を判定基準に、地山等級を9分類している。単縫、複縫新幹線断面の支保パターンを決定している。 岩種を5岩種に分類し、6項目の判定基準より、地山等級をA～Eの5つに分類し支保パターンを決定している。坑口部(土被り10～20)については一般部と異なり、別途設計パターンを設けている。 岩石の名と一軸圧縮強度より、支保基準を設定している。 トンネル切羽付近の地山の自立性に関する分類し、地山の性質をトンネルアーチが自立している時間と支保の種類に関係づけたものである。 6つの地山要素からQ値と、構造物の種類から求めるESRより支保構造を決定している。 岩種を3種類のパラメータより評点し、その合計をRSRとし支保構造を決定している。 岩盤を5項目で評点し、評点の合計より5ランクに岩盤区分し、支保構造を決定している。
1.2 類似条件事例に基づく設計	類似事例の選定		
1.3 技術者の経験ならびに実験に基づく設計		Lang, Rabcebicz の式	想定される地盤の分布から崩落する可能性の強い岩塊の領域を検討し、ロックボルトの長さピッチを決定している。
2. 解析結果に基づく設計			
2.1 地山の変形量の算定結果に基づく設計	応力・変形論	許容内空変位 ①理論解析手法 ・Kirsh の解 ・Kastner の解 ・Egger の方法 ・Einstein の方法 ・岡の方法 ②数値解析手法 ・FEM ・BEM	無限地山中の円孔における弾性解 無限地山中の円孔における完全弾塑性解 無限地山中の円孔におけるダイレクタントシ係數を用いる弾塑性解 無限地山中の円孔における弾性解と厚肉円筒理論の連成解 無限地山中の円孔におけるひずみ軟化を考慮した弾塑性解 連続体を有限個の未知量を含んだ要素の集合体に離散化近似して解く方法。 支配方程式を積分定理を用いて境界上の積分方程式に変換し、境界上の要素に離散化近似して解く方法。
	許容ひずみ	① 数値解析手法 ・FEM ・BEM	
	地表面沈下	① 理論解析手法 ・Jeffery ・Limanov ② 数値解析手法 ・FEM ・BEM	半無限弾性地山中の円孔における地山の変形を2極座標系の問題として解いている。 半無限弾性地山中の円孔における直上地表面沈下量
2.2 支保材の部材力と変形量の算定結果に基づく設計	応力・変形論	許容応力 ① 理論解析手法 ・Egger の方法 ・Einstein の方法 ② 数値解析手法 ・FEM	
	許容変形	① 理論解析手法 ② 数値解析手法 ・FEM	
	極限平衡論	地山の許容支持力 ① 理論解析手法 ・Rabcebicz ・岡の方法 ・Fedderの方法 ・山本の方法 ・Dudek の方法 ・地山の許容支持力と脚部の応力との比較	無限地山中の地山せん断破壊時の力のつり合いを考えた方法。 すべり面上のC, φの低下を考慮したRabcebicz ・岡の方法。 土被りの浅い砂質地山の落し戸実験に基づくロックボルトのつり合いを検討する方法。 はりとゆるみ領域のつり合い計算。 トンネル脚部に作用する応力を算定し、地山の許容支持力との対比を行い、トンネル脚部防沈下するかどうかを検討する。
2.3 地山応力の算定結果に基づく設計	応力・変形論	許容非弾性領域 ① 理論解析手法 ・Kastner の解 ・Egger の方法 ② 数値解析手法 ・FEM ・BEM	

**This is a blank page.**

表-1.3 NATM設計のための岩盤入力常数とその調査法

分類	設計法		調査試験	項目 重量	単位体積	変形係数	変形係数 (残留)	ポアソン比	ポアソン比 (残留)	粘着力	内部摩擦角	クリープ 係数倍率	クリープ係数 時間係数	ゆるみ指数	ゆるみ定数	一軸圧縮 強度	剛性率	土被り
	r	E <sub>e</sub>			E <sub>p</sub>	ν <sub>e</sub>	ν <sub>p</sub>	C	ϕ	α	β	a,b	k	q <sub>u</sub>	G	h		
設計法	厳密解	弹性	○	○			○										○	
		弾塑性	○	○	○	○	○	○	○						○		○	
	Rabcwicz 法								○	○					○			
	岡 法		○						○	○						○	○	
	FEM 解析	弹性	○	○			○										○	
		弾塑性	○	○	○	○	○	○	○								○	
		粘弾塑性*	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	
調査試験	密度試験		○															
	一軸圧縮強度試験				○	○	○								○	○		
	平板載荷試験				○													
	孔内載荷試験				○	○												
	三軸圧縮強度試験				○	○	○		○	○			○	○	○	○		
	一面せん断試験								○	○								
	岩盤直接せん断試験				○				○	○								
	クリープ試験										○	○						
	トンネル内空変位測定										○	○						
備考		ゆるみ指数 a : 変形係数についてのもの b : ポアソン比についてのもの																
		* ここでは鉄道技研の方法を指す。																

**This is a blank page.**

## 1.7 計測計画フローと修正設計

計測計画は、計測結果を設計、施工に反映させる目的で行われる。その目的は、第一に施工の安全性を確認し、第二に経済性を確保することにある。

トンネルの当初設計においては、事前調査によって最適な設計をすることが難しく、従って、トンネルの施工段階においては、実際の地山に適応し安全性、経済性を充分に満たした修正設計が必要である。

安全性の確認とは、

- ①周辺地山の挙動把握
- ②各支保部材の効果の把握
- ③構造物としてのトンネルの安定状態の確認
- ④周辺構造物への影響の把握

が上げられる。

経済性の確保とは、

- ①設計・施工の経済性を図る
- ②設計・施工への反映と将来工事計画（類似条件での設計）の資料とする  
ことが上げられる。

計測計画の位置づけと実施フローを図-1.3 に示す。図中のトーンは、設計と特に関連するところである。

なお、修正設計の考え方の例を付表-1.10、付表-1.11に示す。付表-1.12には日本トンネル技術協会の「N A T M計測指針」における計測項目を示す。付表-1.13には、土木学会岩盤力学委員会の「トンネルの地質調査と岩盤計測」で、いくつかの問題となる挙動を対象とした観察・計測項目の目安について示す。また、付表-1.14には、地山条件ごとに施工時に問題となる現象と、それに対して必要な観察・計測項目の選定目安を示す。

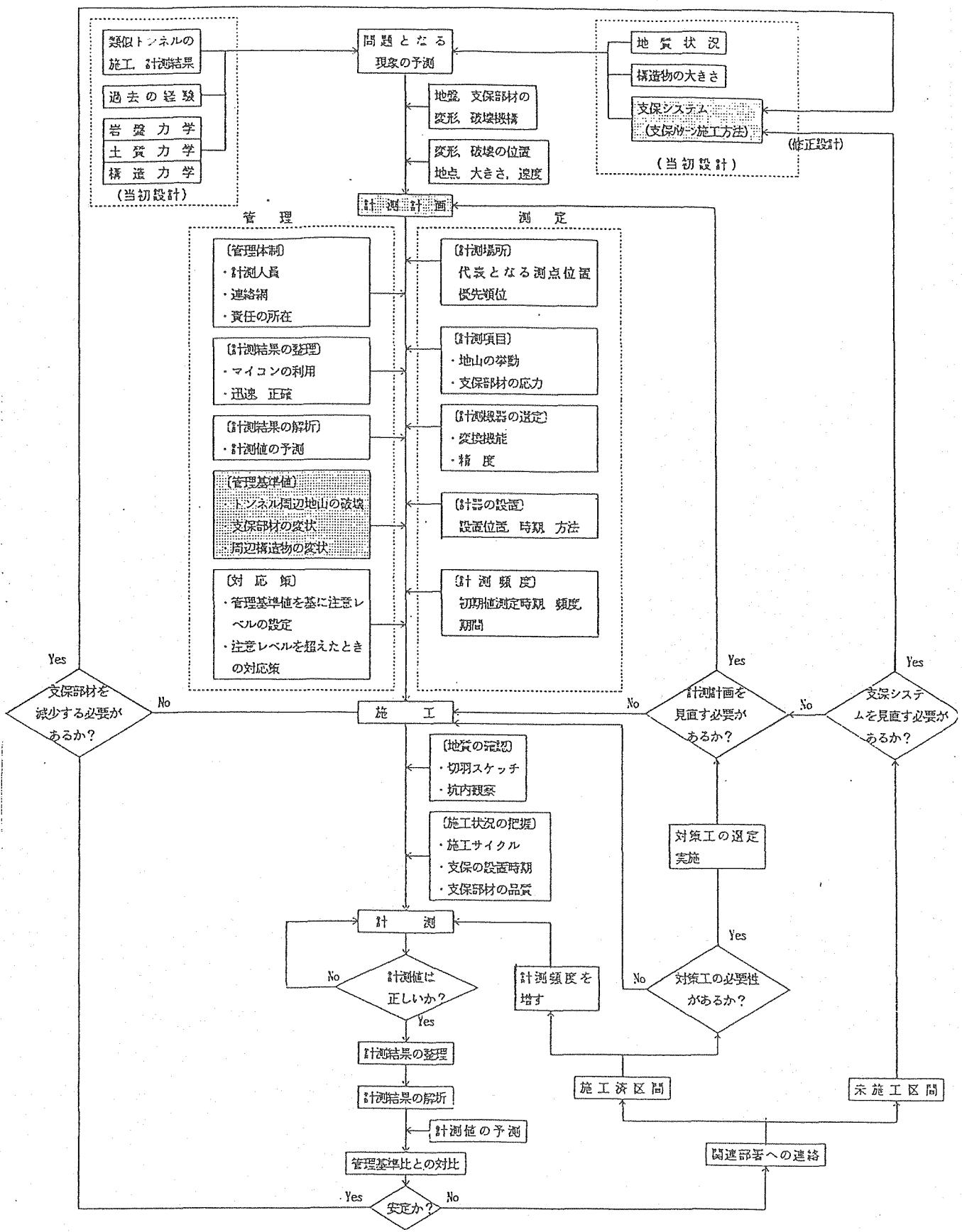


図-1.3 計測計画の位置づけと実施フロー

## 1.8 硬岩地山におけるトンネル設計の現状

### (1) 地質調査について

硬岩地山では、一般に建設地点の地圧の大きさに比べ岩石強度が充分に大きいので、節理、亀裂等の潜在的な不連続面が、掘削による応力解放のため開口し、あるいは、その不連続面にそって滑るといった現象によるゆるみ地圧や肌落ち、剥落等の問題を防ぐことにより、トンネルの安定を確保することが出来る。従って、調査方法も地山の不連続性を知ることが主眼となり、地山中の不連続性と密接に関連する弾性波探査を中心とした調査が行われる。ボーリング調査およびそれに伴う岩石試験は、代表的な箇所（FEM解析をおこなう場合等）、弾性波探査で低速度帯となっている箇所や沢部等の施工上問題となりそうな箇所で行われる。

### (2) 当初設計について

付表-1.7、付表-1.8 より両指針において、一般の深度が著しく大きな場合を除き、硬岩では標準支保パターンの適用が可能であると考えられる。道路公団の設計要領の地山等級Aに関しては、工区における比率やその状態により、経済的な見地から考えられる設計・施工方式にすべきであると考え、標準支保パターンを定めていない。国鉄NATMにおいては、地山区分による標準支保パターンを適用しているが、FEM解析による設計検討が参考として行われている。

### (3) 計測・管理について

施工段階においては、硬岩地山では、節理などの割れ目の開口、あるいは硬い部分と軟質な破碎された部分とが短い間隔でいりこんでいる場合に大きな岩塊の抜け落ち等の現象を生じることが多い。調査段階でこのような局所的な現象を予測することは困難であり、また、地山の性質によっては、弾性波速度が大きくとも必ずしも健全であるとは限らないため、施工段階での坑内観察、調査が重要である。

また、このような硬岩地山の肌落ち対策として施工される鋼製支保工やロックボルトは、判断の時期が掘削の時期であるために観察を重視する事が必要である。

## 1.9 むすび

NATMによる設計・施工方法は、全く新しい概念に基づくトンネル建設技術ではなく、従来のトンネル建設によって得られた個々の事象を、工学的あるいは岩盤力学、連続体力学の知識を用いて、整理、体系化されたものと考えられる。しかしながら、今まで得られている地盤・岩盤力学等のレベルでは、トンネル建設時の地盤の挙動を充分に把握するまでには至っていない。そのため、トンネル設計の際にも従来の事例が重視されている。また、支保の力学的な機能についても、定性的な表現にとどまってしまっており、定量的な把握には至っていない。これらのことより、現状のトンネル設計は、トンネル構造物の建設に対しても、その合理性、安全性、経済性を満たすための工法の概念レベルにあり、信頼性のある定量的な設計・評価が可能なレベルにまでは達していない。

今後、更にトンネルの設計を合理的に行うためには、次の項目について明らかにしていく必要があると考えられる。

### ①地山分類と整合性のとれた地盤・岩盤の力学特性の定量化

- ・ 岩盤の不連続性の定量化とトンネルの寸法等のスケール効果の把握
- ・ 地盤の不均一性の表現とその定量化、および、その力学的、水理学的特性の把握
- ・ 地山分類に対応した応力再配分の発生機構を明らかにすること
- ・ 掘削工法による掘削とともに地山特性変化とその範囲の把握
- ・ 掘削による応力解放のパターン把握

### ②支保材の支保機構の把握とそのモデル化

- ・ 吹付コンクリートの支保効果、機構の把握
- ・ ロックボルトの支保効果、機構の把握
- ・ 鋼製支保工の支保効果、機構の把握

### ③詳細設計に対応できる計算・解析ツールの整備

- ・ 3次元解析と擬似3次元解析ツールの開発
- ・ 解析に用いる支保材のモデルの開発
- ・ 地山の初期応力解析手法の開発

・水との連成効果の把握

## 参考文献

- (1) K. チェッキー：トンネル工学，鹿島出版
- (2) 斎藤，田島，今田：トンネル工学概論，土木工学社
- (3) 日本国有鉄道編：N A T M設計施工指針（案），社団法人日本鉄道施設協会
- (4) 日本道路公団：設計要領 第三集 9編トンネル，日本道路公団
- (5) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説，土木学会
- (6) 高山監修：N A T Mの理論と実際，土木工学社
- (7) 中部電力㈱：掘削による砂礫地盤の変形性状の解明
- (8) 国鉄技術研究所 国鉄N A T M研究会：N A T Mの設計・施工の合理化に関する研究（鉄道トンネルにおけるN A T Mの施工実績の考察），鉄道技術研究報告  
No.1211, 1982.3

付表-1.1 トンネル設計条文の比較（1）

		土木学会	日本道路公団	国鉄NATM設計、施工指針(案)
支保工(一次)の考え方	支保工は、トンネルの掘削後、周辺地山の支保機能が発揮されるよう、地山を保持し、安全かつ能率的に坑内作業が行えるよう設計しなければならない。	第3.3条 支保工は、トンネルの掘削後、周辺地山の支保機能が発揮されるよう、地山を保持し、安全かつ能率的に坑内作業が行えるよう設計しなければならない。	4-1 支保構造の設計にあたっては、支保構造を構成する各部材の地山安定に与える効果と相互の関連を考慮し、地山条件に最も適合したものとしなければならない。	第1.0条 一次支保の各部材の設計は、それぞれの支保機能を考慮し、使用目的に適合するように行わなければならない。
支保構造の選択	支保工の設計にあたっては、地山特性、施工法等を考慮し、地山区分ごとに支保部材を選定し、標準となる支保パターンを設定しなければならない。	第3.4条 支保工の設計にあたっては、地山特性、施工法等を考慮し、地山区分ごとに支保部材を選定し、標準となる支保パターンを設定しなければならない。	4-2 (1) 支保構造は、地山条件、施工法、施工順序、補助工法、等を考慮し、吹付コンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工および復工を、単独あるいは組み合わせて設計するものとする。 (2) 支保構造の設計にあたっては、支保構造と地山とが一体となって効果的かつ経済的にトンネルの安定を得られるように努めるものとする。	第5条 当初設計は原則として次の手法から選定して行う。 (1) 標準支保パターンの適用 (2) 類似条件での設計の適用 (3) 解析手法の適用
設計手法			4-8-1 (1) 支保構造の当初設計は、地山等級に応じて原則として表-1.1(a)に示す標準支保パターンによるものとする。 (2) 地山等級A-Eについては、地山条件を考慮して、別途、支保パターンを設定するものとする。	第6条 標準支保パターンによる設計は、的確な地山区分を行い、適用条件を十分に検討して行わなければならない。
			4-8-2 (1) 支保構造の当初設計は、地山等級に応じて原則として表-1.1(a)に示す標準支保パターンによるものとする。 (2) 地山等級A-Eについては、地山条件を考慮して、別途、支保パターンを設定するものとする。	第7条 類似条件での支保パターンを適用する場合には、その設計条件及び設計の妥当性等を十分に検討し、当該地山の性状に応じて修正を加えなければならない。
			4-8-3 (1) 支保構造の当初設計は、地山等級に応じて原則として表-1.1(a)に示す標準支保パターンによるものとする。 (2) 地山等級A-Eについては、地山条件を考慮して、別途、支保パターンを設定するものとする。	第8条 解析により設計を行う場合には、計算手法、計算上の仮定、計算に用いた物性値等を十分に検討し、類似条件下での設計例をも加味して総合的に判断しなければならない。
吹付コンクリート	一般	第3.6条 吹付コンクリートの設計にあたっては、その使用目的、地山条件、施工性等を考慮し、支保部材として十分な機能を発揮するように行わなければならない。	4-3-1 吹付コンクリートは、地山条件、吹付け方法等を検討のうえ、支保部材としての効果を十分に発揮できるよう設計しなければならない。	第1.2条 (1) 吹付コンクリートの設計は、支保部材としての所要の要件を満たすように行わなければならない。
	配合及び強度	第3.7条 吹付コンクリートの配合は、必要な強度、耐久性が得られ、水密性、付着性、施工性のよいコンクリートが得られるように定めなければならない。 第3.8条 吹付コンクリートに補強が必要な場合には、その目的に応じて材料、施工法等を検討しなければならない。	4-3-2 (1) 吹付コンクリートの材料および配合は、所定の強度が得られ、かつ付着性、施工性、耐久性に優れたものを選ばなければならぬ。 (2) 吹付コンクリートに用いるセメントは、原則として普通ポルトランドセメントとする。 (3) 吹付コンクリートの設計基準強度(材令28日)は、180kgf/cm <sup>2</sup> とする。	第1.3条 (1) 吹付コンクリートの配合は、必要な強度が得られ、付着性、施工性のよいコンクリートが得られるよう定めなければならない。 (2) 吹付コンクリートの圧縮強度は、180kgf/cm <sup>2</sup> を目標とする。
	設計厚	第3.9条 吹付コンクリートの設計厚は、その使用目的、地山条件、断面の大きさ等を考慮して定めなければならない。	4-3-3 吹付コンクリートの設計厚は、表-1.1(a)の標準パターンによるものとする。	第1.2条 (2) 設計に示す吹付厚は、原則として最小吹付厚とするが、硬岩地山等で爆破工法による場合などでは、平均吹付厚としてもよい。

付表 -1.1 トンネル設計条文の比較 (2)

		土木学会	日本道路公団	国鉄NATM設計、施工指針(案)
ロックボルト	一般	第40条 ロックボルトの設計にあたっては、その使用目的、地山条件、作用効果、施工性等を考慮しなければならない。	4-4-1 ロックボルトは、その作用効果、使用目的、施工性等を考慮のうえ、地山条件に応じて設計しなければならない。	第16条 ロックボルトの設計に当っては、地山条件に応じて次の事項について検討しなければならない。 (1) 作用効果 (2) 使用目的 (3) 発生軸力 (4) 引抜耐力 (5) 施工性 (6) プレストレス導入の必要性 (7) 経済性
	定着方式	第41条 ロックボルトの定着方式は、その使用目的、地山条件、施工性等を考慮して選定しなければならない。	4-4-2 ロックボルトは、原則として全面接着型とし、地山条件、材料の特性、施工性を考慮して選定しなければならない。	第19条 (1) ロックボルトの定着型式は、ロックボルトの目的及び地山条件、施工性、経済性等を考慮して定めなければならない。
	配置及び寸法	第42条 ロックボルトの配置および寸法は、その使用目的、地山条件、トンネル断面の大きさ等を考慮して決定しなければならない。	4-4-4 ロックボルトの配置および長さは、原則として表-1.1(a)に示す標準支保バターンによるものとする。ただし、特殊な地山条件の場合には、ロックボルトの使用目的、トンネルの断面形状、地山条件等を考慮して、これを定めるものとする。	第18条 ロックボルトの配置及び長さは、その目的、トンネルの断面形状、並びに地山条件等を考慮して定めなければならない。 第19条 (2) 接着型ロックボルトの定着材は、定着長の全長にわたって十分な定着が得られるものでなくてはならない。
	材料特性	第43条 (1) ロックボルトの材質は、必要な強度および伸び特性を有するものでなければならぬ。 (2) ベアリングプレート(座金またはワッシャー)は、十分な面積と強度をもつものでなければならぬ。 第44条 ロックボルトの定着材は、十分な定着力が得られるものでなければならない。	4-4-3 (1) ロックボルトの材質および形状は、使用目的、地山条件、施工性等を考慮して適切なものとしなければならない。 (2) ロックボルトの定着材は、その使用目的、施工性等を考慮して、適切な材料および配合としなければならない。 (3) ロックボルトのベアリングプレートは、ロックボルトの使用目的に応じて、適切な材質および形状としなければならない。	第17条 (1) ロックボルトの材質は地山条件及び使用目的に応じて定めなければならない。 (2) 接着型ロックボルトは、節付き棒鋼を用いるものとする。 (3) ベアリングプレート(座金またはワッシャー)は、十分な面積と強度をもつものでなければならぬ。
	引抜耐力			第20条 ロックボルトの引抜耐力は、地山条件、定着型式、定着材、ボルト長等を考慮して検討しなければならない。
鋼製支工	一般	第45条 鋼製支工は、その目的に応じて、必要な強度を有し、使用条件に適合するものでなければならない。	4-5-1 鋼製アーチ支工は、吹付コンクリート等と併用するものを鋼アーチ支工A、矢板類と併用するものを鋼アーチ支工Bと呼ぶものとし、それぞれの使用目的および施工方法を考慮して設計しなければならない。	第21条 鋼製支工は、次の場合にその使用について検討しなければならない。 (1) 吹付コンクリートあるいはロックボルトの支保機能が発揮されるまでに切羽の安定を図る必要がある場合。 (2) 線管、鋼矢板等で切羽の先受けを行うための支点が必要な場合。 (3) 地表沈下の抑止、または大きな土圧のために一次灌漿の強度あるいは剛性を高める必要がある場合。
	形状	第46条 鋼製支工の形状は、掘削断面に適合し、作用荷重、その他の諸条件に対して有利で、かつ施工上の便宜を偏えたものでなければならない。	4-5-2 鋼アーチ支工の形状は、掘削に伴う外力その他の条件に対して有利な形を有し、施工上の便宜を偏えたものでなければならない。	第22条 一次灌漿に可縮機構を設ける場合には、その目的及び効果を十分に検討の上、適切な構造としなければならない。
	部材特性	第47条 (1) 鋼製支工は、作用荷重のほか、吹付コンクリートの厚さ、施工法等を考慮して適切な断面形状・寸法を有するものとしなければならない。 (2) 鋼製支工の構材には、延性が大きく、かつ曲げや溶接、等の加工が正確・良好に行える材質のものを用いなければならない。	4-5-3 鋼アーチ支工の材質は伸び率が大きく、かつ曲げや溶接などの加工性のよいものが望ましい。	
	可縮機構	ニ	4-5-5 可縮機構は、その目的および効果を充分に検討し、必要に応じて設けるものとする。	
	建込み間隔	第48条 鋼製支工の建込み間隔は、地山特性、使用目的、施工法等を考慮して決定しなければならない。		
	縫手	第49条 鋼製支工の縫手の位置および構造は、掘削断面形状、施工法および断面力の大きさと分布等を考慮して決定しなければならない。		

付表-1.1 トンネル設計条文の比較(3)

		土木学会	日本道路公団	国鉄NATM設計、施工指針(案)
鋼製支保工	支保工のつなぎ	第50条 鋼製支保工には転倒を防止するために適当なつなぎ材を設けなければならない。		
復工	一般	第51条 復工は、トンネルの使用目的に適合し、長く安全な使用に耐えるものでなければならぬ。	4-6-1 復工は、その設置目的に適合し、必要な強度を有するとともに耐久性のあるものでなければならない。	第23条 二次復工は、地山状態、環境条件、一次支保部材の支保機能等を考慮して、目的に適合し、耐久性が得られるように設計しなければならない。
	形状	第52条 復工の形状は、所要の内空断面を含み、軸力が無理なく伝達され、曲げモーメントが極力小さくなる形状としなければならない。	4-6-3 (1) 復工の形状は、内空断面、掘削工法、および復工の施工順序等を考慮して、力学的に安定な構造としなければならない。	
	巻き厚	第53条 (1) 復工の厚さは、設計巻き厚線で示すものとする。 (2) 復工の設計巻き厚は、その目的に適合するよう、断面の大きさと形状、地山特性、作用荷重、復工材料、施工性等を考慮して決定しなければならない。	4-6-4 (1) 復工の設計厚は特別な場合を除き、支保構造の種類に応じて、表-1.1(c)に示す巻き標準として用いるものとする。 (2) 通常のトンネルと比べて内空断面が著しく異なる場合には、必要に応じて復工の設計厚を検討するものとする。 (3) 地山条件が特に悪く、偏土圧が著しい、塑性土圧または膨張性土圧が生じる、土被りが小さい、および水圧を考慮しなければならない場合には、十分な力学的検討を行ったうえで復工断面を決定しなければならない。	第24条 (1) 一般地山の二次復工はの巻き厚は表-1.1(d)を標準とする。 (2) 特殊地山又はトンネルの断面形状が特異な場合には、必要に応じて巻厚の増加等の処置を講じなければならない。
	配合	第54条 復工に用いるコンクリートの配合は、所要の強度、耐久性および良好な施工性を得られるように定めなければならない。	4-6-2 復工の材料は、原則として、現場打ちの無筋コンクリートとする。	第25条 一般地山における二次復工コンクリートの配合は、原則として表-1.1(e)による。
	ひびわれ対策	第55条 復工に有害なひびわれの発生するおそれのある場合には、ひびわれ対策を講じなければならない。	4-6-6 復工コンクリートのひびわれは構造物の耐久性を損なう恐れがあるので、次吹コンクリートを支保構造物として用いる場合には、適当なひびわれ対策を施さなければならない。	第26条 二次復工のひびわれが漏水あるいはつらら等の原因となる場合には、ひびわれ防止工を行わなければならない。
インバート	設置基準		4-6-3 (2) インバートは、原則として、坑口部および地山等級D・Eの区間に設けるものとする。	第27条 (1) 地山等級I <sub>N</sub> に該当する場合には、原則としてインバートを設置すること。また、地山等級II <sub>N</sub> の場合でも、泥岩質のものについてはインバートを設置するのが望ましい。 (2) 特殊地山については、インバートの打設時期についても検討しなければならない。 (3) 地形上偏土圧が予想される場合、あるいは二次復工に力学的機能を必要とする場合には、原則としてインバートを設置すること。
	形状及び厚さ			第28条 インバートの形状は、地形、地質条件に応じて定めなければならない。
路盤	路盤コンクリート 一般			第29条 (1) スラブ軌道の場合には、路盤コンクリートを設置しなければならない。また、バラスト軌道で横泥が生じるおそれのある場合には、路盤コンクリートを設置することが望ましい。 (2) 側圧に抵抗する必要のある場合には、りょう盤コンクリートを兼ねる構造としなければならない。
排水工	一般	第56条 地山からの湧水を円滑に排水し、復工面から漏水が生じないよう、適切な防水工、排水工等を設計しなければならない。		第30条 (1) トンネルの湧水は、原則として中央集水管により排水しなければならない。 (2) 復工背面には漏水が滞留しないよう、適切な排水管を設けて中央集水管へ導水しなければならない。
	防水工	第57条 復工内部への漏水を防ぐために防水工を必要に応じて設計しなければならない。また、防水工の材料は、耐久性および施工性に富み、施工時に破損しないものでなければならない。		
	排水工	第58条 トンネルの湧水は、停滞を生じることなく円滑に排水しうるよう適切な排水工を設計しなければならない。		
	漏水処理工	第59条 復工内部に漏水が生じた場合には、その状況に応じて適切な漏水処理の設計を行わなければならない。		

付表-1.1 トンネル設計条文の比較（4）

	土木学会	日本道路公団	国鉄NATM設計、施工指針(案)
その他の	<p>第62条 トンネルの分岐あるいは拡幅部の設計にあたっては、その目的、形状、地山条件、施工性を考慮し、掘削方式、支保工、接合部の補強方法等を検討しなければならない。</p> <p>第63条 近接トンネルの設計にあたっては、地山条件、施工方法を考慮し、支保工および必要に応じて周辺地山の補強方法を検討しなければならない。</p>	<p>7-2 非常駐車帯の本体工の設計は、原則として「4 支保構造の設計」等の諸規定に準じて行うものとする。</p> <p>7-5 トンネル相互の交差部は、その形状寸法・地山条件・施工方法等を考慮し、必要に応じて、支保構造の補強等の設計を行うものとする。また、交差角は、可能な限り直角に近付けることが望ましい。</p>	<p>第31条 (1) 大型及び中型避難所の設置にあたっては、地質の著しく不良な区間を避けて設置することを基本とする。 (2) 避難所等の設計にあたっては、本坑部の補強方法、施工の時期等を十分に検討しなければならない。</p>

付表-1.1 (a) 標準パターン (日本道路公団)

地山等級	掘削工法	一掘進長(上半)(m)	ロックボルト		鋼アーチ支保工			吹付け厚(cm)	覆工厚(cm)		変形余裕量(cm)			
			長さ(m)	施工間隔(m)	上半部	下半部	達間隔(m)		アーチ・側壁部	インパート部	上半部	下半部	インパート	
B	上半工法	2.0	3.0	1.5 (1.7m)	2.0	なし	なし	—	5	30	0	0	0	
C I	上半工法	1.5	3.0	1.5	1.5	なし	なし	—	10	30	0	0	0	
C II	上半工法	1.2	3.0	1.5	1.2	H-125	なし	1.2	10	30	0	0	0	
D I	上半工法	1.0	4.0	1.2	1.0	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	0	
D II	上半工法	1.0 以下	4.0	1.2	1.0 以下	H-150	H-150	1.0 以下	20	30	50	10	0	

付表-1.1 (b) 標準パターン (国鉄NATM設計施工指針)

(a) 在来線単線トンネル

支保部材 地山等級	ロックボルト			吹付コンクリート厚(cm)		鋼製支保工	
	配置	長さ(m)×本数	綫断間隔(m)	アーチ・側壁	インパート	種類	
V N	—	—	—	5 (平均)	—	—	—
IV N	アーチ	2×0~5	(随意)	5 (平均)	—	—	—
III N	アーチ	2×8	1.5	10 (平均)	—	—	—
II N	アーチ・側壁	2×10	1.2	硬岩 10 (平均) 軟岩 7 (最小)	—	—	※※※
I N	アーチ・側壁	3×12	1.0	10 (最小)	—	(100 H)	—
I S	アーチ・側壁	3×14	0.8~1.0	10 (最小)	10 (最小)	100 H	—
I L	アーチ脚部・側壁	3×8	0.8~1.0	15 (最小)	—	100 H	—

(b) 在来線複線トンネル

支保部材 地山等級	ロックボルト			吹付コンクリート厚(cm)		鋼製支保工	
	配置	長さ(m)×本数	綫断間隔(m)	アーチ・側壁	インパート	種類	
V N	—	—	—	5 (平均)	—	—	—
IV N	アーチ	2×0~7	(随意)	5 (平均)	—	—	—
III N	アーチ	2×10	1.5	10 (平均)	—	—	—
II N	アーチ・側壁	3×14	1.2	硬岩 10 (平均) 軟岩 7 (最小)	—	—	※※※
I N	アーチ・側壁	3×18	1.0	15 (最小)	—	(125 H)	—
I S	アーチ・側壁	3×12 4.5×8	0.8~1.0	15 (最小)	15 (最小)	150 H	—
I L	アーチ脚部・側壁	3×10	0.8~1.0	20 (最小)	—	125 H	—

(c) 新幹線複線トンネル

支保部材 地山等級	ロックボルト			吹付コンクリート厚(cm)		鋼製支保工	
	配置	長さ(m)×本数	綫断間隔(m)	アーチ・側壁	インパート	種類	
V N	—	—	—	5 (平均)	—	—	—
IV N	アーチ	2×0~8	(随意)	5 (平均)	—	—	—
III N	アーチ	2×12	1.5	10 (平均)	—	—	—
II N	アーチ・側壁	3×16	1.2	硬岩 10 (平均) 軟岩 7 (最小)	—	—	※※※
I N	アーチ・側壁	3×20	1.0	15 (最小)	—	(125 H)	—
I S	アーチ・側壁	3×14 4.5×8	0.8~1.0	15 (最小)	15 (最小)	150 H	—
I L	アーチ脚部・側壁	3×12	0.8~1.0	20 (最小)	—	125 H	—

※ 4.5 m のロックボルトは SL 付近(アーチ脚部及び側壁)に配置する。

※※ 硬岩とは A、B、C 岩種、軟岩とは D、E 岩種をいう。(中硬岩も軟岩に含めた。)

※※※ 鋼製支保工を用いる場合には、( )内の種類とする。

(注) 地山等級 I N ~ V N は従来の岩盤分類、岩 I ~ 岩 IV とは異なるので注意すること。

付表-1.1 (c) 覆工の設計厚 (日本道路公団)

主たる支保構造		吹付けコンクリート, ロックボルト, 鋼アーチ支保工						鋼アーチ支保工(矢板類併用)			
地山等級		A	B	C I	C II	D I	D II	A	B	C	D
覆工巻厚 (cm)	アーチおよび側壁部	30						45 以下	45		60
	インバート部	—	原則として40以下(特別な場合に限る)	45	50	—				50	

注)・インバート部に吹付けコンクリートを施工する場合は吹付けも含めた合計厚

・地山等級Eについては、地山条件を考慮して別途定めるものとする。

付表-1.1 (d) 二次覆工の巻き厚 (国鉄N A T M設計施工指針)

トンネル断面	覆工巻厚
単線型	25cm
複線型及び新幹線型	30cm

付表-1.1 (e) 二次覆工コンクリートの配合

設計基準強度 $\sigma_{CK}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	セメントの種類	粗骨材の最大寸法(mm)	スランプの範囲(cm)	空気量の範囲(%)	耐久性から定まる最大水セメント比(%)
180	普通ポルトランドセメント、高炉セメントB種、又は、フライアッシュセメントB種	40	15±2.5	4±1	58

付表-1.2 調査の区分

区分	時期	目的	内容	範囲
路線選定 のための 調査	比較路線の検討から トンネル路線の決定まで	地形・地質、その他の 環境条件に適合した路 線を選定するために必 要な資料と、次の段階 の調査立案の基礎資料 を得ること	地形・地質調査、環 境調査、その他 一般に概略的な調査	比較路線を含む広範 囲
設計・施 工計画の ための調 査	トンネル路線の決定 以降、工事着工まで	実施設計、工事計画、 積算、等に必要な基礎 資料を得ること	地形・地質調査、環 境調査、その他 精密な地質調査、具 体的な周辺対策を考え た調査、工事関係諸設 備、等のための調査、 等	トンネル、これと関 係あると推定される箇 所およびこれらの周辺
施工中の 調査	施工中	施工中に生ずる問題 点の予測および確認、 設計変更、施工管理 補償および後日のた めの資料を得ること	地形・地質調査、計 測、環境調査、その他 なお、坑内計測は地 山状態の観察、支保の 挙動に関する計測が主 トンネル周辺の環境 調査・計測は工事によ る影響および対策の効 果判定が主	トンネル内および施 工により影響を受ける おそれがある範囲

付表-1.3 地山の種類と調査項目

	地形	地質構造	岩質・土質	地下水	力学的性質	物理的性質	鉱物・化 学的性質	記事
硬 岩 地 山	地すべり 崩壊地 偏土圧地 形	地質分布 断層・褶 曲	岩石名 岩相* 割れ目 風化・変質	漏水層 地下水位	一軸圧縮強度	地山弾性波 速度 超音波速度		特にもろく土 砂状のものは、 土砂地山に準 する。
軟 岩 地 山	地すべり 崩壊地 偏土圧地 形 土被り	地質分布 断層・褶 曲	岩石名 岩相 割れ目 風化・変質	漏水層 地下水位 透水係数	一軸圧縮強度 粘着力 内部摩擦角 変形係数 ボアソン比	地山弾性波 速度 超音波速度 密度	浸水崩壊度	同上 浸水崩壊度が 著しい場合は、 膨張性地山に 準する。
** 土 砂 地 山	地すべり 崩壊地 偏土圧地 形 土被り	地質分布	土質名 固結度	漏水層 地下水位 透水係数	一軸圧縮強度 粘着力 内部摩擦角 変形係数 ボアソン比 $N$ 値	密度 粒度組成 含水比		均等粒径であ って粘土分を ほとんど含ま ない場合は、 流動性の検討 をする。
膨 張 性 地 山	地すべり 崩壊地 偏土圧地 形 土被り	地質分布 断層・褶 曲	岩石名 岩相 割れ目 風化・変質		一軸圧縮強度 粘着力 内部摩擦角 変形係数 ボアソン比	密度 粒度組成 液性限界 塑性限界 含水比 地山弾性波 速度	含有粘土鉱 物 浸水崩壊度	

\* 岩石の粒度、鉱物組成、空隙状態を指す。

\*\* 土砂地山で粘性土の場合は、軟岩地山、膨張性地山の欄も参考とする。

付表-1.4 調査項目と調査方法

地質調査法		資料調査	地表踏査	弹性波調査	水文調査	地下水調査	ボーリング検層	孔内検層	標準貫入試験	孔内載荷試験	試料試験	調査坑観察計測
調査項目							速度	電気検層	孔径検層	温度検層		
地形	地すべり・崩壊地	○	○				○					
	偏土圧が作用する地形	○	○									
	土被り	○										
地構質造	地質分布	△	○	△			○	△	△			○
	断層・褶曲	△	○	○			○	△				○
岩質・土質	岩石・土質名	△	○				○		△			○
	岩相	△	○				○					○
	割れ目		△	○			○	○				○
	風化・変質		△	○			○	○	△			○
	固結程度		○	△			○	△	△	○	○	○
地下水	滞水層		○		○	○	○	○	○	○	△	○
	地下水位		△			○	○					
	透水係数				○							
力学的性質	一軸圧縮強度									△	○	△
	粘着力・内部摩擦角									△	○	△
	変形係数・ポアソン比									△	○	○
	N値									○		
物理的性質	地山弾性波速度			○			○					
	超音波速度										○	
	密度										○	
	粒度組成										○	
	液性限界・塑性限界										○	
鉱物的性質	含水比										○	
	粘土鉱物										○	
	浸水崩壊度										○	
	吸水率・膨張率										○	

注) ○ 有効な調査法

△ 場合により有効な調査法

付表-1.5 地山分類(国鉄)

地山の種類 *地山等級	硬 岩		中硬岩	軟岩 **	土 砂	
	A・B岩種	C岩種	D岩種	E岩種	F・G岩種	
					粘性土	砂質土
V <sub>N</sub>	$V_P \geq 5.2$	$V_P \geq 5.0$	$V_P \geq 4.2$			
N <sub>N</sub>	$5.2 > V_P \geq 4.6$	$5.0 > V_P \geq 4.4$	$4.2 > V_P \geq 3.4$			
III <sub>N</sub>	$4.6 > V_P \geq 3.8$	$4.4 > V_P \geq 3.6$	$3.4 > V_P \geq 2.6$	$2.6 > V_P \geq 1.5$ か つ $\frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 6$		
II <sub>N</sub>	$3.8 > V_P \geq 3.2$	$3.6 > V_P \geq 3.0$	$2.6 > V_P \geq 2.0$ か つ $\frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 4$	$2.6 > V_P \geq 1.5$ か つ $6 > \frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 4$		
I <sub>N</sub>	$3.2 > V_P \geq 2.5$	$3.0 > V_P \geq 2.5$	$2.6 > V_P \geq 2.0$ か つ $4 > \frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 2$ あるいは $2.0 > V_P \geq 1.5$ か つ $\frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 2$	$2.6 > V_P \geq 1.5$ か つ $4 > \frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 2$	$\frac{\sigma_c}{\tau_H} \geq 2$	
I <sub>S, I<sub>L</sub></sub> 特S 特L	$2.5 > V_P$	$2.5 > V_P$	$1.5 > V_P$ あるいは $2 > \frac{\sigma_c}{\tau_H}$	$1.5 > V_P$ あるいは $2 > \frac{\sigma_c}{\tau_H}$	**** $2 > \frac{\sigma_c}{\tau_H}$	***

岩種	地層名・岩石名
A	①古生層、中生層(粘板岩、砂岩、礫岩、チャート、輝緑凝灰岩、石灰岩等) ②深成岩(花崗岩、閃綠岩等)、③半深成岩(ひん岩、花崗はん岩、輝緑岩等) ④火山岩(粗粒玄武岩、玄武岩等)、⑤変成岩(片岩類、片麻岩、千枚岩、ホルンフェルス等)
B	①剥離性の著しい変成岩、②細層理の古生層、中生層
C	①中生層(頁岩)、②火山岩(流紋岩、石英粗面岩、安山岩等) ③古第三紀層の一部(珪質砂岩、珪質頁岩等)
D	古第三紀層～新第三紀層(頁岩、砂岩、礫岩、凝灰岩、角礫凝灰岩等)
E	新第三紀層(泥岩、シルト岩、砂岩、凝灰岩等)
F	洪積層、新第三紀層の一部(低固結、未固結層、砂、土丹等)
G	表土、崩積土等

\* 一般的な地山の等級 I ~ V については、従来の岩盤分類と区別するため、N のサイフィックスをつける。積算要領で用いられている従来の岩盤分類 (I ~ IV) とは異なるので注意を要する。特殊な地山のうち標準支保パターンが示されているものは等級 I の後に塑性化地山については S、未固結地山については L のサイフィックスをつける。これらの標準支保パターンでは不十分と考えられる地山に対する等級は特 S 特 L とする。

\*\* E 岩種で  $V_p \geq 2.6$  の場合は D 岩種に準じて評価する。

\*\*\* I\_s、I\_L 及び特 S、特 L は大きな内空変位を生ずる膨張性地山、切羽の自立しない流動性地山を指すが、その区分の方法については研究中である。

\*\*\*\* E 岩種及び F 岩種粘性土で  $2 > \frac{\sigma_c}{\gamma H}$  のうちでも、I\_n に評価できるものがある。この評価の方法については研究中である。

(注) 1 この表は土被り  $500m > H \geq 2D$  (D : トンネル幅) 程度のトンネルの計画に用いるものとする。ただし I\_L については  $0.5D$  以上ものに適用できる。

2 幅の広い断層破碎帯、偏圧地形や偏圧を及ぼす地質の地山は適用対象外とする。またトンネル断面が著しく小さいか大きい場合、作業に支障する湧水があると考えられる場合あるいは水圧を設計に考慮しなければならない場合、及び市街地、重要構造物下、近接、併設トンネルなどについても適用対象外とする。

3  $V_p$  : 地山の弾性波速度 (縦波、km/s)

$\frac{\sigma_c}{\gamma H}$  : 地山強度比

$\sigma_c$  : 地山の一軸圧縮強度 (tf/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 地山の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

H : 土被り高さ (m)

なお地山の一軸圧縮強度は亀裂等の存在が無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが準岩盤強度  $\sigma_c'$  (tf/m<sup>2</sup>) を用いてもよい。

$$\sigma_c' = \left( \frac{V_p}{v_p} \right)^2 \cdot q_u$$

$v_p$  : 試料の超音波 (弾性波) 速度 (km/s)

$q_u$  : 試料の一軸圧縮強度 (tf/m<sup>2</sup>)

なお軟岩で  $V_p > v_p$  となることがあるが、その場合には  $\left( \frac{V_p}{v_p} \right) = 1$  とする。

4 岩種の区分は池田和彦 (1969年) の区分を一部変更した表-2.7 の岩種分類表による。なお E 岩種は新鮮岩の一軸圧縮強度が概ね  $200 \text{ kg f/cm}^2$  以下のものとする。

付表-1.6 地山分類 (日本道路公団)

(注) 1. 岩 横 8: 变成岩(不透水岩, 石炭岩, 石英石岩, 片麻岩, 绿色片岩, 石英片岩, 石英石片岩, 钙质片岩, 砂岩等) 第三纪层および下部砂岩層(泥岩, 灰岩, 泥灰岩等), 硫化岩, 磷灰岩等, 集塊岩等) d: 第三纪層および下部砂岩層(泥岩, 灰岩, 泥灰岩等), 硫化岩, 磷灰岩等, 集塊岩等) ただし, 新鮮な石灰岩の一部は正斜坡度 ( $\alpha_0$ )  $200 \text{kgf/m}^2$  を基準として, d<sub>0</sub> に細分する。

b: 大理岩 (大理石, 鹿角砾岩)  
c: 古生代 (中生代) 山脉 (松坂岩, 砂岩, 石灰岩, 砂砾岩, 石灰岩, 菊石, 煤层, 灰岩等)

c : 上深洪積層(口一ム粒より粘土上, 火山的原物), 沖積層(堆錐, 泥土等)

2. ボーリングコアの状態。RQD、(亀裂開陥は、 $n_{\text{f}}/n_{\text{t}}$  に適用する)。

1. 地山分類表は、原則として、土被り高さがトンネル幅の2倍以上500m未満の、坑口部を除く2車線のトンネルの計画に適用するものとする。

2. この表は、一般的な標準を示すものであるから、現状に適応しない場合は変更することができる。

3. 地山等級Eは、特殊な岩質（大きな崖錐、大きな断層・破碎帯等の土圧が著しい岩質）以外には用いない。

4. 地山判定基準について

事前段階における地山分類は、地表地質踏査、弾性波探査、ボーリング調査および地山試料試験等の調査結果を総合的に判断して行うものとする。特に、弾性波速度および地山強度比は地山判定の一応の目安を与えるものであり、地山分類にあたっては、その値を過信することなく他の調査結果と合わせて工学的に判断する必要がある。

5. この分類を用いる際の地質調査結果の適用方法について。

(1) 弾性波速度 (km/s)

(a) 弹性波速度（縦波速度）および地山強度比の境界のデータについては、地形的特性、地質状態等により工学的に判定する。

(b) 坑口部および谷直下付近は、トンネルの上方および側方の「土被り」が薄い場合が多い。その場合は、弾性波速度に對し注意を払い、この表の等級を下げることも考える。

(c) トンネル基盤より上部約15mの範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図における基盤の速度層より上層（速度の遅い層）の速度を採用する方が望ましい。

(d) 「土被り」の薄い所では地質が比較的悪く、地質区分の変化も著しいことが多いため、測量誤差（航測図化図、実測図、弾性波探査測量図）や物理探査の解析誤差が地質区分の判定に大きな影響を与えるので、特に注意を払う必要がある。

(e) 断層・破碎帯については、弾性波速度のみでなく、その方向・土被り・その他の判定基準も参考にして、補正を行う。

(f) 施工中に坑内弾性波速度が得られた場合は、地山等級の確認を行い、必要があれば当初設計の変更を行う資料とする。

(2) 地山強度比

地山強度比は、次のように定義する。

$$\text{地山強度比} : \frac{q_u}{\gamma h}$$

ここに、 $q_u$ ：地山の一軸圧縮強度 (tf/m<sup>2</sup>)

$\gamma$ ：地山の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$h$ ：土被り高さ (m)

なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂等の存在が無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂等の影響が大きい地山においては準岩盤強度  $q'_u$  (tf/m<sup>2</sup>) を用いることができる。

$$q'_u = \left( \frac{V_p}{v_p} \right)^2 \cdot q_u$$

ここに、 $V_p$ ：地山の弾性波速度（縦波、km/s）

$v_p$ ：試料の超音波伝播速度（縦波、km/s）

一般的に  $v_p \geq V_p$  であるが、スレーキング性や土被り等の関係で  $V_p \geq v_p$  となる場合は、 $v_p = V_p$  として準岩盤強度を求める。

(3) ボーリングコア（コアの状態、RQD）

ボーリングコアの採取率およびコアの状態、RQDはボーリングの施工技術や掘削径によって大きく左右されるので、必ずしも一律な判定基準とはならないが、大まかな目安として利用できる。

ただし、この基準は、ボーリング外径66mmのダブルコアチューブで採取されたコアで、岩種a・b・c・d<sub>i</sub>に対して適用される。

(4) 地質状態（地質調査の成果または掘削面の状態）

(a) 岩種aの蛇紋岩や蛇紋岩化を受けた岩石等、岩種d<sub>i</sub>・d<sub>j</sub>の泥岩、頁岩、凝灰岩等、岩種eの火山碎屑物等は水による劣化を生じやすいので十分注意を要する。

(b) 蛇紋岩は変質がきわめて不規則であるので、物理探査やボーリング調査の結果だけでは地質の実態を把握できないことが多いので、施工段階に十分注意を要する。

(c) 輝緑岩、角閃岩、橄欖岩、斑れい岩、輝緑凝灰岩は、蛇紋岩化作用を受けやすいので、蛇紋岩と同様の注意が必要である。

(d) 蛇紋岩や変形安山岩、黒色片岩、泥岩、凝灰岩等で膨張性が明確に確かめられたならば、D<sub>ii</sub>またはEに等級を落とす。

(5) 觀察（ハンマー打撃による割れ方、亀裂間隔）

岩石の硬さ、亀裂は、局部的な観察では誤認しやすいものである。大局的な判断を行うべきであり、ここに示した判定基準は大まかな目安である。岩種a・b・c・d<sub>i</sub>に適用する。

(6) 掘削後の状態（切羽の自立性、内空変位量）

(a) 切羽の自立性は、施工実績の分析結果をもとにして、一応の目安として示したものである。

(b) 内空変位量は、トンネル掘削径に対するもので、施工実績の分析結果から得られたものであり、管理基準の一応の目安にすることができるが、初期計測値は切羽よりの離れが2~3間以内に得る必要がある。

付表-1.7 トンネル設計手法の適用（日本道路公団）

地山 等級	設 計 条 件	
	一般的条件	特殊条件
A	類似例、解析結果、	
B	標準支保パターンの適用	施工条件等を考慮して個別に設計
C		
D		
E		

付表-1.8 地山等級と当初設計における設計手法（国鉄NATM）

地山 の種類	硬 岩	中 硬 岩	軟 岩	土 砂		設 計 条 件	
				粘 性 土	砂 質 土	一 般 的 な 条 件	特 殊 条 件 (大断面、偏圧地形、土被りが特に大又は小、地表沈下量の制限など)
一般地山	VN					標準支保パターンの適用	類似条件での設計の適用 又は 解析手法の適用
	VN						
	III N						
	II N						
	I N	I N					
特殊地山	Is	IL				標準支保パターンの適用 ※	※ 他の設計手法との併用が望ましい。
	特 S	特 L					

※ 他の設計手法との併用が望ましい。

(注) 1. 地山等級は第2編「地質調査」第4条、表-2.6を参照のこと。

2. 大量の湧水のある地山、地すべり地、偏圧を及ぼす地質、断層破碎帯では別途検討する。
3. 硬岩、中硬岩、軟岩で膨圧の発生する地山は特Sに分類する。
4. 土砂地山等で先受工あるいは簡易水抜工では切羽の流動を防止できない地山は、特に分類する。

付表-1.9 支保設計手法の選定による調査試験項目  
(支保パターンの決定方法と調査方法)

項 目	支 保 パ タ ー ン 決 定 の 方 法		
	標準支保パターンの適用	類似条件での設計の適用	解析手法の適用
岩 石 種 類	◎	◎	◎
地山弾性波速度 ( $V_p$ )	◎	○	
単位体積重量 ( $\gamma$ )	○	○	◎
一軸圧縮強度 ( $q_u$ )	◎	◎	◎
変 形 係 数		○	◎
静ポアソン比 ( $\nu$ )		◎	◎
超音波速度 ( $V_p$ )	○	○	
粘 着 力 (c)	○	◎	◎
内部摩擦角 ( $\phi$ )	○	◎	◎
側圧係数 ( $K_o$ )		○	○
粒 度 組 成		◎	
RQD 塊 状 率		○	
粘土鉱物の含有量		○	
粘 土 鉱 物 の 種 類		○	
透水係数・水位		◎	
浸 水 崩 壊 度		◎	
N 値		◎	
含 水 比		○	
吸 水 率		○	

◎必要な項目 ○参考となる項目

付表-1.10 修正設計の考え方（日本道路公団）

	現象	検討事項	修正方法
設計を軽減する必要がある場合	<ul style="list-style-type: none"> <li>・変位量が小さい</li> <li>・ロックボルトの軸力が小さい</li> <li>・吹付けコンクリートの応力が小さくかつ変状がない</li> <li>・切羽が安定している</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・節理の発達の程度</li> <li>・湧水の多少</li> <li>・地山強度比</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・支保構造の軽減</li> <li>・一掘進長の延伸</li> <li>・断面分割の変更</li> <li>・変形余裕量の減</li> </ul>
設計を増強する必要がある場合	<ul style="list-style-type: none"> <li>・変位量が大きい</li> <li>・吹付けコンクリートに変状がある</li> <li>・ロックボルトに過大な軸力が作用している</li> <li>・鋼アーチ支保工に変状がある</li> <li>・切羽が安定しない</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・初期変位速度</li> <li>・変位の収束性</li> <li>・地山の応力・歪状態</li> <li>・ゆるみ領域の大きさ</li> <li>・地山強度比</li> <li>・切羽の自立性</li> <li>・湧水の多少</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・支保構造の増加</li> <li>・切羽付近の補強 (フォアパイリング、切羽吹付け等)</li> <li>・断面の早期閉合</li> <li>・断面分割の変更</li> <li>・掘削断面の変更(インパートの曲率を大きくする等)</li> <li>・変形余裕量の増</li> </ul>

付表-1.11 修正設計の考え方（国鉄）

現象	修正方法	注意及び検討事項
内空き変位量がことなるが想定が変形量されりも	変形余裕量の拡大	<ul style="list-style-type: none"> <li>○吹付コンクリートにひびわれ等の変状がない場合。</li> <li>○ロックボルトの軸力が小さい場合。</li> <li>○変形が収束する場合。</li> </ul>
	支保部材の増加	<ul style="list-style-type: none"> <li>○吹付コンクリートの厚さ、ロックボルトの長さ及び本数、支保パターンの間隔。</li> <li>○破碎帯、塑性化の著しい地山では、支保の剛性を多少高めても変形抑止に効果のない場合もある。</li> </ul>
	断面の閉合	<ul style="list-style-type: none"> <li>○変形抑止に最も効果があるが、工事費が高くなる。</li> <li>○できるだけ早期に閉合する。</li> </ul>
	切羽及び切羽前方の補強	<ul style="list-style-type: none"> <li>○斜めロックボルト、ミニパイプルーフ、鏡吹付、鏡ボルト。</li> <li>○膨張性地山、目の著しく発達した地山。</li> <li>○上記の修正で効果が無い場合の追加(補助工法)。</li> </ul>
	加背割、掘削工法の変更	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ベンチ長、ベンチ数の変更。</li> <li>○リングカット工法の採用。</li> <li>○機械設備の変更を伴うことが多い。</li> </ul>
内なる変位量が十分想定な変形量で予り想もされり	支保部材の減少	<ul style="list-style-type: none"> <li>○内空変位量及びロックボルトの軸力が小さい場合。</li> <li>○岩塊の縫い付けが目的のロックボルトは、目の状態による。</li> <li>○鋼製支保工は、肌落ちの状態や初期変位速度による。</li> <li>○吹付コンクリートよりもロックボルトを優先的に減ずる。</li> <li>○パターンのピッチの延伸又は、パターンを1級下げる。</li> </ul>
	変形余裕量の減	<ul style="list-style-type: none"> <li>○十分な精度で検討する。</li> </ul>

付表-1.12 観測・計測により求められる事項

(日本トンネル技術協会、N A T M 計測指針(案))

	計測項目	計測によって求められるおもな事項	計測種別
1 原位置調査・試験	坑内観察調査	①切羽の自立性、素掘面の安定性、②岩質、断層破碎帯、褶曲構造、変質帯などの性状把握、③吹付けコンクリート等、支保工の変状把握、④当初の地山の区分の再評価	A注1)
	坑内弾性波速度測定	①当初の地山区分の再評価、②緩み領域、③地層の亀裂、変質の程度、④岩盤としての強度の把握	B注1)
	ボーリング調査	①岩質、断層破碎帯、褶曲構造、変質帯、ガスなどの性状把握、②地山試験試料の採取	
	ボーリング孔を利用した諸調査、検査	地耐力(標準貫入試験)、水圧、透水係数(湧水圧試験)、変形係数(孔内水平載荷試験)	
	岩盤直接せん断試験	地山の初期せん断強度( $c, \phi$ )、残留強度( $c', \phi'$ )、変形係数( $D$ )	
2 地山試験試験	ジャッキ試験	変形係数( $D$ )、地盤反力係数( $K$ )	
	一軸圧縮試験	一軸圧縮強度( $\sigma_c$ )、静ヤング率( $E$ )、静ボアソン比( $\nu$ )	
	超音波伝播速度測定	P波速度( $v_p$ )、S波速度( $v_s$ )、動ヤング率( $E_d$ )、動ボアソン比( $\nu_d$ )	
	単位体積重量試験	単位体積重量( $\gamma$ )、含水比( $w$ )	
	吸水率試験	吸水率	
	圧裂引張試験	圧裂引張強度( $\sigma_t$ )	
	クリープ試験	クリープ定数( $\eta$ )	
	粒度分析試験	土砂地山の場合、切羽の安定性の判断資料とする 泥岩、温泉余土などの場合、膨張性の判断資料とする	B注2)
	浸水崩壊度試験	軟岩の場合、水に対する安定性の判断資料とする	
	三軸圧縮試験	粘着力( $c$ )、内部摩擦角( $\phi$ )、残留強度( $c', \phi'$ )	
3 計測	X線回折試験	粘土鉱物の種類(膨張性粘土の有無)	
	陽イオン交換容量(CEC)	粘土鉱物の含有量の推定	
	内空変位測定	変位量、変位速度、変位収束状況、断面の変形状態により、①周辺地山の安定性、②一次支保の設計、施工の妥当性、③二次覆工の打設時期などを判断する	A
	天端沈下測定	トンネル天端の絶対沈下量を監視し断面の変形状態を知り、トンネル天端の安定性を判断する	A
	地中変位測定	トンネル周辺の緩み領域、変位量を知り、ロックboltの長さ、設計、施行の妥当性を判断する	B
	ロックbolt軸力測定	ロックboltに生じたひずみから、ロックbolt軸力、効果の確認、ロックbolt長、ロックbolt径の判断	B
	ロックbolt引抜き試験	ロックboltの引抜き耐力から適正定着方法、適正ロックbolt長などを判断する	B
	覆工応力測定	一次覆工の背面土圧、吹付けコンクリート内応力	B注3)
4 地盤	地表地中の沈下測定	トンネル掘削による地表への影響、沈下防止対策の効果判定、トンネルに作用する荷重範囲の推定	B
	鋼支保工応力測定	鋼支保工応力により支保工の大きさ、ピッチ、支保工の必要性を判断する。さらに鋼支保工に作用する土圧の大きさ、方向、側圧係数( $K_0$ )を推定する	
	盤ふくれ測定	インバートの必要性、効果の判定	

注1) 計測種別Aは日常の施工管理のために必ず実施すべき計測をいう。計測種別Bは地山条件に応じ、計測Aに追加して選定する計測をいう。なお、計測種別が空欄のもの、あるいは本表に示されていない試験、計測項目についても、必要と認められるものについては実施する。

注2) 地山試験試験の試験項目は地山条件に応じて選定する。

注3) 覆工応力測定のうち、トンネル半径方向の測定を背面土圧測定、接線方向の測定を吹付けコンクリート応力測定とよぶ。

注4) 施工管理(品質管理)としてのロックbolt引抜き試験は、計測としては扱わない。

付表-1.13 観測・計測項目の選定(その1)

(土木学会岩盤力学委員会、トンネルの地質調査と岩盤計測)

- ◎多くの場合実施する必要があるもの。  
○場合により省略するもの。

対象	項目	細目	④特に注意すべき計測地点				⑤計測の規模			備考
			膨張性地山	含水未固結地山	土浅被いり地	坑へ能口り性付・が近崩あで壊る地の地可山	試験施工	詳細計測	簡易計測	
地山	坑内地質観察	岩質、地質構造(断層、褶曲、走向、傾斜など)風化、変質、破碎状況、湧水状況	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	内空変位測定	壁面間	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
		天端沈下	○	○	○	○	○	○	○	不動点を基準としたトンネル天端の鉛直方向の変位量
	地中変位測定	相対変位	◎	○	○	○	◎	◎		計測断面掘削後からの変位
		絶対変位			◎	○				計測断面掘削前からの変位
	地表沈下測定				◎	○				地表観察も含む
	地すべり変位	地表の移動				◎				地表観察も含む
		すべり面の動き				◎				
	地山応力測定	原位置試験					○			地山条件に応じて、測定が必要な場合もある
	坑内弾性波速度測定						◎	○		トンネル全長にわたり測定することもある
支保・覆工	物理試験	力学試験		○	○	○	○	○	○*	該当区間の地質の種類によって試験項目を選ぶ
	移動測定		トンネル内空断面の移動			◎				不動点を基準とした断面全体の移動
	支保・覆工の観察	矢板の割れ、たわみ 鋼製支保工の変形 ロックボルトのブレートの変形 吹付け、覆工コンクリートの割れ	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	
	支保・覆工の変形測定	鋼製支保工	内空断面の変形	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	地山の内空変位測定と並行して行う
			移動・沈下など	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	支保工の天端沈下測定は地山の天端沈下測定と並行して行う
		吹覆付けコンクリート	覆工コンクリートの内空断面の変形	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	吹付けコンクリートでは地山の内空変位と同じとする
			移動・沈下など				○	○		
			亀裂の開き	○			○	○	○	目視により発見された場合実施

付表-1.13 観測・計測項目の選定(その2)

(土木学会岩盤力学委員会、トンネルの地質調査と岩盤計測)

調査・計測・試験			④特に注意すべき計測地点				⑤計測の規模			備考
対象	項目	細目	膨張性地山	含水未固結地山	土浅被い地の山	坑能口り性付・が近崩ありで捲る地の地す可山	試験施	詳細計測	簡易計測	
支保・覆工	支保・覆工の作用する荷重測定	鋼製支保工	基礎反力	◎ <sup>s</sup>	◎ <sup>s</sup>	◎ <sup>s</sup>	◎ <sup>s</sup>	◎ <sup>s</sup>	◎ <sup>s</sup>	
			くさび点に作用する荷重							矢板工法では場合により実施
			応力・ひずみ							在来工法では場合により実施
		複クリコント	背面の地圧	○	○ <sup>s</sup>	○	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	
			応力・ひずみ	○	○ <sup>s</sup>	○	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	○ <sup>s</sup>	
	支保・覆工の強度特性試験		ロックボルトの軸力	◎		○		◎	◎	場合によっては、曲げせん断力の測定も行う
			吹付けコンクリート応力	○		○		○	○	半径方向、軸方向応力の測定
			ロックボルトの引抜き耐力	○	○	○	○	○	○	
湧水	地下水調査	坑内湧水	量	○	○	○	○	○	○	
			水質試験		○					
			間隙水圧		○		○			
		先進ボーリング	水圧・量		○					先進ボーリングはおもに断層、破碎帯の調査を目的とする
			透水試験		○					
			地質試験		○					
		地表	河川試験		○	○				
			地下水位		○	○	○			
			降雨雪量		○	○	○			他の気象調査もあわせて行う場合もある
			水質試験		○					
近接する構造物	構造物の観察	変形・亀裂			○	○				
	構造物の変位移動測定	傾斜			○	○				
		移動・沈下			○	○				
		亀裂			○	○				

\* 地質によって適宜行う。

s 矢板工法で特に必要。

付表-1.14 地山条件に応じた観察設計項目の選定

地山条件	施工時に問題となる現象 (観察・計測の対象となる現象)	必要な観察・計測項目	場合により追加すべき 観察・計測項目
硬岩地山	・割れ目等の分離面からの岩塊、 岩片の緩み、肌落ち、崩落 ・山はね	・坑内観察調査 ・内空変位測定 ・天端沈下測定	・AE測定（山はねに対し）
軟岩地山 (膨張性地山) (を除く)	・岩塊、岩片の緩み、肌落ち、 崩落	・坑内観察調査 ・内空変位測定 ・天端沈下測定	・地中変位測定 ・ロックボルト軸力測定 ・岩石試料試験 ・地表沈下測定（土被りの小さい場合）
膨張性地山	・側壁の押し出し ・盤ぶくれ ・鏡面の押し出し	・坑内観察調査 ・内空変位測定 ・天端沈下測定 ・地中変位測定 ・ロックボルト軸力測定 ・吹付けコンクリート応力測定 ・作用荷重測定	・断面測定 ・支保工沈下測定 ・盤ぶくれ測定 ・初期変位測定 ・岩石試料測定 ・覆工応力測定
土砂地山	・地山の緩みとそれに伴う地表の沈下 ・切羽の流出 ・近接構造物への影響	・坑内観察調査 ・内空変位測定 ・天端沈下測定 ・地表沈下測定 ・地中変位測定（地中沈下）	・地表（地山、構造物）観察調査 ・地中変位測定（傾斜計） ・ロックボルト軸力測定 ・吹付けコンクリート応力測定 ・作用荷重測定 ・土質試料試験

注：・この表は、問題となる現象を対象とした観察・計測項目の選定の考え方を示したもので、個々のケースに応じた的確な項目の選定が肝要である。  
 ・すべての地山条件について、地下水が施工に与える影響は大きく、必要な場合には坑外からのボーリング、坑内からの先進ボーリング、さらにそれらを利用した地下水位、湧水量、湧水圧、透水係数等の測定を行う。

## 2. 地下発電所の設計体系の現況

### 2.1 はじめに

ここで述べる地下発電所とは、水力発電所の内、立地条件から発電所本体を地下岩盤中に設置しているもので、一般に、山岳部の堅硬な硬岩を対象に設置されている。我が国では、これまでに、一般水力で約20地点、揚水式で約20地点の地下発電所が建設されており、現在でも建設は進められている。特に、揚水式では、ポンプの押込みヘッドを確保するためにポンプ水車を下池低水位よりも低い位置に設置する必要があり、発電所はほとんどの場合地下に建設され、また、スケールメリットによる大容量化に伴い、地下発電所の規模も大型化している。

これらの大規模地下空洞の設計は、トンネル構造物同様、FEM等による掘削時の挙動解析、NATM的思想に基づくロックボルト工、PS工、コンクリート吹付け等の壁面支保工の発達と、掘削時の岩盤挙動を観測しながら設計・施工を管理するなど合理的な情報化施工の手法が採り入れられてきたことで、急速に進歩してきた。ただし、これらの地下空洞は、一般のトンネル構造物に比べると、規模が非常に大きく、その建設に当たっては、設計の考え方や方法に関する配慮が、設計手法がよく整備され標準化の進んだトンネルの場合とは異なることが多い。また、建設数がそれほど多くないことから、個々に設計検討が進められてきたため、標準化され、明文化された設計手法といったものは確立されていない。そこで、ここでは地下発電所本体空洞の建設において、最近の標準的と考えられる設計の流れを概観することとする。

### 2.2 設計と工事全体の関係

地下発電所空洞建設の工事全体の流れを、設計作業を中心に描くならば、図-2.1に示す通りである。すなわち、地下発電所の立地点が選定されたならば、地質・岩盤に関する各種の調査、試験を実施するとともに、これらの調査・試験資料に基づき、設計作業が開始される。設計の範囲には空洞の位置、配置の決定と空洞形状の設計、安定解析、支保工の設計ならびに排水工の設計がふくまれ、場合によっては施工の過程で設計の修正が生じることもある。

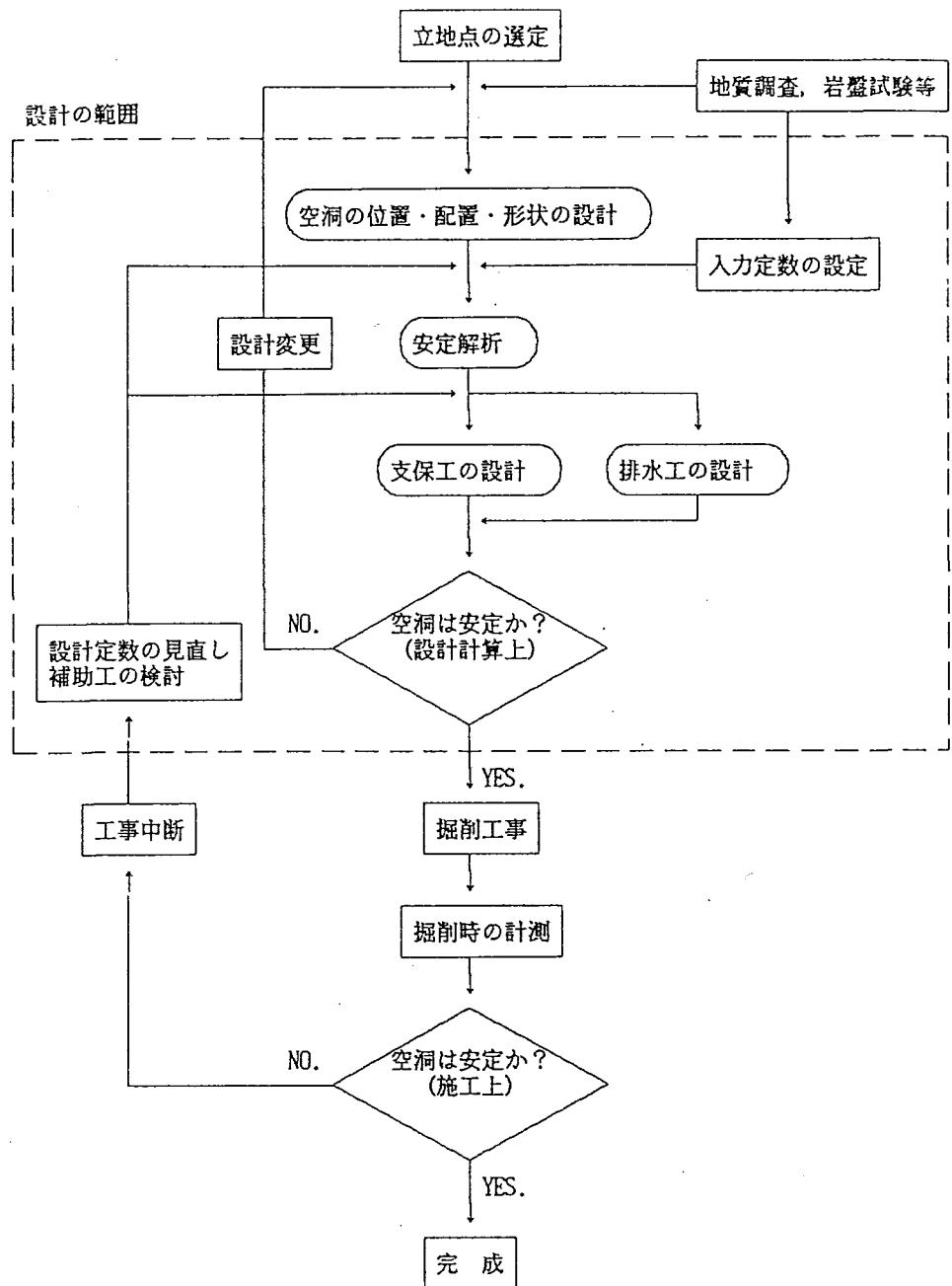


図-2.1 設計と工事全体の関係

## 2.3 空洞の位置と配置ならびに形状の設計

### 2.3.1 空洞の位置と配置の決定

地下発電所の位置は、貯水池、取放水口、導水路トンネルのルートなどの全体計画の中で、総合的な経済性から定めることとなる。ただし、地下発電所空洞は、水路トンネル、道路トンネル等に比べ規模が大きいので、安定かつ経済的な地下発電所を得る第1条件は、堅硬緻密な岩盤で構成された地下深部の地質条件の良好な位置を選

定することになる。周辺岩盤中に規模の大きな破碎帯や湧水帯が存在している場合は、水路系との調和を乱さない範囲で空洞位置を調整し、これらを極力避ける位置を選定している。

若干の破碎帯や卓越した節理群の存在を避けることは困難であるから、これに対しては、空洞長手方向壁面の安定性を考慮して、その方向が破碎等の卓越方向とできるだけ直角になるように配置している。空洞長手方向の配置を定めるもう1つの要因として初期地圧の方向がある。水平方向の地圧が卓越して大きければ、空洞壁のはらみ出しなどが懸念されるからである。この場合、卓越地圧の作用方向と空洞長手方向を一致させるのが側壁の安定上は望ましい。ただし、地圧の影響を考慮して空洞の方向を決めると、前述の破碎帯等の卓越方向と空洞の関係が好ましくなくなる場合がある。両者の空洞の安定性への影響の度合いを考えると、前者の方が影響が大きいので、初期地圧の方向より破碎帯や節理などの地質的不連続面との関係をより重視して空洞の配置を決めるのが望ましいものと考えられる。

### 2.3.2 断面形状の設計

空洞の断面形状としては、きのこ形とたまご形の2種に分類できる。きのこ形とは、天井部にアーチコンクリートを有し、側壁が垂直な形状であり、たまご形とは、アーチアバットの切込みがなく、全体が応力集中の少ない流線形に近い形状である。図-2.2に両断面の例を示す。

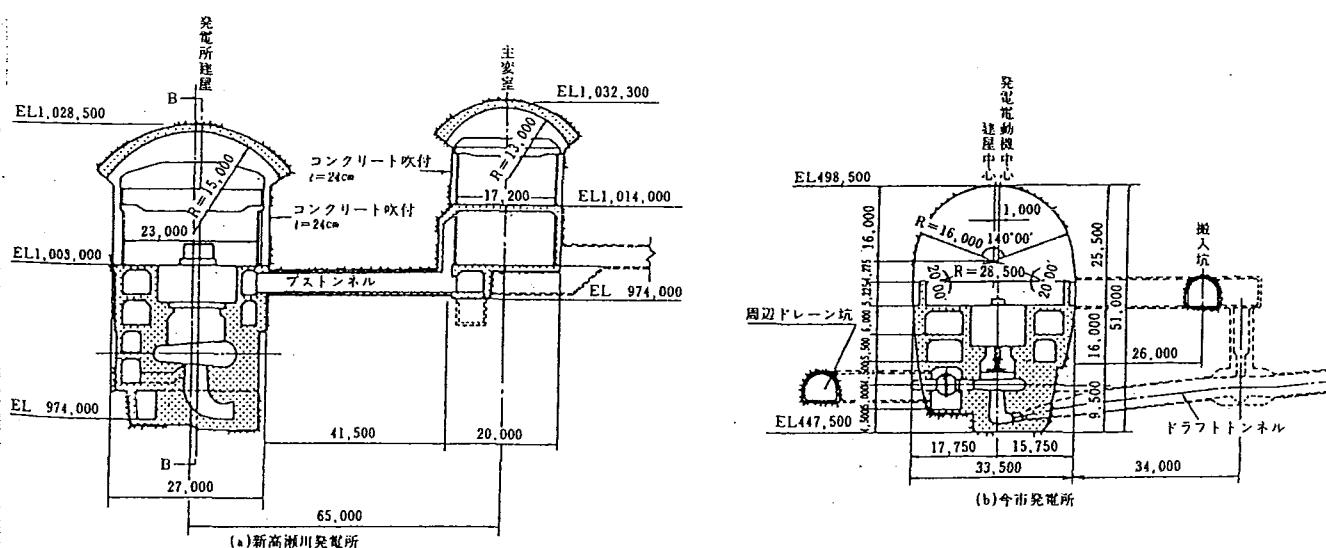


図-2.2 地下発電所断面の例（左：きのこ形、右：たまご形）

これまでに建設された国内の地下発電所では、地質条件に対する配慮から安全に施工できるものとして、天井アーチコンクリートを先行打設するきのこ形が圧倒的に多く採用されている。きのこ形には、天井アーチコンクリートを先行打設するために、掘削時の不安感を除くことができ、側壁が垂直であるため、たまご形より掘削量が小さくなる場合が多いなどの特長を有する。しかし、近年、空洞掘削時の挙動解析手法やその裏付けとなる計測技術の進歩により、空洞周辺岩盤の挙動や安定性はアーチコンクリートの有無にほとんど影響を受けておらず、かえって、アーチコンクリートのアバットメントにおける切込みが、周辺岩盤の安定を乱す原因となっていることがわかつってきた。これに対し、たまご形は、応力の分布状況、変位の特性、ゆるみ領域のいずれにおいてもきのこ形よりも力学的安定性が高く、より合理的な形状といえる。施工技術の進歩で、ロックボルト、P.S.アンカー、吹付けコンクリート等の信頼性が向上し、アーチコンクリートに代ってその安全性を確保できるようになったことにより、今市・有峰第三発電所で採用されている。

いずれにしても、空洞の形状は、発電所としての機能を損なわない範囲で、規模、地質、地圧、機器の形状等の地点特性により、それぞれの安定性、経済性を比較検討の上選定すべきである。

## 2.4 安定解析

### 2.4.1 掘削解析手法の概略

地下発電所空洞は、その規模が大きいことから、施工時ならびに完成後の空洞安定性の確保を第一に考える必要がある。そこで、空洞掘削時の周辺岩盤の安定性をなんらかの手法により事前に検討し、空洞掘削のより合理的な設計や補強工法ならびに安全施工の資料入手しておくことが望まれる。わが国においては、安定解析として、電力中央研究所によって開発された粘弾塑性逐次掘削解析法による2次元解析が多用されている。図-2.3に解析の概略フローを示す。

この解析方法は、空洞掘削に伴う応力再配分によって発生した応力が、岩盤の破壊包絡線に接近する過程において、岩盤の諸物性値（変形係数、ポアソン比、せん断強度など）が非線形に低下するのを室内試験で求め、解析に導入するとともに、経時変化によって発生する岩盤のクリープを考慮して、平面ひずみ状態における応力および

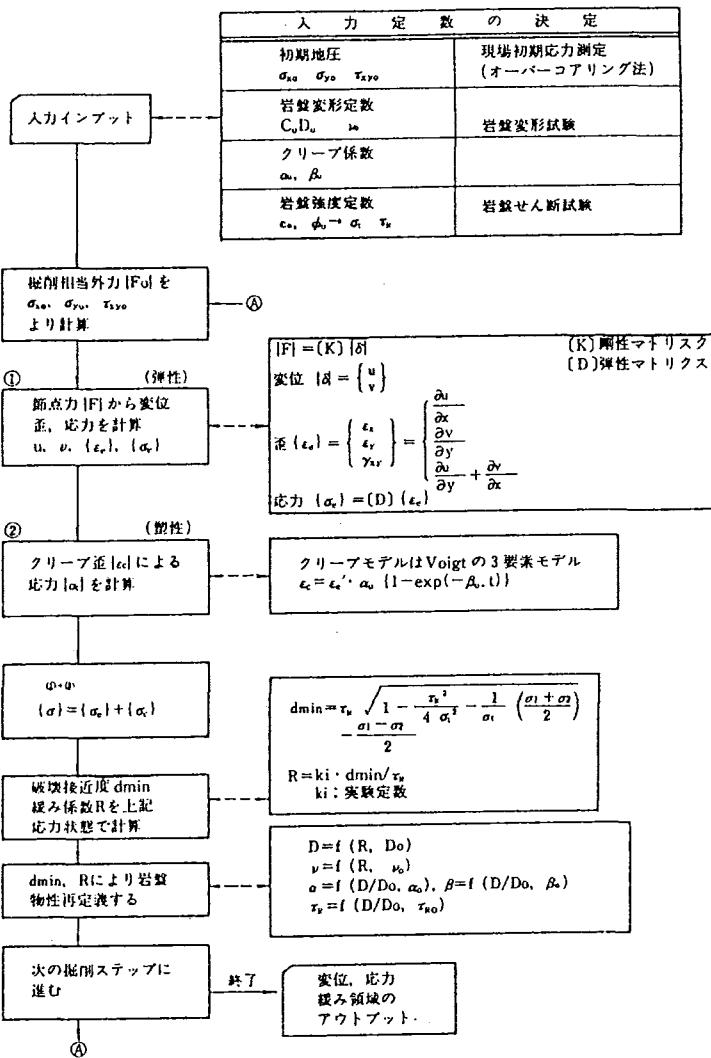


図-2.3 粘弾塑性逐次掘削解析のフロー

変位を求めるものである。解析手順としては、まず、岩掘削段階ごとに掘削相当外力を求め、これによって生じる岩盤内応力と既存の地圧のもとに岩盤内に生じるひずみまたは変位を求める。ついで、クリープひずみの発生に伴う荷重による応力を求ることで、その掘削段階における応力、変位分布とゆるみ域を決定する。次に、この新しい応力状態における岩盤の変形係数やポアソン比またはせん断強度などの諸物性値をゆるみ係数を基に決め、次の掘削段階の計算を行う。この手順をくり返すことで、最終掘削段階までの逐次掘削解析を実施する。なお、ゆるみ域は、掘削過程において変化するポアソン比が 0.45 以上となった領域として定義し、空洞周辺岩盤中に生じた場合には、補強が必要となる領域と考えている。

## 2.4.2 挖削解析における入力値

掘削解析の入力定数としては、初期地圧、岩盤の変形、強度特性、クリープ特性が必要とされる。

初期地圧状態は、応力解放法等による現場測定やAE法などにより求める。岩盤の弾性係数などは平板載荷試験より、せん断強度特性は岩盤せん断試験により、また、クリープ特性は原位置クリープ試験より求める。岩盤の非線形な変形特性は、原位置における岩盤三軸圧縮試験もしくは岩石供試体を用いた室内三軸圧縮試験の結果に基づき数式化する。

既設の揚水式地下発電所の安定解析に用いた初期地圧や岩盤物性値を、表-2.1に示す。

表-2.1 既設の揚水式地下発電所で安定解析に使用された数値

発電所名	初期地圧					変形係数 $\beta$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		クリープ係数		ボアン比 $v$	破壊強度		内部摩擦角 $\phi$ (°)	単位体積重 $r_i$ (gf/cm <sup>3</sup> )
	$\sigma_x$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{xy}$ (kgf/cm) 側圧比 $k_{xy}$	側圧比 $k_{xz}$	側圧比 $k_{yz}$	水平	垂直	$\alpha$	$\beta(1/day)$		$\sigma_i/\tau_r$	$\sigma_i/\tau_r$		
新 冠	-22~-41	-30~-65	40~90	0.77	30	240000	240000	0.16	0.64	0.25	25	0.1	—	2.5
高 見	-73	-60	1.8	1.24	8	30000	—	0.8	0.5	0.3	1.4	0.321	40	2.6
第二沼沢	-46	-35	8	1.31	—	100000	—	0.1	10	0.25	14	0.1	—	2.6
新高瀬川	-20	-60	22	0.33	24	110000 140000	—	2	0.01	0.25 0.20	25.9 32.0	0.123 0.144	52	2.6
玉 原	-72	-56	3	1.29	80	200000	—	0.4	0.8	0.25	30	0.092	56	2.6
今 市	-134	-108	11.3	1.24	-69	180000	—	0.4	2.0	0.25	19	0.105	58	2.6
馬瀬川第一	-35	-35	0 10	1.00	—	83000	—	—	—	0.25	10 30	0.1	40	2.65
奥矢作第二	-76	-110	10.1	0.69	15	150000	105000	0.8	1.0	0.25	26.0 17.6	0.135	42	2.6
吾 摂 山	-16	-25	—	0.64	—	60000	—	0.16	0.64	0.25	15~30	0.1	30~40	—
奥多良木	-50	-100	0	0.50	—	50000~ 100000	50000~ 100000	0.05~0.07	10~70	0.25	40~50	0.12	—	—
奥吉野	-67	-70	23	0.46	42	156000~ 130000	78000	0.3	1.0	0.33~0.25	8~21	0.11~0.25	—	—
南 原	-66	-57	—	1.16	—	30000 90000	—	0.3 0.1	0.25 0.2	0.3 0.25	5 15	0.15 0.15	54	2.61
侯 野 川	-189	-128	6.7	1.48	57	200000	179000	0.5	2	0.25	30	0.1	50	2.6
本 川	-55	-72	8.6	0.76	-23	80000	60000	0.7	1	0.25	8.7~17.3	0.137	44	2.6
大 平	-58~-65	-80~-93	16~19	0.73~0.70	30	100000~ 300000	—	0.17	0.9	0.25	10~25	0.1	—	2.6
天 山	-153	-113	12	1.35	75	250000	—	0.5	1	0.25	75	0.096	—	2.6
下 郡	-87	-33	12	2.64	12	60000 40000 10000	—	—	—	0.25 0.20 0.20	15 0 0	—	55 50 45	2.7

\* 負号は圧縮, \*\* 側圧比を  $\sigma_x/\sigma_z$  と定義, \*\*\* 負号は時計回り

## 2.5 支保工の設計

空洞の安定は、周辺岩盤の支持力で確保するものであって、支保工は岩盤の支持力を補完する役割であり、空洞の安定が保てる範囲内で変形を許容した支保工の設計が効果的なものと言える。この考え方は、最近は、いわゆるNATMという名で理論化され、トンネル構造物の設計理念として体系化されつつある。

NATMの設計施工上の特徴は、以下の4点に集約される。すなわち、①岩盤のゆるみの進展を減少させるため、掘削後早期に吹付けコンクリート等で岩盤を補強する。②アーチ形成効果等により岩盤が本来有している支持力を有効に活用するため、システムロックボルディングを行う。③岩盤の変形に伴いライニングに過度の応力集中が発生するのを防止するため、一次ライニングを薄肉にし、適当に変形を許す。④施工中に応力や変形の計測を行い、平衡状態到達後に二次ライニングを施工する。

地下発電所空洞の設計は、その空洞の断面規模が従来のトンネルの20倍というような大規模なものであるため、トンネルで用いてきた考え方をそのまま適用することはできないが、空洞の安定性評価については、最近では、NATM的な考え方により行われることが多くなっている。すなわち、地下発電所空洞におけるNATM的支保工とは、周辺岩盤の持つ支持力を十分活用するための手段であり、ゆるみの進展や壁面の変形をどの程度まで許容するかという基準のもとに、経済性を考慮して設計されるものといえる。ただし、支保工の実設計に当っては、岩盤の不均一性等を考えると、1手法のみでの評価は難しく、FEMによる粘弾塑性解析、岡-Kastner等の方法による弾塑性理論解析、さらには、アーチ部岩盤のゆるみによる崩落や側壁部のすべりに対する安定計算等多面的な検討が必要である。さらに、これらの複数の計算方法による評価でも、岩盤挙動の複雑さを的確に反映させることは困難であるため、掘削の進行に合わせて、壁面の岩盤調査や変形計測等を実施し、これを施工に反映させていく、いわゆる情報化施工が極めて重要であると考えられる。

### 2.5.1 支保工の種類

支保工の種類としては、吹付けコンクリート工、鋼製支保工、ロックボルト工、PS工等があり、目的によって使い分けられていたが、近年の傾向としては、吹付けコンクリートとロックボルト工、PS工の併用が一般的になっている。

#### (1) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは、掘削後早期に施工することにより地山のゆるみの進展を防止するとともに、肌落ち等の危険を減少させる。吹付け厚が大きくなると、剛性が高まり柔軟性が失われて、曲げ破壊あるいはせん断破壊が生じやすくなると考えられているので、仕上げ吹きを除くと、一般的に25cm以下の厚さで設計されている。

## (2) ロックボルト工

現状で主に用いられているのは、高分子樹脂材やモルタル等の接着剤で定着する全面接着ボルトである。材質による分類を、図-2.4に示す。この中で、PC鋼棒やPC鋼より線の長さ10m以上のものが地下発電所の主要な支保メンバーとなっており、これをPSアンカーとしてロックボルトとは区別して扱っている。

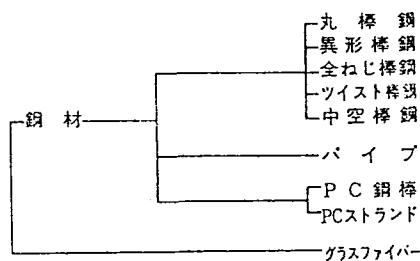


図-2.4 材質によるロックボルトの分類

ロックボルトは、トンネルのNATMでは、吹付けコンクリートと並んで重要な支保メンバーであるが、地下発電所空洞は、従来のトンネルに比べ大断面で、岩盤のゆるみ域や変形量が相対的に大きくなることから、長尺で導入力の大きいPSアンカーによる補強が主体となっている。したがって、地下発空洞におけるロックボルトは、空洞アーチ部の一次支保として使用される例が多い。

## (3) PS工

PSアンカーは、初期緊張力導入を前提とした長尺のロックボルトで、一般のロックボルトに比べて引張り強度の大きいPC鋼棒、PC鋼線、PC鋼より線が使用されている。

空洞の安定を確保するために、確実に導入力を期待できるPS工は、各発電所において主要な岩盤補強工として採用されているが、PS工の設計手法、アンカータイプ、仕様、緊張方法、アンカーヘッドの構造等は、各発電所により異なる。これは、各地点特性を勘案し、安全性、施工性、経済性を総合評価した結果によるものである。特に、PSアンカー緊張部をアンボンド（非接着）方式とするか、ボンド（接着）方式

とするかは、岩盤状況やPS工にどのような作用効果を期待するかによって異なってくる。図-2.5に、PS工の詳細仕様を決めるためのフローを、表-2.2に、アンカータイプの比較を示す。

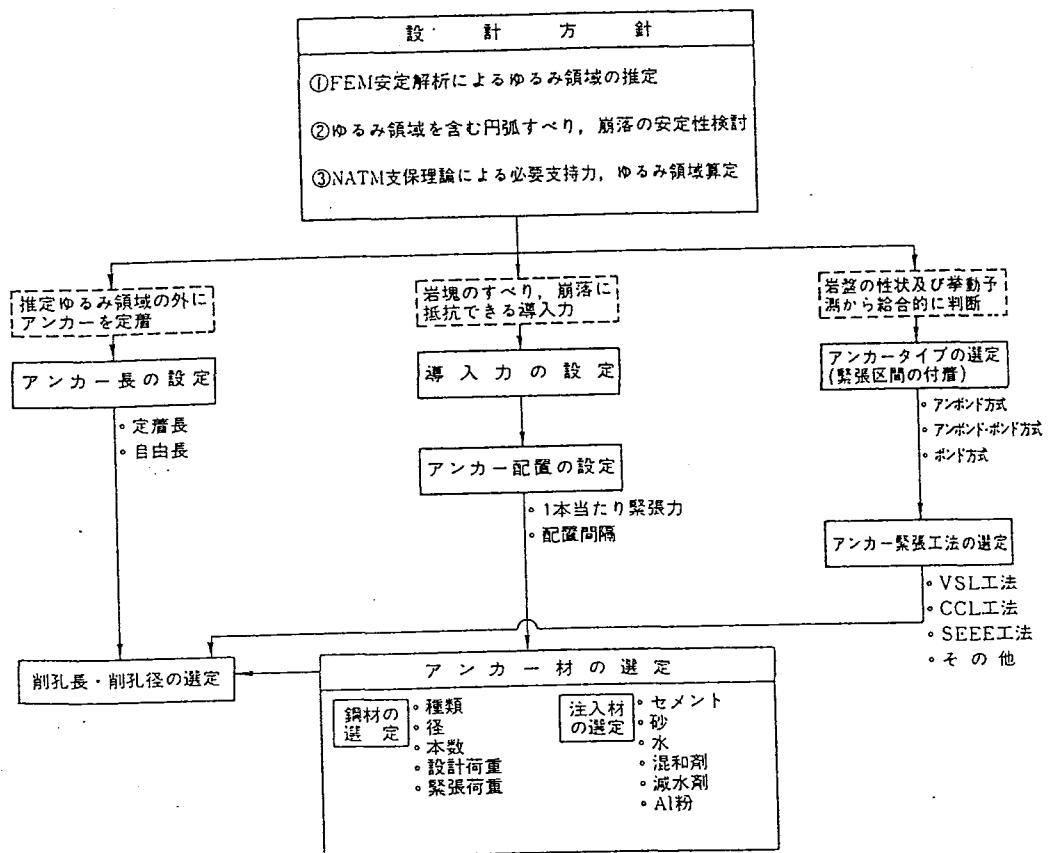


図-2.5 PS工詳細仕様の決定フロー

表-2.2 アンカータイプの比較

	アンボンド方式	アンボンド・ボンド方式	ボンド方式
工 法	施工中完成後とも緊張部をアンボンドとし、応力変動に対し、緊張力の調整を行う方式。	施工中は緊張部をアンボンドとし、応力変動に対し緊張力の調整を行い掘削完了後二次グラウチングをしてボンドとする方式。	一次グラウチングの後、養生後、緊張し直ちに二次グラウチングを行い、施工中からボンドとする方式。
岩盤への作用効果	きれつの開口等、岩盤が局部的に変形しても、鋼線全体の応力増加により抵抗。	施工中はアンボンド方式、完了後はボンド方式の特徴をそれぞれ有する。ただし、岩盤挙動は施工時が支配的と考えられるため、アンボンド方式の作用効果を期待した方式といえる。	岩盤が均等に変形する場合には有利となるが、局部的に大きな変形が生じた場合には鋼線が破断する可能性がある。ただし、破断しても付着により導入力は部分的に残留する。 全面接着式ロックボルトと同様の地山安定効果を期待した方式。
定着長の管理	定着長が明確であり、管理が容易。	同 左	定着長は一次グラウトの注入量によって管理する方式が多い。
緊張力の管理	地山挙動に応じて緊張力の調整が可能。	施工中は緊張力の調整ができるが、完成後は不可。	二次グラウチングの後に緊張力の調整は不可。
防錆処理	防錆油や樹脂コーティングにより処理する。	施工中の防錆処理が難しいためシース、鋼線が腐食する可能性あり。	定着後に二次グラウチングにより処理する。
適用性	1. きれつが発達し、局部的に目が開く可能性のある場合。 2. 断層、破碎帯、軟弱層のある場合。 3. 変形が極めて大きいと予想される場合。 4. 掘削完了後も変形が維続すると予想される場合。	左記 1, 2, 3 に同じ。	1. きれつ間隔が細かくきれつ方向もランダムに分布している場合。 2. 塑性変形を抑制したい場合。

## 2.5.2 支保工の設計

ここでは、既設地下発電所の補強設計に適用された設計手法の概念を紹介する。

### (1) アーチ部の補強

たまご形空洞におけるアーチ部補強は、次項で述べる側壁部の補強に準じるので、

ここでは、きのこ形空洞におけるアーチ部補強を主体にその考え方を述べる。

#### a. アーチコンクリートの設計

アーチコンクリートの設計は、地質条件や施工条件により想定される荷重を対象にして実施するが、一般的には、表-2.3 に示す荷重を負荷し、固定アーチとヒンジアーチの条件による断面計算を行っている例が多い。このアーチコンクリート支承条件は、施工後の一時期は固定アーチとして機能し、空洞掘削が十分進展した後は、アーチアバット部の変形やゆるみ算により、ヒンジアーチとして機能するという考え方によるものである。

表-2.3 アーチコンクリート荷重条件の例

項目	岩圧	グリット圧	温度変化	その他
荷重	3~60 tf/m <sup>2</sup>	1~4 kgf/cm <sup>2</sup>	±10°C (±20°C 高見)	支点変位 (例えば 6~10 mm) クレーン荷重 (10~40 tf) 地震力 ( $k_h=0.1$ )

### b. ロックボルトによる補強

ロックボルト工は、期待する効果により、2つに区分できる。1つは、部分的なロックボルティングにより部分的にゆるんだ岩盤を補強する縫付け効果（吊り下げ効果）を期待する方法で、もう1つは、システムチックボルティングにより空洞周辺に岩盤アーチを形成させ、ゆるみ域の進展を抑制し、部分的な岩盤の分離をその縫合せ効果（梁形成効果）により防止しようとする考え方である。

縫付け効果を期待する場合には、図-2.6に示すように、ゆるみ領域の深さ  $\ell$  とロックボルト（ピッチ  $a \times b$ ）とで形成される四角柱の重量  $W$  の岩塊の支持をロックボルトで行う設計とする。

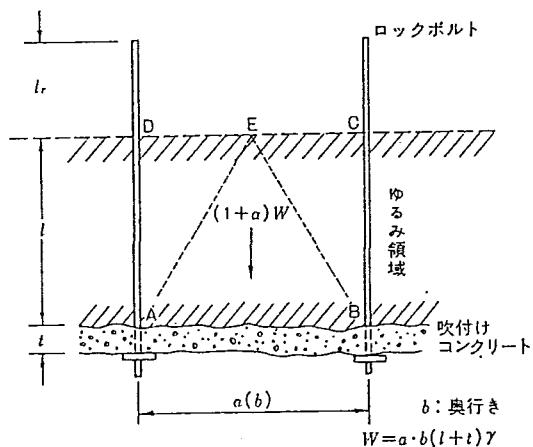


図-2.6 ロックボルトによる補強

縫合せ効果を期待する場合には、全面接着型ロックボルトを用いて、その縫合せ効果により、岩盤アーチを形成させるという考え方による。全面接着型ロックボルトの支持力は、定着材と岩盤との間の結合力により生じる。この支持力は、一般には現場引抜き試験を実施してロックボルトの引抜き耐力を求め、この値を用いる。

全面接着型ロックボルトの配置間隔については、岩盤内に導入される応力増分の評価手法により種々の考え方があり、岩盤状況によっても相違する。したがって、配置間隔の決定手法は現在のところ確定的なものではなく、現場状況に合わせて実施している。

以上の考え方でロックボルトによる補強設計は可能であるが、実際に、縫付け効果と縫合せ効果のどちらの考え方へ従って設計するかは、地質条件、掘削工法、覆工法、覆工施工時期等を総合的にみて判断する必要がある。

## (2) 側壁部の補強

地下発電所の側壁岩盤は、高さ30～40mの長大壁となるため、その補強には、安全性、経済性の両面から十分な検討が必要である。側壁部の補強設計において、アーチ部のそれと比較して特徴的なことは、岩盤をP.S.アンカー等で直接補強することにより岩盤自身の安定を図ることにある。設計手法としては、円弧すべり法、スリップライン法や岡、Kastnerによる弾塑性解析に基づく方法等があるが、これらは一義的に選択きるものではなく、多面的に検討する必要がある。したがって、一般的には、いくつかの設計手法で検討し、施工実績等も考慮して補強方法を決定している。

### a. 円弧すべり法

地下発電所空洞の安定解析結果よりゆるみ域を求め、図-2.7に示すように、これを包絡する円弧すべり面を仮定する。次に、滑動部を一体（剛体）として、全体としてのすべり防止に必要なアンカー導入力を求める。このとき、作用荷重としては、一般に、岩盤の自重W、アーチバットメントからの伝達荷重F、アーチアバットメント上部のゆるみ岩圧Q等を考慮し、安全率を2～3程度とする。求められた全体導入力について、そのP.S.アンカーの配置パターンを検討するため、すべり岩塊を図-2.8に示すように分割し、それぞれのブロックごとの導入力を算定する。

円弧すべり法による設計の場合、空洞補強設計に用いられた実績は多いが、比較的大きな導入力が算定される傾向がある。

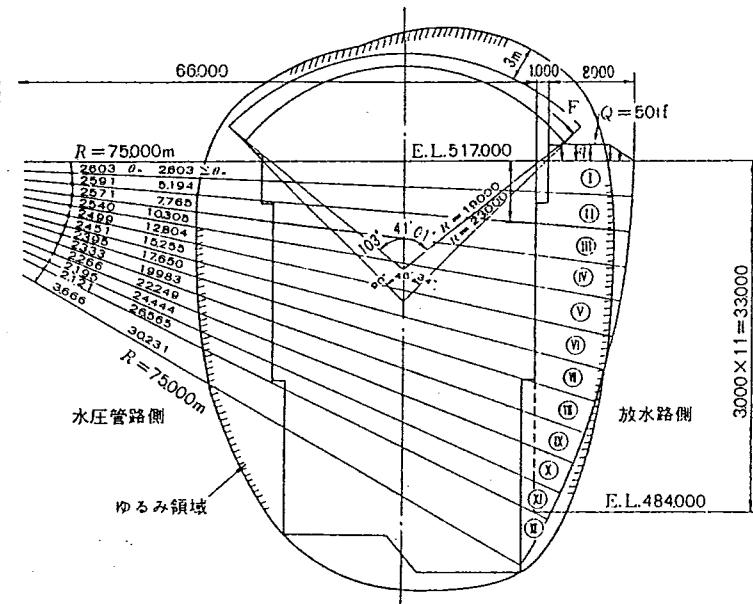


図-2.7 円弧すべり法による検討例（本川発電所）

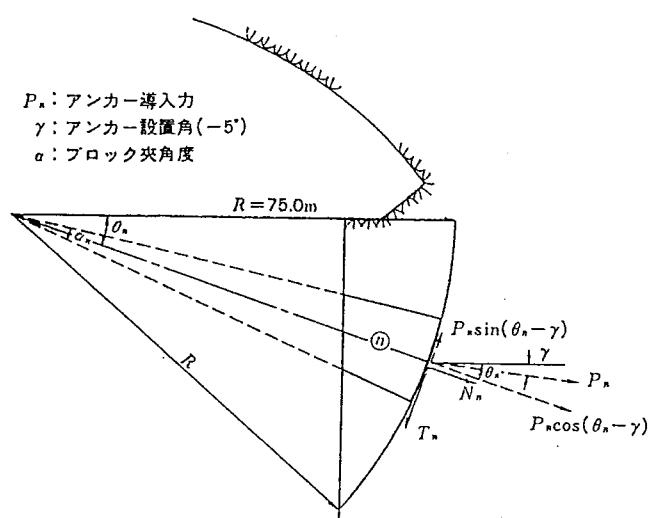


図-2.8 ブロック別導入力の算定（本川発電所）

### b. スリップライン法

スリップライン法は、想定すべり面を空洞安定解析より得られた地下空洞周辺岩盤の応力と岩盤強度特性より求め、アンカー導入力の他に岩盤の残留せん断強度、PSアンカー、ロックボルト、吹付けコンクリート等の強度を考慮し、すべり面上の安全率を算定するものである。円弧すべり法との大きな違いは、円弧すべり法が重力場での岩盤自重を滑動力としているのに対し、スリップライン法は岩盤応力を用いて滑動力を算定しているところにある。

空洞周辺岩盤内の主応力と、最大圧縮応力  $\sigma_2$  と  $\theta$  をなす面におけるせん断応力  $\tau$  は、図-2.9に示す関係にある。そこで、岩盤の局所すべり安全率を  $f_s = \tau_s / \tau$  と定義すると、 $f_s$  が最小となる角度を求めることによって、各要素の局所すべり安全率が最小となる方向が求まり、これらの方向をつらねると、すべり面群が決定される（図-2.10～2.12参照）。さらに、すべり面群の中より代表的なすべり面を取り出し、すべり安全率を計算する。このすべり面の決定に際しては、すべり面形状、ゆるみ領域（壁面よりのすべり深さ）、補強の区分（標高別の導入力）などを考慮する。例えば、図-2.12に示したように、岩盤壁面標高を2～4分割し、すべり面の形状を決定する。補強工は、アンカー導入力ならびにPSアンカー・ロックボルト・吹付けコンクリート等の材料強度を考慮して、安全率1.2～1.5を目安として設計している例が多い。

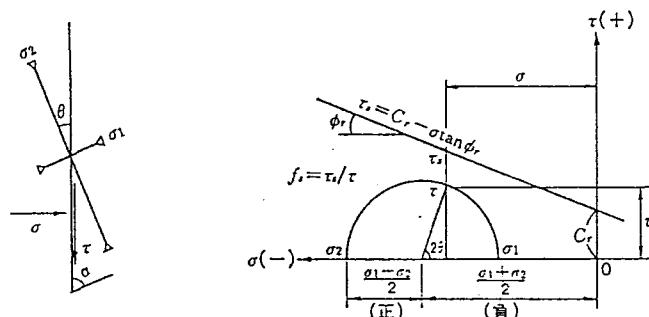


図-2.9 主応力とそれと  $\theta$  をなす面の応力の関係

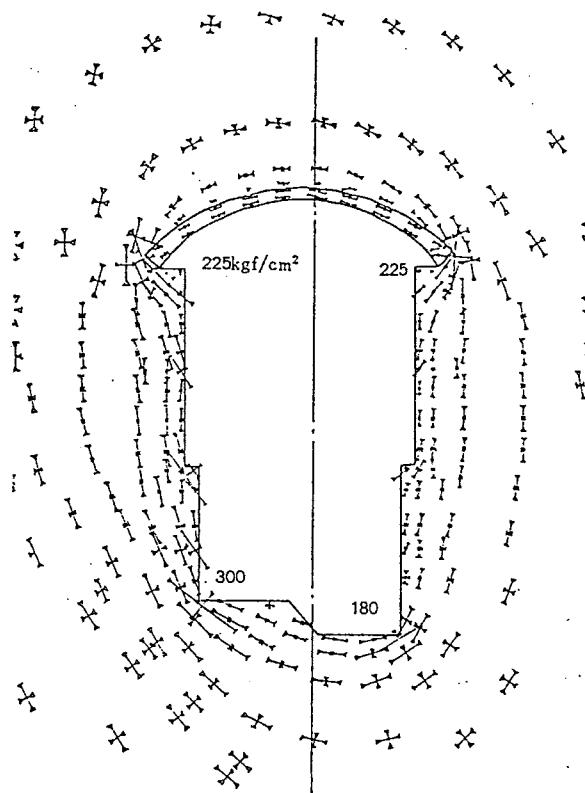


図-2.10 空洞安全解析による地圧分布の例（本川発電所）

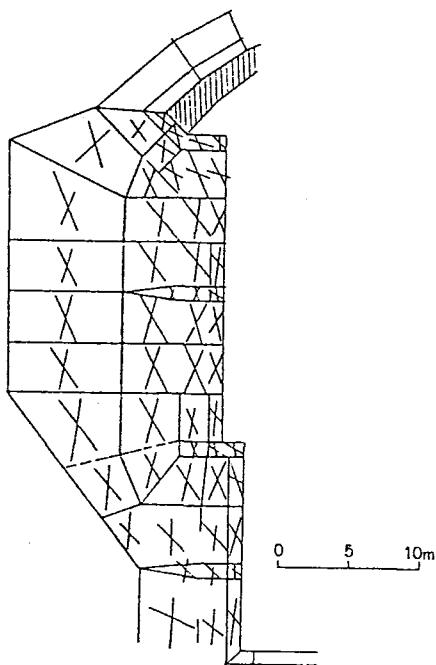


図-2.11 側壁岩盤の最小すべり安全率の  
方向（水圧管路側、本川発電所）

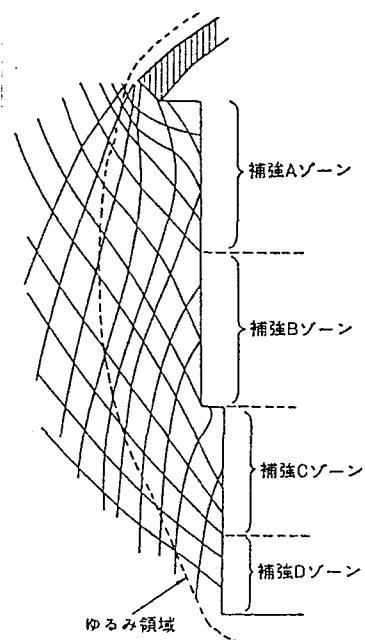


図-2.12 すべり面群とゆるみ  
領域（本川発電所）

### c. 岡・Kastner の弾塑性解析に基づく方法

この方法は、トンネル設計におけるNATMの考え方を基準としたもので、円形空洞周辺の弾塑性理論解を用いて、補強工の導入力とゆるみ域ならびに壁面変位との関係から、許容壁面変位に対するゆるみ幅と補強工の必要導入力を求めるものである。

具体的には、まず、ひずみ制御三軸圧縮試験結果から、任意の塑性ひずみレベルに対する強度特性を求めておく。次に、静水圧的な初期地圧状態のもとにおける円形空洞まわりの降伏条件をクーロンの式で与えた弾塑性の理論解を用いて、これに、上記の強度条件、初期地圧、空洞寸法、補強工の導入力等を与えて、くり返し計算することで、ゆるみ幅が決められる。なお、補強工の導入力は、空洞壁面の法線方向の応力に等しいと考えられる。従って、許容壁面変位を設定することにより、補強工の必要導入力が定まり、さらに、その時のゆるみ幅が求められる。

実際には、以上に述べた考え方に基づく計算の他、前述したように、FEMによる粘弾塑性解析や、ゆるんだ岩盤の崩落やすべり等に対する安定解析を実施した上で、最終的に計算上のゆるみ領域を一定範囲内に保ち得る導入力を確保するものとしてPS工の基本仕様を定める。この時、吹付けコンクリート、ロックボルトは、掘削で解放された壁面に直ちに施工することにより、岩盤の表面剥離等の局部破壊現象が逐次進展するのを阻止するとともに、PSアンカー施工までの一次支保と考える。

## 2. 6 排水工の設計

地山の地下水位は、発電所空洞ならびに発電所周辺トンネルの掘削に伴うドレーン効果により、初期状態に比し低下するのが一般的である。このような状況下で、空洞は、適時適切な補強工の実施により岩盤の有する残留強度と均衡した応力の再配分が行われ安定を保っている。

このため、掘削完了後においても、貯水池の湛水あるいはトンネルの覆工やグラウチングによる地下水位の回復を防ぐため、空洞周辺に排水網を設置し、現状の排水機能を維持することが、空洞の長期安定上、不可欠である。

岩盤に存在する地下水が、空洞の安定に及ぼす作用機構については、まだよく分からぬ点もあるが、一般には、地下水による間隙水圧のために周辺岩盤の有効応力が減少したり、地下水流に伴う粒子の流出作用による粘着力や内部摩擦角などの物性値の低下により、ゆるみ領域が進展し、空洞の安定が悪くなるものと考えられている。したがって、地下発電所のような大空洞については、十分な排水工を実施して、直接的には浸潤面の低下や間隙水圧の低減を図り、空洞の安定を確保する必要があり、次的には、覆工に作用する荷重の低減や発電所内への湧水量の減少を図ることが構造物の安定上望ましい。

排水の方法は、地山の透水性、地下水の賦存分布状況、地下水位などを考慮して一番効果的に定めなければならないが、通常は空洞周辺に水抜きトンネルを設け、このトンネルから水抜きボーリングを実施する方法、空洞壁面から水抜きボーリング、覆工背面に排水網を設置する方法などが行われる。

水抜きトンネルの位置、水抜きボーリングの孔径間隔、長さは理論解析や電気相似法による実験などにより決められる。例えば、今市発電所の場合、岩盤の透水性は巨視的には等方性を示し、かつ間隙は水で飽和されていると仮定して、ダルシーの法則、連続の式、Darcy-Forchheimer の仮定を適用した理論式により算出した。

設計に際しては解析結果のほか、現場の湧水や間隙水圧の状態、節理の方向や傾斜などを併わせ考慮するとともに、浸潤面の低下が主目的であるから、なるべく空洞に近い位置で排水し、湛水池等からの無用の水を引きすぎないような排水工とすることが必要である。

## 2. 7 むすび

地下発電所空洞の設計ならびに施工は、F E M等による掘削時の挙動解析、N A T M的思考に基づく支保工の発達と、掘削時の挙動を観測しながら設計、施工を管理する情報化施工の考え方の採用によって、急速に進歩してきた。これは、岩盤力学、連続体力学の知識に基づき、設計手法の体系化が進められてきた成果であり、トンネル建設におけるN A T M工法の発展と歩調を同じくするものであった。そして、地下発電所空洞の設計においても、N A T Mトンネル設計上の課題と同様の課題が残されている（1.参照）。

主な課題は、以下のようである。

- ① 掘削に伴う岩盤特性変化とその範囲の理解
- ② 支保機能の解明とそのモデル化
- ③ 3次元（準3次元）解析手法の一般化
- ④ 応力と水との連成効果の理解とそのモデル化

また、地下発電所空洞は通常のトンネル構造物に比べ規模が大きいため、ゆるんだ岩盤の崩落やすべり等に対する安定解析が重要であるが、特に、

⑤岩盤の不連続性に起因する挙動を表現しうる解析手法の実用化  
が望まれる。

## 参考文献

- (1) 社団法人電力土木技術協会編、電力施設地下構造物の設計と施工、1986.
- (2) 建設産業調査会、計画、設計、施工、維持管理のための地下構造物ハンドブック、1984.
- (3) 岡行俊、N A T Mにおける支保理論、施工技術、Vol.101, No.11, 1976.

### 3. 岩盤タンク貯蔵所の設計体系の現況

#### 3.1 概 要

地下貯油施設の形式には、鋼製タンク埋設方式、廃坑利用方式、岩塩溶解空洞方式および岩盤タンク方式等がある。この内、岩盤タンク方式とは、岩盤中の地下空洞そのものをタンク本体として利用して、石油類（原油、重油、軽油、ガソリン）およびLPGを貯蔵する方式を指す。

岩盤タンクの概念図を図-3.1、図-3.2に示す。岩盤タンクには、水封システムという特有なシステムが存在する。これは、岩盤中の節理や割れ目からの漏油や漏気を地下水圧によって防止するシステムである。水封システムには、自然地下水により貯蔵油を封ずる自然水封方式と、貯油槽上に水封トンネルおよび水封ボーリングを掘削し、これを介して岩盤内に人工的に水を供給する人工水封方式がある。

岩盤タンクは、昭和50年代にスウェーデンで実用化されて以来、北欧を中心として数多く建設されている。国内では、表-3.1に示すように、昭和51年に通産省資源エネルギー庁が研究に着手し、昭和55年5月より資源エネルギー庁の委託を受けた石油公団が愛媛県菊間町において実証プラントの建設を開始した。また、実証プラント建設と並行して、鹿児島県串木野地区、岩手県久慈地区で基礎調査が実施され、昭和61年に菊間地区を含む3地区に石油地下備蓄基地を設置することが決定した。研究着手以来10数年経過した現在、昭和66年のオイルインに向けて建設中である。3基地の概要を表-3.2に示す。岩盤タンク貯蔵所の建設、運転に関する監督官庁は、自治省消防庁である。したがって、岩盤タンクの建設については、自治省の外郭団体である危険物保安技術協会において設計審査された後、最終的には地元消防署の認可が必要となる。

岩盤タンク貯蔵所に関する基準・指針類としては、

- ・「菊間町における岩盤タンクの位置・構造及び設備に関する運用基準」<sup>(2)</sup>  
(以下「菊間暫定基準」と呼ぶ。)、消防庁、昭和55年11月
  - ・「水封式燃料地下貯蔵施設技術指針」<sup>(3)</sup>、電気事業連合会、1980.3
- があるが、実際の設計にあたっては、これらの基準類の他に、実証試験結果、各種機関の岩盤施設調査研究ならびに既存のトンネル関連基準類等を総合的に勘案しているのが現状である。

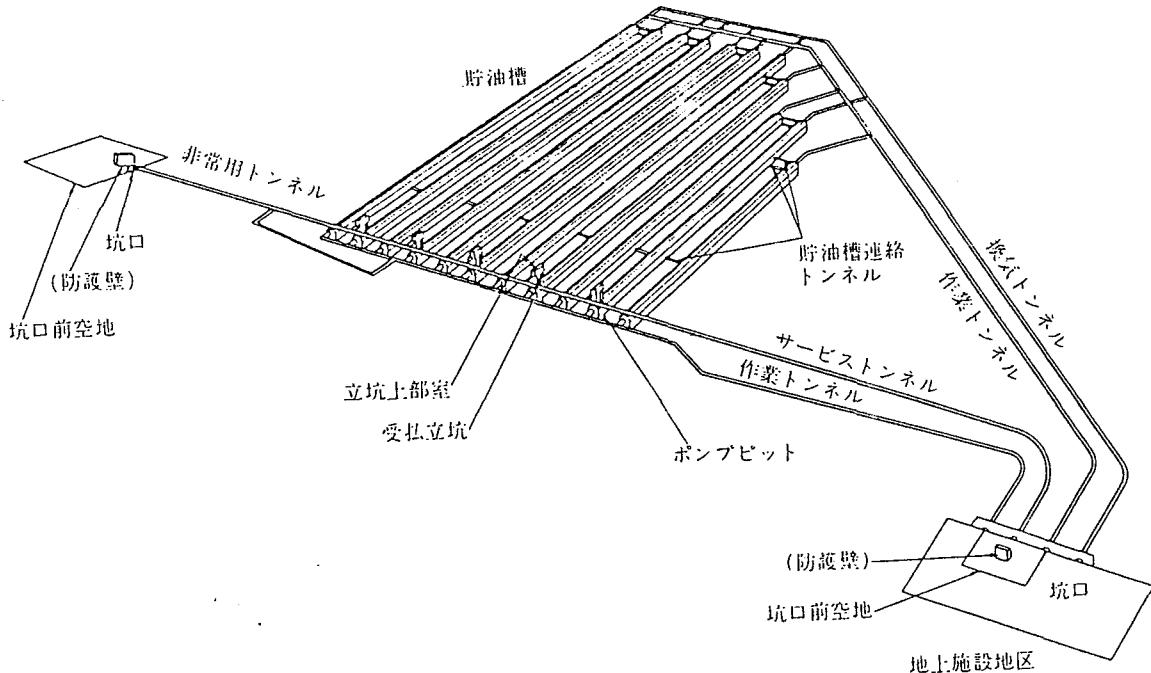


図-3.1 岩盤タンク貯蔵所平面図

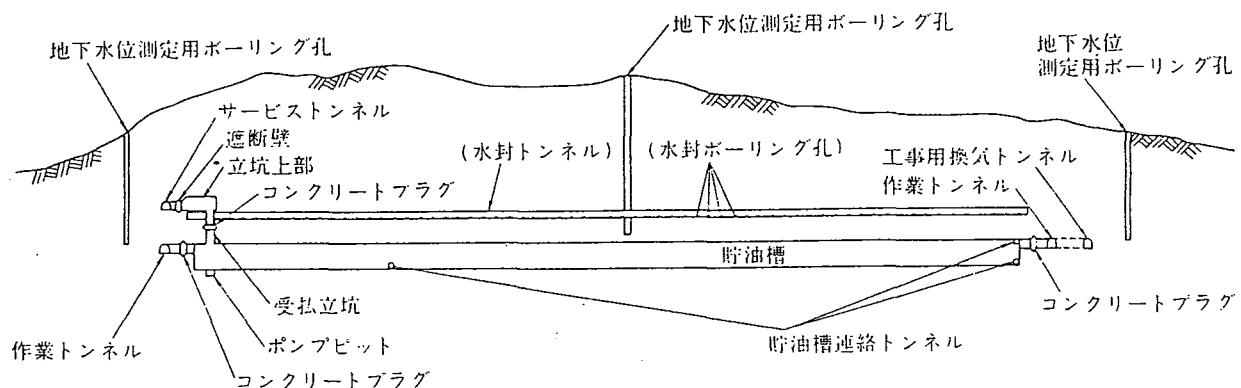


図-3.2 岩盤タンク貯蔵所断面図

**貯油槽** : タンク本体であり、断面形状は 15m~ 20m(幅) X 20m~30m(高さ) 程度である。

**水封トンネル** : 水封水を人工的に供給する水封ボーリングを施工するためのトンネルである。

**サービストンネル** : 貯蔵油の受払い経路であり、運転時の換気・監視機能を兼ねる。

**非常用トンネル** : 緊急避難用経路であり、運転時の換気・監視機能を兼ねる。

**換気トンネル** : 施工時の換気経路であり、施工完了後は水没させる。

**作業用トンネル** : 施工時の人・資材搬入および出しあり出し経路であり、施工完了後は水没させる。

表-3.1 国内における岩盤タンク貯蔵所建設の経過<sup>(1)</sup>

昭和51年	通産省資源エネルギー庁が研究に着手
昭和55年 5月	菊間実証プラント建設工事開始 実証試験開始（～現在）
昭和56年	串木野、久慈、菊間で基礎調査開始（～昭和60年）
昭和57年 2月	菊間実証プラント完工
昭和60年	串木野、久慈で調査横坑掘削 基本設計、地元調整実施
昭和61年	地下石油備蓄基地（串木野、久慈、菊間）の立地決定
昭和62年	地下石油備蓄建設工事（3地区）着工
昭和66年	地下石油備蓄基地（3地区）オイルイン開始予定

表-3.2 地下石油備蓄基地概要

	串木野基地	菊間基地	久慈基地
場 所	鹿児島県串木野市	愛媛県菊間町	岩手県久慈市
貯 蔵 物	原 油	原 油	原 油
貯油容量	約 175万KL	約 150万KL	約 175万KL
貯藏方式	自然水封、常圧貯蔵	自然水封、常圧貯蔵	人工水封、常圧貯蔵
貯油槽本数	10本	7本	10本
岩 種	安山岩（新第3紀）	花崗岩（白亜紀）	花崗岩（白亜紀）

### 3.2 岩盤タンク貯蔵所の設計検討項目

岩盤タンクにおける主要な設計検討項目は、

- ① 水封機能性
- ② 岩盤空洞の安定性
- ③ 保安設備・運転管理

である。

水封機能性は、岩盤タンクの貯油原理と直接関わる事項であり、貯油槽の設置深度および範囲等の基本項目を決定するための重要な項目である。

岩盤空洞の安定性に関する検討は、空洞の断面形状、空洞離間距離、補強工等を決定するための根拠となる。

保安設備は、漏油・漏気および火災・爆発等の防止設備であり、油面・水封水位・内圧・温度等の監視設備、漏油・漏気・火災の検知警報設備ならびに遮断壁・水封水補給設備等があり、耐食・耐候性・精度・保守等を考慮して設計される。運転管理については、FTA (Fault Tree Analysis), ETA (Event Tree Analysis)による管理項目の重要度を評価して、正常運転時および緊急時の運転管理システムが構築される。

以下に、岩盤タンク貯蔵所の設計の現況として、菊間実証プラント、地下石油備蓄基地基本設計における水封機能性と空洞安定性に関する設計方法を示す。保安・監視等の設備に対しては、「菊間暫定基準」にかなり詳細に記されているので、これを参考資料として章末に添付する。

なお、岩盤タンク貯蔵所の基本的なレイアウト（設置深さ、並設空洞離間距離、保安距離等）に関しては、事実上「菊間暫定基準」を最低限満足することが要求されている。

### 3.3 水封機能性に関する設計

水封機能性の検討手順を図-3.3 に示す。

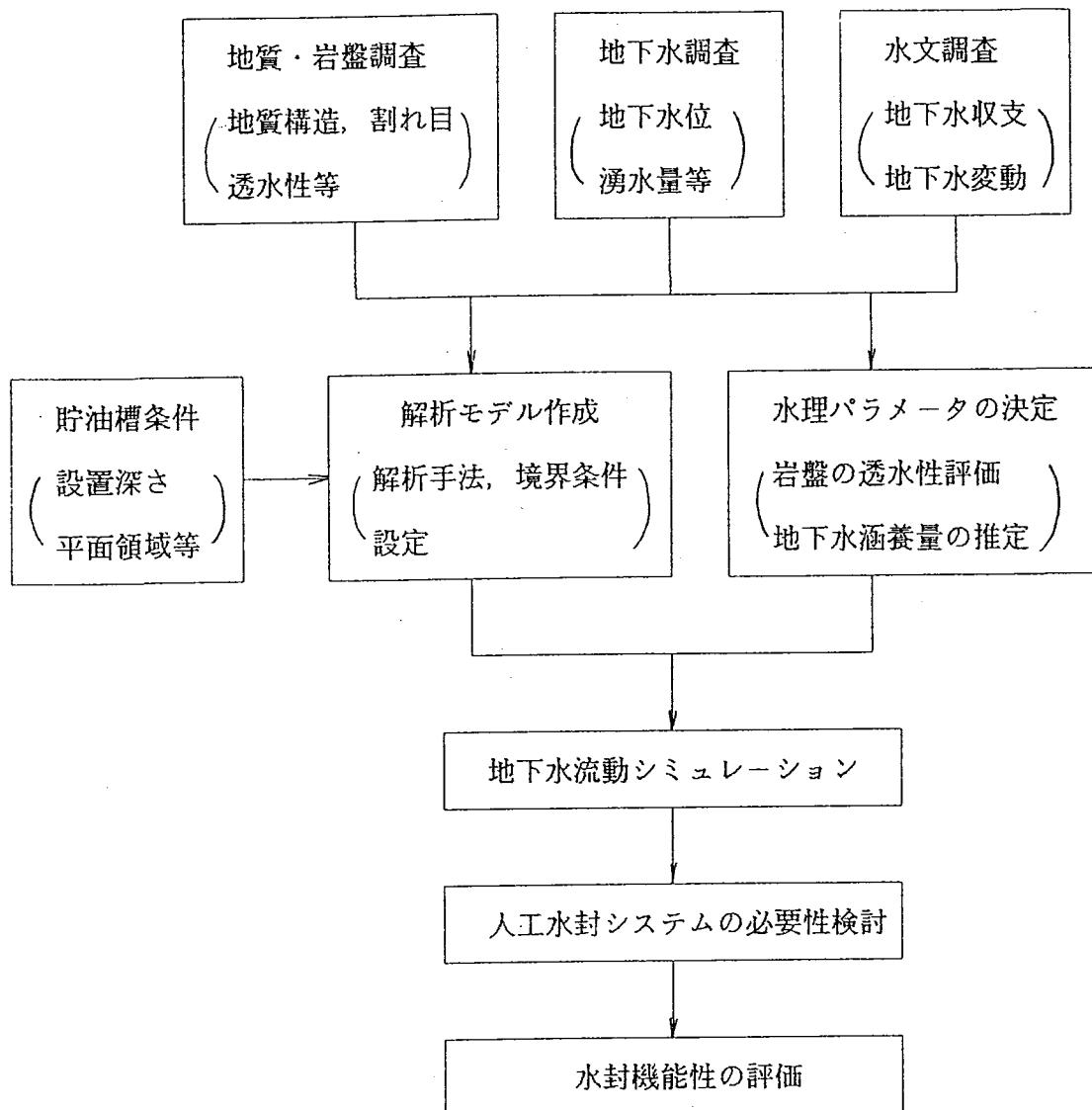


図-3.3 水封機能性の検討手順

## (1) 調査

水封機能性を検討するために、表-3.3 に示すような調査が実施されている。

表-3.3 調査項目

	調査項目	調査内容
地質・岩盤調査	既存資料調査 地表踏査 ボーリング調査 弾性波探査 電気、中性子、速度検層等 現位置透水試験 室内透水試験	地質構造 岩盤状況 割れ目 透水性
地下水調査	既存資料調査 現位置透水試験 水質調査	地下水位 間隙水圧 湧水量 帶水層
水文調査	降雨量 蒸発量 表面流出量 地表湧出量 地下水位測定	地下水収支 地下水変動

## (2) 解析手法

地下水流动予測は、主としてFEMによる2次元解析および準3次元解析を用いて行われている。

### ① 2次元解析

代表的な鉛直断面に関する浸透流解析手法であり、基本方程式は次式で示される。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + q = (c + \alpha \cdot s) \frac{\partial h}{\partial t}$$

ここで、 $k_x, k_z$  :  $x$ (水平),  $z$ (鉛直) 方向の透水係数

$q$  : 溝水量

$h$  : 全水頭 ( $=h_p$  (圧力水頭) +  $h_e$  (位置水頭))

$c$  : 比水分容量 ( $=d\theta / dh_p$ , 飽和で  $c=0$ ,  $\theta$  : 体積含水率)

$s$  : 比貯留係数

$\alpha$  : =0 (不飽和領域), =1 (飽和領域)

解析モデル概念図を図-3.4 に示す。

## ②準3次元解析<sup>(5)</sup>

3次元地盤内を流れる浸透現象に関して、鉛直方向の流れ成分を無視した解析手法である。

基本方程式は、3次元浸透流の基礎式

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) + q = (c + \alpha \cdot s) \frac{\partial h}{\partial t}$$

を、地層厚さ  $b$  で、 $z$ (鉛直)方向に積分することにより次式のように表される。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + q = (S_1 + S_2) \frac{\partial h}{\partial t}$$

ここで、 $T_x, T_y$  :  $x, y$  (水平)方向の透水量係数

$q$  : 溝水量

$S_1$  : 飽和度を考慮した有効間隙率

$S_2$  : 貯留係数

解析モデル概念図を図-3.5 に示す。

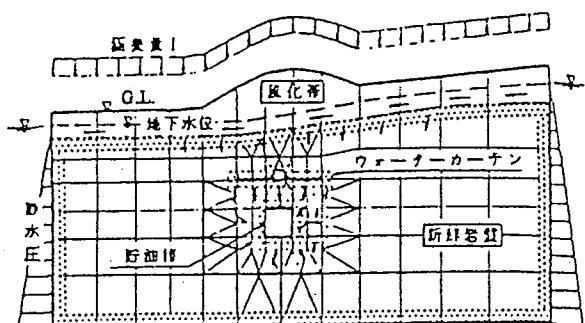


図-3.4 2次元解析モデル概念図

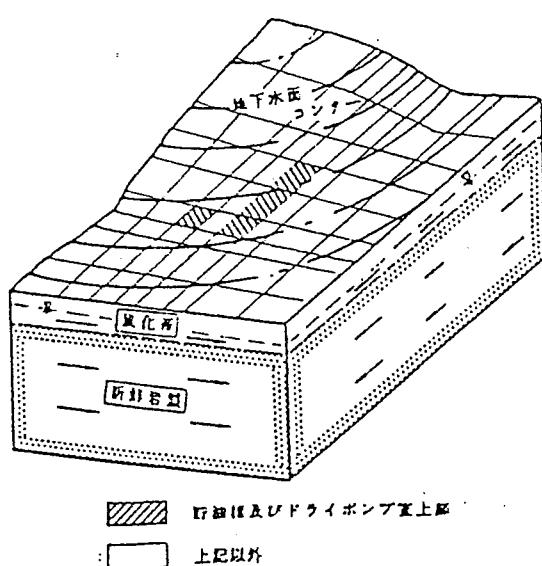


図-3.5 準3次元解析モデル概念図

### (3) 岩盤透水性の評価

岩盤タンクは、基本的には割れ目が顕著でない堅固な岩盤に立地されるものとしてルジオントストによる測定結果の対数平均値を岩盤透水係数の設計値としている。

$$\log K = \frac{\sum (H_i \cdot \log K_i)}{\sum H_i}$$

ここで、  $K$  : 透水係数の設計値

$K_i$  :  $i$  区間の透水係数の測定値

$H_i$  :  $i$  区間長

また、掘削によるゆるみ域については、浸透流解析上は空洞の一部とみなしてモデル化する場合が多い。

### (4) 水封機能性の評価

地下水流动シミュレーションによって推定した地下水位、間隙水圧およびポテンシャルの分布から次に示す各項目について検討し、岩盤タンク貯蔵所の水封機能が正常に作動することを確認する。

#### ①液密性

貯油槽周辺の地下水位が貯油槽最高液位より低下しないことと、地下水が貯油槽に向かって流入することを確認する。

#### ②気密性

気密構造を形成するための限界鉛直動水勾配( $I_{cr}$ )は、

$$I_{cr} = 1.0 - a$$

ここで、  $a$  : 岩盤の亀裂内の毛細管力の作用による抵抗動水勾配で表される。岩盤タンク貯蔵所における気密性の判定条件としては、安全側を考え、

$$I_0 > 1.0$$

ここで、  $I_0$  : 貯油槽天端部の動水勾配

としている。

#### ③並設貯油水槽間の移流

並設する貯油槽の液位や貯蔵圧の相違により、両貯油槽間で内容液が移流する可能性がある。各種条件に対し、移流が生じないように、空洞離間距離および縦水封（空洞間に鉛直に設置する水封カーテン）を検討する。

### 3.4 空洞安定性に関する設計

岩盤の空洞安定性の検討手順を図-3.6 に示す。

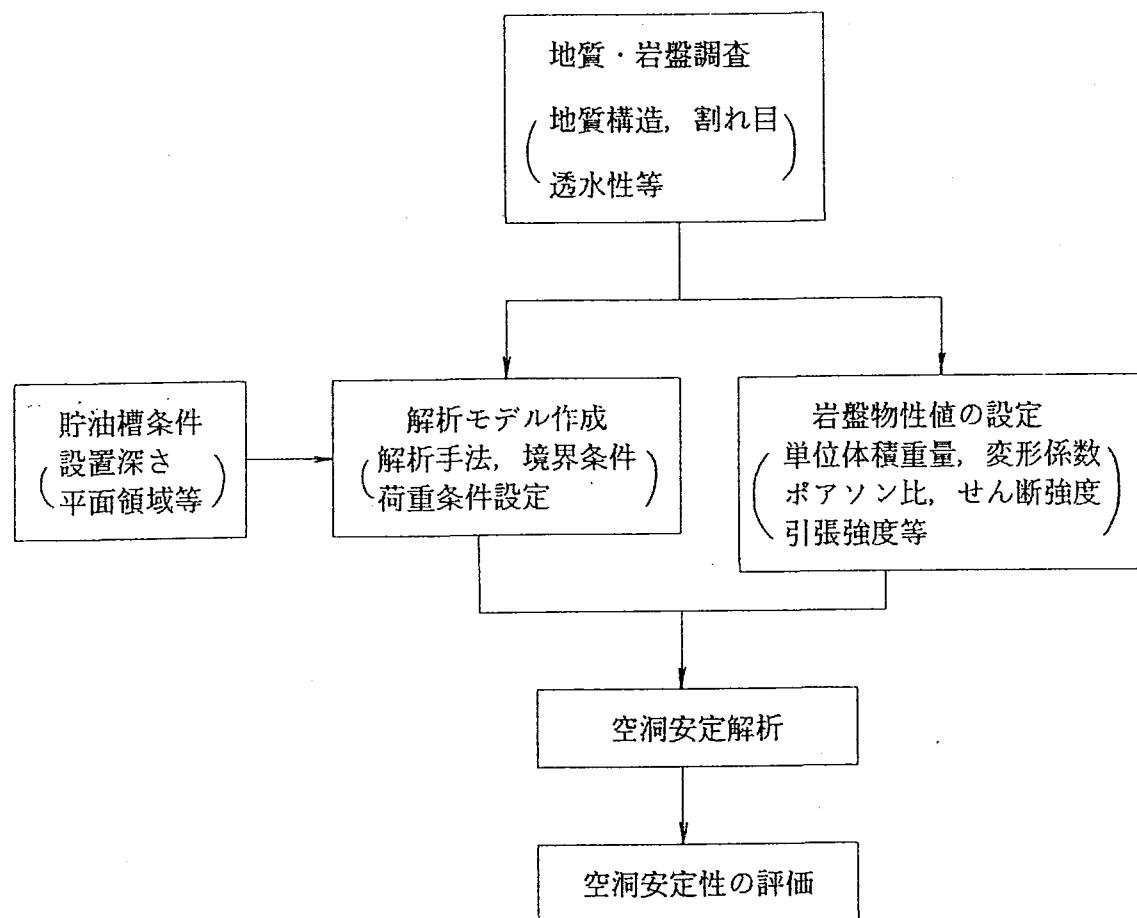


図-3.6 空洞安定性の検討手順

## (1) 調査

空洞安定性を検討するためには必要である地質構造、および岩盤の力学的物性を把握するために、表-3.4 に示すような調査が実施されている。

表-3.4 調査項目

調査項目	調査内容
既存資料調査 地表踏査 ボーリング調査 弾性波探査 電気、中性子、速度検層等	地質構造 岩盤状況 割れ目分布
坑内水平載荷試験	変形特性
室内岩石試験	変形・強度特性
現位置岩盤試験	変形・強度特性
初期地圧測定	初期地圧

## (2) 解析手法

安定性検討の数値解析手法としては、有限要素法、境界要素法、剛体要素法等があるが、主として2次元有限要素法が用いられている。

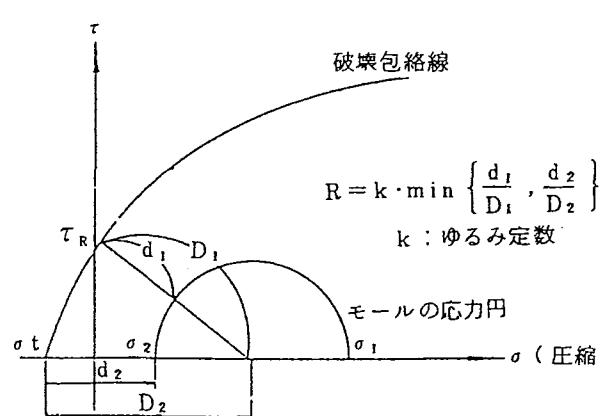
### ①岩盤の応力-ひずみ関係

岩盤は弾性体または非線形弾性体として取り扱われている。 破壊接近度 (R)

に対して、

$$R = k \cdot \min \left\{ \frac{d_1}{D_1}, \frac{d_2}{D_2} \right\}$$

ここで、 k : ゆるみ定数



変形係数 (D) とポアソン比 ( $\nu$ ) を次式で表すことにより、岩盤の非線形性を評価している。

$$\frac{D - D_f}{D_0 - D_f} = \begin{cases} 1 & (R \geq 1.0) \\ R^m & (0.0 < R < 1.0) \\ 0 & (R \leq 0.0) \end{cases}$$

$$\frac{\nu - \nu_f}{\nu_0 - \nu_f} = \begin{cases} 1 & (R \geq 1.0) \\ R^n & (0.0 < R < 1.0) \\ 0 & (R \leq 0.0) \end{cases}$$

ここで、  $D_0$  : 初期変形係数

$D_f$  : 破壊時変形係数

$\nu_0$  : 初期ポアソン比

$\nu_f$  : 破壊時ポアソン比

$m, n$  : 非線形特性指数

であり、試験によって定まる。

## ②支保のモデル化

空洞の安定解析時には、支保を無視するか、考慮する場合にはロックボルトのみを棒要素モデルとして解析に取り入れている場合が多い。

## ③初期地圧

初期地圧測定も実施されているが、一般には側圧比を 1.0~1.5 の範囲で仮定して初期地圧を設定している。

## ④地震力

「菊間暫定基準」においては、地震時の影響を検討することを規定している。しかし、菊間実証プラントでの地震観測結果やそれに基づくシミュレーション解析によって、空洞の耐震性には問題がないことが確認された。したがって、貯油槽を新鮮堅固な一体岩盤にレイアウトすることを条件として、地上施設、トンネル坑口部を除いて、基本的には耐震性の検討は省略されている。

## (3) 岩盤物性の評価

安定性検討に必要な岩盤物性値（変形係数、せん断強度、引張強度、単位体積重量、ポアソン比等）は、原位置岩盤試験結果、室内岩石試験結果および岩盤等級に基づく既存資料を参考として設定されている。

#### (4) 空洞安定性の評価

空洞安定性の評価は、主としてゆるみ域によって行われ、空洞断面形状、並設空洞の離間距離、補強工等について検討される。

##### ①ゆるみ域

岩盤タンク貯蔵所の設計においては、局所安全係数 ( $F_s$ ) が、

$$F_s = \min \left\{ \frac{\frac{D_1}{|\sigma_1 - \sigma_2|}}{2}, \frac{\frac{D_2}{|\sigma_1 - \sigma_2|}}{2} \right\} \quad (\text{図-3.7 参照})$$

1.5 以下の範囲をゆるみ域として規定している。破壊基準としては、次式で示される双曲線近似式が用いられている。

$$\sigma / \sigma_t = 1 - (\tau / \tau_R)^2$$

ここで、 $\sigma_t$  : 引張強度

$\tau_R$  : せん断強度

##### ②並設空洞の離間距離

隣接する空洞のゆるみ域が接することがないこと、かつゆるみ域が掘削面から 6 m 以内（ロックボルトの最大長を 6 m としている。）に収まることを条件として、離間距離を検討している。

##### ③補強工

ゆるみ域の補強工としては、ロックボルトと吹付コンクリートを主体とする NATM 工法が採用されている。ロックボルトと吹付コンクリートの諸元は、「NATM 設計施工指針（案）」〔国鉄〕<sup>(7)</sup> を基にして決定されている。

## 参考文献

- (1) 藤城泰行：石油地下備蓄，第2回岩盤システム工学セミナー，昭和61年12月
- (2) 消防危第142号：菊間町における岩盤タンクの位置・構造及び設備に関する運用基準，昭和55年11月
- (3) 電気事業連合会：水封式燃料貯蔵施設技術指針，1989.3
- (4) 土木学会, 危険物保安協会：岩盤タンク貯蔵所の安全確保に関する調査報告書  
昭和61年9月
- (5) 百田, 吉野：トンネル・空洞を対象とした広域岩盤地下水水流の解析，第16回岩盤力学に関するシンポジウム，1984.2
- (6) 林, 本島, 日比野：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発  
電研報告N0.377012, 昭和53年3月
- (7) 日本国有鉄道編：N A T M設計施工指針(案), (社)日本国有鉄道施設協会,  
1983.3

**This is a blank page.**

## 4. LNG地下式貯槽の設計体系の現況

### 4.1 LNG地下式貯槽の概要

LNG地下式貯槽は、円筒形コンクリート製側壁と底版を構造躯体とし、内面に液密性・気密性を確保するための内張鋼板（メンブレン）と硬質ポリウレタンフォームの断熱材を取りつけ、上部はドーム屋根から断熱材を配した天井を吊り下げた豊型地下貯槽である。その特徴は、貯蔵液位が周囲の地盤表面以下あるいは貯槽周囲盛土の天端以下であるため、液の流出に対して本質的に安全性が高いことである。貯槽の規模は、当初の10,000k1級から 130,000k1へと大型化し（表-4.1）、構築工法もオープン掘削工法、連続地中壁工法、オープンケーソン工法等が用いられ、また、地下水圧の処理方法として、底部排水式や底部強度版式等種々の形式が採用されている。

（図-4.1）

表-4.1 LNG地下式貯槽の実績

基地名	容量 (1,000k1)	内径(m) × 高さ(m)	基 数	完 成 年	工 法
根 岸	10	30×14.2	1	1970	連続地中壁逆巻コンクリート
	60	50×30.6	1	1972	"
	95	64×29.6	2	1977～78	杭支持逆巻コンクリート
	95	64×29.6	2	1981～82	アースアンカー山留順巻
袖ヶ浦	60	60×21.3	2	1974	連続地中壁逆巻コンクリート
	60	64×18.7	5	1976～77	"
	60	64×18.7	2	1977～78	矢板止水オープンケーソン
	62	64×19.3	1	1979	連続地中壁逆巻コンクリート
	58	64×18.1	1	1979	オープンケーソン
	60	64×18.7	2	1979	"
	60	64×18.7	1	1981	アースアンカー山留
	130	64×40.5	2	1982～85	オープンケーソン
	130	64×40.5	1	1982	連続地中壁逆巻コンクリート
	130	64×40.5	1	1984	"
	90	57×37.3	2	1984～85	"
	90	57×37.3	4	1984～85	オープンケーソン
扇 島	60	50×30.6	7	1984	連続地中壁逆巻コンクリート
富 津	90	64×28.0	4	1985	連続地中壁山留順巻コンクリート
泉 北	40	54×19.7	1	1975	連続地中壁逆巻コンクリート

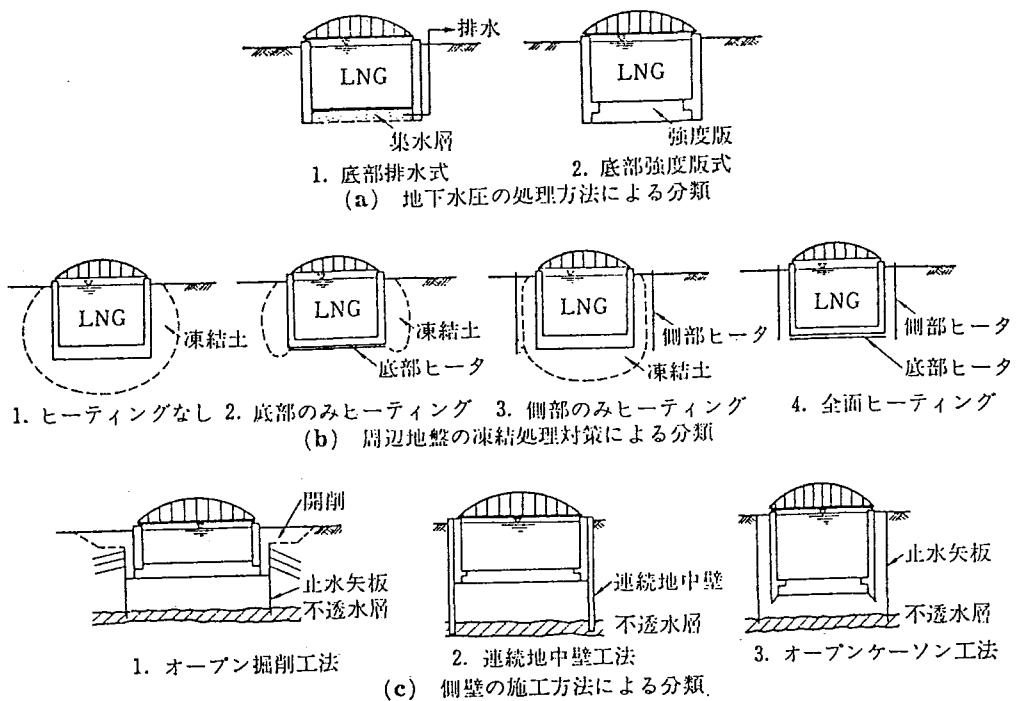


図-4.1 LNG地下式貯槽の構造形式

## 4.2 LNG地下式貯槽指針について

昭和51年に通商産業省の委託を受け、日本瓦斯協会内に設置された液化天然ガス用貯槽保安調査委員会は、昭和54年3月に「LNG地下式貯槽指針」を発行、これが現在の液化ガス地中タンクの計画、設計、建設、維持管理のバイブルとなっている。

指針は、1.総則 から始まり、2.レイアウト、3.設計基本条件、4.地盤調査、5.盛土及び地盤改良、6.軀体、7.メンブレン、8.屋根、9.保冷、10.保安設備、11.保守管理 の11章から成り立っており、LNG地下式貯槽に関して、すべての項目が盛り込まれている。土木設備に関して、その主な内容を要約すると以下のようになる。

レイアウトでは、貯槽と事業所の境界線及び他の設備との間、さらには貯槽相互間について保安上必要な距離を定めている。

設計基本条件では、熱的設計条件と耐震設計条件が示されており、まず、熱的設計条件では、地盤及び貯槽各部の熱解析に用いる熱物性値あるいは算定式（表-4.2）が示され、次に地盤の温度分布に関する解析方法（表-4.3）および軀体他の貯槽各部の温度分布についても解析方法が示されている。耐震設計条件では、震度法を基本手法とし、水平震度とその補正係数、鉛直震度が示され、また、動的解析法についても解析対象物～計算モデル～計算法の関係（表-4.4）が示されている。

地盤調査は、合理的な計画、設計、施工および維持管理を行う目的で、貯槽の構造選定およびレイアウト等を行うための予備調査と実施計画のための本調査が行われる。地盤調査の具体的な目的と調査項目は、表-4.5に示されるところである。また、貯槽の内径に応じて最少ボーリング調査本数（表-4.6）が規定されており、地層の変化の度合や貯槽基数によって適宜増減することが求められている。この他、室内試験、原位置試験（表-4.7）についても規定されている。

軀体の設計および施工にあたっては、軀体の強度、貯槽としての機能および維持管理の容易さ等を考慮することとされており、コンクリートや鉄筋等の材料特性、許容応力および許容応力の割増し（表-4.8）、自重、ガス圧、液圧、土圧、水圧、温度荷重、地震荷重（土圧、慣性力、動液圧）、凍結土圧、施工時荷重等荷重の種類および運転方法を考慮した基本的な荷重の組み合わせ（表-4.9）、断面力計算、応力計算および構造解析、さらには施工法についてもいくつかの方法が規定されている。

表-4.2 热定数の算出法

項目	計算式	物性値例1	物性値例2
間ゲキ率 n	$n = \frac{e}{1+e} = \frac{wG_s}{S_r + wG_s}$ e: 間ゲキ比 w: 含水比(%) G <sub>s</sub> : 土粒子比重 S <sub>r</sub> : 鮎和度(%)		
容積含水率 φ <sub>w</sub>	$\varphi_w = \frac{e}{1+e} \cdot \frac{S_r}{100} = \frac{wG_s}{S_r + wG_s} \cdot \frac{S_r}{100} = n \cdot \frac{S_r}{100}$		
密度 γ (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_i = (1-n) \gamma_s + \varphi_w \gamma_w$ $\gamma_i = (1-n) \gamma_s + \varphi_w \gamma_w$	$\gamma_i = 881.8$ (気泡を含む氷の密度)	$\gamma_i = 900(0^\circ\text{C})$ $\gamma_i = 900(-20^\circ\text{C})$
比熱 c (kcal/kg°C)	$C_i = \frac{C_s \gamma_s (1-n) + C_w \gamma_w \varphi_w}{\gamma_i}$ $C_w = \frac{C_s \gamma_s (1-n) + C_w \gamma_w \varphi_w}{\gamma_i}$	$C_s = 0.22$ $C_i = 0.500$ $C_w = 1.000$	$C_s = 0.224(\text{粘性土})$ $C_s = 0.20(\text{砂質土})$ $C_i = 0.50(0^\circ\text{C})$ $C_i = 0.505(-20^\circ\text{C})$ $C_w = 1.00$
熱伝導率 λ (kcal/mh°C)	I) $\lambda_2 = (1-\varphi_w) \lambda_s + \varphi_w \lambda_w$ II) $\lambda_2 = \frac{1}{3} \left[ \lambda_w \left\{ \frac{1 - (1 - \frac{3\lambda_s}{2\lambda_w + \lambda_s})(1-\varphi_w)}{1 + (\frac{3\lambda_w}{2\lambda_w + \lambda_s} - 1)(1-\varphi_w)} \right\} + \lambda_s \left\{ \frac{1 - (1 - \frac{3\lambda_w}{2\lambda_s + \lambda_w})(\varphi_w)}{1 + (\frac{3\lambda_s}{2\lambda_s + \lambda_w} - 1)\varphi_w} \right\} + \frac{3\lambda_s \lambda_w}{2\lambda_s + \lambda_w} \right]$ なお、λ <sub>1</sub> の算定はλ <sub>2</sub> の各式においてλ <sub>w</sub> をλ <sub>1</sub> にかえて行う。	$\lambda_s = 3.00$ (長石, 花崗岩, 硅石, 玄武岩の平均) $\lambda_i = 1.939$ $\lambda_w = 0.5$	$\lambda_s = 2.83(\text{粘性土})$ $\lambda_s = 1.70 \sim 2.10$ (砂質土) $\lambda_i = 1.90(0^\circ\text{C})$ $\lambda_i = 2.00(-20^\circ\text{C})$ $\lambda_w = 0.5$
凍結潜熱 L (kcal/kg)	$L = \frac{L_w \varphi_w \gamma_w}{\gamma_i}$ (土粒子の凍結潜熱は無視)	$L_w = 79.5$	
温度伝導率 K (m <sup>2</sup> /h)	$K_i = \frac{\lambda_i}{C_i \gamma_i}$ $K_w = \frac{\lambda_w}{C_w \gamma_i}$		

添字 ; 1 凍結後、 2 凍結前、 s 土粒子母岩、 i 水、 w 水

表-4.3 热解析手法

解析手法		概要	凍結距離表示式	特徴	
長所	短所				
球形モデル	準定常理論解	貯槽の土に接する面積と等しい表面積をもつ球が半無限地盤中にあると仮定	$t = -\frac{Lr_1 a^2}{\lambda_2 \theta_S} (\frac{1}{x^2} - 1) + \frac{1}{\mu \nu} (x - 1) + \frac{\nu + 1}{\mu^2 \nu^2} \ln \frac{1 + \nu - \mu \nu x}{1 + \nu + \mu \nu}$ <p>ここに, <math>a = \frac{1}{2}(R + 2H)R</math>: 貯槽相当半径  <math>a_1 = a + (保冷材厚)</math>  <math>R</math>: 貯槽半径 (m)  <math>H</math>: 貯槽幅体長 (m)  <math>\mu = \frac{\lambda_1}{\lambda_0} (\frac{a}{a_1} - 1) + 1</math>, <math>\nu = -\frac{\lambda_1 \theta_S}{\lambda_0 \theta_C}</math>  <math>x = X/a_1</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>無限領域に対して有効</li> <li>解析モデルが単純な場合には、厳密解を得ることが可能</li> <li>貯槽周囲の地盤の地表面の影響を無視</li> <li>貯槽との形状における対応が不正確</li> </ul>	
半球形モデル	非定常近似解	地中部の鏡面積が貯槽の地中面積に等しい半球貯槽を仮定	$\varphi = 0$ (貯槽中心下)において $t = Lr_1 a^2 \int_{-\infty}^{x} \left\{ \frac{\lambda_1 \theta_C}{1 - f(Bi;x)} + \frac{\lambda_1 \theta_S}{f(Bi;x)} \right\} \frac{df(Bi;x)}{dx}$ <p>ここに,</p> $f(Bi;x) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(4n+3) \cdot Bi \cdot (-1)^n \frac{1 \cdot 3 \cdot 5 \cdots (2n-1)}{2 \cdot 4 \cdot 6 \cdots (2n+2)}}{2(n+1) + Bi} \cdot \frac{1}{x^{2n+1}}$ <p><math>a = \sqrt{\frac{1}{2}(R+2H)}R</math>, <math>x = X/a</math>, <math>Bi = ad_0/\lambda_1</math>  <math>R</math>: 貯槽半径 (m), <math>H</math>: 貯槽幅体長 (m),  <math>d_0</math>: 保冷材熱伝達率 (<math>\text{W}/\text{m}^2 \text{h}^\circ\text{C}</math>)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>貯槽との形状における対応が不正確</li> </ul>	
軸対称モデル	差分法	軸対称熱伝導微分方程式を差分化して近似	<p>記号</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>X</math>: 凍結距離 (m)</li> <li><math>t</math>: 時間 (h)</li> <li><math>\theta_C, \theta_S, \theta_A</math>: 貯槽内温度, 地中温度, 大気温度 (<math>^\circ\text{C}</math>)</li> <li><math>\lambda_0, \lambda_1, \lambda_2</math>: 保冷材, 凍結土, 未凍結土の熱伝導率 (<math>\text{W}/\text{m}^\circ\text{C}</math>)</li> <li><math>r_1, r_2</math>: 凍結土, 未凍結土の密度 (<math>\text{kg}/\text{m}^3</math>)</li> <li><math>L</math>: 潜熱 (<math>\text{J}/\text{kg}</math>)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>解析法が明快である</li> <li>FEMに比べて適切な時間間隔 (<math>\Delta t</math>)の選定が容易</li> <li>無限領域に適用するのは困難</li> <li>形状が複雑な場合は境界条件が煩雑</li> </ul>	
	有限要素法 (FEM)	軸対称熱伝導微分方程式が規定されている場を有限の要素に離散化する数値解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>複雑な形状の境界条件を処理できる</li> <li>複合材の解析に有効</li> <li>安定した解を得るために分割要素寸法と時間間隔 (<math>\Delta t</math>)を適切に選定することが必要</li> <li>無限領域に適用するには困難</li> </ul>	

表-4.4 動的解析法

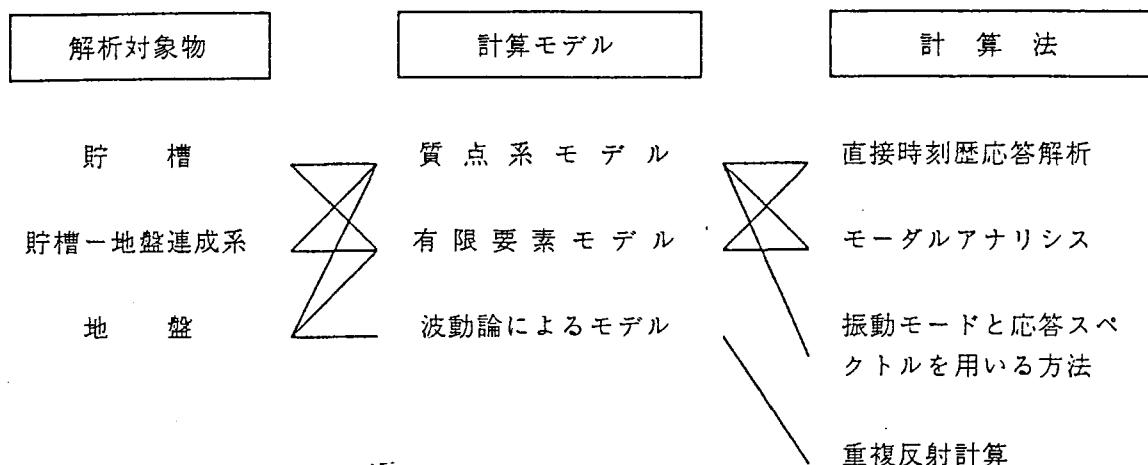


表-4.5 調査目的と調査項目の関係

調査目的	地層構成	支持層の確認	地盤の強度特性	地盤の沈下特性	地盤の変形特性	地不透水層の水の特性認	地盤の動的特性	地盤の凍結特性	地盤の熱伝導特性	地下水の状態	地下水の水質	腐食性
調査項目	形	成										
資料調査及び現地踏査	○	○								○		
ボーリング調査		○	○	○			○			○		
サウンディング		○	○	○			○					
サンプリング		○	○	○	○	○	○	○	○			○
室内試験	物理試験及び化学試験		○		○		○		○		○	○
	力学試験			○	○	○	○	○	○			
	土の凍結に関する試験								○	○		
原位置試験		○	○	○	○	○	○	○		○	○	○

[備考] ○は、調査目的に対し適用される調査項目を示す。

表-4.6 最少ボーリング調査本数

貯槽の内径	ボーリング地点	
	中心部	側壁部
30m未満	3 本	
30以上~60m未満	1 本	4 本
60以上~80m未満	1 本	6 本
80m以上	1 本	8 本

表-4.7 原位置試験

調査目的	試験項目	測定項目	用途
地盤強度特性、変形特性、及び沈下特性	鉛直方向載荷試験 水平方向載荷試験	変形係数 地盤反力係数 沈下量 支持力	・静的解析のための土質定数決定 ・沈下量の推定 ・支持力の確認
地盤の透水特性 地下水の状態	透水試験	透水係数 貯留係数	・不透水層の確認 ・地下水位低下工法の検討 ・湧水量の推定
	地下水水流測定	地下水流	・水抜による影響の検討 ・施工法の選定
	地下水位測定 間ゲキ水圧測定	地下水位 間ゲキ水圧	・構造選定 ・作用水圧の決定
地盤の動的特性	P S 検層 常時微動測定	弾性波速度( $V_S, V_P$ ) 卓越周期	・動的解析のための土質定数設定 ・基盤深さの推定 ・動的特性の把握
腐食性	比抵抗測定	比抵抗	・鋼材の防食法の検討

表-4.8 許容応力の割増し係数

温度荷重を考えた場合	1.15
地震による影響荷重を考えた場合	1.5
温度荷重及び地震による影響荷重を考えた場合	1.65
施工時荷重を考えた場合	1.5

表-4.9 車体の荷重の組合せ

荷重の種類		自重	ガス圧	液圧	土圧	水圧	屋根荷重	温度荷重	地震による影響荷重	凍結土圧
状態										
常時	空液	○			○	○	○	○		○
	満液	○	○	○	○	○	○	○		
地震時	空液	○			○	○	○	○	○	○
	満液	○	○	○	○	○	○	○	○	

#### 4.3 LNG地下式貯槽の設計フローと設計方法

LNG地下式貯槽の設計は、前節の「LNG地下式貯槽指針」に基づいて実行される。実際の設計は、軀体の設計のほか、周辺地盤の液状化、沈下に対する検討、貯槽底面の地盤支持力の検討、貯槽の浮力に対する検討とともに、施工時については、掘削土留め、止水の検討、盤ぶくれ、ヒービング、パイピングに対する検討等、設計、施工全般にわたる検討を行う。ここでは主として、軀体の設計について述べる。

LNG地下式貯槽の側壁と底版の接合部については、応力の集中を避けるためヒンジ結合とした形式がほとんどであり、以下ではこの形式について図-4.2の設計フローにしたがって設計方法を述べる。

コンクリート軀体の材料定数は、設計指針、諸基準や実測値を参考にして定める。必要な諸定数としては、設計基準強度、弾性係数、ポアソン比、線膨張係数、単位体積重量、熱定数などである。また地盤の諸定数については、現地で地盤調査を行い、その結果に基づいて定める。特に貯槽周辺ならびに貯槽底面付近の地盤、下部不透水層、耐震設計における基盤層等についてはボーリング、室内試験、原位置試験等の入念な調査が行われる。必要な諸定数としては、単位体積重量、N値、内部摩擦角、粘着力、弾性波速度、弾性係数、地盤反力係数、熱定数などである。

設計荷重としては、自重、ガス圧、液圧、土圧（常時土圧、常時偏土圧）、水圧、屋根荷重、温度荷重、地震時の影響荷重（地震時土圧、動液圧、軀体慣性力）、凍結土圧、施工時荷重などである（図-4.3）。

温度荷重については熱伝導解析により求めた温度分布を用いて熱応力解析を行い断面力を計算する。熱応力は部材の変形を自由にさせないことにより発生するものであり、その大きさは部材の剛性により変わる。RC部材の場合、一般に引張側にはひびわれが発生しており、このひびわれの発生により剛性が低下する。したがって、温度荷重の断面力算定時に用いる剛性は、他の荷重より低い値(1/2~2/3)を用いている。

地震時荷重の内地震時土圧については、①物部-岡部の土圧式より求まる地震時土圧（静的震度法）と②地盤と貯槽の相対変位を動的解析より求め地盤のバネを介して入力するもの（応答変位法）の両方が検討され、さらに②については、載荷パターンを片押し、両押しの2つの場合が考慮される。載荷パターンの違いは、周辺地盤が同位相で挙動した場合（片押し）と逆位相で挙動した場合（両押し）を考えたものである。また、上記の耐震設計を補足する意味でFEMモデルによる貯槽-地盤連成系地震応答解析を行うこともある。

LNG地下式貯槽に作用する荷重は、常時、地震時、空液時、満液時あるいは経時的な温度変化等によっても異なる。軀体の設計に際しては、こうした運転パターンを考慮して可能性のある荷重の組合せ（表-4.10）を行い検討する。

LNG地下式貯槽は、多くの場合、側壁と底版がヒンジ結合となっているため、構造解析は一般に側壁と底版とに分けて行う。側壁の解析は、円筒シェル解析が用いられ、周辺地盤および側壁下端をバネ要素でモデル化した方法が用いられる。底版は、地盤を評価した弾性支承上の円版としてモデル化する方法で解析される。

構造解析によって得られた各荷重条件毎の円周方向、円周直角方向、鉛直方向モーメント、軸力および面内、面外のせん断力等の断面力は、荷重の組合せケースにしたがって重合させ、施工時の状態、完成後の常時・地震時、温度分布の経時的な温度変化等、種々の荷重状態下において生じる最も厳しい断面力を包絡するように設計される。

こうして得られた各ケースの断面力を基に鉄筋量の計算を行い、許容応力度と検証し配筋を決める。

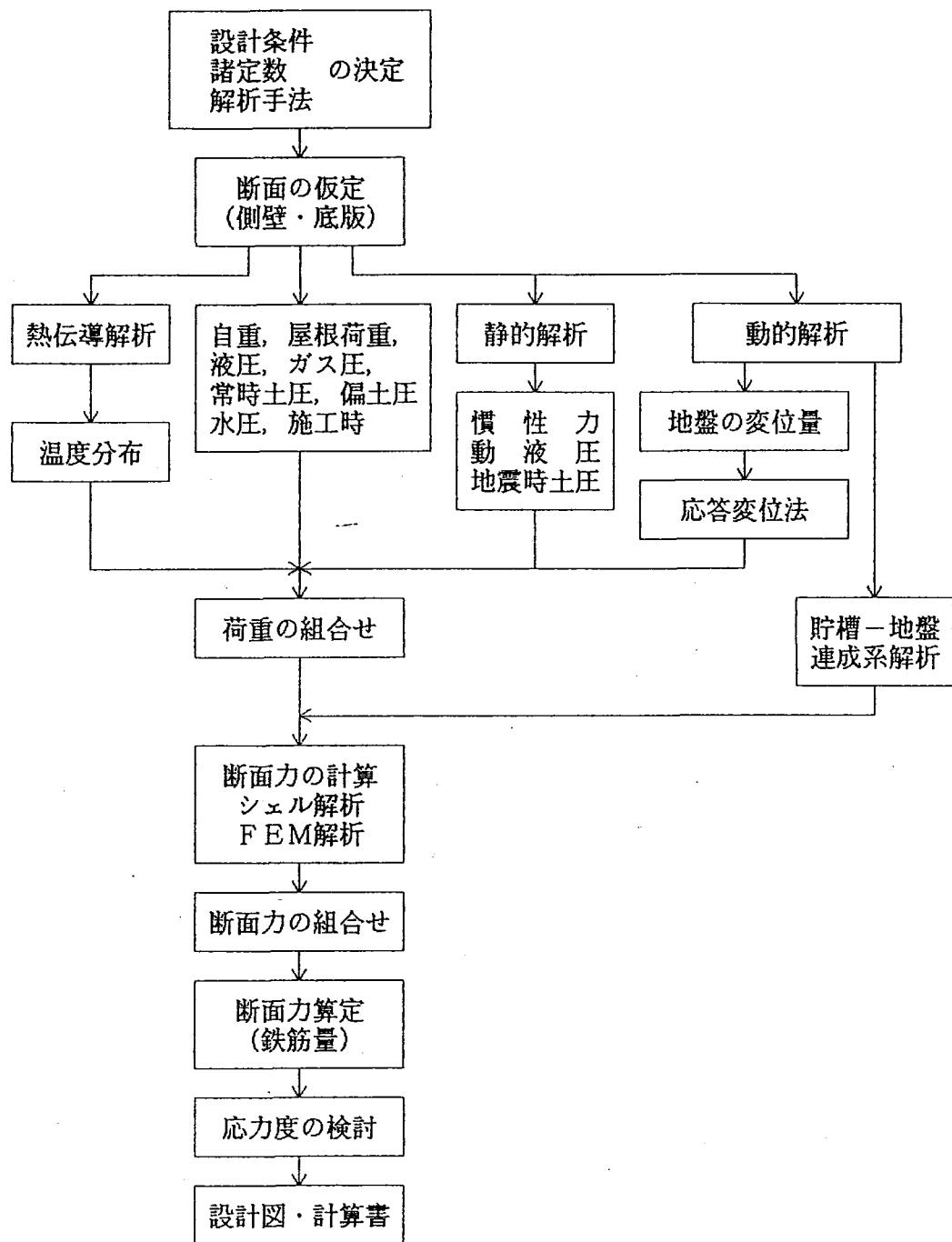


図-4.2 LNG地下式貯槽の設計フロー

荷重名 項目	自重	屋根荷重	液圧	ガス圧	常に作用する土圧														
					常時土圧	常時偏土圧	防災盛土堤による偏土圧												
荷重分布形 「0°方向断面における縦方向分布」	<p>6.0 8.9 6.0 9.5 t/m<sup>2</sup></p> <table border="1"> <tr> <td>・単位重量 <math>\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3</math></td> <td>・荷重力 <math>V</math> (t/m)</td> <td>・水平力 <math>H</math> (t/m)</td> <td>・曲げモーメント <math>M</math> (t<sup>2</sup>/m)</td> </tr> <tr> <td>常時</td> <td>16.1</td> <td>5.0</td> <td>-2.3</td> </tr> <tr> <td>地震時</td> <td>-18.0</td> <td>-5.7</td> <td>3.2</td> </tr> </table>	・単位重量 $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$	・荷重力 $V$ (t/m)	・水平力 $H$ (t/m)	・曲げモーメント $M$ (t <sup>2</sup> /m)	常時	16.1	5.0	-2.3	地震時	-18.0	-5.7	3.2		<p>15.0 t/m<sup>2</sup> 1.2 t/m<sup>2</sup></p> <p>・密度 <math>\gamma = 0.488 \text{ t/m}^3</math></p> <p>(ガス圧)</p>		<p>0 3.1 5.8 10.6 13.0 2.1 2.6</p> <p>・静止土圧係数 <math>K_0 = 0.5</math></p>	<p>0 0.62 1.2 2.1 2.6</p> <p>・常時土圧の20%</p>	<p>0 2.6 2.0</p> <p>・Fröhlichの式による</p>
・単位重量 $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$	・荷重力 $V$ (t/m)	・水平力 $H$ (t/m)	・曲げモーメント $M$ (t <sup>2</sup> /m)																
常時	16.1	5.0	-2.3																
地震時	-18.0	-5.7	3.2																
平面載荷形式 270°	<p>0° - 180° 90°</p>					<p>両押</p>	<p>片押</p>												
荷重名 項目	水圧	温度荷重	地震による影響荷重																
			躯体慣性力	動液圧	周辺地盤による地震力														
荷重分布形 「0°方向断面における縦方向分布」	<p>33.8 t/m<sup>2</sup></p>	<p>+10°C 0°C -10°C -20°C -30°C</p> <p>・熱膨張係数 <math>\alpha = 1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}</math></p>	<p>1.8 2.6 1.8 2.7</p> <p>・水平震度 <math>K_H = 0.28</math></p>	<p>4.9 14.7</p> <p>・水平震度 <math>K_H = 0.28</math></p>	<p>10.0 13.0 10.0 14.7</p> <p>・水平震度 <math>K_H = 0.3</math></p> <p>(基盤 KP-109) <math>K_H = 0.15</math></p>	<p>10.0 13.0 10.0 14.7</p> <p>・水平震度 <math>K_H = 0.26</math></p>	<p>14.3 12.0 10.3</p> <p>・強制変位 <math>\Delta U</math> (cm)</p> <p>入力波：十勝沖(八戸)E-W 基盤 KP-109 で最大入力加速度 <math>a = 150 \text{ gal}</math></p>												
平面載荷形式 270°	<p>0° - 180° 90°</p>					<p>両押</p>	<p>片押</p>												

図-4.3 側壁の構造解析における荷重条件一覧(例)

表-4.10 荷重の組合せと許容応力の割増

温 度 分 布	時 期	内 容 液 の 状 態	荷 重 名 称 組 合 せ ケ ース	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	許 容 応 力 の 割 増
				自 重	土 圧	ガ ス	液	常 時 偏 土 圧	地 下 水 圧	温 度 荷 重	地 震 時 土 圧	動 液 圧	躯 体 惯 性 力	屋 根 荷 重 (空)	屋 根 荷 重 (満)	凍 結	土 圧
な し	常 時	空	1	○	○			○	○					○		○	1.0
		満	2	○	○	○	○	○	○						○		1.0
	地 震 時	空	3	○	○				○		○	○	○	○		○	1.5
		満	4	○	○	○	○		○		○	○	○		○		1.5
定 常	常 時	空	5	○	○			○	○	○				○		○	1.15
		満	6	○	○	○	○	○	○	○					○		1.15
	地 震 時	空	7	○	○				○	○	○	○	○	○		○	1.65
		満	8	○	○	○	○		○	○	○	○	○		○		1.65

#### 4.4 地層処分施設の設計体系との関連について

LNG地下式貯槽の設計体系は、4.2で紹介した指針を見てもわかるように、地下式貯槽の計画、設計、建設、維持管理を含む全てについて一貫した流れが構築されており、それぞれ手法や指標が定められている。このことは、従来の土木構造物にはあまり類を見ない特徴となっているばかりでなく、経験に頼っていた建設方法にも新風を吹き込むものであった。

地層処分施設は、その技術的裏付けの多くをトンネルや地下空洞に求めることになり、経験に頼った部分が必然的に多くなることが考えられる。しかし、将来の安全審査を考えると、その設計体系は広範囲な項目を一貫した流れの中でできるだけ科学的に構築することが必要である。したがって、LNG地下式貯槽の設計体系はこの参考例として適したものといえる。

## 参考文献

- (1) 建設産業調査会編（福岡正己編集）；土木・建設技術者のための最新建設基礎  
・地盤設計施工便覧
- (2) 土木学会編（萩原敏雄編著）；新体系土木工学94 エネルギー施設（II）  
－火力・原子力発電、都市ガス、石油精製－、技報堂出版、1979
- (3) 日本瓦斯協会・液化天然ガス用貯槽保安調査委員会；LNG地下式貯槽指針、  
昭和54年 3月
- (4) 山本康博、杉 正；LNG地下タンクの設計法、コンクリート工学 Vol19,  
No7、1981.7
- (5) 後藤貞雄；LNG地下タンクの設計、コンクリート工学 Vol22, No3、1984.3

## 5. 原子力関連施設の設計体系の現況

### 5.1 概要

日本における原子力発電の歴史は、昭和38年に日本原子力研究所の動力試験炉が原子力発電に成功したことに始まった。引き続き昭和41年には、日本原子力発電（株）東海発電所がガス冷却炉(GCR)による本格的な商業用発電を開始した。以降、沸騰水型(BWR)・加圧水型(PWR)の軽水炉を主流として、原子力発電所の建設が進められてきた。さらに高速増殖炉(FBR)、新型転換炉(ATR)等のより効率的な原子炉の実用化に向けての研究開発が行われている。

これら原子炉施設の建設・運転に関しては、安全性確保を大前提として、原子力基本法を始めとする各種法律、政令、省令、告示、指針等により規制され、厳格な許認可制となっている。したがって、原子力発電所に関する設計は、現在までの発電所建設の過程において、これらの法律等を基本として体系化されている。

原子力発電所は、原子炉建屋・タービン建屋・冷却用取排水施設等の建造物と原子炉・原子炉冷却系・工学的安全施設・タービン設備等の機器設備とから構成されている。建造物については耐震性が重視されており、耐震に関する設計条件・設計手法・評価法は指針等において規定されている。

一方、原子力発電による使用済燃料からウラン、プルトニウムを分離・精製し、燃料の有効利用を図る再処理施設の運転が東海再処理工場において始まった。再処理施設の建設についても、原子炉施設と同様に法令に基づく厳しい審査が行われる。施設の安全性に関する基本設計の目安として、昭和61年2月に原子力安全委員会により「再処理施設安全審査指針」が策定された。設計・施工・運転に関する詳細な技術基準については現在整備中であり、1~2年の間にかなり体系化されるものとみられる。

また、原子力発電所、再処理施設から発生する放射性廃棄物の処分に対しては、処分施設の安全性に関する基準・指針を審議するために、原子力安全委員会内に放射性廃棄物安全基準専門部会が設置された。

本章においては、これら原子力関連施設の設計手順は許認可手続きと密接に関連していることから 5.2において原子炉施設ならびに再生処理施設の許認可手続きについて、5.3において原子力発電所の建造物の設計に関わる事項について概述する。

## 5.2 原子力関連施設の許認可手続

### (1) 原子炉施設

原子炉施設の許認可に関する管轄は、設置（変更）する原子炉の使用目的によって異なり、図-5.1に示すように、原子炉等規制法の定めるところにより発電用原子炉については通産大臣、試験研究用原子炉については内閣総理大臣、さらに船舶用原子炉については運輸大臣となっている。

許認可の具体的内容としては、

- ① 原子炉施設の設置（変更）許可 ⇒ [安全審査]
- ② 原子炉施設の設計および工事方法の認可 ⇒ [工認、設工認]
- ③ 使用前検査
- ④ 保安規定の認可
- ⑤ 定期検査の実施

等がある。

このうち、原子炉施設の設置（変更）許可に関する審査を、一般に安全審査と呼んでおり、原子炉等規制法第23条により、原子炉を設置しようとする者は、所管行政庁の大間に對して原子炉設置（変更）許可申請を行い、原子炉の基本設計の妥当性について確認並びに許可を受けなければならぬことになっている。〔基本設計に際しての安全審査〕

その際、原子力安全委員会は、通産大臣、内閣総理大臣または運輸大臣の諮問に基づき各所管行政庁の行った安全審査の結果について調査審議を行う〔ダブルチェック〕こととしているほか、設置許可後の段階についても、必要に応じて重要事項について審議を行うこととしている。また、原子炉施設の設置許可に當たっては、公開ヒアリングが実施されている。

原子炉等規制法に基づき原子炉設置許可を受けた事業者は、次に原子炉施設の設計の詳細と工事の実施方法について、所管行政庁の大間に許可を受けることになっている。〔工認または設工認〕これは、厳密に言えば詳細設計に際しての安全審査であり、原子炉等規制法第27条の規制に基づくものであるが、発電用原子炉の場合は、同法第73条の規定により電気事業法に基づく規制に委ねられている。

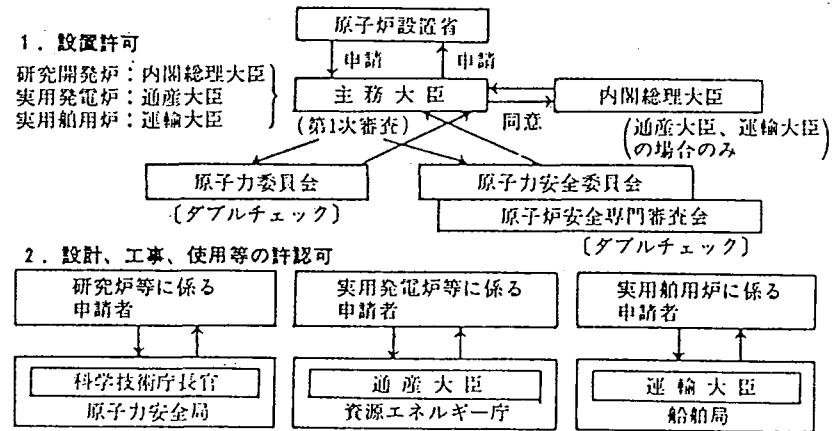


図-5.1 原子炉施設の許認可手続き

許認化申請ならびにその手続きの流れを、発電用原子炉の場合と研究開発用原子炉の場合について以下に示す。

A. 発電用原子炉の場合 ——— (通商産業省管轄)

原子力発電所の設置に伴う手続きの概要を図-5.2, 図-5.3 に示す。まず、電源開発基本計画の変更について電源開発調整審議会にて付議されることとなり、その際、通産大臣は環境審査報告書を作成し、環境問題についての意見を公表することとなっている。さらに、電源調整審議会の開催前において、原子力発電所をめぐる諸問題について地元住民の意見を聴くため公開ヒアリング（第1次）を開催することとしている。

電源開発基本計画に組み入れられた原子炉については、次にその設置許可の申請が通産大臣に対して行われる。通産大臣は、原子炉等規制法第24条の基準に照らし平和利用、計画的遂行等については原子力委員会、災害防止等の安全性については原子力安全委員会の意見を十分尊重し判断する。

特に、安全性の問題については、原子力安全委員会は通産大臣から諮問があったのち公開ヒアリング（第2次）を開催し、当該原子力発電所の固有の安全性に関する地元住民の意見等を聴集し、これを参酌する。

原子力安全委員会における安全審査については、法律に基づき原子力安全専門審査会が設けられており、原子力安全委員会の指示に基づき必要な調査審議を行うこととなっている。通産大臣は、この原子力委員会及び原子力安全委員会の意見を十分尊重することとされており、両委員会の答申が行われたのち許可処分を行う。

設置許可後、電気事業法に基づき通産大臣は工事計画の認可及び使用前検査等を行う。その際、原子力安全委員会より工認以降の段階において確認すべき事項として指摘されたものについては、逐次報告が行われ、必要に応じ処理方針等を原子力安全委員会において審議されることとなる。

一般に、原子力発電所の建設計画から着工まで約5年間、着工から営業運転開始まで約5年間必要であり、全体で約10年の年月が費やされる。

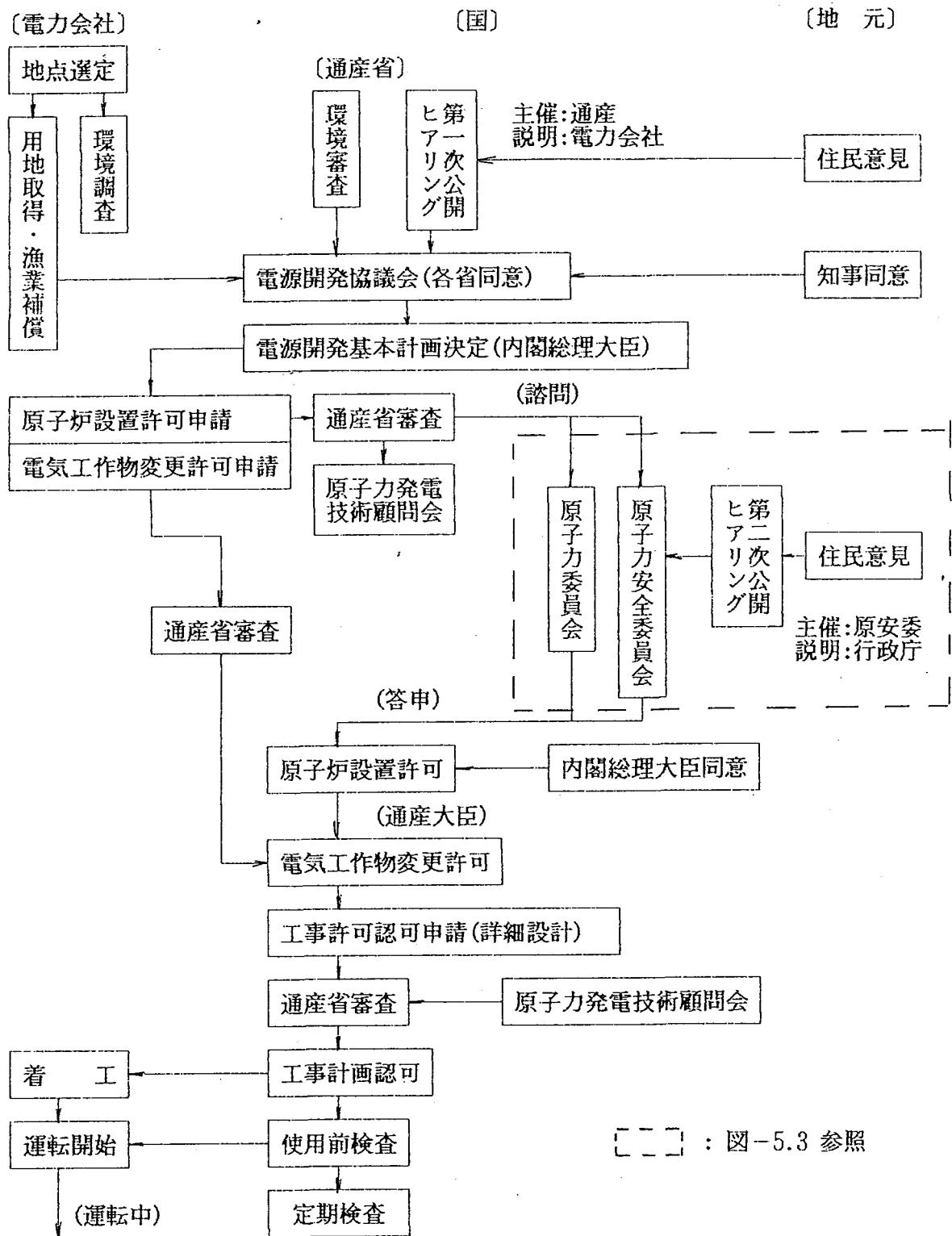
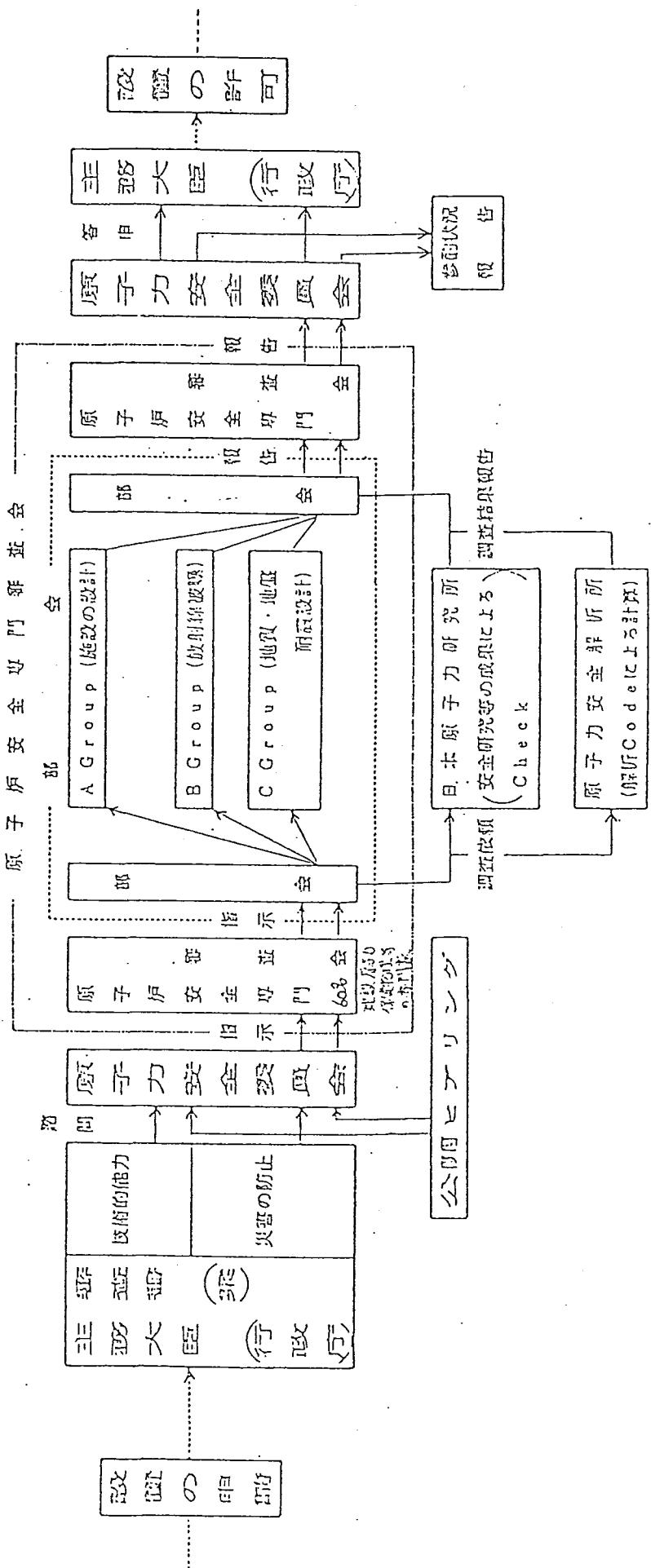


図-5.2 原子力発電所の立地手続き

□ □ □ : 図-5.3 参照



### 図-5.3 原子力安全委員会における原子炉の安全審査

## B. 研究開発用原子力炉の場合 ————— (科学技術庁管轄)

研究用または開発段階の原子力炉の場合は、設置許可及び設置許可変更に係る安全審査は、科学技術庁が、まずその責任において審査を進め、行政庁として審査の結論をとりまとめたうえ、技術顧問会と原子力委員会とに事項を区分けして意見を求ることとし、両委員会はそれぞれ求められた事項について検討を進め、これをダブルチェックすることになっている。

以下に、設置変更許可申請における手続きの流れを図-5.4 に示す。

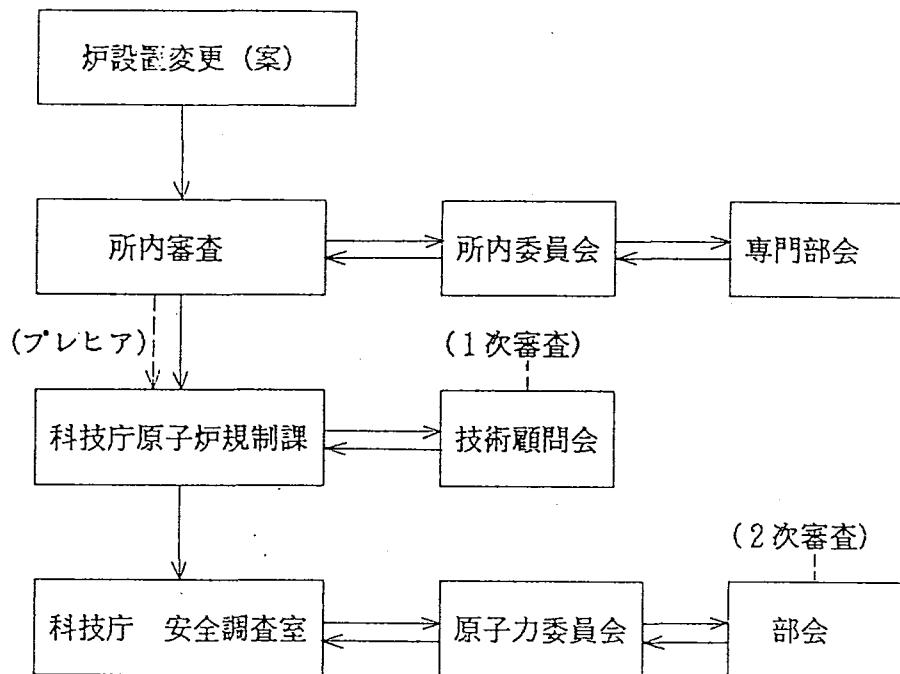


図-5.4 研究開発用原子炉建設手続きの流れ

なお、発電用原子炉の場合と同様に、設置変更許可後、設計及び工事方法の認可申請を行うこととなるが、この場合の手続きも、基本的には図-5.2 と同様の流れとなる。

## (2) 再処理施設

再処理施設の許認可に対しても、原子炉施設と同様、安全性に関して図-5.5 に示すように法令に基づく厳重な審査・検査を受ける。施設・設備の基本設計等の安全性については、行政庁審査された後、その結果について原子力安全委員会においてさらに審査が行われる。〔ダブルチェック〕 また施設の着工前には、詳細設計と施工法について、科学技術庁の認可〔設工認〕を得ることが義務づけられている。

安全審査の基本事項として、表-5.1 に示すような「再処理施設安全審査指針」が原子力安全委員会により策定されている。また現在、耐震、構造・強度、遮蔽等に関する詳細な技術基準が整備されつつある。

## 表-5.1 再處理施設安全審查指針

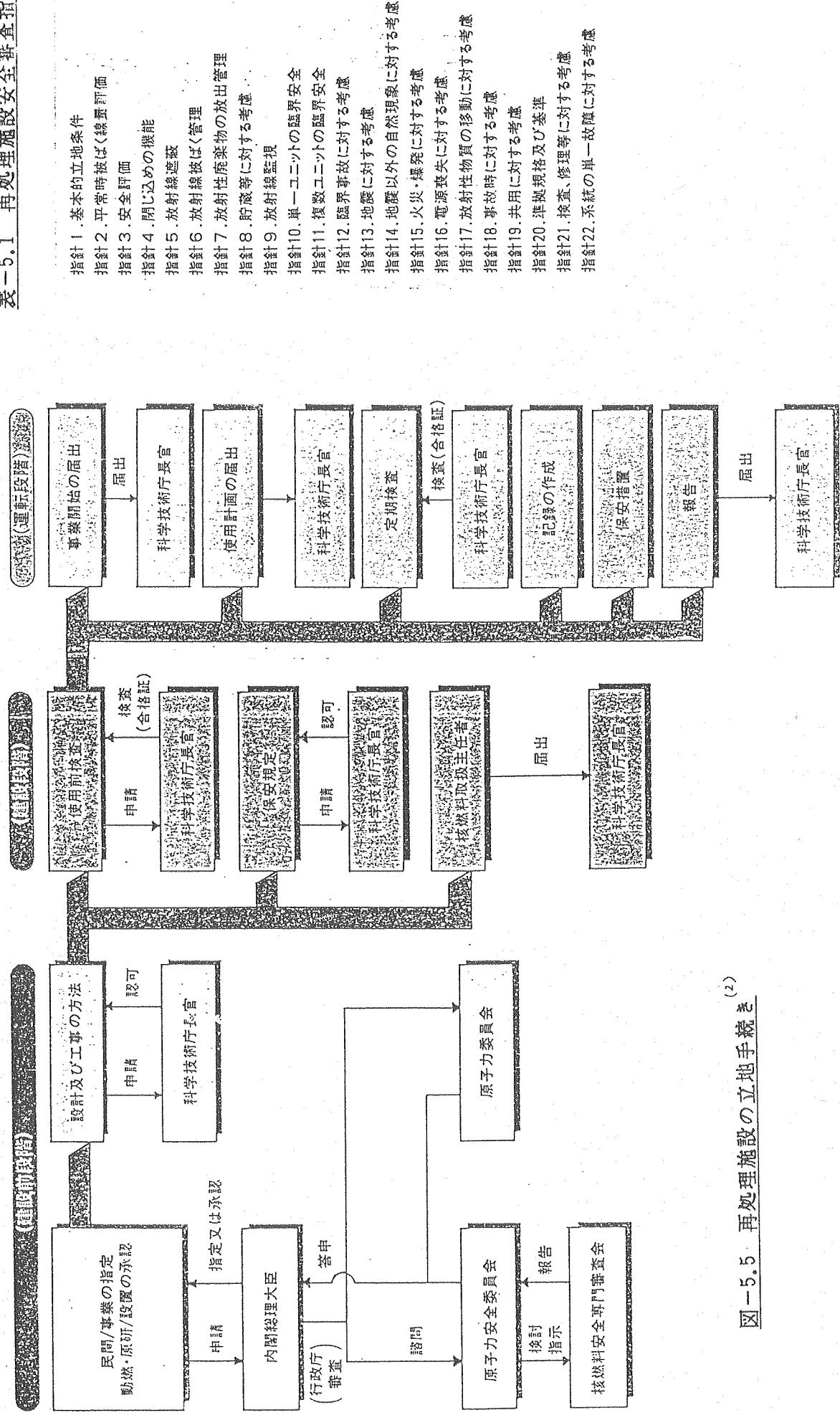


図-5.5 再処理施設の立地手続き

### 5.3 原子力発電所の設計

#### (1) 設計手順

原子力発電所の設計は、立地手続きに沿って、図-5.6 に示すような手順で実施されている。

原子力発電所建設の基本方針に従い、出力、炉型式、格納容器形式の基本事項が決定された後、設備系統構成、主要機器の基本仕様、主要建物の構成・配置の検討および主要設備の基本設計が行われる。

次に、地形・地質ならびに系統構成、機能を考慮し、基本的な建屋配置計画を基にして主要建物の概略形状が決定され、主要建物を始めとし、付属施設、道路等を含めた発電所敷地全体のプロットプランが作成される。

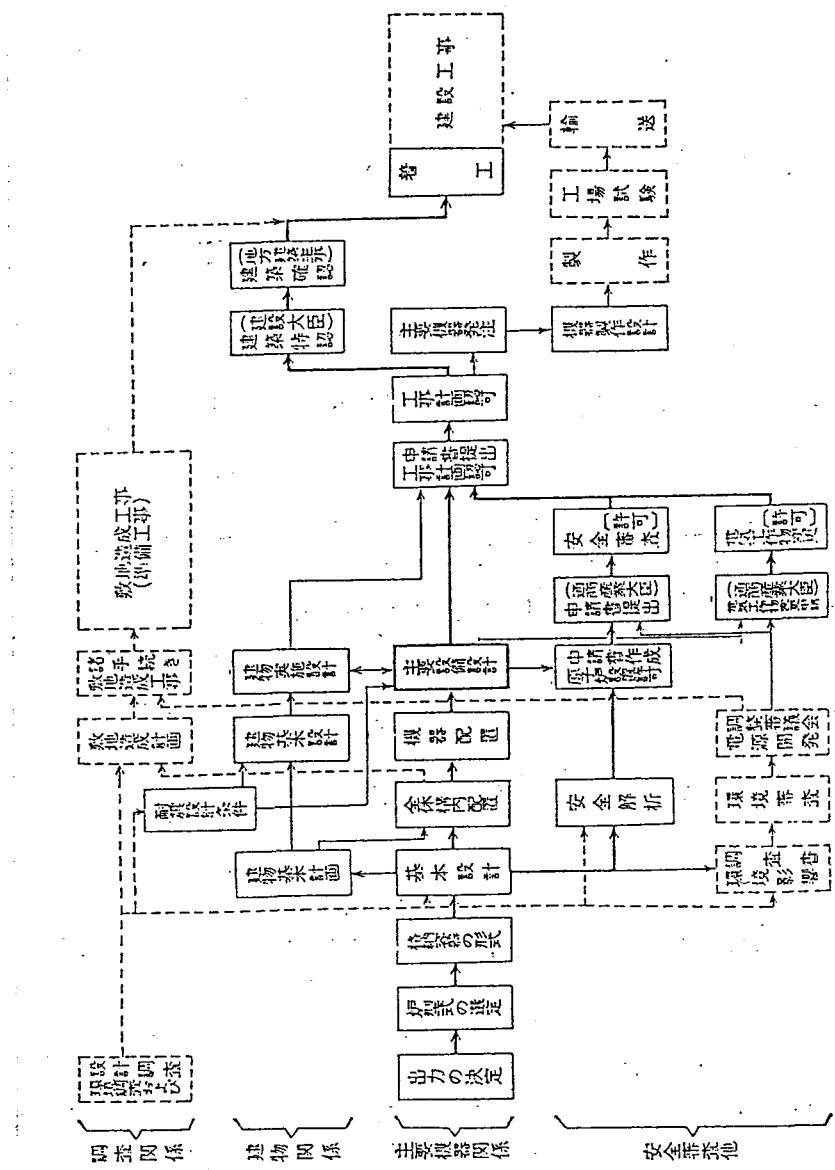
主要機器の基本配置計画に基づき、各建屋についての各階別の詳細な機器配置を定め、機器の機能・仕様および設計条件を決定する。

一方、建物の基本計画、耐震設計方針が決定すれば、建物の基本設計が行われる。設計に当たっては、耐震性の検討を主として、放射線遮蔽設計、事故時の安全性、機能性、設備の搬入、機器の保守性等が考慮される。 基本設計に引き続いて、建屋各部の詳細設計に入る。

設備および建屋の設計と並行して、重大事故、仮想事故に対する安全評価ならびに平常運転時における一般公衆の被爆線量評価が実施される。

設計の基本方針、評価については、原子力安全委員会安全審査指針類に示されている。以下においては、建造物の設計に関わる項目として、地質・地盤調査と耐震設計について記す。

図-5.6 原子力発電所の設計手順<sup>(1)</sup>



## (2) 地盤地質調査

原子力発電所の建設における地盤地質調査は、

- ① 立地点および周辺地域の地盤中に分布する断層の活動性の把握
- ② 構造物基礎付近の地盤の詳細な地質構造、岩石分布および岩質の把握
- ③ 構造物基礎の支持力、すべりおよび沈下等の検討に必要な岩石・岩盤物性の設定

を目的として実施される。

調査範囲、項目等については、「原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引」に示されている。調査手順を図-5.7 に、調査項目を表-5.2 に示す。

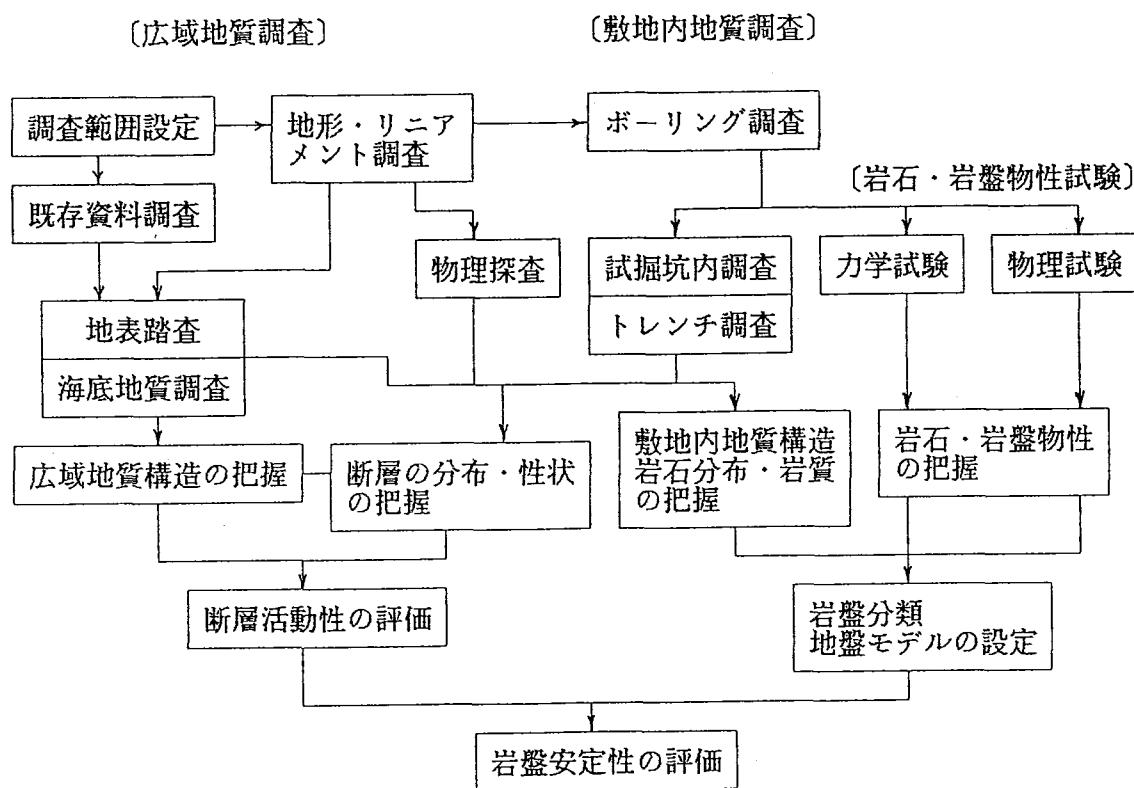


図-5.7 地質調査手順

表-5.2 調査項目

	調査項目	調査目的・範囲・内容
広域地質調査	既存資料調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・広域地質構造の把握 (特に、断層については詳細な検討)</li> </ul>
	地形・リニアメント調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・敷地中心より半径30km以上:縮尺1/20万分以上の地質図作成</li> </ul>
	地表踏査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・顕著な断層、褶曲が認められる場合には、それらの活動性を評価</li> </ul>
	海底地質調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・敷地前面が海域の場合に必要</li> </ul>
敷地内地質調査	物理探査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・敷地内地質構造、岩石分布、岩質、地下水状態の把握</li> </ul>
	ボーリング調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・敷地中心より半径 1km程度:縮尺1/5000以上の地質平面図、断面図作成</li> </ul>
	トレンチ調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・炉心中心より半径200m程度:縮尺1/1000以上の地質平面図、断面図作成</li> </ul>
	試掘坑内調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・原子炉建屋基礎岩盤:5本以上のオールコア・ボーリング(深度:基礎底面幅以上)、基礎面直上部で直行する試掘横坑(縮尺1/1000以上の展開図)</li> </ul>
岩石岩盤物理特性試験	岩石物理試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・物理特性(密度・含水比・間隙比等)の設定</li> </ul>
	岩石一軸・三軸圧縮試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・強度特性(せん断強度、支持力等)の設定</li> </ul>
	岩石引張試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・変形特性(弾性係数、ポアソン比等)の設定</li> </ul>
	岩盤せん断試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・軟岩の場合、クリープ特性</li> </ul>
	岩盤載荷試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・岩盤の割れ目が顕著な場合、異方性</li> </ul>
	初期地圧測定	<ul style="list-style-type: none"> <li>・初期地圧の推定</li> </ul>
	透水試験	<ul style="list-style-type: none"> <li>・透水性の把握</li> </ul>

### (3) 耐震設計

建屋の耐震設計は、一般に図-5.8 に示す手順に従って実施される。

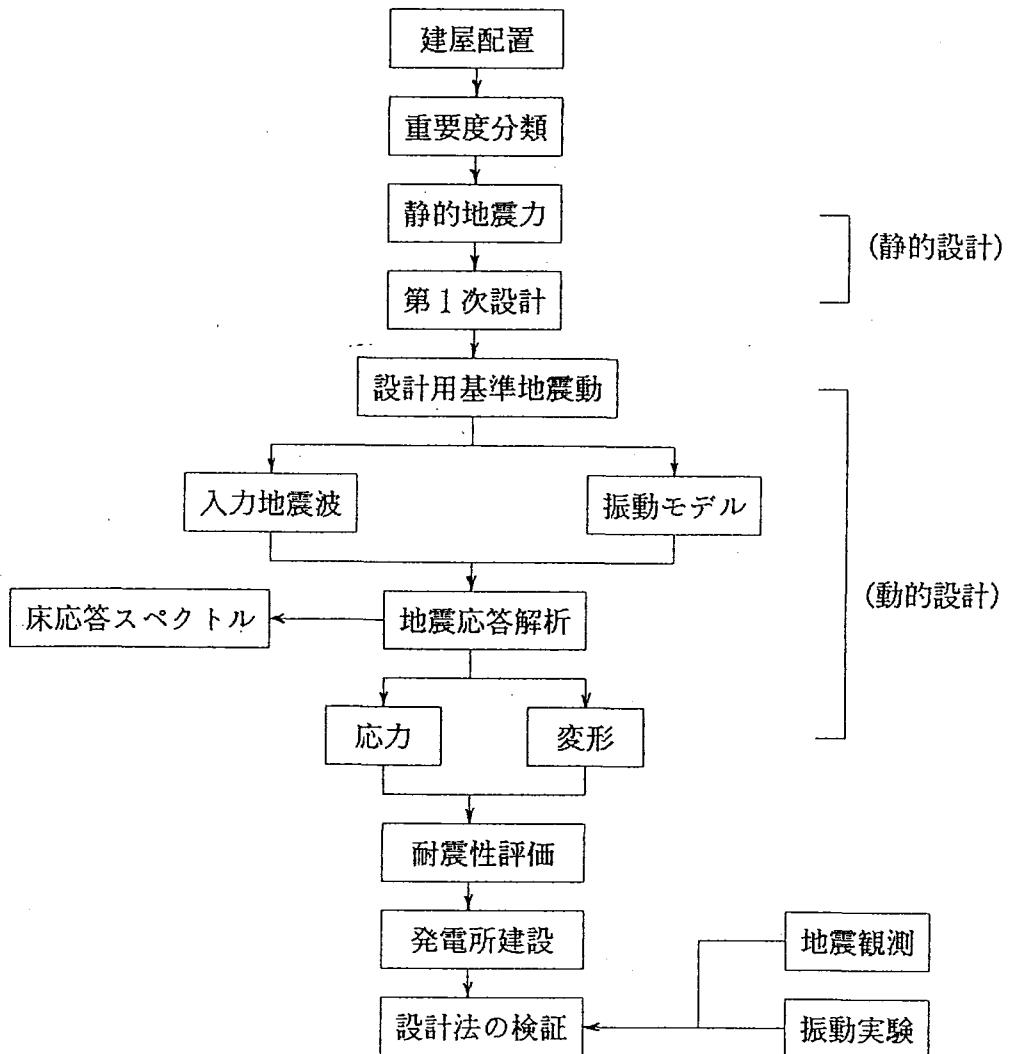


図-5.8 建屋の耐震設計手順

原子力施設の耐震設計上の重要度分類、地震力および耐震性の評価法は、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」<sup>(5)</sup>に基づく。同指針における重要度分類を表-5.3 に、地震力および評価法を表-5.4 に示す。

表-5.3 重要度分類

クラス	定義
A <sub>s</sub>	破損により冷却材喪失を引き起こす可能性のあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するに必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設、および原子炉格納容器
A	放射性物質を内蔵しているか、内蔵する施設に直接関係し、機能喪失により放射性物質を外部に放散する可能性を有するもの、および事故時の安全性に関するもので、A <sub>s</sub> クラス以外のもの
B	高放射性物質に関わるもので、A <sub>s</sub> , A クラス以外のもの
C	放射性物質に関わるもので、A <sub>s</sub> , A, B クラス以外のもの、および放射線安全性に関係しない施設

表-5.4 地震力および評価法

重要度分類	静的設計		動的設計	
	水平地震力	評価法	基準地震動	評価法
A <sub>s</sub>	$3.0 \cdot C_1$	許容応力度	$S_1$	許容応力度
			$S_2$	終局耐力
A	$3.0 \cdot C_1$	許容応力度	$S_1$	許容応力度
B	$1.5 \cdot C_1$	許容応力度	—	—
C	$1.0 \cdot C_1$	許容応力度	—	—

ここで、  
 ・  $C_1$ : 層せん断力係数であり、標準せん断力係数を0.2とする。  
 ・  $S_1$ : 設計用最強地震動（一般に、歴史地震より想定される）  
 ・  $S_2$ : 設計用限界地震（一般に、地体構造より想定される）  
 ・ 鉛直方向に関しては、静的設計では、A<sub>s</sub>, A クラスに対して鉛直震度0.3を基準として考慮し、動的設計では、基準地震動の最大加速度の1/2を考慮する。

## 参考文献

- (1) 徳光岩夫：原子力発電所の計画設計，丸善，昭和54年8月
- (2) 科学技術庁：再処理施設の安全性，昭和61年3月
- (3) 土木学会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法報告書，第1編～第4編，昭和60年8月
- (4) 原子炉安全専門審査会：原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引，昭和53年8月23日
- (5) 原子力安全委員会：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針，昭和56年7月20日