

地下水有効開発技術マニュアル

平成 16 年 3 月

緑 資 源 機 構

J-Green

緑資源機構（Japan Green Resources Agency：J-Green）は、独立行政法人緑資源機構法に基づいて 2003 年に設立された法人です。

日本国内においては、農林水産省の定める基本計画に基づいて、農業と林業を振興するための総合的な基盤整備事業を行い、農山村の活性化と国土資源の保全を図っています。

海外においては、農業農村開発協力を行っています。特に、近年の地球的規模の環境問題に対処するため、砂漠化防止対策や土壌浸食防止対策をはじめとする調査に積極的に取り組んでいます。

J-Green

住所 212-0014 神奈川県川崎市幸区大宮町 1310

ミューザ川崎セントラルタワー

TEL 044-543-2500

FAX 044-533-7277

URL <http://www.green.go.jp>

はじめに

独立行政法人「緑資源機構（2003 年 10 月より緑資源公団から改組）」は、1990 年代に亜熱帯性気候に属する日本の「宮古島」において地下ダムを建設した経験を有しています。宮古島は面積 200km²に満たない小さな島ですが、そこに総貯水量 1,000 万 m³程度の大規模な地下ダムを 2 基完成させました。これらの地下ダムにより、宮古島では収益性の高い農業を安定して推し進めることができるようになりました。

この事業の成功により、数ある水源開発方法の中から選択される手段の 1 つとして、「地下ダム」が大きく注目されるようになりました。地下ダムの特徴は、地上湛水がないため、土地利用や生態系に及ぼす影響がほとんどない点、土砂が堰き止められないため、事実上機能を半永久的に持続させることができる点がメリットとしてあげられます。そして、蒸発散による貯水の損失を抑えることができます。この特長は、乾燥・半乾燥地域では、他の水源開発方法との比較において地下ダムの優位性を一層押し上げる条件になると言うことができます。

緑資源機構は 1998 年より、海外農業農村開発協力の一環として、農林水産省の補助を受けて「地下ダム建設」を起点にした農業振興の可能性を検討するための調査を実施してきました。この調査の趣旨は、日本における地下ダム事業の実績を乾燥・半乾燥地域にも活用し、農業をはじめとする生産活動をより広域的かつ安定的に展開させることにあります。

日本国内における地下ダム事業を通じて得られた多くの技術情報や教訓に加えて、この基礎調査を実施することにより、貴重な知見を積み上げることができました。ここで紹介する「地下水有効開発技術マニュアル」は、調査の集大成として、これらの情報及び知見を整理したものです。本技術マニュアルは、下記の 7 章構成としています。

第 1 章：本技術マニュアルを作成するに至った経緯

第 2 章：水資源開発の目的と各水利施設が果たす機能

第 3 章：「広域予備調査」として、様々な地下水開発・保全策の適性の評価及び地下ダム開発適地選定の手法

第 4 章：「現地検討調査」として、地下ダム開発適地を対象とした調査の手法及び地下ダム運用計画の検討

第 5 章：地下ダム関連施設の設計における留意事項

第 6 章：地下ダム関連施設の施工計画及び施工事例

第 7 章：地下ダム貯留水の運用及び地下ダム関連施設の維持管理

本技術マニュアルの基本的な枠組みは、地下ダム開発における調査・計画・設計プロセスを示すことにありますが、議論の実効性を高める観点から、インドネシア国及び

メキシコ国において行ってきた現地調査の成果に多くの紙面を割いております。

地下ダム開発は地下の不確定な情報をもとに着手せざるを得ないという技術的なリスクが伴います。また、一般に建設費が高価であるため、経済的に大きな負担を伴います。このため、地下ダム開発には広域にわたる多数の関係者の参加が欠かせません。したがって、開発の是非については、的確な調査と多角的な検討に基づいて、判断することが求められます。

今回とりまとめた「地下水有効開発技術マニュアル」は、緑資源機構が示した1つの作業仮説であり、今後現地の状況に応じて調査や事業を積み重ねていく中で改良される性格のものと考えております。本技術マニュアルにより、新たに水資源開発を必要としている地域の住民、地方自治体など多くの関係者に、地下ダムの仕組みや必要性について関心を持ってもらうことを希望します。さらに、これを契機に、地域住民・行政機関・専門技術者が議論を重ねて、事業の企画や実施に至ることになれば望外の喜びです。こうして、本技術マニュアルが水資源確保に困窮する農業振興地域の発展に役立つ時が来ることを祈念します。

なお、この技術マニュアルを作成するに当たっては、国内外の多くの方々からご指導とご協力をいただきました。特に、基礎調査を実施するに当たり多大な支援と協力をいただいたインドネシア国、メキシコ国および中国の政府関係者、ならびに農林水産省、在インドネシア国日本国大使館、在メキシコ国日本国大使館、在中国日本国大使館、国際協力機構の各国事務所、および調査に従事した各国の技術者その他関係各位に対し、深く感謝の意を表する次第です。

平成 16 年 3 月

緑資源機構

海外事業部長 御前 孝仁

地下水有効開発技術マニュアル

Technical Reference for Effective Groundwater Development

第1章 序論	1
1.1 背景	1
1.2 検討内容	2
1.3 経過	4
1.4 本技術マニュアルの趣旨	8
第2章 基本事項	9
2.1 水資源開発の必要性	9
2.2 水利施設の機能	11
2.3 水資源開発の選択肢	12
2.4 開発上の留意点	13
2.5 地下ダム開発の特徴	18
2.6 開発のステップ	20
第3章 広域予備調査 (Preliminary Survey)	22
3.1 開発方法選択の基本的考え方	22
3.2 地下水開発・保全対策	23
3.3 地下ダム適地の要件	26
3.4 適地選定調査の流れ	31
3.5 インドネシア国調査事例	33
3.6 メキシコ国調査事例	41
3.7 総括	50
第4章 現地検討調査 (Site Survey)	51
4.1 検討事項	51
4.2 調査の流れ	52
4.3 インドネシア国ケテス地区調査事例	58
4.4 メキシコ国ラ・ミッション地区調査事例	98
4.5 総括	167

第5章 設計	169
5.1 設計の基本方針	169
5.2 堤体	175
5.3 取水施設	207
5.4 排水施設	225
5.5 管理等施設	238
第6章 施工	246
6.1 施工計画	246
6.2 施工及び施工管理	247
6.3 施設機能の評価	269
第7章 維持管理	273
7.1 維持管理の体制	274
7.2 施設管理	276
7.3 貯留水管理	281
付録	286
地下水開発に関する主要用語集	286
参考文献	296

第1章 序論

1.1 背景

1.1.1 地下ダム事業の実績

緑資源機構（J-Green: Japan Green Resources Agency）は、1990年代に亜熱帯性気候に属する日本の「宮古島」において地下ダムを建設した。宮古島は面積 200km²に満たない小さな島であるが、農業振興策の基盤とするため、総貯水量 1,000 万m³程度の大規模な地下ダムを 2 基完成させたところである。この世界に類を見ない大規模な地下ダムの建設は、「地下ダム」が数ある水源開発方法の選択肢の 1 つとして、広く認知される契機となった。

日本の地下ダム事業の実績は、歴史が浅く事例が少ない。また、総貯水量が 100 万m³を超える大規模なものはすべて亜熱帯気候地域に集中し、小規模なものも離島や幅の狭い半島に限られるなど、地域分布に明らかな特徴が見られる。水源開発の選択肢が広がったとはいえ、未だに「地下ダム建設」は特殊な方法であるという認識が一般的である。

世界的に見ると、地下水を堰き止めるという技術は歴史が長く、古代文明に遡ると言われている。現在知られている世界の地下ダムの半数はアフリカ大陸に位置する。その多くは乾期と雨期がはっきり分かれる半乾燥地域にあり、小規模な集落用水として使われている。中には、蒸発を避けるため、砂防ダムを建設し、あえて堆積させた土砂の中に水を貯めている例も多く見られる。

1.1.2 基礎調査の実施

乾燥地域のように、蒸発による損失が大きく地上ダムが不利な地域では、「地下ダム開発」の動機付けや汎用性は高くなると考えられる。貴重な水資源は長い間保存しておき、少しでもその流亡を遅らせたい。乾期と雨期がはっきりと分かれ乾期が長く続く半乾燥地域では、雨期の水を蓄えておき、乾期に少しずつ消費できるようにしたい。

このような条件下では、地下水開発が有効である。少しでも安定した地下水利用をできるようにするには、地下水の強化もしくは保全する対策が必要となる。「地下ダム開発」はそのための 1 つの有効な手段となり得る。

緑資源機構は、国内での「地下ダム事業」の実績を乾燥・半乾燥地域の地下水強化・保全対策に活かすべく、1998 年より基礎調査を開始した。将来的には、海外農業農村開発協力へ発展させることを見込み、農林水産省から補助金を受けて調査を実施した。

調査名は、海外農業開発調査「環境保全型水資源開発基礎調査」である。

1.2 検討内容

1998年に開始した「環境保全型水資源開発基礎調査」の趣旨と調査内容を簡単に紹介する。

1.2.1 調査事業の目的

乾燥・半乾燥地域では、その気候条件から地下水への水源依存度が高い。不安定な降雨量に起因して地下水の賦存量も不安定であるならば、地下水強化・保全の対策をあわせて講じる必要がある。

地下水を安定的に取水し、それをかんがい用水に利用することができれば、計画的で安定した農業生産が可能となる。このことは、農業を主産業としている多くの国において、所得増大及び生活水準の向上の主要な要因となっている。

地下ダム開発は、地上湛水がないため、現況の土地利用や生態系を維持することができる。このように地下ダム開発は環境保全的であり、地下水強化策の1つとして積極的に推進する価値がある。

以上の観点から、本調査では、下記の2点について検討することとした。

(1) 広域予備調査 (Preliminary Survey)

地下水開発にとっての阻害要因とその対応策を整理し、総合的な地下水開発・保全策を検討すると同時にその中で地下ダム開発の位置づけを確認する。

(2) 現地検討調査 (Site Survey)

地下水強化策の1つである「地下ダム開発」に関して、その調査・計画・設計プロセスを総括し、持続的可能な農業・農村開発に資する地下ダム運用策を提案する。

1.2.2 調査事業の対象地域

調査事業を開始するに当たり、調査対象地域の絞り込みを行った。これは、より現場に密着した集約的な検討を行うことによって、実効性の高い成果を得るためである。

調査開始時点では、地下ダム開発が有効で、特にその必要性が高いと考えられる地域の特徴を、以下のように想定した。

- ① 集水面積が狭く、安定した水利用が困難な島嶼地域
 - ② 沿岸域で、地下水の過剰揚水により、地下水への塩水浸入が顕著な地域
- 地下ダム開発に対して具体的に関心があり、ある程度の経済規模を有する国の中にあ

って、上記①と②に該当する象徴的な地域として、それぞれインドネシア国東部地域、メキシコ国北西部地域を選定した。地下ダムには「堰上げ型」と「塩水浸入阻止型」という目的の異なる2つのタイプがある。①及び②に該当する地域では、それぞれ堰上げ型及び塩水浸入阻止型の適用可能性が高い。このことを踏まえ、主な調査地域を下記のとおりに設定した。

(a) インドネシア国東部地域：主として「堰上げ型」の可能性を検討

(b) メキシコ国北西部地域：主として「塩水浸入阻止型」の可能性を検討

また、中国では「堰上げ型」と「塩水浸入阻止型」を併用した地下ダムを計画しており、その検討過程についても調査した。

1. 2. 3 調査事項

具体的に行った調査を以下に示す。

(1) 広域予備調査

- 地下ダム開発適地の選定
既存資料（地形・地質、気象・水文、土地利用・水利用の各データ等）の収集・分析、現地踏査
- 地下水障害実態の把握、対策事例の収集
資料収集、現地確認

(2) 現地検討調査

広域予備調査で選定したインドネシア及びメキシコの両国の「地下ダム開発適地」のうち、1地区ずつを、それぞれ「堰上げ型」及び「塩水浸入阻止型」の開発可能性について詳細に検討するモデル地区とした。モデル地区において以下の調査を行った。

- 自然条件調査
地形・地質調査（地表踏査、地形測量、物理探査、調査ボーリング）
気象・水文観測（降水量、河川流量、地下水位等）
- 社会条件調査
土地利用・水利用の現況
農業開発ポテンシャル
- 地下ダム堤体工法の検討
- 水理解析
数値シミュレーション解析（水収支、地下水流動等）
地下ダム建設効果の評価、開発可能水量の把握

1. 2. 4 調査成果のとりまとめ

上記調査成果を整理し、「地下水有効開発技術マニュアル」を作成した。地下ダム開発等の地下水強化・保全対策を基礎とした「農業農村開発計画」を策定するに当たって、参考となる調査事例集とする。

1. 3 経過

1. 3. 1 調査事業の流れ

調査の流れ及び実施時期について、図 1.3.1 にまとめた。

広域予備調査を先行して実施（1998 年～2001 年）、引き続き現地検討調査（1999 年～2003 年）の成果を受けて、「地下水有効開発技術マニュアル」を作成した。

調査対象国の関係年については、図 1.3.2 にまとめた。

本調査の実施期間中（1998 年～2003 年）は、インドネシア国及びメキシコ国で一貫して調査を行ってきた。中国における調査は、同様に 1998 年に開始し、1999 年に実施した「技術交換セミナー」をもって完了した。

図 1.3.1 調査事業の流れ

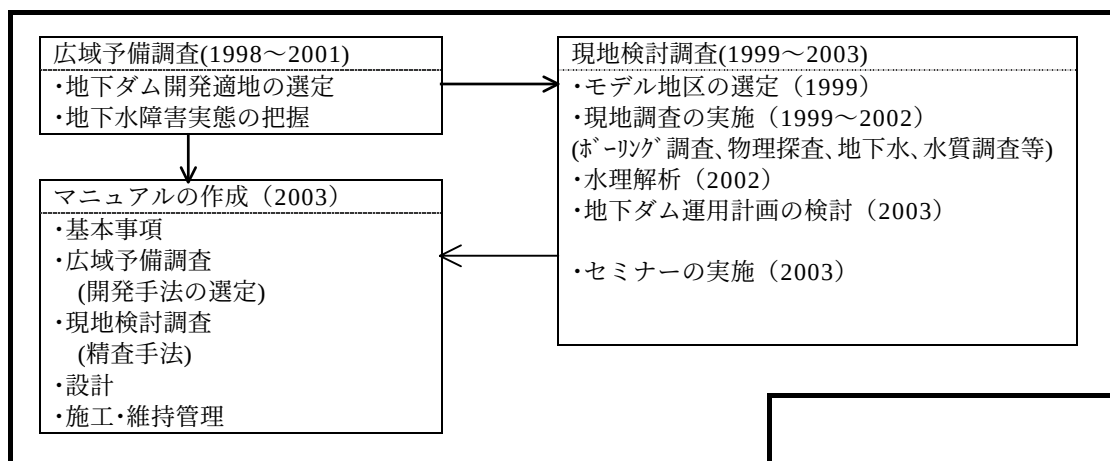


図 1.3.2 調査実施年

年 度	1998	1999	2000	2001	2002	2003
広域予備調査	インドネシア国 メキシコ国 中 国	→ →	→ →	→ →		
現地検討調査		インドネシア国 メキシコ国 中 国 (※)	→ →	→ →	→ →	→ →
＜主な項目＞						
既存資料の収集						
現地調査						
水理解析						
セミナーの実施						
技術マニュアルの作成						

※ 計画・設計に関する技術交換セミナーを実施。

1. 3. 2 調査の成果

調査成果の概略を表 1.3.1、表 1.3.2 及び表 1.3.3 にまとめた。

現地検討調査は、インドネシア国では「バリ州ケテス地区」、メキシコ国では「バハ・カリフォルニア州ラ・ミッション地区」をそれぞれモデル地区に選定して調査を進めた。

表 1.3.1 調査成果（広域予備調査）

年度	主要検討項目	調査・検討内容	
		インドネシア国	メキシコ国
1998	・地下水開発要望実態の把握	同国政府から開発要望地域を聴取。バリ州及び東西ヌサテンガラ州から 84 地区。	同国作成、流域単位の水収支実態調査表を収集。利水過剰傾向にある地域がカリフォルニア半島に多く集中。
1999	・地下ダム開発候補地選定手法の検討。	開発要望のある 84 地区のうち、水文地質条件をもとに 6 地区を開発適地に選定。（うち 1 地区は、現地検討調査のモデル地区。）	地下水過剰揚水傾向にある 9 地区の中で、水文地質条件をもとに 3 地区を開発適地に選定。（うち 1 地区は、現地検討調査のモデル地区。）
2000		上記開発適地（モデル地区を除く 5 地区）の地下地質構造の概略把握と評価。	
2001	・地下水障害実態の把握、対策事例の収集	かんがい用水と観光開発用水との競合実態とその対策の把握。	塩害（土壌塩類集積、地下水への塩水浸入）実態の把握。 灌漑における節水対策の把握。
	・地下水開発・保全策の総合的検討	上記実態を踏まえ、地下水開発・保全のあり方を総合的に検討し、地下ダムの位置付けを確認。→作成する技術マニュアルの中で系統的に整理。	上記実態を踏まえ、地下水開発・保全のあり方を総合的に検討し、地下ダムの位置付けを確認。→作成する技術マニュアルの中で系統的に整理。

表 1.3.2 調査成果（中国）

年度	主要検討項目	調査・検討内容
1998	広域予備調査 ・地下水開発要望実態の把握	地下ダム建設計画のある遼寧省大連市について、計画の検討に至った要因を把握、水需要を十分満たしていない現状を把握。
1999	現地検討調査 ・施工技術資料の収集	「地下水位堰上げタイプ」と「地下水塩水浸入阻止タイプ」を併用した地下ダムの建設に向けた遼寧省水文地質工程地質勘察院による地下ダム試験施工及びその後の設計・施工計画の概要について、情報収集。高圧下セメント注入工法。
成果のまとめ		上記により、 地下ダム開発適地の自然・社会条件を整理。 地下ダム開発の参考となる施工技術情報を収集するとともに、技術交換セミナーを実施。

表 1.3.3 調査成果（現地検討調査）

年度	主要検討項目	調査・検討内容	
		地下水位堰上げタイプ （インドネシア国）	地下水塩水浸入阻止タイプ （メキシコ国）
1999	- モデル検討地区の選定 - 農業、生活実態の把握 - 施工法の検討	開発適地 6 地区の中からバリ州ケテス地区を選定。 所得水準は低い、多種多様な農業を展開。 開削、置き換え工法	開発適地 3 地区の中からバハ・カリフォルニア州ラ・ミッション地区を選定。 灌漑農地では野菜、天水農地では麦・家畜飼料の栽培。 溝掘削、固化液置換工法
2000 ～ 2001	- 気象、水文、地形データの収集 - 施工法と気象条件を踏まえた地下ダム概略設計 - 設計に必要な詳細現地（地質等）調査	周辺の過去 10 年の降雨量データ収集、地形図作成、河川流量測定 等。 水理基盤深度 30m 以浅に堤体を設置、雨期余剰水を貯留し乾期にも安定的に利用できる設計。 - 水理基盤形状の概略把握 → 電気探査 7 測線（2000） - 調査ボーリング（2000～2001） (1) 基盤岩確認 3 本 (2) 帯水層の性状確認 2 本	過去 30 年の水文・気象資料の収集、空中写真判読、地下水位、河川流量、水質観測等。 水理基盤狭窄部に堤体を設置、10 年に 1 回の洪水を考慮した長期スパンでの水収支・水質管理ができる設計。 - 水理基盤形状の概略把握 → 電気探査 9 測線（2000） - 調査ボーリング（2000～2001） (1) 基盤岩確認 5 本 (2) 帯水層の性状確認 3 本
2002 ～ 2003	- 水理解析 (1) 地下ダム建設効果の評価 (2) 地下ダム運用計画の検討	上記収集データに基づき水収支と地下水流動に関する現況再現モデルを作成。 当モデルに基づく水収支将来予測。 新規に開発が見込まれる水資源の取水・排水の検討	上記収集データに基づき水収支、地下水流動及び塩水浸入の挙動に関する現況再現モデルを作成。 当モデルに基づく水収支、塩分濃度変化の将来予測。 新規に開発が見込まれる水資源の取水・排水の検討
成果のまとめ		深度 30m、延長 300m の堤体、貯留量 10 万トンを想定。持続的な開発可能性を把握（1,000m³/日）。	深度 60m、延長 500m の堤体、貯留域の塩水化を抑制。洪水を見越して、貯留域の地下水位を自在に調整。
2003	- 技術マニュアルの概定 - セミナー実施により関係者意見を反映させた技術マニュアルの作成	上記検討プロセスのマニュアル化。	上記検討プロセスのマニュアル化。

1. 3. 3 調査の連携・協力関係

(1) インドネシア国

地下ダムに関する技術的検討については、居住地域インフラ省水資源総局（Directorate General of Water Resources, Ministry of Settlement and Regional Infrastructure）及び同省水資源研究所（Research Institute for Water Resources）と連携を図った。農業関係調査については農業省農業施設総局と連携を図った。

(2) メキシコ国

地下ダムに関する技術的検討については、国家水委員会（National Water Commision：CNA）国際協力部と合同で調査を実施、CNA は気象・水文観測を担当した。農業関係調査については農牧業農村開発省国際部と連携を図った。

(3) 中国

地下ダムに関する技術的検討分野について中国国務院国土資源部と連携を図った。

1. 4 本技術マニュアルの趣旨

「地下水有効開発技術マニュアル」は、環境保全型水資源開発基礎調査で得られた知見に基づいて取りまとめたものである。本調査は、海外農業農村開発協力の一環として、農業用水資源の逼迫する地域を対象に、「地下ダム建設」を起点にした農業振興の可能性を検討するために実施してきた。

地下ダム開発は、地下の不確定な情報をもとに着手せざるを得ないこと、一般に建設費が高価であることから、技術的なリスクと経済的な負担が伴う。地下ダム開発の是非は、広域にわたる多数の関係者による議論を経て判断されることになるが、そのためには的確な調査に基づく情報を判断材料として提供する必要がある。情報提供者である行政の役割は重大である。本技術マニュアルは、「地下ダム」を水源開発の1つの選択としてとらえ、計画策定時の判断材料として整備すべき基礎的情報を明確化し、それら基礎的情報を整備するためのプロセスの一般化を試みている。これは、調査や事業を無駄なく効率的に実施していくための提案である。

なお、より実用性を高めるため、ケーススタディとして現地で行った調査の手順とその結果得られた成果を中心に整理することとした。

第2章 基本事項

本章では、はじめに、水資源開発の目的と各水利施設が果たす機能について考え方をまとめている。その上で、様々な水源開発方法を簡単にレビューし、それらの比較検討により「地下ダム開発」の特徴を整理する。また、地下ダム開発に至るまでの各段階において検討すべき事項を提言する。

2.1 水資源開発の必要性

2.1.1 水資源の分布

地球表面に存在する水の分布は空間的にも時間的にも偏りがある。Lvovich (1973)は、水資源の分布を固定的な賦存量として見るのではなく、その循環性に着目して世界の陸地の水収支を大陸別に推定している。それによると、全陸地の年間平均降水量は834mmで、うち540mmが蒸発散により失われる。残りの294mmに相当する分が、地表面あるいは地盤を通して移動し、最終的に海へ流れ込む。これが「淡水資源」である。淡水資源は、降雨、蒸発、重力流下を繰り返す水循環系の構成要素である。

水利用は、こうした水循環系の制約を受けると同時に、水循環を改変する要因にもなりうる。有用資源である淡水の賦存量を把握するには、それを流動体として認識する必要がある。すなわち、ある時点における存在量ではなく、時間軸を考慮したものでなければならない。これを踏まえると、水資源の「開発可能水量」を以下のとおり定義することができる。

開発可能水量：アクセス可能な範囲を通過する（単位時間当たりの）水量

上記の定義を考慮すると、開発可能水量を増やす方法は以下の2つに分類することができる。

- (1) アクセス可能な範囲に水を引き込む、またはアクセス可能な範囲を広げる。
- (2) 流速を遅くするなど、水を捕捉しやすい状態にして無効流出を減らす。

2.1.2 水資源開発の役割

水資源開発の必要性は、開発可能水量と水資源需要の間に隔たりがある場合に生じる。水資源開発とは、開発可能水量を需要量に近づけることにある。

また、水資源開発の意義は、ただ単に需要量に応えるだけでなく、陸上の水循環系を豊かにし、諸活動の新たな可能性を引き出すことにもある。以下に、水資源開発の目標を簡単にまとめる。

水資源について：

- ①流速を遅らせることによる淡水資源の増強
- ②開発可能水量の安定化
- ③分散化することによる地域較差の解消

期待される効果について：

- ①持続的で計画的な農業生産、地域経済活動
- ②農業生産活動、諸活動の広域化
- ③植生の回復、定着、拡大

(1) 開発可能水量の安定化

降水量すなわち大地への水の供給は一定ではないので、必然的に開発可能水量は時間とともに変化する。特に雨期と乾期がはっきりと分かれる地域では、その変化が顕著である。一方、水利用の視点で言えば、開発可能水量は常に一定水準確保され、その時々水量に拘束された不自由な水利用から解消されることが望まれる。

著しく非定常であった開発可能水量を定常に近づけることは、水資源開発の1つの大きな目的と言える。これにより、地域開発を計画的かつ安定的に進めることができるためである。

(2) 開発可能水量の地域較差の解消

開発可能水量は、地域的な偏りがある。その原因として以下の地域性があげられる。

- 降雨量の分布が一様でない
- 谷など特定のエリアに集水する
- 水資源へのアクセスの難易度が異なる

「アクセスの難易度」とは、井戸を深く掘らないと地下水に到達しないなど、水源へのアクセス上の問題点のことを指している。都市・集落や産業の立地に代表されるように、水資源へのアクセスのしやすさを反映して、水利用の拠点が特定のエリアに集中する場合は多いが、一方で、農業のように広いエリアで水利用を必要とする用途もある。

このように必要に応じて、特定のエリアに集中した水資源を分散させ、その地域較差を解消することは、水資源開発のもう1つの大きな目的と言える。結果として、広い範囲が潤され、活発な経済活動領域が広がる可能性がある。

(3) 植生の定着

植物の生育はすべての生産活動の基礎となるもので、多様な生物活動を支える重要な

主体である。植物の生育には様々な要因が影響するが、水さえ十分にかつ安定して確保できれば植生が定着するという条件を有する地域は少なくない。農業生産も同様のことが言える。

水資源開発により期待できる効果は、水資源賦存量の定常化によって季節に関わりなく植生を定着させること、水資源の分散によって植生を広げることが想定される。農業に与える効用も同様であり、広域的に安定した生産活動の可能性が高まる。

２．２ 水利施設の機能

前項で述べた水資源開発の公益的役割を考慮しながら、それらの役割を果たすための水利施設が有する機能を考察し、あわせて様々な水利施設をそれら機能別に分類する。

２．２．１ 貯留機能

貯留施設は、非定常的な流量の流入水を受け入れ、そこから流出する、あるいは取水される水の量を調整する構造物及び空間である。「開発可能水量の安定化」を図るのに有効な手段となる。地上ダム、遊水地、地下ダムが該当する。水を蓄える空間は前二者が地上、後者が地下の空隙である。そこに流入した水は一旦流速を失うため、捕捉しやすくなる。無効流出量が減る分、開発可能水量が増える。

２．２．２ 取水機能

取水施設は、水源にアクセスし、水を捕捉する手段である。主な施設としては、以下のものがあげられる。

- 河川水取入れ
頭首工、取水堰、溪流取水工
- 湖沼取水
水門
- 潮止め
河口堰
- 地下水取水
井戸、集水井

２．２．３ 配水機能

配水施設は、水源と利用する場所をつなぐ手段で、「水路工」と称される。開発可能水量の地域較差を解消するのに有効な手段である。ネットワーク上に配置すれば、より広い範囲を潤すことができる。

2.3 水資源開発の選択肢

水資源開発は、前項で述べた「機能」に対応する各施設を組み合わせることにより成立する。水資源開発の方法は、水源の位置などをもとに大きく4つに分類できる。

- ① 地表水開発
- ② 地下水開発
- ③ 濾過
- ④ 節水

それぞれの分類毎に、施設の組み合わせ方法を以下に例示する。

2.3.1 地表水開発

- ①河川（水源）→取水工→水路工→受益地：
水源から受益地まで自然流下。
- ②河川（水源）→取水工→水路工→貯水池・貯水槽（水源）→水路工→受益地：
水源から高台に一旦ポンプアップし、そこから受益地へ送水。または、受益地へ送水する途中に、水量を調整する「貯水池」を設置。
- ③ダム（水源）→取水工→水路工→受益地：
ダムを水源とし、そこから受益地まで水路で直送。
- ④ダム（水源）→河川（水源）→取水工→水路工→受益地：
ダムで流下する水量を調整し、下流の頭首工で取水。
- ⑤ダム（水源）→取水工→水路工→ダム（水源）→取水工→水路工→受益地：
流域は狭いが容量の大きいダムに、別の流域の水源から水を補充。
- ⑥河川（水源）→遊水地（水源）→取水工→水路工→受益地：
河川の洪水を遊水地に貯留。

2.3.2 地下水開発

- ①井戸（水源）→受益地：
受益地に井戸を設置。
- ②井戸（水源）→水路工→受益地：
井戸から取水した水を広域に配水。
- ③井戸（水源）→水路工→貯水池・貯水槽（水源）→水路工→受益地：
井戸から取水した水をさらに高台へポンプアップし、そこから受益地へ送水。または、受益地へ送水する途中に、「貯水池」を設置。
- ④河川（水源）→浸透池→地下水（水源）→井戸→受益地：
河川水の地下浸透により地下水を強化し、下流で取水。
- ⑤地下ダム（水源）→井戸→水路工→受益地：
地下水を堰き止め揚水。

⑥地下ダム（水源）→井戸→貯水池・貯水槽（水源）→水路工→受益地：

地下ダムから取水した水をさらに高台へポンプアップし、そこから受益地へ送水。

または、受益地までの途中に設置した貯水池で補足的に貯留。

⑦河川（水源）→浸透池→地下ダム（水源）→井戸→水路工→受益地：

地下浸透させた水も含めて地下ダムで貯留。

2.3.3 濾過

不純物を取り除いて、利用価値のある水を再生する開発方法である。関係施設を以下に例示する。

- 污水再生施設
- 海水淡水化施設

2.3.4 節水

従来の水供給や利用の中で無効となっていた水を留保することによって開発可能な水を捻出する方法である。「節水」して浮かせた水は、従来、必要水量を得られなかった用途や地域に回すことができる。漏水防止や給水弁の設置など、給水施設の整備と管理の徹底が重要である。

2.4 開発上の留意点

水資源開発は、適切な情報に基づいて、多数の関係者が参加した議論を経て計画され、実施に移される。その前提として考慮に入れるべき事項を以下に述べる。

2.4.1 関係者の適切な参加の促進

水は生命維持に欠かせない基本的な循環資源である。水資源開発の役割は、第2章第1節で述べたとおりであり、その役割を果たすには効果的な施設の建設と善良的な管理・規制が重要となる。しかし、管理や利用規制をトップダウンで行うのは好ましくない。その弊害として以下の2点があげられる。

- 水が豊かな地域の住民には水利用に関してアドバンテージがあってしかるべきであるが、その現地住民の権利が著しく制限され、都市住民など多数派の意向が優先されることになりかねない。
- 当事者意識（オーナーシップ）の欠如、受益者による管理責任の回避という形で表れる。これは施設機能の維持という観点では支障をきたすことが多い。

水資源開発に関して、「公益的な役割」と「地域住民の意向」が反映されるよう効果的な仕組みとするため、基本的考え方を以下に提案する。

- 住民自治及び地方自治を徹底する。自身で解決できない問題は、上位行政機関の

調整の元、複数の自治体の協力関係により対処する。

- 行政機関の各レベル（地方自治体、地方政府、中央政府）における役割と限界を明確化し、公平性を確保する。
- 水資源開発の公益的役割について、住民に十分な理解を求める。
- 「施設の維持管理」の責任が自身にあることを受益者が認識する。
- 具体的な水資源開発における計画策定から管理運営に至る諸手続きは、民主的に行う。

2. 4. 2 情報の共有

関係者の参加のもと、開発の必要性が認められ、その具体的活動を進めるに当たっては、受益者だけでなく、直接的間接的に不利益を被る可能性のある人々も含めて、すべての関係者が、開発の判断材料となる各種の情報を適切なタイミングで共有する必要がある。情報の共有は、関係行政機関を通じて行われる。関係者の中には、施設整備によって環境変化を被る可能性のある地域の住民も含まれる。

共有すべき情報の中には専門性の高いものを含まれる。開発方法については、断定的で同意を迫るような提案は避け、幾つか選択肢を示して判断を促すようにする必要がある。以下に、共有すべき情報を列挙する。

- (1) 水源開発方法
- (2) 水源の位置
- (3) 整備すべき施設
- (4) 整備水準
- (5) 開発可能水量
- (6) 供給・配分方法
- (7) 事業費
- (8) 環境変化
 - 建設直後の変化
 - 長期的（経年的）変化
 - 対応策
- (9) 水利用計画
- (10) 施設の運転方法
 - 労務内容
 - 消費資材、エネルギー
 - 資金
- (11) 施設の維持・管理対策
 - 日常的な保守点検方法
 - 想定される故障とその原因
 - 故障した場合の対応策

修繕に必要な費用

耐用年数

更新に必要な費用

(12) 機能維持対策

(13) 水質管理対策

2. 4. 3 機能維持の重要性

水資源開発はあらゆる地域開発活動の基礎となるものである。中でも最も労力と経費を必要とするのが施設整備である。しかし、開発活動は施設整備をもって完了するのではなく、その後の施設を効率的に活用することが重要である。施設の永続的な利用と機能維持が確保されてはじめて施設整備が意味をなすと言える。

施設は、年月を経るとともに、老朽化や故障といった機能の低下・停止を余儀なくされる。そうした事態を想定して、あらかじめその対策を検討しておく必要がある。また、施設の設置と運用にあたって想定される環境変化についても事前に予知しておく必要がある。以下、施設の設置・運用により想定される環境変化と機能を維持するための対策を簡単に考察する。

(1) 配水施設（水路工）

	開水路 (素掘り、ライニング)	水路トンネル	パイプライン
設置場所・方法	自然流下により、水源から受益地に向かって水を導く水路。溝状に掘り込んだだけの「素掘り」のものと、表面を舗装して浸食や漏水を防ぐ「ライニング水路」がある。	水源と受益地が尾根を隔てて位置する場合、自然流下の開水路だけで水を導こうとすると遠回りになる場合、トンネル施工により導水する。	圧力管により送水する水路で、地形の制約を受けることなく施工ができる。
(環境変化) 水の供給先の（開水路であれば通過する周辺も含めた）生物相、諸環境の変化。			
(運用上の留意点) 水源が河川の場合は「河川流量」、地下水の場合は「地下水位」。 漏水、地下浸透。 流速、流量、供給量の調整。			
(機能維持対策) ごみの蓄積 施設の劣化・損傷。 ↓ ごみの除去。 施設の点検、改修。			

(2) 貯留施設（源泉）

	地上ダム	遊水池	地下ダム
設置場所・方法	河川（谷）の両脇にある斜面を活かし、「堤体」を設けて谷を締め切る。 締め切り断面積と貯留量との関係を勘案し、より効率的な場所に設置される。	河川敷または河川からそう遠くない範囲の地盤を掘りこんで造る。 河川の流れを遮る構造物はない。 設置場所は、沖積平野など緩傾斜地に限られる。	地下に堤体を設けて、地下谷を締め切る。 ※地下谷：透水性の低い地質（以下、水理基盤）の上に空隙の多い地質が覆う構造の所で、その水理基盤が谷状を呈している部分のこと。
環境変化	上流水位の上昇。 湛水域の拡大。 水流の遮断。 ↓ 用地の喪失。 斜面地下水位の上昇。 水域の生物相の変化。 魚類など水生生物の移動・交流の妨害、その生息域の分断。 堤体材料の搬出元や建設残土置き場など関連工事現場における環境変化。	湛水域の拡大。 ↓ 用地の喪失。 水域の生物相の変化。 建設残土置き場など関連工事現場における環境変化。	地下水位の変化。 ↓ 特段の変化なし。 堤体材料の搬出元や建設残土置き場など関連工事現場における環境変化。
運用上の留意点	湛水域斜面の安定性。 有機物溶出による貯留水の富栄養化。 漏水。 蒸発。 河川流量の調整。	有機物溶出による貯留水の富栄養化。 蒸発。	洪水の助長。 下流湧水の枯渇。 沿岸地域においては地下水の塩分濃度。
機能維持対策	土砂・栄養素の蓄積、その堆積物による貯留スペースの減少。 堤体の劣化、損傷。 ↓ ダム湖底の浚渫。 地山斜面の崩壊防止策。 堤体の点検、改修。	土砂の流入、それによる貯留スペースの減少。 ↓ 浚渫。	機能は半永久的。

(3)貯留施設（中継地）

	貯水池	貯水槽（タンク）
設置場所・方法	自然の谷地形を活かして堤体を築くもの、地盤を掘り込んで作るものの2種類がある。 露天であるため、降雨など自然に流れ込む水もそこに蓄えられる。	地上に設置するもの、地盤を掘り込んで作るものの2種類がある。 器の形態や容積に一定の規格がある。 不純物の混入を避けるため、天井あるいは蓋がついている場合が多い。
環境変化	水位の上昇。 湛水。 ↓ 用地の喪失。 水域の生物相の変化。 建設残土置き場など関連工事現場における環境変化。	構造物による土地の占有。
	（運用上の留意点） 有機物溶出による貯留水の富栄養化。 漏水。 蒸発。	（運用上の留意点） 漏水
機能維持対策	ヘドロの堆積。 施設の劣化、損傷。 ↓ 浚渫。 施設の点検、改修。	ごみの蓄積 施設の劣化、損傷。 ↓ ごみの除去 施設の点検、改修。

(4) 地下水涵養施設

	開水路・溝渠	浸透池	注水井戸
設置場所・方法	地表に溝を（線状に）作り、そこに水を流し、地下浸透を図る。扇状地など地下浸透しやすい沖積平野に設置。	河川敷または河川近傍を掘りこんで、そこに水を流し込み、地下浸透を図る。洪水調節の機能もある。	地表水を注入し、地下浸透を図る井戸。
（環境変化） 河川流量の減少。 下流域の地下水分布			
（機能維持対策） 目詰まりなどによる浸透能力の低下。 ↓ 注水井戸は廃棄後、新設する。 開水路・溝渠、浸透池は、浚渫により、機能を回復させる。			

2.5 地下ダム開発の特徴

2.5.1 特長

(1) 水没なし

通常、貯留域は水没しないため、現況の土地利用を妨げることはない。また、住民移転などの社会的インパクトがほとんどなく、生態系に与えるインパクトも小さい。

(2) 蒸発による貯水ロスなし

蒸発による貯水ロスがほとんどないため、乾燥した地域では、地上ダムに比べて有利である。

(3) 半永久的な機能維持

通常、地上部に構造物がないため、土砂や栄養塩など物質の循環を阻害しない。生物の移動・交流も妨げない。地上ダムのように土砂を堰き止めて、貯留スペースが目減りすることもない。堤体は地下に埋没しているため腐食や劣化は想定しにくいいため、機能は半永久的であると言える。

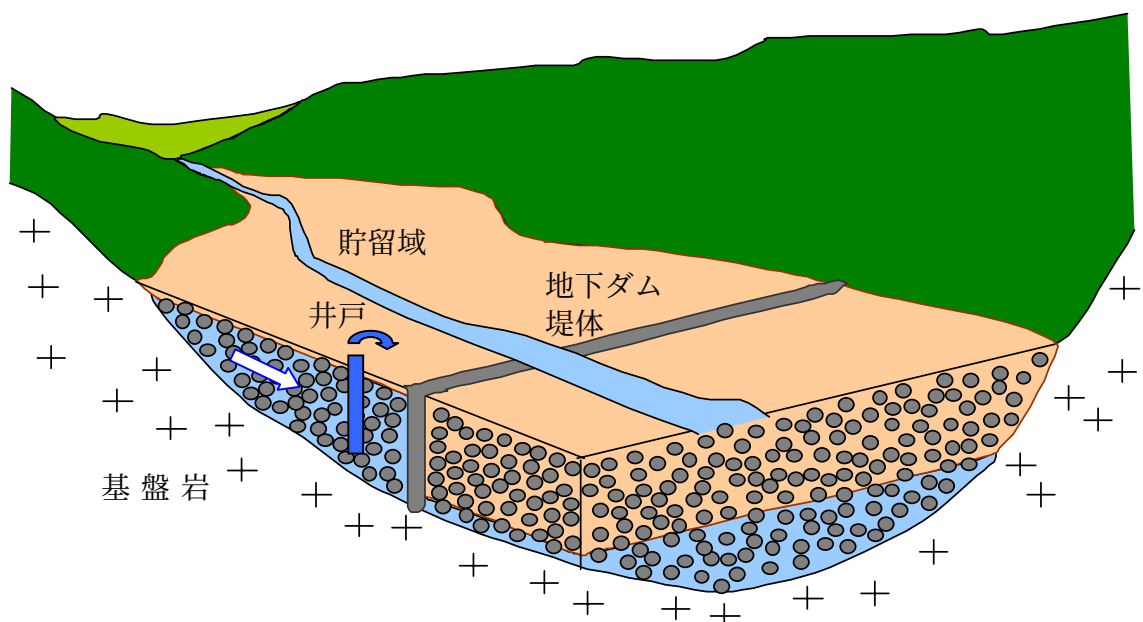
2.5.2 地下ダムのタイプ

地下ダムには大きく2つのタイプに分類できる。

(1) 堰上げ型

「堰上げ型」は、地下水の貯留を目的とする。地下水の流れを堰き止め、流出を抑制するため、結果的に地下水位は堰き上げられ、安定した地下水取水が可能となる。

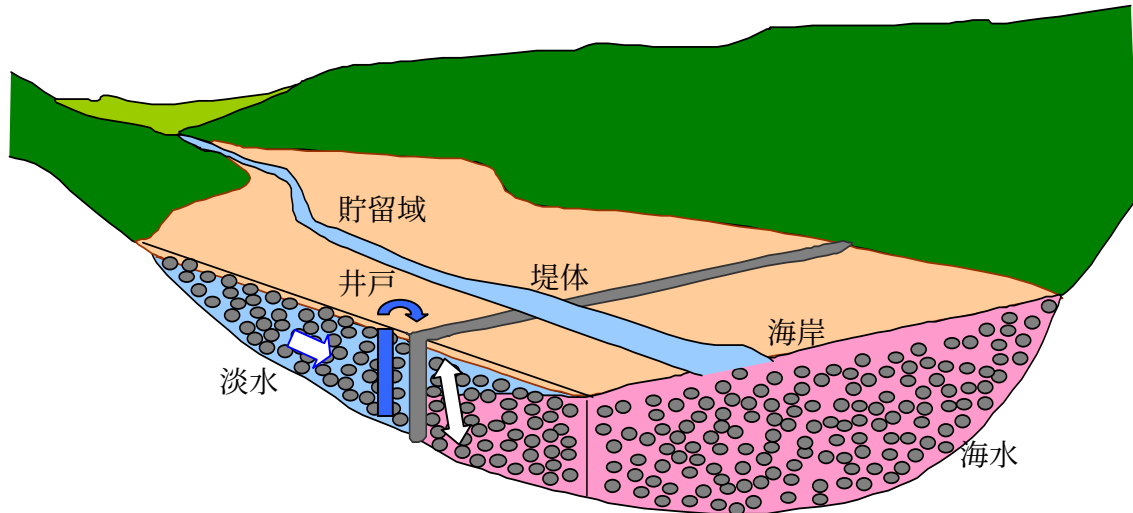
図 2.5.1 地下ダムの概念図（堰上げ型）



(2) 塩水浸入阻止型

「塩水浸入阻止型」は、地下水の塩水浸入を防ぎ、利用可能な範囲を確保するものである。地下水位変化によって海水と淡水の境界は上下にシフトするが、堤体の内陸側では、それにとらわれず、自在に地下水揚水とそれに伴う地下水位調整を行うことが可能となる。「堰上げ型」と同様に、地下水の流れは堰き止められ、流出が抑制される。

図 2.5.2 地下ダム concepts (塩水浸入阻止型)



2.5.3 問題点

地下の性状に関する不確定な情報をもとに工事を着手せざるを得ない。施工の確実性の観点から技術的にリスクが伴う。貯留量や堤体の施工範囲を精度よく求めるには、膨大な調査数量を要する。

地下の空隙に水を貯留するため、工事の規模の割に概して総貯水量は小さくなる。干天日が長く続き、地下水涵養の途絶える時期が長く続くほど、利用量を切り詰めなければならない。そのような地域では、受益の範囲がかなり狭く限定されてしまう。事業を成立させるには、堤体断面積が狭いのに対して、総貯水量が大きくなるような条件が揃わなければならない。地上ダムと違って、そのような好条件が揃うような地域は希である。これが地下ダム事業の波及を阻む特殊性である。

地下ダムの水を厳格に統制することは難しい。自力で井戸を掘りさえすれば難なく横取りできるためである。これを避けるには、地下ダム貯留域における土地利用・経済活動に関して制限を設ける必要があり、関係者にはそれを守ろうとする「モラル」が求められる。

2.6 開発のステップ

地下ダム事業の公益性を高めるには、その便益がより広域に波及するような計画を策定する必要がある。地下ダム建設により新たに開発した水を地域に注入して、既存の水源から得られる水とあわせて、より広いエリアを活性化させるような方法を検討する必要がある。地下ダム開発の相乗効果を上げるには、水路整備と一体的に行い、水供給ネットワークを充実させることが重要な要素となってくる。

2.6.1 水資源開発の流れ

地下ダムを広域の水供給ネットワークの中に位置づけることを前提として、以下に水資源開発の流れを簡単にまとめた。

(1) 基礎調査（Basic Study：以下、B/S）

地域の自然条件を踏まえて、地下ダムなど大規模な水源開発の可能性を検討し、現実的な M/P を策定する際の検討材料を整備する。

(2) 地域開発総合基本計画（Master Plan：以下、M/P）策定

関係区域における水需要（水利用計画）及び地域の経済的・財政的実情を考慮して、B/S で可能性が示された水源開発方法に基づく広域計画を概定する。

(3) 実行可能性調査（Feasibility Study：以下、F/S）

関係者の合意形成を図り、それを踏まえた M/P の見直しと個別事業計画の確定を行う。ここでは、特に「開発の持続性」を慎重に見極めることとなる。

(4) 詳細設計（Detail Design：以下、D/D）

工事の実施に当たって詳細な設計を行うものである。

(5) 事業の実施

二国間または多国間経済・技術協力を含む。

(6) 維持管理

2.4.2 に示した共有すべき情報を考慮し、具体的に B/S から D/D に至る各段階で検討すべき事項を表 2.6.1 に示す。

表 2.6.1 開発のステップと検討事項

調査ステージ	B/S	M/P	F/S	D/D
(1) 水源開発方法	○	○	○	
(2) 水源の位置	○	○	○	○
(3) 整備すべき施設	○	○	○	○
(4) 整備水準	○	○	○	○
(5) 開発可能水量	○	○	○	
(6) 供給・配分方法		○	○	
(7) 事業費		○	○	○
(8) 環境変化		○	○	
(9) 水利用計画		○	○	(○)
(10)施設の運転方法			○	(○)
(11)施設の維持・管理対策			○	(○)
(12)機能維持対策			○	(○)
(13)水質管理対策			○	(○)

(○) は、必要に応じて F/S の見直しを行うもの。

2. 6. 2 技術マニュアルの適用範囲

地下ダム開発プロセスにおける検討事項と本技術マニュアルの構成との対応関係を下表に整理した。

表 2.6.2 技術マニュアルの適用範囲

調査ステージ	B/S	M/P	F/S	D/D
(1) 水源開発方法	第 3 章 第 4 章	同左	同左	
(2) 水源の位置	第 3 章 第 4 章	同左	同左	同左
(3) 整備すべき施設	第 4 章	同左	同左	第 5 章
(4) 整備水準	第 4 章	同左	同左	第 5 章
(5) 開発可能水量	第 4 章	同左	同左	
(6) 供給・配分方法		第 4 章	同左	
(7) 事業費		第 4 章	同左	同左
(8) 環境変化		第 2 章	第 4 章	
(9) 水利用計画		第 3 章	第 4 章	
(10)施設の運転方法			第 7 章	
(11)施設の維持・管理対策			第 7 章	
(12)機能維持対策			第 7 章	
(13)水質管理対策			第 7 章	

第3章 広域予備調査 (Preliminary Survey)

本章では、様々な地下水開発・保全策を紹介、それぞれの適性を評価している。その中で、地下ダム開発の位置づけを考察し、「地下ダム開発適地」選定の手法を提案している。これを踏まえ、現地で行った調査結果を示している。

3.1 開発方法選択の基本的考え方

3.1.1 開発の動機と阻害要因

前章で、水資源開発の役割とそれに対応する施設の機能について述べた。概要は以下のとおりである。このような視点に立って、問題点を整理し、対応策としての施設の組み合わせを検討することを提案する。

表 3.1.1 開発の動機と対応策

開発の動機	対策	手段
水資源の時間変動	定常化	貯留施設の設置
水資源の地域較差	分散化	配水路の整備

どの地域も潜在的に水資源開発の動機はある。しかし、実際に対策を講ずるに当たって、特に貯留施設の設置については、以下の阻害要因があり、慎重な検討が必要となる。基礎調査 (B/S) では、阻害要因と開発によるプラスの効果を対峙させ、開発の可能性と必要性を見極めることとなる。

表 3.1.2 貯留施設開発の阻害要因

施設の種類	阻害要因
地上ダム	・機能の有限性、機能維持の困難さ ・物質循環の障害 ・事業費 ・維持管理費
地下ダム	・開発適地の希少性 ・事業費

3.1.2 検討の優先順位

貯留施設を検討する前に、他の手段の組み合わせによる解決策を優先的に考えるべきである。これは、貯留施設など大規模な開発を断念したときの次善の策となる。前章の「2.3 水資源開発の選択肢」で例示したとおり、地上ダムや地下ダムを含めなくても開発方法の幾つか選択肢は残っている。

(1) 地表水開発（ダムを除く）

最優先に検討すべきは、地表水開発である。典型的な方法は、常時流水のある河川に取水工を設置し、そこから水路で配水するものである。河川に集中している水を広域に分散し、同時に流量の時間変動のインパクトを緩和・分散される意味でも有効である。補完的に小規模な貯水池・貯水槽を設置すると効果的である。

(2) 地下水開発（地下ダムを除く）

常時流水のある河川が見当たらなければ、次に検討するのは地下水開発である。地下水は、地表水に比べて流速が遅く、天然の貯留水と見なすことができる。循環性があることから、涵養量を超えない範囲で開発するならば理論上、持続的可能である。開発方法は後述する。

(3) ダム開発

河川を締め切る地上ダムや地下ダムの検討は、上記(1)及び(2)の後である。ただし、開発のリスクを考慮するならば、受益が広域に行き渡るものでなければならない。「2.6 開発のステップ」で述べたとおり、水源開発単独で考えるのではなく、直接受益に入らない地域も含めた広域の水供給ネットワークの整備もあわせて検討する必要がある。

(4) 濾過・節水

施設の維持・管理や必要水量の確保が大きな課題である。主として経済性の面でダム開発と比較が必要となるが、状況によってはダム開発より優先される場合はある。

3.2 地下水開発・保全対策

3.2.1 地下水の分布形態

地下水は、地下の空隙を満たすように存在するものであり、その空隙の形態をもとに地層水（stratum water）と亀裂水（fissure water）の2つに大きく分けられる。地層水は堆積物を構成する粒子間に、亀裂水は岩盤にできた亀裂や破碎部の中に存在する地下水である。表 3.2.1 に、地質との対比により地下水の分布形態を整理する。

表 3.2.1 地質と水理条件

地下水の分類	地質		有効間隙率 (概数%)
地層水	第四紀堆積物	砂礫層	15～20
		砂層	30
		泥層	5～10
	第三紀堆積岩 火山角礫岩	砂岩・礫岩	5～20
			5～20
亀裂水	多孔質石灰岩	(溶出孔)	10～25
	風化岩		5～20
	断層破碎部		5～20
	火成岩類	(冷却節理、溶 岩トンネル)	1～5
	変成岩類 他	(剪断亀裂)	1～5

有効間隙率が大きいほど有力な帯水層となりうる。最も有力な帯水層は、第四紀砂礫層、砂層である。これらの堆積物は、沖積平野、扇状地、洪積台地、谷底平野といった低標高地域、河川近傍地域にあり、長期的に海水準変動の影響を受ける範囲に分布する。一般的に、海に近いほど厚く広く分布する。なお、沿岸部では粘土層などの不透水性が挟まることが多く、不透水層を挟んで帯水層が上下に分断される。

地形が起伏に富む所や内陸の高原には、概ね第三紀以前に形成された地質が分布するものと見てよい。河川近傍であっても第四紀層の発達が悪い。地下水は、表層付近の風化部やその下位の岩盤中に亀裂水の形で存在する場合が多い。石灰岩は、炭酸カルシウムが地下水に溶出し、空洞や空隙が形成されるため、有力な帯水層となりうる。

地下水面は現地形よりもなだらかで、その等高線は地形のそれよりも間隔が広がる。概して、相対的に標高が低い（谷部などの）地域ほど地表面と地下水面が近くなる。地下水は、地下水位等高線に直交する方向に流れる。

3. 2. 2 具体的な開発・保全対策

(1) 未開発の深層地下水を取水する

深井戸の掘削は、水源へのアクセス条件を改善する1つの手段である。これにより、地下深部を通過していた水も取水できる。涵養される水すべてを取水することはできないが、持続的可能な範囲であれば利用量を増やすことはできる。持続的可能な範囲とは、経年的な地下水位低下を招かない程度である。年間を通じて間断なく取水を行うには、年間の最低水位や揚水時の水位低下を考慮し、十分な深度を確保しなければならない。

(2) 取水方法を工夫する

地下水の無効流出を減らすには、薄く広く取水するのが肝要である。1箇所水源に頼るのではなく、取水位置を分散させ、それぞれ取水強度（単位時間あたりの取水量）を制限すれば、揚水による急激な水位低下を抑制することもできる。

地下水への塩水浸入が懸念される地域では、集水井などを設置して浅層地下水を集中的に取水できるようにするという方法も考えられる。

(3) 地下水のかん養を促進する

帯水層分布域の中でも比較的標高の高い所に調整池をつくり、河川などの洪水を浸透させ、地下水を強化する。地下浸透は、水の流出を遅らせることに大きな意味がある。上中流域における農地へのかんがいも、結果として地下水強化に繋がることもある。地下浸透した水は下流域で再利用できる。

地下水を積極的に利用し、あらかじめ地下水位を下げておくことが、地下浸透を促進し、洪水時には空いたスペースに余剰水を受け入れるなど、結果として洪水調整の役割を果たすという考え方もある。

(4) 水源転換

現況で地下水が過剰に利用されており、上記(1)～(3)の対策を尽くしたとしても持続的に可能でないならば、地下水利用を抑制しその地域の地下水を保全しなければならない。削減を余儀なくされた分は、別の水源に求めることとなる。水源転換先の候補は、潜在的水量が現況の開発水量を十分上回っている地域で、距離が近い地点にあるのが望ましい。

沿岸部の沖積平野では、地下水揚水が地盤沈下の原因となる場合があり、現状でその被害が生じているならば、地下水利用を抑制しなければならない。このような地域は臨海部で水利用が多く同時に排水量も多いという共通点があることから、海水の淡水化や汚水の再生処理による水量の確保も開発の選択肢として検討の余地がある。

(5) 地下ダム開発

上記(1)～(4)による地下水開発・保全の対策を検討した結果、それらの対策を講じたとしても必要水量が確保できないあるいはそれらの対策の実施が不経済的と判断された場合に検討する。ただし、こうした地域が必ずしも地下ダムの開発に適した条件を有しているとは限らない。地下ダム開発適地の選定は別途検討する必要がある。適地選定の考え方は次項で述べる。

3.3 地下ダム適地の要件

3.3.1 地理的特徴

地下ダム開発の検討に値する地域（以下、地下ダム適地）の要件を以下に整理する。地下ダム開発の特殊性は、下記3条件をすべて満たすようなケースが希であることからくる。

- ①必要性：季節的な地下水位変動が大きい（堰上げ型）
良質な地下水の分布域が後退している（塩水浸入阻止型）
- ②機能性：十分な貯留スペースがある
- ③効率性：締め切り断面積を小さく抑えることができる

地下ダム建設は、地下谷の上に帯水層が覆っている所を締め切るのが通常の方法である。概して、地下谷の発達には地形の起伏と一体であることが多い。地上ダムと同様に、概して谷地形を追跡することにより、「効率性」の良いサイトを容易に見出すことはできる。

一方、機能性を追求するならば、厚い帯水層が分布するか、薄くても帯水層を水平方向に広く（長く）追跡できる所が適地となる。空隙率が大きく大量の水を貯留することができる地質としては、沖積砂礫層、石灰岩、火山岩類が考えられる。ただし、地下谷は一様に透水性の悪い地質で構成されているのが前提である。

そうした有力な帯水層が、機能性（貯水量の確保）と効率性（地下谷の存在）の両方を満足させて分布するような地形の特徴を以下に考察する。

造山地帯（島嶼地域、大陸縁辺地域）

- 溺れ谷
- 扇状地上部（山地と沖積平野の接点）
- カルスト（石灰岩台地）

安定大陸（大陸内部）

- ワジ
- カルスト

地下ダム適地は、上記の地形特徴を有すると同時に、開発の必要性が認められる地域である。以下に適性を地下ダムのタイプ別に整理する。造山地帯の「溺れ谷」は、地下水位が海水準に近く安定しており、地表面に接近している場合が多いため、開発対象となりうるのは「塩水浸入阻止型」である。

表 3.3.1 地下ダム開発の適性

地形類型		堰上げ型	塩水浸入阻止型
造山地帯	溺れ谷		○
	扇状地上部	○	
	カルスト	○	○
安定大陸	ワジ	○	
	カルスト	○	

3.3.2 世界の地下水ダム分布

図3.3.1に1986年時点で知られている世界の地下水ダムの位置を示す。「地下水ダム」は、堤体を地下に設ける「地下ダム」と地上に突出した堤体によって堰き止められた土砂中に貯水する「堆砂ダム」に分けられる。

知られている地下水ダムの7割は、砂漠、サバンナ、ステップといった乾燥・半乾燥地域に分布している。このうち3割は堆砂ダムであり、蒸発防止の重要性がうかがえる。規模は、ヨーロッパや北西アフリカのものが大きいのに対して、他は小さい。

図 3.3.1 世界の地下水ダム位置図 (Hanson & Nilsson, 1986)



3.3.3 日本の地下水ダム分布

日本の地下水ダム事業の実績は、歴史が浅く事例が少ないものの、小規模な島または狭い半島に偏在するなど、地域分布に明らかな特徴が見られる（図 3.3.2）。また、総貯水量が 100 万 m^3 を超える大規模なものはすべて南西諸島の石灰岩分布域に集中して

いることも特徴にあげられる。

これらの地域はいずれも表 3.3.1 に示した条件に合致しているが、その他に、海または山地によって隔絶され、水循環の恵まれた地域からの送水が困難という共通の特徴が見られる。地下ダム以外に有効な開発方法が見当たらない条件の厳しい地域であるといえる。年間を通じて比較的降雨量が安定している地域では、地下ダム適地がそのような地域に限定されるのかもしれない。

表 3.3.2 及び表 3.3.3 の「計画水量」は利用可能水量であり、その地域の降雨パターンを想定して設定しているものである。したがって、総貯水量が同じであっても、流域面積、年間降雨量、干天日の連続日数などによって計画水量 (m³/日) は違ってくる。その大雑把な目安は、下記 2 つ計算式のうち値のいずれか小さい方である。

- 「流域面積」×「年平均降雨量」× (0.1～0.5) ÷ (365)
流域に浸透した全水量に対して総貯水量が十分大きい場合
- 「総貯水量」÷「最長連続干天日数」
総貯水量が小さく、雨期には相当量の越流が見込まれる場合

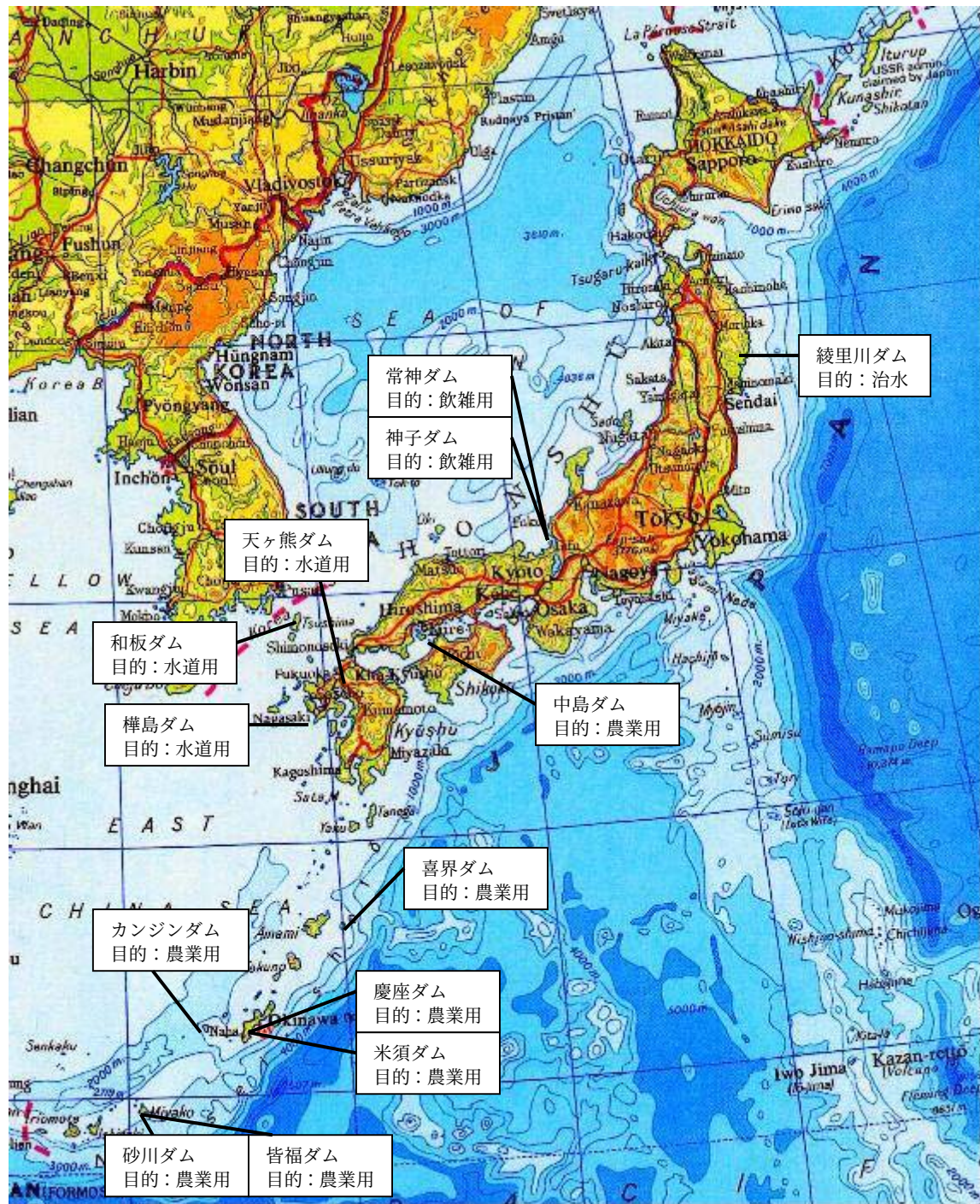
表 3.3.2 地下ダム建設事例（溺れ谷、扇状地）

地下ダム名	所在地 都道府県 市町村		建設年	堤高 (m)	堤長 (m)	総貯水量 (m ³)	計画水量 (m ³ /日)
樺島ダム Kabashima	長崎県 Nagasaki	野母崎町 Nomozaki	1974	24.8	59	9,340	300
常神ダム Tsunegami	福井県 Fukui	三方町 Mikata	1982-1984	18.5	202	73,000	400
天ヶ熊ダム Tengakuma	福岡県 Fukuoka	宇美町 Umi	1987-1988	12.5	129	17,500	900
和板ダム Waita	長崎県 Nagasaki	豊玉町 Toyotama	1991-1992	7.5	105	12,000	280
中島ダム Nakajima	愛媛県 Ehime	中島町 Nakajima	1991-1992	26.1	87	27,000	500
綾里川ダム Ayasatogawa	岩手県 Iwate	三陸町 Sanriku	1991	4.2	120	30,000	
神子ダム Miko	福井県 Fukui	三方町 Mikata	1996	39.3	196	23,000	460

表 3.3.3 地下ダム建設事例（石灰岩地域）

地下ダム名	所在地		建設年	堤高 (m)	堤長 (m)	総貯水量 (m ³)	計画水量 (m ³ /日)
	都道府県	市町村名					
皆福ダム Minafuku	沖縄県 Okinawa	城辺町 Gusukube	1979	16.5	500	720,000	7,000
砂川ダム Sunagawa	沖縄県 Okinawa	城辺町 Gusukube	1987-1994	50	1,677	9,500,000	24,000
福里ダム Fukusato	沖縄県 Okinawa	城辺町 Gusukube	1993-2000	27	1,790	10,500,000	30,000
喜界ダム Kikai	鹿児島県 Kagoshima	喜界町 Kikai	1993-2002	36	2,190	1,681,000	
米須ダム Komesu	沖縄県 Okinawa	糸満市 Itoman	1993-2003	80	2,489	3,457,000	8,900
慶座ダム Giiza	沖縄県 Okinawa	具志頭村 Gushikami	1998-2003	51	955	389,000	1,200
カンジンダム Kanjin	沖縄県 Okinawa	具志川村 Gushikawa	1996-2003	52	1,088	1,580,000	

図 3.3.2 日本の地下ダム分布



3.4 適地選定調査の流れ

M/P（2.6.1参照）を策定するに当たっては、地下ダム開発を視野に入れることが妥当かどうかを事前に判断しておく必要がある。その後の調査や事業を無駄なく効率的に実施していくためである。ただ、事業化が時期尚早であると判断されたとしても、将来的な需要喚起に備え、「国家レベル」の検討資料として包括的に整備しておくことは重要である。地下ダム適地を選定するための手法を以下に提案する。

3.4.1 水文・地質調査

広いエリアを見渡して、手数をかけず多めに地下ダム適地を抽出する。ここでは、自然条件に基づいて行う。判断基準は、3.3.1で示した3条件（必要性、機能性、効率性）を満たしているかどうかである。調査内容は以下のとおり。

(1) 既存の地形・地質データの収集分析

機能性及び効率性の観点で、適した地理的特徴を有しているかどうか確認する。収集資料は、地形図（縮尺1:200,000程度）、地質図（縮尺1:200,000程度）、空中写真等である。空中写真判読は、地下谷の形状の推定に役立つことがある。

(2) 気象・水文データの収集分析

必要性を確認するための作業である。収集データは、降雨量、河川流量、地下水位、水質等である。データは当然あるものだけであるが、10年以上収集するのが望ましい。分析する内容は、地下水位の変動（季節的、経年的）、水質の悪化状況である。

3.4.2 優先度の検討

上記で抽出した地区について、開発のポテンシャルを考慮して優先度をつける。参考となる判断基準は、「2.1.6 水資源開発の目標」及び「3.1.2 検討の優先順位」である。

(1) 営農調査・植生調査

地域農業の作付け体系を概略把握した上で、水資源を確保した場合の農業生産活性化の可能性を検討する。開発が公益性の観点「2.1.6」から意義があることを確認する。収集資料は、既存の調査報告書、農業統計、植生図等である。

(2) 水利用・土地利用の把握

水利用の平面分布を把握する。受益地と水源の位置関係を考慮しながら、様々な水資源開発方法を比較検討する「3.1.2」。収集する資料は、水利用や土地利用に関する統計、図面、水資源開発プロジェクト（既往、将来計画）に関する報告書等である。また、先に収集した気象・水文データも参考とする。

(3) 現地踏査

上記(1)及び(2)に関して補足が必要であれば行う。

表 3.4.1 適地選定調査の流れ

検討事項	調査内容	資料の入手方法
● 開発適地の抽出 地下ダムに適した地理的特徴を有するサイトの抽出（表 3.3.1） 開発の必要性の確認（水環境の季節変動、経年変化）	水文・地質調査 ①地形・地質データ 地形図、地質図、空中写真 ②気象・水文データ 降雨量、河川流量、地下水位、水質	政府の地理情報管理部局発行・監修のものを購入 政府の地理情報管理部局発行の統計書を購入 政府の水資源管理部局作成の報告書を入手 気象観測所からデータ入手
● 開発ポテンシャル 農業活性化の可能性と開発の意義を整理 水源開発方法の比較検討	優先度の検討 ①営農調査・植生調査 農業統計、植生図、土壌図 ②水利用・土地利用調査 水利用統計、土地利用図 ③現地踏査	地方行政機関発行の統計書、報告書を購入 政府の地理情報管理部局発行・監修の図面を購入 政府の水資源管理部局発行の統計書、報告書を入手 政府の地理情報管理部局発行・監修の図面を購入 現地視察 上記以外の地方関係機関の報告書、資料を補足的に入手

3.5 インドネシア国調査事例

インドネシア国東部島嶼地域は、雨期と乾期がはっきり分かれ降雨量の季節変動が激しいばかりか、小規模な島であるため保水性も良くない。このため、地下ダムをはじめ「貯留施設」建設による水資源開発への期待は大きい。

そこで、当該地域を対象として、「3.4.1 水文・地質調査」を十分考慮して、「地下ダム適地」の選定を試みた。また、他の水源開発方法の可能性を検討する中で、対象地域内に存在する灌漑システムに注目し、その優れた点を考察した。

3.5.1 バリ島の伝統的灌漑システム

バリ島は、比較的東西に長い島で、東西 150km、南北は最大 80km である。降雨量は、島の中でも地域差が大きく、また同一地点でも年によって変動が大きい。年間降雨量の 90%が 11 月から 4 月にかけての雨期に降ることは共通している。

表 3.5.1 バリ島 Denpasar の月降雨量

(単位：mm)

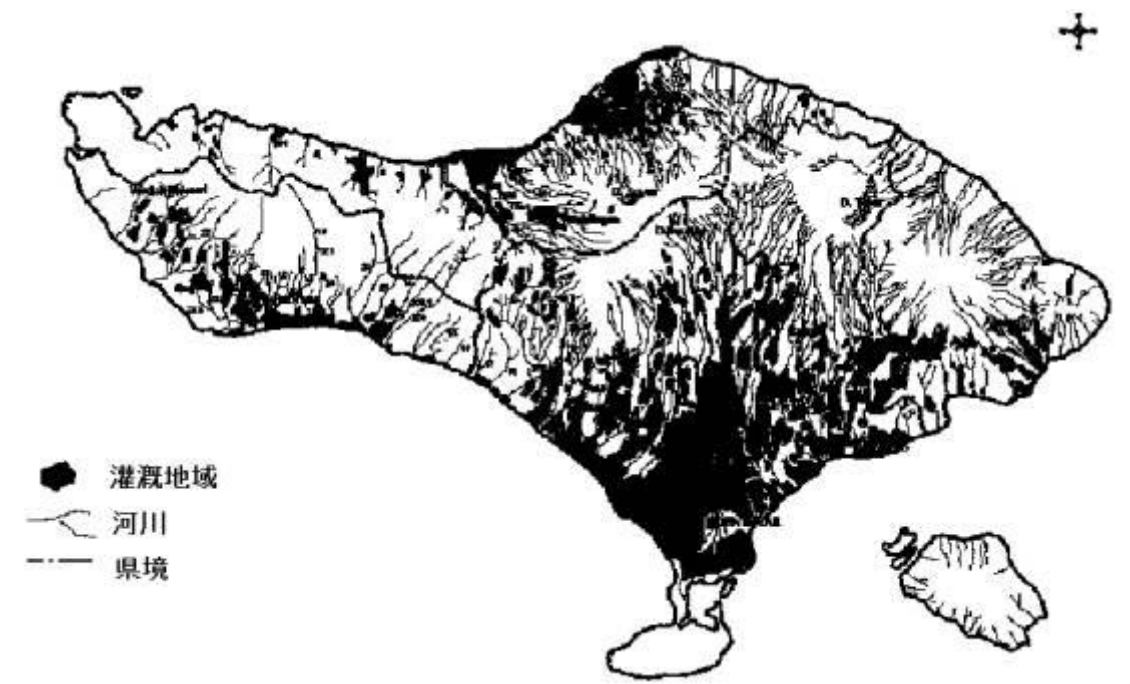
年/月	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月	計
1994	457	327	267	41	56	9	3	0	0	0	44	98	1,302
1995	405	257	366	279	29	12	3	0	26	53	374	349	2,153
1996	546	499	217	7	92	0	4	9	19	258	254	269	2,174
1997	577	548	69	24	8	11	13	0	1	1	39	30	1,321
1998	169	129	168	48	31	48	66	0	56	283	169	582	1,749

出典：Bari in Figures (1998)

東西に連なる島の脊梁山脈には、標高 1,700m を越える火山が連なるが、その位置は北側に偏っている。したがって、河川は島の南側の方が長く、北側では大部分が 10km 未満となっており、概して河川の発達も悪い。多くの河川は、標高 500m 前後に多く分布する湧水地を起点にしている。これら河川の多くは、深い峡谷を形成し、相互に並行して流れ、沖積平野を発達させないまま海に注ぎ込む。

長い河川の周辺には灌漑水田が広がる。特に島の中南部に多く分布する。しかしながら、これら水田の大部分が峡谷に挟まれた台地状の傾斜地にある。こうした傾斜地上の水稲耕作を支えているのが、バリ島の伝統的灌漑システム「スバック (Subak)」である。

図 3.5.1 バリ州の水系図



出典：Dinas Pekerjaan Umum Propinsi Bali (2001)

(バリ州居住地域インフラ局)

少なくとも9世紀には成立していたというこの「スバック」の特徴を以下に列挙する。

- 水田や農作業をめぐる権利、義務、利害等に関して共同責任を負う自治的集団である。
- 小構造物建設技術の精緻さ、緑濃い環境の中に水利景観を埋没させる修景技法の面で優れている。
- 中心的な構造物は井堰であり、岩石、竹杭、木杭等、その場所で調達しやすい材料で組み上げられている。火山岩を使った石組技術がとくに発達している。水路は山地斜面を巡り、長大な水路トンネルや溪谷を横断するような水路橋をも建設しうる技術を具備している。
- 水田面積に応じた株をもつ水田所有者を会員とする水利共同体である。組織は村落組織と独立しており、「スバック」長と村長は原則として別人である。急斜面の複雑な地形に応じて、幾つも分岐する用水路網ごとに水路管理人をおき、最終的に各筆へは株数に応じて厳密に管理された水量が分水される。このため分水装置が各筆単位に設けられている。
- 通常、一本の川に幾つもの「スバック」が存在するため、異なる「スバック」間の水利調整は、「スバック」の連合体である「スバック・グデ（大スバック）」における話し合いによって行われる。

「スバック」による水の運用・管理は、結果として、バリ島の水資源を豊かにしている。「2.1.6 水資源開発の目標」と照らし合わせて、その優れた点を以下に示す。

(1) 流速を遅らせることによる淡水資源の増強

河川からそれほど遠くない台地上に送水され、一時水田に蓄えられ、一部は地下に浸透する。このような水の使い方は水の流出を確実に遅らせる。水利用の場所が沿岸部に集中していれば、逆効果となるが、バリ島の場合は中流域から下流域にかけて分布する水田において利用されている。中流域における水稻栽培とそれに伴う水利用は、淡水資源の増強に役立っている。スバックの灌漑システムがそれを可能としている。

(2) 潜在的水量の定常化

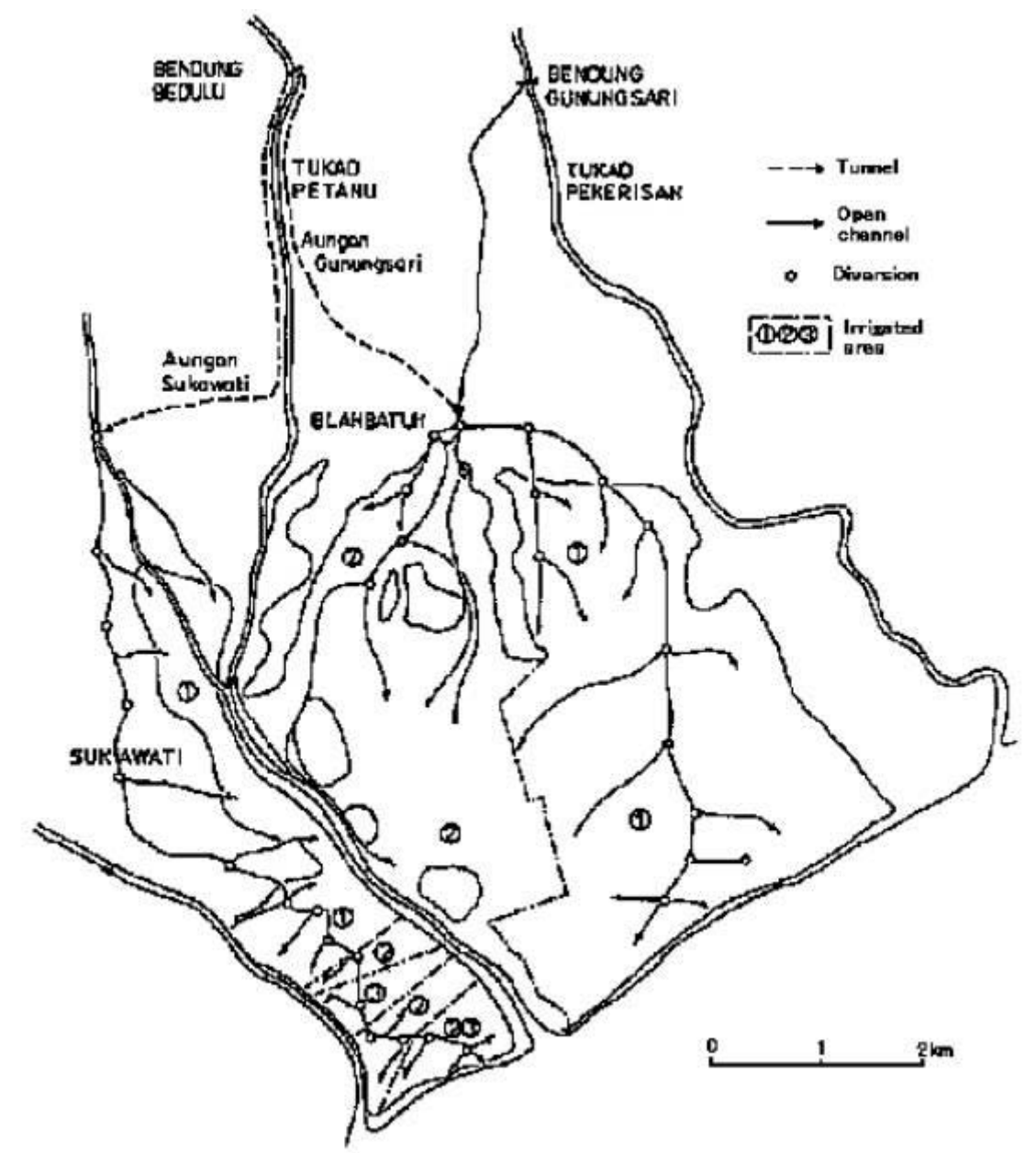
スバックは、1つの河川に中流から下流にかけて複数の堰を設けて取水する。上流側の堰で相当量を取水しているにもかかわらず、下流側でも十分な水量を確保できる場合が多い。これは、取水後水田に送水され、そこから浸透した水が再び河川に戻っているためであると考えられている。一旦河川から離れて水が回り道することは、流出を遅らせるばかりでなく、結果的に河川流量の安定化をもたらしている。地下浸透を通じて、洪水ピークを和らげたりその時間差を与えたりするためである。

図 3.5.2 にスバックシステム運用の一例を示す。この図は受益地の全体を3つの領域に区分し、水稻の作付け時期をずらしている。その時期に合わせて各領域への水供給量を調整している。運用によっては、水稻の三期作が可能となることが分かる。降雨量の明瞭な季節変化があるにもかかわらず、年間を通じて安定した水利用が可能なのは、河川流量の安定化など、スバック運用による副次的効果に起因すると言っていることができる。

(3) 水資源の分散

水路は網の目状に張り巡らされ、配水機能を存分に発揮している。図 3.5.1 に示したとおり、水利用に不自由しない地域は多い。大部分がスバックシステムによって潤されている地域である。

図 3.5.2 Pekerisan 川と Petanu 川のスバックシステム



出典：Dinas Pekerjaan Umum Propinsi Bali

バリ島は「スバック」に代表される水管理システムが充実しており、上流域から下流域にかけて河川からの取水と河川への還元を繰り返す循環利用を通じて、気候上の不利な条件を克服しようとしている。しかしながら、依然として十分な水量を得られない地域が点在している。比較的豊富な水を有する中南部地域であっても、観光リゾートに優先的に水が使われ、生活用水は不足気味である。

河川流長が短く降雨量も少ない北部地域では、スバックが成立しにくい状態にあり、ダム建設や井戸掘削を中心とする「小規模灌漑開発事業」が、二国間援助などにより単発的に実施されている。

バリ州政府は、水資源の一元管理を目標としている。この意味合いは、管理統制強化ではなく、島全体の活力を底上げし、平準化させることにある。農業面でいえば、スバックが組織され水の恵まれた地域は水稻を、そうでない地域は畑作を振興することで、地域較差の解消に努めている。

観光業と農業・住民の間における水利用の競合問題は、依然として残っている。この点については、観光嗜好の多様化を図り、自然資源を活かしたツーリズムを推進することが効果的であると考えられる。これは、観光拠点の分散化の一役を担うこととなる。分散した観光拠点到農産物をバランス良く供給するシステムが確立されれば、地域全体の利益に繋がると考えられる。

3.5.2 地下ダム適地選定

調査対象は、インドネシア国東部の島嶼地域で、バリ州、東西ヌサテンガラ州及び東チモール州（現東チモール国）が該当する。当該地域は、バリ島、Lombok 島などの火山列島と Sumba 島、Timor 島といったオーストラリア大陸に近い島嶼地域に大きく分類される。

「3.4 適地選定調査の流れ」で述べたとおり、「水文・地質調査」、「優先度の検討」の順に行い、候補地区を絞り込んでいくのが望ましい。ただ、時間の制約もあり、以下の手順で調査を進めた。調査結果と合わせて示す。

(1) 要望の聴き取り

対象4州から地下水開発の要望のある地区を募った。以下の要件を提示したところ、全部で84地区が推薦された。

- 灌漑施設が存在しない地域。
- 灌漑整備事業の計画・構想がない地域。
- ため池など地表水開発が難しい地域。

表 3.5.2 調査推薦地区数

地域名	推薦地区数
バリ州	
Bali 島	7
西ヌサテンガラ州	
Lombok 島	9
Sumbawa 島	8
東ヌサテンガラ州	
Sumba 島	12
Flores 島	15
西チモール、他島	24
東チモール	9

(2) 水文・地質調査

上記 84 地区の中から、既存の地形図と地質図をもとに、地下ダム適地として明瞭な地理的特徴を有する地域（3. 3. 1 参照）を 25 地区選定した。

(3) 現地踏査・電気探査

選定された 25 地区について、現地踏査により適性を評価した。評価項目を表 3.5.3 に示す。評価基準は、次のとおり設定した。水理基盤深度の推定が難しい地区については、電気探査を実施して評価した（表 3.5.4）。

①必要性

- a：年間の地下水位変動が大きい
- b：地下水位変動は大きい、帯水層が厚く深井戸取水も可能性がある
- c：地下水位変動は大きくない

②機能性

- a：（空隙率の面で）良好な帯水層が分布し、10 万 m³以上の貯水量が期待できる
- b：良好な帯水層が分布するが、10 万 m³以上の貯水量は期待できない
- c：帯水層の下位地質が水理基盤として期待できない。

③効率性

- a：堤体断面積 10,000m²以下かつ堤高 30m 以浅
- b：堤体断面積 10,000m²以上、堤高 30m 以浅
- c：堤体断面積 50,000m²以上または堤高 30m 以深

総合評価

- A：各項目の評価がすべて「a」
- B：各項目の評価は「a」または「b」
- C：評価項目のうち 1 つでも「c」がある。

(4) 評価

総合評価「A」はなかったが、総合評価「B」は 6 地区あった。ここでは、この 6 地区を地下ダム開発の検討に値する地域（地下ダム適地）として評価することとする。なお、総合評価「B」の 6 地区の地理条件について、5 地区は「扇状地上部」、1 地区は「カルスト」に分類できる。

総合評価「C」の地区の多くは、地下ダム以外の地下水開発が現実的な対応策であると考えられる。深層地下水の開発や地表水の地下浸透などの検討が有効である。

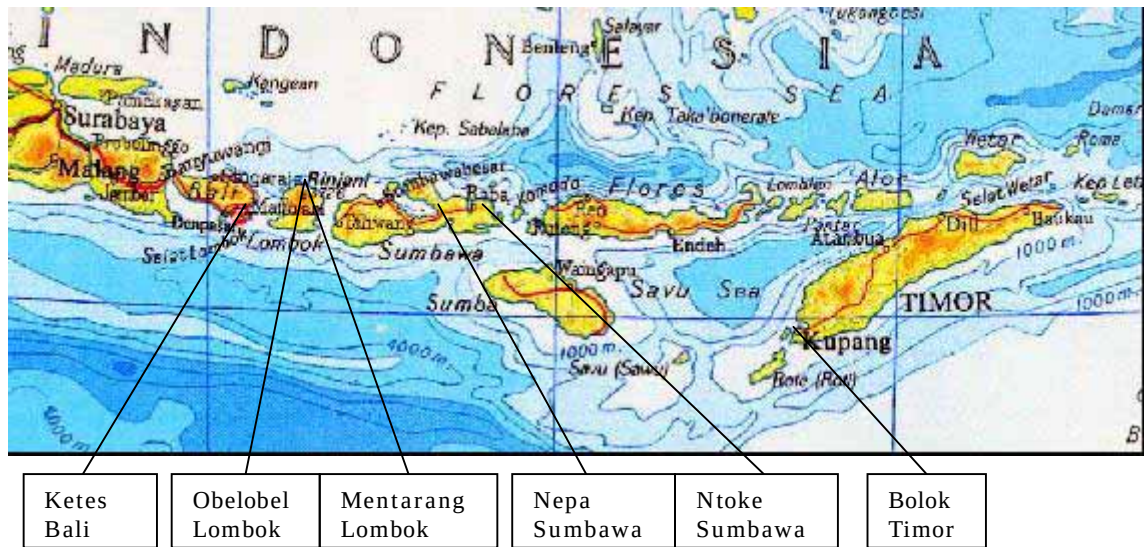
表 3.5.3 地下ダム適地評価一覧表

Is. name	Site	必要性 (水位変動)	機能性 (帯水層能力)	効率性 (断面)	総合評価
Bali	Tengal	c	b	c	C
	Seraja	c	b	b	C
	Tudalitem	b	a	c	C
	Ketes	a	a	b	B
	Tejakula	c	b	b	C
Lombok	Akarakar	b	a	c	C
	Batugembung	b	a	c	C
	Lendang	b	b	c	C
	Beburung	a	a	c	C
	Obelobel	a	a	b	B
	Mentarang	b	a	b	B
	Pedamekan	b	a	c	C
	Belanting	b	a	c	C
	Kuntbian	a	a	c	C
Sumbawa	Teluk	b	c	c	C
	Nepa	b	b	a	B
	Ntoke	b	a	a	B
	Sancara	c	b	b	C
	Tolotangga	c	c	c	C
	Tente	c	b	c	C
	Piong	c	b	c	C
Timor	Noelnunfisa	b	b	c	C
	Noelletometo	c	c	c	C
	Sikumana	b	a	c	C
	Bolok	b	a	a	B

表 3.5.4 地下ダム適地諸元一覧表

島名	地区名	電気探査 測定点数	推定断面	帯水層 地質	基盤地質	総合 評価
Bali	Ketes	60	350m*30m	沖積砂礫層	火山角礫岩	B
Lombok	Beburung	50	700m*100m	沖積砂礫層	火山岩	C
Lombok	Obelobel	50	400m*60m	沖積砂礫層	火山角礫岩	B
Lombok	Mentarang		750m*50m	沖積砂礫層	火山角礫岩	B
Lombok	Pedamekan	50	500m*70m	沖積砂礫層	火山角礫岩	C
Sumbawa	Nepa	12	400m*20m	沖積砂礫層	火山角礫岩	B
Sumbawa	Ntoke	12	200m*20m	沖積砂礫層	火山角礫岩	B
Timor	Sikumana	52	5,000m*20m	石灰岩	先第三紀堆積岩	C
Timor	Bolok		10m*10m	石灰岩	火山角礫岩	B

図 3.5.3 地下ダム適地位置図



3.6 メキシコ国調査事例

メキシコ国北西部地域は、年間降雨量が 100mm～200mm と少ない上に、それを大幅に上回る蒸発散位があるため、水資源確保が容易でない。このような背景から、灌漑農地の塩類集積とそれに伴う耕作放棄地の拡大、沿岸部での過剰な地下水揚水による地下水の塩水化など、深刻な問題が進行している。

そこで、こうした塩害の実態を把握し、その対策を考察するとともに、対策の1つとして「地下ダム開発」の可能性を検討した。

3.6.1 塩害の現況と節水灌漑

(1) 塩害発生の要因

塩類集積は、地下水位上昇や毛細管上昇により地表面に集積される水溶性塩化物が、排水不良のため除去されずに蓄積し続ける現象である。塩分濃度の高い水を灌水すれば、一層塩類集積に拍車がかかる。排水不良とは、水が流出しないことである。この要因として、以下の2点が考えられる。

- 動水勾配がない。
- 蒸発量を十分上回る灌水がない。

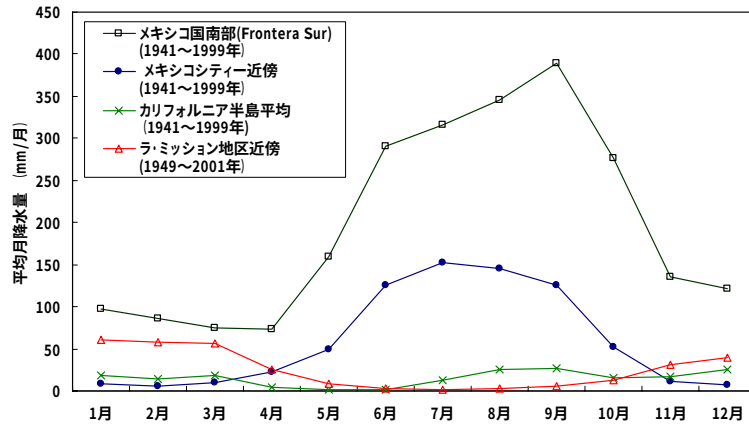
(2) 気象・水文現況

メキシコ国は、国全体では平均年間降水量が 772mm（1941～1999 年統計）あるものの、北西部地域では降水量が少なく、乾燥・半乾燥地域が広がっている。図 3.6.1 にメキシコ国の平均年間降水量の分布を、図 3.6.2 には代表地点における平均月降雨量を示す。カリフォルニア半島北部のラ・ミッション地区（現地検討調査地区：後述）では、夏にほとんど降雨がない。

図 3.6.1 メキシコ国の平均年間降水量

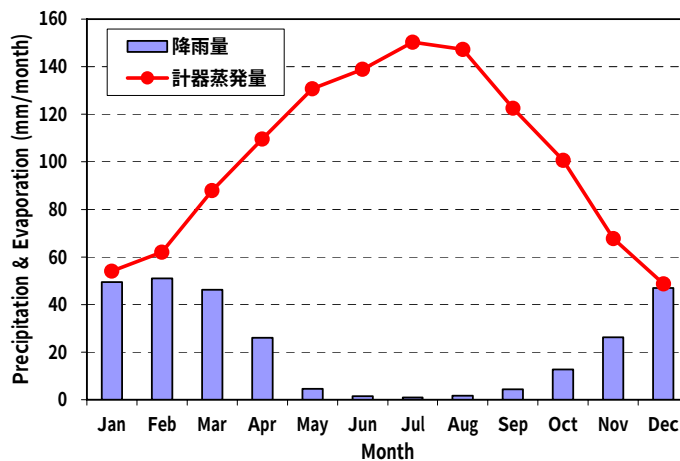


図 3.6.2 メキシコ各地の平均月降水量



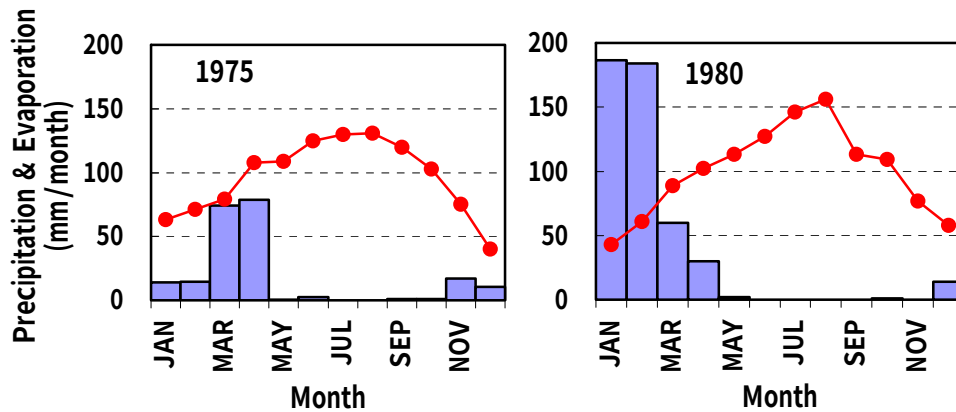
降雨量の少ない北西部地域では、蒸発散位が年間を通じて降雨量を上回っている。図 3.6.3 は、カリフォルニア半島北部の都市 Ensenada における降雨量と蒸発量の平均値を対比させている。

図 3.6.3 Ensenada の月平均降水量(1923-89)と月平均計器蒸発量(1949-89)



一方、年別に見ると、蒸発量は 1,200mm／年程度で変動が小さいのに対し、降水量の変動が大きく、降水量が蒸発量を上回ることがある。同じく Ensenada において、1975 年と 1980 年の降雨量と蒸発量バランス（図 3.6.4）を見てみると、1975 年は年間を通じて蒸発量が降雨量を上回っているのに対して、1980 年は 1 月と 2 月に降雨量が蒸発量を上回っている。両月で合計 266mm の余裕が生じている。このような余裕が水の流出を誘発し、塩害を除去することとなる。逆に、降雨量が蒸発量を上回ることはない地域は、潜在的に塩害発生の危険性がある。

図 3.6.4 Ensenada 地点における 1975 年と 1980 年の降雨量と蒸発量



このように降水量の少ない地域では水源を地下水に求めざるをえないが、涵養量が少ないために十分な水量を確保することも困難である。中には、地下水涵養量を超える水量の地下水を揚水している地域も多い。図 3.6.5 に、小流域ごとに地下水の収支上、過剰揚水となっている地区の分布を示す。このような地区では地下水位の低下や帯水層への塩水浸入等の地下水障害が生じている場合が多い。塩水化した地下水を揚水し灌漑することで、塩害を促進する危険性もある。

図 3.6.5 メキシコ国における地下水の過剰揚水地区



(3) 塩害による被害の実態

メキシコ国北部のソノラ州 Hermosillo 沿岸灌漑区(標高約 60m、耕地面積 51,000ha)では地下水位が 1970 年に地表下 25m であったのが 30 年後には地表下 50m にまで低下した。さらに深部の地下水を揚水した結果、塩分濃度の高い水の混入を招くケースが相次いだ。塩水化した水を灌漑したために、塩害を誘発し、それに伴い耕作放棄地も増大している。農家は、塩分濃度が 1,000ppm を越えると耕作放棄し、別の未利用地への移動を繰り返してきた。

このため、農業生産者は厳しい取水の総量規制を余儀なくされた。1977 年に関係者が運営委員会を開催し、1990 年までの 13 カ年の間に取水量を段階的に半減させることを取り決めた。その結果、点滴灌漑など節水農法が普及していった。2000 年現在で節水灌漑を実施している農地面積は 12,300ha にのぼるという。

(4) 塩害抑制対策の基本原則

以上のような気候条件を考慮して、対策の基本原則としている事項を以下に紹介する。

- 水の流出（排水）が生じる環境を形成する。
- 灌水量を必要最小限にとどめる。
- 蒸発を防ぐ。
- 耐塩性の樹木や作物を導入する。

(5) 地下水の開発・保全

以下に、実施されている対策を紹介する。

a) 地下水障害に関する基本的対策

- 灌漑の効率化による取水量の節約（節水灌漑）
- 耕地をビニールなどで覆うことによる蒸発散防止（マルチング）
- 公的機関による取水規制
- 地下水利用区域毎の利用者による自主的管理
- 水質汚濁の防止
- 代替水源の確保（処理水の利用、海水の淡水化）

b) 対策実施上の留意点

- 降雨の季節的・経年的な変動が大きく、豊水時期と干ばつ時期が明瞭な地域では、豊水時期に無効流出が発生する場合がある。それを貯留して有効利用する対策として地上ダム建設が想定されるが、蒸発によるロスが大きく、十分な貯留量を確保できる地形・地質条件を有するサイトを見出すことは難しい。
- 地下水を利用する場合、地下水流動が維持される程度に揚水量を抑制しなければならない。そのためには、循環性があり、降雨等の地表からの地下水涵養により回復し易い水資源である浅層地下水の利用を推進し、同時に経年的に地下水位が低下しないよう細心の注意を払う必要がある。
- 帯水層が汚染されると、回復に長時間かかるか、回復がほぼ不可能となることが多い。排水の浄化を徹底する必要がある。
- 必要に応じて、地下水の水量及び水質の動向を把握（モニタリング）し、地下水障害の兆候を早期に発見し、必要な措置を講じるなど適切な取水管理を行うことが重要である。これについては、地下水利用者が主体となって、モニタリングや自主規制等の管理を行うことが望ましい。

- 限られた資源を有効に活用するために、節水灌漑技術の向上、取水施設・水利用施設の効率化や取水方法の改善等による節水や揚水量の制限が必要な場合もある。
- 地下ダムの建設や地表水の地下浸透促進等の対策は、地下水強化に有効な対策となり得る。

c) 具体的対策

メキシコ国の行政組織である国家水委員会（CNA）は、水資源の開発・供給・管理について法的な権限をもっており、その一環として、地下水揚水量の制限、節水・水利用の効率化、処理水等の代替水源確保等の施策を進めている。

1992年に制定された新国家水法では、地下水に関して次のように規定している。

- 地下水は国家の所有物であり地下水を利用するためには CNA の許可が必要である。許可の条件は、地下水に余裕があること、飲料水優先などである。
- 井戸にはメーターの設置と CNA の行う地下水調査への協力（地下水位一斉観測の最低 24 時間前にはポンプを停止させなければならない）が義務づけられている。
- 年間揚水量は CNA により割り当てられ、飲料用と工業用には使用量に応じて税金が課せられるが、農業用は無税である。
- 地下水の利用権は登記することができ、CNA が許可すれば他者に転売できる。

この他、CNA は、地下水利用地帯ごとに利用者自らが適切な地下水管理を行うことを推進しており、地下水利用者で構成される地下水技術協議会の設立を全国的に進めている。この協議会の中で、技術的な講義等を通じて地下水利用者に地下水に対する正しい認識をもたせ、過剰揚水が引き起こす地下水障害についての理解を促している。さらに、地下水利用者自らが地下水位の観測を行うとともに、揚水方法や揚水量の情報を CNA へ提供するようにしている。1999 年現在で 8 地帯の協議会が設立されている。

(6) 排水の再利用

対策の具体例を紹介する。

- バハ・カリフォルニア・スール州 Santo Domingo 地区では、外海と遮断された湖に生活排水を流し込み、汚泥を沈殿させた後、上澄みの水を牧草の灌漑用水として使用している。
- メキシコ水工学研究所（IMTA）は、「農業用水資源有効利用」研究協力プロジェクト（1998 年～2001 年）の中で、汚水処理水等の灌漑利用の試験を実施した。

(7) 浄化、海水の淡水化

対策の具体例を紹介する。

- Erumosillo 灌漑区内で約 3,000ha の農地を所有し、農業経営をしている農家は、120m×120m×5m（水深）のファームポンドを設置、揚水した地下水を貯留して有効利用している。藻の増殖を防ぐため、魚を飼っている。
- バハ・カリフォルニア州の海岸部では、小規模ではあるが塩水を淡水化し、灌漑に利用している農家も見られる。

(8) 節水灌漑

対策の具体例を紹介する。

- バハ・カリフォルニア・スール州 Santo Domingo 地区では、地下水位低下を防止し、灌漑可能農地を増やす目的で、移設可能なパイプライン、点滴灌漑、液肥灌漑等の節水農業を導入している。高品質な果樹や野菜を栽培している。



移設可能なパイプラインから送水し、リーチング（掛け流し灌漑）を実施、地下浸透させ、暗渠により排水。



蒸発防止、灌漑効率の向上など、節水対策の一環として、用水施設をパイプライン化して埋設。

(9) 塩類の強制除去

対策の具体例を紹介する。

- メキシコ市北東部の Texcco 湖緑化プロジェクトは 9,000ha に及ぶ塩害地の緑化を目的とするもので、排水路の掘削、リーチング等を実施した後、在来耐塩性のイネ科牧草及び樹木を植樹している。
- グアナファト州南部で塩害の発生している灌漑農地においてリーチングを実施した。
- ソノラ州で塩害の発生している灌漑農地において、リモートセンシング手法を用いて塩害地の分布調査を行い、それを踏まえて、水源井戸の移設、灌漑施設の改修、リーチング、化学的資材の投入、排水路の設置等を実施した。

(10) 耐塩性樹木・作物の導入

- バハ・カリフォルニア・スール州 La Paz 地区では、現地の農業研究機関が、国際協力事業団（JICA）パートナー事業の一環として、日本の大学（鳥取大学）と共同で、耐乾性・耐塩性を有する作物もしくは収益性の高い作物の導入試験を行っている。例えば、実や葉が食用に利用でき、葉に寄生する虫から染料がとれるウチワサボテン（opuntia）、耐塩性のまめ類（Phaseolus、Vigna）、実と葉が食料や飼料に利用できる塩生植物のサリコルニア（Salicornia）等があげられる。なお、灌水と施肥を節約する栽培法も試行している。

3. 6. 2 地下ダム適地選定

調査対象は、メキシコ国北西端に位置するバハ・カリフォルニア州とした。バハ・カリフォルニア州における利用可能な水資源は 33 億 8,100 万 m³/年と見積もられており、その内訳は地表水が 21 億 9,265 万 m³/年、地下水が 11 億 8,835 万 m³/年となっている。地表水のうち、18 億 5,000 万 m³/年はコロラド川からの水であり、全体の半分以上を占めている。ただし、コロラド川からの送水の恩恵を受けているのはカリフォルニア湾奥の平野部のみで、他の地域では多くを地下水に依存している。

地下水位の変動については、季節変動よりはむしろ経年的な低下が問題となっている。それに伴う地下水の塩水化を抑止する対策が重要である。当該地域は、8～9 年ごとに来るハリケーンによる豪雨が貴重な水源となりうる。その水を貯留し有効に活用する対策の 1 つとして「塩水浸入阻止型」地下ダムが期待できる。

「3. 3. 1 地理的特徴」で述べたとおり、塩水浸入阻止型地下ダムは、「溺れ谷」または「沿岸部のカルスト」が適している。これを踏まえて、地下ダム適地の選定を行った。8～9 年ごとに来るハリケーンなど、経年的に変動の大きい水収支に十分対応できるよう、数 100 万 m³規模あるいはそれ以上を目処に貯水量が期待できることを適地の条件とした。

(1) 地質分析

「溺れ谷」地形の抽出は、地形図から容易に読みとることができる。問題は、地下谷を構成する地質の透水性である。その傾向を掴むため、広域地質図を分析した。

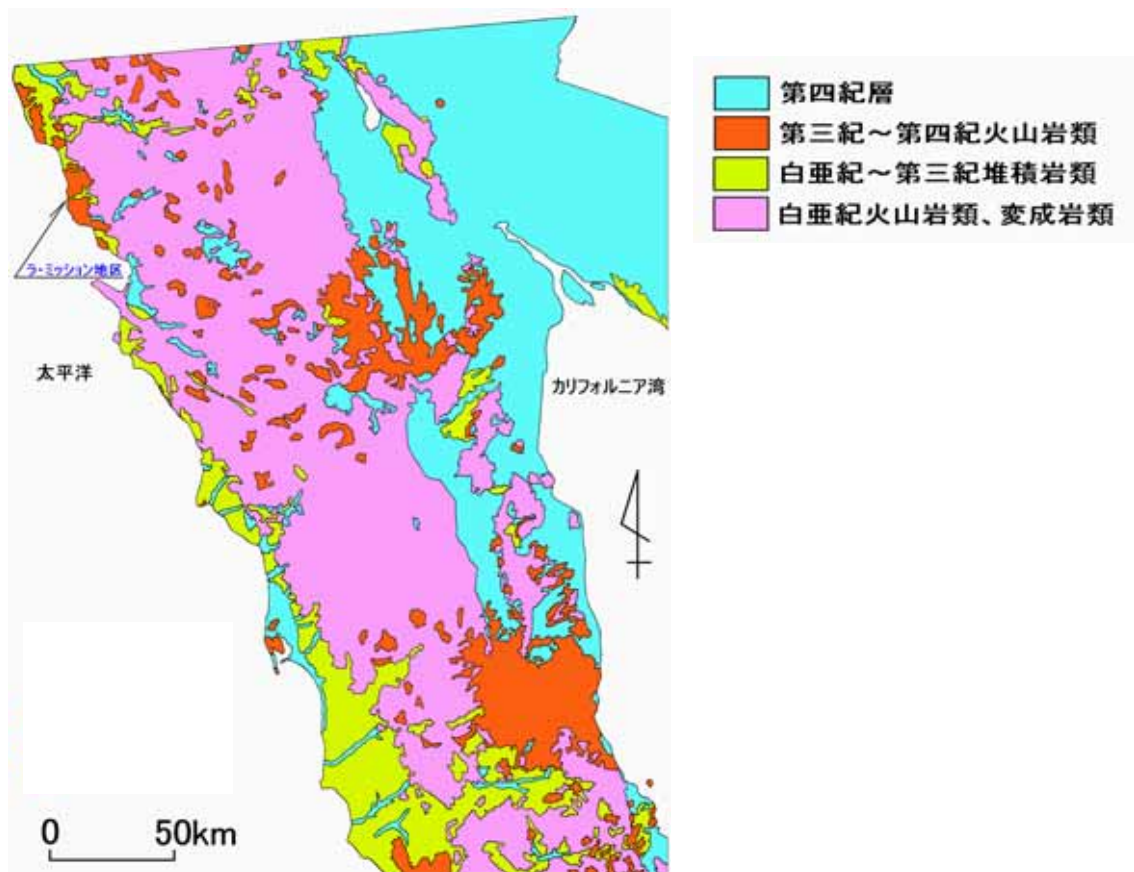
バハ・カリフォルニア州の地質は、図 3.6.6 の地質図に示すように、変成岩類及び白亜紀の火成岩類等を基盤とし、その上に白亜紀以降の堆積岩類及び火山岩類が覆っている。地下ダムの帯水層として期待できる「石灰岩」を見出すとすれば、白亜紀以降の堆積岩類の中となるが、それがまとまって分布していれば「カルスト地形」が形成される。もう 1 つの有力な地理的条件である「溺れ谷」には、第四紀の地層が堆積している。

(2) 流域水収支

国家水委員会（CNA）は、水資源管理の一環として、全地域を小流域に区分し、各流域の主要な帯水層分布域を「地下水利用地帯」のユニットとしてとらえている。そして、各地下水利用地帯の概略水収支を監視する体制を整備している。バハ・カリフォルニア州は、図 3.6.7 に示すとおり 48 地区に区分されて水収支が管理されている。

CNA の試算によると、揚水量が地下水涵養量を上回る「過剰揚水地区」が、州全体で 9 地区ある（表 3.6.1）。これらの地区の沿岸部では、地下水への塩水浸入が生じている可能性が高い。この他、18 地区は地下水涵養量と揚水量がほぼ均衡状態にあり、地下水涵養量が揚水量を上回っているのは 21 地区にすぎない。

図 3.6.6 バハ・カリフォルニア州の概略地質図



(3) 適性評価

概略水収支の分析により過剰揚水傾向にある地区のうち、流域河口部に「溺れ谷」など適した地理的条件を具備した地区を「地下ダム適地」に選定した。全部で 3 地区である。

この3地区について、補足的に現地踏査を行い、立地条件を考察した。いずれの地区も周辺地域を含めて農業開発ポテンシャルは高い。農地面積は、州全体で30万ha余りあり、そのうち約20万haが灌漑農地である。小麦、青トマト、ブドウ、イチゴなどの生産が盛んである。また、灌漑の導入など集約的な農業が展開されていることもあり、青トマト、小麦、大麦、トウモロコシ、ソルガム、ジャガイモ等の作物は単位収量が高くなっている。

図 3.6.7 バハ・カリフォルニア州の地下水利用地帯区分

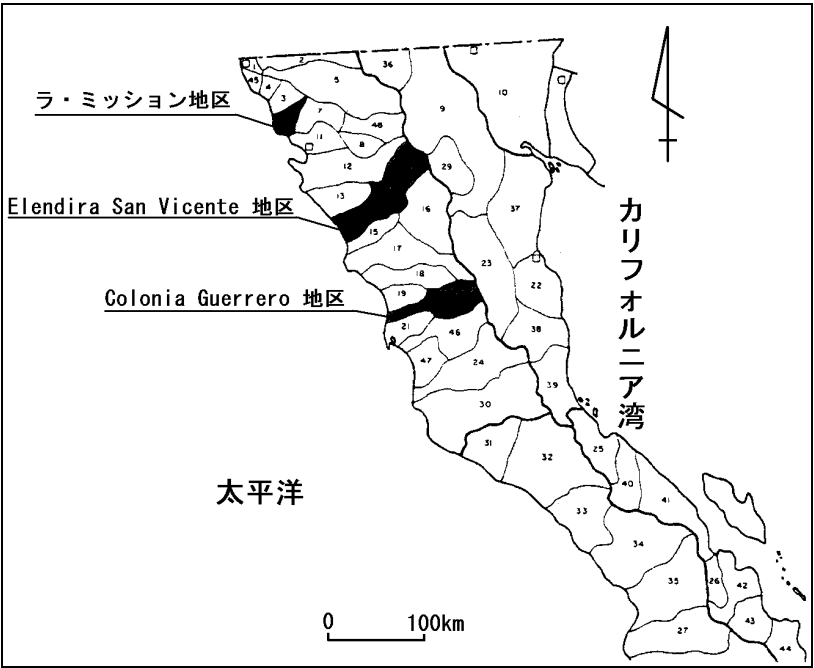


表 3.6.1 バハ・カリフォルニア州地下水利用地帯の概略水収支

帯水層名	地下水涵養量 百万m3/年	揚水量 百万m3/年	地下水収支 百万m3/年	帯水層名	地下水涵養量 百万m3/年	揚水量 百万m3/年	地下水収支 百万m3/年
Ojos Negros	19.50	25.50	-6.00	Calamajue	2.00	0.06	1.94
Valles de Mexicali	700.00	735.00	-35.00	Agua Amarga	1.00	0.02	0.98
Maneadero	20.80	25.70	-4.90	La Bocana - Llanos San Pedro - Las Palmas	1.50	0.01	1.49
La Trinidad	23.00	30.00	-7.00	San Rafael - La Palma	1.00	0.01	0.99
Camalu	2.75	4.00	-1.25	El Progreso - El Barril	1.00	0.01	0.99
Col. Vicente Guerrero	19.52	21.42	-1.90	El Socorro	1.30	0.77	0.53
San Quintin	19.10	24.40	-5.30	Tijuana	17.80	17.80	0.00
San Simon	13.50	19.00	-5.50	Tecate	6.00	6.00	0.00
Real del Castillo	6.00	9.00	-3.00	El Descanso	0.40	0.35	0.05
Laguna Salada	15.35	14.00	1.35	Los Medanos	0.40	0.35	0.05
Bahia de San Luis G.	0.50	0.30	0.20	Las Palmas	6.50	6.50	0.00
Bahia de Los Angeles	0.50	0.11	0.39	La Mision	7.00	6.80	0.20
Villa Jesus Maria	1.50	0.78	0.72	Guadalupe	18.00	18.00	0.00
Llanos del Berrendo	2.00	0.11	1.89	Ensenada	3.50	3.60	-0.10
Jamau	2.50	0.01	2.49	Santo Tomas	7.10	7.00	0.10
San Fernando - San Agustin	3.50	1.04	2.46	San Vicente	8.00	7.50	0.50
Santa Catarina	1.50	0.01	1.49	Canon de La Caletura	3.50	3.50	0.00
Punta Canoas - San Jose	1.03	0.02	1.01	San Rafael	7.00	7.00	0.00
Lag. Chapala - Las Palomas	1.00	0.02	0.98	San Telmo	6.00	6.00	0.00
La Bachata - Santa Rosaliita	1.50	0.11	1.39	San Felipe - Punta Estrella	6.00	6.00	0.00
Nuevo Rosarito	1.50	0.49	1.01	Valle Chico - San Pedro M.	12.00	12.00	0.00
El Chinero	0.50	0.25	0.25	El Rosario	3.00	3.00	0.00
Matomi - Puertecitos	0.50	0.01	0.49	La Rumorosa - Tecate	0.10	0.10	0.00
El Huerfanito	0.50	0.01	0.49	Rosarito	1.40	1.60	-0.20

3.7 総括

「広域予備調査」によって得られた成果を以下に考察する。

3.7.1 インドネシア国東部地域

流域面積の狭い多くの地域では、雨期と乾期の潜在的水量の差が大きく、乾期には河川水が伏流することから、地下ダム建設による効果が期待できる。ただ、このような地域であっても、年間降雨量が 1,000mm を越えるなど涵養量は恵まれており、地下ダム建設に至るまでもなく、河川からの取水・配水、深層地下水の開発によって、大部分の地域は必要水量を満たすことができる。

比較的流域面積の広い地域では、中流域に農地と農業用水路のネットワークを整備することで、結果的に表流水の地下浸透が推進されることもある。水の流出が遅れるため、大地が潤され、下流域における地下水利用を安定化させることもできる。

現時点で地下ダム開発が時期尚早であっても、将来の水需要増大、需要喚起に備えて、地下ダム適地を把握しておくことは重要である。調査により適地に選定された地区は、地理的特徴の観点のみで言及すれば条件は良好である。ただ、地下ダム開発計画の具体化に向けては、地域社会の合意形成のもと、広域の開発構想と水需要を明らかにする必要がある。

3.7.2 メキシコ国北西部地域

年間降雨量が 100mm～200mm と少ない上に、降雨量を大幅に上回る蒸発散位があるため、節水と同時に水の露出を極力抑えることが重要である。前節において、排水の再利用、海水の淡水化、水路のパイプライン化、点滴灌漑など節水農法の導入など、様々な対策を紹介した。これらの対策を広域に波及させることが優先課題である。

この地域は、適切な水資源管理を怠ると、純粋な水不足だけでなく、「塩害」という土地の劣化を招く。既に塩害が発生している地域では、農業を再開するには、大量の水を使って塩類を洗い流す「リーチング」が必要である。塩害が発生しない地域であっても、その防止対策として水はけを良くしておく必要がある。

用水・排水をより計画的に行うためには安定的な水源確保が必要であり、その1つの手段として地下ダム建設が想定される。地下ダム開発に期待されるのは、経年変動の大きい降雨量と、それに伴う涵養量の経年変動を和らげることにある。地理的特徴の観点で適地とされるのは沿岸部の「溺れ谷」であることから、「塩水浸入阻止」の機能を付加した地下ダムが有効である。

第4章 現地検討調査（Site Survey）

本章では、広域予備調査により選定された「地下ダム開発適地」を対象とした調査の手法を提案している。さらに、モデル地区で行った調査に基づいて、具体的に「地下ダム建設効果の評価」及び「地下ダム運用計画」を検討している。

4.1 検討事項

「広域予備調査」により「地下ダム適地」に選定された地域を対象とした調査である。ここでは、M/P 策定に必要な情報を整備する。「2. 6. 1 水資源開発の流れ」を参照しながら、検討事項を整理する。

(1) 水源の位置

貯水量と締め切り効率を考慮して地下ダム軸を決定する。必要であれば、補助水源も提案する。

(2) 施設の検討

堤体建設の工法で実施可能なもの、その施工限界深度を明らかにする。堤体を概略設計し、堤高、堤長など諸元を決定する。堤体の他に、井戸や水路など取水、配水に必要な施設を提案する。各施設の整備水準についても検討する。各施設とも、数量の誤差が20～25%以内に収まるよう調査精度を設定する。

(3) 開発可能水量

一定量を連続して取水することを前提として、1日あたりの開発可能水量を算定する。誤差は20～25%以内に抑えるのが望ましい。

(4) 供給・配分方法

開発可能水量から、供給可能な範囲を概略定める。水供給による効果、とりわけ農業の生産性向上効果を見積もる。

(5) 事業費

一連の事業実施に要する費用を見積もる。

(6) 環境変化

堤体の設置、受益地への配水による水環境の変化を予測する。

4.2 調査の流れ

前項に示した検討事項を踏まえ、必要な調査項目を列挙する。

4.2.1 地形・地質調査

対象流域の地形、水理基盤、帯水層の分布と特性を把握することが目的である。これにより、前項の「(1) 水源の位置」を決定することができる。さらに、後述する「水理解析」に必要な情報を入手する。必要な情報は以下のとおり。

- 流域全体の地形
- 帯水層
層序、有効空隙率、透水係数
- 水理基盤
帯水層分布域の水理基盤の地質、形状（等高線）、透水係数

調査項目は以下のとおり。

(1) 地形調査

地形図の収集、帯水層分布域周辺の測量・地形図作成（縮尺 1:5,000 程度）。

(2) 物理探査

電気探査、弾性波探査の実施。帯水層分布域の水理基盤の形状（等高線）を推定することが目的である。水理基盤と帯水層の地質の組み合わせを考慮して有効な探査手法を選択する。調査精度には多くを望めないため、ダムサイトの決定に重点を置いて、探査範囲を絞り込んだ方がよい。

(3) ボーリング調査

コアボーリング、現場透水試験、揚水試験、土質試験など。水理基盤の深度確認、帯水層及び水理基盤の透水性把握を目的とする。コアボーリング後の各種試験結果に過度に頼らず、コア観察を重視する。透水係数や有効空隙率に関しては、コア観察から経験的に多くのことが分かる。

4.2.2 気象・水文調査

対象流域の水循環を把握することが目的である。これにより、後述の「水理解析」に必要な情報を入手する。調査項目は以下のとおり。

(1) 気象調査

流域内またはその近傍にある既設の観測所の気象データを収集する。日降雨量データに加えて、蒸発散量の推定に用いる計器蒸発量、日照時間、気温、湿度の各データも収集する。過去 10 年分以上収集するのが望ましい。流域内に観測所がなければ、雨

量観測計器を設置し、少なくとも1年以上観測を続ける。

(2) 表流水流量調査

河川など表流水の流量観測データを収集する。必要があれば観測機器を設置して観測を続ける。気象調査と同様に、既設の観測所は過去10年以上、新設の観測機器は1年以上のデータ収集が望ましい。

(3) 地下水位観測

地下水位の平面分布とその変動状況を把握する。年間変動と経年的変化を理解する必要がある。ボーリング孔を地下水位観測に活用する。可能な限り多くのボーリング孔において、1日1データ以上を収集する。少なくとも、1年以上観測を続けるべきである。労力や調査予算に限りがあるならば、観測孔を減らし、年に数回の地下水位一斉測水により、地下水位平面分布の季節変化を把握する。

(4) 地下水利用量調査

対象となる帯水層において地下水揚水が行われているならば、揚水量に関する資料を収集する。データは月別の集計で十分である。揚水量測定データがなければ、利用者から用途と規模（灌漑面積や受益者数など）を聴き取り、揚水量を推定する。

(5) 水質調査

塩水化など水質問題がある場合は、水質分布を把握する必要がある。地下水の電気伝導度測定は簡便な方法で水質を把握することができる。ボーリング孔などを利用すれば、平面分布のみならず垂直方向の変化も理解できる。必要があれば、補足的にサンプルの成分分析を行う。

4. 2. 3 水理解析

「地形・地質調査」及び「気象・水文調査」で得られた情報をもとに、流域の水循環の法則をデジタル表現し、定量化することが目的である。この定量化された解析モデルに基づいて、地下ダム建設による影響など、水循環の将来予測を行う。これにより、前項の「(3) 開発可能水量」と「(6) 環境変化」を提示することができる。

(1) 基本方針

この調査の趣旨は、直接計測することができない「流量」とその時間変化の傾向を解析することである。解析モデルは、基本的に、流域の大地に涵養される水量とそこから取水される水量を入力して、「流量」や「地下水位」が出力される構造となる。ここで出力される計算値と「気象・水文調査」で得られた観測値が大きく矛盾しないことが重要である。

一方で、解析モデルは単純である方が、より長期間でより広域の解析が可能となり、また計算時間やそれに伴う調査経費を節約することもできる。事業計画策定で鍵を握る要素は、「流量」の時間変化である。モデルの単純化を図るには、検証作業では、計算値と観測値の近似性よりも、むしろそれらの変化率の類似性を重視するべきである。

検証作業を通じて、「地形・地質調査」や「水文・気象観測調査」で必要とされるデータの精度・頻度・数量を考察することもできる。項目によっては、データの多さや緻密さが解析精度にほとんど影響を与えない場合や、逆に、決定的にデータの量または緻密さが欠けている項目（またはある場所）を見出すこともある。

解析モデル単純化の一環として、流域内の大雑把な水循環を掴む「水収支解析」と、帯水層分布域における水の流動に焦点を当てた「地下水流動解析」の2段階に解析作業を分けることとする。

(2) 水収支解析

概略水循環を再現する数値モデル（連結タンクモデル）を構築する。これにより、地下ダム貯留域へ流入する水量およびそこから流出する流量を時系列的に算出する。概略の流れは、以下のとおり。

- 1) 流域を幾つかの小流域（ブロック）に分割する。各ブロックにつき地表から地下への浸透を表す「垂直浸透タンク」と地下水流動を表す「側方流動タンク」を設定する。
- 2) 地形・地質調査結果に基づいて、解析パラメータを設定、方程式の基本構造を構築する。
- 3) 方程式に基づき、降雨量及び取水量を入力し、ブロックごとの流入量と流出量（帯水層分布域については地下水位も加えて）を時系列的に算出する。

表 4.2.1 連結タンクモデルの概要

	垂直浸透タンク	側方流動タンク
モデルの内容	地表から地下水への下方浸透	地表系からの浸透による地下水面の形成 地下水の側方流動（他ブロックとの連結）
流動の基本式	$V = c * s * h$ V：浸透量 c：浸透定数（流出率） s：貯留率 h：タンク貯留高	$Q = K_0 * S * (H_u - H_d) / L$ Q：地下水の側方流動量 K ₀ ：帯水層の飽和透水係数 S：平均通水断面積 H _u －H _d ：上下流タンク間水位差 L：タンク間の距離
モデルのパラメータ	地表流出、蒸発散、透水係数、土壌及び不飽和帯の厚さ	透水係数、基盤の形態、貯留率（有効間隙率）
入力	降水量	地表系の垂直浸透タンクからの地下水付加量
出力	地下水面への地下水付加量	地下水位、地下水流量、地下水貯留量

- 4) 計算値と河川流量・地下水位の観測値を比較する。
- 5) 計算値と観測値が近づくように、蒸発散量及び帯水層に関する（確度の低い）パラメータを調整し、再計算する。

(3) 地下水流動解析

想定地下ダムサイトを含む帯水層分布域の地下水位平面分布及びその変動を再現する数値モデル（3次元差分モデル）を構築する。塩水化の問題がある地域においては、塩分濃度変化を表現できる機能をモデルに付加する。概略の流れは、以下のとおり。

- 1) 対象領域の平面を適当な大きさの正方形グリッドに分割する。各グリッドは、透水性の異なる複数の層により構成される。
- 2) 地形・地質調査結果に基づいて、地形及び帯水層基底部の標高をデジタル化し、方程式の基本構造を構築する。解析パラメータは、連結タンクモデルで用いたパラメータと矛盾しない数値を採用する。
- 3) 連結タンクモデルにより算出された（帯水層分布域への）流入量を入力データとし、各グリッドの地下水位を計算する。塩水化の問題がある地域においては、塩分濃度を計算する。
- 4) 計算値と観測値を比較する。
- 5) 計算値と観測値が近づくように、帯水層に関するパラメータを調整し、再計算する。

(4) 予測計算

上記地下水流動モデル（3次元差分モデル）を用いて、地下ダムを建設した場合の水環境の変化を予測する。

- 1) 堤体を設置する部分の透水係数を小さく設定して、計算する。必要があれば、透水係数について複数パターン設定して計算を試行する。
- 2) 地下ダム貯留域において、一定量の取水を行うと仮定し、その取水可能な水量を計算する。

(5) 地下ダム運用計画の検討

地下ダム建設の効果を最大限発揮させるための運用計画を検討する。具体的には、無効放流を可能な限り減らす対策であり、検討項目として以下のものがあげられる。

- 1) 地下ダム貯留域への涵養量の調整
- 2) 地下水揚水の年間計画
- 3) 取水位置、取水量（ $\text{m}^3/\text{日/カ所}$ ）

4. 2. 4 地下ダム開発の可能性検討

堤体、取水施設、配水施設等「施設の建設技術」と「開発可能水量」を総合的に考慮し、現実的な施設建設計画と水利用計画を検討する。これにより、前項の「(2) 施設

の検討」、「(4) 供給・配分方法」及び「(5) 事業費」を明らかにすることができる。なお、堤体の施工技術については、施工限界深度の関係もあることから、「広域予備調査」の時点で把握しておく必要がある。

(1) 施工技術調査

堤体、取水施設、配水施設等「施設の建設技術」を把握する。これにより、以下の点を認識する。

- 堤体、取水施設の施工限界深度
- 配水先の限界（標高差など位置関係）
- 受益者による施設の運営・管理の実行可能性

(2) 農業農村改善計画の検討

「開発可能水量」を踏まえて、配水可能な範囲を明らかにする。想定範囲の土地利用・作付け計画を検討する。現実的で持続的な計画とするため、以下の調査を実施する。

1) 営農現況調査

農家戸数・規模、作付け体系、収入

2) 土地利用調査

作物別面積、（季節別）土地利用図作成

3) 水利用調査

水源別利用量（用途別、季節別）

4) 要望調査

アンケートにより農家の意向を確認

5) 農業農村開発基本計画の策定

以下の点を考慮して計画を策定する。

- 水利用とかんがい施設の維持管理
かんがい施設の運用と維持管理を効率的かつ民主的に行うため、水管理組合の設立を計画する。既に同様の組織が存在する場合は、配水計画にあわせて組織を再編成する。
- 地力維持と作物収量の安定化
養分循環の持続性、地力維持の観点で無理のない計画とするため、農業・牧畜（畜力や家畜糞尿の利用）・植林（アグロフォレストリー）・漁業が相互に連携・補完しあえるような関係を検討する。
- 普及、農民支援体制の整備
地力維持対策を考慮しつつ、換金作物も含めできる限り多様な作物を導入し土地利用率の向上を図る。こうした農民の取り組みを支援し、また地域全体が一貫した取り組みを進めていくため、農業生産組合を設立する。
- 流通・販売体制の整備
農産物加工の推進、集出荷体制の効率化を検討する。市場、消費地は近いのが望

ましい。

(3) 事業計画の策定

以上をすべて考慮して、必要な施設整備計画を検討し、全体事業計画を策定する。その上で、「概略工事費」を見積もる。

表 4.2.2 現地検討調査の流れ

検討事項	調査内容	資料の入手方法
水源の位置	地形・地質調査	
	①地形調査 既存地形図収集、帯水層分布域の地形図（縮尺 1:5,000）作成	政府の地理情報管理部局発行・監修の地形図を購入
	②物理探査 水理基盤形状	専門機関・業者への発注 ● 地形図作成
	③ボーリング調査 水理基盤形状、帯水層と水理基盤の透水性	● 物理探査 ● ボーリング調査
環境変化	気象・水文調査	
	①気象調査 日降雨量、蒸発量、気温、湿度のデータ収集、雨量観測	政府の地理情報管理部局発行の統計書を購入 政府の水資源管理部局作成の報告書入手 気象観測所からデータ入手 聴き取り調査 新規に観測施設・計器を設置
	②表流水流量調査 データ収集、河川流量観測	● 日降雨量観測
	③地下水位観測 連続観測、一斉測水	● 地下水位観測 等
開発可能水量	④地下水利用量調査	
	⑤水質調査 電気伝導度測定など	
	水理解析	専門機関・業者への発注
	①水収支解析 連結タンクモデルによる概略水収支計算	
供給・配分方法	②地下水流動解析 3次元差分モデルによる水理現況の再現	
	③予測計算 環境変化、開発可能水量	
	④地下ダム運用計画の検討	
	地下ダム開発の可能性検討	政府及び地方行政機関発行・監修の統計書、報告書、図面、資料を購入、入手 聴き取り調査
施設の検討 事業費	①施工技術調査	
	②農業農村改善計画の検討 配水先の開発計画策定	
	③事業計画の策定	
	施設整備、全体事業計画	

4.3 インドネシア国ケテス地区調査事例

4.3.1 調査地区の選定

「広域予備調査」により選定された6地区の地下ダム適地の中で、インドネシア国政府研究機関の「水資源研究所」によってグラウト試験が実施されるなど、水文・地質に関するデータが最も豊富な「バリ島ケテス地区」を調査対象地区とした。ケテス地区は、バリ島東部のケテス（Ketes）川流域である。流域全体が、バリ州 Karangasem 県 Bunutan 村に属する。

図 4.3.1 調査対象地区位置図



海岸よりケテス川流域を望む



ケテス川下流域の全景

4.3.2 調査地区の概況

「広域予備調査」で明らかになったことを以下に示す。

(1) 気象

バリ島の気候は、一年を雨期と乾期に区分され、北西モンスーンの影響を受ける 11 月から 4 月までが雨期に当たり、南東モンスーンが吹き始める 5 月から 10 月までが乾期となる。同じ島の中でも、年間降水量は 1,000～3,000mm と場所によってばらつきがあり、「ケテス地区」を含むバリ島北東部は、島の中でも最も降水量の少ない地域である。

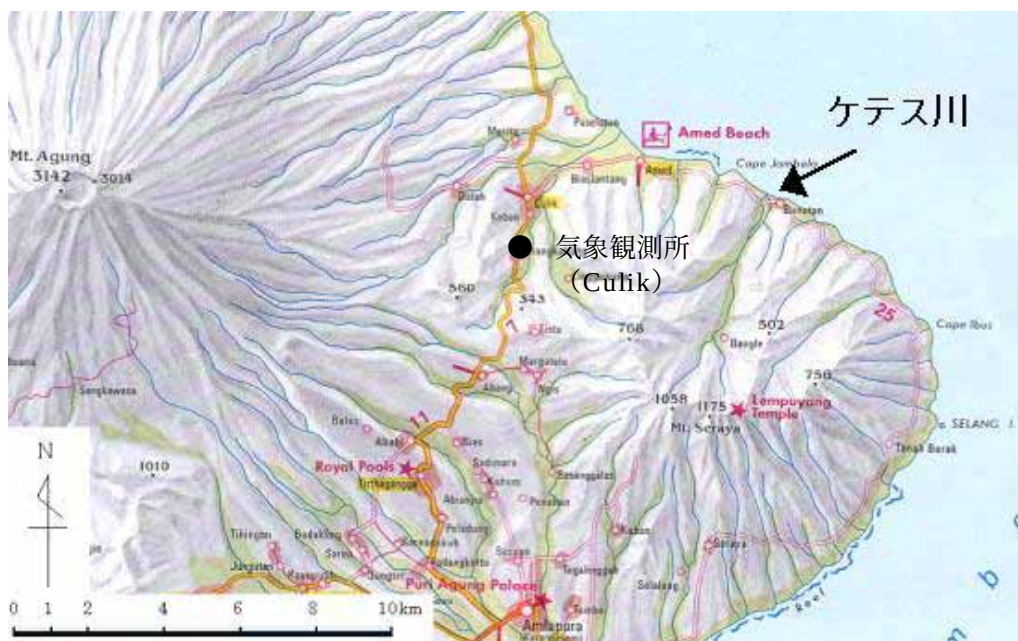
気温は年間を通してほぼ一定で、一年の最低平均気温は 22℃程度、最高平均気温は 34℃程度、平均湿度は約 77～86%である。

(2) 地形・地質

島の脊梁山脈から北へ流れる川は、流長が 5～10km と短く、乾期には涸れ川となる。ケテス川流域は、島の北東部の中で最も深く開析の進んだ谷で、沖積扇状地が発達している。

付近には、標高 3,142m の Agung 山と標高 1,211m の Seraya 山がある。両者とも第四紀火山で、両者を結ぶ線がバリ島を南北に分ける分水嶺となっている。Seraya 山はケテス川流域の最上流部に位置する。一帯は、両火山の噴出物（溶岩、火山灰）で厚く覆われている。沖積扇状地は、河口から約 2km 上流までの間で発達する。谷幅は海に向かって徐々に広がっているが、海岸においても約 700m 程度である。

図 4.3.2 バリ島東部の水系図



(3) 水環境

沖積扇状地には谷を埋める形で河床堆積物層が分布しており、有力な帯水層をなしている。雨期には、この帯水層が地下水でほぼ飽和されている状態になり、あふれた地下水が河川に流出することが度々あるが、乾期に入るとその地下水位は徐々に低下し、河川の水は涸れる。海岸から約 4km 上流の地点に、年中涸れない湧水地がある。

想定地下ダムサイトは、海岸から約 2km 上流の扇状地上部周辺である。

図 4.3.3 調査地区地形図（ケテス川流域）



4.3.3 地形・地質調査

(1) 地形調査

ケテス川流域全体をカバーする地形図としては、縮尺[1:10,000]のものが従来から存在する。等高線間隔は25mである。

本調査では、河口から3km以内の範囲を対象に、新たに地形図[1:5,000]を作成した。等高線の間隔は2mであり、微妙な河床地形も表現できた。

(2) 電気探査

海岸から 2km 前後のところで電気探査を実施した。この周辺は、扇状地の上部に位置し、谷幅が下流に向けてエプロン状に広がる地域である。ここで、水資源研究所が 1991 年から 1993 年にかけてグラウト試験を兼ねたボーリング調査を 3 本行っており、沖積層の厚さが 30m に及ぶことが確認されている。

電気探査は河川と平行な方向に 600m、直交する方向に約 300m のエリアをカバーするよう測線を設定して実施した。ここでは、地表に電極を設置して地盤中に人工的な電流を流して地下の比抵抗分布を推定する方法（二極法 Schlumberger 配置）を用いて、地下（60m 以浅）を構成する地質の推定を試みた。測定点は全部で 60 箇所にとぼる。

この探査により、大まかな傾向として 3 層構造が認められた。これは、500-5,000 Ω -m 及び 100-10,000 Ω -m の 2 つの高比抵抗層に 50-500 Ω -m の低比抵抗層が挟まっていることから推定できる。この低比抵抗層は、従前のボーリング調査で確認された強風化火山岩類の存在と調和的で、火山岩類の表層部に相当することが推定された。以上のことから、上位から帯水層である河床堆積物、強風化火山岩類、堅固な火山岩類の順に層構造をなしていることが分かった。

(3) ボーリング調査

電気探査測線のうち 1 本を仮の地下ダムサイトと想定し、より正確な地質構造と水理特性を確認するため、表 3.3.1 のとおりボーリング調査を実施した。

(a) 掘削

4 箇所（JB-1～JB-4）でコアボーリングを、2 箇所（JW-1 及び JW-2）ではノンコアボーリングを実施し、掘削後揚水試験を行った。掘り上がったコアの観察結果を以下に示す。

表 4.3.1 ボーリング調査の概要

番号	位 置	深 度	口 径	備考
JB-1	ダム下流	40m	86mm	水位観測孔
JB-2	ダム軸右	25m	86mm	水位観測孔
JB-3	ダム軸左	25m	86mm	水位観測孔
JB-4	ダム上流	35m	86mm	水位観測孔
JW-1	ダム上流	35m	150mm	水位観測孔（揚水試験孔）
JW-2	ダム下流	30m	200mm	水位観測孔（揚水試験孔）

いずれの地点も、上位から河床堆積物（または崩壊性堆積物：崖錘）、火山角礫岩、堅固な火山岩へと遷移的に変化しているが、明瞭な層相変化を見出すのは難しい。その1つの要因として、河床堆積物を構成している礫が火山岩であることが挙げられる。

基盤としている火山岩類も、堅固な部分と角礫の部分に分けられる。角礫の部分は砂などのマトリックスが含まれたり、風化を受けたりしており、河床堆積物と区別することを難しくしている。

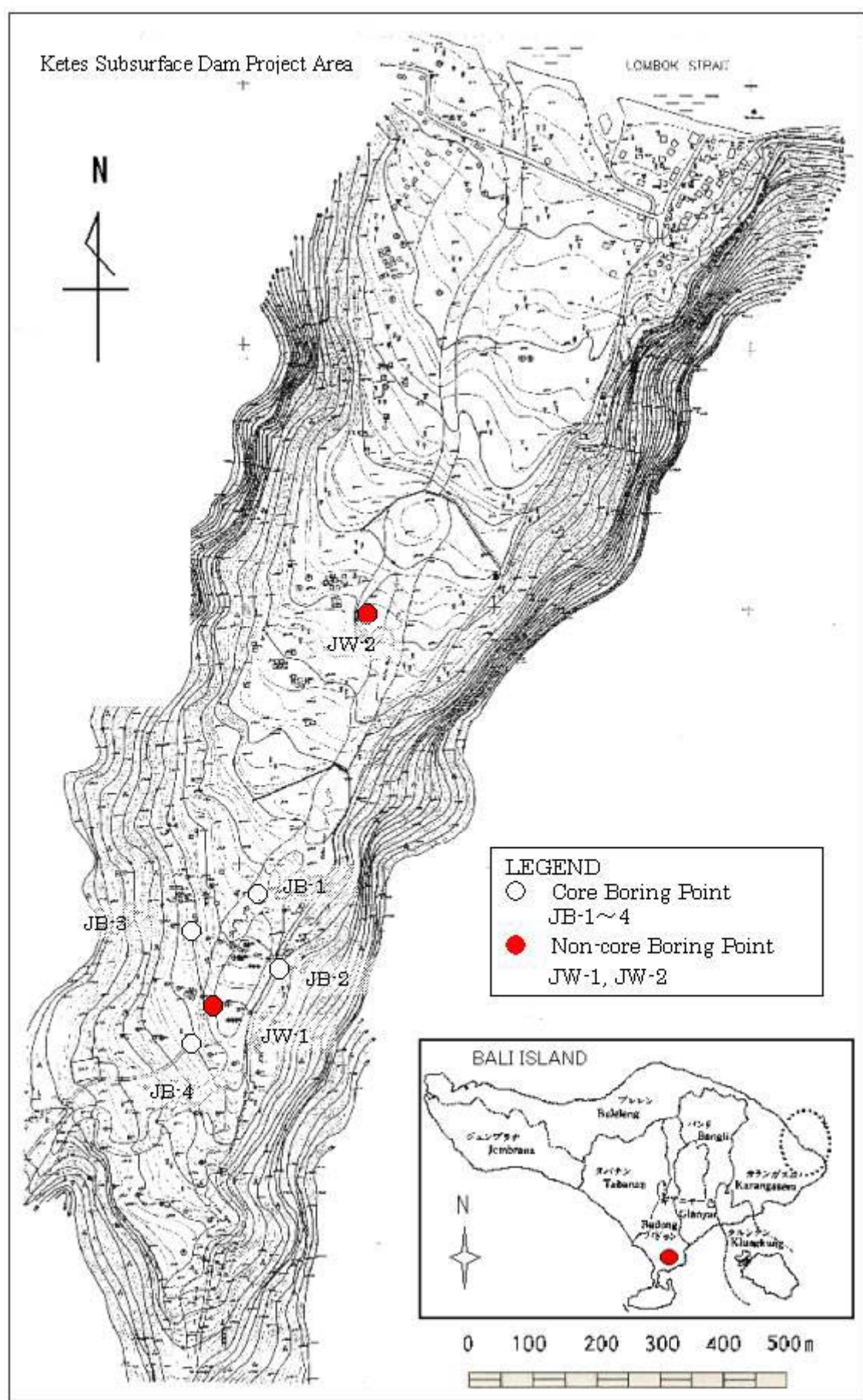
一方、掘削後の孔壁の安定性が、ある深度を境にして明確に増すことが分かった。孔壁が不安定な部分が河床堆積物で、安定している部分が火山岩類と見なすことができる。両者の成り立ちと照らし合わせても整合している。

想定地下ダム軸は、JB-2 と JB-3 を結ぶ線上である。その両ボーリング地点の中間、すなわち谷の中央部において、水資源研究所がボーリング調査（GT-1：グラウト試験を兼ねる）を実施しており、沖積層が約 30m に及ぶことを確認している。この結果は JB-1 と類似している。それに対して、谷の中央部から 50～75m離れた JB-2、JB-3 では、深度 15m前後で下位の火山岩類に到達している。このことを考慮すると、基盤の形状が U 字谷というよりは V 字谷に近いことが分かる。

JW-1 及び JB-4 は、谷の中央部で、しかも JB-1 のわずか 200～300m上流に位置するにもかかわらず、基盤までの到達深度が JB-1 に比べて 15mも浅い。このことは、基盤の上下流方向の傾斜が地表の傾斜に比べて急であることを示している。

JB-3 は、火山岩類の上位の堆積物が粘土混じり礫岩であることから、崖錘分布域であることが分かる。

図 4.3.4 ボーリング調査位置図



以上により、想定地下ダム貯留層の体積を求める。ここでは河床堆積物のみを貯水層として期待する。谷の形状を考慮すれば、その体積は約 50 万 m^3 で、有効空隙率が 10～20% 程度とすれば、期待できる貯水量は 5～10 万 m^3 程度と推定される。

JW-2 では、沖積層の厚さを確認し、ボーリング掘削後の地下水位観測により年間の地下水位変動を把握することを目的として、ボーリング調査を実施した。ノンコアボーリングにより、掘削の最深部が海水準を下回らないよう、掘削深度を 30m とした。掘削区間はすべて河床堆積物で、基盤には到達しなかった。

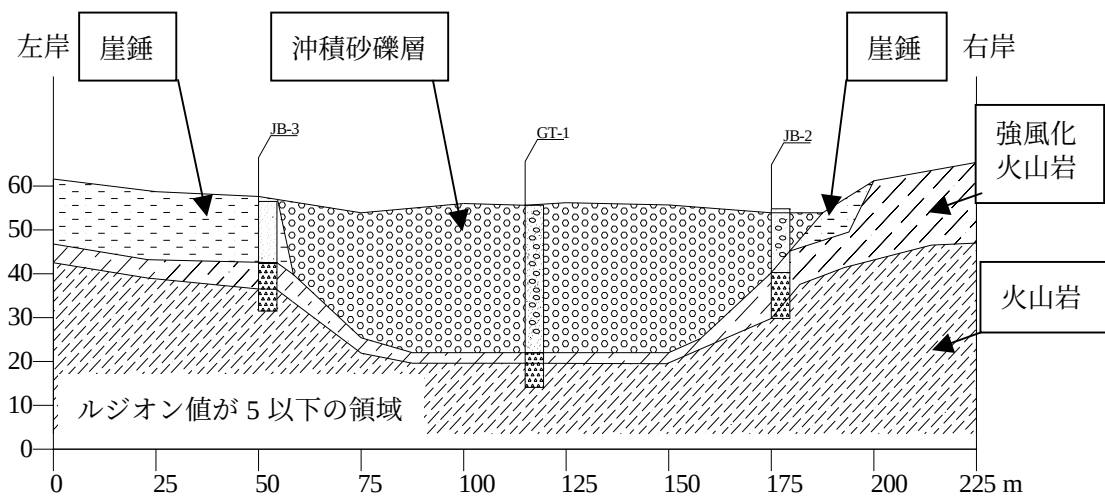
(b) 現場透水試験

すべてのボーリング孔で現場透水試験を実施した。原則として、帯水層では定水位透水試験を、基盤岩ではルジオンテストを行った。帯水層と基盤岩の境界については、孔壁の安定性から判断していることは先述したとおりである。すなわち、河床堆積物及び崖錘の部分を定水位透水試験で、火山岩類の部分をルジオンテストで透水性を評価した。

河床堆積物は、透水係数が $10^{-2} \sim 5 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ と高透水性を示す。JB-3 で見られる崖錘は、透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{cm/sec}$ と河床堆積物に比べて透水性が低い。このことは、ボーリング調査におけるコア観察で確認した粘土質傾向とも整合している。

火山岩類も上部では 40～80Lu（透水係数 $10^{-3} \sim 5 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ ）と高透水性を示している。概して下位の堅固な部分は、透水性が低くなり、JB-1 の 35m 以深では、5Lu 以下（透水係数 $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 程度）の岩盤が認められる。

図 4.3.5 想定地下ダム軸における地質断面図



4.3.4 気象・水文調査

(1) 気象調査

ケテス地区の 7km 西に Culik 気象観測所がある。収集データは以下のとおり。

- 1990 年から 10 年間の日降雨量
- 1995 年から 5 年間の月別気温（最低、最高、平均）

表 4.3.2 Culik 気象観測所の月別降雨量 (単位：mm)

年/月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計
1990	427	195	425	183	235	89	53	71	68	92	7	327	2,172
1991	567	545	57	217	9	5	121	1	7	1	77	183	1,790
1992	243	755	165	417	25	8	55	23	95	187	220	201	2,394
1993	349	641	157	74	63	141	10	55	16	181	80	234	2,001
1994	353	272	563	266	45	2	15	1	1	1	44	326	1,889
1995	217	483	379	371	75	112	35	3	37	125	237	364	2,438
1996	371	415	284	53	31	7	5	66	8	361	127	314	2,042
1997	460	507	50	79	98	33	166	70	0	4	98	148	1,713
1998	456	231	218	194	151	74	113	118	275	181	156	300	2,467
1999	557	589	545	378	34	20	55	68	15	229	95	281	2,866

Culik は、年間平均降雨量が 2,000mm を越える。ケテス地区の西隣の流域にあるものの、Agung 山 (3,142m) と Seraya 山 (1,175m) の両火山に挟まれた標高 500m に満たない峠の近くにあるため、峠を隔てたインド洋側の気候に影響を受けているものとする。年間の降雨パターンは、月平均 200mm～300mm の 1 月から 2 月がピークで、平均 50mm 以下の少雨月が 6 月から 9 月まで続く。雨期と乾期の明瞭な境目はなく、日雨量や降雨頻度が漸移的に変わっていく。乾期でもしばしば雨が降る。

ケテス地区（ケテス川流域）内に雨量観測地点を 2 箇所設けた。1 箇所は Bangle 湧水地の近くに、残りの 1 箇所は、想定地下ダムサイトの近くにそれぞれ設置した。両者はわずか 2km しか離れていないが、山際と海岸に近いところでは降雨の傾向が異なると判断したため、あえて 2 箇所設置した。

気温は、年間を通じて一定しており、1 年の最低平均気温は 22℃程度、最高平均気温は 34℃程度、平均湿度は 77～86%の間を推移する。

(2) 表流水流量調査

年間を通じて常にまとまった表流水を観察することができるのは、海岸から約 4km 上流に位置する Bangle 周辺のみである。ここでは、河川のほかに山腹斜面から湧き出る水を集めて農業用に使う「集水路」がある。この水路に量水堰を設けて流量を測定した。観測は 1 年間続けた。

Bangle 湧水地は、ケテス川河川勾配の変換点にあたり、同時に Seraya 山山麓の崖錘堆積物分布域末端に位置する。流域の中で地表面と地下水位が最も接近する地点であり、良好な地下水貯留層として見込まれる背後の崖錘堆積物からの絶え間ない漏水により、地表水が涸れることがないものと考えられる。Bangle 湧水地付近での表流水の流量分は、河川水または伏流水の形で下流域に供給されている。

ケテス川の河川流量観測について、Bangle 湧水地の下流側 3 箇所で行った。表流水を観測できる日数は、上流の観測地点ほど多い。

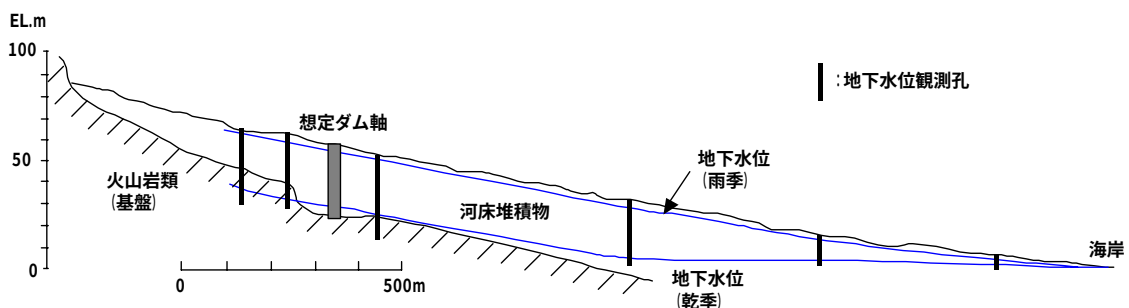
(3) 地下水位観測

ケテス川流域では、谷幅は狭いものの、海岸から約 2km 上流の所から扇状地が発達する。ここに河床堆積物層が分布し、有力な帯水層をなしている。雨期には、この帯水層が地下水でほぼ飽和されている状態になり、あふれた地下水が河川に流出しているものと考えられる。乾期に入るとその地下水位は徐々に低下し、その結果涸れ川となる。

帯水層は、厚さが最大で 30m を超える。地下水位は、海岸線近傍こそ年間を通して固定されている（標高 0m）ものの、上流に行くにつれて年間の地下水位変動幅（雨期と乾期の差）は大きくなる。こうした地下水位の動向を把握するため、ボーリング調査後の 6 本のボーリング孔を、地下水位観測孔として活用した。観測は、地元住民の一人に依頼し、1 日に 1 回手測りに行っている。

地下水位は、乾期の最終期（雨期の初期）にあたる 11 月に年間最低水位を記録する。場所によっては、地表下 30m まで低下する。年間で最も降雨量の多い 2 月から 3 月にかけては、地下水位が地表面近くまで上昇し、河川にあふれる。年間の地下水位変動のイメージを図 4.3.6 に示す。雨期から乾期にかけて地下水位が平行移動的に一斉に下がり、海水準近くに達したところで水位低下が止まるという構図が想像できる。2002 年の 11 月には、海岸から 1km（JW-2 周辺）上流まで、地下水位が海水準近くに低下することが分かる。

図 4.3.6 ケテス川下流域の縦断面図



4.3.5 水理解析

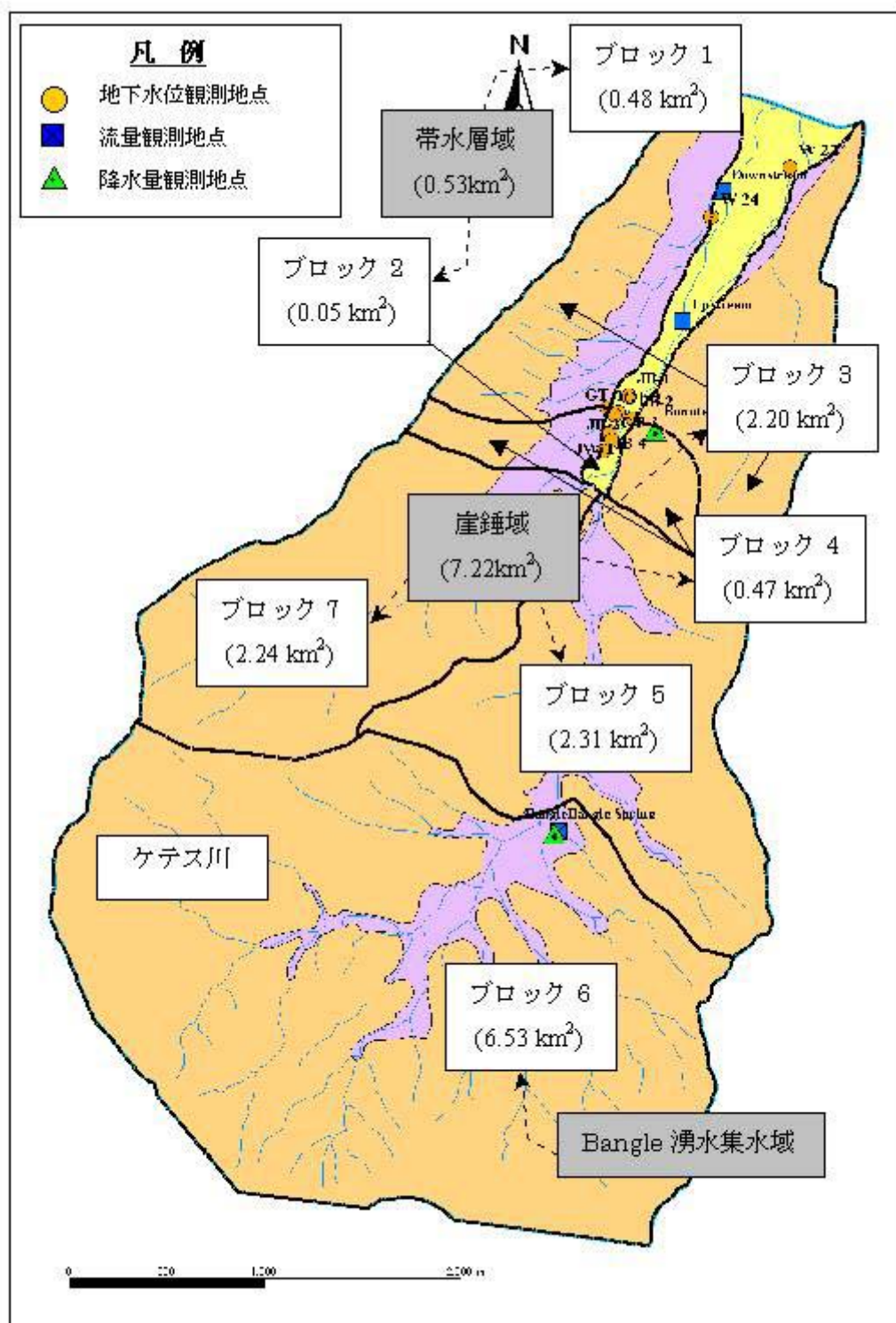
(1) 水収支解析

ケテス川流域の概略水循環を再現する数値モデル（連結タンクモデル）を構築する。

(a) 解析の流れ

- 1) 流域を7つのブロックに分割する（図 4.3.7）。各ブロックを1つのタンクと見なし、それぞれ地表・不飽和土・飽和土（帯水層）の3段構造とする。
- 2) 連結タンクモデル計算に用いる解析パラメータ（表面積、帯水層の底面標高、断面面積、隣接タンク間の距離、有効空隙率、飽和透水係数等）を設定する。
- 3) 蒸発散量を時系列的に推定・算出する。
- 4) 隣接するタンクの帯水層間はダルシー則の流動方程式により連結させる。
- 5) 降雨量及び取水量を入力し、ブロックごとの流入量、流出量、帯水層分布域の地下水位を時系列的に算出する。
- 6) 上記の計算値と河川流量・地下水位の実測値を比較する。
- 7) 計算値が実測値に近づくように、蒸発散量及び帯水層に関する（確度の低い）パラメータを調整する。再計算し、実測値との相関を検証する。

図 4.3.7 タンクモデルのブロック分割図



(b) モデル構築上の留意点

● バングレ湧水地における流出

海岸から約 4km 上流に位置する Bangle 湧水地周辺では、不透水性基盤の上に崖錘堆積物が覆っている。崖錘堆積物が降雨を貯留し、そこから流出する水量を調節するというイメージを表現できるようにする。

Bangle 湧水地では、地下水位が地表面と接していることにより地下水が湧出していると解釈されるが、年間を通じて湧水が涸れないことを考慮するならば、恒常的に一定の地下水深があるような条件を設定する必要がある。ここでは、便宜的に Bangle 湧水地で崖錘堆積物の分布が一旦途切れ、不透水性基盤が露出するような設定とした。つまり、湧水地の upstream 側の崖錘堆積物から出てくる地下水は、すべて地表に流出する。その流出した水は、downstream 側に分布する崖錘堆積物中に再び浸透するか、地表面を流れ下る。

崖錘域の面積や厚さは明らかではないが、湧水地における地下水湧出量と整合をとるために、モデルの検証の中で調整し算定する。基盤の火山岩類は、便宜的に不透水性岩盤として扱っている。すなわち、降雨は火山岩類には浸透せず、すべてその上を流れ下ることとする。

● 帯水層域への涵養

Bangle 湧水地から下流の帯水層域までの間は、河川に沿って崖錘域が連続するものとする。帯水層域、すなわち想定地下ダム貯留域に流入する水は、崖すい域から流出する地表水と地下水である。地表水は帯水層域の地表面に流れ込んだ後、一部地下浸透し、残りは表面流出する。地下水は、帯水層に直接流入する。崖錘域から流入した水のうち、地表から浸透したものと地下水として直接流入したものを加えた水が、帯水層域への「地下水涵養」となる。

● 帯水層域の地下水

帯水層域は、想定地下ダムサイトを挟んで2つのブロックに分割する。downstream ブロックの表面は、実際、ケテス川に沿って約 2km に及び、標高差は 50m になる。地下水位も地表面と同程度の勾配を持つ。この勾配に支配されて地下水は流動する。

海岸の地下水位は 0m で固定する。最終的には、海へ流出する。

图 4.3.8 水循環機構概念図

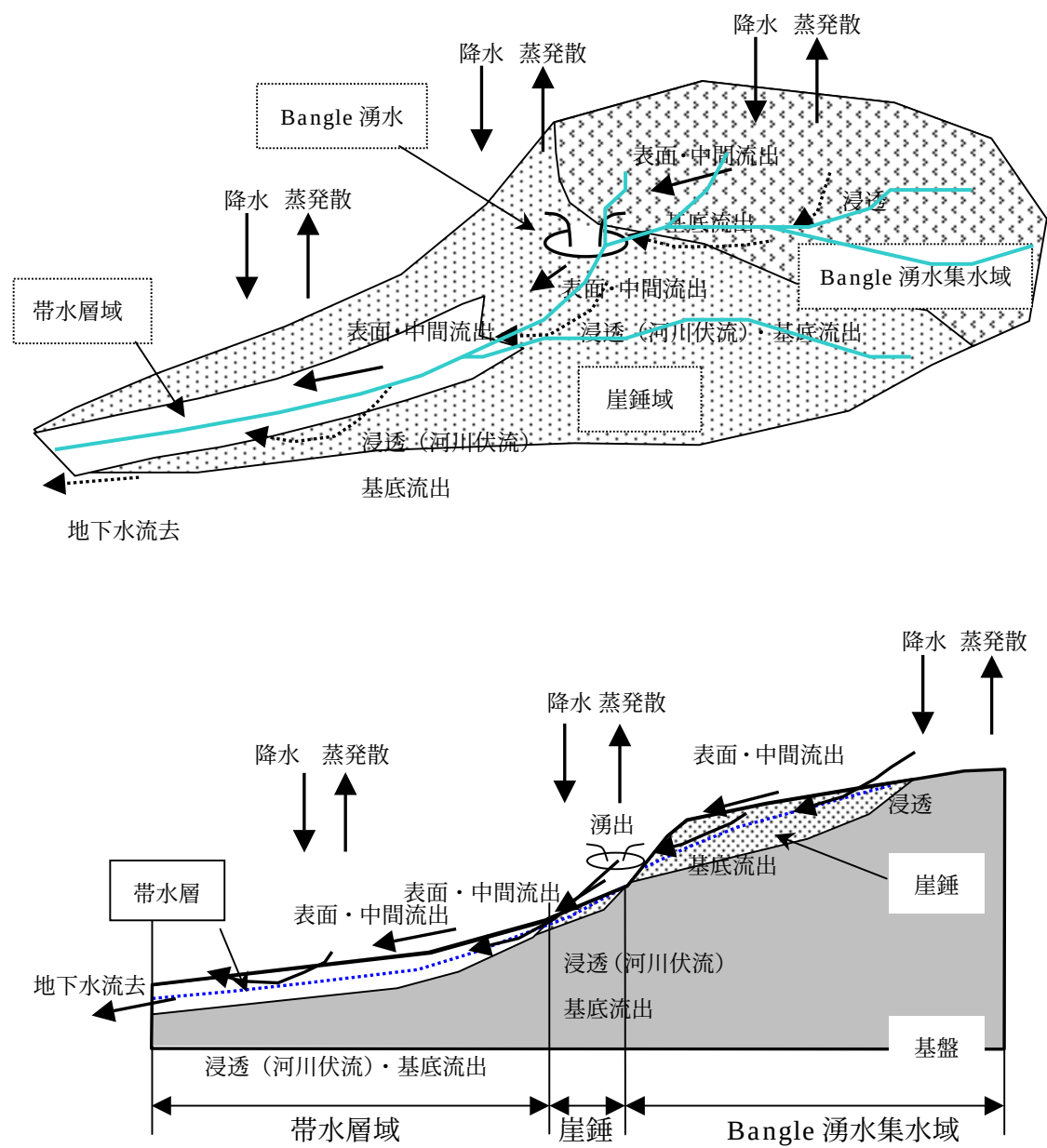


図 4.3.9 地下水流動量算定方法の概念図

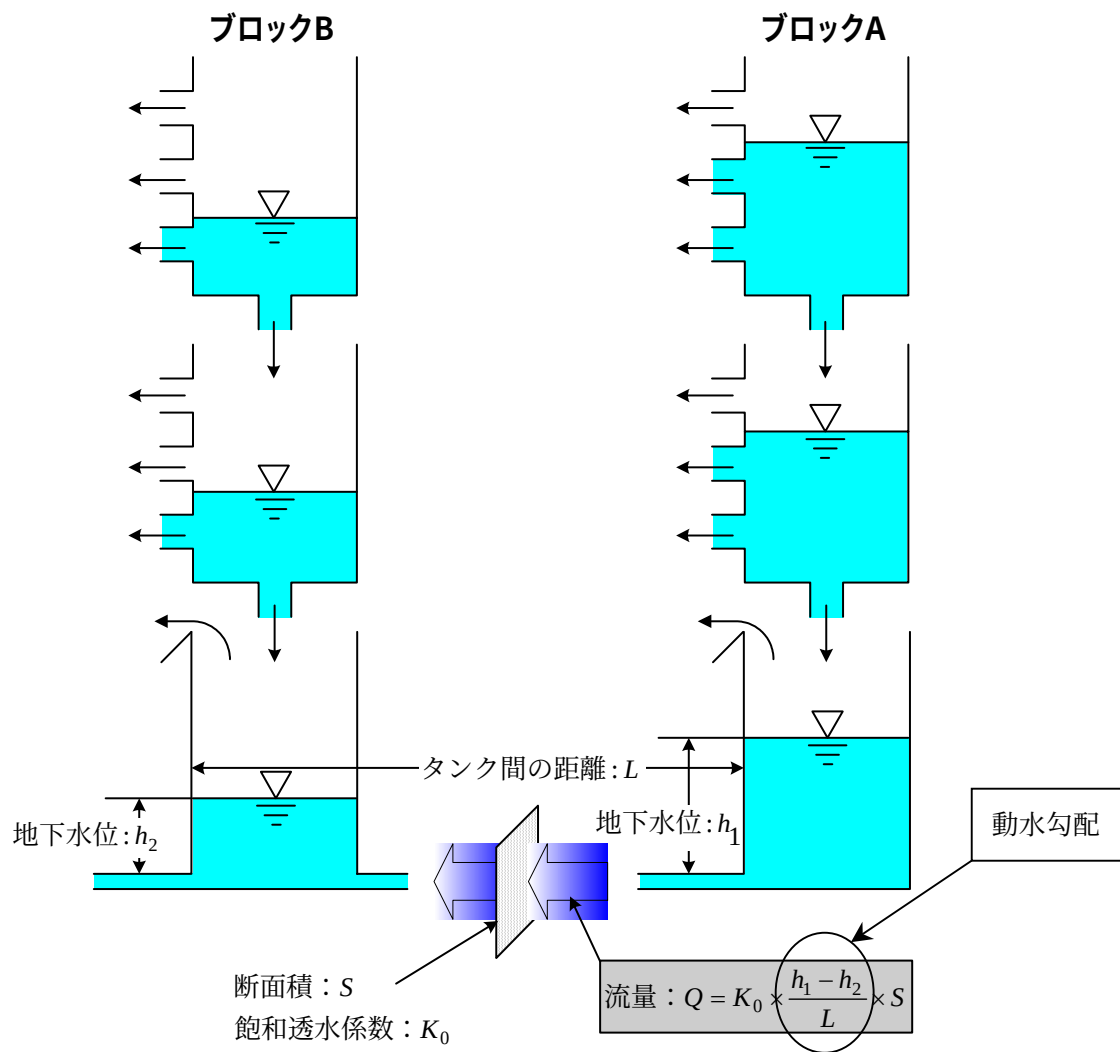
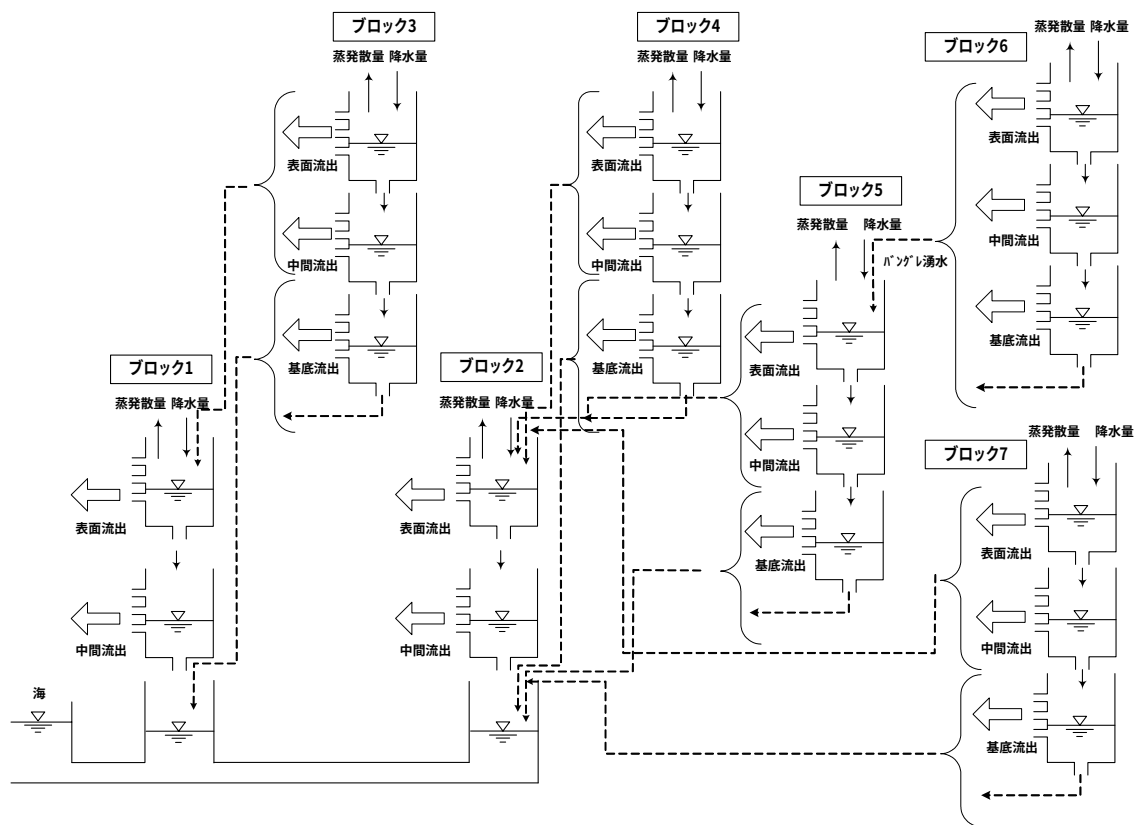


図 4.3.10 タンクモデル構造図



(c) モデルの構築・解析パラメータの整備

● 降雨量

調査地域近傍の Culic の日降雨量観測データを用いた。

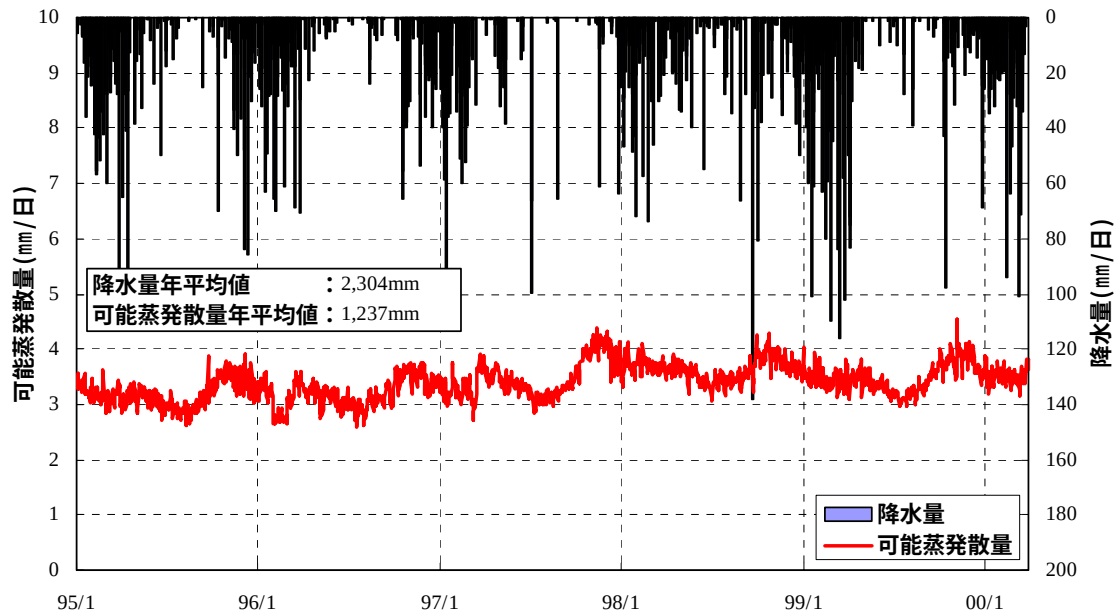
● 蒸発散量

Culic で観測された気温データをもとに、Hamon 式により可能蒸発散量を算定した。年間総蒸発散量は、平均で 1,300mm 程度となる。年間を通じて、日可能蒸発散量の大きな変動はないと想定される。

Hamon 式： $E_p = 0.14(N/12)^2 P_t$

E_p ：日可能蒸発散量 (mm/day)、 N ：日照時間 (hr)、 P_t ：日平均気温に対する飽和絶対湿度 (g/m^3)

図 4.3.11 解析に用いた降雨量及び蒸発散量データ



● 崖錘域のモデル化

Bangle 湧水地で観測している水量データは、全湧水量の一部に過ぎない。実際の湧水量は推定で求めざるを得ない。付近を流れる河川の流量を目測で判断すると、データ計測している水路の2～3倍の水が常時流れている。そこで、実際の流量を観測値の3～4倍と見なした。

流域内のすべての崖錘域が貯留機能を持ち、その結果崖錘域から流出する水量を算定できるように、同じブロックの2段目タンクから3段目タンクへの流出量を規定するパラメータを調整することとした。このパラメータは、集水面積に対する崖錘域面積の割合に比例するように設定した。算定式は、以下のとおり。

$$A' = A \times (S_2 \div S_1) \div 0.085$$

A'：2段目底穴パラメータ、A：同左Bangle湧水地の値（0.065）、S₂：崖錘域面積、S₁：当該集水面積

● 帯水層域のモデル化

図 4.3.9 に示したとおり、ブロック2とブロック1の帯水層タンクを連結させ、両者間はダルシーの法則にしたがって地下水が流れるものとした。解析に用いたパラメータを表 4.3.3 に示す。

飽和透水係数や有効空隙率は、層相から見て常識的な値を与えた。飽和透水係数、有効空隙率ともに、ブロック内で一様とする。隣接タンクとの距離は、地下水位の実測

値と計算値を比較検証する地点間を測ったものとする。ブロック2とブロック1の間の断面は、想定ダム軸上の断面図に基づいており、地下水位の上下によって面積が増減する設定となっている。

表 4.3.3 連結タンクモデル計算に用いたパラメーター一覧

ブロック名	隣接 タンク名	タンク標高 (m)		飽和透水 係数 (cm/sec)	有効 空隙 率	隣接タンク との距離 (m)	断面積 (m ²)
		底面	上面				
ブロック 1	海面	-30.0	10	1.0×10^{-2}	0.1	300	30,000
ブロック 2	ブロック 1	20.0	60	3.4×10^{-2}	0.1	1,500	水位によ って変化

(d) モデルの検証

● Bangle 湧水地の流量

図 4.3.12 に、実測値をもとに算出した推定値とタンクモデルの計算値を対比させる。わずか1年間の照合に過ぎないが、乾期は比較的よく符合している。雨期は大きな食い違いが見られる。ただし、実測による推定値も水路の流量に単純比例させて求めるなど、大雑把である。湧水地近傍の河川流量の増加率が、水路におけるそれと必ずしも連動せず、雨期には大幅に増加すると考えれば、整合がとれる。

図 4.3.12 バングレ湧水集水域の湧水量計算結果

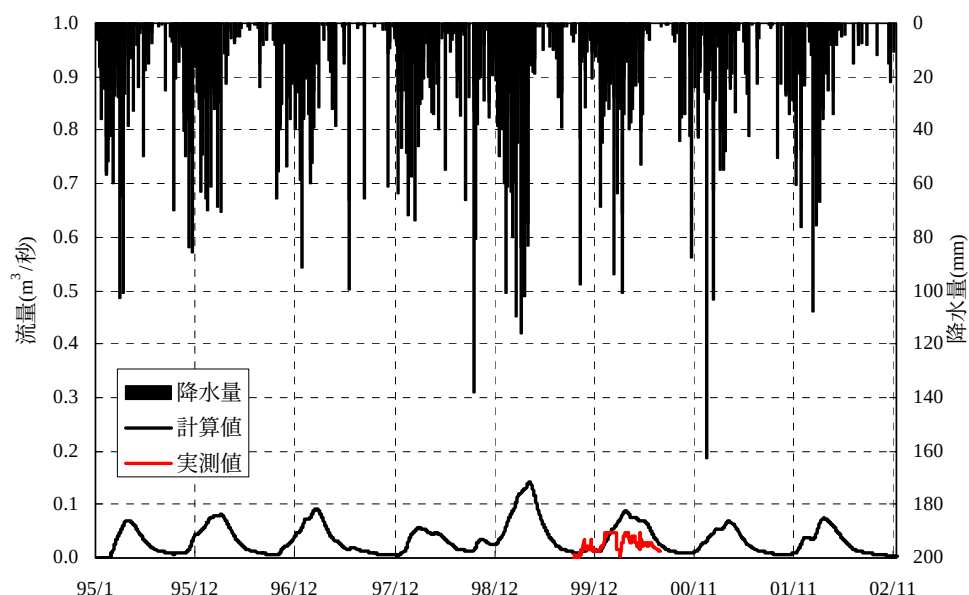


表 4.3.4 バングレ湧水集水域の水収支算定結果

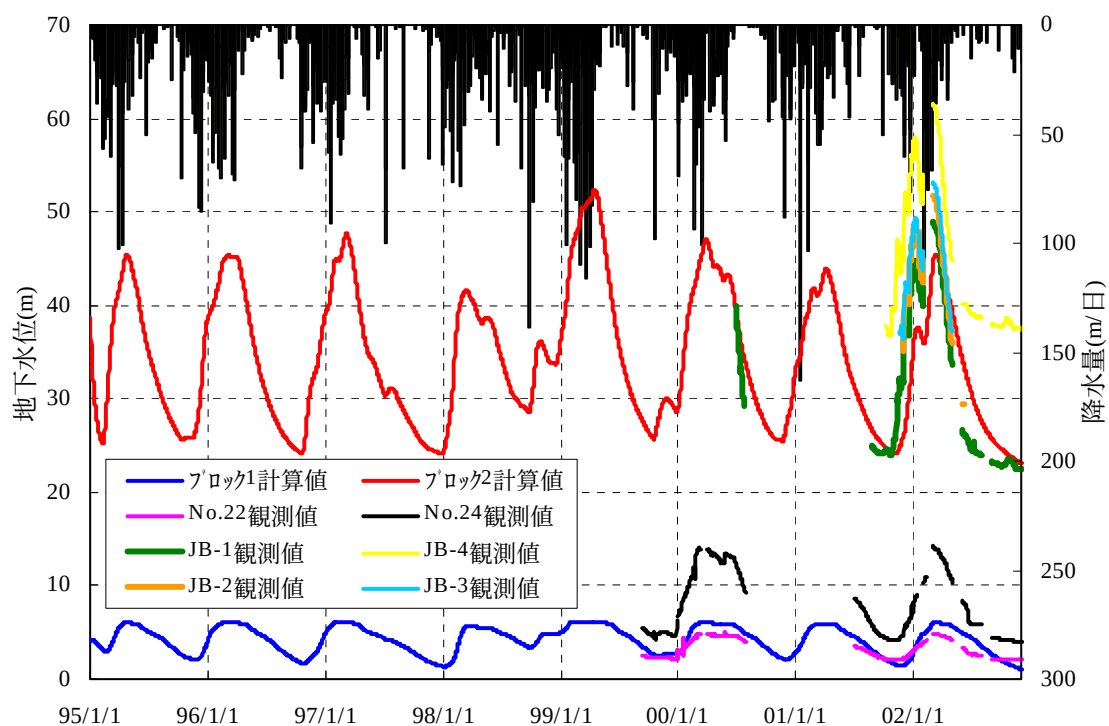
(×1,000m³)

年	降水量	蒸発散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	基底 流出量	貯留量 (涵養量－基底流出量)
1995	15,901	4,497	9,840	1,225	776	449
1996	13,336	3,615	8,571	1,140	1,128	12
1997	11,172	3,858	6,428	807	1,024	-217
1998	16,112	6,053	8,805	1,160	988	172
1999	18,719	4,173	12,786	1,559	1,662	-103
2000	15,166	4,311	10,016	1,323	1,259	64
2001	13,403	4,672	7,477	928	892	36
年平均値 (mm 換算値)	14,830 (2,271)	4,454 (682)	9,132 (1,398)	1,163 (178)	1,104 (169)	59 (9)

● 地下水位

地下水位連続観測（1日1回）は、本調査で実施したボーリング調査により設置した観測孔のほかに、海岸に近い2箇所（No.22 及び No.24：図 4.3.7 参照）においても行っている。ブロック1の計算値は No.22 の、ブロック2の計算値は想定ダム軸上の地下水位を想定している。

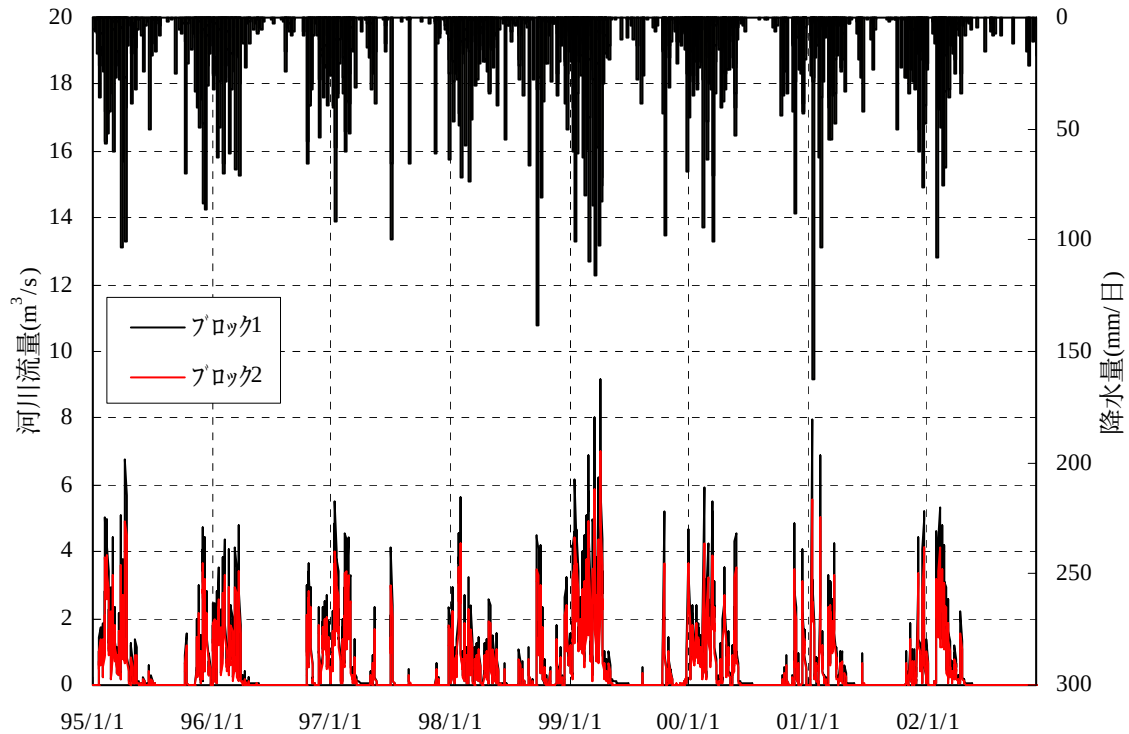
図 4.3.13 帯水層域の地下水位計算結果と実測値の対比



- 河川流量

ブロック 1 及びブロック 2 の各最下流部における河川流量の計算値を示す。

図 4.3.14 帯水層域の河川流量計算結果



- 概略水収支

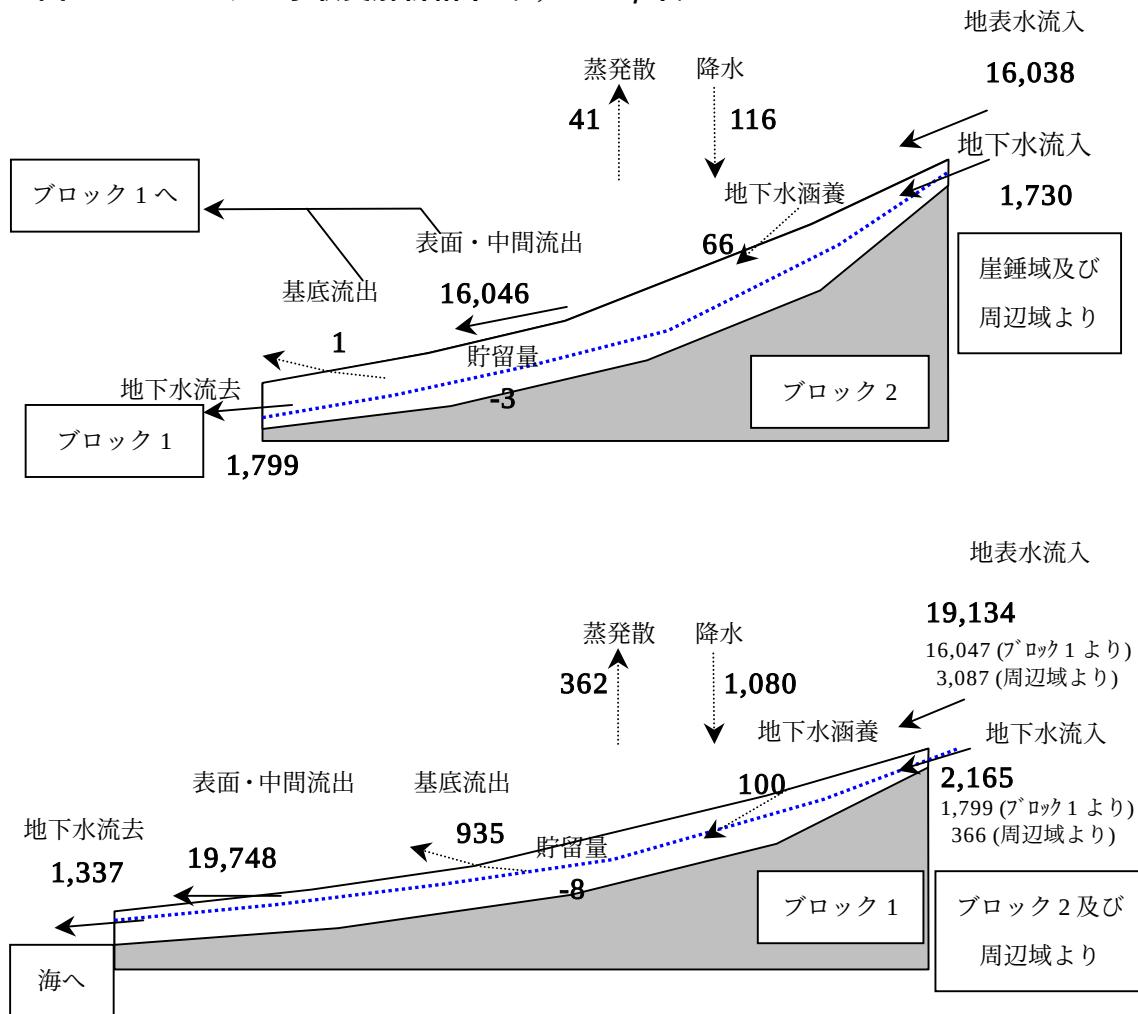
モデルによる計算から得られた概略水収支を表 4.3.5 及び図 4.3.15 に示す。なお、表 4.3.5 には渇水年であった 1997 年の数値を併記している。

表 4.3.5 帯水層域における水収支算定結果

ブロック 1 (×1,000m³)									
	降水量	地表水 流入量	蒸 発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量	基底 流出量	地下水 流出量	貯 留 量
年平均値 (mm 換算値)	1,080 (2,280)	19,134 (40,410)	362 (764)	19,748 (41,707)	100 (211)	2,165 (4,571)	935 (1,974)	1,337 (2,824)	-8 (-16)
1997 年 (mm 換算値)	813 (1,712)	13,454 (28,324)	312 (657)	13,886 (29,234)	70 (147)	1,993 (4,195)	923 (1,944)	1,309 (2,755)	-169 (-356)

ブロック 2 (×1,000m³)									
	降水量	地表水 流入量	蒸 発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量	基底 流出量	地下水 流出量	貯 留 量
年平均値 (mm 換算値)	116 (2,280)	16,038 (314,475)	41 (802)	16,046 (314,636)	66 (1,301)	1,730 (33,923)	1 (17)	1,799 (35,268)	-3 (-61)
1997 年 (mm 換算値)	88 (184)	11,275 (23,738)	37 (77)	11,280 (23,747)	47 (99)	1,534 (3,230)	0 (0)	1,658 (3,490)	-77 (-161)

図 4.3.15 モデル水収支解析結果 (1,000m³/年)



(2) 地下水流動解析

想定地下ダムサイトを含む帯水層域の地下水位平面分布及びその変動を再現する数値モデル（3次元差分モデル）を構築する。

(a) 解析の流れ

- 1) これまでに行った地形調査及びボーリング調査の結果をもとに、地質構造を推定し、地形及び帯水層基底部の標高を計数化する。
- 2) 平面3次元差分モデル MODFLOW を用いて解析することとし、平面を 30m × 30m の正方形グリッドに分割する。各グリッドは、透水性の異なる複数の層により構成される。
- 3) 各グリッドを構成する層の有効空隙率及び透水係数は、基本的に連結タンクモデルで用いたパラメータと矛盾しない数値を採用する。
- 4) 降雨量及び連結タンクモデルにより算出された地下水涵養量を入力データとし、各グリッドの地下水位を計算する。
- 5) 上記の計算値と地下水位の実測値を比較する。

- 6) 計算値が実測値に近づくように、帯水層に関するパラメータを調整する。その際、連結タンクモデルで用いたパラメータと矛盾しないようにする。再計算し、実測値との相関を検証する。

(b) モデル構築上の留意点

● 地下水位分布の表現

流域全体の概略水収支は、連結タンクモデルを用いた解析により把握することができる。しかし、連結タンクモデルにより表現される地下水位は、分割された解析ブロック内の代表的な1点のみである。ケテス川下流域の帯水層域では、想定地下ダムサイトの直上流と海岸から約300m内陸のあわせて2点のみである。両点の距離は1.5kmであるが、地下水位の差は20mから40mと大きい。

帯水層域の幅は下流ほど大きくなるが、これにより帯水層中の地下水の流れが分散されるなど、地下水流動は大きな影響を受ける。こうした状況における地下水位の平面的、時系列的変化を連結タンクモデルで表現するのは限界があるため、解析ソフト「平面3次元差分モデルMODFLOW」を用いて、細分化された解析ユニットの中で検証することとした。

● 浸透・漏水の表現

水理基盤および地下ダム（止水壁）を通した水の浸透・漏水といった現象を表現する必要がある。例年乾期には地下水位が大幅に低下するため、仮に堤体を設置したとしても、堤体を挟んで両側に大きな水位差を保持させることは難しい。漏水分を差し引いて地下ダムの効果を評価しなければならない。

● 層区分

計算が煩雑にならないよう、解析モデルにおける層区分はなるべく単純化する必要がある。4. 3. 3では、地質層序を下位から順に、堅固な火山岩類、火山角礫岩（または強風化火山岩）、崖錘堆積物、沖積砂礫層の大きく4つに分類した。透水性を考慮するならば、火山角礫岩（または強風化火山岩）と崖錘堆積物は、透水係数が 10^{-4}cm/sec 前後と似通っているため、1つにまとめることができる。したがって、層区分は、透水係数がそれぞれ 10^{-2}cm/sec 前後の沖積砂礫層、 10^{-4}cm/sec 前後の層、及び $5 \times 10^{-5}\text{cm/sec}$ 前後の火山岩類の大きく3つに分類することができる。

解析モデルでは、想定ダムサイトの頂部の位置を考慮し、沖積砂礫層を上位の不圧帯水層と下位の圧・被圧混合帯水層の2つに分けた。

- 地下ダム貯留域流入量

地下ダム貯留域への流入量は、連結タンクモデルによる水収支計算で得られた数値を用いる。火山岩類は透水係数 $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 前後と一定の透水性をもっているが、ケテス地区ではこれを水理基盤とみなし、流域全体で、火山岩類中の地下水と一切交流しないものと仮定する。

- 境界条件

海と接する境界は、標高 0m の定水頭とした。また、地下水位が上昇して河川に湧出する現象を想定して、地表面に排水路を設定した。

(c) モデルの構築・解析パラメータの検討

- 水理地質構造のデジタル化

透水係数がそれぞれ 10^{-2}cm/sec 前後の沖積砂礫層、 10^{-4}cm/sec 前後の層、及び $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 前後の火山岩類の大きく 3 つに分類した上で、それぞれの基底面の標高をボーリング調査結果などに基づいて推定し、それを等高線データとしてデジタル化した。このとき、縮尺 1:5,000 の地形図データも活用した。

- 解析モデルの構造

1) 採用モデル

数値解析ソフト「MODFLOW96 (U.S. Geological Survey 開発)」を用いて、モデル構築を行った。ソフトウェアが持つ本来の機能を基礎として、モデルを構築する中で機能を拡充させ、以下の計算を可能にした。

- a) 定常解析、非定常の解析
- b) 平面 2 次元、断面 2 次元、準 3 次元及び 3 次元の解析
- c) 帯水層に関して、不圧及び被圧、水位変化に伴う同一層序の不圧・被圧切り替えを扱う
- d) 河川・地下水間の流入、流出計算
- e) 地下水の湧出、排水の計算
- f) 地下水かん養の入力
- g) 井戸からの揚水、井戸への注水の計算が可能

2) 構造

a) 層序区分

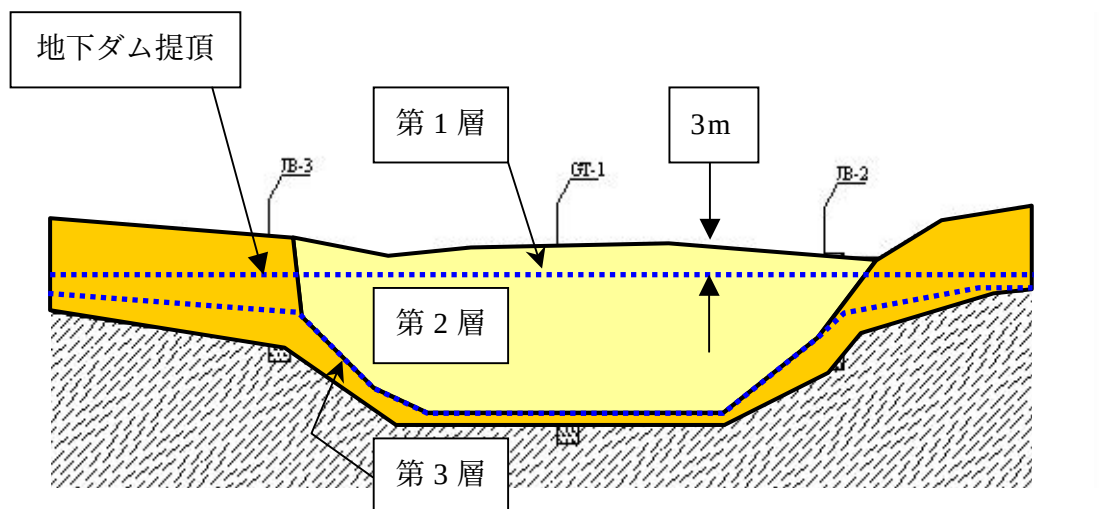
上位から順に、透水係数 10^{-2}cm/sec 前後の層、 10^{-4}cm/sec 前後の層、 $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 前後の層に分け、さらに地下ダムの堤頂より上を「非締切り部」として分離した。層序区分を表 4.3.6 にまとめる。第 1 層以外は、上位層に地下水が存在する場合に被圧帯水層として、上位層の地下水が枯渇した場合に不圧帯水層として扱うことができるよ

う、切り替え可能な設定としている。

表 4.3.6 層序区分一覧

モデル層区分	地層区分	帯水層の設定及び層厚
第1層	沖積砂礫層、崖錘層及び強風化角礫岩	不圧帯水層、6m（ダム軸では3m）
第2層	沖積砂礫層、崖錘層及び強風化角礫岩	不圧・被圧混合帯水層、24m
第3層	崖錘層及び強風化角礫岩	不圧・被圧混合帯水層、5～15m

図 4.3.16 層序区分概念図



b) 解析対象領域とグリッド分割

解析対象は、帯水層域（沖積砂礫層分布域）とそれに隣接する崖錘域を含む範囲とした。グリッドは、30m×30m の正方形格子に分割した。

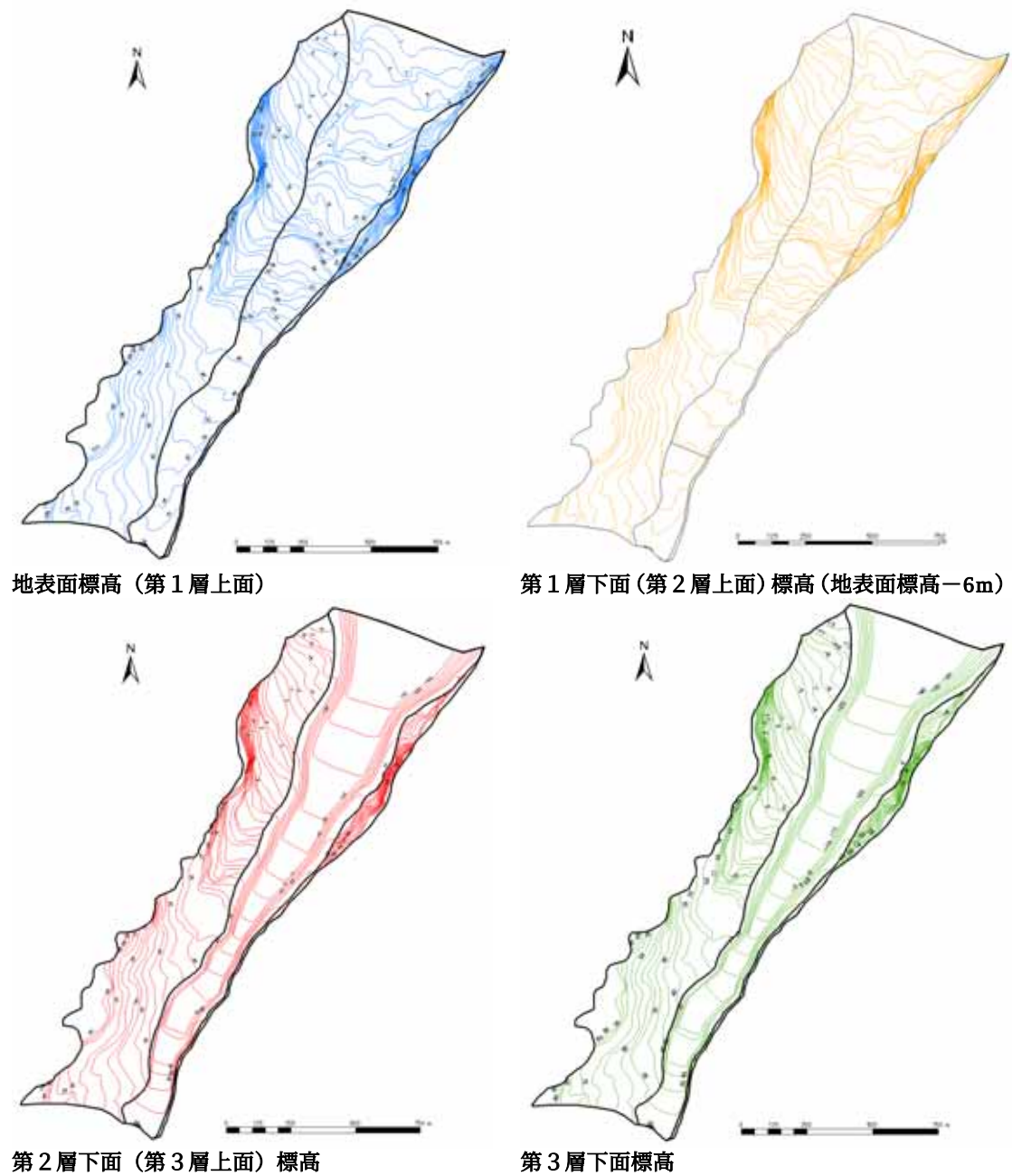
c) 境界条件

海と接する境界は、地下水位を標高 0m に固定した。第1層の表面は、地下水位が上昇し河川に湧出する現象を想定し、湧出と排水の計算ができるよう設定した。第3層も、同様に排水の計算機能を設定した。

d) 涵養量の入力

連結タンクモデルによる水収支計算結果で得られた値を用いた。

図 4.3.17 各水理層序の基底面等高線図



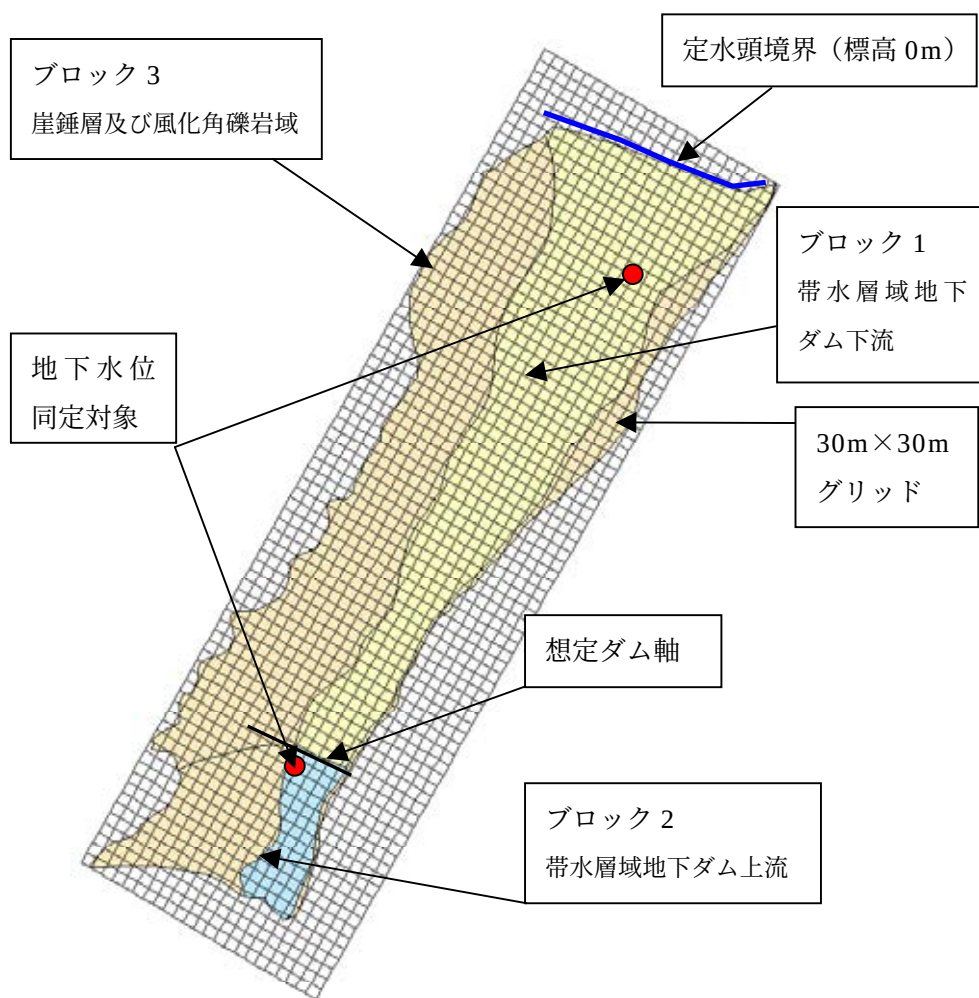
e) 計算条件

計算期間：1年間（2001年4月1日から2002年3月31日）

計算ステップ：日単位（365ステップ）

初期水位：解析パラメータを調整しながら計算を試行し、初期水位と最終水位が一致したときの最終水位を初期水位とした。

図 4.3.18 計算グリッド分割図



(d) 検証

地下水位に関して、観測値とモデルによる計算値の比較を行った（図 4.3.19）。また、計算に用いたパラメータを表 4.3.7 に示す。

図 4.3.19 帯水層域の地下水位計算結果と実測値の対比

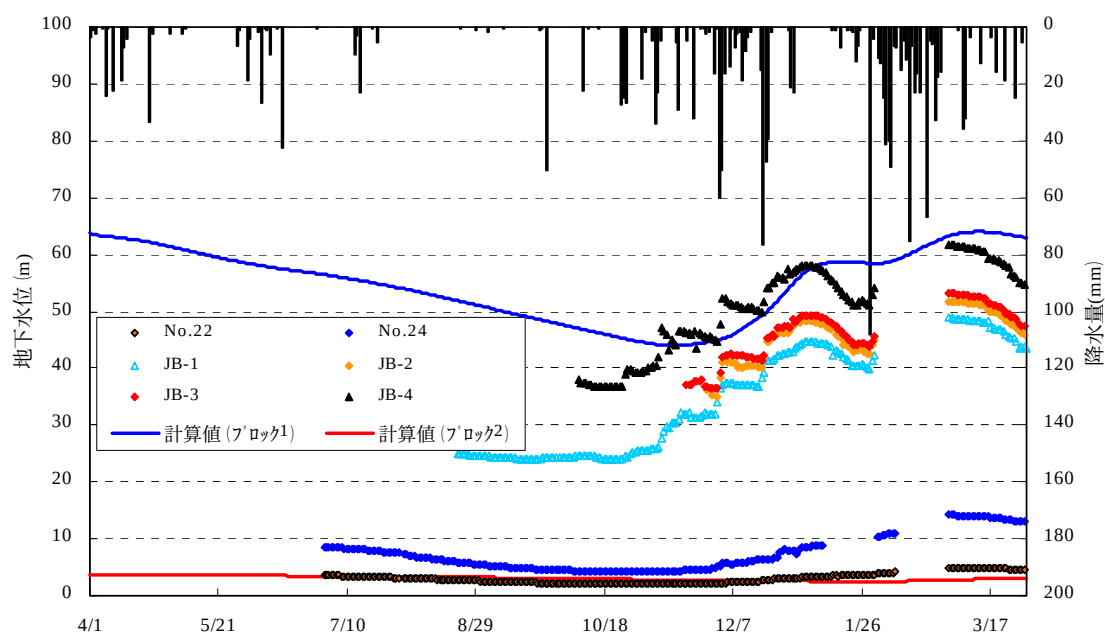


表 4.3.7 パラメーター一覧

項目		パラメータ値		
		ブロック 1	ブロック 2	ブロック 3
第 1 層	飽和透水係数	17.28 m/d (1.0×10^{-2} cm/s)	21.6 m/d (3.4×10^{-2} cm/s)	0.0864 m/d (1.0×10^{-4} cm/s)
	比貯留係数	0.001	0.001	0.001
	有効間隙率	0.1	0.1	0.1
第 2 層	飽和透水係数	17.28 m/d (1.0×10^{-2} cm/s)	21.6 m/d (3.4×10^{-2} cm/s)	0.0864 m/d (1.0×10^{-4} cm/s)
	比貯留係数	0.001	0.001	0.001
	有効間隙率	0.1	0.1	0.1
第 3 層	飽和透水係数	0.0864 m/d (1.0×10^{-4} cm/s)		
	比貯留係数	0.001		
	有効間隙率	0.1		
第 1 層帯水層域排水路 標高		第 1 層地表面標高		
第 1 層排水路導水係数		0.01 (ブロック 1、ダム軸下流側)、0.05(ブロック 2、ダム 軸上流側)		

(3) 予測計算

上記地下水流動モデル（3次元差分モデル）を用いて、地下ダムを建設した場合の水循環を予測する。

(a) 計算の流れ

- 1) 堤体建設を想定する部分の透水性を低くした場合の地下ダム貯留域の地下水位変動を計算する。透水係数は 10^{-4} 、 10^{-5} 、 10^{-6} (cm/sec) の3パターンで試行する。
- 2) 地下ダム貯留域では、年間を通して中断することなく、一定量の取水を続けると仮定し、その可能な水量を計算する。

(b) 地下ダムの設定

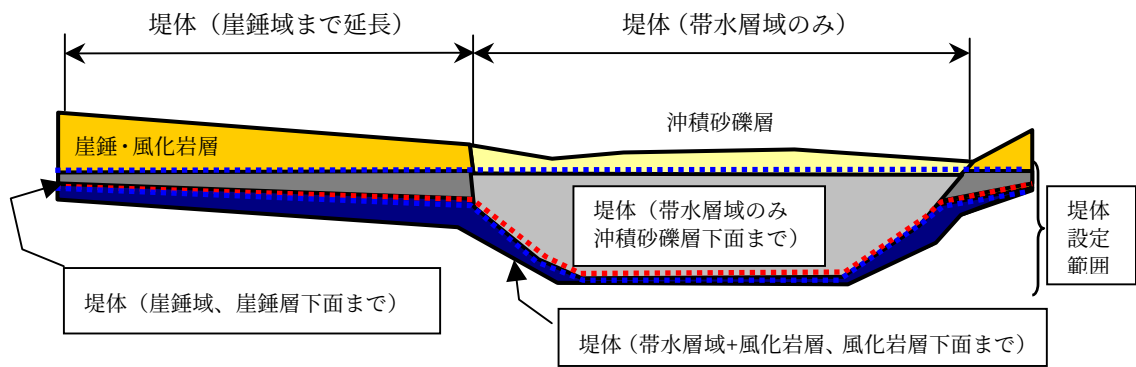
構築した地下水流動モデルに基づいて、想定地下ダム軸に厚さ 1mの地下ダム（堤体）を設ける。ここでは、透水係数 5×10^{-5} cm/sec前後の層を基盤として、その上位の層を飽和透水係数の小さい材料に置き換えることを想定している。工法の違いによって設計透水係数が異なることを考慮し、地下ダムの透水係数に関して、 1.0×10^{-4} cm/sec、 1.0×10^{-5} cm/sec、 1.0×10^{-6} cm/secの3パターンを試行する。

また、堤体の設置する範囲を変えた場合、つまり堤体の延長及び深度を変えることによって水環境変化にどの程度の影響を及ぼすのか評価することとした。特に、透水係数 10^{-4} cm/sec程度の地質の部分に注目し、堤体に置き換えることの効果を検討することとする。以上を踏まえ、表 4.3.8 に予測計算に用いるパラメータを整理した。

表 4.3.8 予測計算に用いたパラメータ

項目名	予測計算ケース	備考
地下水涵養量	渇水年（1997年4月～1998年3月） 年間降水量：1,599mm	タンクモデル計算期間中（1995～2002年）における 渇水・豊水年を抽出
	豊水年（1998年4月～1999年3月） 年間降水量：3,253mm	
堤体の飽和透水係数	地下ダムなし	堤体の厚さは1mの一定値とした
	1.0×10^{-4} (cm/sec)	
	1.0×10^{-5} (cm/sec)	
	1.0×10^{-6} (cm/sec)	
堤体の根入れ深度	沖積砂礫層下面まで	第2帯水層に堤体を設定
	風化火山岩層下面まで	第3帯水層に堤体を設定
堤体の延長	帯水層域のみ	
	帯水層域＋崖錘域（100m）	

図 4.3.20 地下ダムの設定



(c) 地下水揚水量の設定

年間を通じて、一定量の地下水を揚水するものとする。可能揚水量とは、乾期の末期においても、十分な地下水位が確保できる程度の水量である。最低水位を沖積砂礫層の基底部として、想定地下ダムサイトの貯留域において、乾期の末期に最低水位以下に下がらないような地下水揚水量を「開発可能水量」とみなす。

地下ダム貯留域の水収支に関しては次の関係式が成り立つ。

$$\text{「地下水かん養量」} = \text{「地下水揚水量」} + \text{「堤体越流量・漏水量」}$$

地下水利用は、通常のボーリング井戸による取水を想定している。ここでは、取水井戸を1箇所、谷の中央部で、想定ダム軸の直上流のメッシュに設けることとする。

(d) 予測計算（豊水年の場合）

表 4.3.9 に予測計算を行った条件・パターンをまとめた。異なる設計透水係数毎に堤体の施工範囲に関連して各4パターン試行（設計透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ の堤体については、透水性の高い沖積砂礫層の部分のみを施工）した。

「地下ダム貯留域への涵養量」は、年間で $2,281,546 \text{m}^3$ となる。同条件下で、各設計透水係数の地下ダムを設置した場合の地下水位変動を比較した（図 4.3.21）。地下水位は、取水している地点におけるものである。施工範囲に関連して4パターン試行計算を行った（設計透水係数 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 及び $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ の場合）が、結局、大きな差異は認められなかった。

乾期末期の数ヶ月を除いて間断なく堤体からの越流が発生している（図 4.3.22）。これは、地下ダムの総貯水量が小さいため、雨期の降雨を貯留しきれないことを示している。

表 4.3.9 予測計算の条件と計算結果（豊水年）

堤体 飽和透水係数 (cm/sec)	堤体 根入れ深度		堤体 延長範囲		揚水量		越流量		合計値	
	沖積 範囲	風化 範囲	沖積 範囲	崖 錘 範囲	千ト/年	ト/日	千ト/年	ト/日	千ト/年	ト/日
1.0×10^{-6}	○	-	○	-	912	2,500	1,342	3,680	2,254	6,180
	-	○	○	-	912	2,500	1,354	3,710	2,266	6,210
	○	-	-	○	912	2,500	1,342	3,680	2,254	6,180
	-	○	-	○	912	2,500	1,355	3,710	2,267	6,210
1.0×10^{-5}	○	-	○	-	839	2,300	1,299	3,560	2,138	5,860
	-	○	○	-	839	2,300	1,299	3,560	2,138	5,860
	○	-	-	○	839	2,300	1,299	3,560	2,138	5,860
	-	○	-	○	839	2,300	1,300	3,560	2,139	5,860
1.0×10^{-4}	○	-	○	-	693	1,900	1,018	2,790	1,711	4,690
ダム無し	-	-	-	-	657	1,800	894	2,450	1,551	4,250

図 4.3.21 地下水位変動予測計算（豊水年）

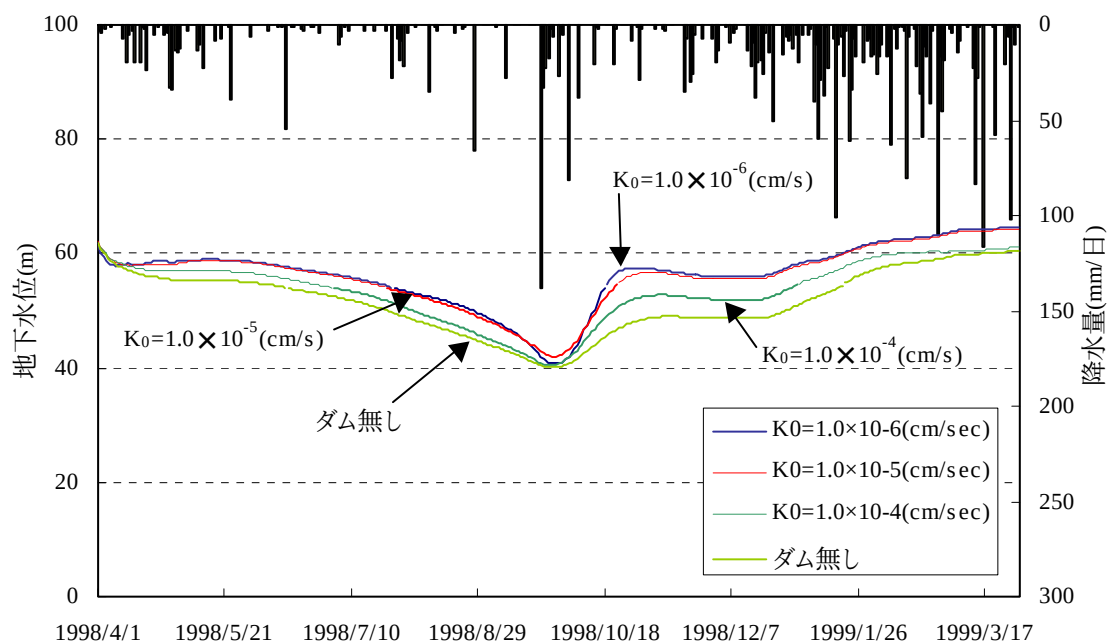
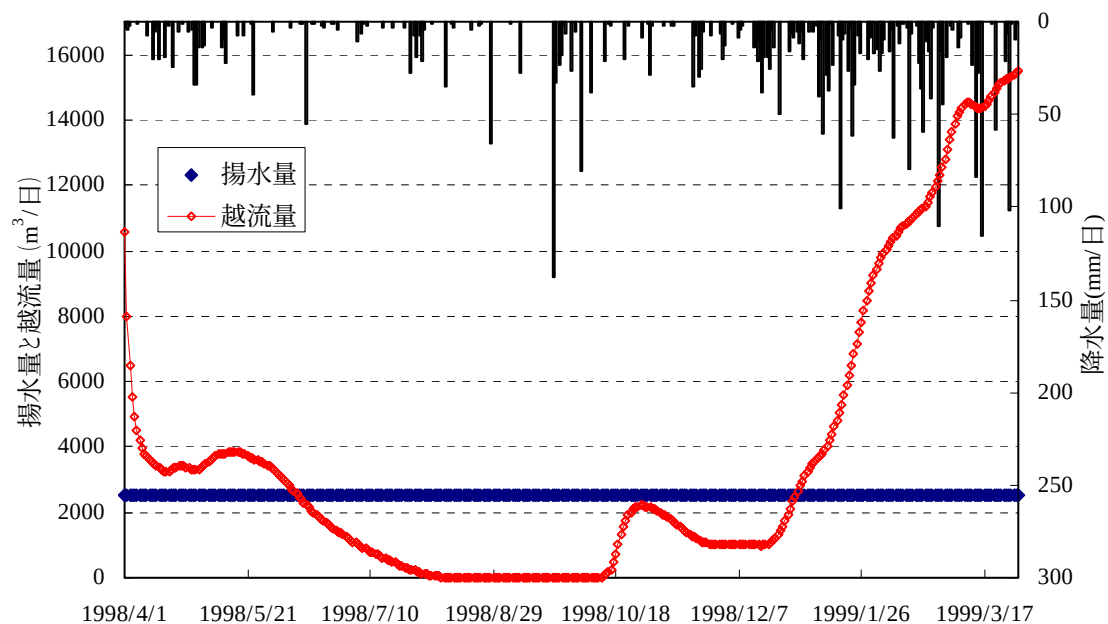


図 4.3.22 揚水量と越流量の日変動（豊水年）



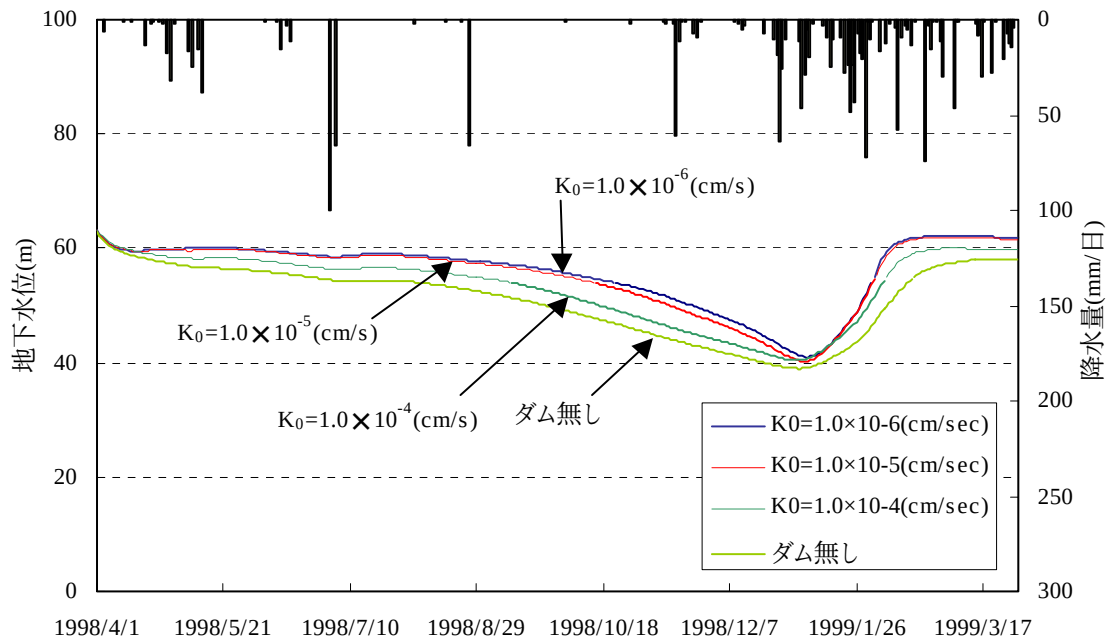
(e) 予測計算（渇水年の場合）

豊水年の場合と同様、予測計算を行った条件・パターンをまとめた（表 4.3.10）。この条件下で予測した地下水位変動を図 4.3.23 に示す。「地下ダム貯留域へのかん養量」は、年間で 1,116,779m³である。

表 4.3.10 予測計算の条件と計算結果（渇水年）

堤体 飽和透水係数 (cm/sec)	堤体 根入れ深度		堤体 延長範囲		揚水量		越流量		合計値	
	沖積 範囲	風化 範囲	沖積 範囲	崖 錘 範囲	千ト/年	ト/日	千ト/年	ト/日	千ト/年	ト/日
1.0×10^{-6}	○	-	○	-	438	1,200	683	1,870	1,121	3,070
	-	○	○	-	438	1,200	693	1,900	1,131	3,100
	○	-	-	○	438	1,200	684	1,870	1,122	3,070
	-	○	-	○	438	1,200	693	1,900	1,131	3,100
1.0×10^{-5}	○	-	○	-	365	1,000	646	1,770	1,011	2,770
	-	○	○	-	365	1,000	648	1,780	1,013	2,780
	○	-	-	○	365	1,000	647	1,770	1,012	2,770
	-	○	-	○	365	1,000	648	1,780	1,013	2,780
1.0×10^{-4}	○	-	○	-	182	500	464	1,270	646	1,770
ダム無し	-	-	-	-	146	400	346	950	492	1,350

図 4.3.23 地下水位変動予測計算（渇水年）



(4) 地下ダム運用計画の検討

(a) 開発可能水量の考え方

通常の水利用は、季節による変化はあるものの、降雨量の多少など気象変化にあわせて増減するものではなく、ある期間は一定水準で計画的に推移するものである。必要水量が年間を通じて一定であるならば、開発可能水量は表 4.3.10 で設定した渇水年における「地下水揚水量」のみとなる。

予測計算では、年間 30～40 万 m^3 程度の開発が可能であることが分かった。その一方、渇水年においても 70～80 万 m^3 程度の無効流出は避けられないことも分かった。豊水年では 180～190 万 m^3 程度が無効流出する計算となる。無効流出の大部分を占めるのが、堤体からの越流水である。図 4.3.22 に示すとおり、越流は雨期の間途切れることなく、しかもその量の変動が大きい。この不規則な越流水を捕捉して活用することは困難である。

無効流出が多くなる要因としては、地下ダム容量が小さすぎることに、その小さな地下ダム貯留域にかん養される雨期の水量が不安定であること、が挙げられる。

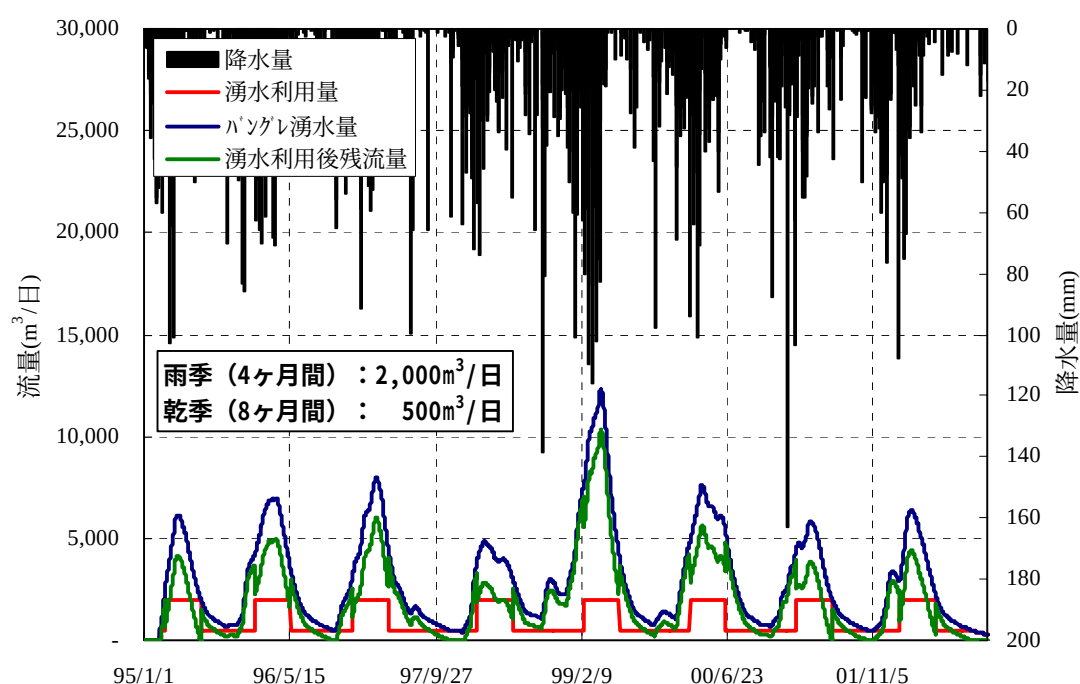
(b) 水資源の管理・運用対策

本地区の地下ダム構想は、上流域の湧出水を伏流させ、貯留するものであるが、結局、地下ダムで捕捉できるのは半分にも満たず、雨期の大半の水は地下ダムを越流して下流へ無効流出してしまう。

このことを考慮するならば、無効流出を減らす対策として、湧水地の直下流に頭首工を設け、伏流する前に一定量の地表水を取捨してしまおうという方法も一考に値する。頭首工で捕捉しきれない水を地下ダムに貯留するという考え方である。図 4.3.24 に示すとおり、年間で最も水量が少ない時期においても 500 m³/日程度の開発が可能である。

さらに、水稻やとうもろこしなど雨期限定作物のかんがいに用いるならば、12 月から 4 月にかけての雨期の増水を有効活用することができる。当地区は地下ダムだけでなく、地表水開発も組み合わせることで、地域に賦存する水資源をより有効に活用することができると考えられる。

図 4.3.24 湧水利用計画



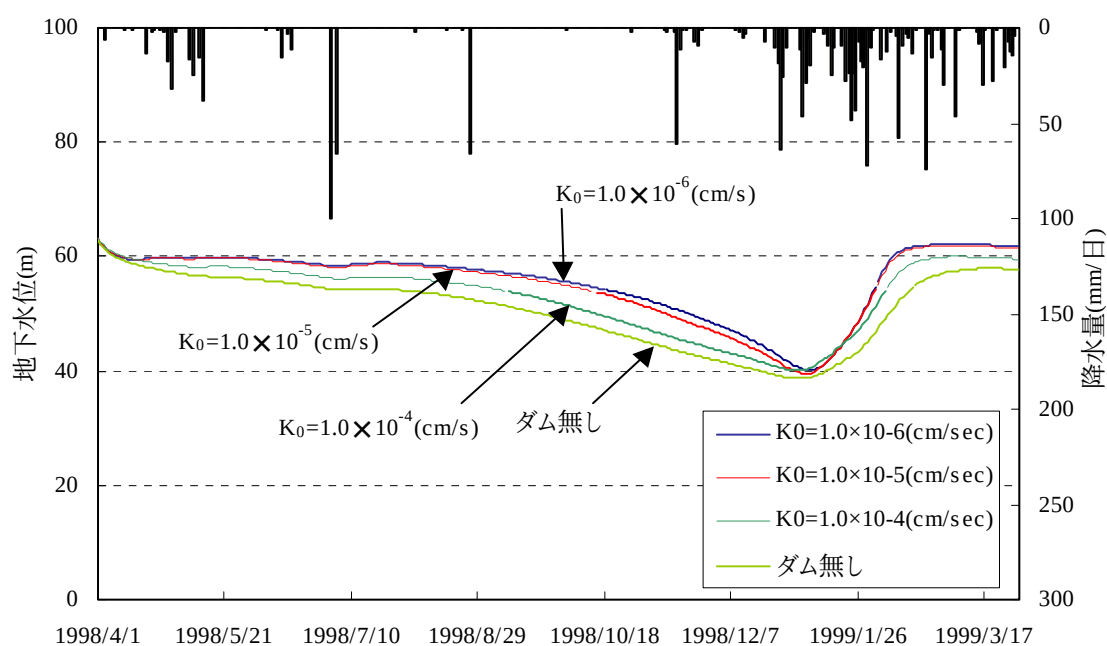
湧水利用分を純粋に開発可能水量に上乗せすることとして、その場合の地下ダム貯留域の地下水位変化を図 4.3.25 に予測する。予測計算は、先に構築した地下水流動モデル（3次元差分モデル）を用いて行う。

地下ダム貯留域への涵養量は、連結タンクモデルで計算して求めるが、基本的にブロック 6 とブロック 5 の境界（図 4.3.7 参照）で地表水を図 4.3.24 に示した所定量を取り除いた分が相当する。計算条件を表 4.3.11 に示す。

表 4.3.11 予測計算の条件と計算結果

堤体 飽和透水係数 (cm/sec)	堤体 根入れ深度		堤体 延長範囲		揚水量		越流量	
	沖積 範囲	風化 範囲	沖積 範囲	崖 錘 範囲	千トン/年	トン/日	千トン/年	トン/日
1.0×10^{-6}	○	-	○	-	438	1,200	660	1,808
	-	○	○	-	438	1,200	671	1,838
	○	-	-	○	438	1,200	662	1,814
	-	○	-	○	438	1,200	672	1,841
1.0×10^{-5}	○	-	○	-	365	1,000	624	1,710
	-	○	○	-	365	1,000	625	1,712
	○	-	-	○	365	1,000	624	1,710
	-	○	-	○	365	1,000	624	1,710
1.0×10^{-4}	○	-	○	-	182	500	447	1,225
ダム無し	-	-	-	-	146	400	334	915

図 4.3.25 地下水位変動予測計算（渇水年）



以上に述べた開発可能水量により供給できる農地面積を概算で求めてみると、地下ダムでは畑地 30～40ha、上流の頭首工では年間を通じて畑地 20ha、雨期は畑地 60～70ha（水田 7ha 分）となる。したがって、地下ダムと上流の頭首工を組み合わせるならば、年間を通じて 50ha の畑地に供給可能となる。

表 4.3.12 概算開発可能水量

水源	通年(A)		雨期増加分(B)		雨期かんがい(A+B)	
	水量	面積	水量	面積	水量	面積
頭首工	500 m ³ /日	17ha (2ha)	1,500 m ³ /日	50ha (5ha)	2,000 m ³ /日	67ha (7ha)
地下ダム	1,000 m ³ /日	33ha	0 m ³ /日	0ha	1,000 m ³ /日	33ha
計	1,500 m ³ /日	50ha	1,500 m ³ /日	50ha	3,000 m ³ /日	100ha

4. 3. 6 地下ダム開発の可能性

(1) 地下ダム諸元と開発可能量の関係

予測計算では、透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 程度と想定した地質、つまり崖錘層と火山岩風化層の部分について、 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ あるいは $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ の堤体に置き換えても置き換えなくても、開発可能量に大きな差が生じないことが分かった。このことは、堤体を設置する範囲が「沖積層」の部分のみで十分であることを意味する。ただ、それらの地質の透水性が一様であることが前提である。施工延長は 150m、最大深度は 30m 程度となる。

一方、堤体の設計透水係数の違いは、開発可能量に大きな影響を与える。特に、「 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 」と「 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 」の差が大きい。地下ダムを施工するのであれば、透水係数を「 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 」程度に設定するのが望ましいことを示している。

(2) 想定地下ダムの諸元

当地域で最も透水性の低い地質は、堅固な火山岩類で三層構造の最下層にあたる（図 4.3.5）。透水係数は $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 前後が目標となる。地下ダムを建設する場合は、これが水理基盤となる。

堤体は、沖積層（河床堆積物）と火山岩類表層の高透水部分を、水を通しにくくするように処理するか、水を通しにくい材料に完全に置き換えることによって設ける。いずれの方法を採用するにしても、透水性改良目標は、堅固な火山岩類と同程度の $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 以上となる。

想定される工法は、以下の 2 種類が考えられる。

- ① 浅部（深度 15m 以下）：オープン掘削、置換・埋め戻し工法、
深部：注入工法（グラウト）
- ② トレンチ掘削、自硬性安定液置き換え工法

確実に止水性を確保するには、後者の採用が有利である。高層建築の基礎地盤改良に

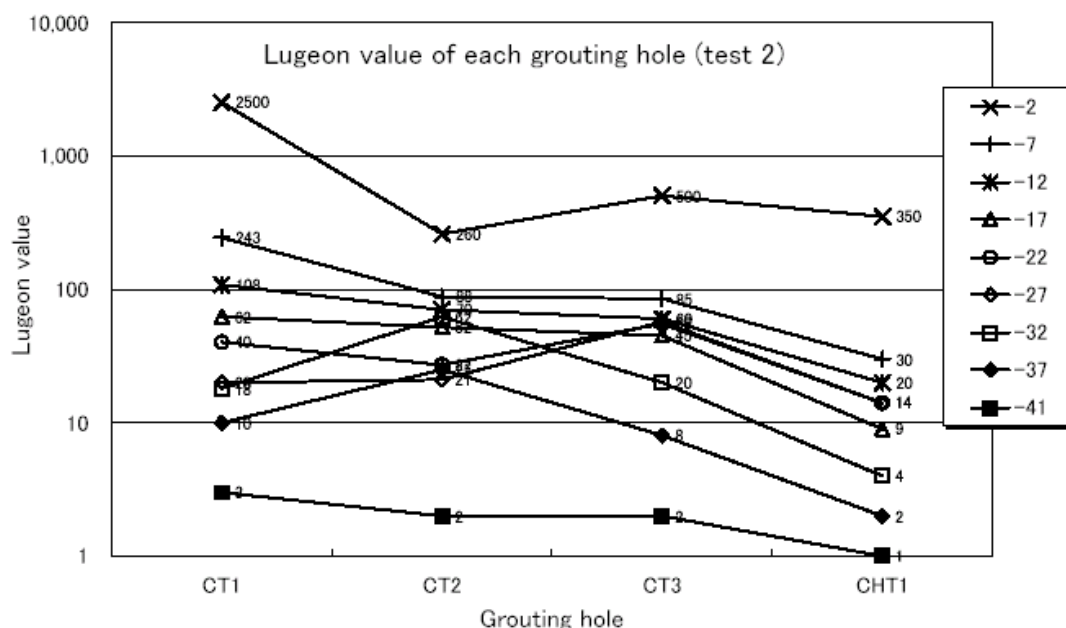
一般的に使われている工法であること、工程が複雑でないことを考慮する必要がある。

前者を採用する場合、グラウトを必要とする区間が少なくとも 150m 以上になることが、ボーリング調査の結果から分かっている。注入工法（グラウト）は、通常、孔の間隔を 2m、それを 2～3 列施工しなければ効果は発現しない。グラウト孔は 150 本以上必要になる。しかも、透水係数 10^{-2}cm/sec オーダーの河床堆積物が分布するところで、確実に設計どおりの止水性が確保できるとは限らない。決して安価ではなく、止水効果の面でも不確定な部分が多い。

本サイトでは、インドネシア国の水資源研究所がグラウトテストを行っている。テストは 3m 間隔の正三角形に配置されたボーリング孔から順次、普通ポルトランドセメントを注入し、正三角形の重心に位置するチェック孔で最終的に改良効果を評価するという手順で行った。なお、テストは、深度 15m までと深度 40m までの 2 段階行っている。このテストから以下のことがいえる。

- ① 注入セメント量、ルジオン値は後の孔ほど低減し、特にチェック孔では明らかにグラウトの効果が認められる。また、深度が増すにつれ注入圧が上がる傾向である。
- ② 透水性の改良度を見れば、元来、沖積層上部で 250-40Lu、下部で 20-40Lu のものが、チェック孔では 10-30Lu に改良され、同じく基盤岩では、表層風化部 10-20Lu、堅固部 1-3Lu のものが 2Lu 程度に改良されている。すなわち、透水係数で見れば 1-2 オーダーの低減が期待できることになる。

図 4.3.26 グラウトテストによるルジオン値の変化
(40m テスト孔)



深度 5m以深では、概ね飽和透水係数 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ の目安となる 20～50Lu まで改良されているが、 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ に相当する 2～5Lu まで改良されたのは深度 30m 以深、すなわち火山岩類の部分のみである。止水効果を確保するには、2～5Lu まで改良するのが望ましく、沖積層の部分をグラウチングによりそこまで改良できるかどうかは、今後の検討課題である。

以下に想定地下ダム の諸元を要約する。

- 地下ダム堤体の延長：150m 以上
- 地下ダム堤体の最大深度：35m 前後
- 貯水量：50,000～100,000m³
- ダム の設計透水係数： $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 以上

(3) その他の水源開発の可能性

地下ダム 以外 の水資源開発の可能性を以下に検討する。

(a) 地表水開発

Bangle 湧水地（想定地下ダム貯留域の上流）近傍の表流水開発は、前項で述べたとおり、現実的な方法である。頭首工は、貯留機能がないため、ファーム Pond など貯留施設を建設して補完することも検討に値する。

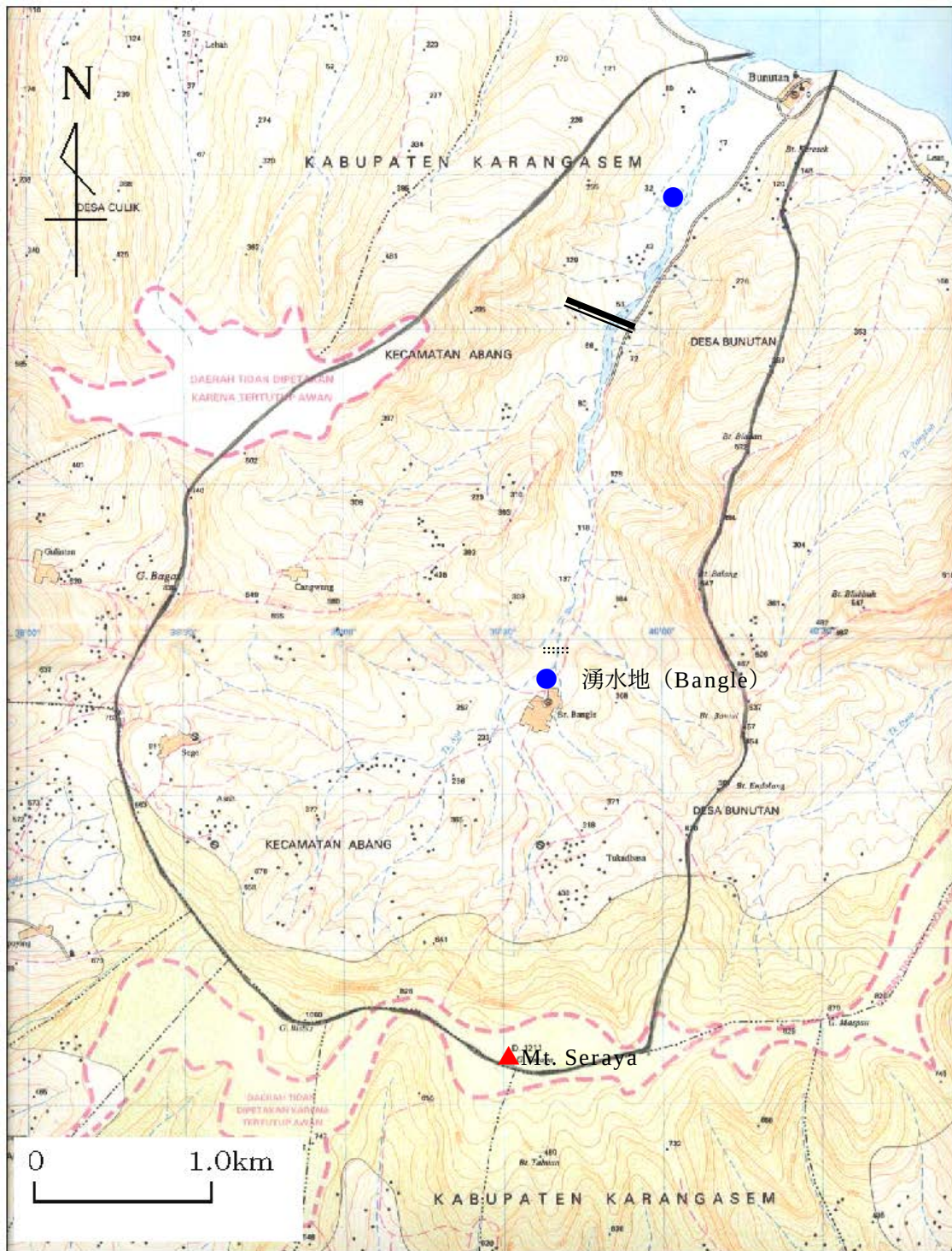
地表ダム開発は、確実に安定した水量を供給してくれる。しかし、建設費用が膨大であるだけでなく、湛水によって居住、土地利用、生態系に対して制限が加えられ、大きな代償を払わなければならないことは言うまでもない。また、堆砂（土砂の堆積）や堤体施設の損耗・老朽化など、将来にわたる持続的な開発にとって、障害となる要素が多いことも留意する必要がある。

(b) 通常の地下水開発

想定地下ダムサイトでは、乾期の末期には地表下 30m まで地下水位が低下するが、下流域では地下水位の年間変動幅が小さくなる。このエリアでは、深層地下水の開発も大きな可能性がある。かん養量を越えない範囲で使う限りにおいては持続的可能とすることができる。先に行った予測計算では、地下ダムを建設したとしても日量平均で 1,500m³ を越える越流量があると推定された。このうちの相当量が開発可能であると考えられる。

以上を踏まえて、水資源開発の方法を図 4.3.27 に総括してまとめる。

図 4.3.27 水源開発候補地位置図



Legend	
==	Diversion weir
●	Drilling well
—	Subsurface dam

(4) 農業農村改善計画の検討

(a) 農業・土地現況

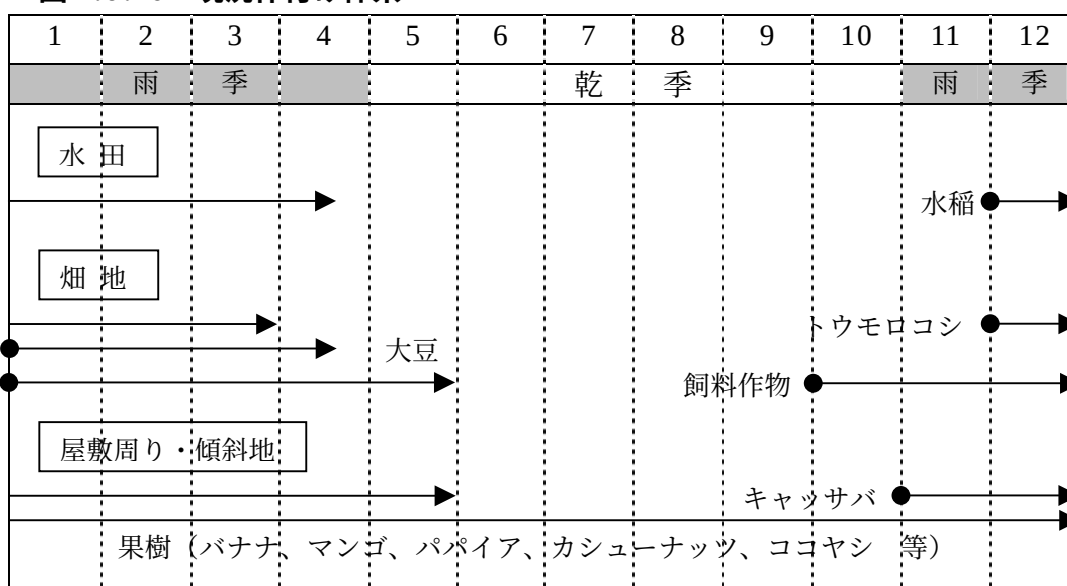
ケテス川流域には、約 800 世帯、3,800 人が生活しており、流域全体の面積 3,800ha のうち 40%にあたる 1,400ha が農地として利用されている。住民は、農業、畜産、漁業で生計をたてるなど、第一次産業は多種多様である。平均的な農家は 5～6 人の家族構成で、農地 0.7ha（樹園地、草地除く）を持ち、家畜も牛 3～4 頭、山羊 1 頭、豚 1～2 頭、鶏 6 羽程度で零細である。

乾期は水不足のため畑作を諦め、手作りのボートで漁に出て家計を補填しているのが実情である。基本的に農産物は、自給用で、家畜、バナナ、カシューナッツ等の果物、及び漁業が現金収入源となっている。

ケテス川下流域の氾濫原など比較的緩傾斜をなしている土地は、100ha 程度しかなく、大部分の農地はケテス川兩岸の急斜面をテラス状に開拓したものである。水田面積は、中流部の Bangle 湧水地直下流を中心に 30ha にとどまり、稲作は雨期のみである。テラス状の狭小な農地には畑作物のほか果樹、牧草、飼料用豆科灌木等が栽培されているが、生産性は極めて低い。

作付けについては、キャッサバは単一作、トウモロコシと豆類は混間作として栽培されている。永年作には、バナナ、マンゴ、パパイア、カシューナッツ、ココヤシ等の果物がある。主食であるトウモロコシ、キャッサバ、豆類は、ほとんどが自給用であり雨期にのみ栽培される。

図 4.3.28 現況作付け体系



(b) 水利用現況

本地区には、農業施設の修繕管理を行う農家組織とは別に、かんがい用水を管理する組織がある。水源は Bangle の湧水のみである。利用料金は基本的に無料であるが、下流の集落へは、飲雑用水供給会社が塩化ビニルパイプを通して公衆の水汲み場（浴場を兼ねる）へ送水している。

下流集落の住人は、7 つある公衆の水汲み場まで行って取水する家族が多く、1 家族あたり 1 日 30 リットルを飲料水に使っている。そのほか、洗濯・風呂などは公衆の水汲み場（浴場）で済ませている。

農業用水については、中流域の水田を除けば天水に依存している。

(c) 農民の要望

安定水源が確保された場合、地域住民（農民）は以下のような要望を持っている。

- 新たに水田をつくる
 - 乾期に稲、大豆、野菜、果物を栽培する
 - エシャロットやカシューなど換金作物を栽培する
 - 飼料作物を増産し牛を増やす
 - 土壌浸食や干ばつによる土壌劣化を避けるため、土壌保全作物を栽培する
 - 下流集落やホテル等の観光産業へ飲雑用水を供給する
- 等である。

このうち観光開発は、本地域にとって、最も現実的で効果的な地域振興策である。ホテルなどで、観光客に地域で取れた食材を提供すれば、地域全体の振興に役立つ。農産物価格が市場に支配されることもない。観光が振興されれば、地域住民のモチベーション向上も期待できる。

(d) 農業農村開発基本計画

農業振興における基本的な考え方を以下に提示する。

1) 水利用とかんがい施設の維持管理

農民（住民）が主体となって作付け計画を策定する。これにより、年間の水利用パターンを概定し、配水計画を検討する。かんがい施設の運用と維持管理を効率的かつ民主的に行うため、水管理組合の新設または既存組織の再編成を行う。

2) 地力維持と作物収量の安定化

養分の流出を最小限に抑えるための土壌浸食防止、偏った養分摂取を避けるための土地利用調整、土地生産性を維持するための有機物の土壌への還元、といった対策を検

討する。

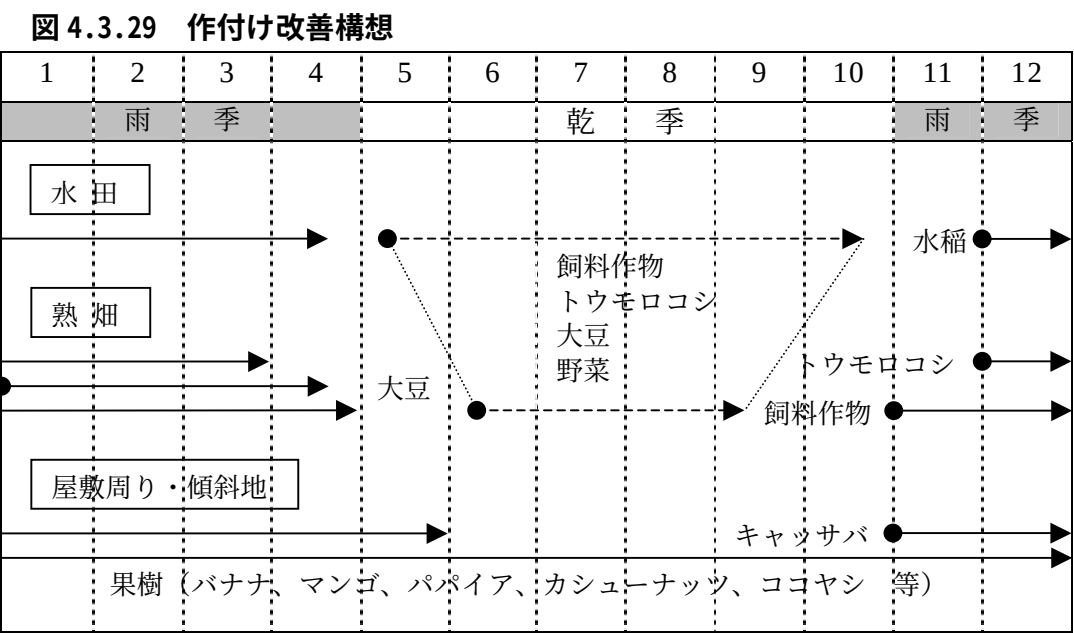
土壌浸食防止対策としては、棚田などに代表される等高線栽培、植林と作物栽培を複合させるアグロフォレストリー、作物の茎葉や刈草により土壌表面を覆うマルチング、石積みなどの推進が挙げられる。

土地利用調整としては、豆科作物等との混作、間作、輪作、アグロフォレストリーなどが挙げられる。

有機物の土壌への還元としては、家畜糞尿、作物残渣を堆肥化したもの、あるいは魚粉の投与などが考えられる。

3) 農業技術普及・農民支援体制の整備

地力維持対策を考慮しつつ、換金作物も含めできる限り多様な作物を導入し土地利用率の向上を図る。こうした農民の取り組みを支援し、また地域全体が一貫した取り組みを進めていくため、農業生産組合を設立する。農業生産技術の改善を図っていくには、普及員などによる技術指導が必要となる。図 4.3.29 には、作付け改善計画の一例を示す。



4.4 メキシコ国ラ・ミッション地区調査事例

4.4.1 調査地区の選定

「広域予備調査」により選定された3地区の地下ダム適地のうち、以下の理由により「ラ・ミッション地区」を調査対象地区とした。

- 灌漑用及び飲料用等の地下水利用が盛んであり、過剰な揚水が地下水の塩水化を進行させる懸念がある。
- 下流域の地下谷が比較的狭く、締め切りに適しており、締め切りの上流側が有力な地下水の貯留ポケットとなり得る。
- 地質・地下水に関する既存調査資料が多く、効率的な調査の実施が可能である。

図 4.4.1 Guadalupe 川流域と気象観測地点位置図



ラ・ミッション地区左岸側から上流を望む



ラ・ミッション地区下流域の全景

4.4.2 調査地区の概況

「ラ・ミッション地区」は、カリフォルニア半島北端に位置し、太平洋に面した谷底平野とその周辺の台地からなる地域である。本地区の中央を流下しているGuadalupe川は、カリフォルニア半島を南北に縦断する脊梁山脈を源にして、太平洋に注ぐ延長約115km、流域面積約2,500km²の河川であり、本地区はその最下流部に当たる。

(1) 気象

年間平均降水量は、300～400mm程度であるが、数年おきに500mmを超えるような通年平均を大きく超える降水量を記録するなど、変動は大きい。月別降水量は10月～4月に多く、5月～9月に少ないという傾向がある。特に、6～8月にかけてはほとんど降水量は観測されない。

北緯32°にある本地区は、太平洋の寒流の影響で夏でも気温が20℃前後までしか上昇せず、冬には10℃程度にまで低下する。同じ緯度でわずか100km東のカリフォルニア湾に面した地域で、夏に気温が40℃前後まで上昇するのは対照的である。

(2) 地形・地質

周辺一帯は、標高200～300mの台地である。ラ・ミッション地区は、Guadalupe川によって形成された開析谷で、幅数100mの谷底平野を東西に約9km追跡することができる。谷底平野には、Guadalupe川が運んできた土砂が堆積している。

台地と谷底平野の境界には階段状に落ち込んだ急崖または斜面が形成されている。台地は主に玄武岩からなるが、斜面の下部には白亜紀～第三紀のシルト岩が露出する。

図4.4.2 調査地区位置図



(3) 水環境

谷底平野を構成する河床堆積物は、有力な帯水層となっている。Guadalupe 川は、流域内で数年に一度の大雨が降ると流水があるが、通常は涸れ川である。地下水位は、地表下数 m 程度と浅く、河川に沿って点在する採砂跡地の凹地では、地下水面が地表に現れている。この採砂跡地を放置すれば、地下水の汚染や水の蒸発を促進する可能性があり、地下水の利用・保全にとって好ましくない。

豊富な地下水を背景に、谷底平野内には多数の井戸が存在し、地下水が大量に利用されている。用途は多岐にわたるが、特に水道用の揚水量が多く、近傍の都市へパイプラインで送水されている。海岸から 2km 以内の地下水は塩水化が著しい。

谷幅が所々で狭くなるなど、地下ダム締め切りによって都合の良い地形が見られる。

4. 4. 3 地形・地質調査

(1) 地形調査

既存の地形図としては、縮尺[1:25,000]が流域全体をカバーし、Guadalupe 川下流の河床部では縮尺[1:5,000]の地形図が作成されている。後者は微小な河床地形が表現されている。

(2) 電気探査

図 4.4.3 に電気探査を実施した範囲を示す。谷の狭窄部に当たり、地下ダムサイトの候補地周辺である。

図 4.4.3 ラ・ミッション地区の地質平面図

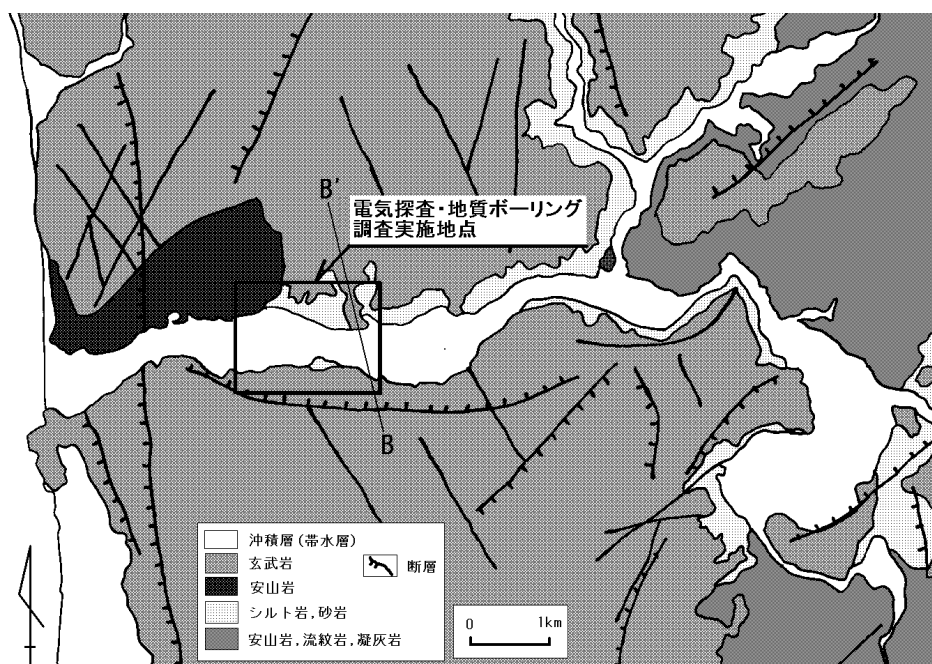


表 4.4.1 は、本地区で想定される地質層序である。電気探査は、これら地質の深度分布を把握することが目的である。水理基盤として期待できるのは、白亜紀のシルト岩である。

表 4.4.1 ラ・ミッション地区の地質層序

時代	地層・岩質名	透水性	水理性状
第四紀	沖積層（砂、礫、シルト）	高透水性	帯水層
	玄武岩	半透水性	
第三紀中新世 ～白亜紀後期	安山岩	半透水性	基盤
	シルト岩、砂岩	難透水性	
白亜紀前期	火山岩類（安山岩等）	難透水性	基盤

電気探査は、比抵抗法垂直探査とし、ラ・ミッション谷に直交する測線 5 本と、左岸側でラ・ミッション谷に平行な 2 測線上の 61 箇所を実施した。電極配置は、Schlumberger 法によった。

図 4.4.4 電気探査及び地質ボーリング調査の位置図

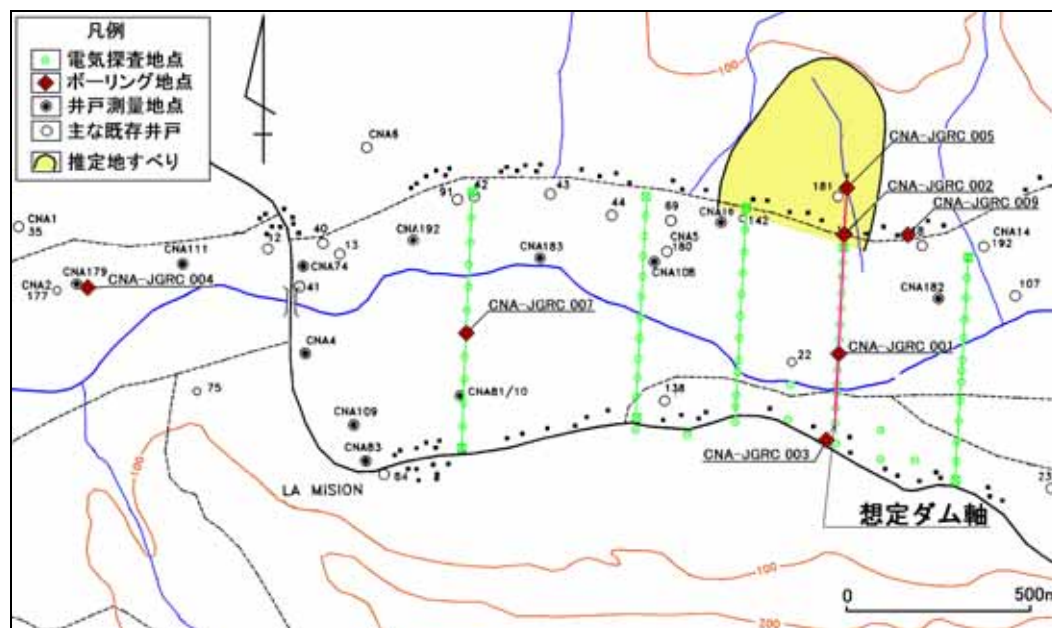


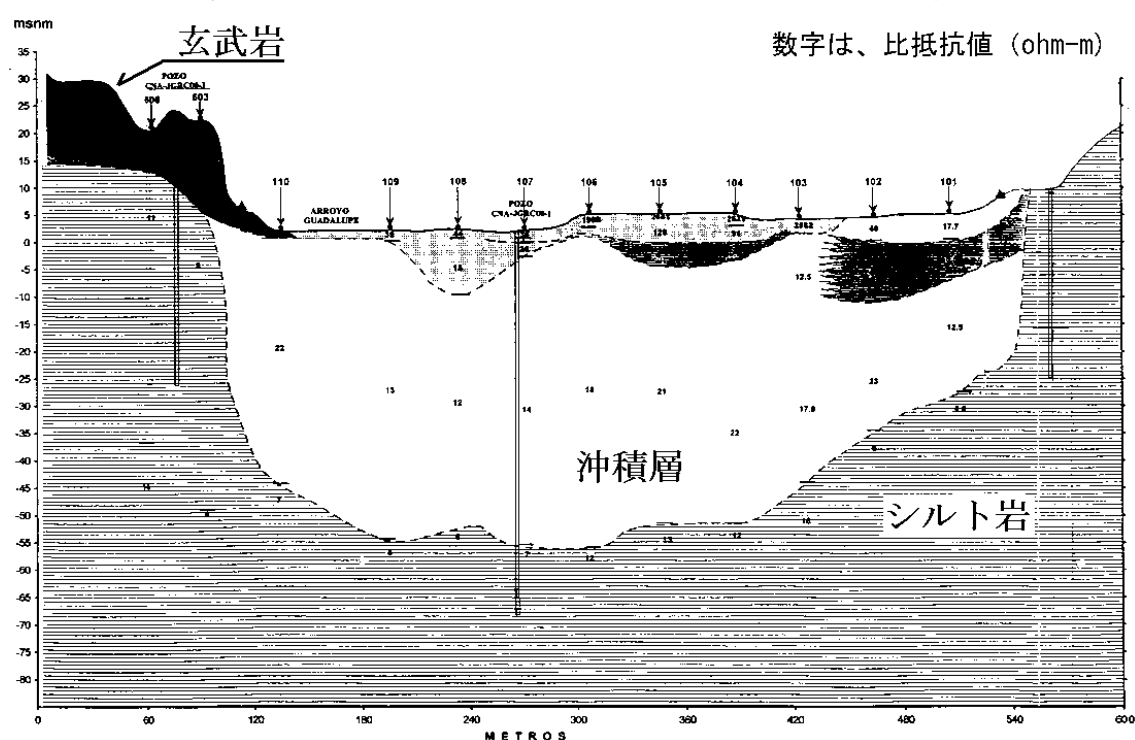
表 4.4.2 は、電気探査の結果と想定される地質の比抵抗値を対比させたものである。地下谷の基盤を構成しているシルト岩の比抵抗値は 2~15ohm-m であり、最も低い値を示している。沖積層の比抵抗値は、8~33ohm-m の範囲にあり、砂層が主体の地層としては低い比抵抗値である。沖積層の比抵抗値が低い理由としては、地下水の電気伝導度が高いため地層の比抵抗値も低く計測されることが考えられる。斜面堆積物や沖積層の比抵抗値はばらつきが大きいが下位のシルト岩に比べれば相対的に高い。

表 4.4.2 地質と比抵抗値の対比

地 質	分布範囲	比抵抗値 (ohm-m)
斜面堆積物 (玄武岩等)	左岸部	12～190
沖積層 (表層)	河床表層部	ばらつきが大きい、比較的比抵抗値が高い
沖積層	地下谷内部	8～33
シルト岩	左右岸、地下谷基盤	2～15

図 4.4.5 には、比抵抗値断面のイメージを示す。電気探査の結果から推定される地質の深度分布と既往のボーリング調査で確認された深度は、正確には一致していない。これは、地下水の塩水化により本来比抵抗値の高い沖積層の比抵抗値が小さくなり、基盤となるシルト岩との差が不明瞭になったことに起因すると考えられる。ただ、大まかな層序の傾向を把握することはできた。

図 4.4.5 電気探査結果に基づく比抵抗値断面イメージ (想定ダム軸)



(3) ボーリング調査

合計 8 箇所で行ったボーリング調査を実施した (位置は図 4.4.4 参照)。調査内容の一覧を表 4.4.3 に示す。

(a) 掘削

帯水層の評価を行うに当たって、連続したコアの観察やコアの土質試験は重要である。しかしながら、全体的にコアの採取率は低かった。沖積層を構成する未固結のシルト、砂、礫等が、掘削時の送水により流亡してしまったことが原因として考えられ、コア

パックチューブの導入等によるコアの採取率向上の工夫が必要であったと思われる。

掘削後は、有孔塩化ビニール管を挿入し、地下水位及び水質の観測孔として仕上げた。さらに、水準測量により、ボーリング地点の地盤標高及び管頭部の観測基準点の標高を求めた。

表 4.4.3 ボーリング調査一覧表

孔名	調査の目的	設置場所	位置 (緯度/経度)	地盤 標高 (EL.m)	孔口保護 ブロック 上面標高 (EL.m)	孔口標高 (観測基準点) (EL.m)	深度 (GL.-m)	掘削 口径 (cm)	ケーシング 口径 (cm)	調査内容
CNA-JGRC 001	締切部中央 部調査 貯留層調査	想定ダム軸 中央部	32° 05'42.736"N 116° 50'42.556"W	2.703	3.222	3.696	70.0	9.01	5.08	オールコア 現場透水試験
CNA-JGRC 002	締切部右岸 調査	想定ダム軸 右岸	32° 05'57.194"N 116° 50'41.491"W	9.534	10.082	10.476	34.0	9.01	5.08	オールコア 現場透水試験
CNA-JGRC 003	締切部左岸 調査	想定ダム軸 左岸	32° 05'31.943"N 116° 50'42.972"W	25.956		26.466	51.0	9.01	5.08	オールコア 現場透水試験
CNA-JGRC 004	下流域の地下 水継続観測 孔の設置	下流域	32° 05'52.334"N 116° 52'06.588"W	1.705		2.586	20.0	9.01	5.08	ノンコア 自記観測計設置 (WL, EC, pH, T)
CNA-JGRC 005	締切部右岸 調査	想定ダム軸 右岸アバット 部	32° 05'59.132"N 116° 50'38.936"W	27.521	28.026	28.235	33.5	9.01	5.08	オールコア 現場透水試験
CNA-JGRC 006	貯留層調査 水質観測観 測孔の設置	中流域 (想定ダム 軸上流)	32° 05'48.004"N 116° 49'49.137"W	3.838	4.180	4.399	50.0	9.01	5.08	オールコア 粒度分析 現場透水試験
CNA-JGRC 007	下流域の水 質観測孔の 設置	下流域 (想定ダム 軸下流)	32° 05'49.618"N 116° 51'25.654"W	3.841	4.379	4.588	50.0	9.01	5.08	ノンコア
CNA-JGRC 009	締切部右岸 調査	想定ダム軸 右岸上流ア バット部	32° 05'51.441"N 116° 50'38.843"W	6.951	7.210	7.567	25.5	9.01	5.08	オールコア 現場透水試験

想定ダム軸における基盤のおおよその形状を把握するために、想定ダム軸上の河床部と左右岸の3箇所で行ったボーリング（CNA-JGRC001~003）を行った。その結果、基盤上面の深度は河床部で地表下55m（標高-52.32m）であることが判明した。一方、右岸部には、表層付近に玄武岩や破碎状の強風化シルト岩が分布しており、ボーリング調査で確認した難透水性のシルト岩の上面深度は、標高-16.60mであった。このことは、右岸部における堤体の施工範囲をさらに右岸部の山側へ延ばさなければならないことを示唆している。

右岸側アバット部において行った2箇所のボーリング調査（CNA-JGRC005、009）では、難透水性基盤の上面深度（標高-0.08m）を確認することができ、堤体の施工延長の目安も明らかになった。

想定ダム軸の上下流域における基盤深度・帯水層性状の把握及び地下水位・水質の観測のため、2箇所のボーリング（CNA-JGRC006、007）を行った。

これらのボーリング調査の結果、想定ダム軸周辺の地下谷基盤は、主にシルト岩から

構成されていることが確認できた。ただし、想定ダム軸右岸側の基盤の一部には透水性の高い玄武岩と亀裂に非常に富むシルト岩が分布しており、複雑な地質構造となっていることが判明した。この右岸部における地質構造の解釈の一つとして、地すべりによる地層の攪乱があげられる。図 4.4.6～4.4.7 に、地質調査結果から想定されたダム軸の地質断面図を示す。

図 4.4.6 想定ダム軸周辺の地質断面図

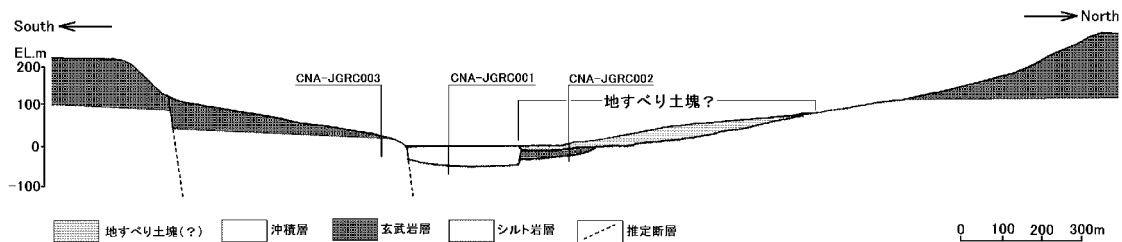
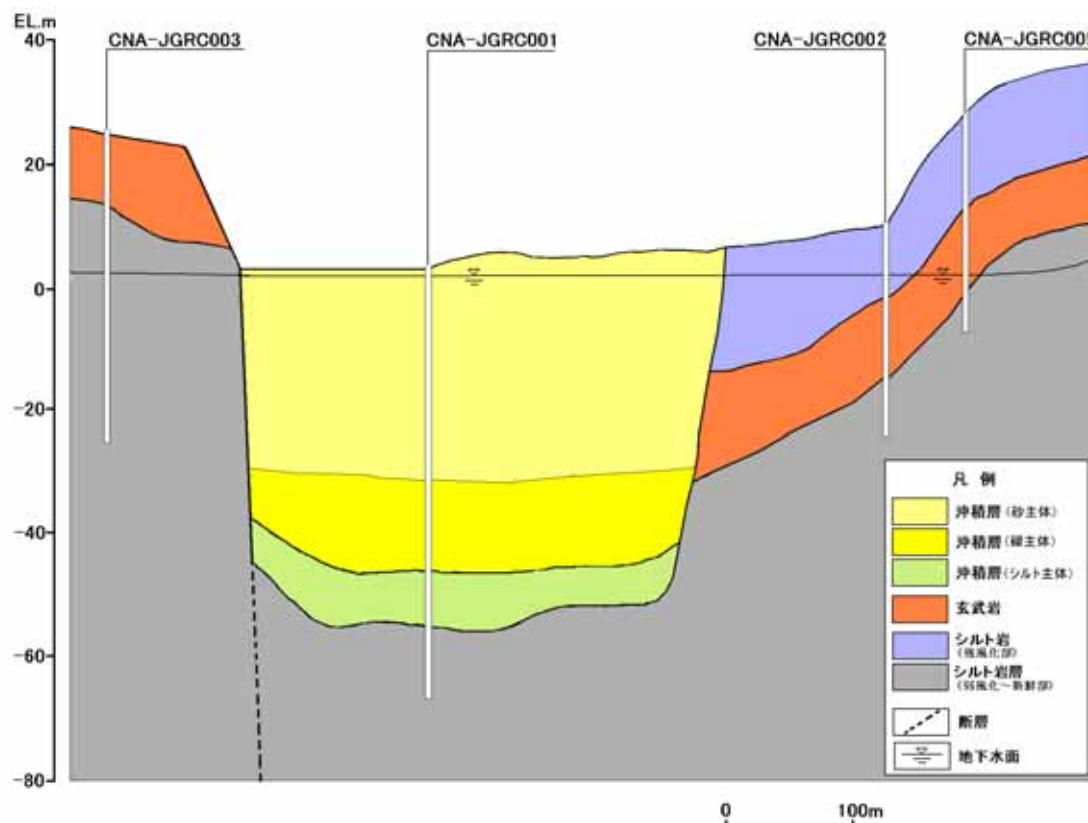


図 4.4.7 想定ダム軸の地質断面図



ボーリング調査及び電気探査の結果から、想定ダム軸周辺における基盤となるシルト岩の上面標高等高線を図 4.4.8 に示す。図 4.4.9 には、谷に平行な方向の断面図を示す。

また、既存の井戸掘削資料等を含めて帯水層を分析した結果、沖積層を構成する粘土・

シルト、細粒砂、中～粗粒砂、細礫、中～大礫は、横方向に広く連続しないことが分かった。粘土・シルトよりなる連続性のある難透水性層を挟む可能性が極めて高いことから、本地区の帯水層中の地下水は、一つの地下水面を形成する不圧地下水であると考えられる。なお、既存の井戸掘削資料は、井戸掘削のスライムにより地質を判断している資料があることや、地質の記載基準が一定でないこと等について、注意を要する。

図 4.4.8 基盤上面等高線図

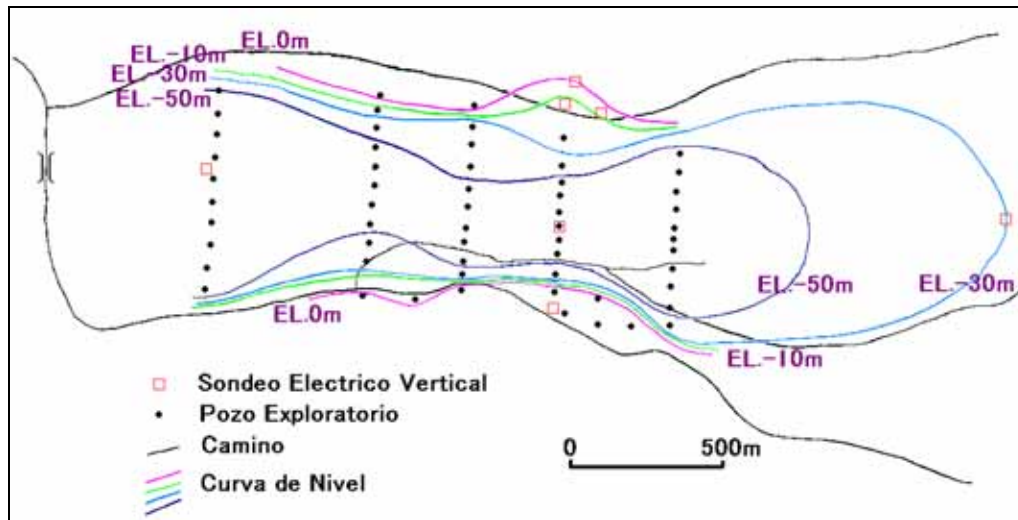
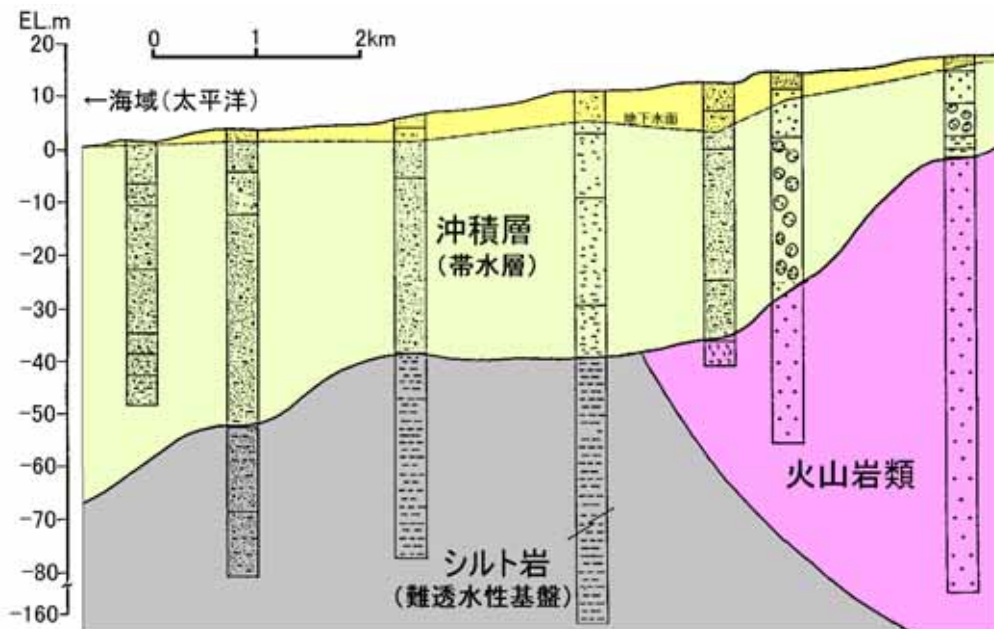


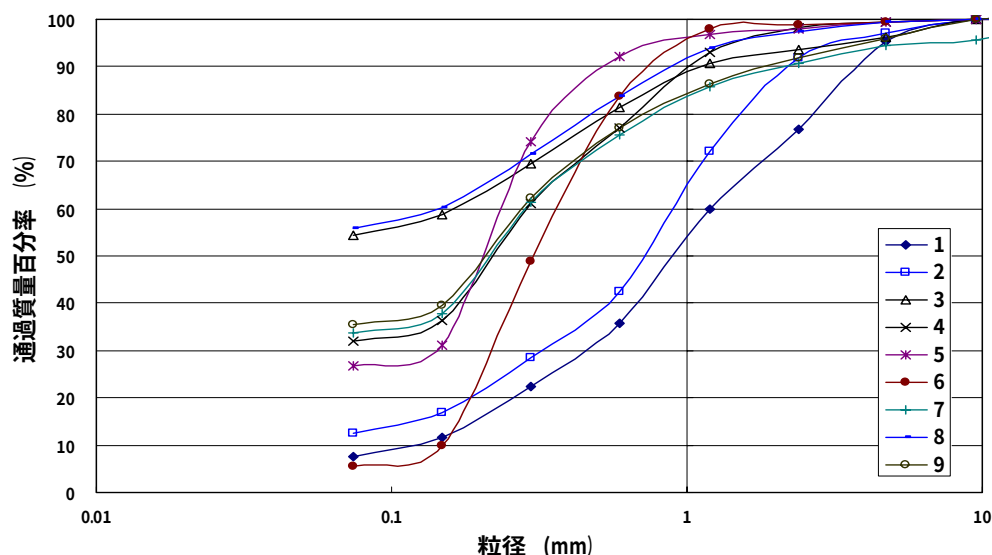
図 4.4.9 ラ・ミッション谷の縦断面図



(b) 粒度分析

CNA-JGRC006 孔のボーリングコアから代表的な試料を幾つか採取して、ふるい分けによる粒度試験を行った。その結果を図 4.4.10 に示す。本ボーリング地点の沖積層は、礫・シルトが混じった砂層が主体であることが分かる。

図 4.4.10 CNA-JGRC006 孔試料の粒径加積曲線



※試料採取深度：

1: 3.30～3.60m, 2: 6.10～6.40m, 3: 11.05～11.35m, 4: 12.10～12.40m, 5: 15.10～15.40m, 6: 18.10～18.40m,
7: 21.10～21.40m, 8: 24.10～24.40m, 9: 31.10～31.40

上記結果をもとに、松尾・川野（1970）及び Creager の方法を用いて、地盤の透水係数を推定した。推定された透水係数を表 4.4.4 に示す。

表 4.4.4 粒度から想定される透水係数

name of soil	name of soil from D50	Matuo and Kawano (1970)		Creager D20	In-situ permeability test
		D50	D20		
		cm/S	cm/S	cm/S	cm/S
silt-bearing sand	coarse sand	3.50E-01	1.50E-02	1.60E-02	7.89E-04
silt-bearing sand	coarse sand	3.50E-01	1.50E-02	6.90E-03	2.43E-03
silt	silt				3.41E-03
silty sand	fine sand	1.50E-02			7.10E-04
silty sand	fine sand	1.50E-02			9.28E-04
silt-bearing sand	medium sand	8.50E-02	1.50E-02	6.90E-03	1.14E-03
silty sand	fine sand	1.50E-02			6.46E-04
silt	silt				7.21E-04
silty sand	fine sand	1.50E-02			4.43E-04

(c) ボーリング孔を利用した透水試験

ボーリング孔を利用した透水試験を行った。沖積層、玄武岩及びシルト岩の強風化～風化部等では、現場透水試験を実施し、弱風化または新鮮なシルト岩では、ルジオン試験を行った。現場透水試験の方法は、地層の透水性に応じて変水位法と定水位法を使い分けて、いずれも注水により試験を行った。透水係数の算出は、下式による。

$$\text{変水位法} \quad k = 2.3 * C * A * \frac{\log(H_1 / H_2)}{T_2 - T_1}$$

$$\text{定水位法} \quad k = C * Q / H$$

$$C = \frac{2.3 * \log \left[\frac{l}{d} + \sqrt{\left(\frac{l}{d} \right)^2 + 1} \right]}{2 * \pi * l}$$

k：透水係数 A：注水区間の断面積 T₁：試験開始時刻 T₂：試験終了時刻

H₁：T₁時の水頭 H₂：T₂時の水頭 H：水頭 Q：給水量

l：注水区間の長さ d：注水区間の直径

透水試験の結果を、表 4.4.5 及び図 4.4.11 に示す。なお、図 4.4.11 では、 $1L_u = 1.3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ として、ルジオン値を透水係数に換算して示してある。比較的新鮮なシルト岩は難透水性であることが確認され、地下ダムの基盤となり得ることが明らかになった。一方、貯留層となる沖積層の透水係数は、 $10^{-2} \sim 10^{-6} \text{cm/sec}$ オーダーとばらつきが大きい。

地質区分と透水係数の関係を見てみると、沖積層、玄武岩、破碎質シルト岩、シルト岩の順に透水係数が小さくなっていることが分かる。

表 4.4.5 ボーリング孔を利用した透水試験の結果

001孔

試験区間	地質	地下水位(GL-m)	透水係数	単位	
0.00 - 3.00 m	沖積層	なし	2.4E-06	cm/s	
2.00 - 5.00 m	沖積層	0.93	1.1E-05	cm/s	
5.00 - 8.00 m	沖積層	0.87	1.4E-05	cm/s	
8.00 - 13.00 m	沖積層	0.78	1.4E-03	cm/s	
13.00 - 18.00 m	沖積層	0.83	1.5E-03	cm/s	
18.00 - 22.00 m	沖積層	0.84	2.1E-06	cm/s	
22.00 - 27.00 m	沖積層	0.84	2.1E-03	cm/s	
27.00 - 32.00 m	沖積層	0.85	7.5E-04	cm/s	
32.00 - 37.00 m	沖積層	0.73	5.8E-03	cm/s	
37.00 - 42.00 m	沖積層	0.83	4.8E-03	cm/s	
42.00 - 47.00 m	沖積層	0.83	5.2E-03	cm/s	
47.00 - 52.00 m	50.00～シルト	0.81	1.8E-04	cm/s	
52.00 - 55.00 m	シルト	0.82	3.6E-05	cm/s	
55.00 - 58.00 m	55.00～シルト岩	0.79	3.9E-05	cm/s	
58.00 - 61.00 m	シルト岩	0.84	1.1E-02	cm/s	
61.00 - 65.00 m	シルト岩	0.82	0.0	Lu'	Pc=2.2kg/cm ²
65.00 - 70.00 m	シルト岩	0.82	0.6	Lu'	Pc=3.1kg/cm ²

002孔

試験区間	地質	地下水位(GL-m)	透水係数	単位	
0.00 - 3.00 m	1.30～シルト岩	なし	1.1E-06	cm/s	
3.00 - 5.00 m	シルト岩		—		
5.00 - 10.00 m	シルト岩	なし	0.6	Lu'	Pc=1.9kg/cm ²
10.00 - 15.00 m	11.00～玄武岩	7.8	0.3	Lu'	Pc=2.2kg/cm ²
15.00 - 20.00 m	玄武岩	7.8	7.8E-04	cm/s	
20.00 - 23.00 m	玄武岩	7.8	2.0E-04	cm/s	
23.00 - 26.00 m	25.10～シルト岩	7.8	3.7E-03	cm/s	
26.00 - 29.00 m	シルト岩	7.8	8.8E-05	cm/s	
29.00 - 34.00 m	シルト岩	7.8	0.4	Lu'	Pc=6.1kg/cm ²

003孔

試験区間	地質	地下水位(GL-m)	透水係数	単位	
0.00 - 3.00 m	1.30～玄武岩	なし	5.6E-04	cm/s	
3.00 - 6.00 m	玄武岩	なし	1.0E-04	cm/s	
6.00 - 9.00 m	玄武岩	なし	1.9E-04	cm/s	
9.00 - 12.00 m	玄武岩	なし	1.9E-04	cm/s	
12.00 - 15.00 m	12.25～シルト岩	なし	1.0E-04	cm/s	
15.00 - 18.00 m	シルト岩	なし	2.8E-04	cm/s	
18.00 - 21.00 m	シルト岩	なし	3.3E-05	cm/s	
21.00 - 24.00 m	シルト岩	23.76	8.5E-05	cm/s	
24.00 - 27.00 m	シルト岩	23.76	4.9E-05	cm/s	
27.00 - 30.00 m	シルト岩	23.76	5.9E-05	cm/s	
30.00 - 33.00 m	シルト岩	23.76	6.1E-05	cm/s	
33.00 - 36.00 m	シルト岩	23.76	9.5E-05	cm/s	
36.00 - 41.00 m	シルト岩	23.76	1.8E-03	cm/s	
41.00 - 46.00 m	シルト岩	23.76	1.7E-04	cm/s	
46.00 - 51.00 m	シルト岩	23.76	2.2以下	Lu'	Pc=3.5kg/cm ² 以下

005孔

試験区間	地質	地下水位(GL-m)	透水係数	単位	
0.00 - 3.00 m	0.25～シルト岩	なし	1.2E-03	cm/s	
3.00 - 6.00 m	シルト岩	なし	4.4E-04	cm/s	
6.00 - 9.00 m	シルト岩	なし	4.0E-04	cm/s	
9.00 - 12.00 m	シルト岩	なし	1.0E-03	cm/s	
12.00 - 15.00 m	シルト岩	なし	3.4E-04	cm/s	
15.00 - 18.00 m	15.50～玄武岩	なし	5.3E-03	cm/s	
18.00 - 21.00 m	玄武岩	なし	3.5E-04	cm/s	
21.00 - 24.00 m	玄武岩	なし	8.5E-04	cm/s	
24.00 - 27.00 m	玄武岩	25.62	8.8E-04	cm/s	
28.50 - 33.50 m	27.55～シルト岩	25.62	0.1	Lu'	Pc=4.7kg/cm ²

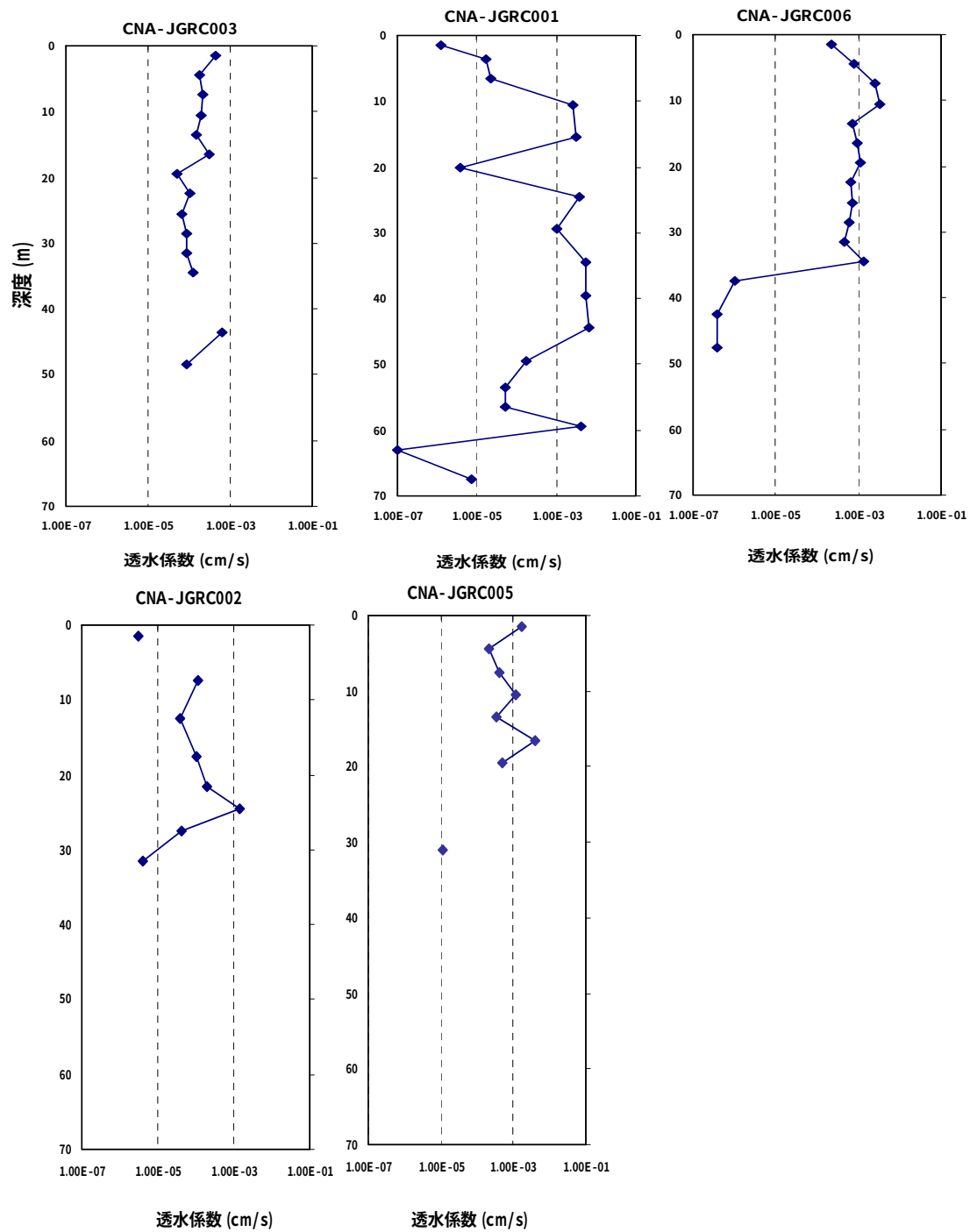
006孔

試験区間	地質	地下水位(GL-m)	透水係数	単位	
0.00 - 3.00 m	沖積層	1.32	1.7E-04	cm/s	
3.00 - 6.00 m	沖積層	1.32	7.9E-04	cm/s	
6.00 - 9.00 m	沖積層	1.32	2.4E-03	cm/s	
9.00 - 12.00 m	沖積層	2.14	3.4E-03	cm/s	
12.00 - 15.00 m	沖積層	1.36	7.1E-04	cm/s	
15.00 - 18.00 m	沖積層	1.57	9.3E-04	cm/s	
18.00 - 21.00 m	沖積層	1.32	1.1E-03	cm/s	
21.00 - 24.00 m	沖積層	1.32	6.5E-04	cm/s	
24.00 - 27.00 m	沖積層	1.27	7.2E-04	cm/s	
27.00 - 30.00 m	沖積層	1.24	6.1E-04	cm/s	
30.00 - 33.00 m	沖積層	1.26	4.4E-04	cm/s	
33.00 - 36.00 m	34.10～シルト岩	1.26	1.4E-03	cm/s	
35.00 - 40.00 m	シルト岩	1.26	0.0	Lu'	Pc=4.1kg/cm ²
40.00 - 45.00 m	シルト岩	1.26	0.0	Lu'	Pc=6.2kg/cm ²
45.00 - 50.00 m	シルト岩	1.26	0.0	Lu'	Pc=8.2kg/cm ²

009孔

試験区間	地質	地下水位(GL-m)	透水係数	単位	
0.00 - 3.00 m	崩積土?	なし	5.5E-06	cm/s	
3.00 - 6.00 m	崩積土?	5.15	4.0E-04	cm/s	
6.00 - 9.00 m	崩積土?	5.17	2.1E-03	cm/s	
9.00 - 12.00 m	11.30～シルト岩	5.23	8.9E-04	cm/s	
12.00 - 15.00 m	シルト岩	5.13	2.1E-04	cm/s	
15.50 - 20.50 m	シルト岩	5.15	0.0	Lu'	Pc=4.6kg/cm ²
20.50 - 25.50 m	シルト岩	5.17	3.3	Lu'	Pc=2.6kg/cm ²

図 4.4.11 ボーリング孔を利用した透水試験の結果

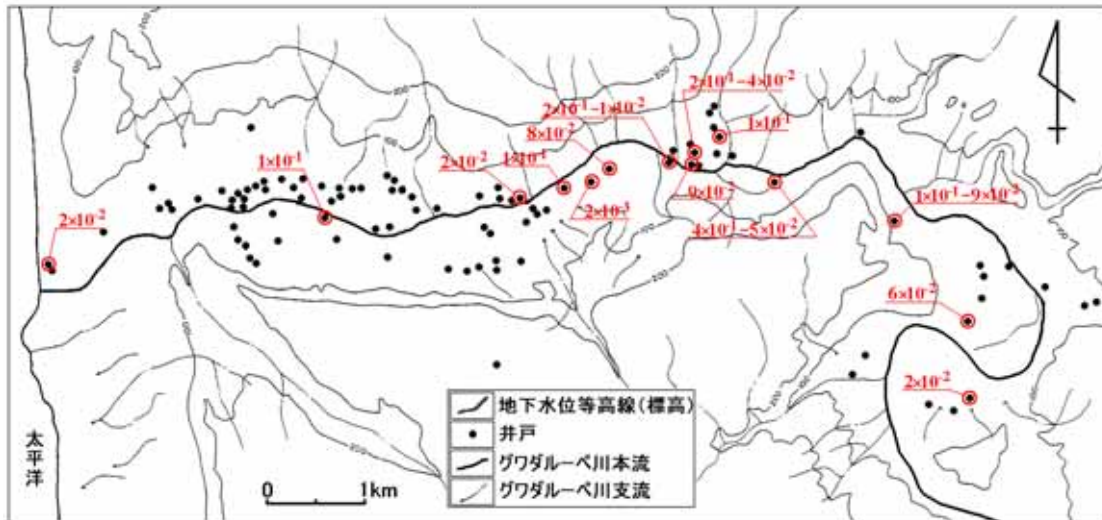


(d) 揚水試験

本地区では、多くの井戸で揚水試験が実施されている。図 4.4.12 には揚水試験が行われた井戸の位置と試験により得られた透水係数を示す。

図 4.4.12 井戸の揚水試験による透水係数分布図

(単位：cm/s)



粒度分析及び揚水試験結果から推定した沖積層の透水係数は、 $10^{-1} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ オーダーとなり、帯水層として十分な透水性を有していることを示唆している。それに対して現場透水試験により求めた透水係数は 1～2 オーダー小さい値を示している。現場透水試験の方が小さめの透水係数を示すのは、一般によくある傾向である。その理由として、以下の原因が考えられる。

- 現場透水試験は、注水法で行っている。このため、注水時に細かい粒子がボーリング壁面の目詰まりを引き起こしている可能性がある。また、ボーリング掘削時に孔壁の目詰まりを生じさせていることも考えられる。
- 試験区間の規模は、一般に揚水試験の方が現場透水試験より大きい。すなわち、現場透水試験の結果は局所的な透水性に左右されるが、揚水試験の結果は、より大きい範囲の帯水層の平均的な透水性を反映している。

4. 4. 4 気象・水文調査

Guadalupe 川流域には、従来から、気象観測所が 11 箇所（図 4.4.1 参照）、河川流量観測地点が 2 箇所ある。これに加えて、本調査では、ラ・ミシオン地区内において気象観測及び流量観測の地点を 1 カ所ずつ新たに設けた。本調査により収集・観測した気象・水文データの一覧を、表 4.4.6 に示す。気象観測項目は、気温、降水量、計器蒸発量、風向、風速等である。

表 4.4.6 気象・水文データ一覧

降水量					80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02
No.	観測地点	緯度	経度	日データ期間																							
1	Agua Caliente(No.64)	32°06 ' 08 "	116°27 ' 14 "	1969/1/1～2002/6/30																							
2	El Porvenir(No.149)	32°05 ' 00 "	116°38 ' 00 "	1988/11/7～2002/6/30																							
3	Ignacio Zaragoza(No. 65)	32°11 ' 43 "	116°29 ' 08 "	1964/12/1～2002/6/30																							
4	Olivares Mexicanos(No.26)	32°02 ' 57 "	116°36 ' 51 "	1954/3/1～1999/7/31																							
5	Santa Rosa(St.ID,2005)	32°04 '	116°45 '	1948/4/1～1987/11/30																							
6	Ensenada(St.ID,2072)	31°53 '	116°36 '	1923/1/1～2002/6/30																							
7	El Compadre(St.ID,2019)	32°09 '	116°15 '	1948/1/1～1975/12/31																							
8	El Pinal(St.ID,2021)	32°11 '	116°17 '	1969/1/1～1989/12/31																							
9	Ojos Negros(St.ID,2035)	31°52 '	116°16 '	1948/1/1～1989/12/31																							
10	Real Del Castillo(St.ID,2122)	31°57 '	116°18 '	1980/1/1～1989/12/31																							
11	Valle De San Rafael(St.ID,2118)	31°55 '	116°14 '	1979/1/1～1989/12/31																							
12	La Mision(No. 152)	32°06 ' 07"	116°48 ' 40"	2000/1/1～2002/6/30																							

気温					80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02
No.	観測地点	緯度	経度	日データ期間																							
1	Agua Caliente(No.64)	32°06 ' 08 "	116°27 ' 14 "	1969/1/1～1999/4/31, 1999/8/1～2002/6/30																							
2	El Porvenir(No.149)	32°05 ' 00 "	116°38 ' 00 "	1988/1/1～2002/6/30																							
3	Ignacio Zaragoza(No. 65)	32°11 ' 43 "	116°29 ' 08 "	1964/12/1～1999/3/31																							
4	La Mision(No. 152)	32°06 ' 07"	116°48 ' 40"	2000/1/1～2002/6/30																							
5	Olivares Mexicanos(No.26)	32°02' 57"	116°36' 51"	1954/3/1～2000/9/30																							
6	Santa Rosa(St.ID,2005)	32°04 '	116°45 '	1948/4/1～1987/11/31																							
7	Ensenada(St.ID,2072)	31°53 '	116°36 '	1923/1/1～2002/6/30																							

蒸発量					80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02
No.	観測地点	緯度	経度	日データ期間																							
1	Agua Caliente(No.64)	32°06 ' 08 "	116°27 ' 14 "	1970/1/1～1999/4/31, 1999/8/1～2002/6/30																							
2	El Porvenir(No.149)	32°05 ' 00 "	116°38 ' 00 "	1990/12/1～2002/6/30																							
3	Ignacio Zaragoza(No. 65)	32°11 ' 43 "	116°29 ' 08 "	1964/12/1～1999/3/31																							
4	La Mision(No. 152)	32°06 ' 07"	116°48 ' 40"	2000/2/1～2001/11/30, 2002/1/1～2002/6/30																							
5	Olivares Mexicanos(No.26)	32°02' 57"	116°36' 51"	1954/9/1～1989/10/31																							
6	Santa Rosa(St.ID,2005)	32°04 '	116°45 '	1962/1/1～1979/3/31																							
7	Ensenada(St.ID,2072)	31°53 '	116°36 '	1923/1/1～2002/6/30																							

河川流量					80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	00	01	02
No.	観測地点	緯度	経度	日データ期間																							
1	Santa Rosa(St.ID,1027)	32°01 ' 07 "	116°45 ' 03 "	1948/3/1～1999/12/31, 2000/7/1～2002/2/20																							
2	Agua Caliente(St.ID,1023)	32°06 ' 47 "	116°27 ' 02 "	1948/3/1～1999/12/31																							
6	La Zorra	-	-	2000/3/1～2002/2/20																							

(1) 気象調査

(a) 降水量

流域内の各地点の平均年間降水量は、概ね 300～400mm 程度である。しかし、数年おきに 500mm を超えるような通年平均を大きく超える降水量を記録するなど、年間降水量の変動は大きい。このような降雨パターンは、経年的な地下水位変動に大きな影響を与えている。

図 4.4.14 に、1970～1989 年及び 1990～2001 年における観測地点毎の平均月間降水量を示す。月別降水量は全箇所において 10～4 月に多く、5～9 月に少ないという傾向がある。特に、6～8 月にかけてはほとんど降水量は観測されていない。

観測地点相互の降水量の相関関係を検討したところ、月間降水量は観測地点間が近接しているほど相関性が高くなることが分かった。すなわち、近接する観測地点であれば、月間降水量に大きな差がないと見なすことができる。ただし、日降水量については、観測地点間における明白な相関関係は確認できなかった。なお、観測地点間の相関関係は、欠測期間の降雨量を推定するための指標となる。

図 4.4.13 Olivares Mexicanos 地点における年間降水量の推移

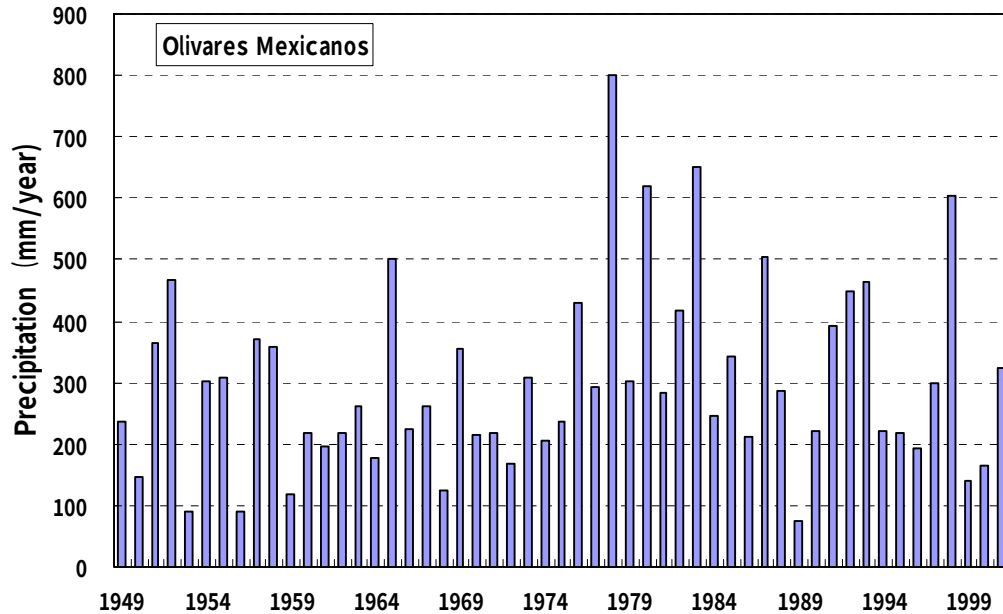
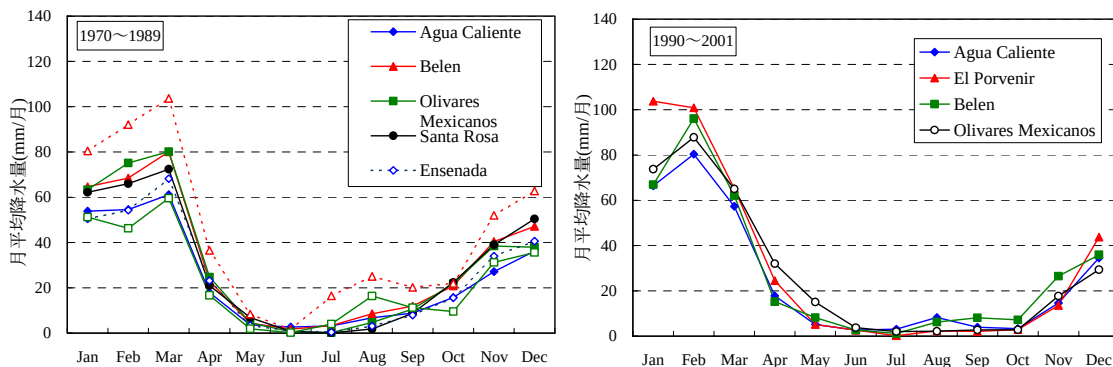


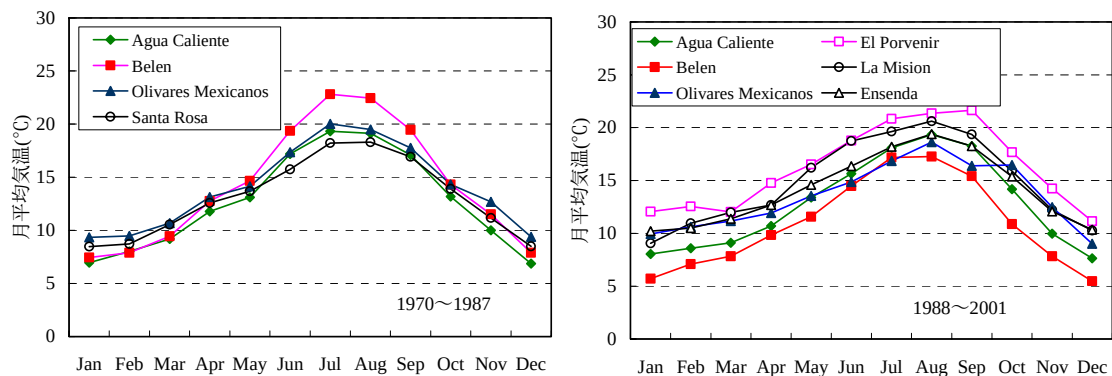
図 4.4.14 観測地点毎の平均月間降水量



(b) 気温

気温については、7カ所の観測データを収集している。図 4.4.15 に、1970 年から 1987 年と 1988 年から 2001 年に分けてもとめた月別の平均気温を示す。

図 4.4.15 月間平均気温

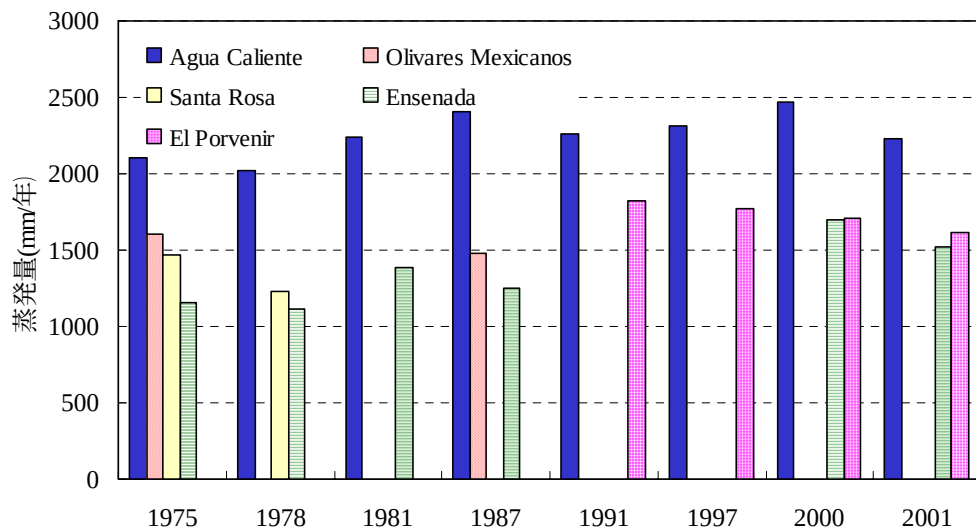


各観測地点相互の気温の差は、主として標高の違いによるものであり、100m 標高が上がると気温は約 0.7℃低下するという傾向は、一般的な傾向(100m 上昇につき 0.6℃低下) とほぼ合致している。

(c) 蒸発散量

ラ・ミシオン地区近傍で長期にわたり Pan 蒸発計を用いた蒸発量の観測が行われているのは、Agua Caliente 地点、El Porvenir 地点、Olivares Mexicanos 地点及び Ensenada 地点の計 4 地点である。観測地点間の年間計器蒸発量の比較を図 4.4.16 に示す。内陸部ほど観測値が大きくなる傾向がある。

図 4.4.16 年間計器蒸発量の推移



可能蒸発散量を求める方法について以下に述べる。

- 計器蒸発量の観測値から、風速や計器の種類に従った経験的係数を用いて算出する方法

$$(\text{可能蒸発散量}) = \text{経験的係数} (0.6 \sim 0.8) \times (\text{計器蒸発量})$$

- 気温データに基づいて推定する方法

Thornswait式： $E_i = 16(10T_i/I)^\alpha N/12$

$$\alpha = 0.000000675I^3 - 0.000077I^2 + 0.01782I + 0.49239$$

$$I = \sum_{i=1}^{12} (T_i/5)^{1.514}$$

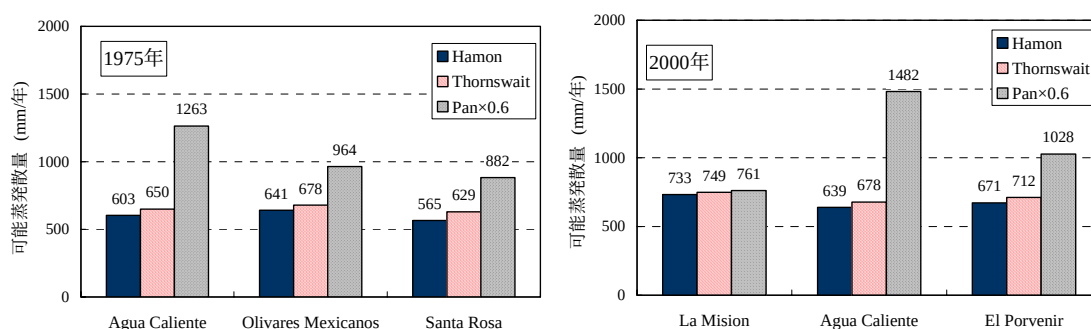
Hamon式： $E_i = 0.14(N/12)^2 q_i$

E_i ：i月の日平均可能蒸発散量(mm/day) N ：i月の可照時間 (hour)

q_i ：日平均気温に対する絶対飽和湿度 (g/m^3) T_i ：i月の平均気温 ($^{\circ}C$)

各推定方法により算出した可能蒸発散量について、1975年と2000年の年間合計値で比較したものを、図4.4.17に示す。ここで、計器蒸発量に乗ずる係数は、0.6としている。同図から、検討したすべての観測地点において、計器蒸発量からの推定値の方が、気温からの推定値を上回っていることがわかる。

図4.4.17 可能蒸発散量の推定値の比較



(2) 河川流量調査

Guadalupe川の河川流量観測は、Agua Caliente地点及びSanta Rosa地点において行われている。これらの観測地点では、流速測定と河川横断測量により水位－流量曲線を求めたうえで、河川内に設置された標尺を用いて1日1回の頻度で河川水位を計測し、流量を算定している。

Guadalupe川中流のAgua Caliente地点では、流量の季節的变化が、冬季に多く夏季に少なくなっている。これは、Agua Caliente地点の集水面積1,350km²を乗じた総降水量(m^3)の9.7%に相当する流量である。

図4.4.18には、Santa Rosa地点の月平均河川流量及び月間降水量を示す。この地点における河川流水は、豪雨の後短期間見られるのみであり、降雨量の少ない年には、流水はほとんどないようである。この理由として、降水量に対して蒸発散位がはるかに高いため、蒸発散により地表水の多くが失われることや、河川水の多くが本地区よりも上流に位置する地下水盆で地下浸透し、揚水により消費されてしまうためと考え

られる。

Santa Rosa 地点の 5km 程度下流の地域では、1978～1983 年の豪雨時に、Santa Rosa から流入する河川水により最大水深 1.4m 程度まで湛水した。このような 10 年に 1 回程度起こる豪雨時には Guadalupe 川下流域では表流水が見られるが、平年時には Santa Rosa からの河川水の全量が地下浸透する。

図 4.4.18 Santa Rosa 地点の河川流量

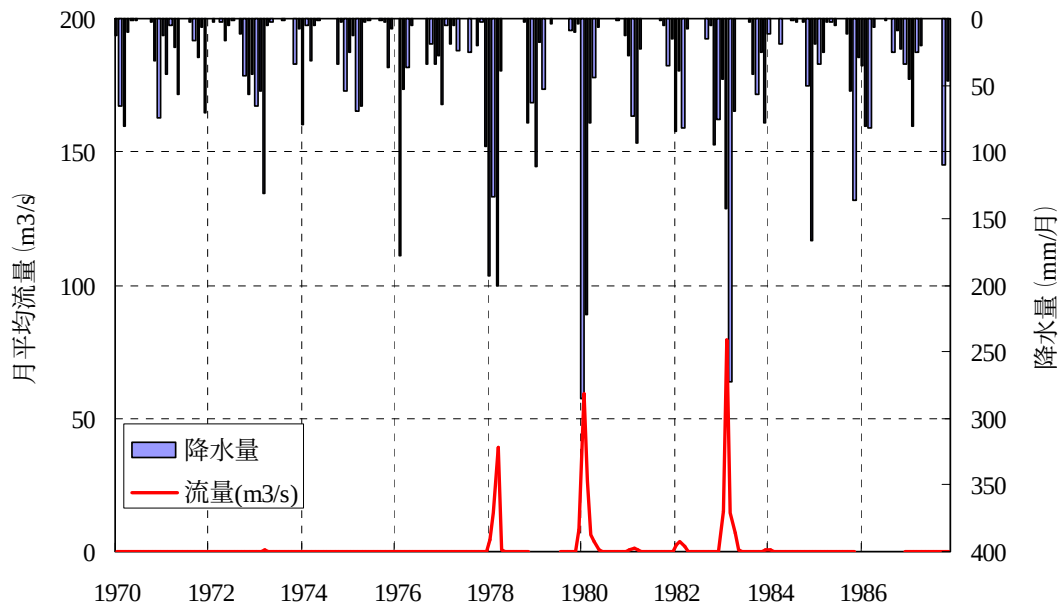


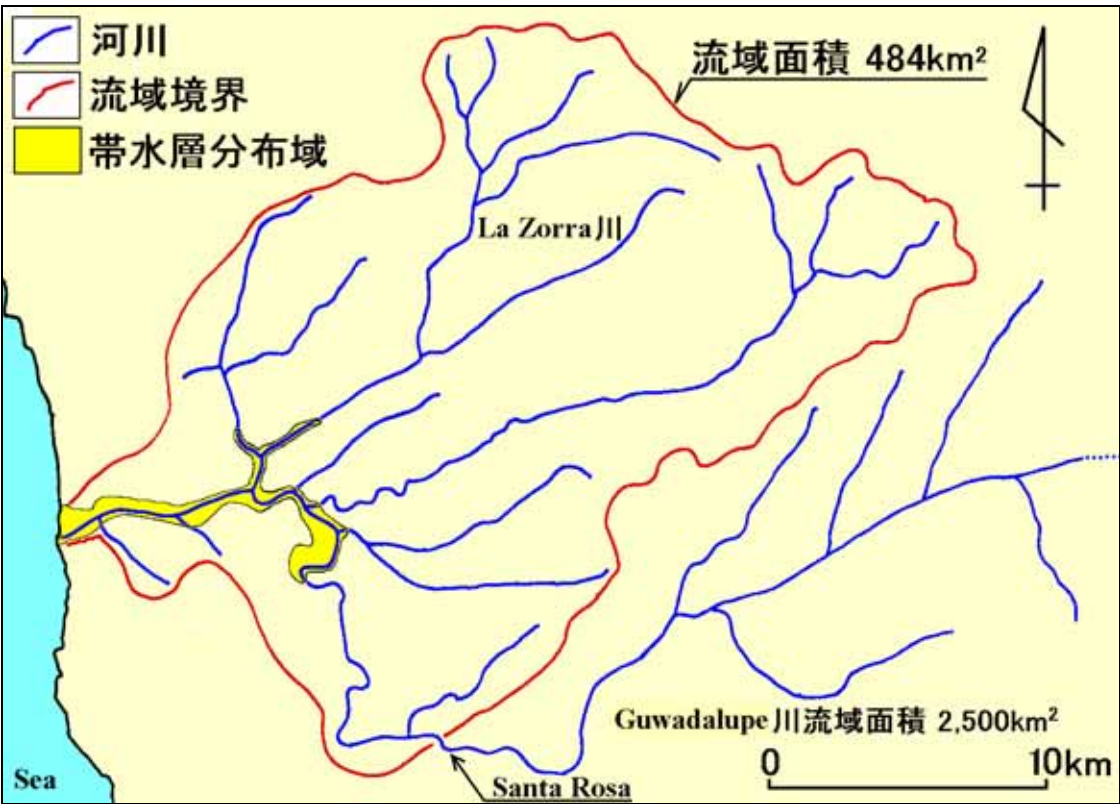
図 4.4.19 に、ラ・ミッション地区周辺の河川の分布を示す。Santa Rosa 地点における Guadalupe 川は、岩盤が露出する狭窄部となっており、河川流量の観測が行われている。この地点の周辺は岩盤地帯であり、上流域からの地下水流入はほとんどなく、水収支上は河川水のみを考慮すればよい。しかも河川水は希にしか観測されない。このため、本調査の対象流域は Santa Rosa 地点より下流の約 484km² の範囲に限定することとする。

上記範囲の中で Guadalupe 川最大の支流（La Zorra 川）の河川流量について、住民からの聞き取りによれば、1993 年以前には合流点付近で流水があったことがあるものの、それ以降は見られないとのことである。なお、La Zorra 川の流域では地下水の利用はない。したがって、平年～渇水年における La Zorra 川流域での降雨のうち蒸発散により失われた残りは、全量伏流水（地下水）となって、ラ・ミッション地区の帯水層へ流出するものと推察される。

Guadalupe 川の河口から数 km 以内の地域では、地下水位が比較的高い場合、Guadalupe 川へ地下水が流出していると考えられる。ただし、少雨年が連続する場合

は、地下水位が低くなる上に、河川水はなく、河川に沿って海水（塩水）が遡上し、海水が地下に浸透する場合も考えられる。

図 4.4.19 ラ・ミッション地区の調査対象流域範囲



(3) 地下水利用量調査

Guadalupe 川流域内で、ラ・ミッション地区の上流には、大規模な帯水層が3つ分布しており、それぞれ地下水利用が盛んである。表 4.4.7 に Guadalupe 川流域の主要帯水層における地下水揚水量を示す。

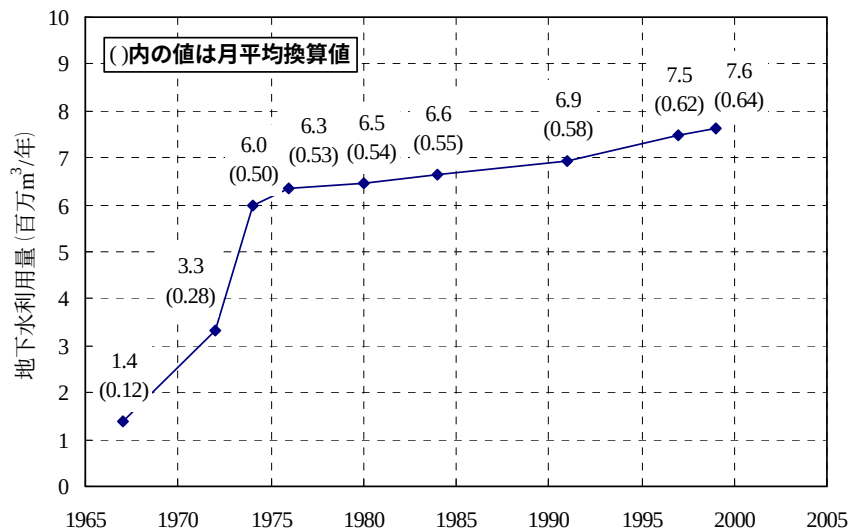
表 4.4.7 Guadalupe 川流域の帯水層における地下水揚水量

帯水層名	地下水揚水量 (unit: million m ³)	
Real del Castillo	11.18	3 地区合計 59.01 うち水道用 6.50 農業用 52.51
Ojos Negros	25.52	
Guadalupe	22.31 (うち農業用 15.5、水道用 6.5)	
La Mision	6.80	

ラ・ミッション地区の主要な水源は地下水であり、用途は水道用、農業用と多岐にわたっている。地下水を利用するにあたっては、認可を受ける必要があり、また利用目的に応じて許可水量が割り当てられるため、これを基本として地下水揚水量を算出することができる。

地下水を管理する国家水委員会（CNA）は、地下水利用実態調査を実施し、1938 年から 1999 年までの年間揚水量を見積もっている。1965 年以降の年間揚水量の推移を図 4.4.20 に示す。

図 4.4.20 年間地下水揚水量の推移

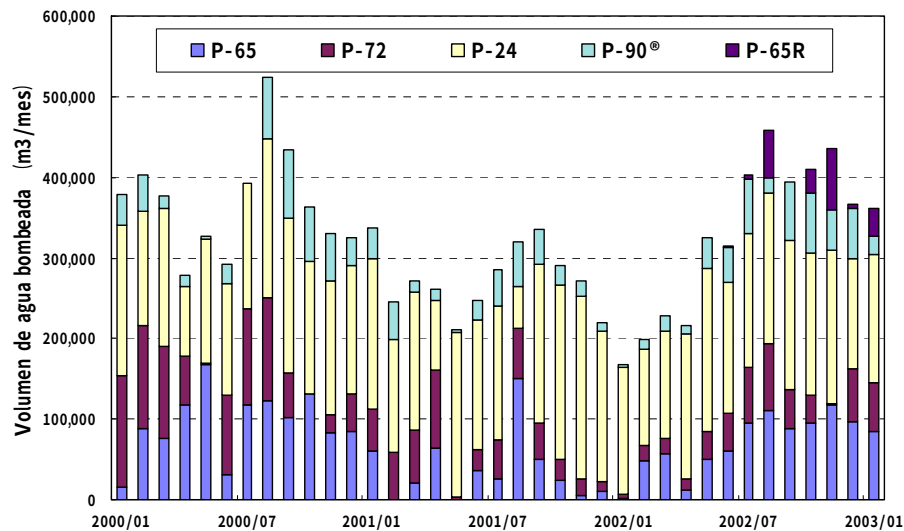


地区内に現存するすべての井戸について、以下の要領により、井戸利用実態調査を行った。

● 水道事業

CESPE（Comision Estatal de Servicios Publicos de Ensenada）は、ラ・ミッシェン地区内に 5 本の飲料用井戸を設置し、揚水した地下水を数 10km～100km離れた都市部（EnsenadaやTijuana 等）へ送水している。CESPEが許可されている年間揚水量の合計は、約 473 万 m³/年である。これらの井戸の揚水量は、月別に記録されており、データの入手も可能である。図 4.4.21 に、2000 年 1 月～2003 年 1 月にかけての飲料用井戸の月別揚水量を示す。降雨の少ない夏に揚水量が増加していることが分かる。

図 4.4.21 飲料用井戸の月間揚水量の推移



- 農業用井戸

農業用井戸の場合、作物別の単位用水量及び栽培面積から揚水量を推定した。栽培は、通常年2回行われる。季節によって必要水量が異なり、年間の灌漑用水利用の80%が3月～7月の間に集中する。農作物の単位用水量は、種目別に数値が出されており、CNAが許可水量を決定する際にも用いられている。また、家畜については、種類別の1頭当たりの日必要水量が明らかにされている。この日必要水量と種類別の頭数から家畜用の揚水量を推定した。

- 家庭用井戸

家庭用井戸の場合、利用者数と一人当たりの必要水量から揚水量を求めた。

以上の調査により明らかになった点を要約する。

井戸の総数は77本であり、そのうちの57本が実際に使用されている。図4.4.22に、用途別の井戸本数及び揚水量の割合を示す。井戸の本数は、農業用が最も多く、全体の約4割を占めている。

取水量については、CESPEの飲料用井戸5本が全体の8割近くを占める。

図 4.4.22 地下水利用状況（CNA、1998～1999 年調査）

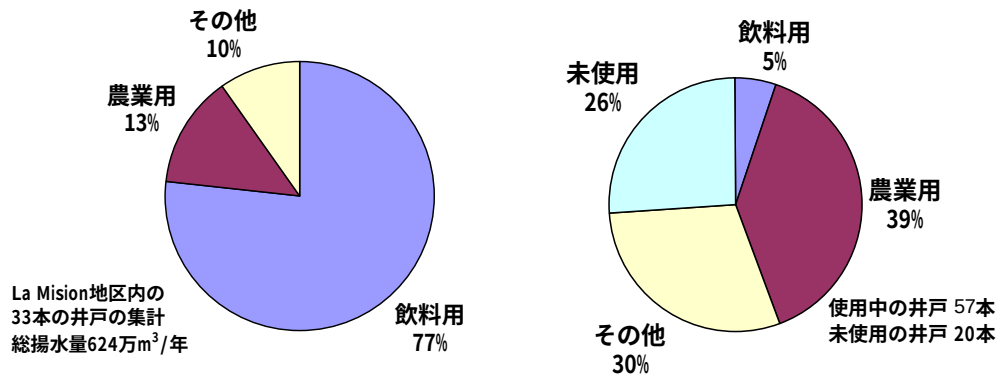
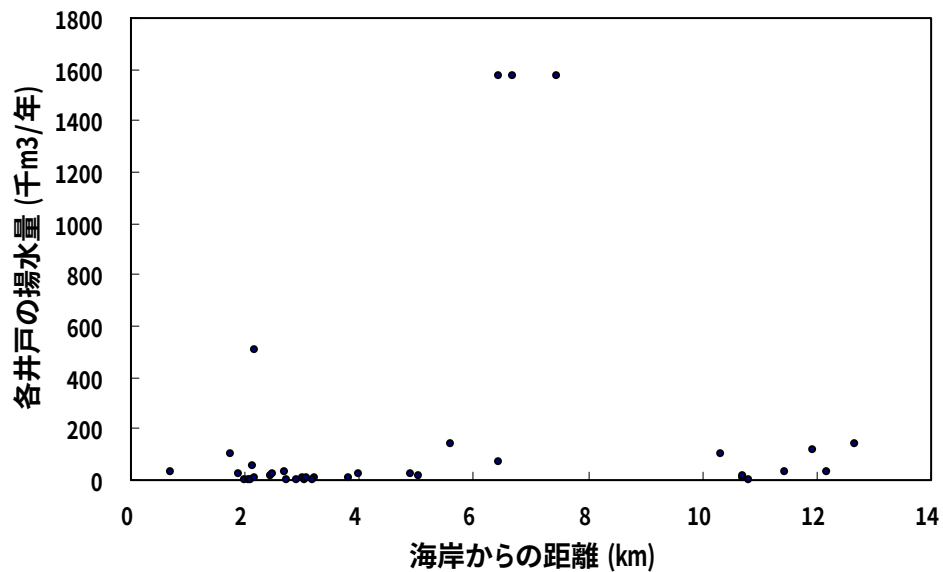


図 4.4.23 に、個々の井戸について、年間揚水量と海岸からの距離の関係を示す。海岸から 6～8km（Guadalupe 川最大の支流、La Zorra 川が合流する地域）に位置している揚水量の大きな井戸は、CESPE の飲料用井戸である。

井戸数が多いのは、海岸から 2～4km の地域である。

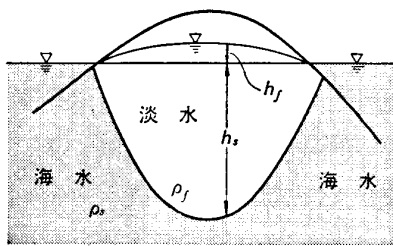
図 4.4.23 井戸の揚水量と海岸からの距離



(4) 地下水位観測

一般的に、淡水（相対的に電導度の低い地下水）は海水（電導度の高い地下水）の上に、比重差によってレンズを形成している（図 4.4.24）。地下水位が低下すればこのレンズの厚みが小さくなる。このため、地下水への塩水浸入が懸念される本地区では、地下水位と平均海水面の位置関係を正確に求める必要がある。したがって、地下水位観測を行う井戸の管頭標高（平均海水面との標高差）を正確に求めるのが大前提となる。

図 4.4.24 淡水レンズの模式図



$$h_s / h_f = \rho_f / (\rho_s - \rho_f) = 40$$

h_s : 海水面より上の淡水（汽水）の厚さ

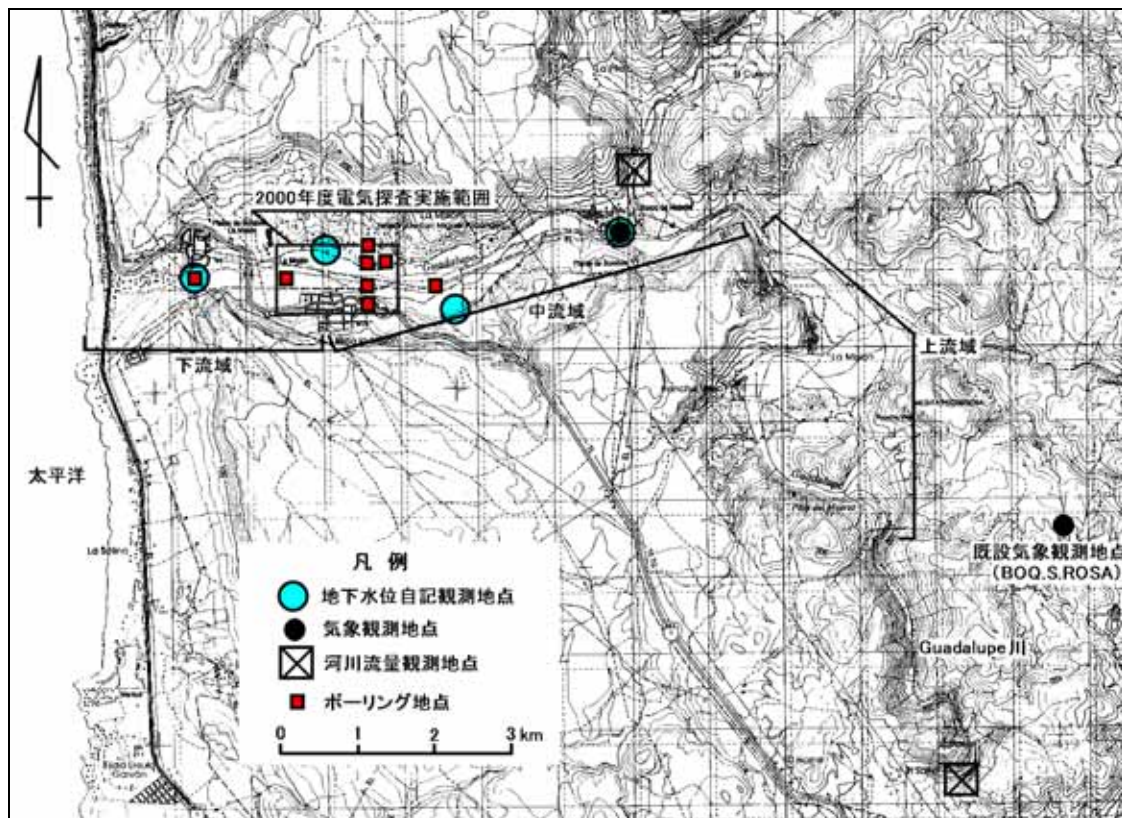
h_f : 海水面より下の淡水（汽水）の厚さ

ρ_s : 海水の比重 = 1.025

ρ_f : 淡水（汽水）の比重 = 1.000～1.008

地下水位観測は、時系列的に地下水位変化を追跡する「連続観測」と、地下水の平面形状を把握するために定期的に行う「一斉測水」に分けられる。調査を開始するにあたり、それぞれ観測のための井戸を選別した。図 4.4.25 に地下水位自記（連続）観測地点を示す。

図 4.4.25 水文観測地点位置図



地下水位の一斉測水は、1970 年代以降、断続的に実施されている。1999 年以降は、年間 4 回の割合で行った。測定地点は、約 30 カ所にのぼる。観測井戸の中には、揚水に供されている井戸が含まれている。このため、原則として揚水を停止して井戸内水位が自然水位に十分近くなるまで回復した後に地下水位を計測することとしている。

地下水位の連続観測には、電子式水位計を使用した。本機器は、水圧式水位センサー

等の各種センサーとデータローガー・メモリ・電池が一体となっており、本体を井戸内水面以下に設置する水没型プローブである。また、最下流に位置する観測機器は、塩水化の動向を把握するため、地下水位以外に、電気伝導度、水温、pH を測定できるよう設定している。観測は 2000 年に開始した。

図 4.4.26 には、地下水位一斉測水の成果の一例として、2000 年 10 月における地下水位等高線図を示す。海岸付近の地下水位は標高 0m 前後で、海岸から離れるに従って、地下水位は上昇する。また、図 4.4.27 に、地下水位と海岸からの距離の関係を示す。2000 年 10 月の地下水位は、1979 年 11 月よりも全体的に 2～5m 程度低下していることがわかる。

図 4.4.26 地下水位等高線図（2000 年 10 月）

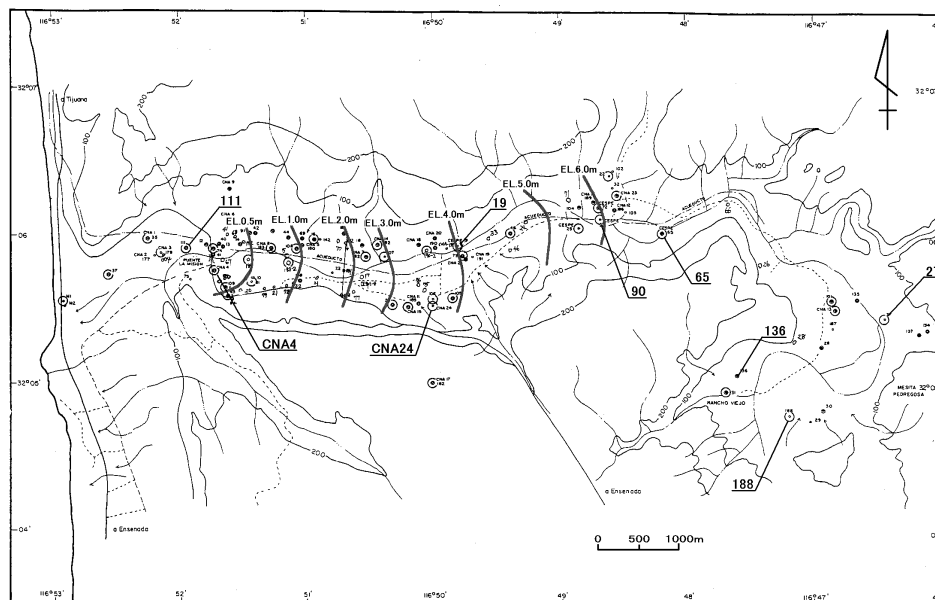


図 4.4.27 地下水位と海岸からの距離の関係

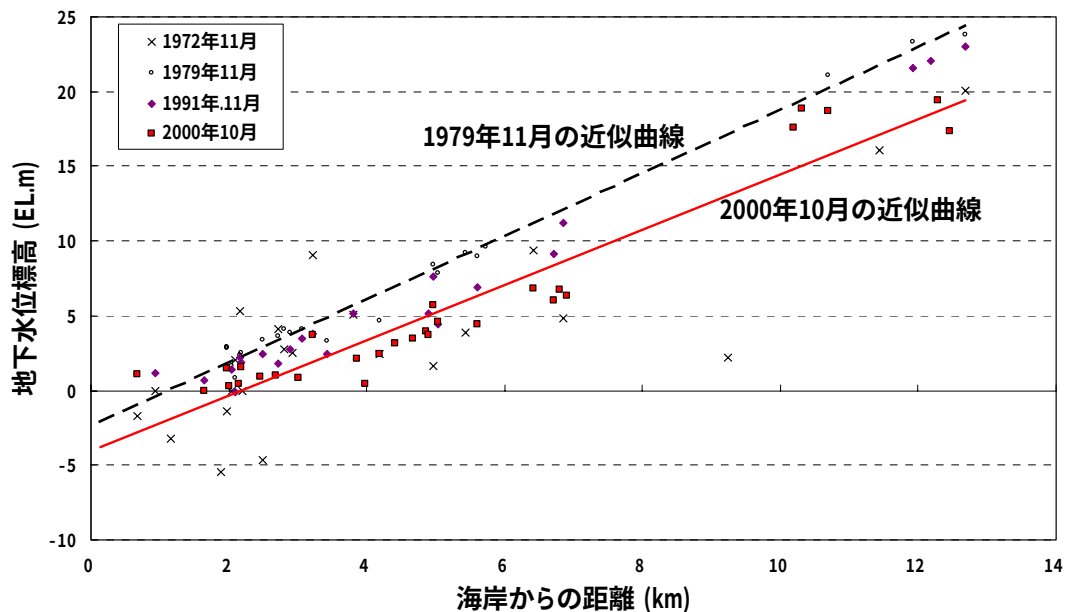
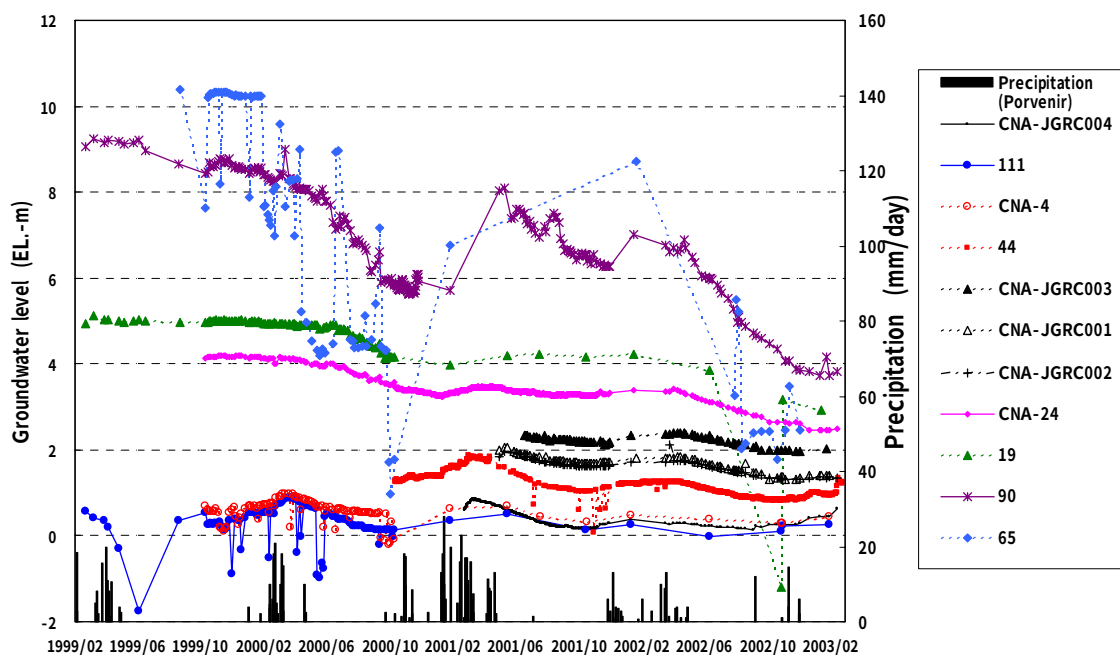


図 4.4.28 には、1999 年 2 月以降の地下水位の変動状況と El.Porvenir 地点における月間降水量の相関を示す。地下水位は降雨の多寡に従って変動しており、一年のうち 11 月から翌年の 3 月の雨期に地下水位が上昇し、乾期に低下する。近年は、全体的に地下水位が低下傾向にある。これは、雨期の降雨量が平年よりも少なかったことが大きな要因であると考えられる。

図 4.4.28 近年の地下水位の変動状況
(下流～中流部)



(上流～最上流部)

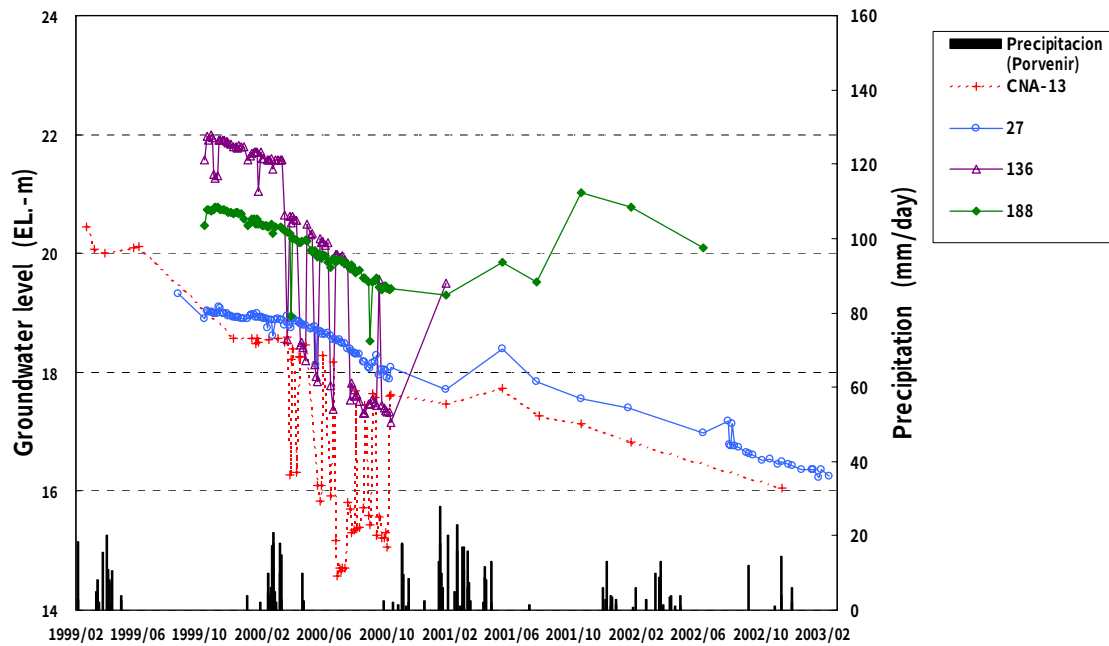
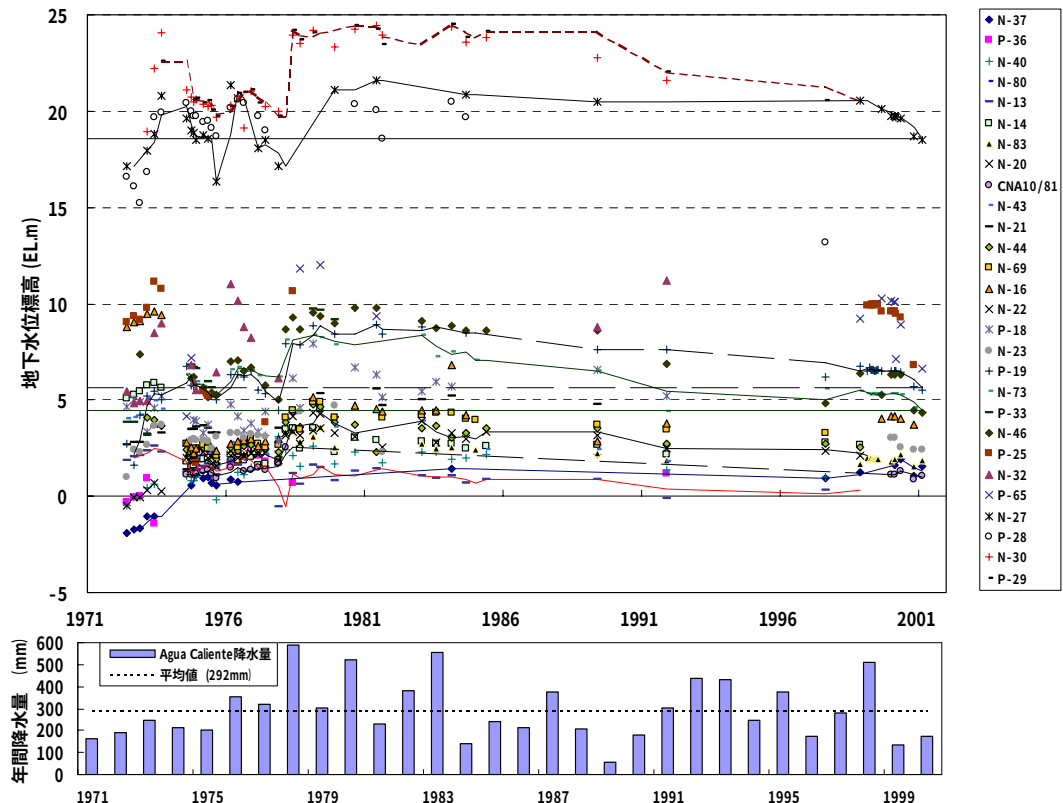


図 4.4.29 には、1972 年以降の長期的な地下水位の変動状況を示す。1971 年～1977 年まで地下水位の低い時期が続き、1978 年に一旦地下水位が急激に上昇し、1983 年頃までは比較的高い水位を保持していたことがわかる。1986 以降はデータ数が少なく詳細は不明であるものの、現在まで地下水位は低下傾向にあるように見える。

図 4.4.29 長期的な地下水位の変動状況



(5) 水質調査

地下水の電気伝導度は、溶存イオン濃度に比例する。地下水の塩水化が問題となっている地域では、地下水の電気伝導度を計測することにより地下水の塩分を比較的簡易に知ることができる。携帯用の測定機器を用いて、センサーを井戸内に挿入、電気伝導度と水温の測定を行った。本調査では、コードを 50m まで延長したため、深度 50m までの測定が可能となった。

図 4.4.30 に、地下水の電気伝導度・水位と海岸からの距離の関係を示す。また、地下水の電気伝導度の断面図を、図 4.4.31（縦断面図）及び図 4.4.32（平面図）に示す。図 4.4.33 には、地下水の電気伝導度の経年変化を示す。

図 4.4.30 海岸からの距離と地下水位・電気伝導度の関係

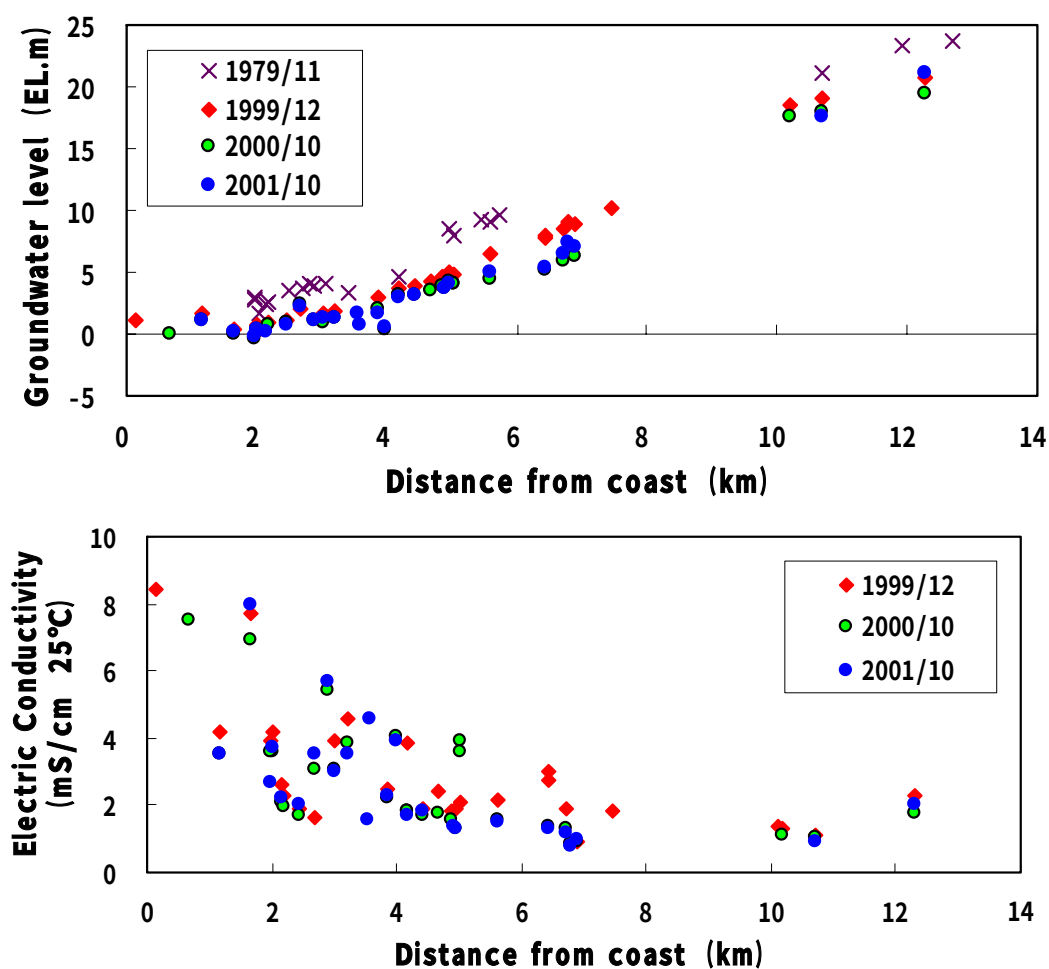


図 4.4.31 地下水の電気伝導度分布（縦断面図）

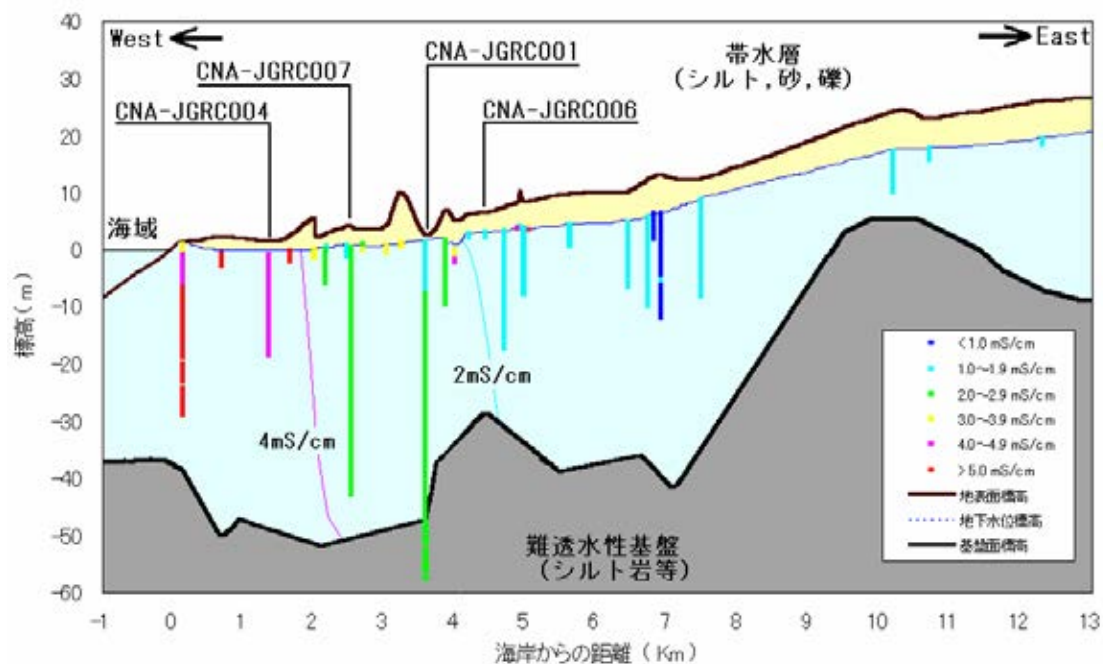
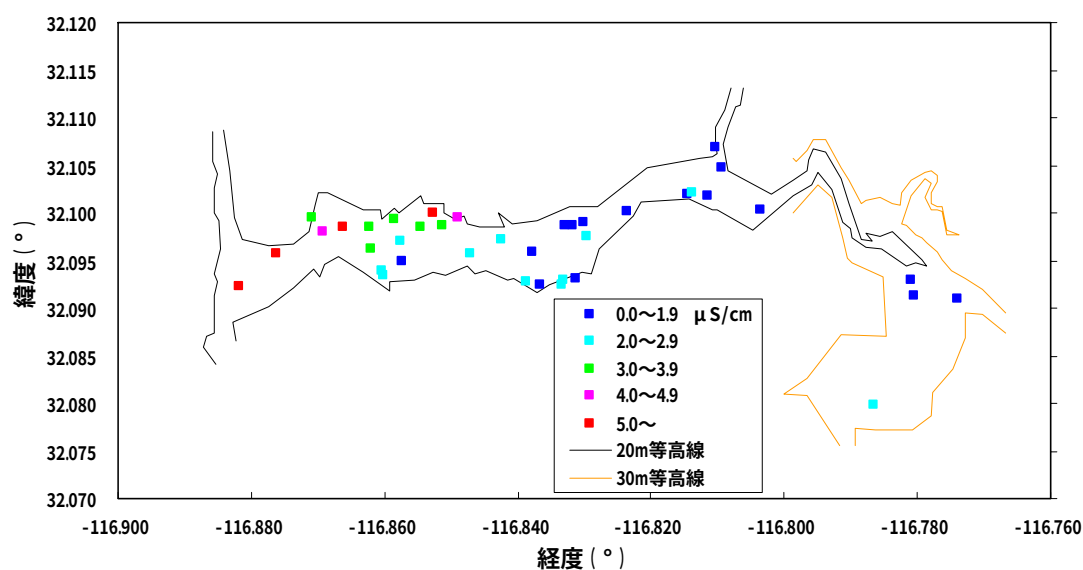


図 4.4.32 地下水の電気伝導度分布（平面図）

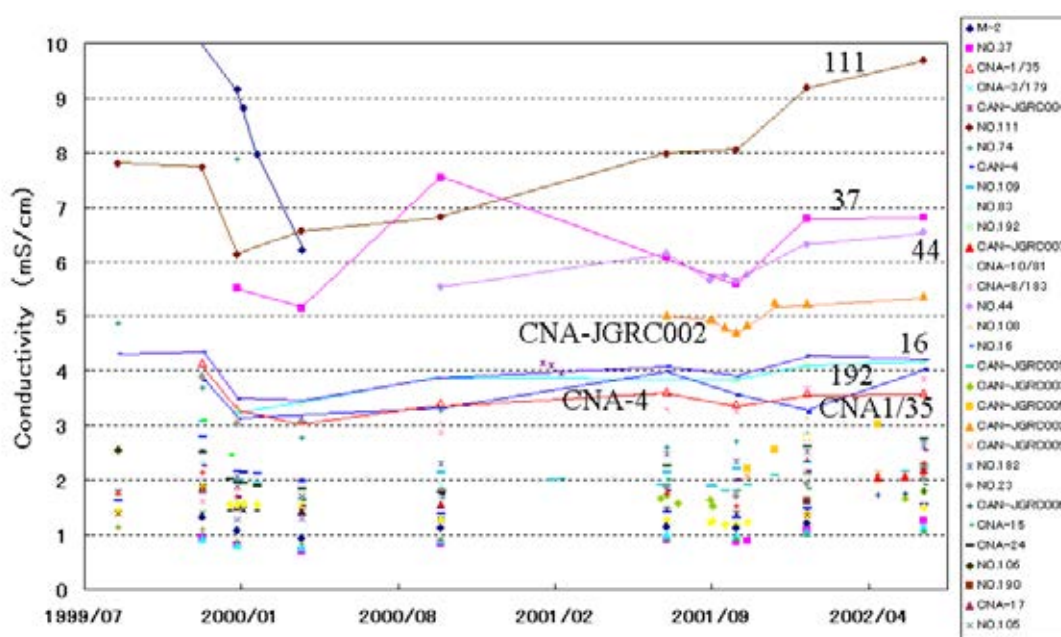


地下水の電気伝導度は、海岸付近で最大 7.5mS/cm に達する。海岸から離れ、地下水位が上昇するにつれて、電気伝導度は徐々に低下する。海岸から 4km 以内では電導度が 2mS/cm を越える箇所が多くなっており、地下水の一部が既に塩水化されていることが分かる。また、下流域～中流域にかけて、地下水の電気伝導度が谷の左右岸で非対称となっている。すなわち、谷の右岸側（北側）では海岸から 4km 程の内陸に位置する井戸まで 3～4mS/cm の比較的高い電気伝導度を示すのに対して、谷の左岸側（南側）では、海岸から 2km 以上離れた内陸側では電導度が 2mS/cm 以下となっている。

なお、揚水が頻繁に行われる井戸では、井戸内水は攪乱され均一となっている可能性がある。また、口径の大きな井戸においては、井戸内水が対流し均一化が促進されやすい。本地区の井戸の多くは、井戸内水の水質の均一化が進んでいるものと推察される。

最も低い電導度の地下水は、Guadalupe 川流と La Zorra 川との合流付近で見られ、電導度は 0.8～0.9mS/cm 程度である。

図 4.4.33 地下水の電気伝導度の経年変化



● 地下水の水温

海岸から 7～8km の地下水温が 40℃以上となっており、計測された最高水温は約 50℃に及ぶ。降雨量と水温の相関を見てみると、雨期に地下水位が上昇すると水温及び電気伝導度が低下し、地下水位が低下すると水温及び電導度が上昇するという傾向が認められた。

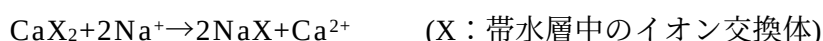
この熱水は、地表水起源の地下水が熱をもった基盤に浸透し、そこで熱せられた後に再び帯水層へ湧出してきた可能性が大きい。これは、主要成分の水質分析の結果により、低温の地下水の水質と大きな差がないことから示唆される。水温と電気伝導度の変化は、高温地下水の供給量より、むしろ低温の地下水の涵養量に左右されているものと考えられる。

● 地下水水質の成分分析

本調査の一環として、約 20 箇所の井戸について 1999～2002 年にわたって 4 回の水

質分析を行った。分析項目は、電導度、pH、溶存固形物総量、溶存酸素量、主要イオン溶存量（ Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 SO_4^{2-} 、 Cl^- 、 HCO_3^- ）、アルカリ度、硬度、総大腸菌群数、糞便性大腸菌群数等である。

図 4.4.34 には、1999～2001 年の水質分析結果について Cl^- — Ca^{2+} 濃度の相関図を示した。また、同図中の直線は、一般の海水の Cl^- — Ca^{2+} 濃度比を示すものである。本地区の地下水は、海水の組成に比較して Ca^{2+} に富んでいる傾向が認められる。本地区では、前述のとおり海岸に近づくにつれて地下水の電導度が上昇することから、下流域の地下水は塩水化が進んでいると考えられる。塩水化した地下水と帯水層の構成物との間で下式に示すような陽イオン交換反応が生じ、 Ca^{2+} に富むようになったためと考えられる。



なお、図中に赤で示したデータは、海岸から 7～8km の高温地下水のものである。高温地下水は、低温地下水のデータと比較して、特に異なる水質を示しているわけではないことが分かる。

図 4.4.34 地下水の Cl^- — Ca^{2+} 濃度相関図

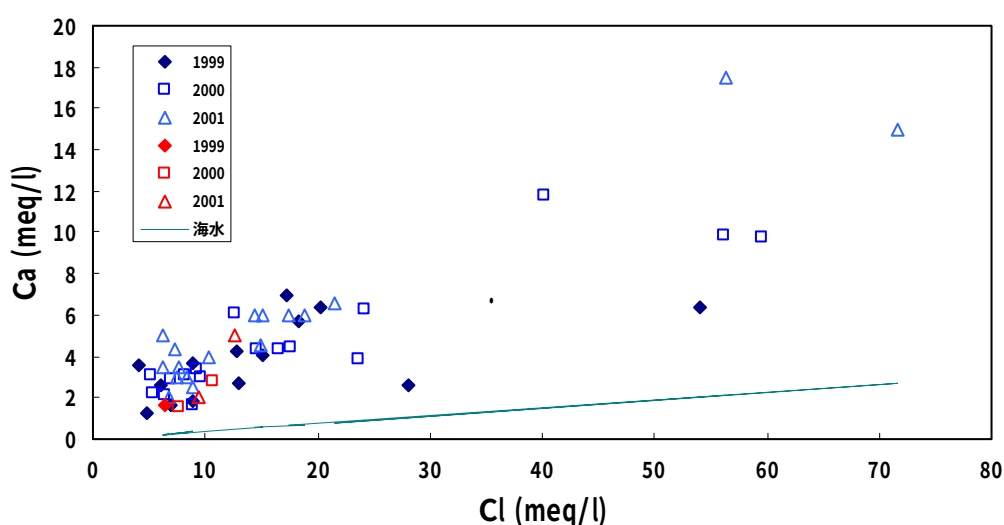
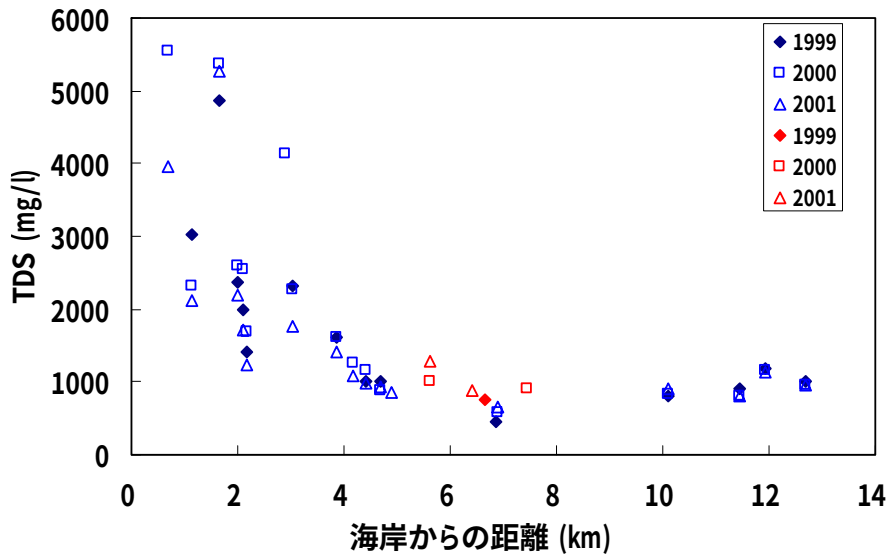


図 4.4.35 には、海岸からの距離と溶存固形物総量（TDS）の関係を示した。海岸に近づくにつれて TDS は増加するが、海岸から 7km 程度離れた箇所で TDS が最も低くなっている。これは、電気伝導度や主要溶存イオンの各種成分の濃度についても同様の傾向を指摘できる。海岸から約 7km 地点は、Guadalupe 川本流と La Zorra 川の合流点に当たる。La Zorra 川流域から流入する TDS の低い地下水により、海岸から約 7km の帯水層の電気伝導度を局所的に低下させている可能性がある。

図 4.4.35 海岸からの距離と溶存固形物総量との関係



● 地下水塩水化の要因の考察

海岸から数km以内の地下水の塩水化は、現在の地下水揚水が原因の一つに挙げられるが、この他に、過剰揚水の影響が考えられる。CESPEは、1960～1965年頃に飲料用井戸を本地区の下流に設置し、100km北の都市Tijuanaへ送水していた。井戸は、海岸から3km以内に4基に設置され、現在とほぼ同程度の年間400万m³程度を揚水していたとされる。これらの井戸のうち、海岸から2km以内にある2基に地下水の塩水化が生じた。このため、塩水化していない上流側の2基を含むすべての井戸を廃棄し、1972年頃、現在の位置（海岸から7km前後の地点）に水源を移設した。すなわち、1960年代に浸入した塩水が現在でも残存し、下流域の高い塩分の原因となっている可能性が高い。なお、同じ下流域でも左岸側の井戸では、水量は比較的少ないものの現在でも飲料用井戸として使用されている。水質は、塩水化しておらず、比較的良好である。

左岸側に比べて右岸側の地下水が、電気伝導度が高く、溶存物質が多くなっている原因の詳細については不明であるが、以下のような可能性が考えられる。

- 1) 揚水中の井戸内水位が海水面以下となるため、局所的に塩水浸入が生じて電導度が高くなる。
- 2) 右岸側の地山には地すべり地形が認められる。この地山を構成する破碎されたシルト岩または玄武岩中を浸透して溶存物質が多くなった地下水が帯水層に付加していることが考えられる。これは、同地山にあるボーリング孔中の地下水の電気伝導度が高いことから推察される。

4.4.5 水理解析

(1) 水収支解析

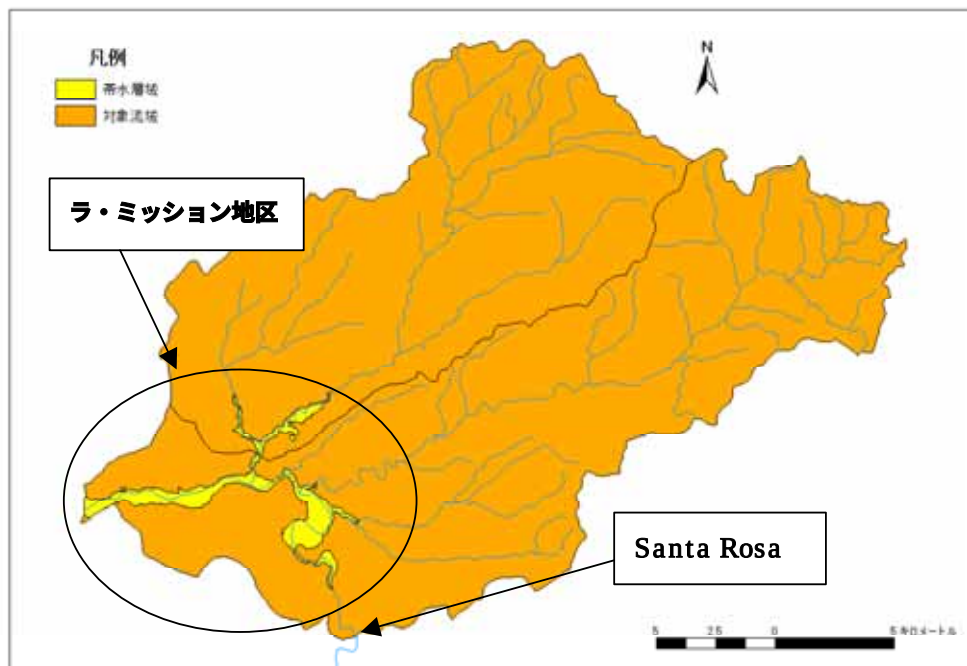
(a) 解析の手順

連結タンクモデルによる水理解析は、以下の手順で行った。

- 1) 基礎データの整理
- 2) 地下水涵養量の概略検討
- 3) 流域全体のタンクモデルによる概略水収支の検討
- 4) 連結タンクモデルの構築
- 5) 連結タンクモデルによる水収支の解析

解析の対象は、Guadalupe川流域のうち、ラ・ミッシェン地区からSanta Rosa地点までをカバーする約 463km²の範囲である（図 4.4.36）。このうち、有力な帯水層の分布域は約 11km²ある。

図 4.4.36 水理解析の対象範囲



(b) 解析条件の整備

● 流域降水量

水収支解析に用いるための流域降水量については、ティーセン法を用いて算定した。

ティーセン分割にはラ・ミッション地点、Santa Rosa 地点、El Porvenir 地点及び Belen 地点を採用した。ティーセン分割結果を、図 4.4.37 に示す。算定された流域全体の平均年間降水量を、図 4.4.38 に示す。図中には参考値としてティーセン分割に使用した El Porvenir および、Santa Rosa 地点の年間降水量データも同時に示している。算定に際しては、分割に用いた降水量観測地点に欠測が生じていた場合は先に検討を行った各降水量観測地点同士の相関関係より適宜データの補完を行っている。

図 4.4.37 ティーセン分割

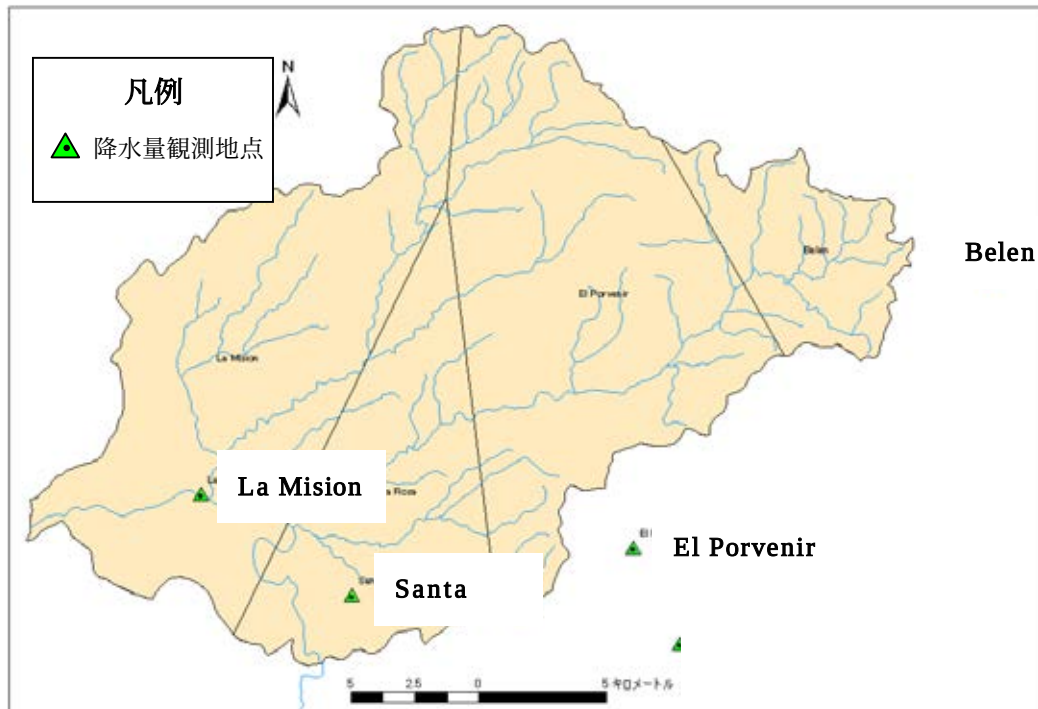
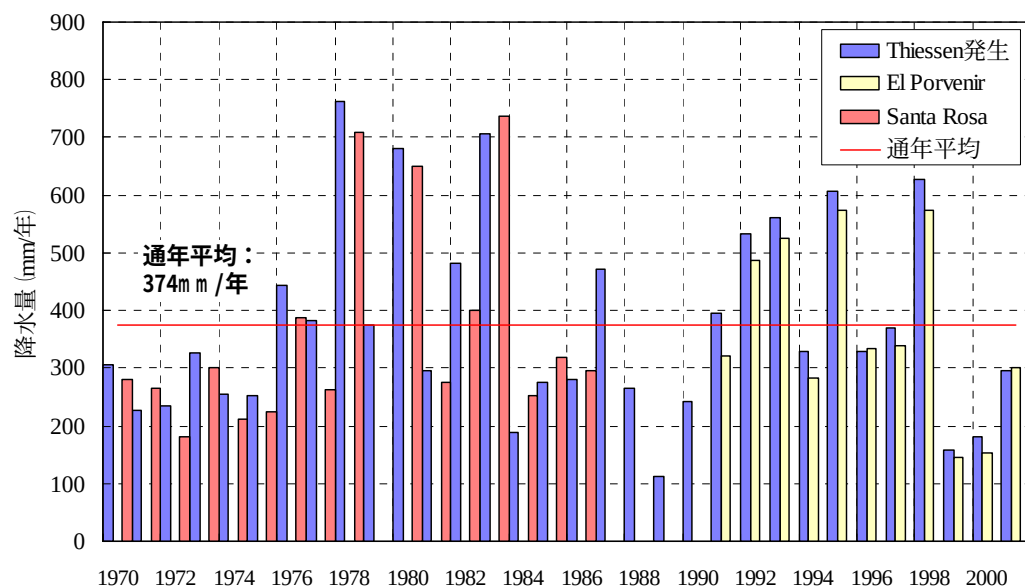


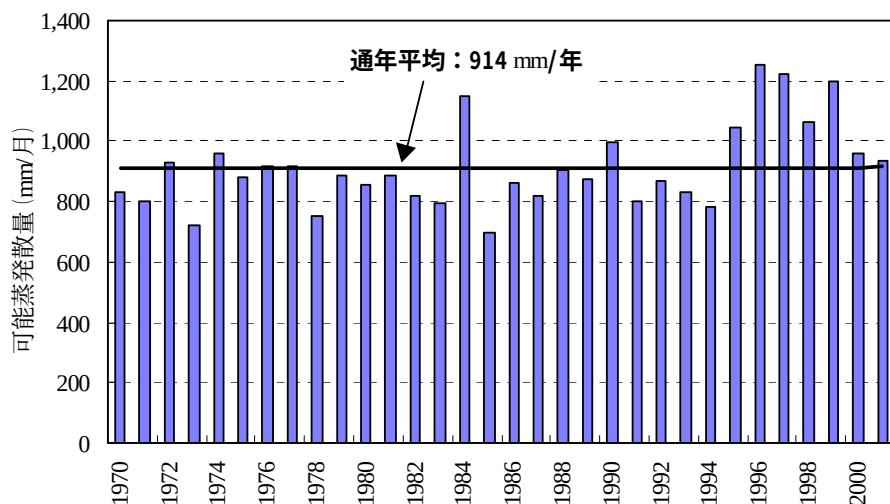
図 4.4.38 水理解析に用いた流域降水量の推移



- 蒸発散量

蒸発散量は、流域内で唯一長期に渡る計器蒸発量観測が行われている Santa Rosa 地点の観測データを用いることとした。この観測データに所定の係数を乗じて可能蒸発散量を求めるが、ここでは係数を 0.6 とした。図 4.4.39 に、算定した可能蒸発散量の年間推移状況を示す。欠測期間に関しては、気象データ検討結果から得られた観測地点相互の相関関係から適宜補完を行っている。

図 4.4.39 水理解析に用いた可能蒸発散量の推移



- 地下水揚水量

水収支解析に用いる地下水揚水量を求めるに当たって、年間揚水量の推移は、前述の図 4.4.20 に従った。月別の揚水量を求めるため、水道用井戸のように判明しているものの揚水パターンを考慮して年間揚水量を月別に配分した。日揚水量は、月別揚水量を月の日数で除した値を使用している。図 4.4.40 及び図 4.4.41 に算定した年間揚水量及び月別揚水量を示す。

図 4.4.40 解析に用いた年間揚水量の推移

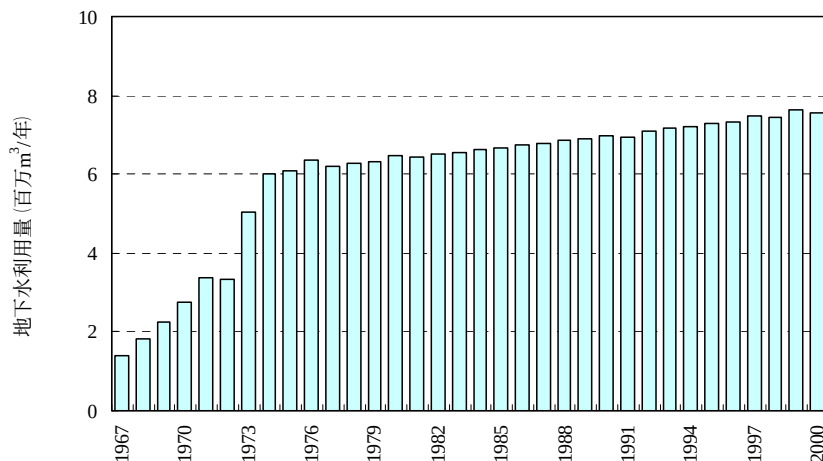
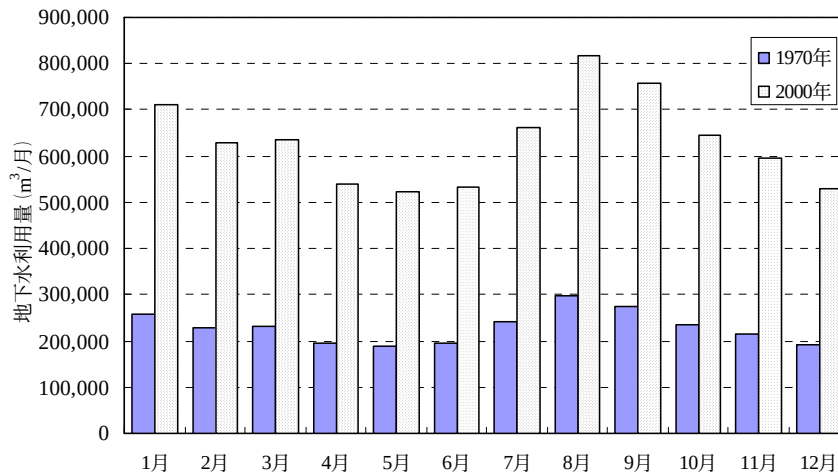


図 4.4.41 解析に用いた月間揚水量



● 地下水位

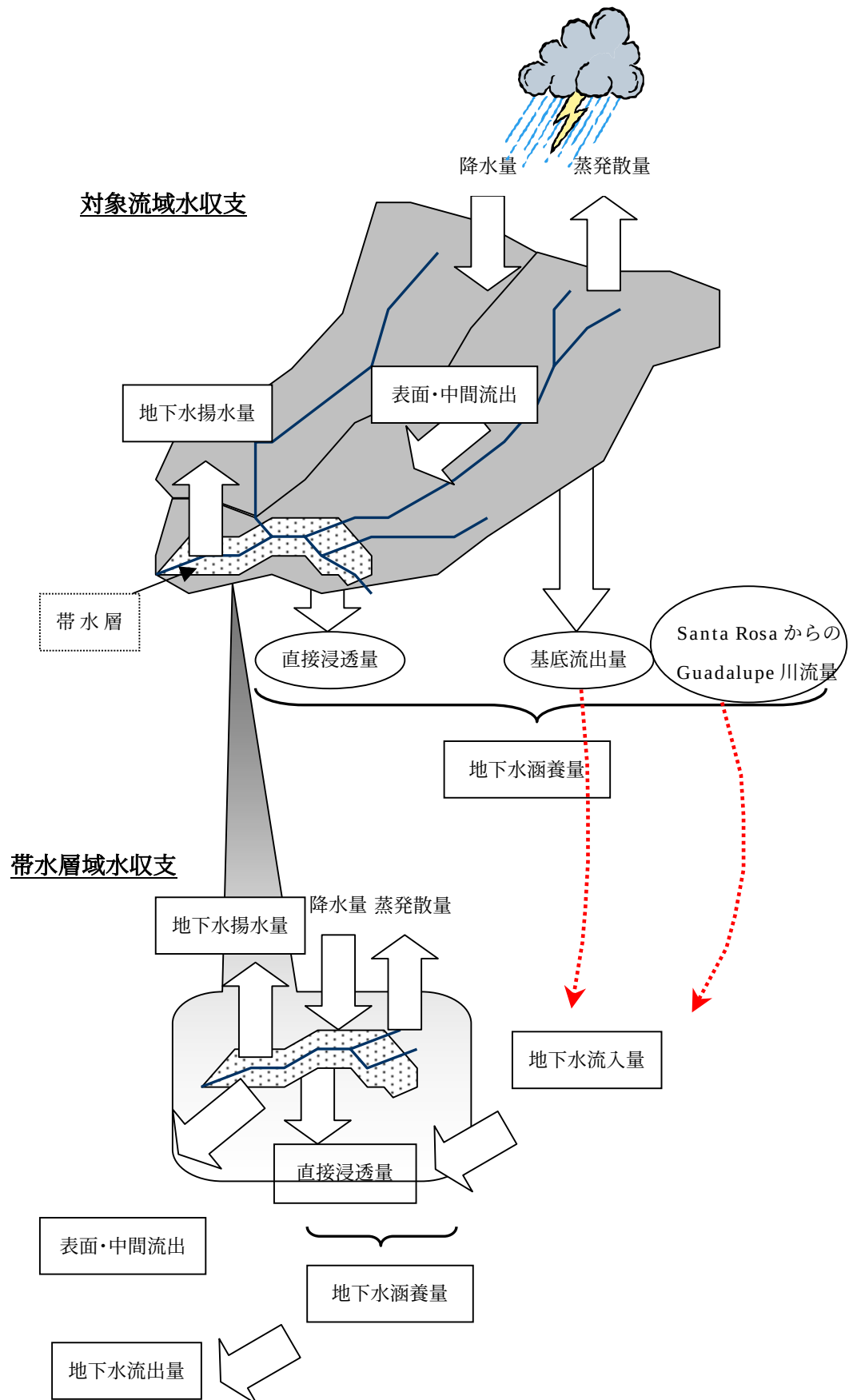
地下水位は、1972 年以降の観測結果を用いた。地下水位の変動は局所的には降雨の多寡により増減を繰り返しているが、大局的には地下水利用量の増大に伴って漸減している。特に、降水量が比較的少ない 1999 年からは地下水位の低下傾向は明らかであり、地下水涵養量に比して地下水揚水量が過大になっており、水収支がマイナスになっていることが想定される。

● 水循環機構

本地区において想定される水循環機構を、図 4.4.42 に示す。解析対象流域約 463km² を、帯水層分布域（帯水層域）10.67km²とそれ以外の地域（帯水層域外）453km²に分けて考える。

帯水層域外においては、降水量から蒸発散を差し引いたものが表面・中間及び基底流出量となる。このうち、基底流出量分を下流の帯水層域への地下水涵養量とする。帯水層域における降雨の一部は直接帯水層に浸透する。また、Guadalupe 川の河川水も、平年は、Santa Rosa 地点を通過した後に全量地下浸透し、地下水涵養量の一部を担っている。

図 4.4.42 水循環機構想定図



● 地下水涵養率

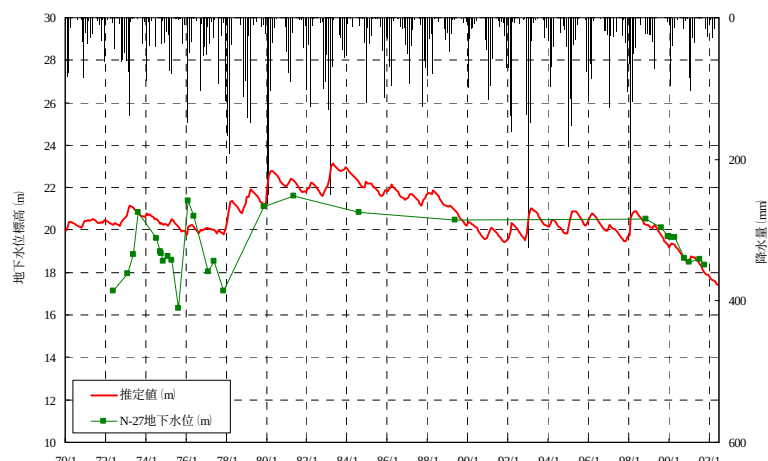
本地区では、現在、年間約 700 万 m^3 の地下水の揚水が行われている。また、地下水位は近年低下の傾向があるものの、急激かつ甚大な低下は生じていない。したがって、本地区における地下水涵養量は、地下水揚水量と同等かやや少ない程度であると考えられる。

対象流域全体で、降雨からある程度の割合（地下水涵養率）で基底流出（地下水涵養）が発生し、その総量が地下水揚水量に相当する規模であると考えることとし、この仮定に矛盾しないような基底流出量（すなわち地下水涵養量）を推定することとした。基底流出量（地下水涵養量）推定の手順は、以下に示す通りである。

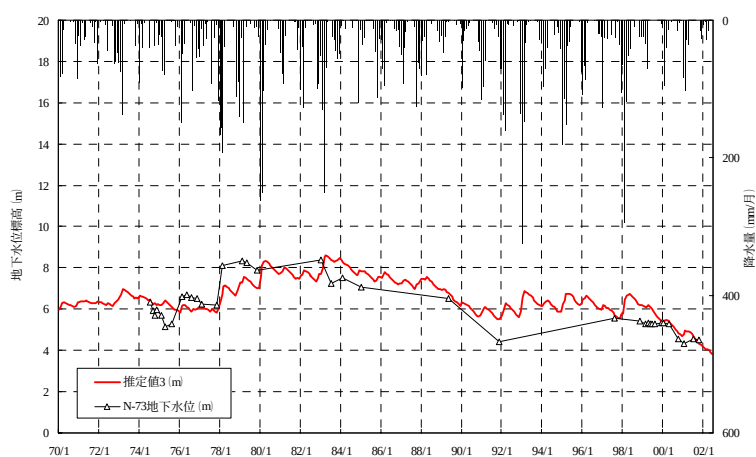
- 1) 対象流域での月間降水量の α %（地下水涵養率）が基底流出量となるとする。
- 2) 検討期間における対象流域の月間降水量に α を乗じて月間基底流出量を求める。
- 3) 月間基底流出量に、帯水層域における月間直接浸透量（仮定値）を加え、月間地下水涵養量を求める。
- 4) 月間地下水涵養量から月間揚水量を差し引いた値を、月間地下水貯留変化量とする。
- 5) 月間地下水貯留変化量を累積して、地下水貯留量の推移を求める。
- 6) 地下水貯留量を有効間隙率（仮定値）で除して、継時的な地下水位を計算する。
- 7) 計算地下水位と検討期間における実測の地下水位の上昇・下降を比較し、良く整合するように試行錯誤的に α をもとめる。

図 4.4.43 に、計算地下水位と実測の地下水位とを比較したものを示す。検討の結果、 α が 3.5% 程度の時に、計算値と実測値が良く整合する結果となった。これにより、対象流域における基底流量の割合は、およそ 3~4% 程度であると推定できる。なお、図 4.4.44 には、上記検討により推定された地下水涵養量（基底流出量）の推移を示した。

図 4.4.43 基底流出量検討における計算地下水位と実測地下水位の比較

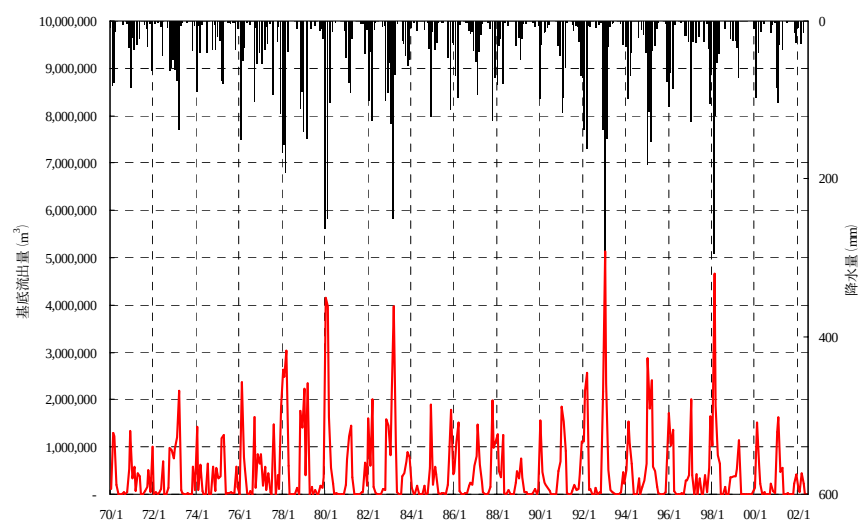


(N-27 地点一帯水層域上流一； $\alpha = 3.5\%$ 、有効間隙率 $=0.5$)



(N-73 地点一帯水層域下流一； $\alpha = 3.5\%$ 、有効間隙率 $=0.6$)

図 4.4.44 基底流出量推定値

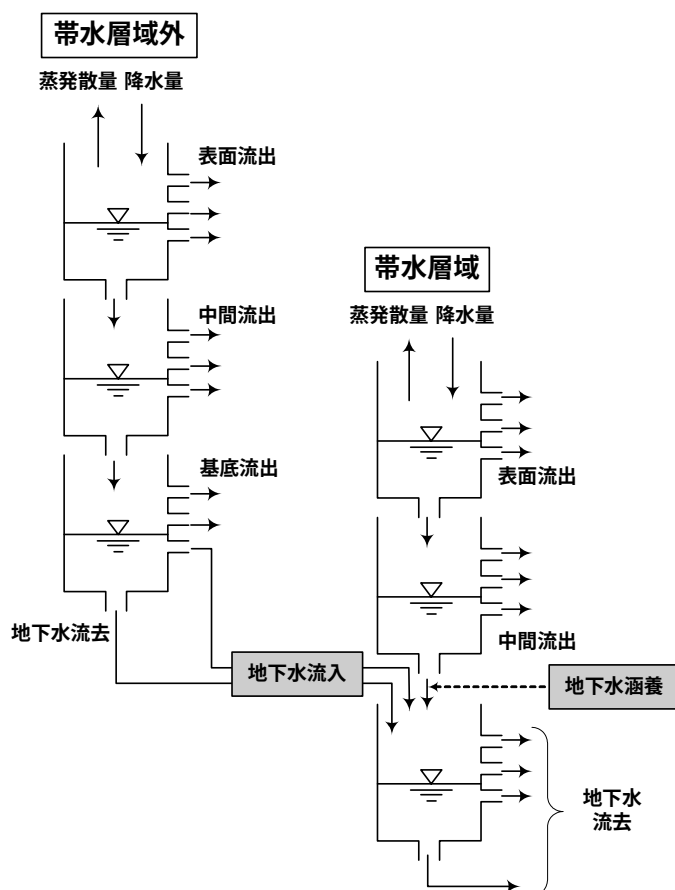


(c) 地下水涵養量の推定

タンクモデルを用いて、帯水層域に流入する地下水涵養量を推定する。ここで、ラ・ミッション地区の帯水層域外を一つのタンクと想定し、このタンクから生じる基底流出量と地下水流去量が帯水層域に地下水涵養量として流れ込むと想定する。使用したタンクモデルは、図 4.4.45 の左側に示すとおり、一列三段モデルを使用した。算定は 1970 年から 2001 年までのデータで行っている。ここで、以下の条件を満たすように、タンクモデルの諸係数を設定した。

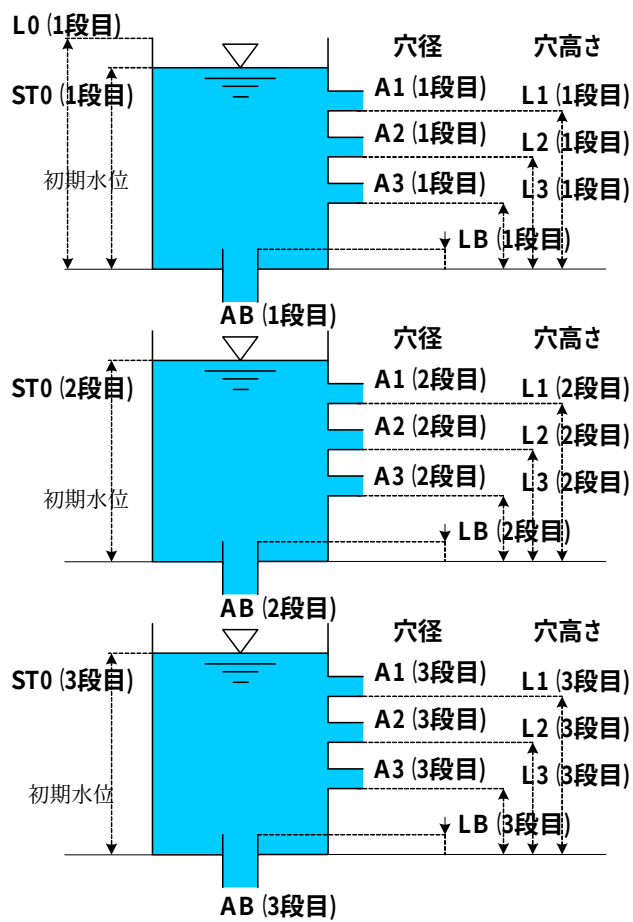
- 1) 基底流出量は降水量の 3～4%程度とする。
- 2) 表面流出量は降水量の 10%程度とする。

図 4.4.45 タンクモデル概念図



上記の条件を満たすように、タンクモデルの係数を変化させて検討を行った。最終的に決定されたタンクモデルの係数を、図 4.4.46 に示す。図 4.4.47 には、本タンクモデルを用いて算定された地下水涵養量を示す。同図には、前節の検討でもとめた基底流出量の値も同時に示している。また、本タンクモデルにより算定された水収支を表 4.4.8 に示す。

図 4.4.46 帯水層域外タンクモデルの係数



1 段目	横・底穴係数 A	横・底穴高さ L
ST0	-	0
L0	-	300
A1,L1	0	200
A2,L2	0	100
A3,L3	0.0012	0
AB,LB	0.00084	0

2 段目	横・底穴係数 A	横・底穴高さ L
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	0	30
AB,LB	1	0

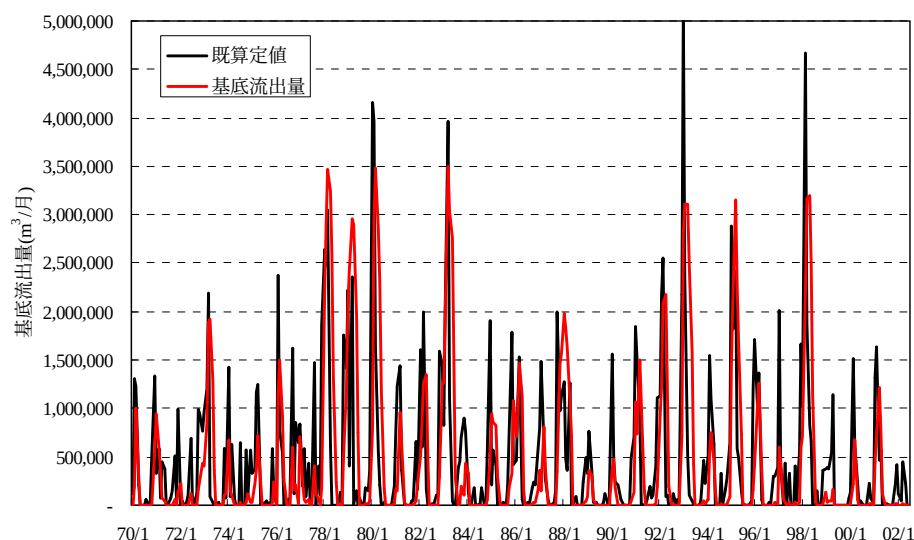
3 段目	横・底穴係数 A	横・底穴高さ L
ST0	-	0
A1,L1	0	10
A2,L2	0	5
A3,L3	0.9	0
AB,LB	0	0

表 4.4.8 水収支算定結果

(単位：1,000m³/年、()内は、mm/年)

	降水量	蒸発散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水涵養量の内訳		貯留量
					基底流出量	地下水流去量	
1970～1979 平均値	161,358 (356)	139,345 (308)	16,112 (36)	5,306 (12)	5,306 (12)	0 (0)	0 (0)
1980～1989 平均値	170,378 (376)	142,524 (315)	22,402 (49)	6,047 (13)	6,047 (13)	0 (0)	0 (0)
1990～2001 平均値	174,796 (386)	153,923 (340)	15,498 (34)	5,375 (12)	5,375 (12)	0 (0)	0 (0)
通年平均値 (mm 換算値)	169,216 (374)	145,805 (322)	17,847 (39)	5,563 (12)	5,563 (12)	0 (0)	0 (0)

図 4.4.47 タンクモデル計算結果



(d) 帯水層域の水収支

帯水層域外の基底流出量と地下水流去量（すなわち帯水層域への地下水涵養量）を用いて、帯水層域に関するタンクモデルによる水収支解析を行った。タンクモデルの構造は、図 4.4.45 の右側に示したとおりである。帯水層域外のタンクモデルの計算により得られた基底流出量と地下水流去量を、帯水層域を想定したタンクモデルの第 3 段目のタンクに直接地下水涵養量として入力し、さらに地下水揚水量を第 3 段目タンクより取り出すという設定で計算を行った。この計算では、実測の地下水位観測データとの整合性を確認することでモデルの検定を行っている。

計算は 1970 年 1 月 1 日から 2002 年 6 月 30 日まで日単位で計算を行った。図 4.4.48 に、計算地下水位と実測地下水位の比較を示す。タンクモデルによる計算地下水位は、実測地下水位と概ね一致している事が確認できる。図 4.4.49 には計算に用いたタンクモデルの係数を示した。また、表 4.4.9 には、計算の結果得られた帯水層域における水収支を示す。

図 4.4.48 計算地下水位と実測地下水位の比較

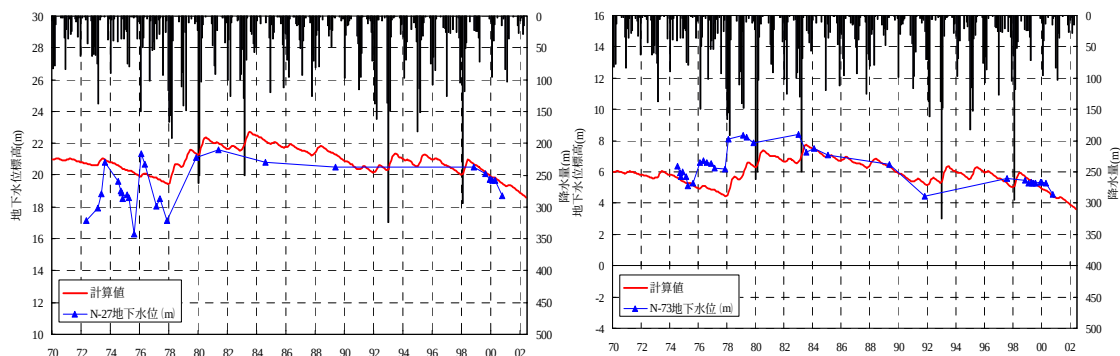


図 4.4.49 帯水層域内タンクモデルの係数

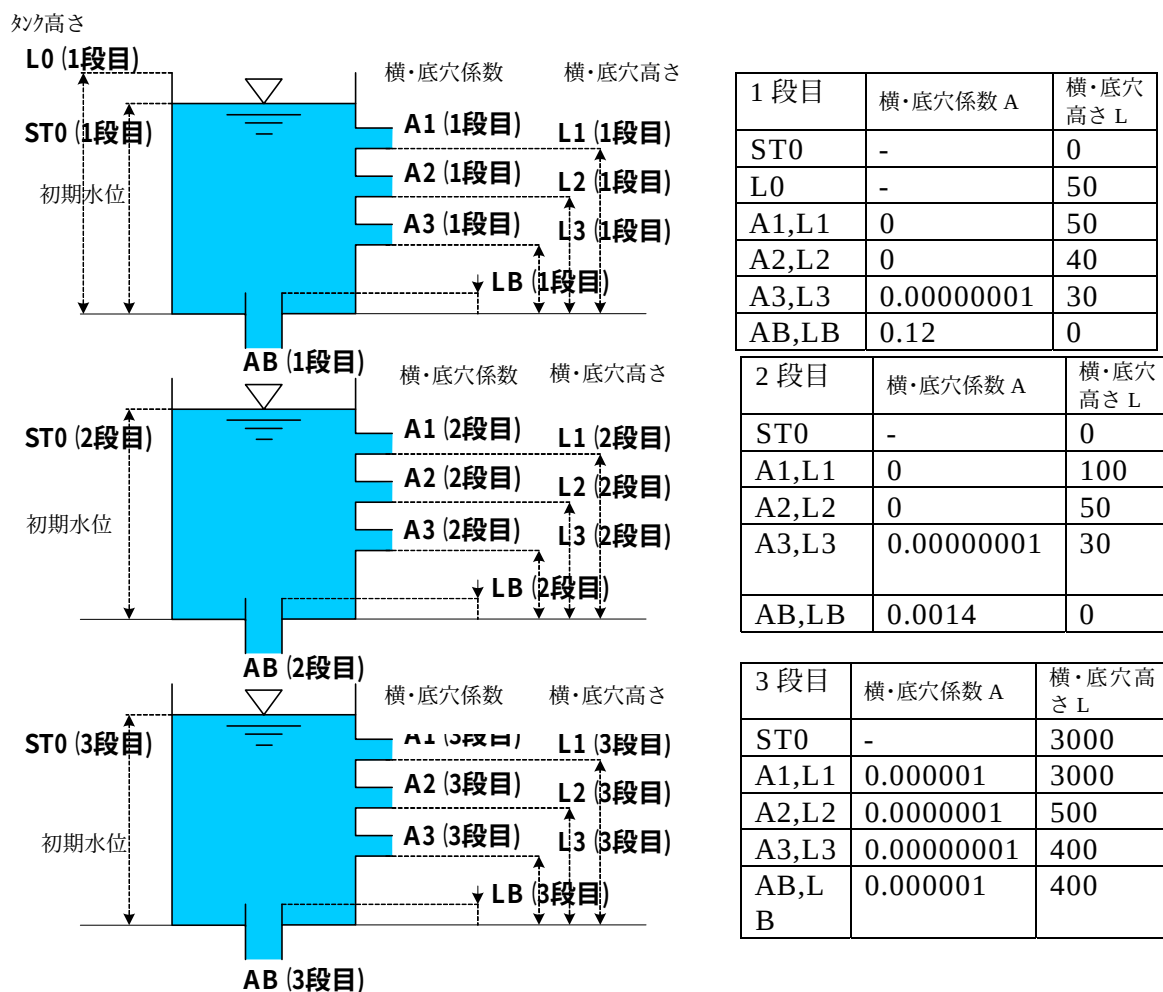


表 4.4.9 タンクモデルによる帯水層域の水収支算定結果

(流域面積：10.67km²)

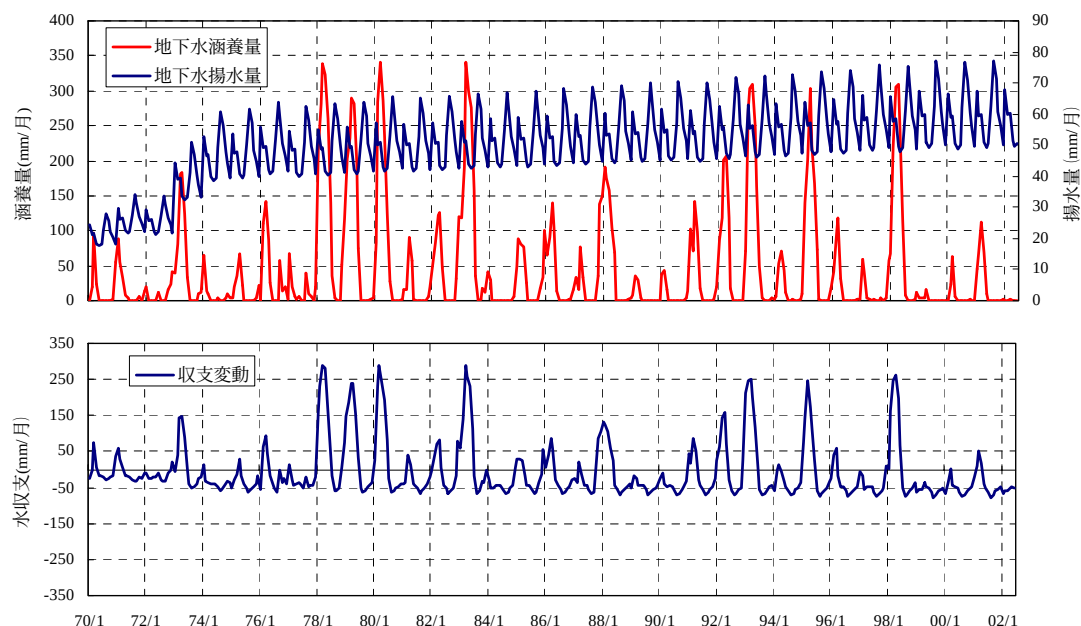
(単位：1,000m³/年、()内は、mm/年)

	降水量	蒸発散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	基底 流出量	地下水 流去量	貯留量
1970～ 1979 平均値	3,801 (356)	3,269 (306)	314 (29)	203 (19)	1 (0)	9 (1)	0 (0)
1980～ 1989 平均値	4,013 (376)	3,343 (313)	458 (43)	227 (21)	5 (0)	13 (1)	0 (0)
1990～ 2001 平均値	4,117 (386)	3,510 (329)	419 (39)	189 (18)	1 (0)	8 (1)	0 (0)
通年平均値 (mm 換算値)	3,986 (374)	3,382 (317)	398 (37)	206 (19)	2 (0)	10 (1)	0 (0)

図 4.4.50 には、算定結果から得られた水収支の変動状況を示した。本地域においては、降雨が多く地下水涵養量の供給が多い年では水収支がプラスになっているが、降水量が少ない年ではマイナスの状態になり降雨の多寡に応じた変動を示していることが分

かる。

図 4.4.50 タンクモデルによる帯水層域の水収支算定結果



(e) 連結タンクモデルの構築

ラ・ミッション地区の帯水層域を6小流域（ブロック）に分割して、それぞれのブロックに垂直浸透タンクと側方流動タンクを設定した。さらに、各ブロックの側方流動タンクを連結させた連結タンクモデルを構築し、より詳細な水収支の把握を行うこととした。

ブロックの分割は、基本的にラ・ミッション地区に流入する小河川流域毎に分割することとした。さらに、地下ダム設置後の予測計算に利用できるよう地下ダム設置箇所の上下流でも分割している。図 4.4.51 に、連結タンクモデルの作成に用いた帯水層域のブロック分割を示す。

作成した連結タンクモデルの構造を、図 4.4.52 に示す。各ブロックを1列3段のタンクで表し、各ブロックの3段目タンク（側方流動タンク）を実際の地下水流動経路に沿うように連結する。同図には、各ブロックの側方流動タンクに矢印で、帯水層域周辺部からの地下水涵養量（年間の平均値）及び各ブロック内に位置する井戸からの地下水揚水量（2000年のデータ）が記入されている。最下流のブロック1における側方流動タンクは海水面と接しているものとし、海水面標高を常に0mと設定している。

図 4.4.51 連結タンクモデルのブロック分割

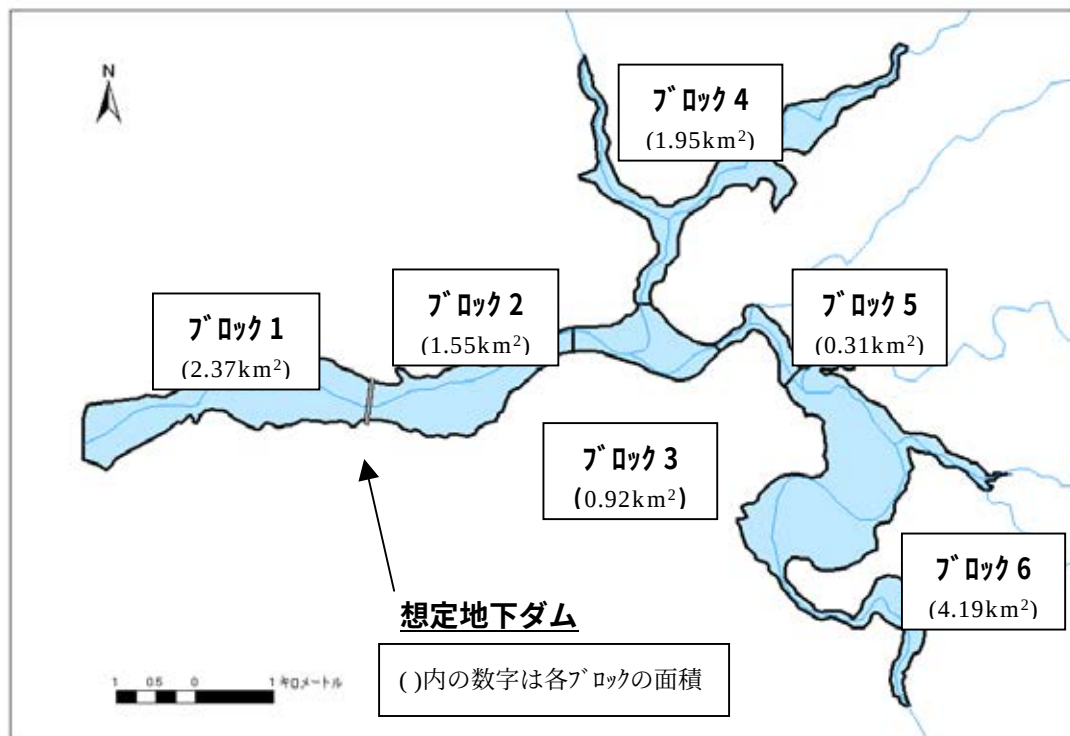
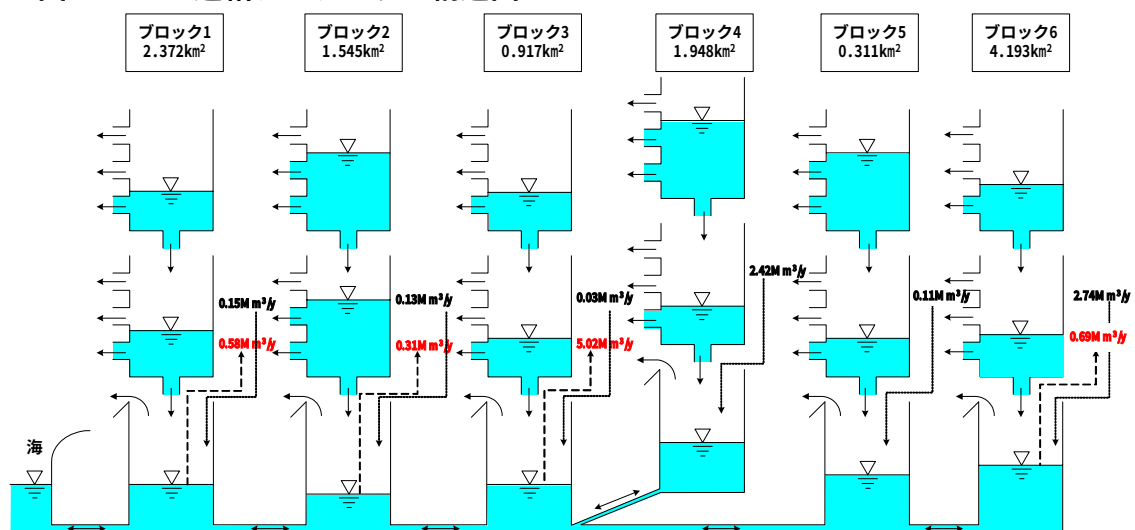


図 4.4.52 連結タンクモデル構造図



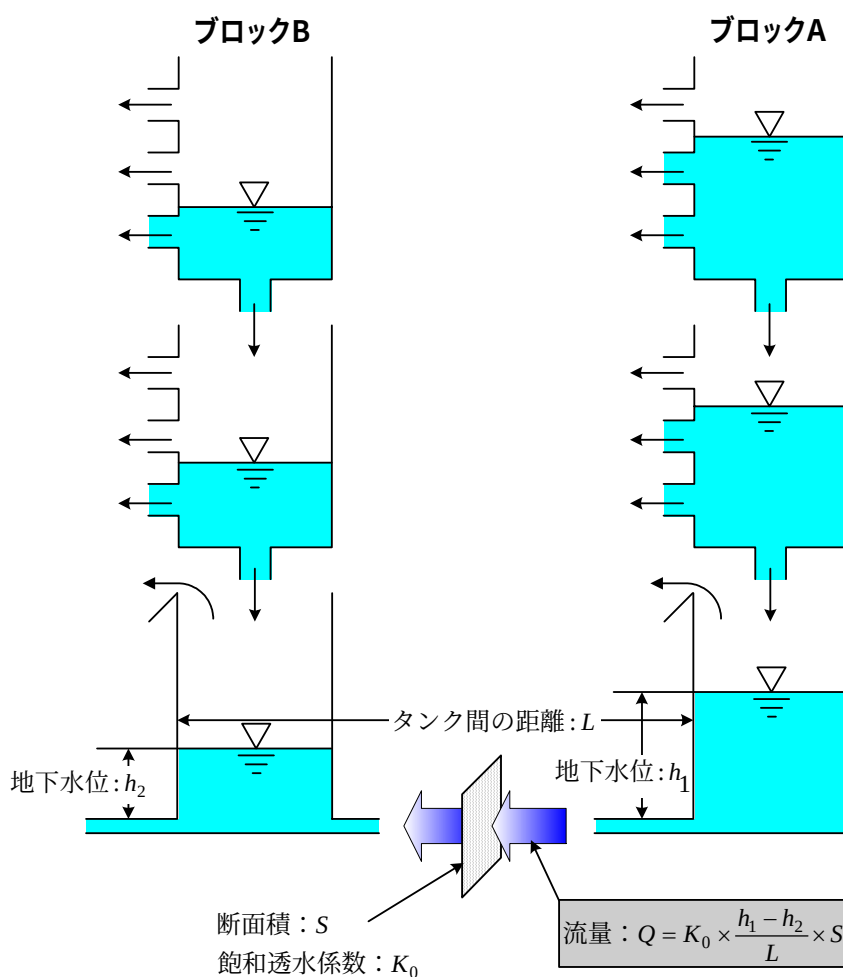
側方流動タンク間の地下水流動は、ダルシーの法則に従って流動することとした。図 4.4.53 に、側方流動タンク相互の地下水流動量算定方法を概念図に示す。この算定に用いる飽和透水係数 K_0 は下式により算定している。

$$K_0 = \left(\frac{K_A + K_B}{2} \right)$$

K_A : ブロックAの飽和透水係数

K_B : ブロックBの飽和透水係数

図 4.4.53 側方流動タンク間の地下水流動量算定方法概念図



各ブロックへの地下水涵養量は、「(c) 地下水涵養量の推定」で算定した全流域の地下水涵養量を各ブロック集水域の面積比率に応じて比例配分したものとする。配分の比率を図 4.4.54 に示した。

ブロック毎の揚水量を決定するに当たっては、揚水井戸の位置に基づき、ブロック毎に 2000 年の揚水量の合計を算定し、全揚水量に対する比率をもとめた。この比率に基づき、前節で検討した年間総揚水量をブロック毎に比例配分した。図 4.4.55 に、ブロック毎に配分した 2000 年の年間地下水揚水量を示す。本地区においてはブロック 3 において全揚水量の 76%にあたる地下水の揚水が行われている。ブロック 1、2 および 3 ではそれぞれ 0.3～0.6 百万トン程度の地下水揚水が行われている。ブロック 4 および 5 では地下水の揚水は行われていない。

図 4.4.54 ブロック毎の集水域

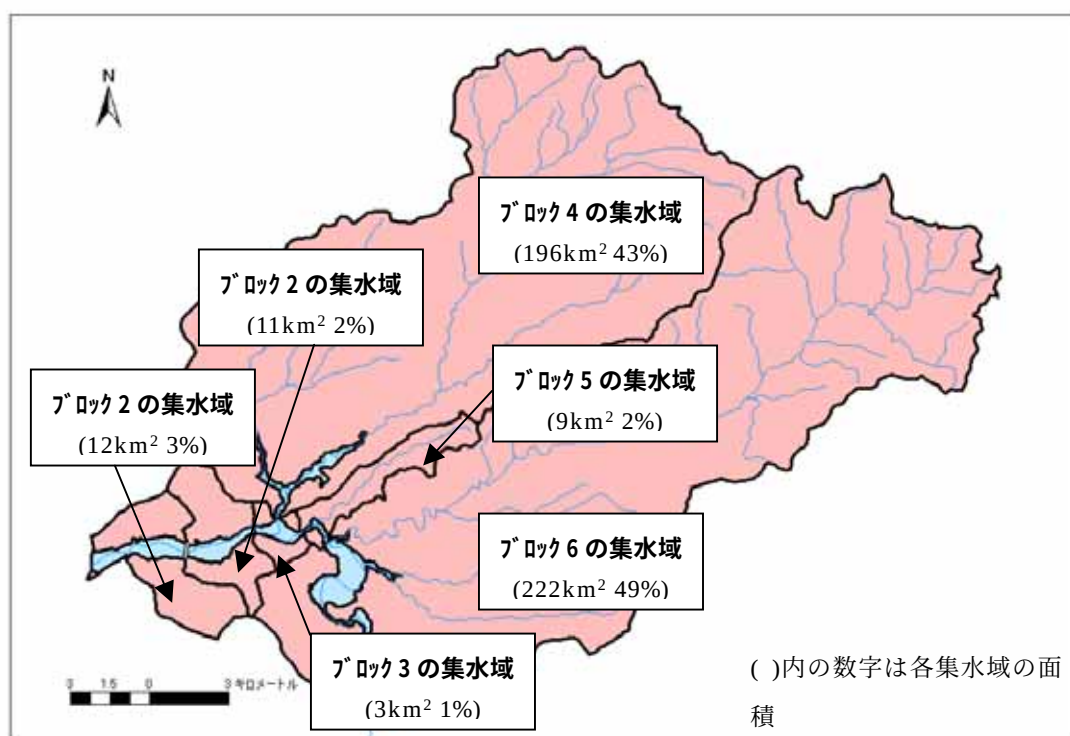
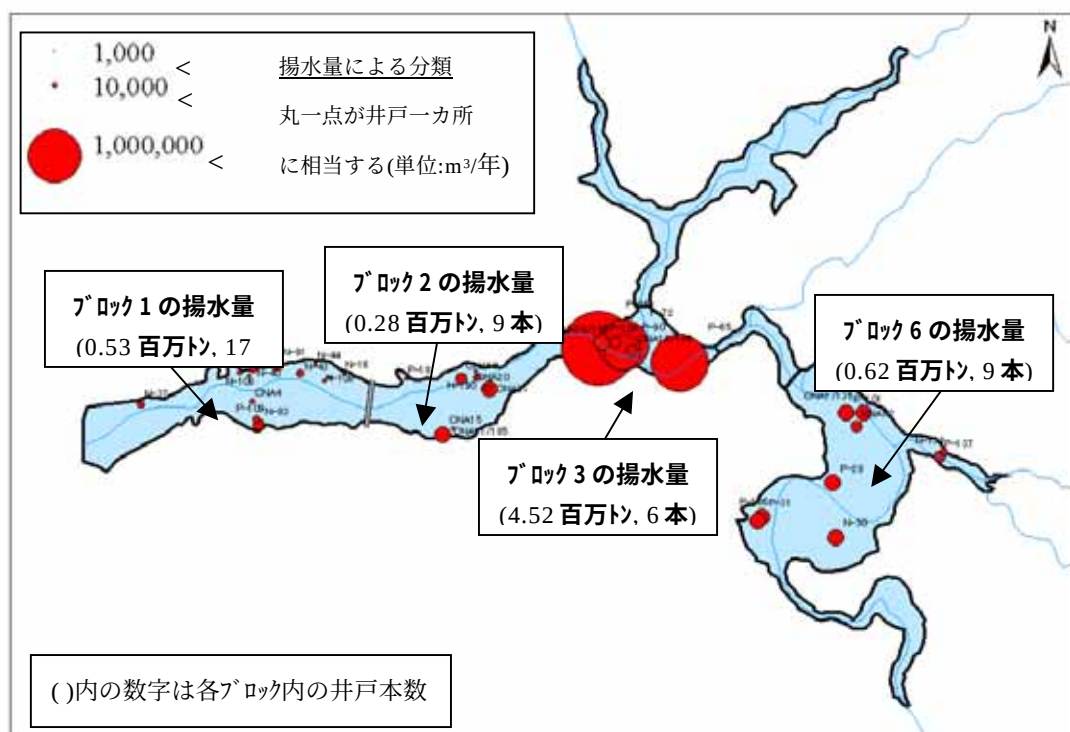


図 4.4.55 ブロック毎の地下水揚水量



(f) 連結タンクモデルの計算結果

前節までに算定した帯水層域外からの地下水涵養量及び帯水層域における地下水揚水量のデータを用いて、連結タンクモデルの計算を行った。降水量はラ・ミッション観測地点の降水量データを用い、計算期間は1970年1月から2002年6月までを日単位で行っている。モデルを検証するため、各ブロックにおける計算地下水位と実測地下水位の比較を行った。計算水位と実測水位が合うように、各種パラメータを変化させ計算を繰り返した。図4.4.56に、最終的に決定したモデルによる計算結果を示す。その計算に用いたパラメータを、表4.4.10及び表4.4.11に示す。

図4.4.56 連結タンクモデル計算結果

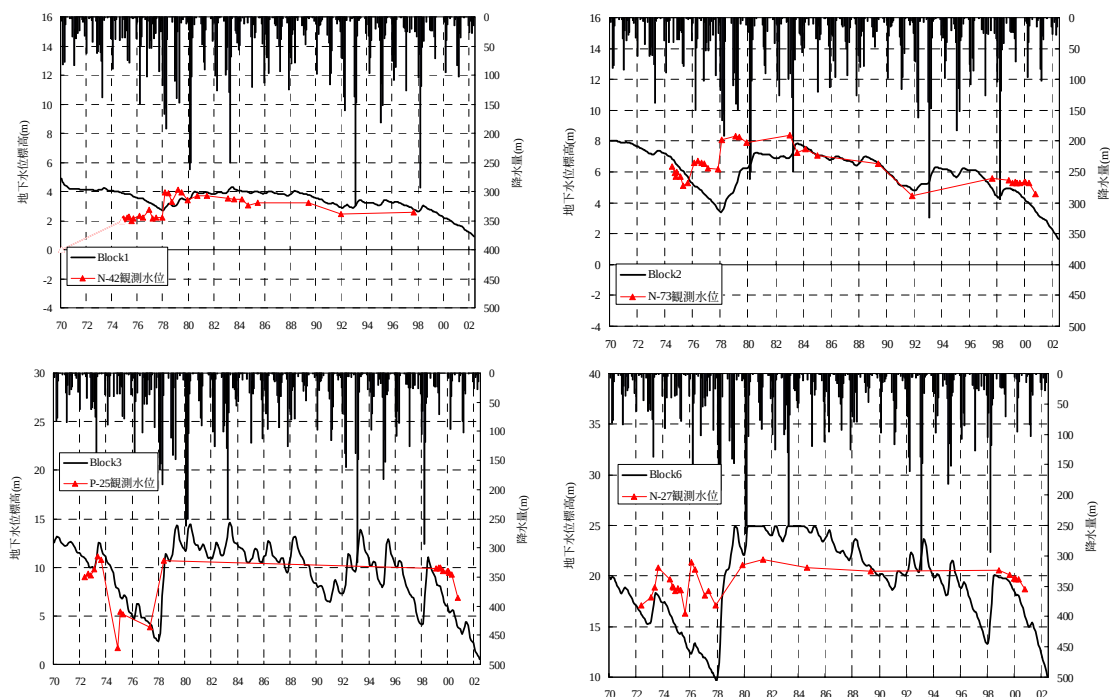
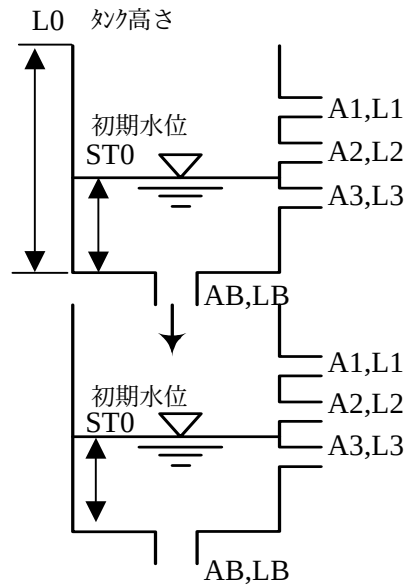


表4.4.10 連結タンクモデル計算に用いたパラメーター一覧

ブロック名	隣接タンク名	タンク底面標高(m)	飽和透水係数(cm/sec)	有効空隙率	隣接タンクとの距離(m)	断面積(m ²)
ブロック1	海面	-30.0	5.0×10^{-2}	0.3	2,000	5,000
ブロック2	ブロック1	-30.0	5.0×10^{-2}	0.3	3,000	33,000
ブロック3	ブロック2	-20.0	5.0×10^{-2}	0.2	1,500	14,000
ブロック4	ブロック3	-20.0	5.0×10^{-1}	0.2	500	9,000
ブロック5	ブロック3	-20.0	5.0×10^{-2}	0.2	100	6,000
ブロック6	ブロック5	15.0	5.0×10^{-2}	0.2	500	15,000

表 4.4.11 連結タンクモデルのパラメータ



ブロック 1		
1 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
L0	-	50
ST0	-	0
A1,L1	0	50
A2,L2	0	40
A3,L3	0.00000001	30
AB,LB	0.15	0

ブロック 2		
1 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
L0	-	50
ST0	-	0
A1,L1	0	50
A2,L2	0	40
A3,L3	0.00000001	30
AB,LB	0.15	0

2 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	1E-10	30
AB,LB	0.0011	0

2 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	1E-10	30
AB,LB	0.0011	0

ブロック 3		
1 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
L0	-	50
ST0	-	0
A1,L1	0	50
A2,L2	0	40
A3,L3	0.00000001	30
AB,LB	0.15	0

ブロック 4		
1 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
L0	-	50
ST0	-	0
A1,L1	0	50
A2,L2	0	40
A3,L3	0.00000001	30
AB,LB	0.15	0

2 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	1E-10	30
AB,LB	0.0011	0

2 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	1E-10	30
AB,LB	0.0011	0

ブロック 5		
1 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
L0	-	50
ST0	-	0
A1,L1	0	50
A2,L2	0	40
A3,L3	0.00000001	30
AB,LB	0.15	0

ブロック 6		
1 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
L0	-	50
ST0	-	0
A1,L1	0	50
A2,L2	0	40
A3,L3	0.00000001	30
AB,LB	0.15	0

2 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	1E-10	30
AB,LB	0.0011	0

2 段目	横・底穴係数	横・底穴高さ
ST0	-	0
A1,L1	0	100
A2,L2	0	50
A3,L3	1E-10	30
AB,LB	0.0011	0

表 4.4.12 に、連結タンクモデルによる計算で得られたブロック毎の水収支を示す。また、図 4.4.57 に、ブロック毎の水収支の経年変化を示す。その結果、計算期間の通算（32 年間）の水収支はブロック 1 を除いてすべてマイナスとなっている。特に、ブロック 4 とブロック 6 は、マイナスの値が大きくなっており、地下水揚水量の多いブロック 3 へ多量の地下水供給を行っていることが分かる。

表 4.4.12 ブロック毎の水収支

ブロック 1 (2.372km²)

(単位：1,000m³/年、() 内はmm/年)

	降水量	蒸発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量 周辺域より	地下水 流入量 上流タンクより	基底 流出量	地下水 流出量	揚水量	貯留量
1970～1979 平均値	977 (412)	831 (350)	92 (39)	49 (21)	146 (61)	431 (182)	178 (75)	107 (45)	457 (193)	-115 (-49)
1980～1989 平均値	1,003 (423)	837 (353)	116 (49)	55 (23)	166 (70)	534 (225)	39 (16)	114 (48)	589 (248)	13 (5)
1990～2001 平均値	1,060 (447)	875 (369)	138 (58)	46 (20)	148 (62)	386 (163)	0 (0)	73 (31)	646 (272)	-139 (-59)
通年平均値	1,016 (428)	850 (358)	117 (49)	50 (21)	153 (64)	446 (188)	68 (29)	96 (41)	569 (240)	-84 (-36)

ブロック 2 (1.545km²)

(単位：1,000m³/年、() 内はmm/年)

	降水量	蒸発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量 周辺域より	地下水 流入量 上流タンクより	基底 流出量	地下水 流出量	揚水量	貯留量
1970～1979 平均値	636 (412)	541 (350)	60 (39)	32 (21)	124 (80)	444 (287)	3 (2)	431 (279)	246 (159)	-80 (-52)
1980～1989 平均値	653 (423)	546 (353)	76 (49)	36 (23)	142 (92)	664 (429)	0 (0)	534 (346)	317 (205)	-10 (-6)
1990～2001 平均値	690 (447)	570 (369)	90 (58)	30 (20)	126 (82)	430 (278)	0 (0)	386 (250)	348 (225)	-147 (-95)
通年平均値	662 (428)	554 (358)	76 (49)	32 (21)	130 (84)	507 (328)	1 (1)	446 (289)	306 (198)	-83 (-54)

ブロック 3 (0.917km²) (単位：1,000m³/年、() 内はmm/年)

	降水量	蒸発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量 周辺域より	地下水 流入量 上流タンクより	基底 流出量	地下水 流去量	揚水量	貯留量
1970～1979 平均値	378 (412)	321 (350)	35 (39)	19 (21)	29 (32)	4,609 (5,026)	287 (313)	444 (484)	3,927 (4,283)	-1 (-1)
1980～1989 平均値	388 (423)	324 (353)	45 (49)	21 (23)	33 (36)	6,039 (6,586)	436 (476)	664 (724)	5,060 (5,518)	-66 (-72)
1990～2001 平均値	410 (447)	338 (369)	53 (58)	18 (20)	30 (32)	5,935 (6,472)	91 (99)	430 (469)	5,555 (6,058)	-94 (-103)
通年平均値	393 (428)	329 (358)	45 (49)	19 (21)	31 (34)	5,553 (6,055)	260 (284)	507 (553)	4,892 (5,334)	-56 (-61)

ブロック 4 (1.948km²)

(単位：1,000m³/年、() 内はmm/年)

	降水量	蒸発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量 周辺域より	地下水 流入量 上流タンクより	基底 流出量	地下水 流去量	揚水量	貯留量
1970～1979 平均値	802 (412)	683 (350)	75 (39)	40 (21)	2,297 (1,179)	0 (0)	163 (84)	2,261 (1,161)	0 (0)	-87 (-45)
1980～1989 平均値	824 (423)	688 (353)	96 (49)	45 (23)	2,618 (1,344)	0 (0)	417 (214)	2,401 (1,233)	0 (0)	-156 (-80)
1990～2001 平均値	870 (447)	719 (369)	113 (58)	38 (20)	2,327 (1,194)	0 (0)	116 (59)	2,441 (1,253)	0 (0)	-192 (-99)
通年平均値	835 (428)	698 (358)	96 (49)	41 (21)	2,408 (1,236)	0 (0)	225 (115)	2,373 (1,218)	0 (0)	-148 (-76)

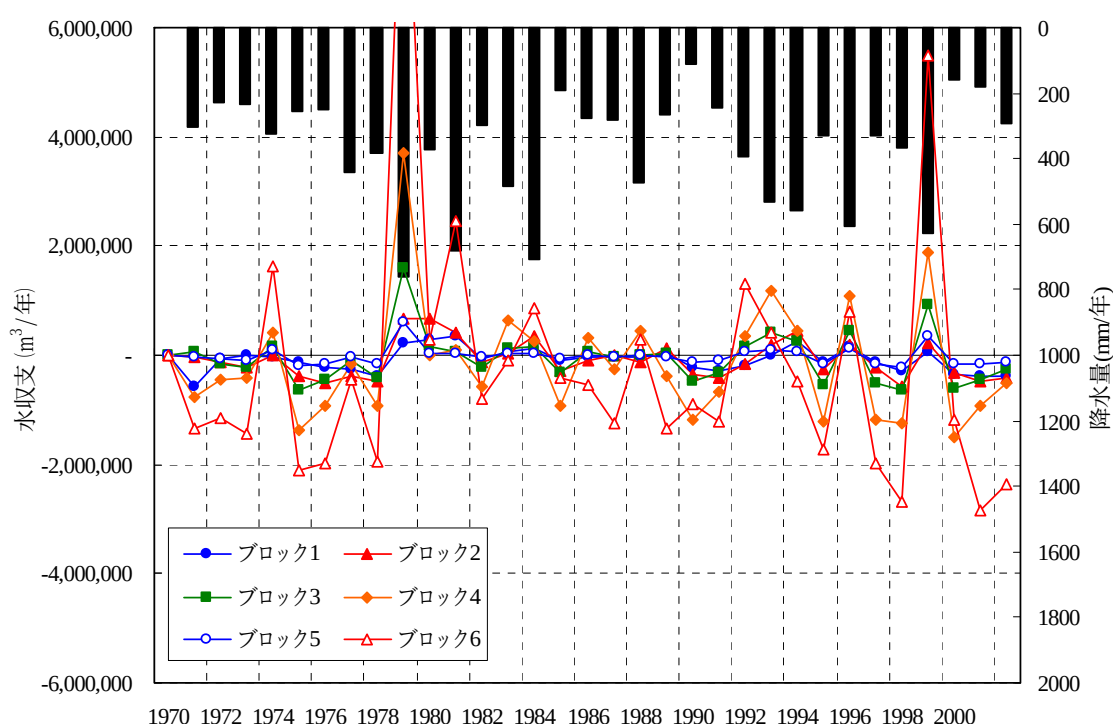
ブロック 5 (0.311km²)

(単位：1,000m³/年、() 内はmm/年)

	降水量	蒸発 散量	表面・中間 流出量	地下水 涵養量	地下水 流入量 周辺域より	地下水 流入量 上流タンクより	基底 流出量	地下水 流去量	揚水量	貯留量
1970～1979 平均値	128 (412)	109 (350)	12 (39)	6 (21)	101 (325)	2,329 (7,488)	88 (281)	2,348 (7,548)	0 (0)	1 (5)
1980～1989 平均値	132 (423)	110 (353)	15 (49)	7 (23)	115 (370)	3,978 (12,791)	481 (1,547)	3,638 (11,697)	0 (0)	-19 (-60)
1990～2001 平均値	139 (447)	115 (369)	18 (58)	6 (20)	102 (329)	3,393 (10,910)	43 (137)	3,493 (11,232)	0 (0)	-34 (-110)
通年平均値	133 (428)	111 (358)	15 (49)	7 (21)	106 (341)	3,243 (10,428)	194 (622)	3,180 (10,226)	0 (0)	-18 (-58)

	降水量	地表水流入量	蒸発散量	表面・中間流出量	地下水涵養量	地下水流入量周辺域より	地下水流入量上流域より	基底流出量	地下水流出量	揚水量	貯留量
1970～1979 平均値	1,530 (365)	18,694 (4,458)	2,310 (551)	14,152 (3,375)	1,661 (396)	2,598 (620)	0 (0)	1,223 (292)	2,329 (555)	540 (129)	167 (40)
1980～1989 平均値	1,673 (399)	60,169 (14,350)	3,579 (854)	44,899 (10,708)	14,600 (3,482)	2,961 (706)	0 (0)	13,056 (3,114)	3,978 (949)	695 (166)	169 (-40)
1990～2001 平均値	1,665 (397)	10,357 (2,470)	3,272 (780)	7,474 (1,782)	1,998 (476)	2,632 (628)	0 (0)	1,013 (241)	3,393 (809)	764 (182)	-540 (-129)
通年平均値	1,625 (388)	28,529 (6,804)	3,067 (732)	21,256 (5,069)	5,830 (1,390)	2,724 (650)	0 (0)	4,842 (1,155)	3,243 (773)	672 (160)	-203 (-48)

図 4.4.57 ブロック毎の水収支経年変化



1990 年以降をしてみると、年間 600 万 m³を超えるような地下水揚水が行われている場合、年間降水量が 400mm より少ないと年間水収支はマイナスとなり、400mm より多いとプラスになる。ラ・ミッション地区周辺における年間降水量は 300～400mm 程度であるため、今後も同様の地下水揚水が行われる場合、水収支は常にゼロに近い状態となることが推定される。しかしながら、1999 年以降渇水が続いており、水収支もマイナスが続いている。

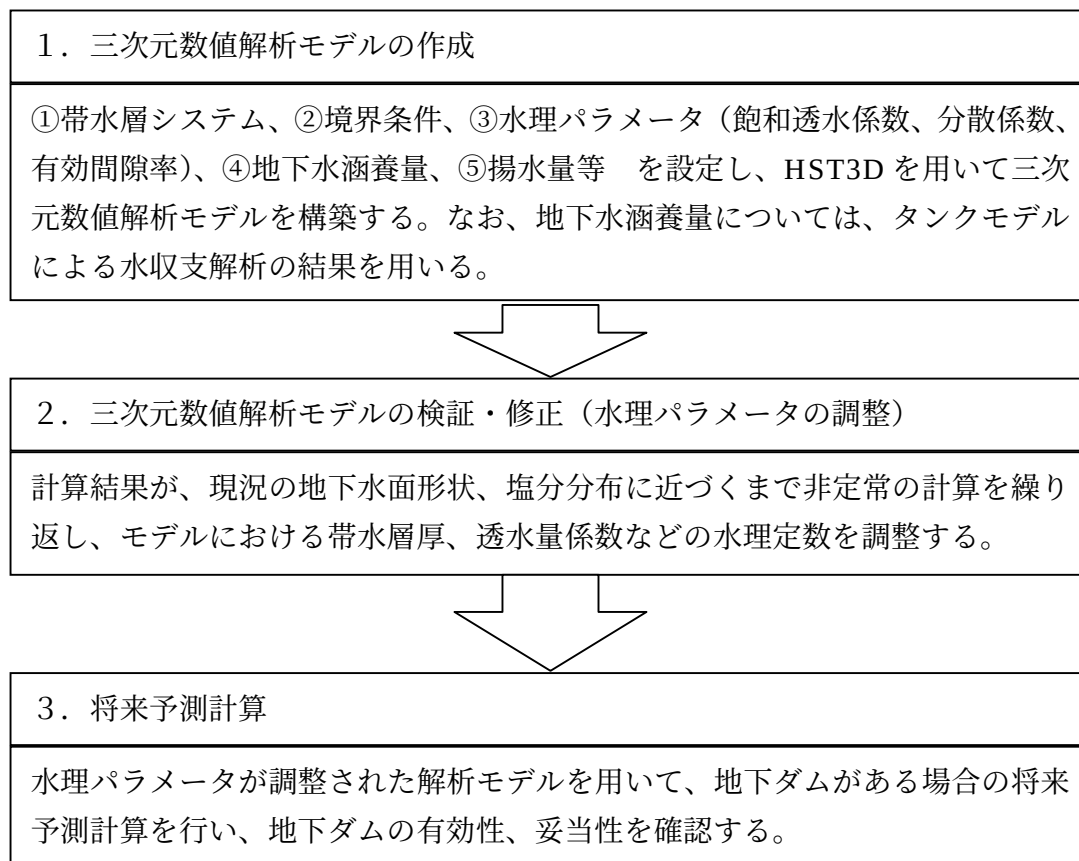
(2) 地下水流動・塩水浸入解析

地下水流動と塩水浸入の挙動を再現する三次元数値解析モデルを構築し、想定している地下ダムの有効性の検討に資する情報を提供する。

(a) 解析の流れ

水理解析の作業フローを、表 4.4.13 に示す。

表 4.4.13 三次元数値解析の流れ



(b) 解析モデルの構築

三次元差分移流拡散モデル（HST3D）を用いて、地下水流動とそれに伴う熱または溶質の移流・分散を三次元でシミュレートする。このソフトウェアは、連結タンクモデルよりも地下水面形状を詳細に表現でき、水質の変化も扱うことができる。このため、本解析では、地下ダムがある場合とない場合について、地下水面形状及び塩水浸入状況を予測する。さらに、地下ダム建設後の貯水位の上昇状況等を予測し、排水施設等を設計する際に使用される。ただし、計算時間が比較的長くなるため、長期間の解析には適していない。

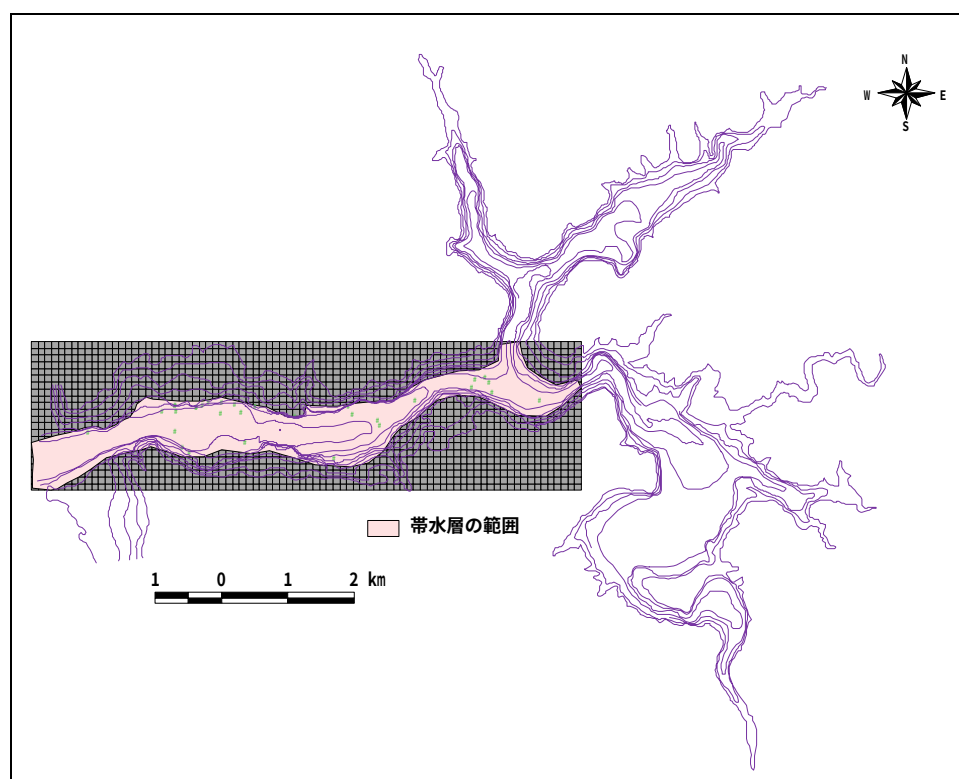
なお、HST3D については、インターネット上からフリーソフトとしてダウンロードが可能である。ただし、HST3D を使用するためには、Argus 社から発売されている

Argus One (Argus Open Numerical Environments)が必要である。Argus One は、HST3D などの差分法やその他の有限要素法によるソフトウェアを使用するにあたって、データ及び画像表示等の前処理及び後処理を行うプログラムである。

1) 解析対象範囲

解析対象範囲は、前述の連結タンクモデルで分割された6ブロックのうち、ブロック1、ブロック2、ブロック3に相当する範囲とする。図4.4.58に解析範囲を示す。ラ・ミッション帯水層分布域すべてを解析対象とすることが望ましいが、解析対象範囲を広くすると、計算時間を長くするか、解析メッシュ幅を広くすることが必要となる。このため、解析上必要最小限の範囲を対象としてモデルを構築することとした。

図4.4.58 解析対象範囲とメッシュ区分



2) 帯水層の格子分割

解析対象範囲を、平面では100m×100mサイズの正方形の格子に分割した。ただし、想定ダム軸近傍では東西方向に50mサイズとし、ダム軸の直上下流では東西方向に10mサイズとした。

垂直方向については、7層に分割した。すなわち、上方より、第1層(標高10m～2m)、第2層(標高2m～-3m)、第3層(標高-3m～-10m)、第4層(標高-10m～-20m)、第5層(標高-20m～-30m)、第6層(-30m～-40m)、第7層(-40m～-50m)を設定した。

3) 境界条件

西側海岸部を既知水頭境界(EL.-0.5m)とし、ブロック 3 への Guadalupe 本川流入部と支川流入部を既知流動境界、その他を非流動境界とした。

4) 地下水涵養量

解析対象範囲の帯水層への地下水涵養量は、①帯水層域における降雨起因の地下水浸透量、②周辺域からの地下水涵養量、③ブロック 3 への隣接したブロックからの地下水流入量の 3 種類に区部できる。これらの地下水涵養量については、タンクモデルによる水収支解析から算定し、入力データとして与えた。

また、河川水の帯水層への浸透または地下水の地表への湧出を表現できるように、地形形状を考慮したモデルの設定を行った。

5) 帯水層定数

帯水層の透水係数は $5 \times 10^{-2} \text{cm/sec} \sim 10^{-2} \text{cm/sec}$ の範囲で想定した。また、有効間隙率を 0.1~0.3 とした。

分散係数は、縦方向で 500~1000m/日、横方向で 100~200m/日とした。

(c) 解析計算結果

1) 再現計算

1999 年 7 月~2002 年 6 月の 3 年間についてモデルによる地下水位及び塩分濃度の再現を行い、実際の観測結果との比較を行った。その上で、モデルのパラメータを調整した。その結果を図 4.4.59 及び図 4.4.60 に示す。なお、図 4.4.60 では、表 4.4.14 に示すとおり、地下水の塩分は、海水の塩分との比で表現している。

図 4.4.59 再現計算の結果（地下水位の平面分布）

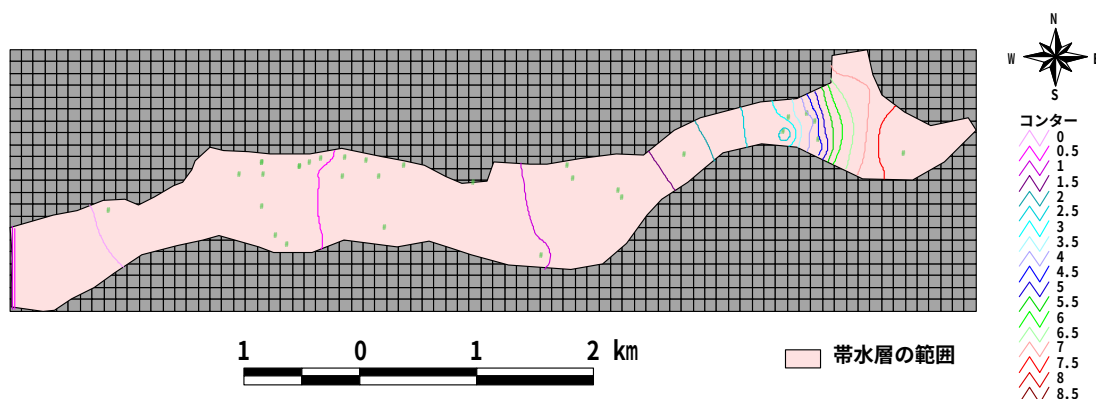


図 4.4.60 再現計算の結果（塩分の平面分布）

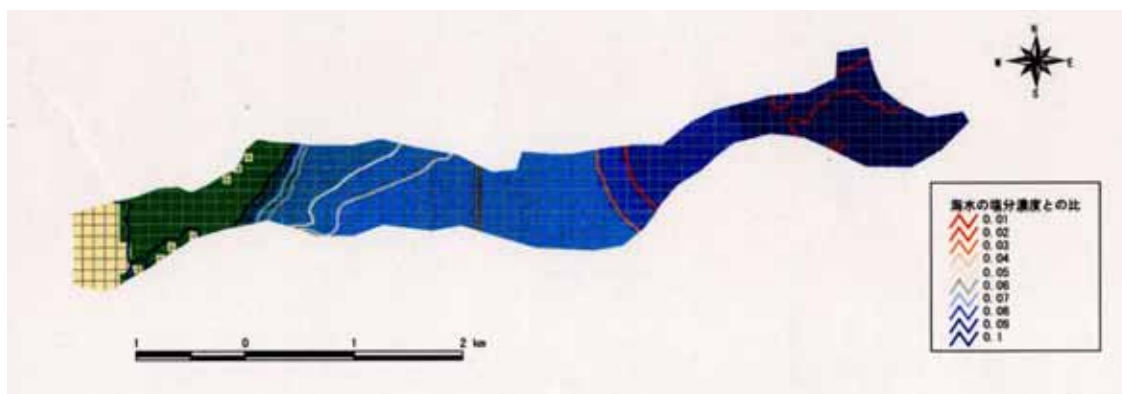


表 4.4.14 塩分の表現方法

	電導度 (mS/cm)	塩分 (%)	海水の塩分との比 (%)
淡水～汽水	0	0.00	0.0
	2	0.10	2.9
	5	0.28	7.8
	10	0.59	16.8
	20	1.31	37.2
	30	2.15	61.0
海水	44	3.52	100.0

(3) 将来予測計算

(a) 検討パターン

三次元数値解析モデルによるシミュレーションについては、地下ダムのだま軸を海岸から 3.5km の位置に想定して、地下ダムの塩水浸入阻止効果と開発可能水量を定量的に評価することとする。計算期間は 20 年間とし、1997 年から 2002 年の連続 5 年間の降雨パターンを用いて繰り返し計算した。したがって、地下水揚水量は、この 5 年間に想定地下ダム貯留域に涵養された総水量を越えない範囲で設定する必要がある。

予測計算では、地下水位が低下して井戸水が涸れると計算が停止することから、20 年間の計算期間中、すべての井戸に地下水が残存し続けるよう、井戸位置、揚水量に関して条件設定を行っている。地下水揚水量を最大限確保できるように、下記のとおり、揚水の位置や深度を変えて、地下ダム建設による「地下水位変化」や「塩水の挙動」への影響を検証した。計算を繰り返し、地下水位が回復することを確認して、それを適正な地下水揚水量とみなす。

- ①揚水井戸をすべて想定地下ダムの上流側にシフトさせる。
- ②さらに井戸を統廃合し、深井戸から集中的に揚水する。

表 4.4.15 予測計算の条件

設定計算期間	2003 年 7 月～2023 年 6 月 (20 ヶ年)
地下ダムなし	○
地下ダムあり	○
西側海岸部定水頭の標高	-0.5m
揚水量	総揚水量 593 万 m ³ /年
透水係数	$2 \times 10^{-2} \text{cm/s} \sim 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$
空隙率	ブロック 1: 0.3 ブロック 2: 0.3 ブロック 3: 0.2
地下水涵養量	1998 年 7 月～2002 年 6 月の 4 年間 +1997 年 7 月 6 月+1998 年 6 月の 1 年間 =計 5 年 このパターンを 4 回繰り返して合計 20 年間分の月平均(mm/日)
初期水位	2003 年 7 月
初期塩分濃度	2003 年 7 月
分散定数	縦方向:50m、横方向:10m
Guadalupe 川	River Leakage パッケージを用いてモデル化
砂利採取所の池	同上

図 4.4.61 揚水井戸の配置と設定水量

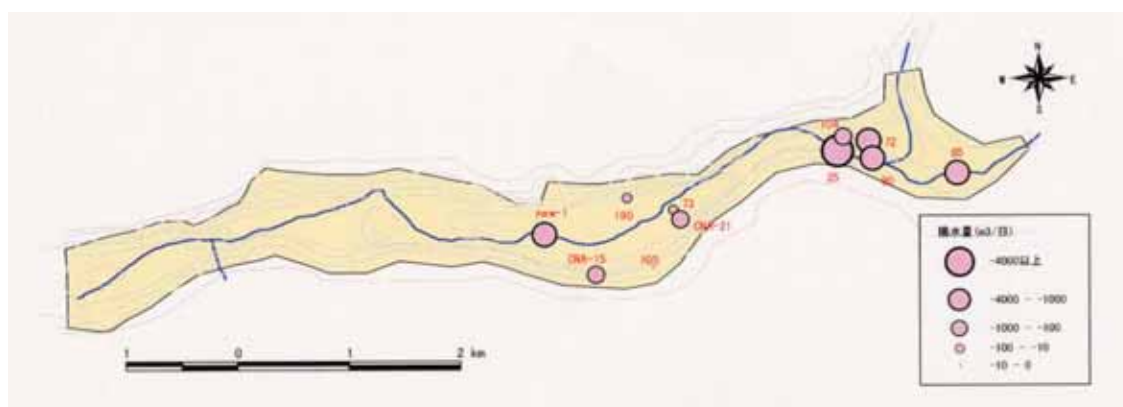
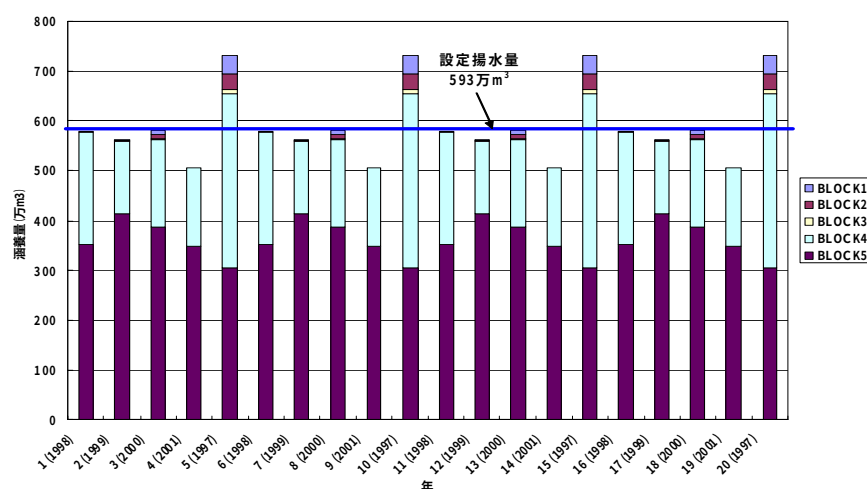


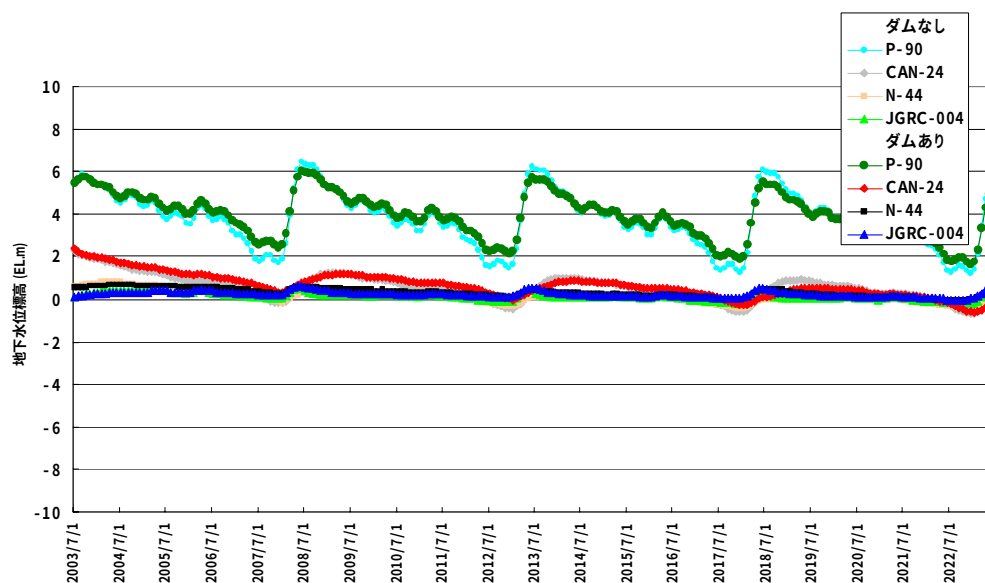
図 4.4.62 涵養量と設定揚水量の経年変化



(b) 計算結果

持続的な可能揚水量は 593 万 m^3 /年であることが明らかとなった。この水量は、現況の総揚水量から 10%程度減らしたもので、1980 年代前半のレベルに抑えなければならない。この地下水揚水量による地下水位経年変化を予測したのが、図 4.4.63 である。地下ダムがある場合とない場合を比較しても、大きな差を見出すことはできない。同様に、塩分濃度についても両者に有意な差は認められない。

図 4.4.63 地下水位経年変化の予測計算



(4) 地下ダム運用計画の検討

(a) 洪水対策の検討

ラ・ミッション地区では、現時点の年間平均揚水量が年間平均地下水涵養量を上回っている。一方、豊水年（地下水涵養量が多い年）には、地下水涵養量が揚水量を上回り、その分地下水位が上昇し、地下水の一部が、海域へ無効流出することが考えられる。このような無効流出地下水を堰き止めて、地下水利用可能量を増加させ地表湛水を防止することが、地下ダム開発に期待される効果である。

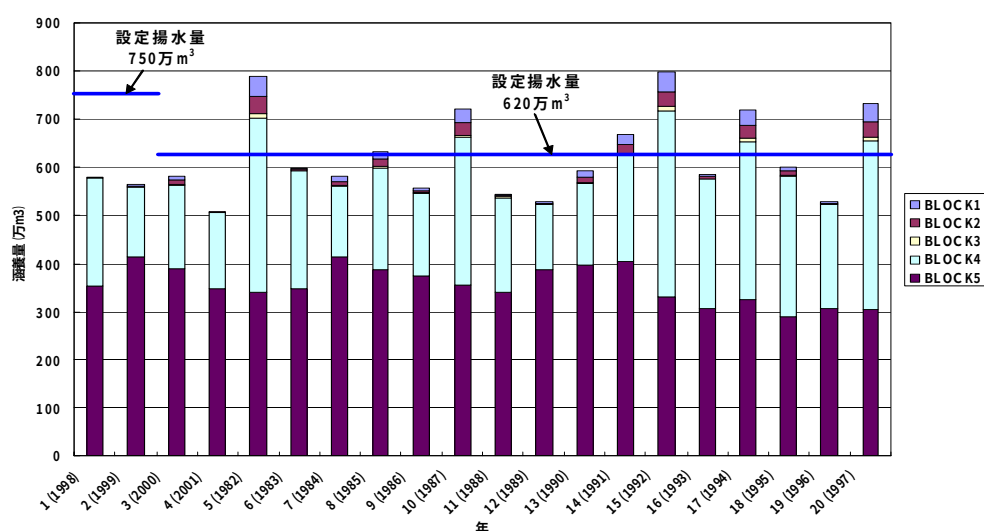
このための1つの対策として、想定地下ダム貯留域の地下水位をあらかじめ下げておき、豊水年に洪水を可能な限り受け止め、地下水位を回復させるような運用が考えられる。すなわち、地下ダム貯留域を「洪水調整池」とみなし、運用開始時の地下水位をあらかじめ下げておく。揚水量は、(3)で検討した持続的可能な年間揚水量（593 万 m³）かそれを少し上回る程度とし、初期水位をどこまで下げることができるかを検討する。ただし、2mS/cm以上の水が浸入しないこと、20 年間（1982 年から 2001 年の降雨パターンを用いる）の運用の中で井戸涸れを起こさないことが条件である。

これを検討することによって、大洪水が来たときにそれを受け入れるだけの容量が、この地下ダムにあるかどうかを確認することができると同時に、地下ダム堤体による堰き上げ効果など、地下ダム建設効果をより高く評価することができる。計算条件を表 4.4.16 及び図 4.4.64 に示す。なお、揚水井戸位置は図 4.4.61 と同様である。

表 4.4.16 洪水対策地下ダム運用にかかる計算条件

設定計算期間	2003 年 7 月～2022 年 6 月（20 ヶ年）
西側海岸部定水頭の標高	-0.5m
揚水量	総揚水量 620 万 m ³ /年
透水係数	$2 \times 10^{-2} \text{cm/s} \sim 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$
空隙率	ブロック 1: 0.3 ブロック 2: 0.3 ブロック 3: 0.2
地下水涵養量	1998 年 7 月～2002 年 6 月の 4 年間 +1982 年 7 月 6 月+1998 年 6 月の 16 年間 合計 20 年間の月平均(mm/日)
初期水位	2003 年 7 月
初期塩分濃度	2003 年 7 月
分散定数	縦方向:50m、横方向:10m
Guadalupe 川	River Leackage パッケージを用いてモデル化
砂利採取所の池	同上

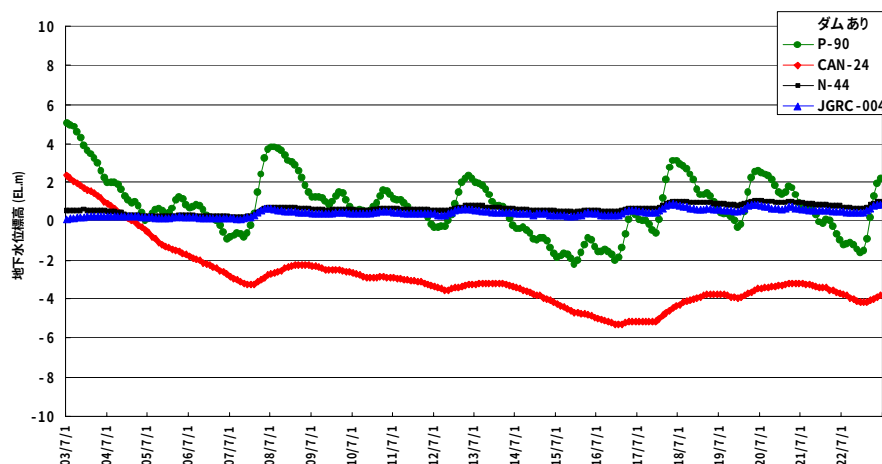
図 4.4.64 涵養量と設定揚水量の経年変化



地下ダム築堤後の2年間、所定の地下水位まで下げるため、涵養量を大幅に上回る揚水量を設定した。この2カ年間に、地下水位を地下ダム直上流で約4m低下させた。その後、揚水量を620万m³/年に設定したところ、一度も井戸涸れが生じることなく、経年的な地下水位変動が安定した。この揚水量は、(3)で設定した揚水量より年間30万m³程度多い。

はじめの2カ年間の揚水量と涵養量の差は300万m³余りであり、すなわち一度に300万m³余り分の洪水を受け入れる容量が平均して確保されることを示している。

図 4.4.65 地下水位経年変化の予測計算



(b) 排水路の設置

上記のように地下水位管理を工夫することで洪水防止対策を検討したとしても、短時間に降雨が集中する場合には、増水した河川水が地下浸透せず、地表湛水が避けられない事態が生じる可能性もある。そこで、豪雨時に想定される地表湛水の範囲と湛水深を予測し、それを排除するための排水路の設置を提案した。

豪雨は、1980年に記録した3日連続雨量(192mm)を想定した。これは過去30年間の降雨記録では最大である。排水路を設置しない場合の地表湛水予測結果を図4.4.66に示す。豪雨が発生して20日後が最も湛水深が深くなることが予測された。

図 4.4.66 地表湛水予測図（豪雨発生 20 日後）

ドレインを設置した場合の地表湛水予測結果を図 4.4.67 に示す。およそ、0.5m 水位を低下させることができることが分かる。

図 4.4.67 ドレイン設置による地表湛水軽減効果（豪雨発生 20 日後）

4. 4. 6 地下ダム開発の可能性

(1) ダム軸の選定とダム諸元

これまでの調査結果に基づき、本地区で考えられる地下ダム（ラ・ミッション地下ダム）の諸元の検討を行う。ダム軸の位置を想定するに当たっては、以下のような条件を考慮した。

- 難透水性のシルト岩（基盤岩）が地下谷を形成している。
- 地下谷の狭窄部で、その上流に広く（厚く）貯留層が分布している。堤体の施工断面積の割に貯水量を多く確保できるため、効率的である。
- 基盤上面の深度が、止水壁が技術的・経済的に施工可能な深度にある（60m以浅程度を想定）。
- 塩水の浸入を阻止し、貯水量を多く確保するために、ダム軸をできるだけ下流にする。ただし、既に塩水化している帯水層部分をできるだけ貯水域内に取り込ま

ないようにする。

上記の条件を満たす箇所として、Guadalupe 川河口から約 3.5km 上流の位置にダム軸を設定した。これまでの調査の結果から想定した本地区における地下ダムの概略の諸元を、表 4.4.17 に示す。

表 4.4.17 ラ・ミッション地下ダムの想定諸元

項 目	内 容
地下ダムの機能	海域から帯水層への塩水浸入を堤体の建設により阻止し、貯水域内の地下水を有効に利用する。
ダム軸の位置	Guadalupe 川河口から約 3.5km 上流
堤体（止水壁）	天端標高 : EL.+1m 堤長 : 500m 堤高 : 60m 越流余裕高 : 1.6m (ダム軸上の最低地盤標高 EL.+2.6m) 締め切り断面積 : 21,000m ²
貯水機能	流域面積 : 約 463 km ² 貯水面積 : 約 2.3km ² 総貯水量 : 約 850 万 m ³ (有効間隙率 0.15 と仮定)
地下ダム施設	堤体、排水施設、観測・管理施設、(涵養施設)
堤体施工方法	地下連続壁工法 (バケット掘削工法等)

(2) 堤体の施工方法

メキシコ国では、地表ダムやビルの基礎工事、ドックの止水処理等で地下連続壁の施工が行われている。地下ダムの堤体施工の可能性を明らかにするため、メキシコ国内の技術・機材の状況及び工事費等について、大手土木工事会社からの聞き取り及び資料収集を行った。

地下連続壁の施工機械としては、フランスの Soletanche 社製のバケット式掘削機、ドイツの BAUER 社のバケット式掘削機・水平多軸回転式掘削機等がリースまたは購入により使用されている。

地下連続壁の材料はセメント、ベントナイト、砂利等であり、これらの組み合わせにより、強度、透水性、壁体の材料価格が決定される。壁体の透水係数については、 10^{-6}cm/s オーダー以下とすることが可能である。

バケット式掘削機の一つである Soletanche 社製 KS3000 は、深度 50～60m 程度までの掘削が可能である。バケット式掘削機は、主に未固結堆積物の掘削に用いられる。岩を掘削する場合は、一軸圧縮強度が $5\sim 6\text{MN/m}^2$ ($50\sim 60\text{kgf/cm}^2$) 程度の軟岩が通常の限界である。表層付近の未固結層を掘削する際に、溝壁の崩壊が生じる可能性があるが、金属製の孔口保護ケーシングと泥水で崩壊を防止できる。

また、未固結堆積物中に直径 1m 以上の岩塊があってバケットによる掘削が困難な場合は、鋼鉄製のビットを落下させ、岩塊を叩き割ることにより対処している。バケット式掘削機が軟岩程度までしか掘削できないのに対して、水平多軸回転式掘削機は硬岩の掘削も可能である。ただし、工事費は、バケット式よりも水平多軸回転式の方が、一般に高価である。

表 4.4.18 にメキシコ国内における地下連続壁の施工例を示す。また、施工機械の例を図 4.4.68～図 4.4.70 に示す。

表 4.4.18 地下連続壁施工例

場所	工事内容
Veracruz 州	海岸に飛び出た場所にドックを建設するに当たって、止水のため、長方形のドックを囲むように地下連続壁を設置。壁高 23m、壁厚 0.8m 壁体 材料 水：ベントナイト：セメント=73：5.1：21.9 透水係数 $6.0 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 一軸圧縮強度 578kN/m^2 (5.9kg/cm^2)
Veracruz 州 Tuxpan	壁高 9.5m、壁長 360m、壁厚 0.6m 壁体 材料 水：ベントナイト：セメント=73：5.3：21.7 透水係数 $1.3 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 一軸圧縮強度 647kN/m^2 (6.6kg/cm^2)
Nayarit 州 Aguamilpa ダム	壁高 40m、壁長 200m、壁厚 0.8m
Queretaro 州 El Batan ダム	

図 4.4.68 バケット式掘削機による地下連続壁の施工例



図 4.4.69 BAUER 社製バケット式掘削機 (DGH)

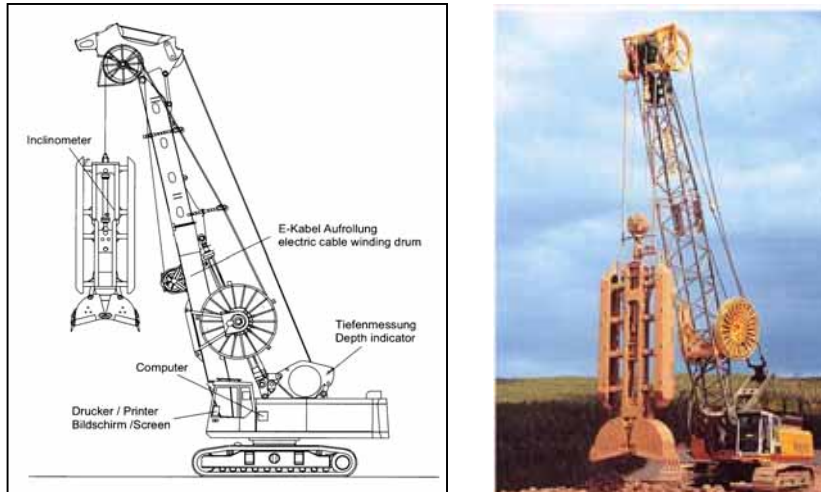


図 4.4.70 BAUER 社製水平 2 軸回転式掘削機 (Trench Cutter)



本地区における堤体施工の条件を列挙すると以下のとおりである。

- 最大掘削深度は、GL.-60m 程度である。
- 堤体の施工延長は約 500mであり、ダム軸はほぼ直線を想定している。
- 施工区間の大部分は谷底平野であり、比較的平坦な地形を示す。谷の両岸のアバット部では、なだらかな斜面から比較的急な斜面上での施工が必要な箇所がある。
- ダム軸部の土地利用は、河床を含む荒廃地、農地が多いが、アバット部において道路及び宅地を横断する部分がある。
- 掘削対象の地質は、沖積層、玄武岩及びシルト岩である。これまでの調査では、沖積層中に含まれる礫は小～中礫程度であり、巨礫は確認されていない。シルト岩は、破碎状の強風化の部分から比較的新鮮な固結したものまでである。基盤となるシルト岩は、軟岩相当である。
- 掘削の大部分は沖積層である。基盤のシルト岩中には数m掘削し、止水壁の根入れを行う。

- 右岸側アバット部は、地すべり等により地層が攪乱されている可能性がある。
- 堤幅が 0.5～1.0m の場合、その設計透水係数は $1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 程度以下とする。

(3) 排水施設の設計

堤体の建設により、ダム軸を通過する地下水流動は阻止される。もし、貯水域内で十分な水量の揚水が行われない場合には、貯水位が上昇する。上昇した地下水は、堤頂と地表面の間（越流部）を越流し、下流域へ流出する。ラ・ミッション地下ダムにおける想定ダム軸の河床部付近では、越流余裕高が数m以下であり、堤体を越流する地下水量には限界がある。このため、地下水涵養量が多い時期には、貯水位が上昇し、地表面に地下水が湧出する可能性がある。

ダム軸から 2km 上流まで範囲は、比較的平坦な地形を示し、貯水位の過剰な上昇が問題となることが予想される。貯水位の上昇が問題となる箇所は、標高 3～5m 程度に位置する比較的標高の低い農地である。

排水施設は、地表水排水路と地下水排水のための暗渠を組み合わせたものとする。地表水排水路は、現況の河床及び採砂跡地を連結させるとともに、十分な排水断面を確保する。暗渠は、標高 3～5m 程度の農地の地下に設置し、流末を地表水排水路に接続させる。

(4) 地下ダムの事業費

ラ・ミッション地区地下ダムの堤体施工について、メキシコ国内の大手土木施工業者に概算の見積を依頼した。その結果、バケット式掘削機 KS3000 を用いた場合の止水壁工事費を 1,200～1,500 万米ドル程度としている。

なお、メキシコ国内で 1980～1990 年代に建設された貯水量が数 100 万～2,000 万 m^3 程度の地上ダムの建設費は、200～5,000 万米ドルの範囲にあり、大多数は 400～700 万米ドルで建設されている。直接的な比較は難しいが、ラ・ミッション地下ダムの建設費は、同程度の貯水量をもつ地表ダムよりもやや高価である。

また、水道水供給のためのランニングコストについては、Ensenada～Tijuana 周辺の水道水を供給している CESPE の例が参考となる。CESPE は、ラ・ミッション地区を含めて現在 4 箇所の水道水源を持っている。水道水供給のための維持・管理コスト（ポンプ運転代、機材修理費、人件費等を含む）は 0.05～0.2 米ドル/ m^3 であり、水源毎に異なる。ラ・ミッション地区からの給水コストは、4 箇所の中で最も高く、0.2 米ドル/ m^3 である。

(5) 農業開発ポテンシャル

(a) 土地利用

バハ・カリフォルニア州の農地面積は 303,660ha（1998 年）で、全面積の 4.3%に相当する。このうち約 65%に当たる 19.8 万 ha が灌漑農地となっている。

表 4.4.19 は、作付け面積を周期作物と永年作物に分けて示している。

表 4.4.19 1997 年の灌漑及び天水農地の作付け面積

周期作物	灌漑面積	ha	172,180
	天水面積	ha	39,553
	計	ha	211,733
永年作物	灌漑面積	ha	32,955
	天水面積	ha	2,762
	計	ha	35,717

出典：El Sector Alimentario en Mexico Edition 1999 年 INEGI

ラ・ミッション地区における土地利用の現況を把握するために、衛星画像解析を実施した。衛星画像は、ランドサットにより 1996 年と 2001 年に撮影されたものを用いた。空間分解能は、1996 年の画像で 30m、2001 年の画像で 15m である。解析に当たって、3 バンド（R, B, G：4, 3, 2）を用いてフォールスカラー（False Color）画像を作成し、植生のある部分が赤色に強調されるようにした。ラ・ミッション地区の 1996 年の衛星画像を、図 4.4.71 に示す。

さらに、現地踏査により、実際の土地利用の確認、GPS による位置の測定、栽培作物の聞き取りも行っている。衛星画像解析及び現地踏査結果を総合して、土地利用を自然草地、自然林地（灌木）、牧草地、農地、水面に区分した。

本地区では、1980 年代頃から、Guadalupe 川河床部及び低平地において砂の採取が行われてきた。現在は CNA の指導で採取は禁止されているものの、過去の採砂跡が凹地として放置されたままである。図 4.4.72 に、本地区の谷底平野内における採砂跡地と農地の位置を示す。

図 4.4.71 ラ・ミッション地区の衛星画像

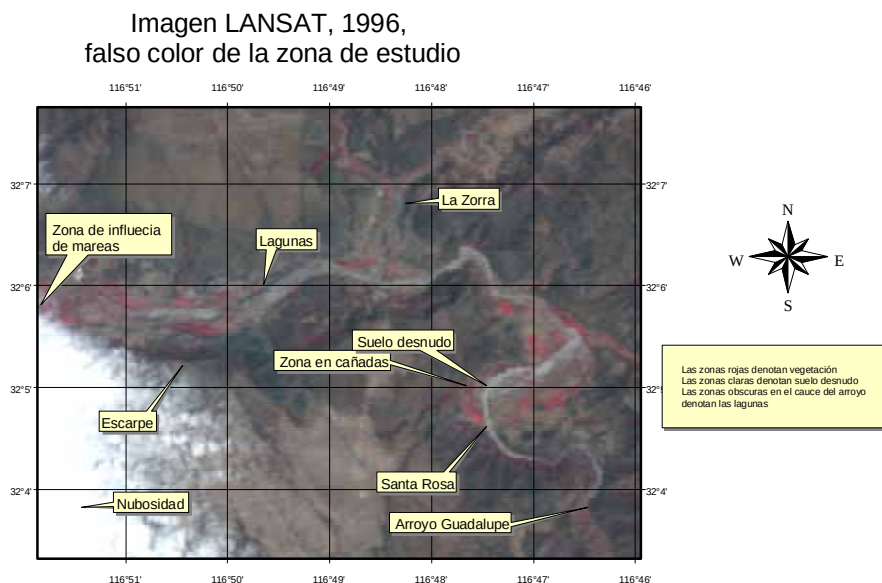
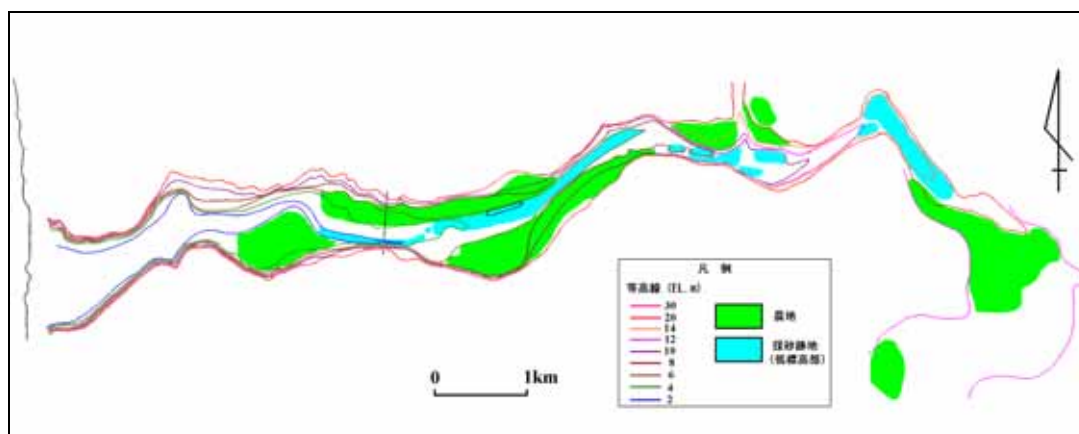


図 4.4.72 採砂跡地と農地の分布



(b) 農業生産

バハ・カリフォルニア州の農業は、温暖な気象条件と土壌条件に恵まれ、水さえあれば、野菜の周年栽培が可能な条件を備えている。農地の1戸当たり平均所有面積は約5.5haとなっている（1990年）が、基本的には家族単位による営農形態が多く、播種期、収穫期等には季節農業労働者を雇用するのが一般的である。

こうした条件のもとで灌漑率が65%と比較的高く、集約的な農業の実施可能な条件を備えた地域である。表 4.4.20 には、主要農産物の生産量と単位収量を示す。

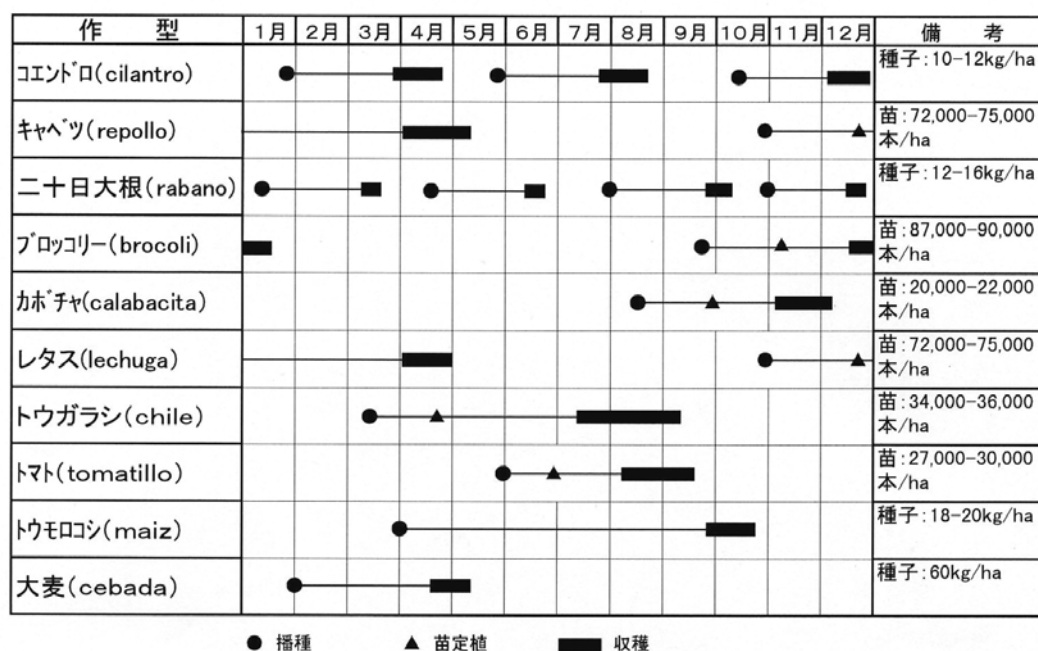
表 4.4.20 バハ・カリフォルニア州の主要農産物（1997）

作物名	収穫面積 ha	生産量 t	単位収量 t/ha
青トマト	10,233	456,262	44.6
ブドウ	4,708	51,566	11.0
小麦	69,032	415,875	6.0
イチゴ	363	7,623	21.0
べにばな	2,241	4,761	2.1
レモン	233	3,570	15.3
青トウガラシ	1,048	18,792	17.9
みかん	326	5,124	15.7
大麦	488	2,121	2.7
ソルガム	7,744	32,204	4.2
ジャガイモ	200	6,517	32.6
リンゴ	62	170	2.7
モモ	35	123	3.5
アボガド	22	89	4.0
トウモロコシ	1,821	6,704	3.7
インゲン豆	121	50	0.4

出典：El Sector Alimentario en Mexico Edition 1999 年 INEGI

ラ・ミッション地区を含む周辺地域における灌漑による主要野菜、作物の標準的な作付け体系を図 4.4.73 に示す。

図 4.4.73 主要野菜、作物の標準的作付け体系



(c) 営農事例調査

● ワイン用ブドウ生産農場

ラ・ミッション地区の上流、Guadalupe 川中流域の盆地には、地下水灌漑の農地が約 3,000ha ある。このうち、約 2,000ha はブドウ栽培（農業従事者：約 1,000 名）に利用されている。当地では同時にワイン生産も行っている。

この地域は、周囲を山地で囲まれ、ブドウ栽培に適している。この他、オリーブ、野菜、飼料用作物としてのアルファルファ等が生産されている。

● ラ・ミッション地区

ラ・ミッション地区の農地面積は約 4,800 ha であり、うち約 200 ha が地下水灌漑の農地、1,280 ha が天水農地、3,320ha が夏期放牧地となっている。農地の利用は地形条件により制約を受けている。Guadalupe 川の谷底部に展開する標高 10m前後の灌漑農地では青トウガラシ、トマト、コエンドロ、キャベツ、二十日大根、ブロッコリー、カボチャ、レタス等の野菜を中心とする 2 毛作が行われている。標高 200m前後の台地に展開する天水農地では大麦、からす麦等の家畜飼料等を中心に栽培されている。これら台地と農業に不適な傾斜地、荒廃地は夏期放牧地として利用されている。

農家 1 戸当たりの所有面積は 40～50ha で、うち 3～4ha が灌漑農地となる。また、この地域では半数以上の農家が畜産も行っており、1,000 頭を越える牛がいるとされている。なお、灌漑方式は殆どが点滴灌漑である。

表 4.4.21 ラ・ミッション地区の主要野菜、作物の栽培技術体系

	播種量	播種期	収穫期	施肥	灌水	平均収量
青トウガラシ CHILE	種子：2.5 kg/ha 苗：34000-36000	2/15～4/15 播種後 120 日 3/15～6/30(移植苗)		N: 200kg/ha 畝間、点滴 P: 60kg/ha K: 60kg/ha		12.2 ton/ha (20 ton/ha)
コエンドロ CILANTRO	10～12kg/ha	周年 播種後 50～60 日 (発芽、生育を揃える)		N: 150kg/ha 畝間 P: 30kg/ha		8ton/ha (20ton/ha)
青トマト TOMATILLO	種子：2.0kg/ha 苗：27000-30000	4/1～6/30 播種後 60-80 日		N: 150kg/ha 畝間、点滴 P: 50kg/ha		10ton/ha (20ton/ha)
二十日大根 RABANO	12～16kg/ha	周年 播種後 40 日 (発芽、生育を揃える)		N: 150kg/ha 畝間 P: 60kg/ha		10ton/ha (35ton/ha)
ブロッコリー BROCOLI	種子：2-2.5kg/ha 苗：87000-90000	9/1～11/15 播種後 80-100 日		N: 180kg/ha 畝間、点滴 P: 60kg/ha K: 60kg/ha		12ton/ha (18ton/ha)
カボチャ CALABACIT	種子：4.5kg/ha 苗：20000-22000	7/16～9/30 播種後 60-80 日		N: 160kg/ha 畝間、点滴 P: 60kg/ha		11ton/ha (25ton/ha)
レタス LECHUGA	種子：1.5-2kg/ha 苗：72000-75000	9/1～12/31 播種後 150 日		N: 160kg/ha 畝間、点滴 P: 60kg/ha		19ton/ha (25ton/ha)
キャベツ REPOLLO	種子：2.5kg/ha 苗：72000-75000	9/1～12/31 播種後 150 日 (発芽、生育を揃える)		N: 150kg/ha 畝間 P: 60kg/ha		20ton/ha (31ton/ha)
トウモロコシ MAIZ(grano)	18～20kg/ha (5～5.5 万本/ha)	3/1～4/30 播種後 180 日		N: 120-150kg/ha 畝間 P: 50-60kg/ha		3.5-8.0 t/ha (7.0-14t/ha)
大麦 CEBADA	2 条播 60kg/ha	11/1～ 4/1 1/15～ 6/15		N: 160kg/ha 畝間 12cm P: 60kg/ha		4～8ton/ha (6-18ton/ha)
からす麦 AVENA(天水)	散播 100kg/ha 条播 80kg/ha	11/1～1/31 葉に実が入った 後放牧開始		N: 50kg/ha(良い条件の年) P: 30kg/ha(同上)		

注) () 内は到達可能収量

作物の収益性は、表 4.4.22 及び表 4.4.23 のとおりである。

表 4.4.22 農業生産（1998－99 年：秋、冬作、灌漑）

	面積（ha）		収穫量 t /ha	収穫高 ドル	労働力 人数
	播種	収穫			
大麦 (cebada)	14	14	3.00	58,000	16
コエンドロ(cilantro)	12	12	7.36	288,300	26
キャベツ(repollo)	10	10	29.89	336,800	63
二十日大根(rabano)	9	9	9.03	138,400	65
ブロッコリ-(brocoli)	5	5	19.40	96,400	53
カボチャ(calabacita)	4	4	14.00	95,000	65
レタス(lechuga)	1	1	12.62	40,000	66
計	55	55		1,052,900	354

表 4.4.23 農業生産（1998－99 年：秋、冬作、天水農地）

	面積（ha）		収穫量 t /ha	収穫高 ドル	労働力 人数
	播種	収穫			
からす麦(avena)	95	95	2.9	76,000	143
大麦(cebada)	32	32	2.0	37,296	48
計	127	127		113,296	191

4.5 総括

インドネシア国及びメキシコ国において実施した「現地検討調査」の成果に基づいて、調査精度、事業によって期待される効果、今後の課題等について、以下に考察する。

4.5.1 インドネシア国ケテス地区

地下ダム建設による新規の開発可能水量を概算で求めることができた。これをすべて畑作農業に用いる場合の供給可能面積も算定した。これらの数値は、水理解析において地下水位の実測値と計算値の比較検討を通じて算出したものである。また、透水係数、有効間隙率など水理解析で用いたパラメータは、地質の層相、岩相から見て経験的数値と矛盾するものではない。したがって、水理解析結果の信頼度に関して大きな問題点はないものと考えて良い。

地下ダムの堤体建設で最も有力な方法は、グラウト注入工である。しかし、設計透水係数 10^{-5}cm/sec を満たす壁体を築造することができるかどうかは未知数であり、試験施工を実施して確認する必要がある。それによってグラウト工の施工数量の見通しが立ち、概算事業費を明らかにすることができる。

事業費の見積もりには、水路工などの建設費も含めることとなるが、最大受益面積を考慮すれば、流域外への送水は想定しにくい。よって、事業費の大部分は堤体の設置で占められると考えてよい。

なお、本地区は、深層地下水開発や頭首工の設置による表流水開発の可能性もあることから、地域住民が主体となって検討する水利用計画と照らし合わせて、最適の水資源開発方法を選択することが望ましい。

4.5.2 メキシコ国ラ・ミッション地区

地下水位の経年的低下傾向から判断すると、本地区の地下水揚水は明らかに過剰である。地下ダムを建設すれば解決される問題ではなく、一定の地下水取水規制が必要となる。本地区における地下ダム建設の効果は、地下水取水規制量をどの程度少なくすることができるのかによって評価される。

本地区は、塩水浸入阻止型の地下ダムを検討していることから、確実な止水性が求められる。堤体の設置方法は、溝を掘削してそこを完全に人工壁体に置き換えるものを想定しており、置き換えた部分は止水性が確保される。ただし、施工深度が 60m 程度と深く、掘削対象の地質が溝壁の崩壊が生じやすい未固結の砂礫からなっているため、施工は容易でないことに留意する必要がある。さらに、下記地質の部分については、迂回浸透の可能性が否定できないため、実際の工事において適切な基礎処理を行う必

要がある。場合によっては、締め切りの延長や深度に関して設計変更が必要となり、事業費の増額要因となりうる。

- ダム軸右岸部

複雑な地質構造となっており、締め切り範囲の確定には至っていない。

- 断層破碎帯

水理基盤としているシルト岩は、風化の程度が低く、亀裂が少ない場合には、難透水性であり、特別な処理は必要ない。しかしながら、断層及びその周辺のように破碎部分または亀裂の発達している箇所や風化が進んでいる箇所では、高い透水性を示し、地下ダムの基盤として不適である。本地区では、谷に平行な方向に断層が分布していると推定される。

本地区は、年によって地下水涵養量の変動が大きく、渇水年には地下水涵養量を上回る揚水が行われているのに対して、豊水年には無効流出量が多い可能性がある。このような地下水涵養と取水のギャップを解消するのが、地下ダム建設の目的である。したがって、豊水年の表流水の扱いが重要となる。あらかじめ地下水位を下げておくことに加えて、地下水の人工涵養対策を講ずるなど、表流水の地下浸透を促進するような運用が求められる。

地下ダム建設が周辺環境へ与える影響は、堤体の下流側と上流側で大きく異なる。堤体の下流側では、地下水の流動量が減少し、塩水化の進行、場合によっては土壌の塩害を誘発する可能性がある。このため、地下ダムの建設に当たっては、下流域の補償等が必要となる。堤体の上流側では、地下水上昇が生じる場合がある。湛水被害が想定される範囲では、排水路及び暗渠等の設置による排水対策が必要となる。

地区全体の地下水揚水量が同じであっても、取水位置を内陸側に移すだけでも地下水の塩水化を和らげることができる。地下ダム開発の可能性を検討する前に、地下水の取水方法について、住民や地下水利用者等関係者の十分なコンセンサスを得ることが重要である。

第5章 設計

5.1 設計の基本方針

5.1.1 設計の基本

地下ダムの施設は、堤体、取水施設、排水施設、管理施設、地下水涵養施設等からなる。これらの施設の設計に当たっては、地下ダムの所要の機能を満たすとともに、周辺の自然条件及び社会条件も考慮に加え、環境に配慮したものとすることが必要である。さらに、こうした点を踏まえ、地下ダムの建設費及び将来の維持管理費をできるだけ経済的にすることが重要である。

地下ダムの設計を行う際には、先行の設計・施工事例を参考にすることが効率的である。表 5.1.1 に、主な地下ダムの施工事例を示す。また、表 5.1.2 に取水施設、排水施設、涵養施設の設置事例を示す。

表 5.1.1 地下ダム施工事例一覧

ダム名	所在地	用途	地下ダム タイプ	堤頂長 (m)	堤高 (m)	堤幅 (m)	締切断面積 (m ²)	堤本下端 標高(m)	総貯水量 (m ³)	竣工年	堤体主要工法	施工深度 (m)	帯水層	基礎地盤地質
Kabashima 樟島	日本国 長崎県	上水道	塩水浸入阻止	74	27	3.0	1,000	-22	20,000	1974	ステージ注入 二重管注入	27	沖積砂礫層	変成岩類
Tsunegami 常神	日本国 福井県	上水道	塩水浸入阻止	204	18.5	0.5	3,300	-22	73,000	1983	バケット式掘削	22	沖積砂礫層	変成岩類
Miko 神子	日本国 福井県	上水道	塩水浸入阻止	196	39	0.5	5,033	-37	23,000	1996	柱列式原位置掘削	42	沖積砂礫層	風化岩
Nakajima 中島	日本国 愛媛県	灌漑	塩水浸入阻止	88	24.8	0.5	1,284	-23	22,200	1992	柱列式原位置掘削	28	沖積砂礫層	第三紀火山岩
Komesu 米須	日本国 沖縄県	灌漑	塩水浸入阻止	2,432	69	0.5	124,800	-65	3,457,000	2003	柱列式原位置掘削 ステージ注入	86	石灰岩	第三紀泥岩
Senbaru 千原	日本国 沖縄県	灌漑	塩水浸入阻止	550	13	0.55	5,400	-12	240,000	施工中	鋼矢板	13	沖積砂礫層	白亜紀泥岩
Tengakuma 天ヶ熊	日本国 福岡県	上水道	堰上げ	129	12.5	3.0	950	153	17,500	1988	二重管注入（一部ステージ注入）	20	沖積砂礫層	花崗岩類
Wata 和板	日本国 長崎県	上水道	堰上げ	105	7.5	0.5	750	-7	12,000	1992	バケット式掘削	10	沖積砂礫層	白亜紀頁岩
Minafuku 皆福	日本国 沖縄県	灌漑	堰上げ	500	16.5	5.0	4,800	14	700,000	1979	ステージ注入	34	石灰岩	第三紀泥岩
Sunagawa 砂川	日本国 沖縄県	灌漑	堰上げ	1,677	50	0.5	43,147	-19	9,500,000	1993	柱列式原位置掘削 ステージ注入	65	石灰岩	第三紀泥岩
Fukusato 福里	日本国 沖縄県	灌漑	堰上げ	2,908	27	0.5	42,168	19	10,500,000	1998	柱列式原位置掘削 ステージ注入	56	石灰岩	第三紀泥岩
Kikai 喜界	日本国 鹿児島県	灌漑	堰上げ	2,280	34	0.5	45,100	-14	1,800,000	1999	柱列式原位置掘削	44	石灰岩	第三紀泥岩
Giiza 殿座	日本国 沖縄県	灌漑	堰上げ	968	53	0.5	31,400	-25	390,000	2001	柱列式原位置掘削	56	石灰岩	第三紀泥岩
Yokatsu 与勝	日本国 沖縄県	灌漑	堰上げ	705	67.6	0.5	22,500	-42	3,963,000	施工中	柱列式原位置掘削		石灰岩	第三紀泥岩
Kanjin カンジン	日本国 沖縄県	灌漑	堰上げ 地表湛水利用	1,088	52	0.5	30,000	-26	1,580,000	施工中	柱列式原位置掘削	57	石灰岩	第三紀火山岩類
Sekkan 赤かん	台湾 澎湖群島	上水道	塩水浸入阻止	820	24	0.55	28,300	-15	1,277,000	1986	垂直多輪回転式掘削	25	石灰質砂岩	火山岩
Long kou 龍工	中国 山東省		塩水浸入阻止 堰上げ	6,000	40		160,000		53,590,000	1994	高圧噴射注入			
Long he 龍河	中国 遼寧省		塩水浸入阻止 堰上げ	620	12	0.4			640,000	施工中	高圧噴射注入		第四紀砂礫層	
San jian bu 三澗堡	中国 遼寧省	灌漑	塩水浸入阻止 堰上げ	1,200	23	0.4		-23	6,142,000	計画	高圧噴射注入		第四紀砂礫層	ジュラ紀火山岩
Nare	ブルキナファソ国 ナメンテンガ県	灌漑	堰上げ	210	8	3~8			800,000	1999	開削 (粘性土締め固め)	11	第三紀堆積岩	花崗岩類
Diplo	フィリピン国 パンガシナン州	灌漑	堰上げ	188	18	0.8		162		1995	開削(鉄筋コンクリート)		沖積砂礫層	火山岩類
Principal	フィリピン国 パンガシナン州	灌漑	堰上げ	207	12	0.8		105		1995	開削(鉄筋コンクリート)		沖積砂礫層	火山岩類

表 5.1.2 取水施設、排水施設、地下水涵養施設の設置事例

ダム名	取水施設	排水施設（堤体越流以外）	涵養施設	特記事項
樺島	管井4基 (ϕ 200mmD=20m×2基、 ϕ 300mmD=8.5m×1基他)		サンドパイル69本、 涵養池（5×50m、D=1m） 暗渠（地下トレンチ、渠L=20m）	ステージ注入工法で築堤したが、遮水性改善のため、2重管注入工法を追加施工。
常神	管井5基(ϕ =300mm,D=30m)	暗渠(ϕ =200mm,D=2m)	注入井戸8基(ϕ =300mm,平均深度14m) 浸透池2箇所(合計面積1420m ²)	
神子				
中島	管井2基(ϕ =150mm,D=21~27m)	暗渠(ϕ =300mmL=142m, ϕ =200mmL=120m)		実験地下ダム
米須	管井18基(ϕ =300mm,L=30~47m)	暗渠 排水トンネル 他		塩水排出用井戸を計画。 堤体施工時に貯水域内塩水の一部を排除。
千原	暗渠(取水トレンチ、 有効孔 ϕ =500mm,L=3000m)	暗渠 (ϕ =100mm,D=1.5m,L=15300m)		地表貯水池と連動して利用。
天ヶ熊	管井4基(ϕ =200mm,D=20m)			
和板	井戸		暗渠	
皆福	竪坑1基(ϕ =3.5m,D=25m、 取水排水兼用) 横孔2本(ϕ =200mmL=100m, ϕ =400mmL=25m)	放水横孔2本(ϕ =200mmL=100m, ϕ =400mmL=25m)		実験地下ダム（灌漑用に利用中）
砂川	管井66基(ϕ =400mm,D=40~60m)			
福里	管井81基(ϕ =400mm,D=40~70m)			石灰岩の空洞処理
喜界	集水井8基 竪坑(ϕ =3500mm,D=29~36m) 横孔(ϕ =100mm,L=50m) 20~24本/基	暗渠(ϕ 100~600mm,L=9557m) 放水路(ϕ 350mm,L=680m)	浸透池 (間接流域から直接流域内に浸透)	堤体の一部をトンネル内から施工 4種の堤体工法を試験的に実施。
慶座	管井13基(ϕ =300mm,L=45~75m)			
与勝	管井6基(ϕ =400mm,L=83m)			
カンジン	地表水取水 竪坑(ϕ =3000mm,L=24m) 導水管(横坑, ϕ =800mm,L=35m)	洪水吐(地表水排水) 放水路(L=417m)、浸透池1箇所		地表湛水型 石灰岩の空洞処理
赤かん	管井7基(ϕ =400mm,D=20m)			
龍口			浸透水路、注水井戸	地表堰上げ施設（自動転倒ゲート）により 河川水を貯留。
龍河				ラバーダムにより河川水を貯留。
三潤堡	暗渠（4条,L=400m, ϕ =1m,埋設深4.5~6m） 大口径井戸（集水暗渠の両端に設置）		浸透水路(300条,L=50~100m,B=2m) 注水井戸(2000基、 ϕ =1m、D=2~3.5m) 地表水貯留施設3箇所(地下ダム上流に設置) 地表水貯留施設1箇所(地下ダム上流に設置)	塩水の流入防止と地表水の貯留のため 地上ゲートを計画。塩水排出用井戸を計画。
Nare	井戸3基			
Diplo	暗渠（ ϕ =600mm,20m×35本） 自然流下で利用			災害で埋没した取水施設の代替施設。 河床安定のための床止工を兼用。
Principal	暗渠（ ϕ =800mm,24m×35本） 自然流下で利用			災害で埋没した取水施設の代替施設。 河床安定のための床止工を兼用。

5. 1. 2 設計の留意事項

(1) 貯水規模と各種施設の機能

地下ダムの総貯水量を増加させるためには、堤高を高くし、満水位を高く設定すればよい。しかしながら、貯水位が過剰に上昇し、貯水域内の土地利用に支障をきたすことが想定され、排水施設が必要となる場合がある。堤高を低くし、貯水位を低くすれば貯水位の過剰上昇による悪影響は小さくなるものの、総貯水量は少なくなる。また、一般に貯水位が高いほど取水は容易である。堤高を下げて貯水位を低くする場合は、取水のための運転経費が増加することとなる。

このように、地下ダムの貯水規模（貯水位、総貯水量、貯水域範囲等）と排水機能、取水機能はそれぞれ密接に関連したものである。このため、貯水規模を決定し、堤体、排水施設、取水施設の設計を行う際には、各施設の機能の整合性を図り、機能的、経済的に最適となるようにすることが重要である。

(2) 水理解析の適用

地下ダムは、直接見ることができない地下水の流れを制御する施設である。このため、各種調査の結果に基づき、コンピュータを用いた地下水シミュレーションモデルを作成し、水理解析を行う。水理解析では、現況の地下水流動状況を再現するとともに、

地下ダム建設後の地下水の流れを定性的・定量的に明らかにし、各種施設の設計に活用する。地下ダム設計の際に必要な水理解析の種類と目的を、表 5.1.3 に示す。

表 5.1.3 地下ダム設計に用いる水理解析

解析の種類	目 的
水収支解析	地下ダム流域の水収支を明らかにし、地下水利用可能量、貯水容量等を決定する。
取水解析	取水にともなう貯水位の低下状況や取水可能量を予測し、取水施設の最適な数量、設置位置、構造を決定する。
洪水解析	堤体による貯水位の上昇の程度を予測し、排水施設の規模、設置位置、構造を決定する。
塩水浸入解析	帯水層への塩水浸入の予測を行い、堤体等の諸元を決定する。

(3) 設計値の不確定性

地下ダムの貯留層は地下に分布しているうえに、その構成物や水理性状（透水係数、有効間隙率等）は場所によって不均質なことが多い。このため、貯留層の分布形状や水理性状等の特性は、詳細な調査を実施したとしても完全に把握することは一般に困難である。また、地下ダムの設計に当たって、地下ダム建設後の地下水の挙動等を地下水シミュレーションにより推定し、施設の諸元等を決定している。このシミュレーションに用いるパラメータの中には仮定や想定に基づいたものがあり、解析誤差も存在する。したがって、地下ダムの貯水容量や地下水利用可能量等の設計値や各種施設の効果については、ある程度の不確定性が生じることはやむを得ない。このため、調査・計画段階から施工中、運用中にかけて地下水位等のモニタリングを行い、地下ダムが所要の機能を発揮しているかを評価する必要がある。その結果に基づき、必要に応じて、施設の追加または地下ダム運用計画の見直しを行う。

(4) 周辺環境への影響の評価と対策

地下ダムでは、周辺環境に与えるインパクトが地表ダムに比較して小さい。ただし、一旦、地下ダムの堤体を設置すれば、その撤去・原状回復はほとんど不可能であり、周辺環境に対して長期的、半永久的に影響を与える可能性を含んでいる。このため、堤体の設置箇所や諸元を決定する際には、周辺環境へ与える影響について、十分な検討・配慮が必要である。

地下ダム建設が周辺環境へ与える影響は、堤体下流への影響と堤体上流への影響に分けられる。

堤体下流では、堤体の設置及び地下ダムの運用（取水）により、地下水流動量が変動・減少することが考えられる。これにより、海岸域では堤体下流で塩水化の進行が早まり、既存の地下水利用へ影響を与える場合がある。このため、地下ダムの建設に当たっては、下流域の地下水利用との調整・補償等の検討が必要である。また、下流域に

湧水（海底湧水を含む）がある場合、堤体の設置により、湧水量が減少し、湧水の利用や湧水周辺の生態系が影響を受ける可能性がある。

堤体上流では、締め切りにより上流域の地下水位が上昇する。豪雨時等に貯水位が過剰に上昇した場合、低標高部において、湛水や土壌の湿潤化が生じ、土地利用や生態系へ影響を与える可能性がある。さらに、地表水の地下浸透が阻害されることにより、地表水の流量が増加する場合も考えられる。また、地下水位の上昇は、乾燥地域では土壌の塩類集積を引き起こす可能性を含んでいる。

これらの問題については、地下水シミュレーション等により事前に被害発生箇所や被害規模を予測し、設計、施工及び地下ダムの運用等に反映させ、対策を行う。また、地下ダムから揚水した地下水を集水域内で灌漑に使用する場合、灌漑水の一部が再び地下ダム貯留層に浸透し、循環利用される可能性がある。これにより、貯留水において塩類等の溶存物質の濃縮が生じるという指摘がある。このため、地下水の塩分等がもともと大きい箇所では、灌漑による塩類集積や貯留水の水質変化について検討を行う。なお、帯水層分布域の農地に多量の肥料を投与する等の地下水を汚染させるおそれのある行為を行った場合には、地下ダムの有無に関わらず、地下水が汚染される可能性がある。

(5) 維持管理

堤体については、十分な耐久性をもつ材料で構築されている場合には、維持管理は大きな問題とはならない。一方、取水施設については、適切な維持管理は不可欠であり、ポンプ等の機材の更新も行っていく必要がある。

さらに、地下ダム貯留水の利用は一般に動力を用いた揚水により行われるため、取水施設の運転に相当の費用がかかる。このため、設計に当たっては、地下ダム建設費の経済性を考慮することに加えて、取水施設等の運転費・維持管理費の低減に配慮することが重要である。

また、地下ダムの貯水位は、地表ダムと異なり、取水にともなって取水施設周辺の水位が低下する。このため、地下水を効率よく取水するためには、取水施設の配置と取水量の配分を適切に行い、取水時の水位低下が貯水域内でできるだけ均等になるようにすることが重要である。

5. 1. 3 塩水浸入阻止型地下ダムの設計の留意事項

塩水浸入阻止型地下ダムでは、立地条件やもとめられる機能について、堰上げ型地下ダムとは違いがある。塩水浸入阻止型地下ダムの設計に当たっては、以下の点に特に配慮する必要がある。

(1) 堤体の遮水性

塩水浸入阻止型地下ダムでは、堰上げ型地下ダム以上に堤体について高い遮水性及び施工の確実性が求められる。遮水性が不十分な堤体の場合は、貯水域内への塩水浸入の原因となり、貯留水が塩水化してしまう可能性があるからである。塩水の影響を受けて壁体の品質が悪化する場合があるので、堤体材料の種類、配合を選定するに当たって注意しなければならない。

(2) 堤体及び基盤からの塩水の浸入

原位置攪拌工法やグラウト工法等で構築される壁体は、完全な不透水性ではなく、小さいながらも透水性を有している。また、難透水性としている基盤であっても、透水性のある風化部や断層等が分布していることがある。このような要因により、取水にともない貯水位が海水準以下となった際に、貯水域内へある程度の水量の塩水が浸入してくることを避けることができない場合がある。これに対しては、塩水浸入解析を行い、貯水域の塩分が水利用の許容値内に収まる塩水浸入量以下となるように、壁体の透水性、厚さ、根入れ深度等の堤体の諸元やダム運用計画を決定する。なお、遮水性が不十分な基盤では、基盤からの塩水浸入は、堤体の基盤への根入れ長を多少長くした程度では解消されない場合があるので、設計に当たって注意を要する。

(3) 貯留域内の残留塩水

海岸部では塩水塊が帯水層中に楔状に分布していることが多い。塩水塊の分布域より上流にダム軸を定めれば塩水の混入を避けることができる。しかしながら、地下ダムの貯留量を確保するためにできるだけ下流にダム軸を計画する必要がある、この塩水塊（残留塩水）を貯留域内に取り込まざるを得ない場合がある。この残留塩水の量は、堤体施工後に堤体及び基盤から浸透する塩水量より多い場合もある。残留塩水は、貯留域からの取水の際に容易に引き込まれやすいものであり、その対策について塩分除去施設の設置を含めて十分検討する必要がある。

(4) 貯水域湛水対策

堤高が高く、地表面と貯水位の差が小さい場合には、豪雨時等に堤体に堰上げられた地下水が地表に溢れ出し、湛水・湿潤被害を引き起こすことが想定される。海岸低地に計画される塩水浸入阻止型地下ダムでは、貯水域が低平な地形で、しかも現況の地下水位が高い場合が多い。堤体天端標高を海水準以下とすることができないため、十分な堤体越流余裕高を確保できず、堤頂越流のみでは余剰水を排除できない場合がある。このような地下ダムでは、貯水域内に排水施設を設置する必要がある。ただし、低平な地形では、排水路や暗渠等に必要な勾配をとることができないことがあるので、排水施設の設計に当たっては、十分な検討を要する。

(5) 貯留層中に挟まれる泥質層

塩水浸入阻止型の地下ダムは海岸平野に計画され、溺れ谷中に堆積した沖積層を帯水層とすることが多い。沖積層中に軟弱な泥質層が挟在する場合には、貯留及び取水の妨げとなるばかりか、取水に伴う軟弱粘土層の圧密で地盤沈下が発生するおそれがある。また、泥質層より下層の地下水は塩水化の程度が高く、利用できない場合が多い。したがって、泥質層の位置や塩水化の状況を十分把握したうえで、堤体の位置、取水施設の配置や取水深度を決定する必要がある。

また、泥質層と砂礫層の互層では、深度により地層の物性が大きく異なる。このため、注入工法や掘削土砂の一部を壁体内に取り込む原位置攪拌工法では、堤体の品質管理に特に注意する必要がある。

5.2 堤体

5.2.1 堤体の機能と諸元

地下ダム機能には、地下水を堰き止めることによる地下水の堰上げ・貯留の機能と塩水浸入阻止の機能の2種類がある。また、地下水を堰き止めるとともに、貯水域内の地表部に地表水の貯留を行う機能をもつ地表湛水併用型の地下ダムもある。地下ダムの堤体については、このような各種の地下ダムの目的・機能に合わせて、ダムサイトの水文地質条件にかなった所要の遮水性を確保できるように設計を行う。

貯留水の効率的な運用を妨げる要因の一つである貯留水の漏水または貯水域への塩水浸入は、堤体、堤体と基盤との接合部、基盤を経路として起こる。地下ダム堤体の設計に当たっては、貯留水の漏水または塩水浸入現象を想定し、漏水量、塩水浸入量が事業計画の許容する範囲内にとどめられるように、堤体の設計透水係数、厚さ、根入れ長を決定する。また、堤体設置後の貯水位の上昇が土地利用等へ与える影響を考慮して、排水対策の検討と併せて堤高を定める。さらに、設置する箇所の地盤の状況から、壁体の設計強度を決定する。

ダム軸は、直線状の最短締め切りとすることが経済的である。ただし、堤体の連続性が確保できれば、曲げることは可能である。

5.2.2 堤体の遮水性

堤体の遮水性は、堰上げ型地下ダムにあっては貯留水の堤体からの漏水量が水利用上問題とならない程度の水量となるように決定される。堤体からの漏水量がある程度あっても、貯水域への地下水流入量（地下水涵養量）と堤体漏水量の水収支を考慮して、必要な取水量を確保できる場合には、壁体の設計透水係数を大きくできるか、または、壁厚を薄くできる。

一方、塩水浸入阻止型地下ダムの場合、塩水が堤体を通して貯水域内に浸透した場合、塩水化による水質への悪影響が長期間に渡って継続することが多い。このため、堤体の設計透水係数等の諸元を決定するに当たっては、十分に検討を要する。

また、堤体の施工の際に、一般に施工深度が深くなるにつれて、施工機械の孔曲がり等により施工精度が低下する。その結果、堤体に隙間が生じ、あるいは、所要の壁厚を確保することができなくなり遮水性が低下することが多い。このため、ダム軸位置の決定や堤体の設計に当たっては、施工性や施工の確実性を考慮する必要がある。

堤体の遮水性は、壁体の材質の透水係数と壁厚から決定される。透水性が小さな壁体では壁厚が薄くとも十分な遮水性が得られる。逆に、ある程度の透水性を有する壁体

の場合は、必要な遮水性を確保するために、壁厚を厚くする必要がある。壁体の材質及び壁厚は、概ね堤体建設工法により決定される。地下ダム建設で実績のある堤体工法と堤体の諸元の事例を表 5.2.1 に示す。

表 5.2.1 堤体工法と堤体諸元の事例

工種	工法名	堤体材料	施工事例	壁厚(m)	透水係数(cm/S)
地盤改良工法	二重管注入工法	セメント ベントナイト	樺島	3	$5 \times 10^{-5} \sim 6 \times 10^{-5}$ (一部に 10^{-4} 台)
			天ヶ熊	3	1×10^{-5} 以下
	ステージ注入工法	セメント ベントナイト	砂川 福里	5	5×10^{-5} 以下
地下連続壁工法	バケット式掘削工法	セメント ベントナイト 硬化促進剤	常神 和板	0.5	
	柱列式原位置攪拌工法	セメント 調整スラグ フライアッシュ ベントナイト 膨張材、増粘材	砂川 福里 中島 米須 慶座 他	0.5	1×10^{-6} 以下
	大口径柱列式掘削工法	コンクリート モルタル	米須	0.8	7×10^{-8}
	水平多軸回転式掘削工法	コンクリート	米須	0.8	2×10^{-7}

注入工法による堤体の設計透水係数と壁厚を決定するに当たって、皆福地下ダムでは以下のような検討を行った。

壁厚 L_2 、透水係数 k_2 の堤体を含む流域の平均透水係数 k は、下式でもとめられる。

$$k = L_1 / ((L_1 - L_2) / k_1 + L_2 / k_2)$$

k_1 ：堤体の両側の地山透水係数、 k_2 ：堤体の透水係数

L_1 ：堤体の両側の流域間中心距離、 L_2 ：壁厚（堤幅）

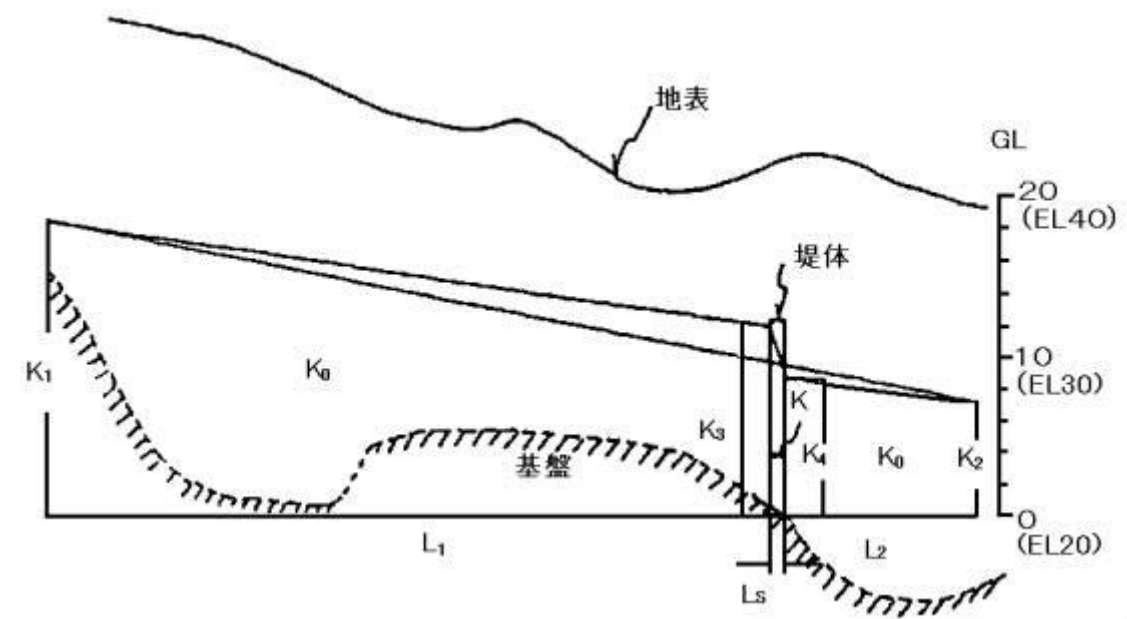
堤体を通過する単位幅当たりの地下水流下量 Q は、図 5.2.1 に示すとおり、上記式の k 及び動水勾配（ $(h_1 - h_2) / L_1$ ）より、下式でもとめることができる。

$$Q = (h_1 - h_2) / ((L_1 - L_2) / k_1 + L_2 / k_2)$$

h_1 ：堤体上流域の地下水位、 h_2 ：堤体下流域の地下水位

Q を許容量以下とするためには、 k_2 を小さくするか、 L_2 を厚くすればよい。皆福地下ダムでは、ダム軸下流への地下水流下量を地下ダムのない場合の 5%程度にできるように、堤体の設計透水係数を 5×10^{-5} cm/sec、壁厚を 5m とした。

図 5.2.1 皆福地下ダムにおける解析断面図



砂川地下ダム及び福里地下ダムの堤体工法については、当初注入工法が計画されていたが、堤体工の大部分は、原位置攪拌工法により施工された。原位置攪拌工法の採用は、大深度施工において所要の施工精度が得られ、かつ、経済的であることに加えて、堤体漏水量が少なくなった結果、利用可能地下水量を増加させることができたことによる。なお、両地下ダムでは、基盤上面深度が浅い一部の区間では、経済性から注入工法も用いられている。

複数の施工方法により、堤体を施工する場合には、施工方法を変更する部分の接合部において、遮水性を損なわないように、その構造を検討する必要がある。砂川地下ダムでは、堤体工法として、上記のように原位置攪拌工法と注入工法を採用している。原位置攪拌工法による地下連続壁と注入工法壁では透水係数が異なる。このため、接合部において、お互いを注入工法壁厚の半分の長さ（2.5m）分重複させて、十分な浸透路長を確保している。

5.2.3 根入れ部の検討

堤体と基盤との接触部では、以下の目的のため、必要な長さの堤体を基盤中へ貫入（根入れ）する。

- ①堤体を基盤に確実に到達させる。
- ②堤体の下端及び左右両端を迂回浸透する地下水量を低減させる。
- ③堤体と基盤の接触部における貯水圧による浸透破壊を防止する。

上記①における根入れ長は、堤体工法の種類や基盤深度把握の精度により決定する。通常、調査ボーリング等の結果から基盤上面等高線図を作成して、ダム軸における基盤上面深度を推定する。ボーリング等の調査密度が低い場合には、推定した基盤上面

深度はある程度の誤差を含んだものとなる。堤体施工時に掘削部の先端が基盤に到達したことを確認できる堤体工法の場合には、確実な基盤到達が可能である。一方、原位攪拌工法等のように基盤到達を確認できない堤体工法の場合には、推定基盤上面深度の誤差を考慮して、確実に基盤に到達し、十分な根入れ長を確保できるように施工深度を決定する。

上記②に関する根入れ長は、許容できる地下水浸透量（漏水量）を試算して決定する。特に、堤体の上下流で水位差がついた場合、堤体基底部には大きな水圧が働き、漏水量が大きくなることが想定される。このため、堤体の根入れを長くし、十分な浸透路長を確保し、漏水量を低減させる。具体的には、断面 2 次元の浸透流（seepage flow）解析により、根入れ長と漏水量の関係を求め、施工の経済性と許容漏水量から設計根入れ長を決定することが行われている。

堤体と接触する基盤が未固結堆積物よりなる場合や、岩盤であっても亀裂や脆弱部に細粒分がある場合には、水圧により浸透破壊が生じる可能性がある。これにより「水みち」が形成され、漏水の原因となる。このようなおそれがある場合には、堤体と基盤の接触部における浸透流速や動水勾配を予測し、浸透破壊が発生する可能性のある限界流速、限界動水勾配と比較する。その結果により、必要に応じて十分な浸透路長を確保できる根入れ長を決定する。限界流速及び限界動水勾配の検討による浸透破壊に対する安定性の評価方法を以下に示す。

(a) 限界流速による根入れ部の安定性の判定

対象とする地盤において浸透破壊が生じる地下水の流速を限界流速として設定し、実際の地下水の流速と比較することで、浸透破壊に対する安定性を判断する。

最初に、浸透流解析等により、根入れ部における堤体施工後の地下水の最大流速（見かけの流速）を推定する。次に、地下水が間隙部分を通る際の実流速を下式により計算する。

$$V_s = V / \beta \quad \beta = 1 - (1 - n)^{2/3}$$

V_s : 実流速 V : 見かけの流速 β : 面積間隙率 n : 間隙率

根入れ部付近の基盤及び堤体材料における代表粒径を想定して、下式等により限界流速をもとめる。代表粒径は、Creager による透水係数と粒径の関係等から推定することができる。

Justin の式 $V^2 = (W \times g) / (A \times \gamma_w) = 2/3 \times (G - 1) \times d \times g$

V : 限界流速(cm/s) W : 土粒子の水中重量(g/cm³) g : 重力加速度(cm/s²)

A : 水流を受ける粒子の面積(cm²) γ_w : 水の単位体積重量(g/cm³) G_s : 土粒子の比重

d : 土粒子の粒径(cm)

$$\text{Koslovaの式} \quad V = 0.26 \times d^2 \times (1 + 1000 \times d^2/D^2)$$

V：限界流速(cm/s) d：着目する粒径(mm) D：媒質の平均径(mm)

上記でもとめた実流速と限界流速を比較することにより、検討箇所の安定性を評価する。

(b) 限界動水勾配による安定性の検討

浸透水圧により、土粒子が動き始める限界動水勾配と根入れ部に作用する実際の動水勾配を比較して、根入れ部の安定性を判定する。

限界動水勾配の算定は、下式によりもとめることができる。

$$\text{Sichart の式} \quad i_c = 1/(1.5 \times \sqrt{k})$$

$$\text{中部電力の実験式} \quad i_c = (1.671 \times 10^2/k) \times 0.623$$

i_c ：限界動水勾配 G_s ：土粒子の真比重 k ：透水係数(cm/s)

動水勾配は、浸透流解析等により最大流速をもとめ、下式により計算する。

$$i = V/k \quad V：最大流速(cm/s) \quad k：透水係数(cm/s)$$

基盤中にダム軸を横断するような断層が存在する場合には、断層破碎帯を通路とする漏水の可能性を検討する必要がある。断層の破碎帯の範囲や透水性を把握し、必要に応じて根入れ長等を長くしなければならない。

砂川地下ダムでは、漏水量の検討から堤体の根入れ長を決定している。砂川地下ダムにおいて有限要素法を用いた浸透流解析によりもとめた漏水量は、表 5.2.2 のとおりである。根入れ長を 1m から 2m にしても基礎からの漏水量はそれほど低下しない。根入れ長を 2mとした場合の堤体工事費の増加等を勘案して、設計根入れ長を 1m としている。

表 5.2.2 砂川地下ダムの想定漏水量（満水時）

根入れ長	堤体からの漏水量	基礎からの漏水量	備考
1m	1,486m ³ /日	64 m ³ /日	堤長 1,835m
2m	1,496 m ³ /日	46 m ³ /日	

塩水浸入阻止型の米須地下ダムでは、水理公式及び有限要素法モデルを用いた塩水浸入解析を行って、壁体透水係数や根入れ長等の堤体諸元を決定している。その塩水浸入解析の内容を以下に示す。

(a) 水理公式による米須地下ダムの塩水浸入量の推定

水収支解析からもとめた取水計画基準年の貯水位に基づき、以下の計算条件で塩水浸入量を水理公式から日計算により算出した。

- 1) 貯水位が海拔 0m より高い場合には貯水域から堤体下流に漏水が生じ、低い場合に貯水域への塩水浸入が起こる。
- 2) 塩水－淡水境界面は堤体の貯水域側壁面にある。
- 3) 貯水位が海拔 0m 以下になると、堤体から貯水域に向かって浸透が瞬時に起こる。
- 4) 貯水位が海拔 0m 以上でも、堤体内塩水浸透面は後退しない。
- 5) 密度差による浸透や塩水の粘性は考慮しない。

計算には、以下の水理公式を用いた（図 5.2.2 参照）。

$$\begin{aligned} qA &= kA \times (H_1^2 - H_2^2) / (2 \times l) \\ &= kA \times (H_1 + H_2) / 2 \times (H_1 - H_2) / l \\ &= \text{透水係数} \times \text{平均浸透断面} \times \text{動水勾配} \end{aligned}$$

$$QA = qA \times L$$

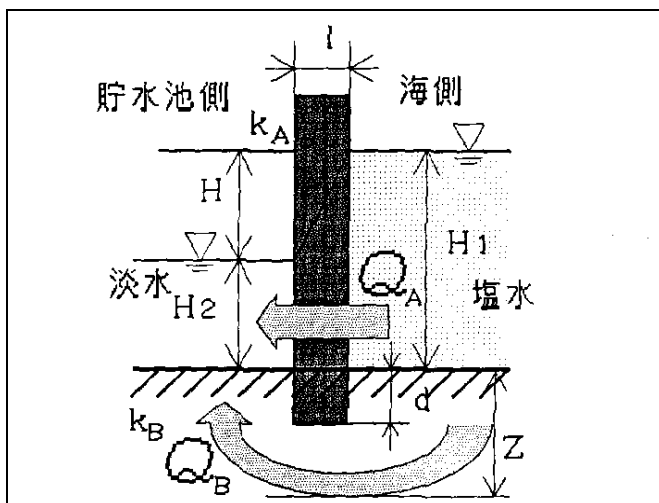
qA ：単位幅あたりの堤体からの浸透量、 kA ：堤体透水係数、 H_1 ：堤体下流側水位
 H_2 ：貯水位、 l ：堤体幅、 L ：浸透幅（堤体長）、 QA ：堤体からの全浸透量

$$qB = 2.3 \times kB \times H / \pi \times \log(Z/d + \sqrt{(Z/d)^2 - 1})$$

$$QB = qB \times L$$

qB ：単位幅当たりの基盤からの浸透量、 kB ：基盤透水係数、 Z ：迂回浸透幅、
 H ：堤体上下流水位差（ $H_1 - H_2$ ）、 d ：根入れ長、 QB ：基盤からの全浸透量

図 5.2.2 塩水浸入解析断面図



上式の各項目について、 H_1 =海拔 0m、 l =0.5m、 L =2,460m、 kB = 10^{-5} cm/sec、 Z =30 mと仮定し、 kA （堤体透水係数）及び d （根入れ長）を変えて、計画基準年(1971 年)の水収支計算より H_2 を与えて、日計算を行った結果が表 5.2.3 である。計算結果から、

堤体の基盤への根入れ長をかなり長くしても基盤からの塩水浸入を大幅に減らすことはできない。このことは、完全遮水の堤体を設置できたとしても基盤からの塩水浸入を阻止することは困難なことを示している。

表 5.2.3 米須地下ダム浸透量計算結果（計画基準年(1971 年)） 単位：m³

堤体からの浸透	堤体透水係数 (kA)	堤体からの漏水		堤体を通しての浸入		収支 A-B
		年間(A)	日最大	年間(B)	日最大	
	10 ⁻⁵ cm/sec	1,051,000	6,150	1,056,000	13,555	5,000
	10 ⁻⁶ cm/sec	105,100	615	105,600	1,356	500
	10 ⁻⁷ cm/sec	10,500	62	10,560	136	60
基盤からの浸透	堤体根入れ長 (d)	基盤からの漏水		基盤を通しての浸入		収支 A-B
		年間(A)	日最大	年間(B)	日最大	
	1m	19,200	118	23,600	324	4,400
	2m	16,000	93	19,600	269	3,600
	5m	11,600	68	14,300	196	2,700
	10m	8,300	48	10,100	140	1,800

(b) 有限要素法モデルによる米須地下ダムの塩水浸入量の推定

有限要素法を用いた浸透流解析により、堤体及び基盤から貯留域内への塩水浸入量の検討を行った。米須地下ダムの基盤は、透水性のやや大きい知念砂岩と透水性の低い島尻泥岩からなる。解析に当たっては、表 5.2.4 に示すとおり、基盤の透水性の違いも反映させた。

表 5.2.4 米須地下ダムの有限要素法モデル解析条件

項目	設定値
基盤の透水係数	砂岩（上層(風化部)） 1.0×10 ⁻⁴ cm/sec
	砂岩（下層(新鮮部)） 2.0×10 ⁻⁵ cm/sec
	泥岩（上層(風化部)） 2.0×10 ⁻⁶ cm/sec
	泥岩（下層(新鮮部)） 1.0×10 ⁻⁷ cm/sec
壁体の透水係数	1.0×10 ⁻⁶ cm/sec
壁厚	0.5m

浸透流解析例を図 5.2.3 に、解析の結果を表 5.2.5 に示す。堤体を厚さ 0.5m、透水係数を 1.0×10⁻⁶cm/secとした場合の計画基準年（渇水年）における貯水域への塩水浸透量は 116 千m³～137 千m³となる。堤体の透水係数をさらに 1 オーダー小さくし、1.0×10⁻⁷cm/secとした場合には、堤体からの塩水浸透量は表 5.2.5 の 10 分の 1 程度（9,000m³/年程度）となり、基礎からの浸透量が堤体からの浸透量を上回ることとなる。

塩水浸透量の 116 千m³～137 千m³は総貯水量 3,475 千m³の 3～4%程度であり、この塩水が貯留水の淡水と完全に混ざるものと仮定すると、塩分濃度は約 400mg/litとなる。実際には、貯水域側から海へ浸透する年が多いこと、取水施設はダム軸から数 10 m以上離れた位置に設置されるため取水時に取り込まれる塩水量は少ないこと、さら

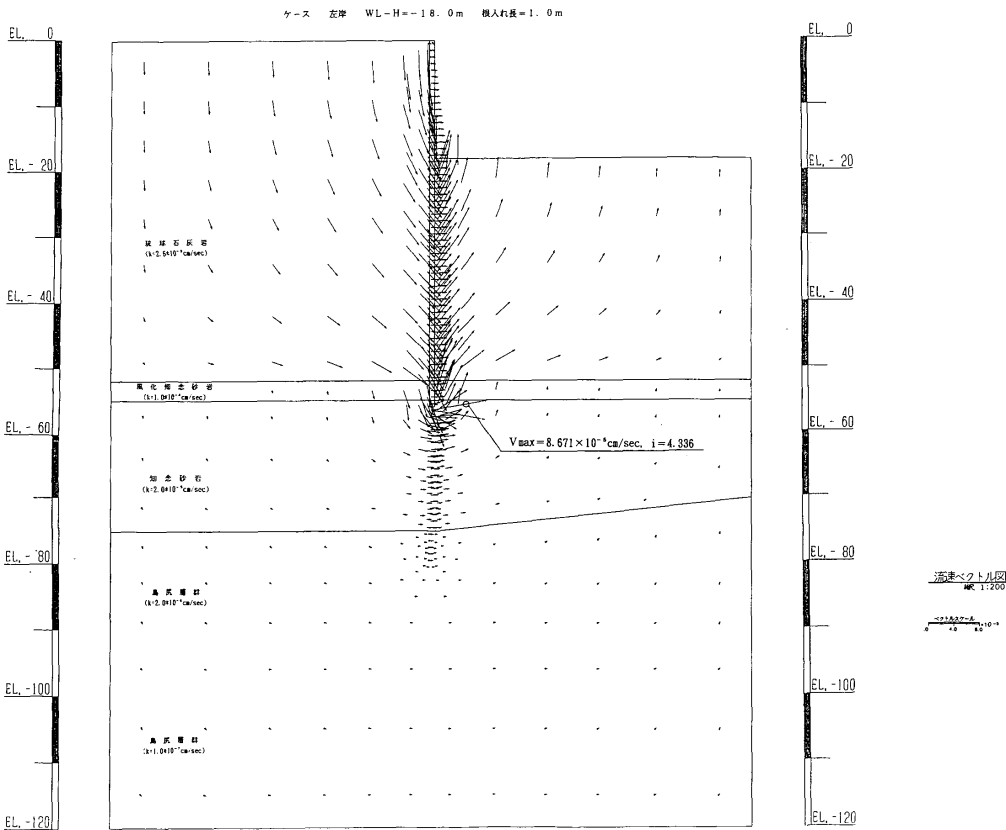
に、米須地下ダムからの用水は他の水源の用水と混合されるため塩分が希釈されるなどにより、さらに低い塩分濃度となると推定される。

以上の塩水浸入解析及び堤体の施工性、経済性等より、米須地下ダムにおける壁体について、設計透水係数を $1.0 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 、厚さを 0.5m とした。また、根入れ部については、遮水性及び施工の経済性を勘案して、透水係数が $2.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 以下の砂岩層または泥岩を不透水性基盤とし、その上面から 1m の深度まで堤体の施工を行うこととした。

表 5.2.5 米須地下ダム浸透量計算結果（計画基準年(1971 年)）

堤体の根入れ長	堤体からの塩水 浸透量($\text{m}^3/\text{年}$)	基盤からの塩水 浸透量($\text{m}^3/\text{年}$)	合計 ($\text{m}^3/\text{年}$)
根入れ長 1m	97,700	39,600	137,300
根入れ長 2m	99,500	29,100	128,600
泥岩層へ根入れ (砂岩層全層締め切り)	110,900	4,600	115,500

図 5.2.3 有限要素法による浸透流解析例（流速ベクトル図）



5.2.4 堤高

堤高については、以下に示すとおり必要な貯水容量、排水施設設置の必要性の有無等を勘案して決定する。

①水源計画を満足する貯水容量が得られること。

堤高を高くするほど大きな貯水容量が得られる。また、堤高を高くし、貯水位を上昇させることにより、取水が容易になるというメリットもある。

②貯水域の地下水位上昇による被害を防止すること。

堤体設置により地下水流動が遮られ、通常、貯水位が上昇する。貯水位の過剰な上昇が地表の土地利用等に影響を与えないように、余剰な地下水を排水する必要がある。余剰な地下水が特別な管理なしに堤頂を越流して下流域に流出できるように、堤高を設定し、十分な越流余裕高を確保することが望ましい。一方、貯水容量を確保するために堤高を高くする必要がある場合や、越流部の地盤の透水性が小さい場合など、余剰な地下水を堤頂越流で排水できない場合には、貯水域内に排水施設を設置する必要がある。

③地下ダム全体を考慮して経済的な施工となること。

堤高を高くする場合のメリットと堤体施工費の増加、あるいは、排水施設の設置費等を勘案して、経済的な施工となるようにする。

5.2.5 堤体の設計強度

地下ダム堤体は、通常、地盤に挟まれて地中に設置される。このため、自立のためには、それほど大きな強度は必要としない。堤体に働く荷重として、また、堤体の上下流で水位差に相当する静水圧がある。この水圧による圧縮応力、堤体材料の流亡または水理破壊について考慮する必要がある。

福里地下ダムでは、堤体は一軸圧縮強度 $10\sim 30\text{N/mm}^2$ の石灰岩岩盤により上下流方向の変形を拘束されているため、静水圧に対しては曲げモーメント及び剪断応力は無視でき、圧縮応力のみ考慮すればよい。福里地下ダムの場合、最大 52m の静水圧が堤体に作用すると想定すれば堤体に働く最大圧縮応力は、 0.5 N/mm^2 となる。この荷重に耐えるため、堤体の設計強度を 1N/mm^2 程度とした。

地下水が越流する天端付近は、地下水の流動が最も激しい部分であるから、壁体の強度及び耐久性の確保が必要である。砂川地下ダム等では、堤高の施工管理と天端部の耐久性向上のために、天端部分には十分な強度をもったコンクリートを打設している。地震時には、堤体は周辺地盤と一体となって振動することから、堤体が大きな損傷を受ける可能性は低いと考えられる。ただし、地震が発生した場合には、堤体付近の地

下水面形状を調査するなどして、堤体の損傷・漏水の有無について確認する必要がある。

堤体を挟んで鍾乳洞等の空洞がある場合には、その部分では堤体に自立及び剪断に耐え得る強度が必要となる。

5.2.6 堤体工法の決定

(1) 堤体工法の選定条件

堤体工法については、表 5.2.6 に示すような施工条件及び経済性等を総合的に勘案して決定する。地下ダム の 堤体工法の事例を表 5.2.7 に、主な堤体工法の比較を表 5.2.8 に示す。

表 5.2.6 堤体工法選定における検討事項

検 討 事 項	内 容
堤体の諸元	施工機械の規模及び壁体材料により壁厚、透水性が決定される。
施工深度	堤体は経済性及び遮水の確実性から鉛直に施工することが望ましい。深度が大きくなるにつれて鉛直からのずれは大きくなるため、大深度の地下ダムでは、高い鉛直施工精度が求められる。また、施工深度が大きくなると施工機械に大きな荷重がかかり、掘削効率にも影響を与えるため、深度に応じた余力のある施工機械を選定する必要がある。
現況地下水位	掘削土の排除等の施工条件を左右する。地下水位が低く、地盤の透水性が高い場合、排土が困難になるとともに、泥水による孔壁安定ができないため、施工方法が限定される場合がある。
越流部周辺地盤の透水性の確保	貯水域における余剰水を堤体天端から越流させる場合には、堤体施工時に越流部周辺の地盤の透水性を悪化させないようにする必要がある。
掘削地盤の土質特性	孔壁の安定性は、安全で効率的な施工の条件となる。特に、置換工法の場合、孔壁の自立が前提となる。また、地盤の硬軟は、掘削効率に影響を与える。掘削対象地盤の種類により堤体の品質が左右される工法では、壁体材料の配合や施工方法に配慮が必要な場合がある。特に、不均質な地盤の場合には、十分な検討を要する。
周辺環境	施工現場周辺環境への影響に配慮する必要がある。施工機械の搬入出条件、施工位置地盤の安定性、施工時の騒音・振動・水質汚濁等により適当な施工方法を選定する。
機材の調達・運搬	堤体施工機材の調達・運搬の方法を明らかにする。 必要な機材が当該国にない場合は、その運搬に経費と時間がかかることとなる。
経済性	上記の各種条件を満たし、技術的に適用可能な堤体工法を選定し、経済性の比較を行い、堤体工を決定する。

施工予定地点の現場条件に対して、実績のない堤体工法を用いる場合には、本施工の前に試験施工を行い、当該堤体工法の適用性の確認や施工方法の検討を行うことが望ましい。

表 5.2.7 地下ダム堤体工法の事例

工種	工法名	工法概要	特記事項	壁厚	地下ダム施工事例
開削	開削工法	人力またはパワーショベル等により堤体下端まで開削し、粘土、コンクリート、レンガ、石積み等の難透水性材料で壁体を造成し、埋め戻す。	施工深度が浅い場合のみ適用可能。地下水位が低い時期に施工する必要がある。	数 m	北アフリカ、南インド等の小規模地下ダム
地盤改良	注入工法 Grouting (Injection method)	ボーリング孔よりセメント、粘土等を主材料とする固化材を地盤中の空隙に注入して、地盤の透水性を低下させる。ステージ注入工法や二重管注入工法がある。	砂礫地盤では注入範囲のコントロールが難しく、重複しない場合がある。深さ 50m を越えるような大深度では孔曲がりが生じ、遮水の確実性が著しく低下。遮水性向上には高密度施工が必要。出来型確認が難しい。	数 m	樺島、天ヶ熊砂川、福里、皆福米須
	高圧噴射注入工法 Jet grout method	ボーリング孔の中から薬液またはセメント系の固化材、空気もしくは水を超高圧で噴射し、地盤組織を破壊し、固化材の混合または置き換えを行う。	岩盤への適用は困難。砂礫地盤では均一な壁ができない可能性がある。砂礫が 30%以上の地盤では、孔曲がりも生じ、壁が不連続となるおそれがある。特に、転石・玉石背面の改良が困難。	1.0～数 m	龍河（中国） 龍口（中国）
遮水材建て込み	薄型止水壁工法 Thin cutoff wall method	回転式掘削機やチェーンソー式掘削機などで地中に幅の狭い溝を掘削し、ゴム系シート、鋼板、セメント系材料等を挿入、打設する。	溝壁の自立が必要。ゴム系シートの場合、シート間の接合の確実性に配慮が必要。	～0.2m	喜界（試験施工）
	鋼矢板工法 Steel sheet Pilling	パイプロハンマー等により鋼矢板を連続的に打ち込んで、堤体とする。固い地盤では、水ジェットを併用する。壁の連続性は、ジョイント部のつめのかみ合わせとグラウト、膨張性止水材で確保する。	施工深度が比較的浅く、通常 N 値 30 以下の地盤に適する。礫層では施工が困難な場合がある。越流部を確保するための天端までの開削または別途排水施設が必要。腐食を考慮する。	～0.5m	喜界（試験施工） 千原（計画）
壁式地下連続壁	バケット式掘削工法 Bucket excavation	バケット式掘削機を用いて、溝を構築し、コンクリートや泥水固化材で置換する。	溝壁の自立が必要。軟岩よりも固い岩盤は掘削困難。深度 100m を越える施工が可能な機器もある。	0.4～2.5m	常神、和板 喜界（試験施工）
	水平多軸回転式掘削工法 Horizontal Multi-axis excavation	水平軸を持った二つの対向するロータリーカッターにより溝を掘削する。スライムは泥水循環で排除し、コンクリート等の固化材で置換する。	溝壁の自立が必要。精度管理技術は確立。泥水が循環しない場合は補助工が必要。深度 100m を越える施工実績あり。一軸圧縮強度 50MN/m ² 程度の岩盤まで掘削可能。	0.3～3.2m	米須（試験施工）
	垂直多軸回転式掘削工法 Vertical Multi-axis excavation	複数の垂直軸回転ビットで溝を掘削する。スライムは泥水循環で排除し、コンクリート等の固化材で置換する。	溝壁の自立が前提。精度管理技術は確立。泥水が循環しない場合は補助工が必要。深度 100m を越える施工実績あり。	0.5～1.2m	赤かん
柱列式地下連続壁	大口径柱列式掘削工法 Large diameter drilling	先端にビットを埋め込んだケーシングを揺動させ掘削する。掘削部は、ハンマーグラブ等で除去し、ケーシングを引き抜きながらモルタルを充填する。	深度 100m を越える施工が可能。軟岩、玉石等の掘削が可能。	0.8～1.5m	喜界（試験施工） 米須（試験施工）
	柱列式原位置攪拌工法	三軸等のオーガーで地盤を機械的に掘削破砕しながらセメント系の固化材と混練し、連続したソイルセメント壁を築造する。	空洞閉塞技術は確立。一軸圧縮強度 50MN/m ² 程度の岩盤まで掘削可能。深度 70m 程度まで施工可能だが、施工深度が深くなると孔曲がりが生じ、堤体の連続性確保のための追加施工が必要となる。	0.5m	砂川、福里、カンジン、米須、慶座 喜界、与勝、中島 神子

表 5.2.8 主な地下ダム堤体工法の比較

	開削工法	注入工法	矢板工法	地下連続壁工法
壁体材料	粘土、コンクリート等。 粘土等を使用する場合には、最適含水比で、十分に締め固める必要がある。	セメント系固化材、薬液等の注入液。 地盤条件により、注入液の最適な配合、注入圧等を決定する必要がある。	鋼矢板、コンクリート矢板等。	セメント系固化材、または、セメント系固化材注入液と地盤構成物との混合（ソイルセメント）等。ソイルセメントの場合は、対象地盤の性状により注入液の最適な配合を決定する必要がある。
壁体の耐久性	半永久的。 ただし、粘土を用いる場合には、乾燥等で亀裂が生じることがあるので、壁体を厚くする必要がある。	半永久的。 ただし、品質の悪い注入液を使用した場合には、風化等により透水性が大きくなる場合がある。	鋼製の場合、腐食を考慮し、十分な腐食代をとる必要がある。	半永久的。 水圧に対向するため、ある程度の強度は必要。
対象地盤	未固結地盤～強風化岩盤。	未固結地盤～岩盤。 未固結地盤で遮水性を高めるためには、二重管式注入が必要な場合あり。	粘土・砂主体の未固結地盤が主。 固い地盤の場合には、水ジェット等の特殊工法が必要。	未固結地盤～岩盤。 掘削機によっては、硬岩掘削も可能。
地下水条件	地下水面以下では、水替えが必要になるとともに、掘削法面が不安定となり、施工に困難がともなう。	地下水流速が特に大きいと、注入液が流亡し、遮水が困難となる場合がある。	地下水の影響を特に受けない。	地下水流速が特に大きいと、掘削泥水、固化材が流亡し、施工困難となる場合がある。
深度	十数m以下の浅い深度。 深くなるにつれて、掘削土量が増し、経済的に不利となる。	深い深度では孔曲がりにより遮水の確実性が低下する。通常、深度40m程度以浅に適する。	40m程度までの実績があるが、浅い深度に適する。	100mを越える深度まで可能。深度が深くなると孔曲がりが生じ、壁体の連続性が問題となる工法もある。
遮水の確実性	壁体材料に粘土またはコンクリート等の難透水性材を使用することにより、確実な遮水ができる。	遮水の確実性は他の工法より劣る。遮水性の改良限界は、 10^{-5}cm/s オーダー程度。 遮水性を高めるためには、孔曲がりを抑えるとともに、注入孔の列数を多くし、壁体を厚くする必要がある。	矢板自体は不透水性だが、ジョイント部の止水処理が問題となる。	壁体材料としてセメント系固化材等を使用し高い遮水性を確保できる。掘削時に孔曲がりが生じ、壁体の連続性が確保できない場合には、追加施工等で対応する必要がある。
越流部の施工	透水性材で埋め戻すことにより、確実な施工が可能。	注入液が越流部にリークする場合があるため、キャップグラウトを行う必要がある。	越流部の確保が困難。このため、開削して施工ヤードを設置し施工後透水性材で埋め戻すか、別途排水施設が必要。	施工方法を工夫することにより、越流部の確保は可能。ただし、越流部の溝壁が自立しない場合には、開削して施工ヤードを設置し施工後透水性材で埋め戻すか、別途排水施設が必要。
掘削機材	特殊な掘削機を必要とせず、人力または汎用性のある掘削機で施工が可能。	ボーリングマシン、注入プラント等を必要とするが、機械の規模は比較的小さい。	バイプロハンマー等の専用機械が必要となるが、地下連続壁工法よりは機材の規模が小さい。	専用の掘削機が必要。大型機械であることが多く、機械の搬入組み立てに経費と時間がかかる場合が多い。
仮設	掘削残土の置き場所が必要。	急斜面でなければ、大規模な仮設は不要。	機械の安定性を確保するため、安定した施工ヤードが必要。	掘削機械の姿勢制御・安定性が掘削精度に影響するため、溝壁を含めた施工ヤードの安定性を高める必要がある。仮設は、比較的大きな規模となる。
工事規模	小規模工事に適する。	任意。	任意。	大規模工事に適する。

(2) 開削工

基盤上面深度が浅い地下ダムの場合、地表から開削し、難透水性材料で埋め戻すことにより、堤体を構築できる。開削工による地下ダムは、歴史が古く、北アフリカや南インド等で建設された実績がある。開削工は、特殊な機材を用いなくとも実施可能である。人件費が安い場合には、人力を用いて、安価に地下ダムを建設できる。

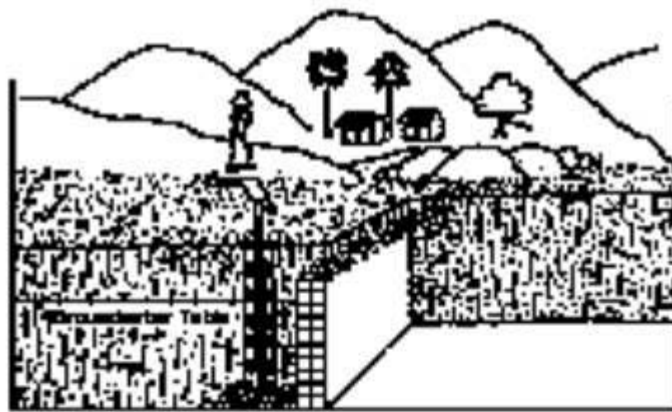
開削工で作られた地下ダムは、深度 10m までの小規模なものが多い。堤体深度が深くなるにつれて、掘削土量が多くなり、工事コストが増加する。掘削時の切土法面は、土砂の固結度、粒度等に応じて安定な勾配とする必要がある。未固結土砂で掘削深度が浅い場合の切土法面勾配は、1:1.0～1:1.2 とすることが望ましい。掘削深度が深くなる場合や地下水面以下となる場合には、安全性を確保するため、切土法面勾配をさらに緩くする必要がある。さらに、掘削深度 5m 程度毎に小段をつけることが望ましい。

地下水面以下の施工は、排水作業が必要となるとともに、含水した土砂が崩壊しやすいため、極力避けるべきである。このため、乾期と雨期が明瞭な地域では、地下水位の低くなる乾期に施工を行う必要がある。地下水面以下の施工をせざるを得ない場合には、湧水処理が必要となるとともに、法面の状況を確認しながら安全性を確保して施工する必要がある。

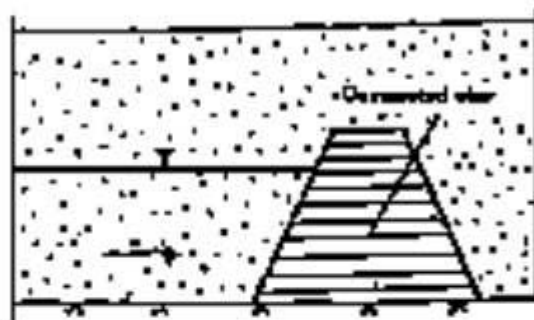
既存の開削型地下ダムでは、遮水材として、締め固めた粘性土、コンクリート、漆喰を塗ったレンガ、石積み等が使用されている。粘性土は、堤体計画地点の近くで得られれば、コストを低く抑えることができる。遮水材に粘土を使用する場合は、最適含水比を確保して十分な締め固めを行う必要がある。また、乾期等において乾燥亀裂が入らないように水分を保つため、十分な厚さの堤体とする必要がある。

開削部の埋め戻しに当たって、遮水部以外は通常掘削土で埋め戻す。埋め戻す際には、越流部の透水性を確保しつつ、十分締め固める必要がある。図 5.2.4 に開削工法の断面図の例を示す。

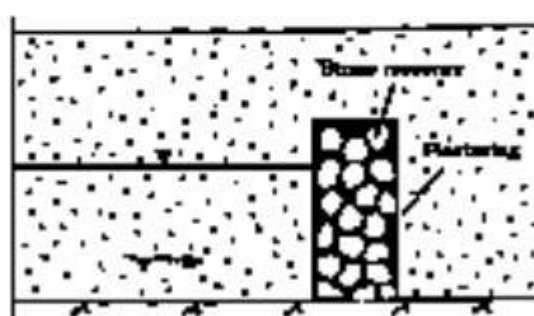
図 5.2.4 開削工法の断面図



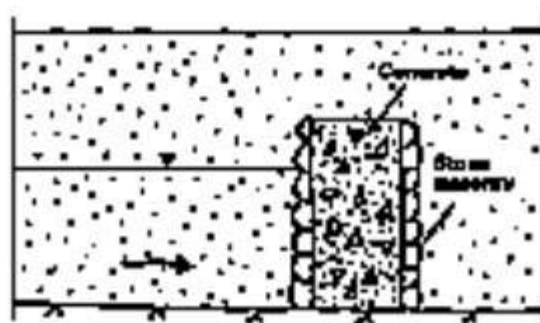
General principle of a subsurface dam



Clay dam



Stone masonry dam



Concrete dam

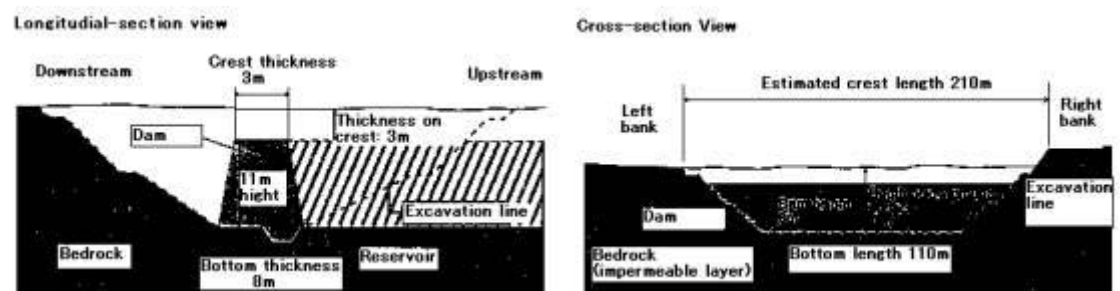
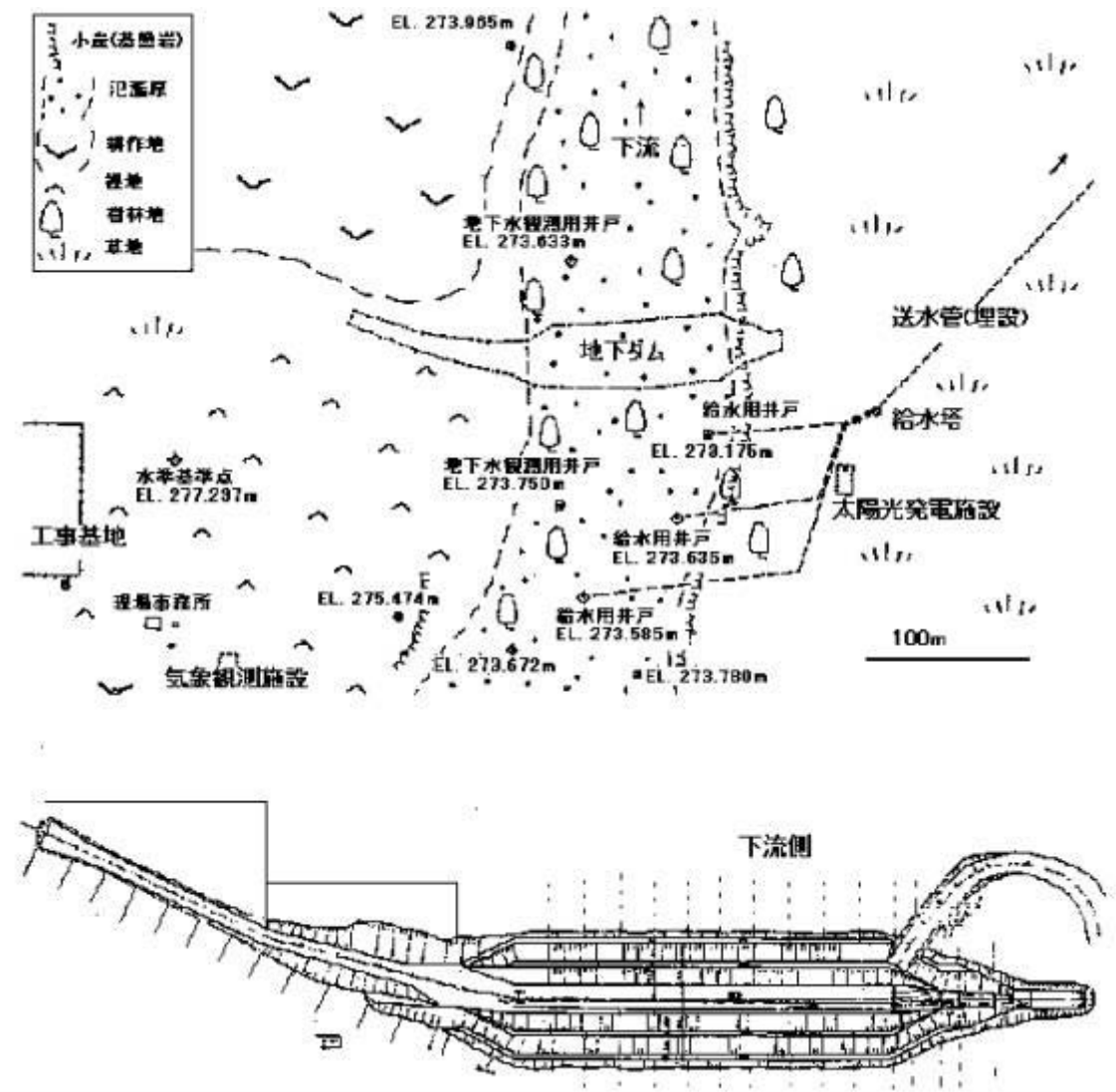
開削工法と他の堤体工法とを組み合わせることにより、より経済的な施工が可能となる場合がある。例えば、地下水面より上は開削工法で掘削し、地下水面以下は、注入工法や地下連続壁工法で堤体を構築する方法が考えられる。これにより注入工法や地下連続壁工法の施工深度を浅くでき、施工精度を向上させるとともに、高価な機械掘削数量を少なくでき、全体工事費を縮減することができる。また、開削工法で掘削された越流部の周辺を透水性材料で広く埋め戻すことにより、越流部周辺の透水性を改善することができる。

ブルキナファソ国 Namentenga 県 Nare 村では、日本の ODA 予算で開削工により、堰上げ型の地下ダムが建設されている。その設計諸元を表 5.2.9 に、平面図等を図 5.2.5 に示す。

表 5.2.9 ブルキナファソ国 Nare 地下ダムの諸元

項目	概要
地下ダムの目的	古い時代に形成された谷が河川堆積物等によって埋め立てられた地下谷に地下ダムを設置し、貯留した地下水を乾季の水源として使用する。
地質	帯水層：礫、砂、シルト～粘土 基盤岩：花崗岩類等
貯留域	奥行き 14km、幅 180m、帯水層厚 8.5m
貯水量	貯水目標 80 万 m ³
堤体規模	堤頂長 210m (堤底長 110m)、堤高 8m、堤長厚 3m (堤底厚 8m)、越流余裕高 3m
堤体材料と締め固め方法	ダム軸近傍の地表付近に分布している粘性土を使用し、転圧用重機にて転圧
施工内容	①掘削 バックホー、ブルドーザーによる機械掘削 人力による仕上げ掘削、最終掘削盤の清掃 土砂掘削 51,213m³ 岩掘削 4,277 m³ ②転圧・埋め戻し 高密度盛土 (本体部) 7,144 m³ 中密度盛土 (本体上下流部埋め戻し) 26,662 m³ 低密度盛土 (越流部埋め戻し) 21,814 m³ ③品質管理基準 高密度盛土転圧回数：転圧用重機を 6 往復 中密度盛土転圧回数：転圧用重機を 3 往復 低密度盛土転圧回数：転圧用重機を 3 往復 盛土前含水比 高密度盛土 最適含水比 -1.0%～+1.5% 中・低密度盛土 規定なし 盛土後現場試験 乾燥密度 最大乾燥密度の 90%以上 3 点/層 現場透水試験 $\times 10^{-5}$cm/sec以下 1 点/4 層 ④本体盛土現場管理試験結果 最適含水比：10.09～17.30% (全 130 測点) 転圧密度：1.75～2.025t/m³ (全 130 測点) 透水係数：$2.4 \times 10^{-6} \sim 4.5 \times 10^{-8}$cm/sec (全 38 測点)

図 5.2.5 Nare 地下ダム の平面図、断面図



フィリピン国 Pangasinan 州の Diplo 地区及び Principal 地区では、日本国の無償資金協力により、土砂に埋没した灌漑施設を復旧する事業の一環として、開削工法を用いて地下水遮水壁と地下集水暗渠からなる取水工を新設している。

表流水のなくなる乾期に伏流水を取水でき、構造的に安定で、維持管理が不要な取水方式として、河床堆積物中の地下水（伏流水）を集水管で取水する地下水集水暗渠を採用した。さらに、安定した取水を確保するために、集水管の下流端に、現河床面から基盤層まで到達する、地下ダム機能を持った地下水遮水壁を設置した。地下水遮水壁には、雨期の表流水を地表の水路へ分流し取水できるように、孔をあけた表層取水口を設置している。

地下水遮水壁は、上下流に 1m の落差のある床止め工を兼ねるため、下流に 3m 程度の落差が生じても破壊しないような部材厚さとし、鉄筋コンクリート製とした。さらに、遮水壁の上下流にフトン籠式床止め工を設置し、遮水壁と併せて河床の安定と滯筋の安定を図ることとしている。また、地下水遮水壁には、洪水期の表流水を安全に放流するための余水吐を表面に設ける。

地下水遮水壁の施工に当たっては、基盤層に到達するまで河床堆積物を開削し、鉄筋コンクリート壁を打設した後埋め戻しを行った。表 5.2.10 及び図 5.2.6 及び図 5.2.7 に、施設の概要を示す。

表 5.2.10 フィリピン国 Diplo 地区・Principal 地区の灌漑用施設の概要

地区名	施設名	施設の諸元
Diplo 地区	地下水遮水壁	堤長 188m、埋設深度 18m、壁厚 80cm 付帯施設：水通し（幅 80m）、表層取水工 1 箇所、床止工 3 箇所
	地下水集水暗渠	有孔強化プラスチック製集水管（管径 60cm） 20m×35 本
Principal 地区	地下水遮水壁	堤長 207m、埋設深度 12m、壁厚 80cm 付帯施設：水通し（幅 120m）、表層取水工 1 箇所 床止工 2 箇所
	地下水集水暗渠	有孔強化プラスチック製集水管（管径 80cm） 24m×35 本

図 5.2.6 Diplo 地区施設平面図

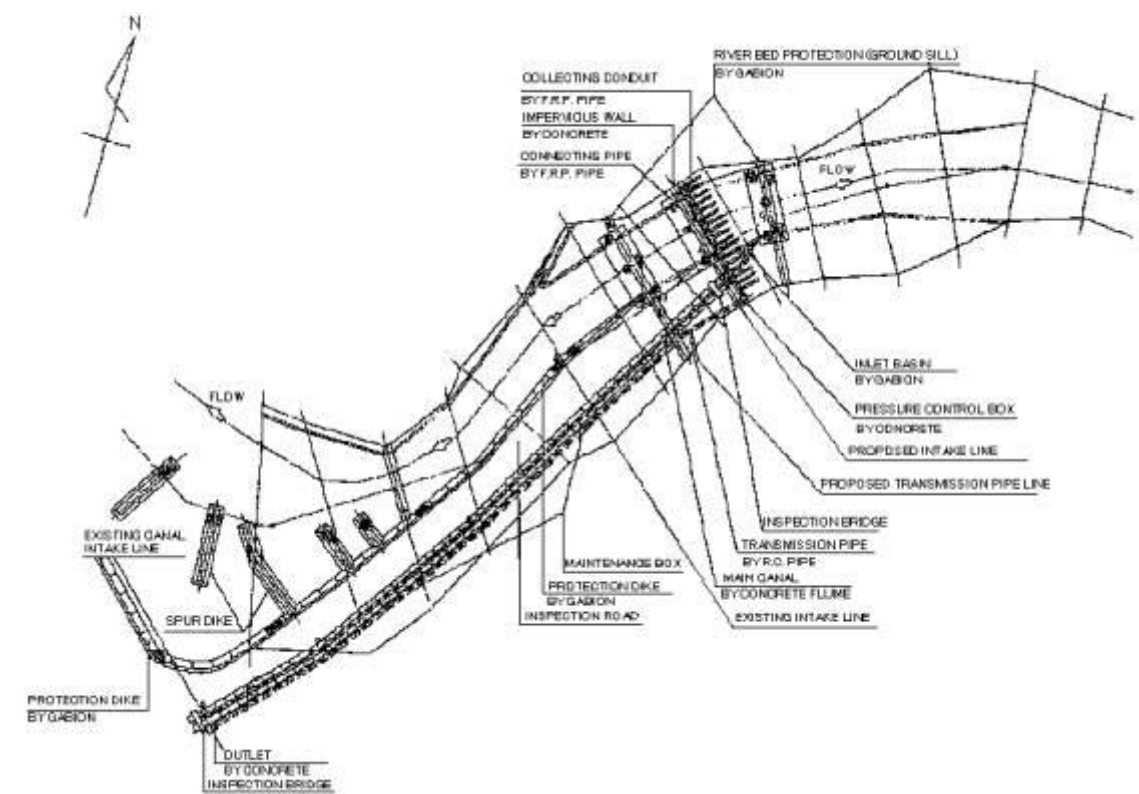
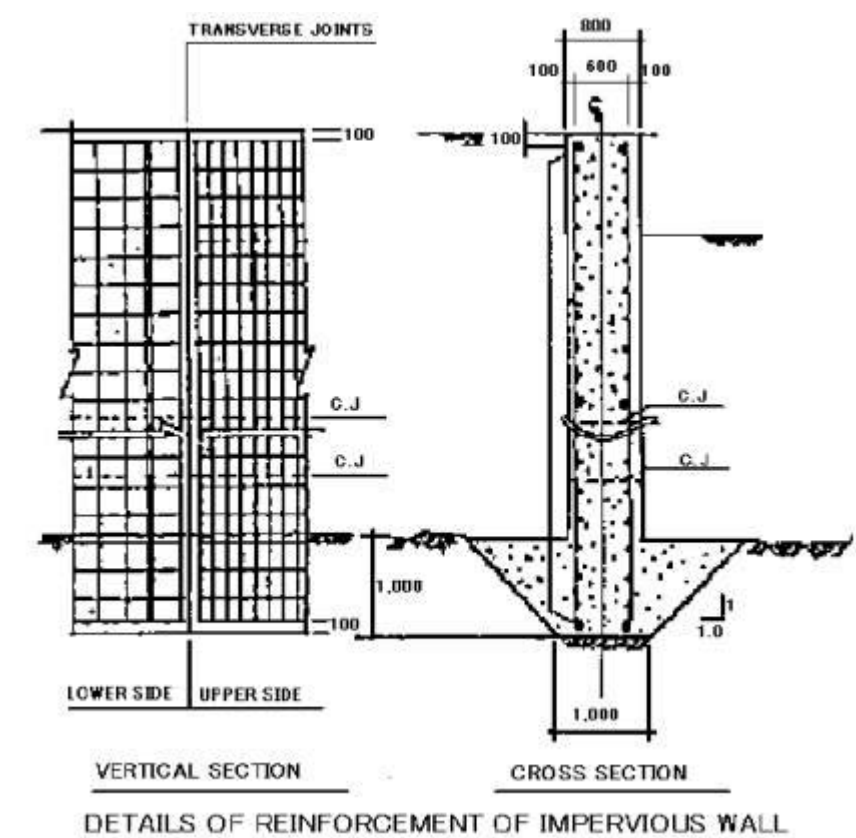
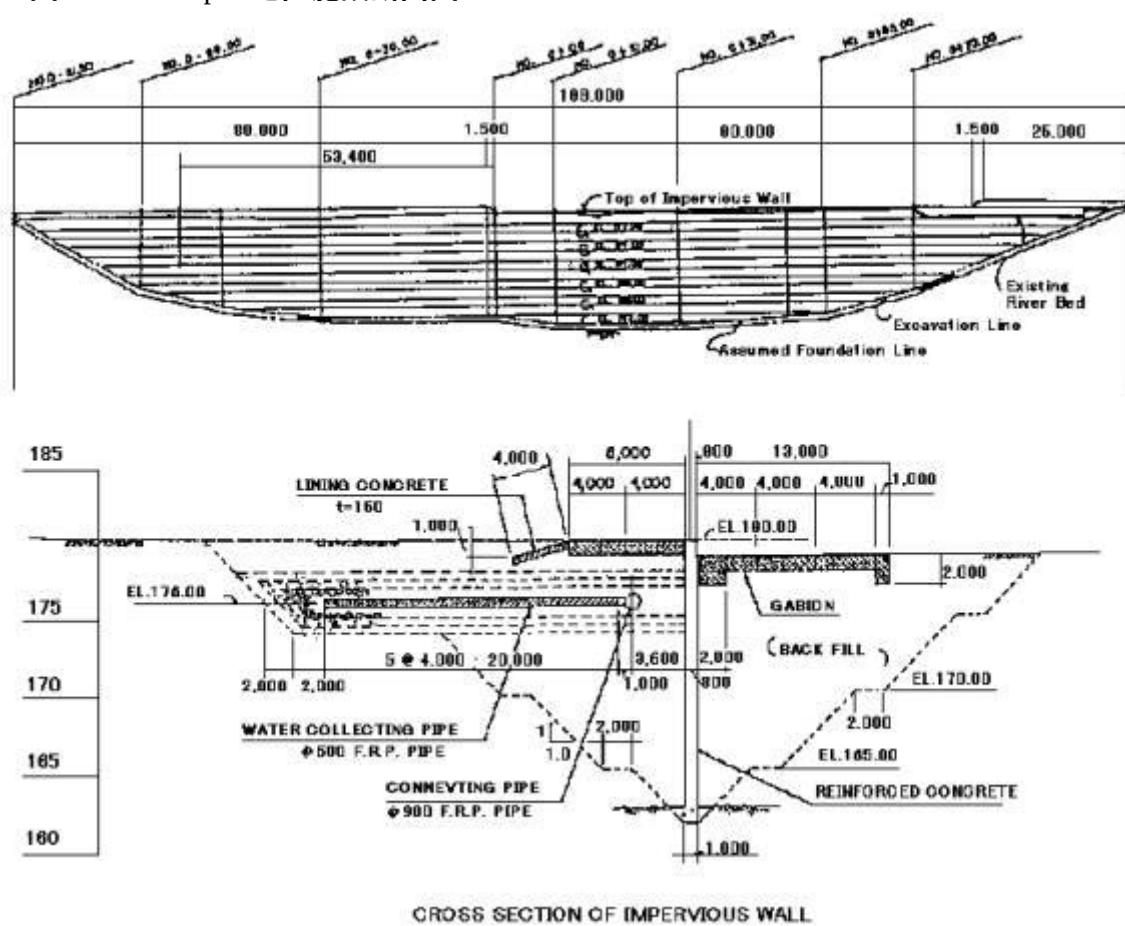


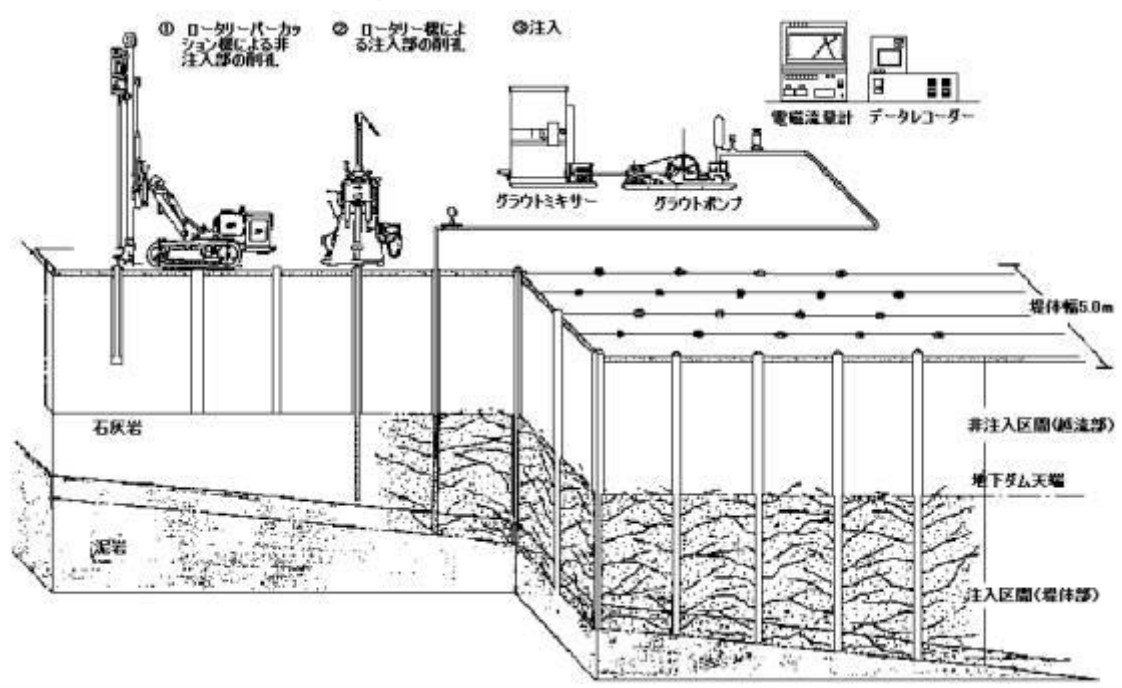
図 5.2.7 Diplo 地区施設断面図



(3) 注入工法

注入工法（グラウト工法）は、ボーリング孔からセメント等の固化材を地盤の空隙に圧力をかけて注入して、地盤の透水性を低下させ、堤体を構築する工法である。図 5.2.8 に注入工法の施工概念図を示す。

図 5.2.8 注入工法の施工概念図



注入工法は、大きな施工機械を必要とせず、比較的工事費が安いという利点がある。一方、一般に注入工法では、対象地盤の透水係数を 10^{-5}cm/sec オーダーよりも小さくすることはできないと考えられており、大幅な透水性の改良は困難な場合が多い。さらに、対象とする地盤の構成が複雑な場合は、透水性にばらつきのある不均質な堤体となる可能性がある。施工深度が深くなるとボーリング孔の孔曲がりが大きくなり、連続的な遮水性の確保が問題となる。

注入工法による堤体の設計に当たっては、以上のような問題点を明らかにするとともに、試験施工を行うなどして、改良可能な透水係数の範囲を把握しておく必要がある。深度が深くなる等により、対象地盤の透水性の改良が不十分な場合には、注入孔の列数を増やして壁を十分に厚くする等の対応をとる。

注入材の行方を制御できないと、設計どおりの堤体とすることができない場合がある。これに対しては、注入液の配合を孔の配置によって変える、または、注入液の硬化速度を調整するなどして、注入液が計画堤体箇所以外に散逸しないようにする。

注入工法には、その工程の違いにより、表 5.2.11 に示すような方法がある。

表 5.2.11 主な注入工法の概要

種 類	概 要
ロッド工法	計画最終深度まで削孔した後、孔底にロッドを降ろし、先端から注入しつつ注入圧力の上昇とともに順次ロッドを引き上げていく方法。
ステージ工法	上位から下位のステージに向かって削孔と注入を交互に行っていく方法。
パッカー工法	計画最終深度まで一度に削孔し、最初に最下位のステージにパッカーをセットして注入し、順次上位の注入を行う方法。
二重管ダブルパッカー工法	計画最終深度まで削孔し、掘削孔に注入バルブのついた外管を建て込み、その中にダブルパッカーを装着した内管を挿入して注入バルブごとに注入を行う方法。

砂川地下ダムでは、堤体の一部を注入工法により施工している。注入工法の設計を行うに当たって、計画ダム軸の一部において各種の注入工法による試験施工を行い、注入方法、注入パターン、注入材の配合の検討を行った。その結果、普通ポルトランドセメントを使用したステージ工法を採用した。その仕様を図 5.2.9 及び表 5.2.12 に示す。

図 5.2.9 砂川地下ダムの注入孔配置図

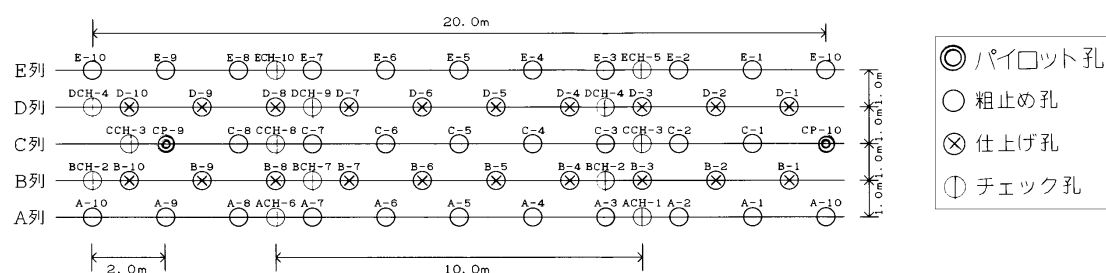


表 5.2.12 砂川地下ダムの注入仕様

項目	内容
グラウト列の種類	①キャップグラウト（ゼロステージ注入） 越流部へのセメントミルクのリークを防止するために、天端から 1m の区間で実施する。 ②粗止め注入 グラウト配列 5 列のうち、上・下流列（A、E 列）及び中央列（C 列）に行う。 ③仕上げ注入 グラウト配列 5 列のうち、粗止め注入孔に挟まれた中間列（B、D 列）で行う。
各グラウト列の施工順序	A、E 列（0 ステージ）→C 列（0 ステージ）→B、D 列（0 ステージ）→A、E 列（第 1～2 ステージ）→C 列（第 1～2 ステージ）→B、D 列（第 1～2 ステージ）
注入深度 ステージ割	EL.32～31m：ゼロステージ（注入区間長 1m） EL.31～28m：第 1 ステージ（注入区間長 1～3m） EL.28m：第 2 ステージ（注入区間長 1～3m）
注入材料・配合	粗止め注入：セメント（W/C=6/1,4/1,2/1,1/1） 仕上げ注入：セメント、ペントナイト（W/(C+B)= 8/1,6/1,4/1,2/1,1/1）
改良目標値	堤体横断方向の平均透水係数が ³ $5 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 以下
注入圧力	ゼロステージ：0.5kg/cm ² 粗止め注入：1.0 kg/cm ² 仕上げ注入：3.0 kg/cm ²
注入速度	20 リットル/min/ステージ

なお、砂川地下ダム及び福里地下ダムでは、堤体工法として、注入工法と原位置攪拌

工法が併用されている。堤体の壁率（堤体高／施工高（地表から堤体基盤までの深度） $\times 100(\%)$ ）が、10～30%以下では、注入工法が原位置攪拌工法より経済的となる。このため、壁率が小さくなる袖部や副ダムにおいて注入工法が採用されている。

ボーリング孔壁の崩壊がなく、注入限界圧力が十分高い地盤では、一般にステージ工法が適用可能である。一方、以下のような地盤であり、ステージ工法では注入に長い時間をかけても改良の目途が立たない場合には二重管ダブルパッカー工法の採用について検討が必要になる。

- ①パッカーの効きが悪い。
- ②孔壁が自立できない。
- ③注入速度を遅くしても地表リーク、パッカーリークが多発する。
- ④一部の層だけは改良できて特定の層に注入ができない。

二重管ダブルパッカー工法は、以下の特徴をもつ。

- ①同一バルブでの反復注入・複合注入が可能である（任意の深度での再注入が可能）。
- ②裸孔では孔壁が自立しない軟弱地盤や砂礫地盤に適用できる。
- ③スリーブ管設置作業と注入作業が分業となっているので施工能率が良い。
- ④施工費は、通常ステージ注入工法等と比較して高価である。

図 5.2.10 及び図 5.2.11 に、二重管ダブルパッカー工法の概要を示す。

図 5.2.10 二重管ダブルパッカー工法の基本的なシステム

溶液注入用自動計量混合プラント

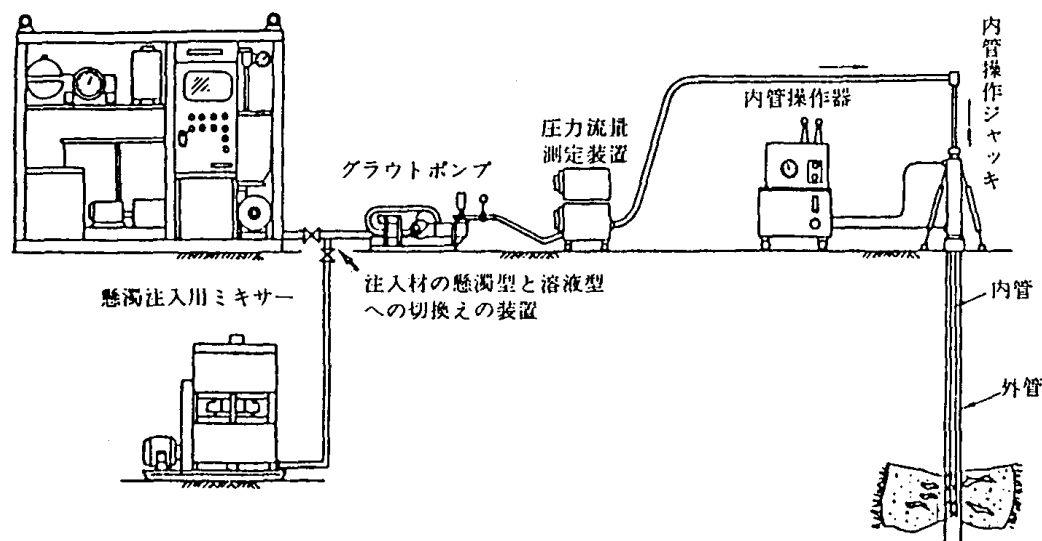
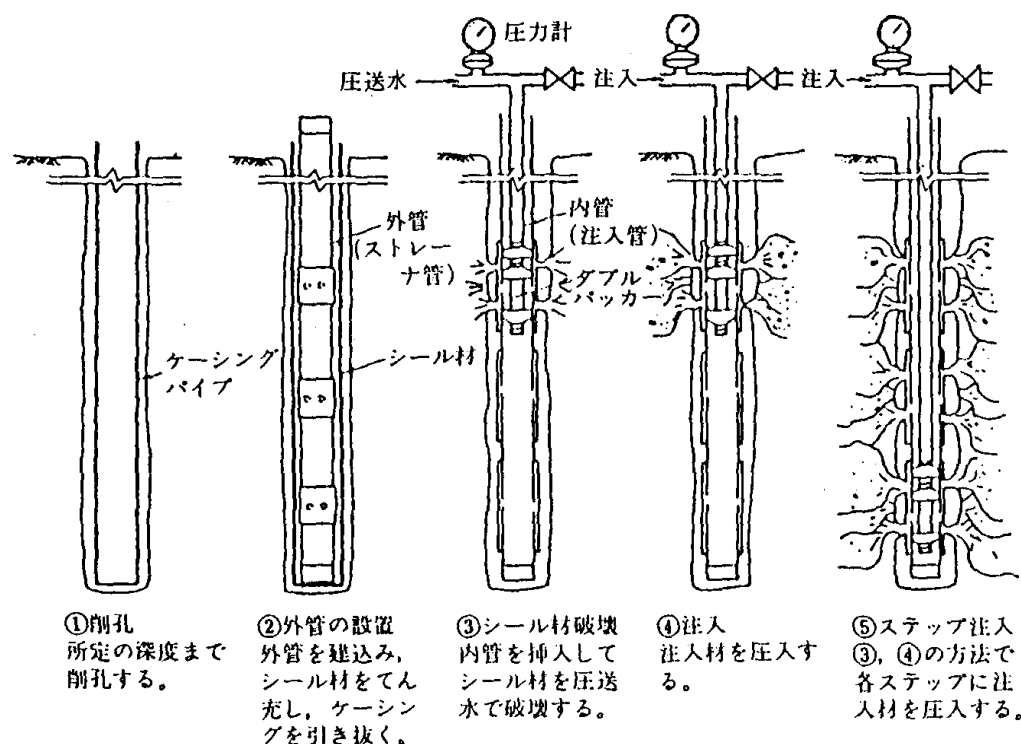


図 5.2.11 二重管ダブルパッカー工法の施工順序

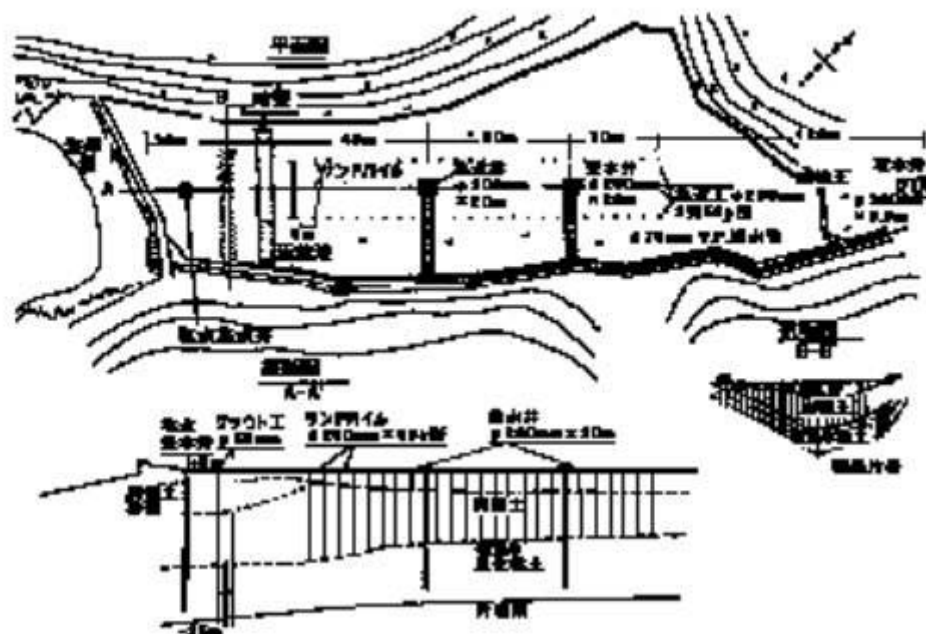


樺島地下ダムでは、堤体工法として、二重管ダブルパッカー工法を採用している。その仕様を表 5.2.13 に、ダム軸断面図を図 5.2.12 に示す。

表 5.2.13 樺島地下ダムにおける二重管注入工法

項目	仕様
施工位置、延長、注入孔数	海岸より 50m 上流地点、延長 74m、75 孔、最大深度 25m
対象地盤	砂礫混じり粘土層、腐植土層、強風化岩盤
配列	孔間隔 2m、列間隔 2m、2 列千鳥配列
注入材	セメント、ベントナイト (C : B=10 : 1)
注入量、注入圧力	300～600 リットル/m、0.8～2.9MN/m ²
注入改良目標値	透水係数 5×10^{-5} cm/sec 以下
注入状況	岩盤の注入対象部では二重管ダブルパッカー工法による作業が困難であるため、単管ロッド工法とした。 岩盤の注入対象境界部に透水係数 10^{-4} cm/sec の部分が残存する箇所があるものの、堤体全体の遮水性は、ほぼ改良目標値を満足し、塩水浸入阻止の効果が発揮されている。

(轉切緯地質断面圖)



(4) 高圧噴射注入工法

高圧噴射注入工法とは、注入工法の一つであり、ボーリング孔の中からセメント系の固化材、空気もしくは水を超高圧で噴射することにより地盤組織を破壊し、固化材の混合または置き換えを行う工法である。中国の遼寧省龍河地下ダム及び山東省龍口地下ダムでは、高圧噴射注入工法により堤体を施工している。表 5.2.14 に、中国の地下ダムで用いられている高圧噴射注入工法の概要を示す。また、図 5.2.13 に高圧噴射注入工法の工程を示す。

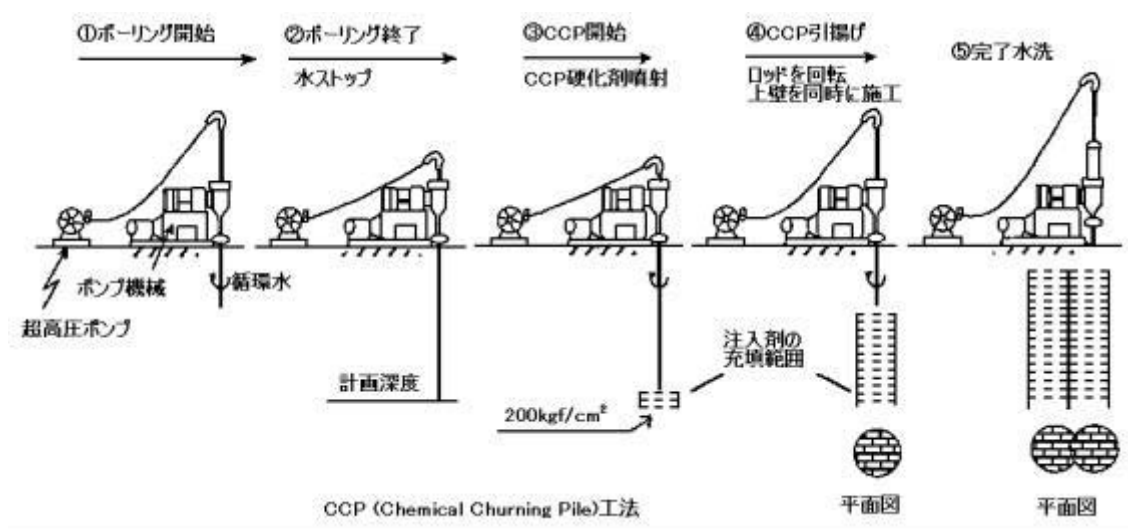
龍河地下ダムで実施している工法は、ダム軸に沿って孔間隔 1.4m の千鳥配列に掘削されたボーリング孔からセメントミルクを 30～40Mpa の圧力で噴射注入するもので、幅 0.4m、透水係数 10^{-7}cm/sec の堤体が構築されるとしている。

噴射攪拌工法は、礫を含まない未固結層では有効な工法であるが、礫層に対する適用性には問題がある。礫層を対象とする場合、本工法のみでの地盤改良は一般に困難であり、薬液注入工法等を併用する場合が多い。

表 5.2.14 中国の地下ダム施工における高圧噴射注入工法の概要

施工方法	①口径 150mm の注入孔を 1.4m 間隔で千鳥配列に削孔する。 ②注入口を注入孔底からゆっくり上方に引き上げ、隣接する注入孔の方向へ 34° の角度で回転させながら、セメントミルクを 30～40Mpa の圧力で注入する。 ③扇状の壁体を連続させて堤体を構築する。
特徴	・平均幅 0.4m、透水係数 10^{-7}cm/sec の堤体を構築可能。 ・注入には三重管ケーシングを使用し、高圧空気、水、セメントミルクを噴出可能。 ・高圧水により地層を切ることができ、岩石へも適用できる。 ・孔壁が崩壊しやすい所では、上から下方へ施工するか、掘削と注入を繰り返して施工。
施工実績	・深度 50m までの施工実績あり。 ・鉱山での止水のためによく用いられる。
短所	・注入孔近傍の壁厚が薄くなってしまう。 ・壁体の強度は小さい。 ・礫が多いところでは特別な工夫が必要である。

図 5.2.13 高圧噴射注入工法の概要



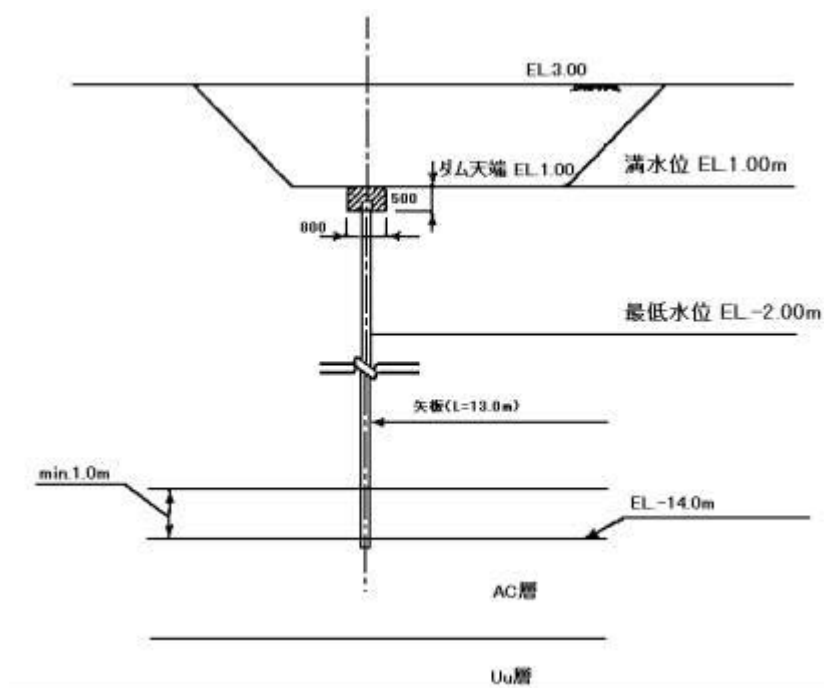
(5) 鋼矢板工法

鋼矢板工法とは、バイブロハンマー等により鋼矢板を連続的に打ち込んで、堤体を構築する工法である。深度が浅い未固結層を締め切る場合には、確実な遮水性が確保でき、かつ簡便で経済的な工法である。堤体材料として、鋼矢板、コンクリート矢板等がある。コンクリート矢板は、腐食の問題はないものの、先端部の深度調整が困難であるとともに、鋼矢板よりも高価である。

千原地下ダムでは、鋼矢板工法が計画されている。千原地下ダムが計画されているダムサイトは、海岸に面した地下谷であり、中生代の砂岩等を基盤とし、その上位に帯水層として第四紀洪積層及び沖積層が分布している。洪積層と沖積層の間に連続した粘土層が分布している。洪積層中の地下水は塩分が高いうえに、洪積層中の地下水を揚水すると、粘土層の圧密による地盤沈下が生じるおそれがある。このため、地下ダムの貯留層として沖積層のみを対象とした。塩水の浸入を阻止するため、洪積層と沖積層の間に分布している粘土層まで幅 400mm の鋼矢板を挿入して沖積層を締め切る計画である。堤高は最大で 13m である。鋼矢板は、塩水の影響を受け、腐食が懸念されるが、5mm 程度の腐食代を見込めば、100 年の耐用年数を保証できると判断している。施工は、地盤から 2m ほど掘り込んで、施工面とし、そこから鋼矢板を挿入している。

また、千原地下ダムでは、地下ダム貯水域（有効貯水量 24 万 m^3 ）の下流の一部を掘削して地表貯水池（有効貯水量 44 万 m^3 ）を設置して地表水を貯留し、地下水と地表水を一体的に利用する計画である。図 5.2.14 に鋼矢板工法の概要を示す。

図 5.2.14 千原地下ダムの堤体断面



(6) バケット式掘削連続壁工法

バケット式掘削工法とは、クラムシェルタイプのバケットを用いて地中溝を掘削したあと、セメント系固化材を打設して地下連続壁を構築する方法である。

バケット式掘削機には、ガイドに沿ってバケットが垂直に昇降するタイプ（バー型）と、バケットをつり下げるタイプ（懸垂型）の2種類がある。バー型の掘削可能深度は、40～50m程度である。懸垂型バケット式掘削機の一つであるSoletanche社製KS3000は、深度50～60m程度までの掘削が可能である。バケット式掘削機は、主に未固結堆積物の掘削に用いられる。岩を掘削する場合は、一軸圧縮強度が5～6MN/m²程度の軟岩が通常の限界である。また、未固結堆積物中に岩塊があってバケットによる掘削が困難な場合は、鋼鉄製のビットを落下させ、岩塊を叩き割ることとしている。

バケット式工法における堤体の材料には、セメント、ベントナイト、砂利その他の添加材からなるセメント系固化材が用いられる。これらの材料の配合割合により、強度、透水性、壁体の材料価格が決定される。壁体の透水係数については、10⁻⁶cm/secオーダー以下とすることが可能である。固化材の使用方法には、以下の2種類がある。

- ①溝壁を安定させるために用いる安定液に固化材を混入した液（自硬性安定液）を掘削時に用い、掘削後そのまま放置することにより固化させ壁体を構築する方法。
- ②掘削時の安定液として通常の泥水を用い、掘削終了後にトレミー管等を用いて泥水を自硬性安定液に置き換える方法

(7) 柱列式原位置攪拌工法

地下連続壁工法では、透水性の小さい堤体を構築でき、確実な遮水が可能である。また、比較的深い深度までの施工実績をもつ工法もある。ただし、規模の大きな施工機械を必要とし、注入工法と比較して施工単価が高くなる場合が多い。

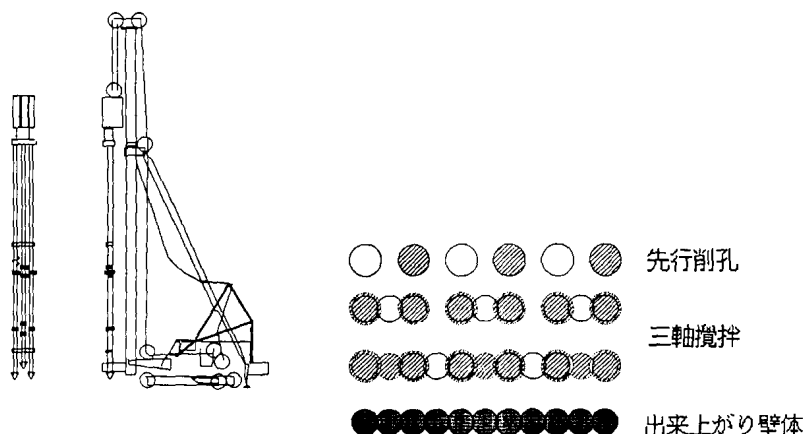
地下ダム施工における地下連続壁工法のうち、これまで最も実績があるのは柱列式原位置攪拌工法（原位置攪拌工法）である。原位置攪拌工法は地表から単数または複数のオーガーによって柱状に地盤を破碎し、オーガーを引き上げる時にセメント懸濁液（注入液）をオーガー先端より注入・攪拌してセイルセメント柱を作る工法である。ソイルセメント柱を連続させることにより堤体を構築する。この工法は、以下のような特徴をもつ。

- ①掘削部でソイルセメントを混練して壁体を構築することから、掘削残土が少ない。
- ②掘削土を完全に排土しないので、安定液により孔壁の安定を図る必要がない。
- ③対象地盤は、N値50以上の砂礫層や硬質地盤から軟弱層まで適応可能である。
- ④深度15～20m程度での施工性が良いが、深度60mを越える施工も可能である。

- ⑤比較的低騒音・低振動である。
- ⑥攪拌対象域に有機質粘土や塩分を含む土層がある場合には、ソイルセメントの強度がそれらの影響を受ける。

図 5.2.16 に、砂川地下ダム等の堤体施工に用いられた 3 軸オーガーによる原位置攪拌工法の施工機械及び掘削孔配置を示す。

図 5.2.16 柱列式原位置攪拌工法の施工機械と掘削孔配置



原位置攪拌工法では、深度が深くなると孔曲がりが発生し、壁体が不連続となる場合がある。この対策として、傾斜計等を使用して孔曲がりを計測する施工管理を行っている。計測の結果から、孔曲がりにより壁体の不連続であることが明らかになった場合には、その部分に追加施工を行い、確実に堤体を連続させるようにしている。

原位置攪拌工法は、現場の掘削土と注入液を混合してソイルセメントを作るため、その透水性・強度は掘削土の特性と注入液の配合に大きく影響される。このため、掘削土と配合を変えた注入液を混合して供試体を製作して、透水性・強度の確認試験を行い、最適な配合を決定する。

砂川地下ダムでは、表 5.2.15 に示す注入液を使用している。注入液の材料の配合比を変えれば、固化強度、透水性、逸水防止効果、粘性（オーガーにかかるトルク負担）が変化する。このため、現場条件、施工性、経済性を考慮して配合が決定される。

石灰岩であっても、現場条件の違いにより注入液の最適な配合が異なる。米須地下ダムでは、先行削孔注入液の周辺地盤への脱水がほとんどなく、これによる施工トルクの増大がないことから、表 5.2.16 に示すとおり、砂川地下ダムとは異なった高濃度な先行削孔液を使用している。

表 5.2.15 原位置攪拌工法に用いられる注入液

削孔の工程		注入液名	配合材料	注入の目的
先行削孔	貫入	Ⅰ液	調整スラグ フライアッシュ ベントナイト	オーガー先端部のビットの冷却 摩擦抵抗（トルク）の低減 孔壁に泥壁を形成し、逸水防止 固化材の総量確保
	引抜き			
三軸削孔	貫入	Ⅰ'液	普通セメント ベントナイト 増粘剤、膨張剤	Ⅰ液の固化材残留分と合わせて、壁体固化・ 強度の向上
	引抜き	Ⅱ液		

表 5.2.16 原位置攪拌工法に用いられる注入液の配合事例（削孔 1.0m 当たり）

使用材料	単位	砂川地下ダム（1990～1992）			米須地下ダム（1995～1997）			
		Ⅰ液	Ⅰ'液	Ⅱ液	Ⅰ液		Ⅰ'液	Ⅱ液
		貫入・引抜き	貫入	引抜き	貫入	引抜き	貫入	引抜き
調整スラグ（S）	kg	40.0	115.7		25.8	5.2	115.4	
フライアッシュ（F）	kg	12.9	21.4		8.3	1.7	21.3	
ベントナイト（B）	kg	4.6	8.1	3.8	4.1	0.8	8.0	3.8
水（W）	l	264.3	683.9	125.4	135.8	27.2	478.8	125.4
普通セメント（C）	kg			115.6				115.6
膨張剤（A）	kg			9.7				9.7
増粘剤（SK）	kg			0.38				0.38
m 当たりの注入量	l/m	286	737	167	150	30	532	167
W/SF	%	500	500		400	400	350	
B/W	%	1.7	1.2	3.0	3.0	3.0	1.7	3.0
W/C	%			100				100
SK/W	%			0.3				0.3
A/C	%			8.4				8.4

原位置攪拌工法では、掘削対象地盤が種々の地質よりなる場合には、掘削・固化に用いる注入液の最適配合の検討が特に必要となる

堤体工法として原位置攪拌工法を採用している中島地下ダムは、砂礫層を貯留層とする塩水浸入阻止型地下ダムの技術開発を目的として、農林水産省により構築された実験地下ダムである。中島地下ダムの基盤は、安山岩、花崗岩、流紋岩よりなり、この基盤岩上に溺れ谷が発達している。この谷に粘土、シルト、砂、礫から成る沖積層が最大厚さ 25m で堆積し、帯水層となっている。このように、施工対象の地質が N 値 50 以下の軟弱層から軟岩まで強度的に多岐にわたる。

中島地下ダムの堤体の設計諸元は、幅 0.5m、透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 以下とした。強度は、軟弱な沖積層中でも自立できるものとして、材令 28 日で一軸圧縮強度 5kg/cm^2 とした。

中島地下ダムでは、砂層、火山灰層、粘土質砂層、礫混じり砂層からなる沖積層中にソイルセメント壁を築造する。ソイルセメントの透水性は、掘削土中の砂分の比率に支配され、砂分が大きくなる程、透水性が大きくなる。このため、砂層のボーリング

試料を用いて、注入液の水セメント比、ベントナイト比を変えた 5 種類の供試体を作成し、一軸圧縮強度試験及び透水試験を実施した。その結果、壁体の設計透水係数 ($1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$) 及び一軸圧縮強度 (5kgf/cm^2) を満足するために、注入液を表 5.2.17 に示す配合とした。

表 5.2.17 中島地下ダムへの注入液の配合

(対象土 1.0m^3 当たり)

水セメント比 W/C (%)	ベントナイト水比 B/W (%)	注入量 Q (%)	高炉セメント B C (kg)	ベントナイト B (kg)	水 W (リットル)
175	6	742	350	37	613

また、中島地下ダムでは、基盤岩風化部の塩水浸入監視及び基盤岩の止水処理用グラウト注入に使用するため、ソイルセメント壁が固化する前に、注入管を 90cm 間隔で建て込んでいる。

(8) その他の工法

地下ダム堤体工法として、試験施工ではあるが、大口径杭列式工法、水平多軸ロータリーカッター工法、H 鋼杭式工法等が実施されており、いずれも十分な遮水性をもった堤体が構築されている。図 5.2.17～図 5.2.19 に、これらの施工機械及び掘削孔配置を示す。

図 5.2.17 大口径杭列式工法

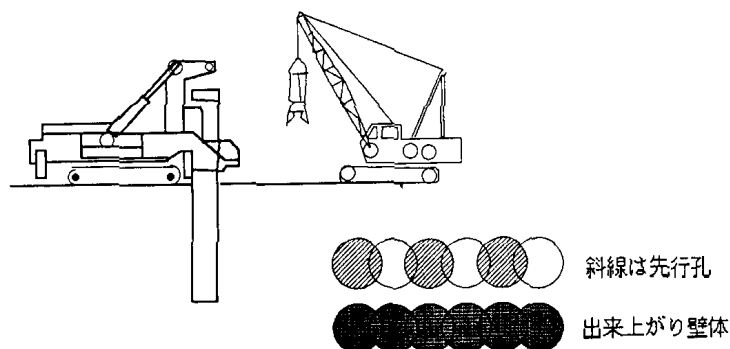


図 5.2.18 水平多軸ロータリーカッター工法

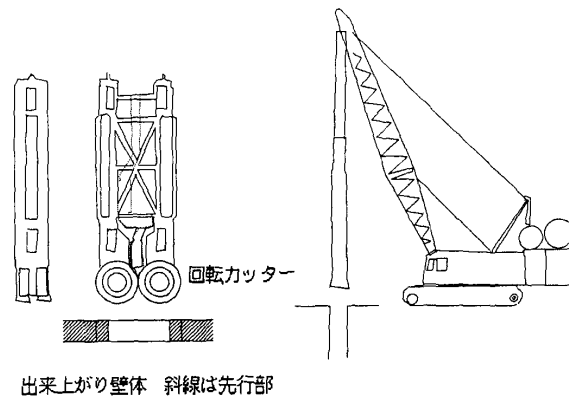
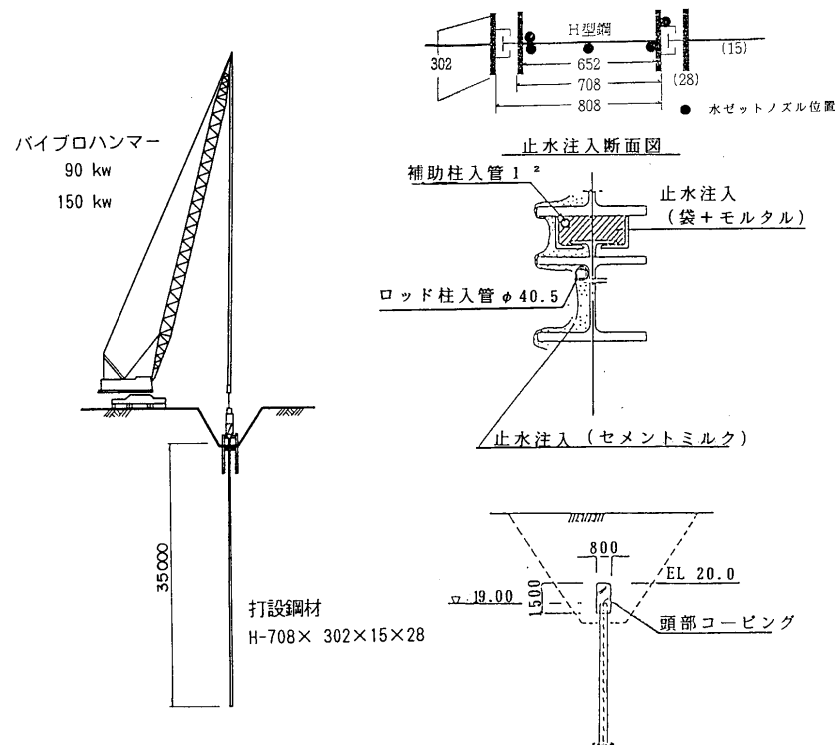


図 5.2.19 H鋼杭式工法



5.2.7 地表湛水併用型地下ダムの設計

地表湛水併用型地下ダムについては、堤体は地下にあるものの貯水域の低標高部に地表水を貯留するタイプ（カンジン地下ダム）や、地表部の堰堤直下に地下ダム堤体を設置し、地表水と地下水を同時に貯水するタイプがある。中国では、表 5.2.17 に示すとおり、堤体の地表部の堰堤が開閉式ゲートとなっている地下ダムがある。平時には地表水を貯水し、洪水時等に地表水を下流に流下させることができるようになっている。これらの地表貯水施設には、地下水涵養の効果も期待している。

表 5.2.18 中国における地表湛水併用型地下ダム

ダム名	地表水湛水施設
遼寧省龍河地下ダム（実施中）	ラバーダム
遼寧省三澗堡地下ダム（計画）	水力自動転倒ゲート 4 基
山東省龍口地下ダム（完了）	水力自動転倒ゲート 4 基

5.3 取水施設

5.3.1 取水設計の基本方針

(1) 適切な取水施設のあり方

地下ダム取水施設の設計に当たっては、最低水位時にも所要の水量を貯水域から効率的に取水できるように、その種類、構造、配置を定める。

地下ダムでは地下の貯留層に貯水するが、貯水域の中でも水平方向及び垂直方向に貯留層の透水性等が変化し、取水性状は必ずしも均一ではないことが多い。また、貯水域における基盤の上面が起伏に富む場合もある。透水性の低い、または、取水のために十分な水深が得られない箇所取水施設を設置すると、取水機能が低い不経済なものとなる可能性がある。したがって、取水施設を設置する際には、帯水層の取水性状に関する調査・解析を行い、適切な設置箇所を選定するとともに、取水性状に適合した取水施設の種類及び構造を決定する必要がある。

また、地下ダムでは一般に動力を用いて地下水を揚水するため、取水施設の運転経費及び維持管理費の低減に十分配慮する必要がある。

(2) 取水施設の種類

取水施設の種類を選定するに当たって、地形、地質、地下水状況等の条件に加えて、必要取水量、施工及び運用時の経済性を十分検討し、帯水層の水理特性及び水利用形態に適合した施設を選定しなければならない。取水施設は、その集水の形式により、分散取水型及び集中取水型に区分できる。

分散取水型は、1箇所当たりの取水規模が比較的小さい施設を多数設置するものであり、通常管井が用いられる。分散集水型の取水施設では、取水量の実績や帯水層の取水性状に応じて設置位置・数量を調整できる。ただし、施設数が多いため、維持管理が煩雑となる。

集中取水型は、大量取水の可能な施設を少数配置するもので、集水井や集水横坑等が該当する。維持管理が容易であるが、施設規模が大きくなり、1箇所当たりの設置費用が大きくなる。このため、設置予定箇所の取水性状をあらかじめ十分に把握し、確実に所要の機能が得られるようにしなければならない。一般に、地下水面下での施工には困難がともなうため、地下水位が高い場所での施工には適していない。また、横坑や集水井の横孔を設置する際には、施工中の孔壁の安定が不可欠である。

また、地表湛水併用型の地下ダムでは、地上貯水池の形状によっては、取水施設や排水施設を通常の地表ダムと同様な構造とすることができる。最低水位時の貯水面が地上貯水池内にある場合には、表流水取水の機能のみを持つ取水施設とすることが可能

である。ただし、貯留層から地上貯水池へ地下水が流出するのに時間がかかることを考慮して、取水計画や取水施設の位置・構造を決定する必要がある。

地下ダムに用いられている取水施設の種類の比較を表 5.3.1 に示す。

(3) 取水施設の配置

取水施設には、貯水位が低い状態であっても計画上必要な水量を取水できる能力がもとめられる。したがって、取水施設は、原則として最大取水時及び最低水位の状態時において、所要の水量を取水する際に、十分な水深が確保できる貯水エリア内に設置する。通常、基盤上面深度が深く帯水層が厚い場所が適する。さらに、その中で、取水施設相互の干渉の影響に配慮し、所要の水量が十分取水できるように配置する。また、貯留層において透水性等の取水性状が不均一な場合は、上記の条件に加えて、透水性が高く、貯留水を速やかに取水できる箇所を選定する必要がある。

表 5.3.1 取水工法の比較

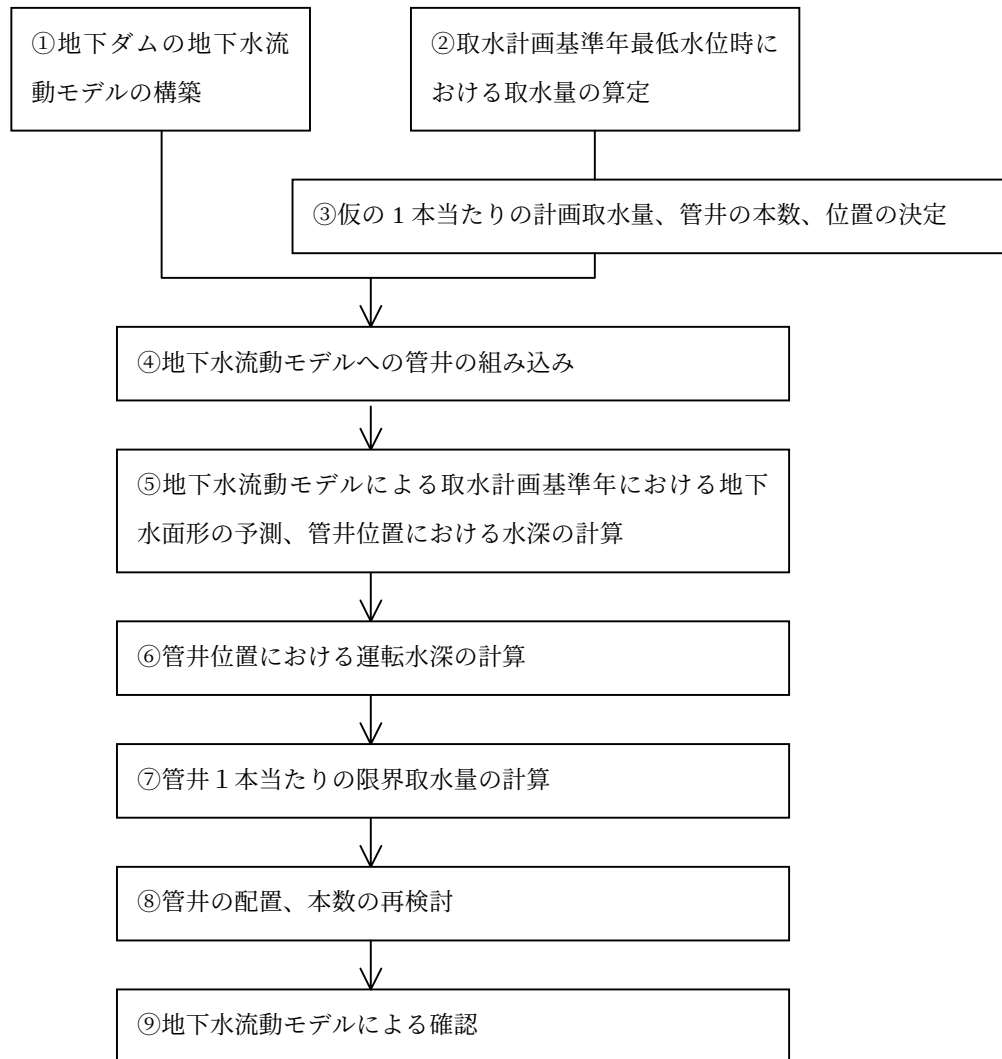
方式	管井	集水井	豎坑＋集水横坑	暗渠（集水トレンチ渠）
取水性	点的取水であり、1 箇所当たりの取水可能量は、集水井、集水横坑よりも少ない。 1 箇所当たりの取水可能量を多くするためには、基盤上面深度が深く、井戸内水深が十分とれる位置に設置する必要がある。	面的取水であり、取水にともなう地下水面の凹凸が小さいため、貯留水の有効利用の点で優れている。	横坑付近の帯水層性状の局所的变化により、取水性が落ちる危険性がある。	地下ダムで低水位が浅い場合に適する。 取水量を多くするためには、延長を長くする必要がある。
施工性	機械掘削では設置時の地下水位に関係なく施工できる。人力掘削では、設置時の地下水位は低いことが望ましい。 地表からの施工のため、施工が容易であり、安全性に問題がない。 比較的安価である。 増設が簡単にできる。	設置時の地下水位は低いことが望ましい。 地下水面下の施工が必要となる場合には、水位低下の仮設工または水中施工が必要となり、高価なものとなる。水中施工を避けるため、堤体施工による貯水位上昇以前に、施工を完了することが望ましい。 横孔の延長が大きくなると、孔曲がりが生じるおそれがある。 揚水量が不足する場合には、横孔の追加施工を行う。	「集水井」と同じ。 横坑掘削箇所には水圧がかかっている場合には、異常出水のおそれがあり、掘削時の安全性確保に配慮が必要。 取水能力が不足する場合は横孔を追加するが、水中施工等が必要となり高価である。 横坑掘削時に孔壁が安定している必要がある。	設置時の地下水位は低いことが望ましい。 主に開削工法により施工されるが、設置深度が深くなると施工の困難さが増す。
取水管管理	本数が多くなると、維持管理が煩雑となる。	1 基当たりの取水可能量が大きいため、施設数が少なくなり、維持管理が容易である。	「集水井」と同じ。	
維持管理	スクリーン付近が目詰まりするが、サージング、薬品処理等により解消できる。 本数が多くなる場合は、ポンプの管理が煩雑になるとともに、更新が問題となる。	横孔の位置が地下水面下となる場合、目詰まりの解消が困難な場合がある。 横孔の機能が低下した場合には、新たな横孔を追加施工するが、水中施工となり費用は高い。	横坑の目詰まり解消は、水中施工が必要となり、困難な場合がある。	暗渠管の目詰まりに対して、暗渠内にホースを挿入し、高圧水噴射による洗浄を行う。疎水材の目詰まりについては、機能の回復は困難。
事例・採用理由	砂川地下ダム 地下水位が高く、集水井施工困難。 貯留層の透水性の不均一性が顕著で、場所による取水効率の差が懸念され、集水井の設置位置の特定が困難。 管井 1 基当たり 2,000m ³ /日の取水実績あり。	喜界地下ダム 施設設置可能範囲が狭い。 1 施設当たりの取水量が大きい。 地下水位が低く、堤体施工前なら集水井施工可能。	皆福地下ダム 大規模取水試験を実施するための実験施設として設置。	千原地下ダム 低水位が浅い。 試験結果から、取水トレンチでの取水が可能であり、取水横孔等の必要がない。 経済的な開削工を実施可能。

5.3.2 取水解析

(1) 管井の設計

管井の設計に当たっては、地下ダム運用計画（利水計画）における最大取水量時及び取水計画基準年の最低水位時等において所要の水量を取水できるように、管井 1 基当たりの取水量、管井の必要本数・位置を定める。図 5.3.1 に、取水計画基準年の最低水位時における検討の事例を示す。最大取水量時の検討も同様に行う。

図 5.3.1 管井の設計フローの事例



①地下ダムの地下水流動モデルの構築

取水時の貯水域内における地下水面形を詳細に予測できる地下水流動モデルを構築する。有限要素法や差分法等に基づき、貯水域内を細分できるモデルが望ましい。

②計画基準年最低水位時における取水量の算定

地下ダム運用計画における取水計画基準年の最低水位時等における必要取水量をもとめる。地下ダム計画における最低水位（死水位）は、取水の計画基準年において貯留水の利用にともなって最低となる貯水位とし、地下水涵養量や取水量等に基づく水収支解析からもとめる。

③仮の管井本数、位置の決定

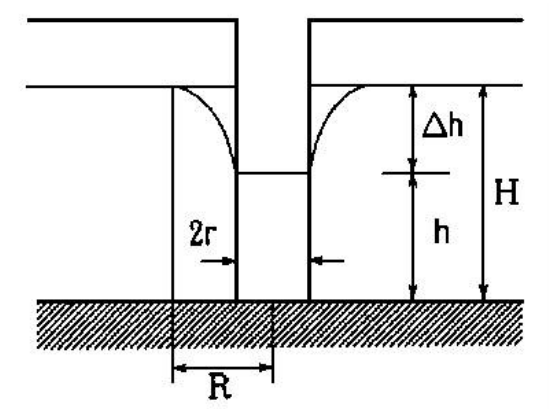
帯水層の水理定数及び地下水位の状況を把握し、管井1基当たりの揚水可能量を次式により計算する。H（初期水深）には、水収支計算等でもとめた地下ダムの最低水位

時の水深を用いる（図 5-20 参照）。

$$Q = \pi \times k \times (H^2 - h^2) / \ln(R/r) \cdots \cdots \cdots \text{式(1)}$$

Q：揚水量 k：透水係数 H：初期水深 h：運転水深 R：影響圏半径 r：井戸半径

図 5.3.2 管井 1 本当りの揚水可能量の算定



影響圏半径については、宮古地区では揚水試験の結果から 300～600m の値が得られており、設計に当たっては 400m を用いた。また、各種の算定公式が提唱されている。このうちの一つに、以下に示す式がある。

$$R = 3000 \times \Delta h \times (\sqrt{k})$$

R：影響圏半径(m) Δh：水位降下量(m) k：透水係数(m/sec)

揚水可能量の範囲内で管井 1 基当たりの計画揚水量を決定する。最低水位時における必要取水量を、管井 1 基当たりの計画揚水量で割ることにより、必要な管井の本数をもとめる。

④地下水流動モデルへの管井の組み込み

上記で検討した管井を貯水域に配置する。配置に当たっては、十分な運転水深を確保できるように基盤上面深度が深い場所で、かつ、貯留層の透水性が良好な地点を選定する。また、取水時の干渉を起こさないように、管井間に適当な距離を保つようにする。配置した管井による取水時の地下水位状況を予測できるように、地下水流動モデルに管井を組み込む。

⑤地下水面形の予測、管井位置における水深の計算

取水計画基準年における貯水域の地下水面形を④で修正した地下水流動モデルによりもとめ、個々の管井の位置における最低水位時の水深を計算する。

⑥管井位置における運転水深の計算

モデル化による誤差と井戸ロス considering、⑤でもとめた水深を修正して、実際の運転水深を推定する。

⑦管井1本当たりの限界取水量の計算

⑥でもとめた運転水深に対して、計画揚水量を取水できるか否かの判定を限界動水勾配に関する以下の式等に基づいて行う。

$$Q = \pi \times D \times L \times (\sqrt{k})/15$$

Q：揚水量 (m³/s) L：井戸スクリーンの作動部分の長さ (運転水深) (m)
D：井戸直径 (m) k：透水係数 (m/s)

⑧管井の配置、本数の再検討

すべての井戸で計画揚水量を得るために必要な運転水深が確保されているかを確認し、管井の必要本数及びその配置を決定する。⑦の検討で、計画揚水量を取水できない管井がある場合は、③まで戻って、管井1基当たりの計画揚水量、管井の本数・配置の見直しを行う。

なお、地下水流動モデルを用いない場合には、以下の群井理論に基づく計算により、井戸相互の干渉の影響を考慮して、取水計画の適否の判定を行う。

$$\text{群井公式} \quad H^2 - h_i^2 = \sum_{i=1}^n Q_i / (\pi k) \ln(R/r_i) + \sum_{i=1}^n Q_i / (\pi k) \ln(r_{ij}/r_i)$$

H：初期水深、 h_i ：i番目の井戸の運転水深、 Q_i ：i番目の井戸の取水量、R：影響圏半径
k：透水係数、 r_{ij} ：i番目の井戸とj番目の井戸の間の距離、 r_i ：i番目の井戸の半径
 Σ' ：i=1 から i=n までの総和のうち $i=j$ を除いた和

砂川地下ダムにおける管井の設計事例を、以下に示す。一般に、管井の本数を少なくした方がより経済的となるが、管井1本当たりの取水量を大きくすれば水位降下量が大きくなり、貯水位が低下した時に必要水量を取水できなくなる。井戸1本当たりの計画取水量は、帯水層の透水係数・貯留係数、井戸内水位の降下量の許容値から決定される。砂川地下ダムでは、揚水試験の実績等も考慮し、管井1本当たりの計画取水量の上限を2,000m³/日とした。これにより、必要な本数が70本と決定された。

砂川地下ダムの最低水位は、計画基準年における取水シミュレーションによりEL.7.1mと想定されている。貯水域内に管井を配置するに当たって、地下水が低下して最低水位に達するまで2,000m³/日の取水が可能な地点を選定する必要がある。砂川地下ダムでは、2,000m³/日の取水が可能な最低井戸内水深は、6.6mと計算されている。これより、管井の配置可能な基盤上面標高は、+7.1m-6.6m = EL.0.5m以下となる。

また、井戸間の距離を小さくすると、取水時に相互に干渉し、水位降下が大きくなり、必要水量を取水できなくなる。このため、砂川地下ダムでは、井戸間距離を50m以上離すこととした。

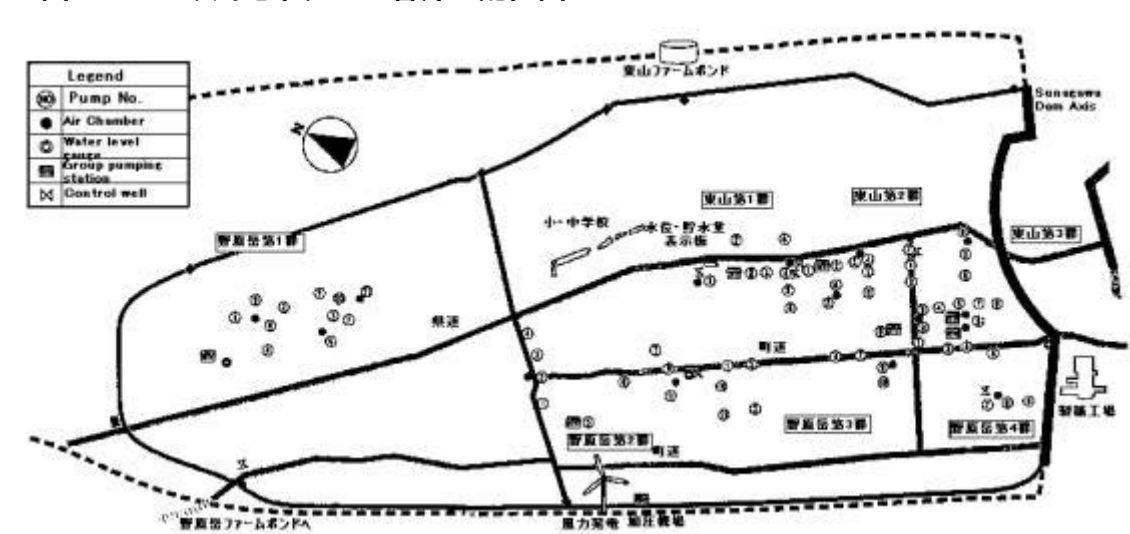
さらに、井戸の取水能力を確保するためには、帯水層の透水性が大きく、取水性状が良好な地点を選定しなくてはならない。

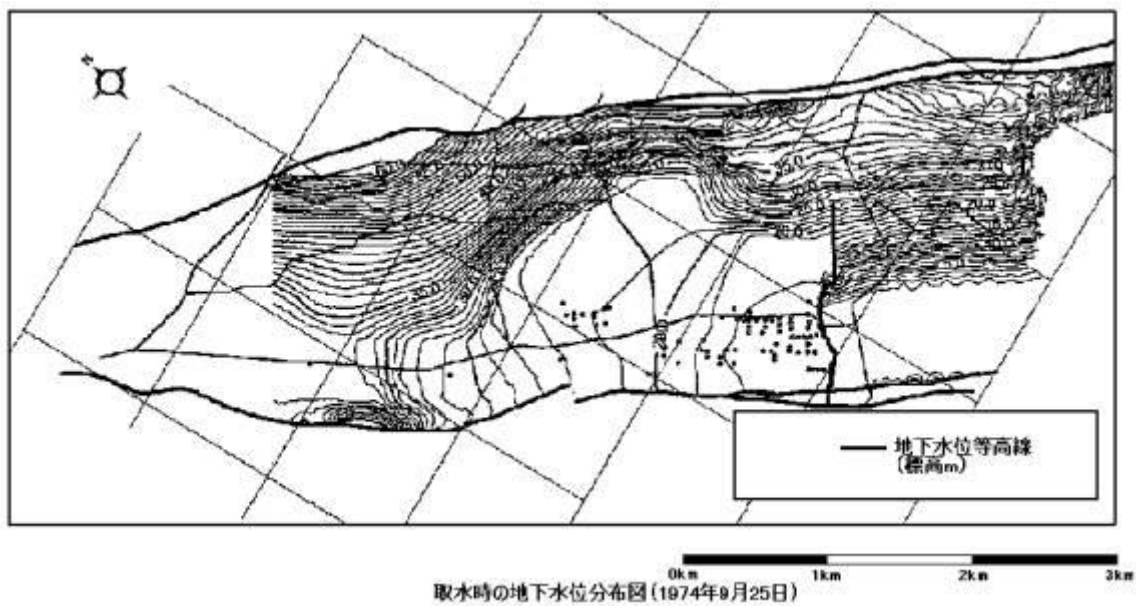
以上の検討により、砂川地下ダムにおける管井戸置の条件を、以下の3点とした。

- ①基盤上面標高が、規定値（EL.0.5m）以下であること
- ②管井の間隔が50m以上あること
- ③帯水層の取水性状が良好であること

砂川地下ダムの帯水層は石灰岩であるが、その透水性は場所によって大きく変化する。ボーリングコアを用いて琉球石灰岩の性状と透水性の相関を調査した結果、石灰岩の空隙中に含まれる流入粘土の含有率が多いと透水性が低くなることがわかった。このため、ボーリング調査等により基盤上面標高を把握するとともに、流入粘土の分布状況を明らかにした。さらに、流入粘土の分布状況に基づく透水性の違いや水文地質構造を反映し、地下水の流動を再現できるコンピューターモデルを用いて取水シミュレーションを行った。これにより、上記の①～③の条件を満たし、かつ、計画基準年（1974年）における必要取水量を確保できるように、管井の配置計画を決定した（図5.3.3）。それに加えて、管井を配置する前に、口径100mmのボーリングを利用した簡易揚水試験を行うことにより取水性状を確認したうえで、管井の掘削を行っている。

図5.3.3 砂川地下ダムの管井の配置図





なお、取水に用いるポンプの設計に当たっては、次の諸元を決定する必要がある。

- 1) 取水方式、ポンプ設備台数
- 2) ポンプ形式
- 3) ポンプ口径
- 4) ポンプ一台当たりの吐出量
- 5) 全揚程（利水箇所の標高－最低取水標高＋管路損失等）
- 6) 原動機の種類及び出力
- 7) 運転制御方法

(2) 集水井の設計

集水井の設計では、上記の管井の場合と同様に、取水計画基準年の最低水位時等における必要取水量、集水井 1 基当たりの限界揚水量及び集水井間の干渉を考慮して、1 基当たりの計画揚水量や集水井の配置を決定する。

集水井では、豎坑から放射状に設置された横孔から取水する。設計に当たっては、横ボーリングの本数、設置深度、1 本当たりの延長を決定しなければならない。さらに、「計画基準年等における最低水位標高>横孔先端の標高>ポンプ最低吸水位標高」となっていることを確認することにより、計画取水量が確保可能であると判断できる。

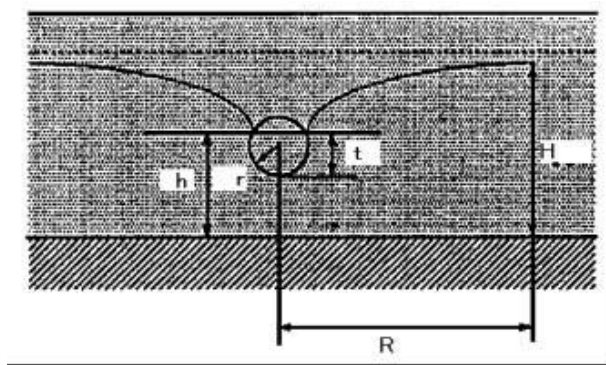
集水井 1 基当たりの揚水量は、管井の取水量をもとめる際に用いた式（式(1)）において、井戸半径 r を集水井の中心から横孔先端までの距離とすることでもとめることができる。

また、横孔 1 本当たりの集水量は、以下の式でもとめる（図 5.3.4 参照）。

$$Q = k(H^2 - h^2)L/R \times \sqrt{(t+0.5r)/h} \times 4 \sqrt{(2h-t)/h}$$

Q：横孔 1 本当たりの集水量、L：横孔の延長、H：静水位、h：横孔内水深
R：影響圏半径、r：横孔半径、k：透水係数、t：下図参照
(h が横孔直径(2r)の数倍までの場合に用いる。)

図 5.3.4 横孔の取水量の算定



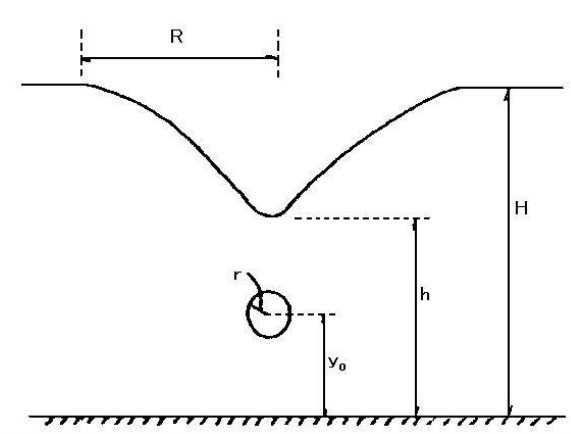
(3) 集水横坑の設計

集水横坑における取水量は、以下に示す式を用いて計算できる（図 5.3.5）。

$$Q = \frac{2 \pi k(H-h) \times L}{\ln \left[\frac{\sinh^2(\pi R/2h) + \sin^2(\pi R/2h) - 1}{\sin^2(\pi (y_0+r)/2h) - \sin^2(\pi y_0/2h)} \right]}$$

Q：取水量、k：透水係数、L：横坑長、r：横坑半径、R：影響圏半径
H：自然水深、h：運転水深、 y_0 ：横坑中心から基盤上面（難透水性層）までの深度

図 5.3.5 集水横坑の取水量計算



5. 3. 3 取水施設の構造

(1) 管井の構造

管井は、ケーシング、スクリーン、スクリーンと地盤の周りの充填材（フィルター）及び取水ポンプより構成され、管井の設計では、これらの諸元を決定する。

取水のために、水中ポンプを使用する場合には、井戸口径は、所要の性能を持つ水中ポンプが設置可能で、かつ十分な冷却が可能な水流を保てるような口径とする。さら

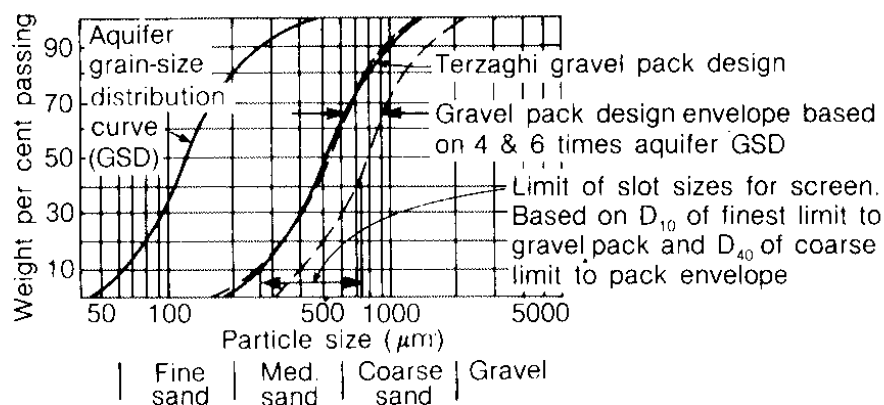
に、揚水管接続フランジ外径、ポンプ制御に使用する水位計の大きさ、動力線の大きさ、フランジの継手等による中心線のずれ、ポンプの設置や補修のための余裕等を考慮して、井戸の口径を決定する。

孔壁保護のためにケーシングを設置する。ケーシングは、座屈に対して十分安全な強度をもつものとし、鋼管等を用いる。鋼管は腐食防止のため、亜鉛メッキを施したものが望ましい。

スクリーンは、十分な開口率を有するものが望ましい。スリットや円形の開口部の場合、所要の強度を保つため開口率は3～5%程度とせざるを得ない。巻線等により開口部を補強して、20%程度の開口率を確保しているスクリーンもある。

揚水にともないスクリーン周辺の帯水層から砂等を井戸内に吸い込むことが多い。特に、帯水層として未固結の砂層が分布している箇所に設置された井戸では、揚水時または井戸の周辺が湛水した時に、スクリーン周辺の砂がスクリーン孔から井戸内に流入して井戸が埋没するとともに、井戸周辺が陥没することがある。このような吸い込みを防止するために、スクリーンと孔壁の間には、フィルターとして適当な粒度の細礫を充填する。図 5.3.6 に示すとおり、充填する細礫は、帯水層の粒度分布と類似した分布を示し、粒径は帯水層の粒径の4倍から6倍の間であることが望ましい。フィルターの厚さは75mm～150mmが適当である。

図 5.3.6 フィルターの粒度条件(Clark,1988)



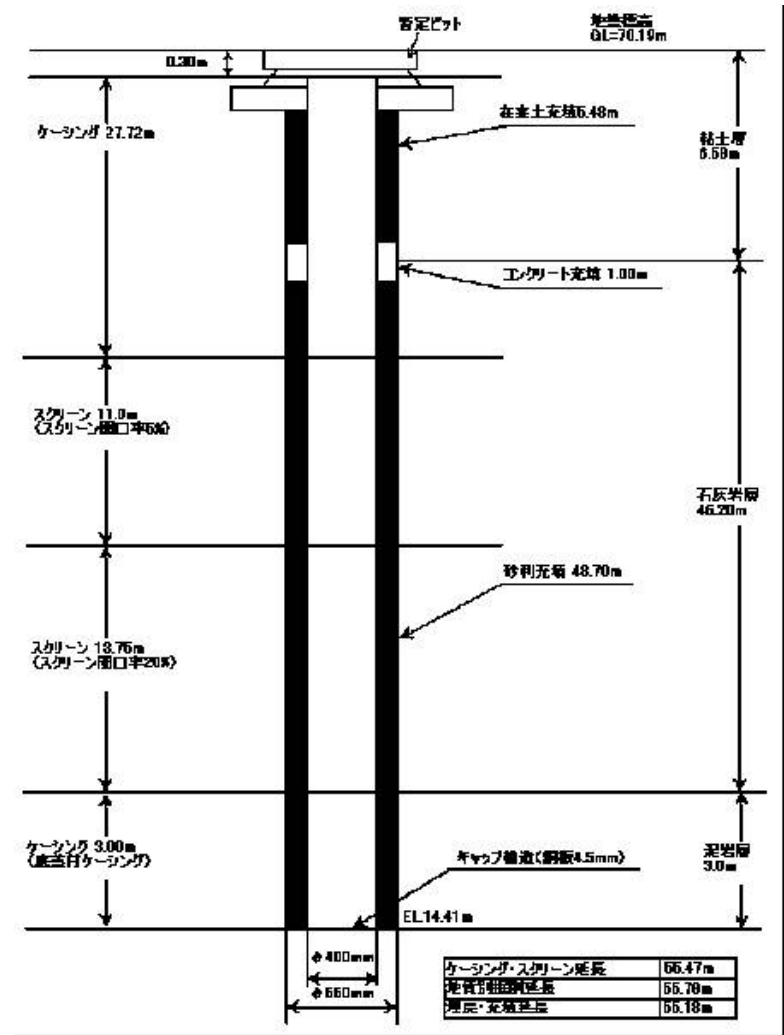
砂川地下ダムでは、口径 550～600mm で掘削し、口径 400mm のケーシングを立て込んでいる。最下部は基盤上面より 3m 掘り込んで、土砂溜めとしている。基盤面から最低水位の間は、水深が浅くとも安定した取水ができるように、取水性状のよい開口率 20%の巻き線型スクリーンを設置した。また、最低水位から平均貯水位の間は、ケーシングにスリット加工した安価な 5%のスクリーンとした。水中ポンプの上部 1m の位置には水位計を設置し、キャビテーション防止のため井戸内水位がそこまで低下

するとポンプが自動的に停止するようにしている。表 5.3.2 に、砂川地下ダムの設計事例を、図 5.3.7 に管井の構造を示す。

表 5.3.2 砂川地下ダムにおける管井の設計事例

設計項目	砂川地下ダムの管井の事例
井戸深度	基盤上面から-3m
掘削口径	550～600mm（ロータリー式ボーリングマシンを使用）
ケーシング口径	400mm
ケーシングの材質	防食処理鋼管（配管用炭素鋼鋼管に亜鉛メッキ（400g/m ² 以上））
スクリーンの種類	基盤上面から最低水位まで：巻線型スクリーン（開孔率 20%、スリットサイズ 1mm） 最低水位から平均貯水位まで：スリット加工スクリーン（開孔率 5%）
井戸底の構造	井戸底からのスライム吸い込み防止用の蓋（鋼板）を設置
土砂溜め	3m
充填材	帯水層部 ：単粒度碎石（粒径 5～13mm の川砂利） 帯水層上端 ：1 m 区間にコンクリートを打設 帯水層上端～地表面：スライムで埋め戻し
ポンプの種類	水中モーターポンプ
ポンプの能力	口径 125mm、37～55kw、吐出力 2,000m ³ /日
ポンプの設置位置	最低水位からポンプ上端までの水深を 2m 以上確保できる位置 （実際には、基盤上面から 1 m 程度高い位置に設置）

図 5.3.7 砂川地下ダムの管井の構造



(2) 集水井の構造

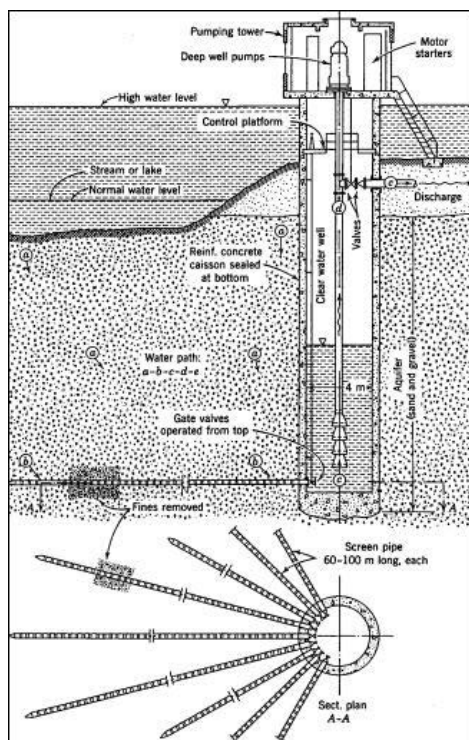
集水井は、豎坑とそこから帯水層内に放射状に設置する横孔よりなる。

豎坑は、人力掘削、バケット式掘削工法、発破工法等により掘削を行う。地下水面以深については、水中作業をともしない施工費が高くなるとともに、施工時の安全性確保の点から、地下水面下の施工区間を少なくすることが望ましい。掘削中及び完成後の坑壁の保護のため、鉄筋コンクリート枠、ライナープレートもしくは現場打ちコンクリート等のケーシングを設置する。掘削対象地盤より受ける土圧を考慮して、十分な強度を有するケーシングを用いなければならない。集水井にかかる土圧については、Terzaghi の式等からもとめる。豎坑の内径は、横孔を設置するための作業スペースを確保するため、3.0～3.5m とすることが多い。20m を超えるものは、施工時の安全性を考慮して 3.5m 以上とすることが望ましい。

横孔については、所要の取水量を確保できるように 1 基当たりの本数と延長を決定する。横孔の延長を伸ばせばより多く取水できるが、孔曲がりの程度が大きくなり取水性が低下するとともに、施工性が悪くなる。また、隣接する他の取水施設との干渉を起こしやすくなる。このため、横孔の延長については、掘削精度や取水性等を考慮して決定する。喜界地下ダムでは、孔曲がりを考慮し、横孔の延長を 50m としている。孔壁を保持するために、鋼管等からなる有孔管を横孔内に挿入する。

図 5.3.8 に、集水井の一般的な構造を示す。

図 5.3.8 集水井の構造

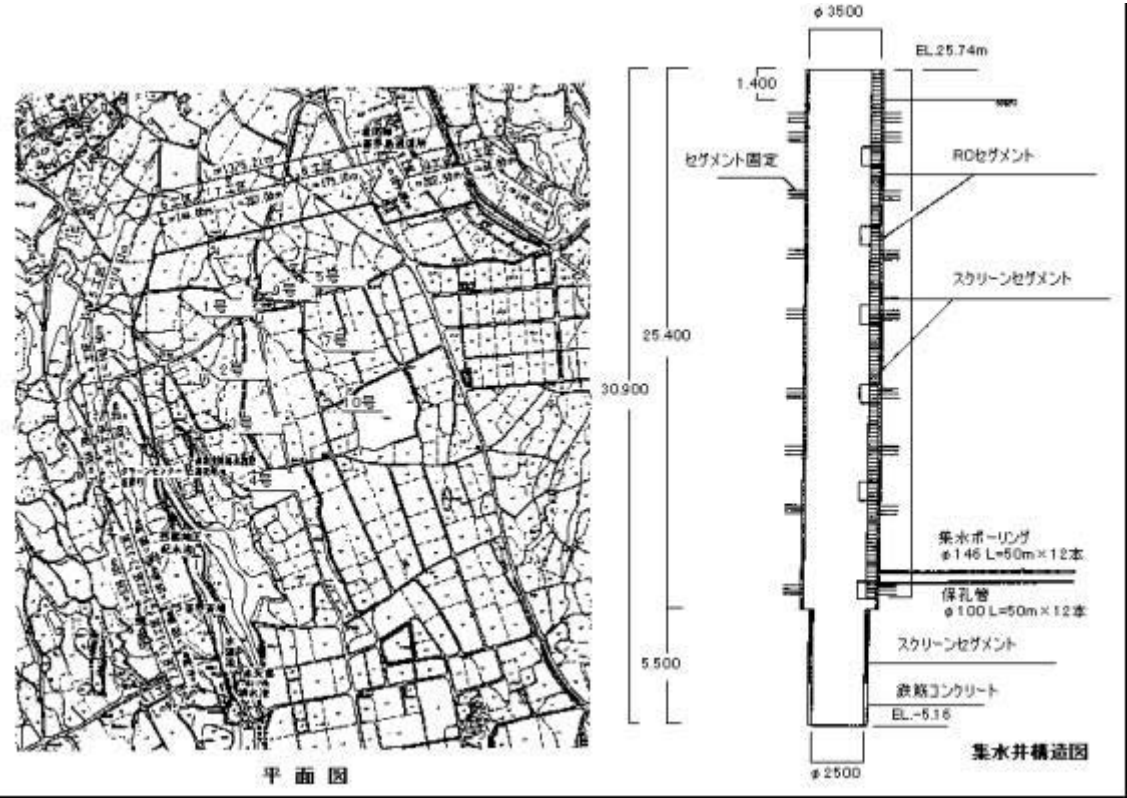


喜界地下ダムでは、取水施設として集水井を採用した。喜界地下ダムにおける取水井の概要を表 5.3.3 と図 5.3.9 に示す。

表 5.3.3 喜界地下ダムの集水井の諸元

項 目	諸 元	
施設数量	8 基（貯水域内に 150m間隔で設置）	
計画取水量	合計 46,900m ³ /日（1 基当たり 3,200～8,700m ³ /日）	
豎坑	深度：28.80～37.80m	
	掘削時の地下水面以浅	口径 3.5m、機械掘削（深礎工法） 鉄筋コンクリートセグメントケーシング
	掘削時の地下水面以深	口径φ2.5m、機械掘削（ボーリング工法） 現場打ちコンクリートケーシング
横孔	1 基当たり 21～24 本（2 段×10～12 本） 口径 80～100mm、延長 50m、先端間隔 15m 程度	

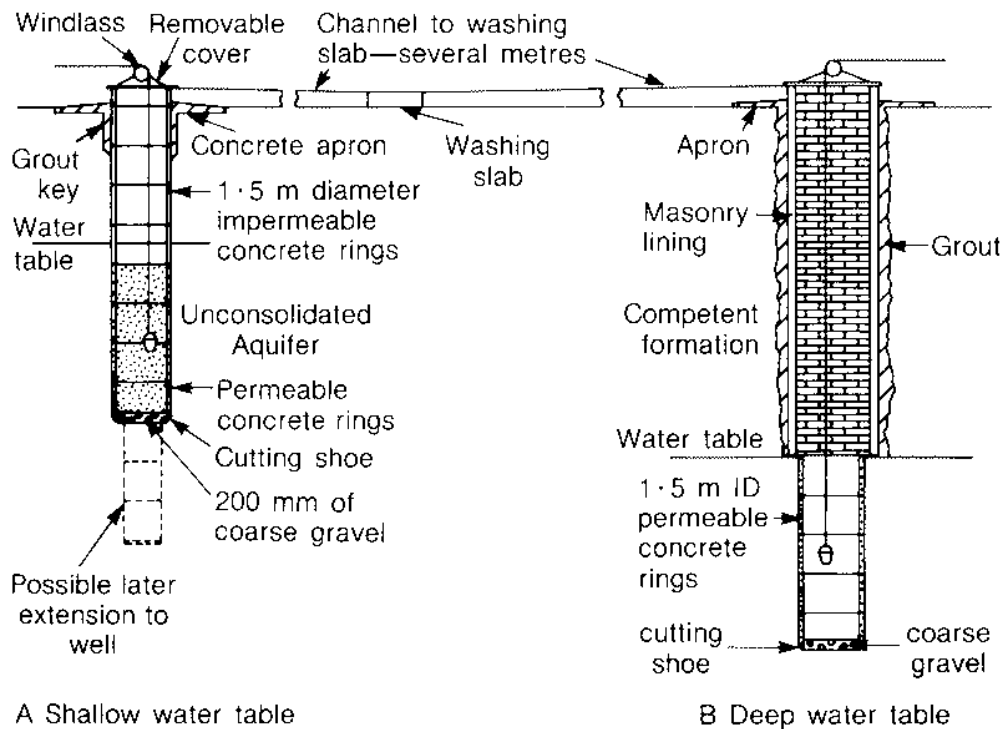
図 5.3.9 喜界地下ダムの集水井配置平面図と構造図



(3) 大口径井戸の構造

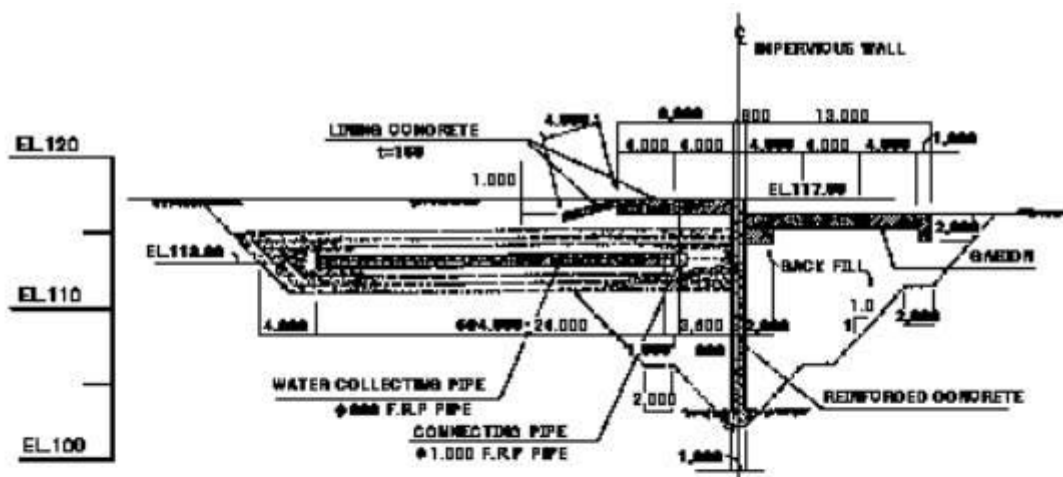
最低水位が浅い小規模な地下ダムでは、特殊な掘削機械を用いずに、人力でも施工できる大口径井戸が適する場合がある。この井戸は、口径 1~2m 程度で、鉄筋コンクリートまたはコルゲート管等をケーシングに用いる。ポンプ以外に、安価なつるべでの揚水が可能である。井戸上部に複数の滑車を設置することにより、多くの人が同時に揚水を行うことができる。西アフリカでは 40~50m 程度までの掘削事例があるが、地下水面以下の施工は、水替え作業が必要となるとともに孔壁が崩壊する可能性が大きくなるため、深くまで掘削できない。このため、地下ダム堤体の施工以前で、乾期等の地下水位の低い時期に井戸を施工する必要がある。軟らかい地層の場合は、スコップ等で掘削が可能である。硬い地層では、コンプレッサーを使用したピックハンマーやダイナマイト発破が用いられている。大口径井戸の構造の事例を、図 5.3.10 に示す。

図 5.3.10 大口径井戸の構造例 (Clark,1988 他)

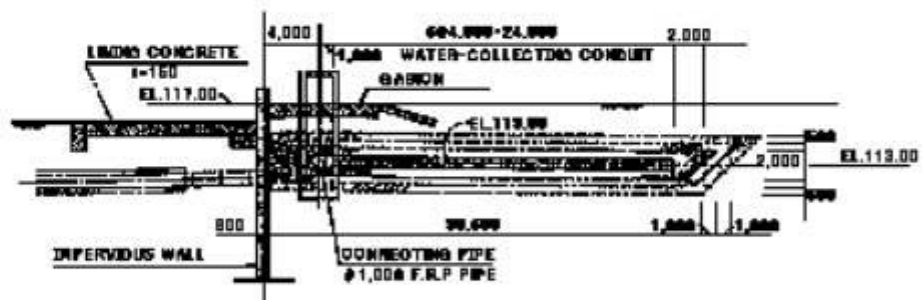


フィリピン国 Panagsinan 州の Diplo 地区及び Principal 地区では、地下水集水暗渠の集水管として、管径 60～80cm の有孔強化プラスチック管 35 本を地下水遮水壁から上流方向へ 4m 間隔で橢型に配置した。1 本当たりの暗渠長は、20～24m である。集水管の周りには、集水管直近から外側にかけて粒径が小さくなるように、粗粒フィルター（粒径 40～60mm）、中粒フィルター（粒径 15～40mm）、細粒フィルター（粒径 2～15mm）の 3 層のフィルターを設置した（図 5.3.12）。

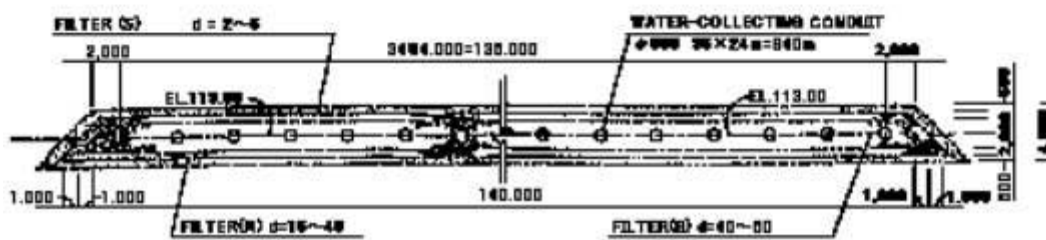
工事は、河床で掘削を行うため、流水のない乾期に集中して行う必要があった。さらに、工事中の浸透水対策として、工事箇所より上流側に排水用のピットを掘削し、これから開水路を下流まで掘削し、浸透水を排水している。



GROSS SECTION OF IMPERVIOUS WALL



VERTICAL SECTION OF WATER-COLLECTING CONDUIT

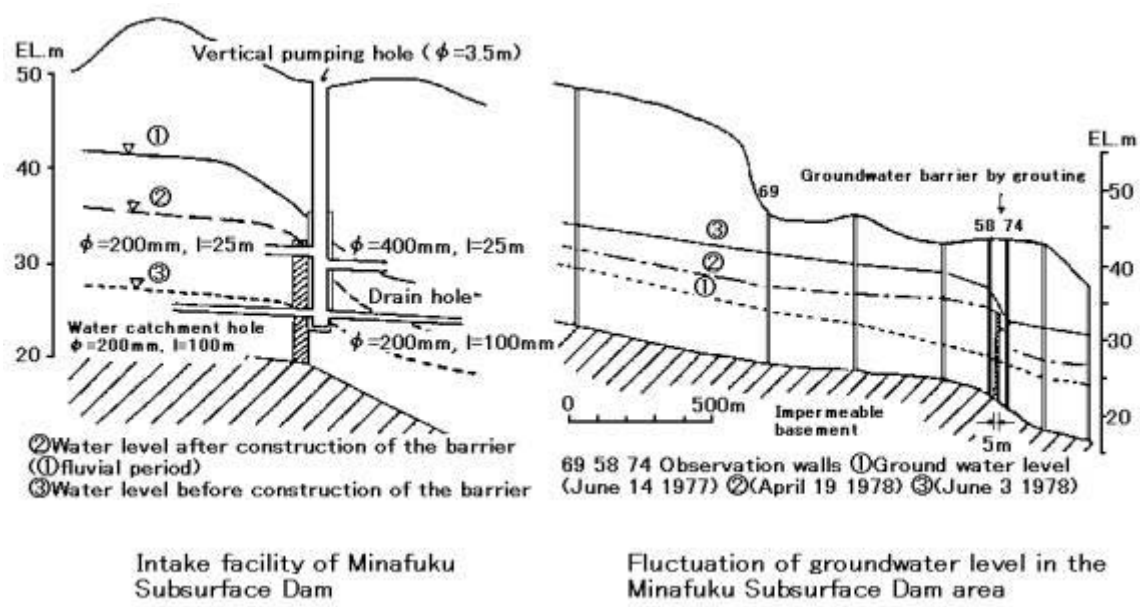


CROSS SECTION OF WATER-COLLECTING CONDUIT

(5) 集水横坑の構造

皆福地下ダムでは、集水縦坑を堤体下流側に設置し、縦坑内部から堤体を貫いて貯留層に達するように集水横坑を配置している。また、下流方向には坑口にバルブのついた排水横坑を設置し、排水もできるようにしている（図 5.3.13）。

図 5.3.13 皆福ダムの取水施設の構造



5.4 排水施設

5.4.1 排水の基本方針

排水施設は、地下ダム築造にともなう地下水位の上昇が、貯水域（地下水位の上昇が想定される貯水域外の流域を含む。）における土地利用、環境等に悪影響を及ぼすことを避けるために設置する。

地下ダムは、地下に設置した堤体により地下水を貯水する施設であり、堤体の決壊による災害発生の可能性はない。ただし、堤体によって地下水位が上昇することから、流域内に新たに湛水や排水不良を引き起こし、あるいは既存の湛水や排水不良を助長する可能性は否定できない。そこで、貯水域内の地下水位が一定の高さより上昇しない対策が必要となる。

堤高を低くすることで堤頂越流のみによって余剰水が速やかに排除され、貯水位を低く抑えられることが望ましい。しかしながら、必要な貯水容量を確保するために堤高を高くする場合や、海岸域に作られる塩水浸入阻止型地下ダムのようにもともと地下水位が高い場合には、貯水域内に排水施設が必要となる場合が多い。

排水施設の必要性については、原則として洪水解析を行って豪雨時等における地下水位の動向を予測して判断する。堤体設置前の地下水の通水断面と設置後の越流断面積の比較を行うとともに、越流部周辺の地盤の透水性から排水施設の必要性を概ね判断できる場合がある。

5.4.2 排水施設の位置・規模の検討

(1) 限界高水位の決定

限界高水位とは、地下ダム貯水域において、通常許容し得る最高の水位である。限界高水位は、貯水域内の低標高部等であって地下ダムの建設により貯水位と地表面の標高差が小さくなる箇所において、通常の土地利用を妨げない水位として決定される。

砂川地下ダムでは、貯水域は畑地が主体である。大規模な構造物はなく、人家はあるが地下室等の地下構造物は見られない。地表付近に岩盤が分布しているため、将来にわたって基礎工事や地下空間利用が地下深部におよぶことがほとんど想定されない。このため、砂川地下ダムの限界高水位は、作物が湛水・湿潤の影響を受けることがなく、地下1階程度の構造物に影響がないように地表面下3mとした。

(2) 排水計画基準年の決定

地下ダムの堤高及び排水施設を検討するに当たっては、ある規模の降雨を含む特定の年次を想定し、地下ダム建設後にその降雨に対する貯水位の変化状況の予測を行う。

その年の貯水位を限界高水位以下とするために必要な排水施設の諸元を定める。多い降水量を想定すれば、それだけ貯水位の上昇が大きくなる。貯水位を限界高水位以下に抑えようとするためには、堤高をより低くするか、排水施設を大きくする必要がある。この特定の年次を排水計画基準年という。

計画基準年を決定するに当たっては、過去 30 年程度の降水量データを用いて適当な地下水流動モデル等により推定した貯水位が、

①N 年に 1 回の確率で再現される高水位（N 年確率）

②降雨の観測資料より推定される最高水位（既往最大値）

のうち、いずれかの地下水位を有する年を排水計画基準年とする。N 年として、30 年から 50 年程度を採用する場合がある。

砂川地下ダムでは、50 日降水量と実際の地下水位変動の相関が高いことから、過去 30 年間について年最大の 50 日降水量を取り出し、岩井法及びガンベル法による確率計算を行った。その結果、30 年最大の 50 日降水量は 1966 年に発生し、岩井法では 287 年確率、ガンベル法では 76 年確率となった。この降水量は、50 年確率を上回っているものの、洪水発生は許されないとの判断から、砂川地下ダムでは 1966 年を排水計画基準年としている。

(3) 洪水解析

地下ダムを組み込んだ地下水流動モデルに、排水計画基準年における降雨パターンを与えて洪水解析を行い、地下水位及び地下水流動量の状況を予測する。その結果から、貯水域内で限界高水位を越える範囲を排水対象範囲とし、そこで限界高水位を越えないために必要な排水量等の排水条件を決定する。

洪水解析に用いる地下水流動モデルには、以下の①～③の機能を有し、地下水面形状を詳細に再現できるモデルを用いる必要がある。取水解析に用いるモデルと兼用することができる。

①外挿計算を行い得る理論的根拠が明確なこと。

②モデルに地下ダムを組み込め、地下ダム建設後の地下水位変動を予測できること。

③貯水域を含む解析範囲における任意の地点の水位を評価できること。

地下水流動モデルとして、基本計画策定等における概略の解析には、連結タンクモデル等の簡略なモデルが用いられる。施設の設計等を行うために、より詳細な解析を行う場合には、貯水域を細かく要素区分してモデル化した有限要素法等が用いられる。

排水対象範囲について、必要排水量等の排水条件を満たすように、排水施設の種類・構造・規模の検討を行う。想定された排水施設の機能を地下水流動モデルに組み込み、

排水計画基準年の貯水位が限界高水位以下となることを確認し、最終的に排水施設の諸元を決定する。

5.4.3 排水施設の種類・構造

地下ダムの排水施設は、排水計画基準年における貯水域の地下水位が限界高水位を超えないために必要な機能を有するものとする。

地下ダムの排水施設には、主に以下の方式が用いられている。

- ①堤体越流工
- ②暗渠排水工
- ③明渠排水工・明暗渠排水工
- ④横坑排水工（排水トンネル）
- ⑤揚水排水工（排水井戸）

排水施設の工種及び位置については、排水計画基準年における必要排水量及び貯水位の変動パターン、排水対象範囲の面積に加えて、地表面形状（標高）、帯水層及び地表付近の地盤の透水性等を考慮して決定する。

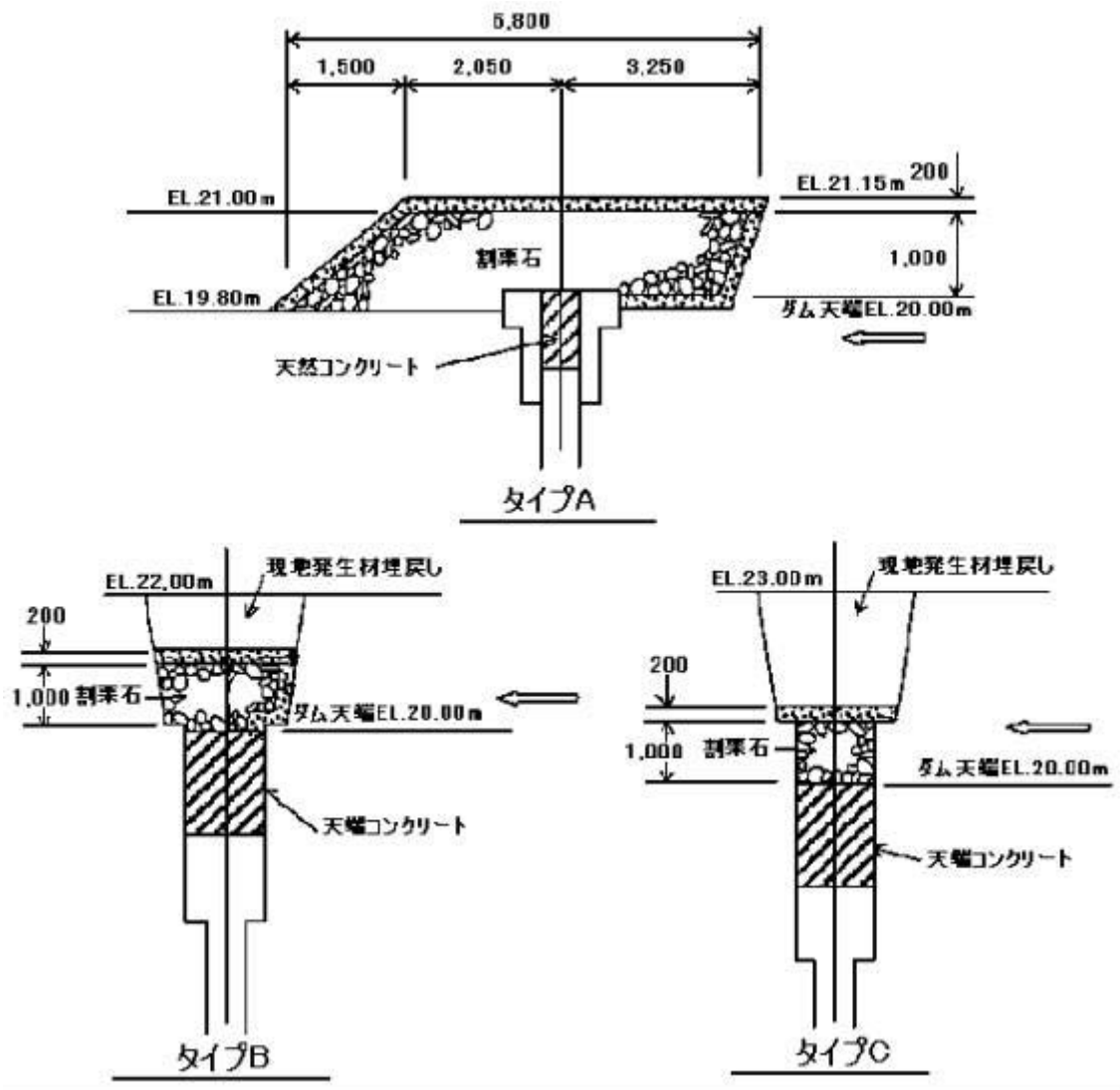
(1) 堤体越流工の構造

地下ダムの余剰水を速やかに下流に排出させるためには、ダム軸上越流部の通水断面積を十分確保し、堤頂越流量を多くすることが望ましい。堤体施工等により越流区間を縮小させる場合には、洪水解析を行い、十分な水量の排水が可能であることを確認する必要がある。堤体工法や地形等の施工条件により越流部の透水性確保が困難な場合、または、十分な規模の越流区間を確保できない場合には、別途排水施設を設置する。

開削工法や溝掘削による連続壁工法の場合、越流部の透水性を確保するため、掘削面の透水性を損ねないように留意して施工するとともに、越流区間を透水性材料で埋め戻す必要がある。

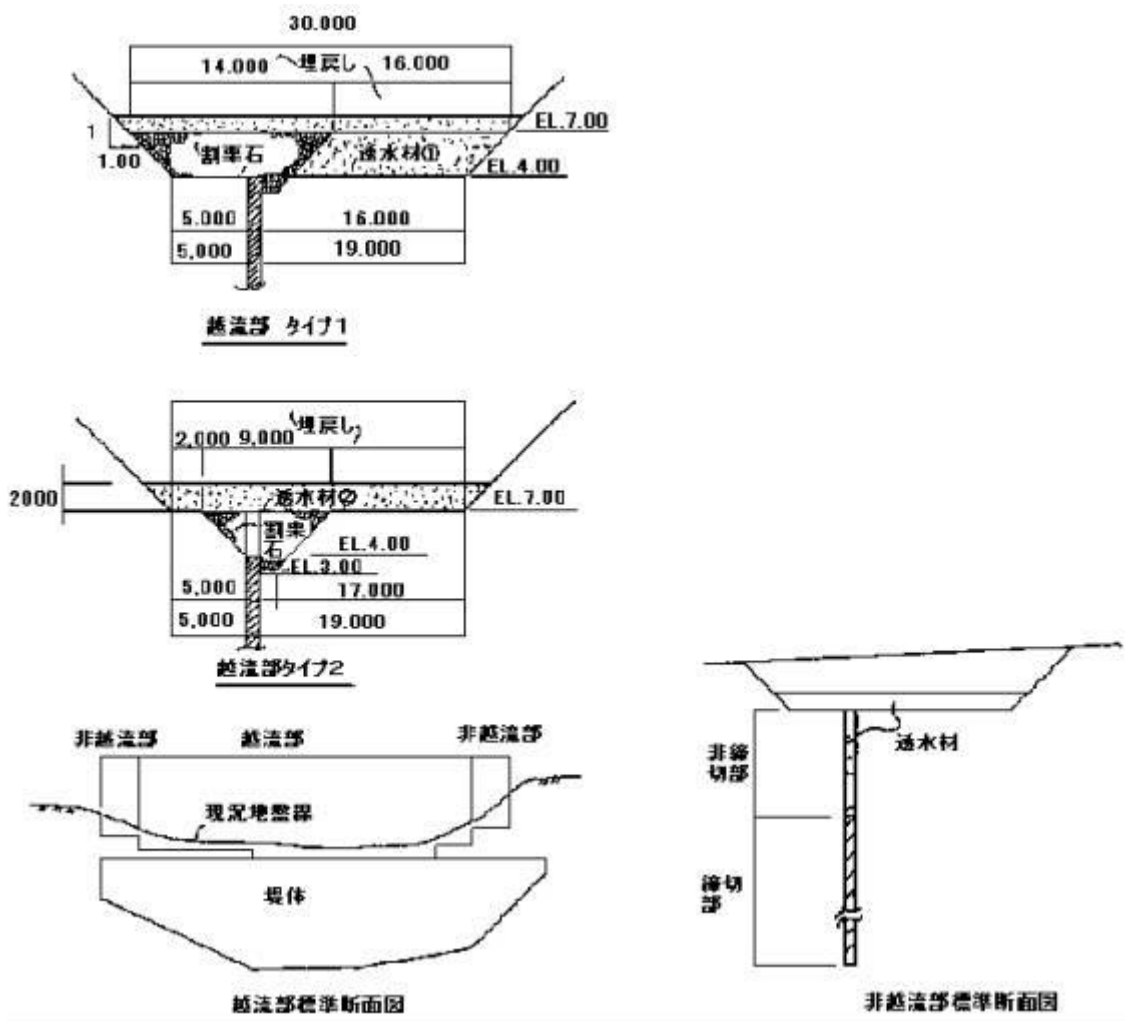
原位置攪拌工法により堤体を構築した喜界地下ダムでは、越流部において堤頂から1mの区間に割栗石を投入した後、現場発生材で埋め戻している。割栗石と現場発生材の間には厚さ0.2mの碎石層（φ40mm）を挟み、越流部が上部からの細粒分の流入により目詰まりしないようにしている（図5.4.1）。

図 5.4.1 喜界地下ダムの越流部の構造



地盤と堤頂の標高差が小さい場合には、開削し、堤体施工面と天端面をほぼ一致させて施工することが可能である。この場合、原型復旧に当たって、越流部周辺を広く透水性材で埋め戻すことにより、越流部の排水能力を大きくすることが可能である。米須地下ダムでは、幅 25～30m の区間を図 5.4.2 のように栗石及び現地発生透水性材で埋め戻すこととなっている。

図 5.4.2 米須地下ダム越流部の断面図



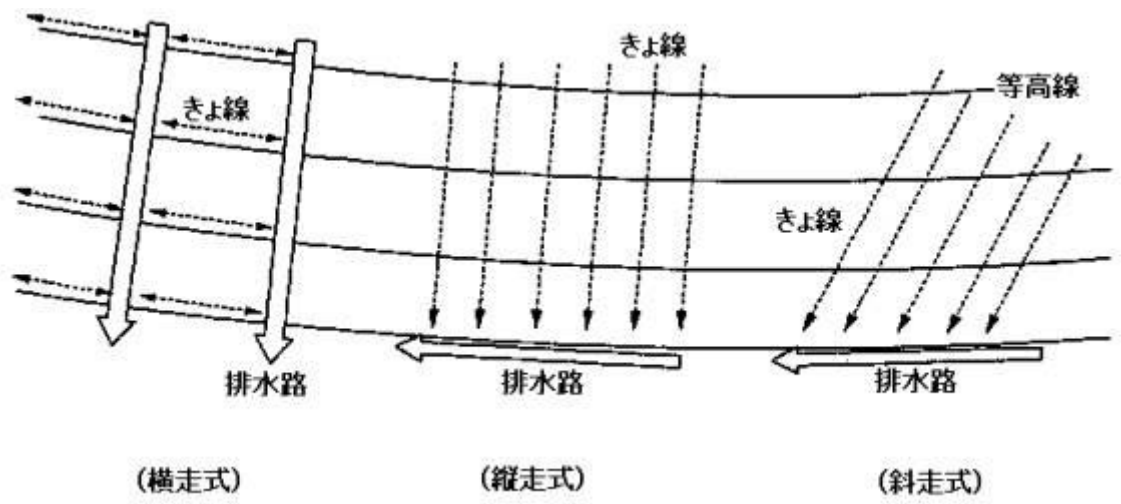
(2) 暗渠工の設計と構造

暗渠による必要排水量は、排水解析からもとめた全体計画排水量を排水対象面積で除して計算する。この必要排水量を排除できるように、暗渠の設置範囲、暗渠間の距離、設置深度を決定する。

暗渠による排水組織は、排水対象範囲の余剰地下水を集める「吸水渠」と吸水渠から地下水を集め地表排水路に流下させる「集水渠」から構成される。暗渠（吸水渠及び集水渠）の配置方式は、等高線に対してどのように渠線を配置するかにより、以下の方式に区分される（図 5.4.3）。

- ①横走式：ほぼ等高線沿いに渠線を配置し、傾斜方向に流れている排水路に導く。
- ②縦走式：等高線に対して直角に渠線を配置する。
- ③斜走式：等高線に対して斜めに渠線を配置する。

図 5.4.3 暗渠の配置方式



横断式は、地下水流動方向と直交するので捕水しやすい。ただし、集水渠または排水路に対して水の流れの方向が 90° 変わるのを、吸水渠の勾配がない場合には流下しにくい。一方、縦走式は、地下水→集水→排水の過程で水を流下させやすいが、地下水流動方向と渠線が平行となるため、吸水渠が地下水を十分に捕らえるためには相当な距離が必要となる。

吸水渠は、図 5.4.4 に示すとおり、吸水管及び疎水材から構成される。吸水管の直径については、図 5.4.5 の手順で決定する。

図 5.4.4 吸水渠の構造

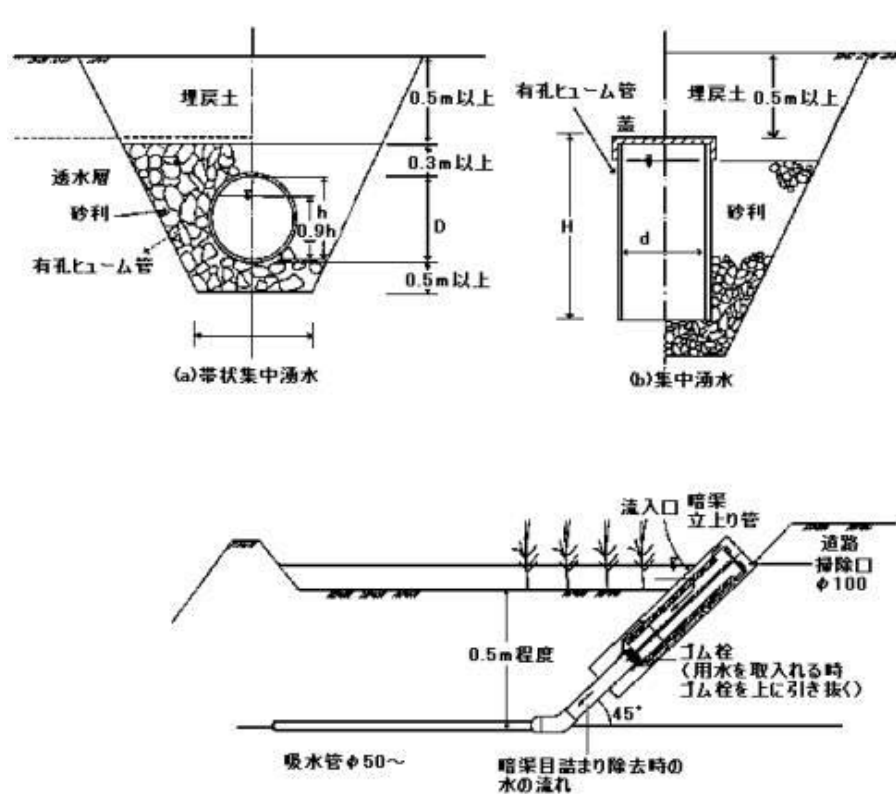
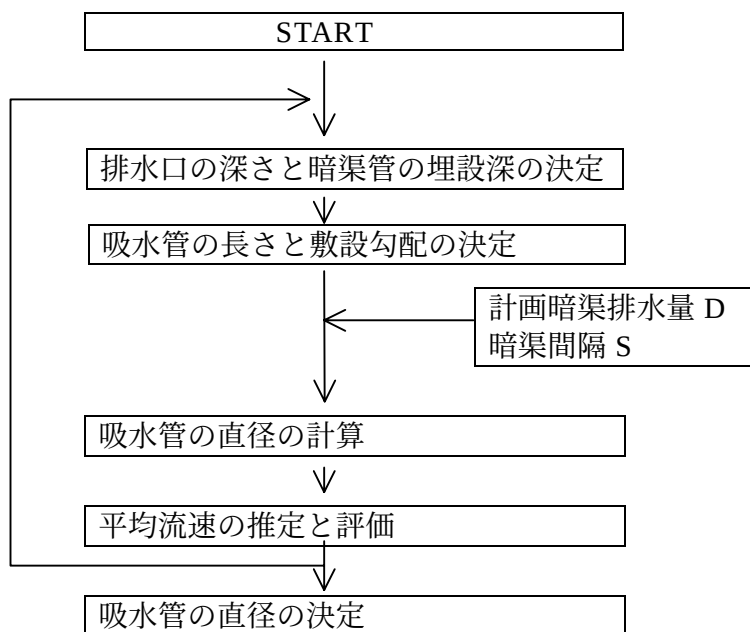


図 5.4.5 吸水管の直径の検討方法

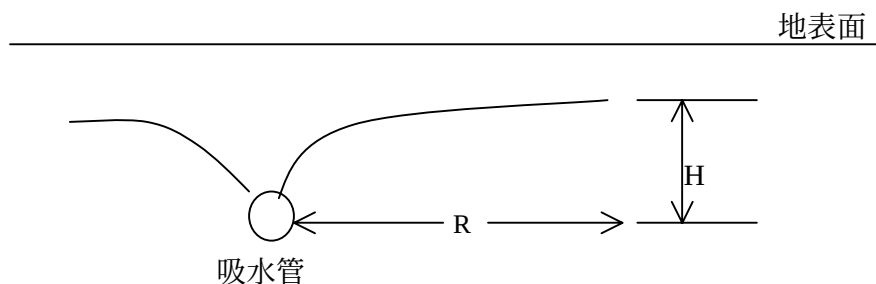


吸水渠における排水量を算定には各種の式が提案されている。その中から 2 つの公式を以下に示す（図 5.4.6 及び図 5.4.7 参照）。

$$q = 2 \alpha k H_1 / \ln(R/r) \quad \alpha = \pi/2 + H_1/R \text{ (ラジアン)}$$

q：吸水渠単位長当たりの集水量、r：吸水管の半径、H₁：吸水渠軸の帯水層内における深さ
R：影響圏半径（難透水層が深部にある場合の管暗渠公式）

図 5.4.6 吸水渠排水量の算定 (1)



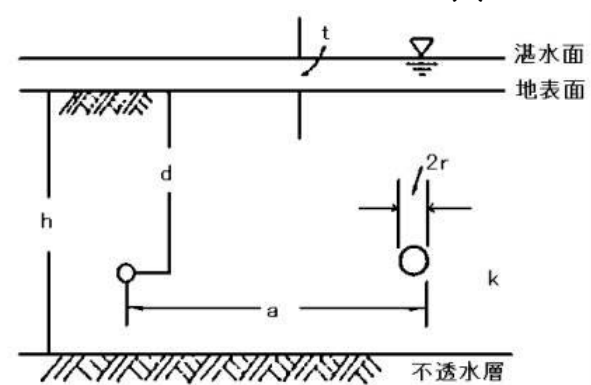
$$q = 2 \pi k(t + d - r) / \ln\{\tan(\pi(2d - r)/(4h))\}[\cot(\pi r/(4h))]\} \quad a/h \geq 1$$

$$q = 2 \pi k(t + d - r) / \ln\{\sinh(\pi(2d - r)/a)[\operatorname{cosech}(\pi r/a)]\} \quad a/h < 1$$

q：吸水渠単位長当たりの集水量、h：難透水層上面深度、t：地表湛水深 (=0)

k：透水係数(cm/s)、r：吸水管の半径、d：吸水管の深度、a：吸水管の間隔

図 5.4.7 吸水渠排水量の算定 (2)



吸水渠の配置間隔は、一般に 6～30m 程度であり、透水性の大きい地盤では広く、小さい地盤では狭くなる。暗渠管の敷設勾配は、排水対象地域の地形、落ち口となる排水路の深さ、暗渠管の埋設深に大きく支配される。一般に、吸水管の敷設勾配は、1/100～1/1,000 程度とする。

暗渠管の直径は、管内流速と暗渠 1 本当たりの計画暗渠排水量を満足するように選定する。また、管内での土砂の沈積、水あかの付着等による管断面の縮小を考慮し、計画流量を管計の 70% 程度の水深で流し得るようにすることが望ましい。暗渠管内の流速及び排水量は、Manning の式によりもとめることができる (表 5.4.1 参照)。

$$V = \frac{1}{n} \times (r)^{2/3} \times I^{1/2} \times \beta \quad \beta = [(\pi - \theta + \sin \theta \times \cos \theta) / 2 / (\pi - \theta)]^{2/3}$$

$$q = \frac{1}{n} \times (r)^{8/3} \times I^{1/2} \times \alpha \quad \alpha = (\pi - \theta + \sin \theta \times \cos \theta)^{5/3} / [2 \times (\pi - \theta)]^{2/3}$$

V: 管内流速(m/s)、r: 管の半径(m)、I: 敷設勾配、q: 排水量(m³/s)

n: 管の粗度係数(合成樹脂管(内面波状):0.016、合成樹脂管(内面平滑):0.012、素焼土管:0.013、素焼土管(陶管):0.012)

表 5.4.1 暗渠管の流量、流速計算表

$$Q = \frac{1}{n} \times r^3 \times I^{1/2} \times \alpha$$

$$V = \frac{1}{n} \times r^2 \times I^{1/2} \times \beta$$

$h/2r$	α	β	備 考
0.50	0.98954	0.62996	Q = 流量 (m ³ /s) r = 管の半径 (m) n = 粗度係数 I = 勾配 V = 流速 (m/s)
0.55	1.15917	0.65473	
0.60	1.32962	0.67558	
0.65	1.49699	0.69251	
0.70	1.65696	0.70541	
0.75	1.80468	0.71404	
0.80	1.93488	0.71799	
0.85	2.03932	0.71653	
0.90	2.10929	0.70827	
0.95	2.12655	0.68980	
1.00	1.97907	0.62996	

(注) $\alpha = \frac{(\pi - \theta + \sin \theta \cdot \cos \theta)^{5/3}}{[2(\pi - \theta)]^{2/3}}$, $\beta = \left[\frac{\pi - \theta + \sin \theta \cdot \cos \theta}{2(\pi - \theta)} \right]^{2/3}$

吸水管の管材には、必要な通水断面、強度、耐久性及び吸水性能を有し、施工性が良く、経済的なものを選定する。地下ダムの暗渠では、硬質塩化ビニール管がよく用いられている。

疎水材は、暗渠の集水能力及び目詰まりに対する耐久性を左右する重要な材料である。疎水材として、以下のフィルター条件を満たす洗い砂利または自然砂を用いることが望ましい。地下ダムの暗渠では、粒径 20~40mm 程度の碎石が疎水材としてよく用いられている。粒径が大きな礫の場合は、管体保護の点から好ましくない。疎水材の厚さは、吸水管の上部に 50cm 以上とすることが望ましい。

$\frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 15\% 粒径}}$	>5	(フィルターの透水性が十分あるための条件)
$\frac{\text{フィルター材料の 15\% 粒径}}{\text{フィルターで保護される材料の 85\% 粒径}}$	<5	(フィルターが詰まらないための条件)
$\frac{\text{フィルター材料の 85\% 粒径}}{\text{管の孔の径}}$	>2	(フィルター材料の粗さの条件)

吸水管の埋設深は、限界高水位に地下水位と吸水管の水位差を加えた深度より深い深度とする。例えば、限界高水位が GL.-3m であり、地下水位と吸水管の水位差を 0.5m とした場合には、吸水管の埋設深度は、GL.-3.5m 以深とする。

暗渠の末端は、河川または開水路に接続する。末端部において、自然流下で排水ができるように、暗渠末端の高さと河川・開水路の水位には十分な水位差があることが望ましい。しかしながら、豪雨時等で河川水等の水位が高く、自然流下で十分な排水量を確保できない場合には、暗渠末端と河川・開水路との間にゲートを設けるとともにポンプによる強制排水を行えるようにする。

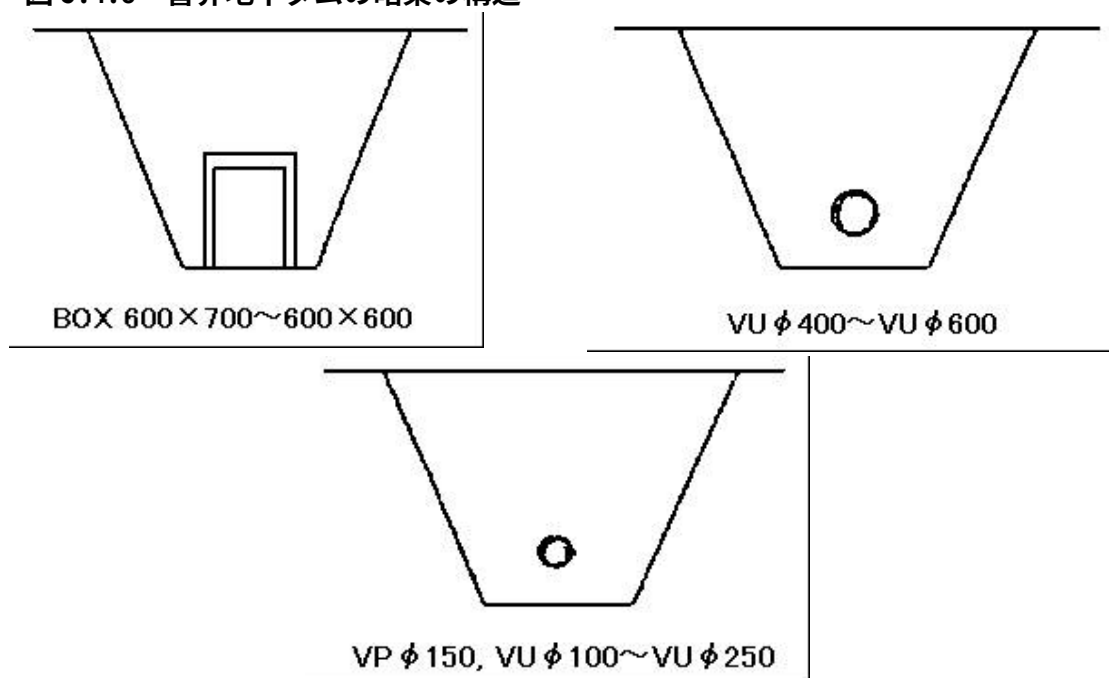
吸水渠の上流端には、立上がり管を設置し、地表から地表水の導入またはホース等の挿入により暗渠内の洗浄ができるようにする。

喜界地下ダムでは、排水施設として暗渠方式を採用した。喜界地下ダムの暗渠の諸元を表 5.4.2 に、構造を図 5.4.8 に示す。

表 5.4.2 喜界地下ダムの暗渠

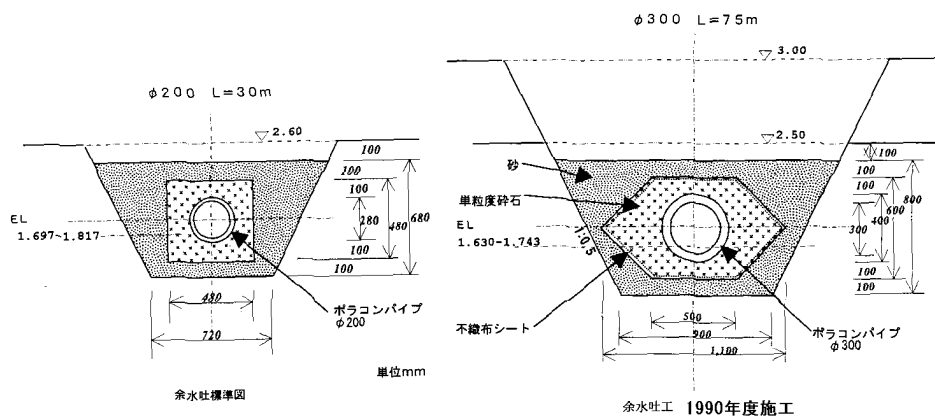
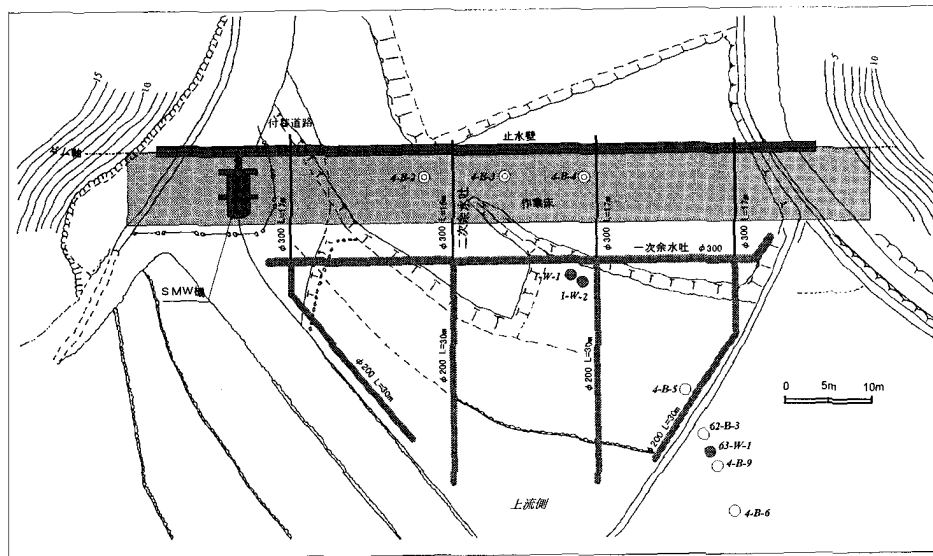
種類	諸元	
吸水渠	設置深度：地表面下 3.5m 以深（限界高水位－0.5m） フィルター材：碎石（最大粒径 20mm 以下） VP 管：φ150mm、L=3,380m VU 管：φ100～250mm、L=3,865m	排水対象流量 左岸側 0.180m ³ /s 右岸側 0.068m ³ /s
集水渠	ボックスカルバート：0.6×0.6～0.7、L=493m VU 管：φ400～600mm、L=1,819m	

図 5.4.8 喜界地下ダムの暗渠の構造



中島地下ダムでは、貯水域である沖積低湿地において、地下ダム築造による湿害、湛水を避けるため、貯水域内に地下水を集水する暗渠（一次余水吐）を設置した。さらに、地下水を集水し、かつ、集水した地下水を堤体天端より越流させるようにダム軸を横断する方向に暗渠（二次余水吐）を設置した。これらの暗渠は、口径 200～300mm のポーラスコンクリート管を用いるとともに、碎石及び砂のフィルター材で管のまわりの埋め戻しを行った（図 5.4.9）。

図 5.4.9 中島地下ダム の暗渠



千原地下ダムでは、排水施設として暗渠工が計画されている。全体実施設計時の暗渠工の諸元は、表 5.4.3 のとおりである。

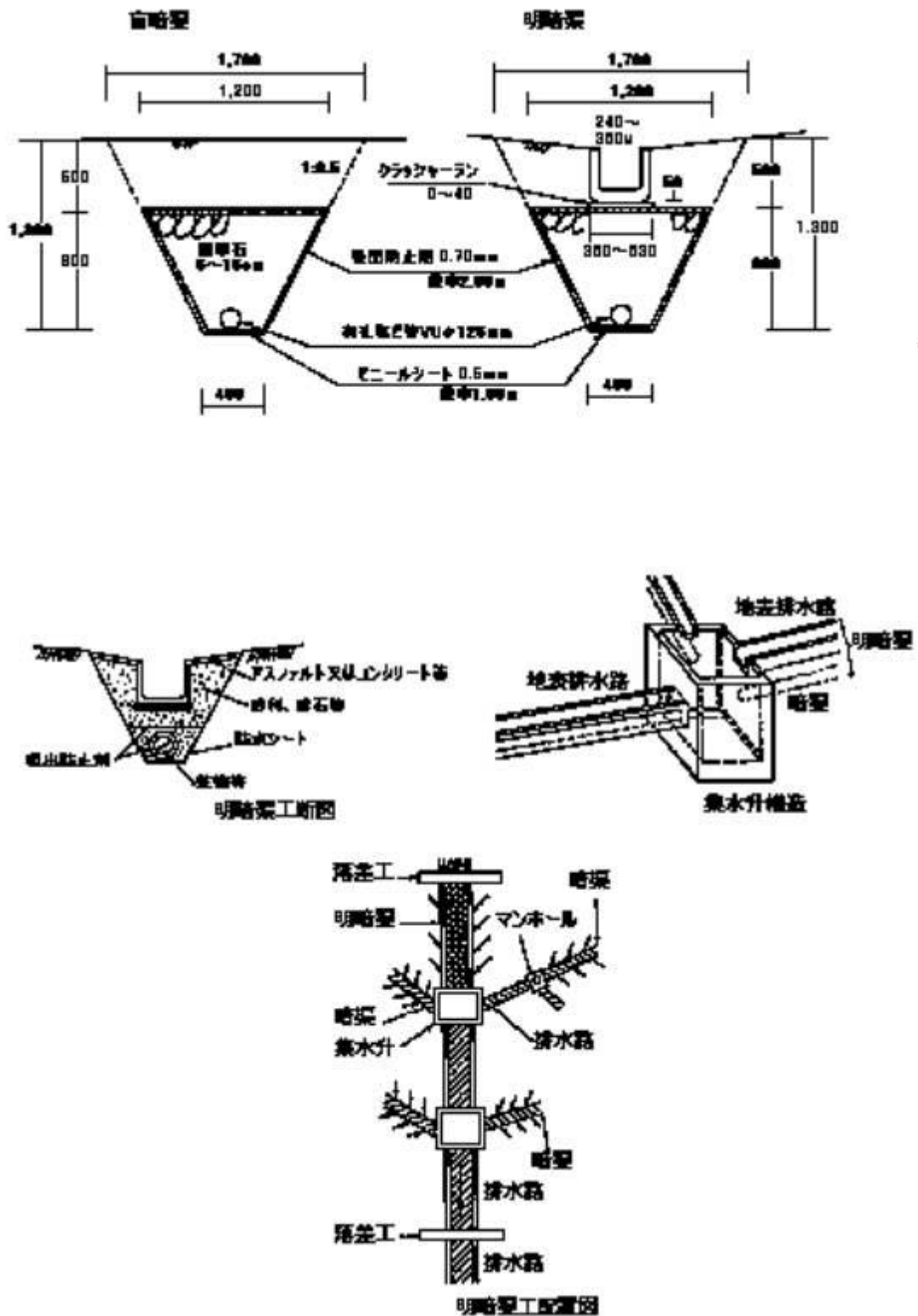
表 5.4.3 千原地下ダムの暗渠工の諸元

項 目	諸 元
湛水予想範囲	900m×500m
限界高水位	GL.-0.5m (耕作土層)
計画排水量	86,200m ³ /日 = 192mm/日 (50 年確率排水量)
暗渠の設置間隔	30m
布設深度	平均標高 1.5m (GL.-1.5m)
暗渠管	口径 100mm 硬質塩化ビニール管 (粗度係数 0.012)
暗渠排水可能量	245mm/日 = 暗渠 1m 当たり 6.67×10 ⁻⁵ m ³ /sec
敷設勾配	1/680
必要延長	15,300m

(3) 明暗渠工

明暗渠工は、排水路と暗渠を一体化して二階建構造とし、表層付近の地表水と地下水を効率的に一体的に排除するものがある。明暗渠工の一般的な構造を、図 5.4.10 に示す。

図 5.4.10 明暗渠の構造例



(4) 横坑排水工（排水トンネル工）

貯水域の地下にトンネルを設け、これに地下水を落とし込んで排水するものである。排水効果は大きいが、掘削対象地質及び地下水状況を考慮する必要があるうえ、一般に建設費が膨大なものになる。横坑排水工は、取水施設との併用を前提に検討すべきである。

皆福地下ダムでは、集水横坑で地下水を集水し、豎坑に落とし込んだ後に、下流方向へ設置した放水用横坑により排水できるようにしている（図 5.3.13 参照）。

(5) 揚水排水工（排水井戸）

排水のための井戸を設置し、ポンプによって排水を行うものである。必要な箇所から集中的に排水することができ、排出水はパイプラインでも輸送可能である。また、必要な箇所に取水用井戸がある場合には、これを排水用井戸として用いることができる。

揚水排水工は、排水のためにポンプの運転経費や維持管理費がかかる。また、地下水位の動向予測を行って排水の開始・停止の操作を行うなどの高度な管理が必要となる。揚水排水工は、排水対象範囲が限定され、計画排水量が比較的少ない場合に、他の排水工よりも有利となる場合がある。

5.5 管理等施設

5.5.1 管理等施設の種類

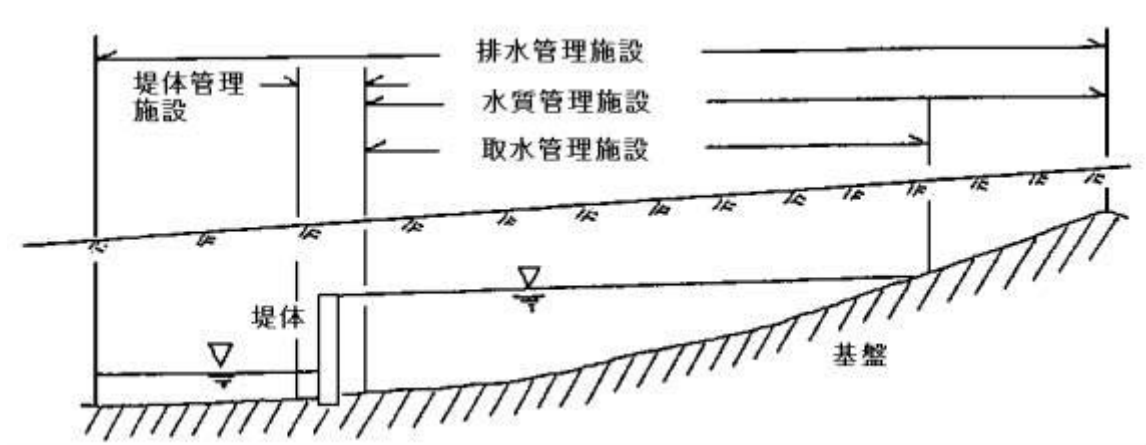
地下ダムの管理に当たっては、降水量等の気象、地下水位、地下水の水質等のデータを収集・解析することにより、地下ダムの機能の確認及び貯水状況の把握を行い、必要に応じて対策を講じる。

地下ダムの機能の管理を行うために、以下のような施設を設置する。

- 堤体管理施設
- 貯留水管理施設（取水管理施設、排水管理施設等）
- 水質管理施設（塩分管理施設等）

貯水状況を把握し、地下ダムを運用するためには、地下水位データの把握が不可欠である。地下水位の観測が行われる範囲を図 5.5.1 に示す。

図 5.5.1 地下水位観測の必要範囲



地下水位は、井戸またはボーリング等の地下水観測施設（観測孔）の孔内水位を観測することにより得られる。また、観測孔を利用して地下水を採水し、水質分析に供する場合もある。観測孔の位置、箇所数は、その観測の目的及び地下ダム流域の地形・地質・地下水等の水文特性によって決定される。

5.5.2 堤体管理施設

地下ダムの堤体及び貯水域は地下にあるため、決壊のおそれはない。堤体の管理は、堤体の遮水性の低下をとらえ、必要な対策を講じて、機能の維持に努めることにある。

人為的な掘削による破損、地震による亀裂、地下水による溶蝕・浸透破壊等が原因となって堤体の遮水性の低下が起こり、局所的な漏水を生じる。その結果、堰上げ型地下ダムでは、損傷部の直上流における地下水位が低下するとともに、直下流における

地下水位が上昇する。また、塩水浸入阻止型地下ダムでは、損傷部の上下流における地下水の塩分が変化することとなる。したがって、堤体管理のために、堤体直上流、直下流に観測孔を設け、定期的あるいは地震等が起こった際に地下水位または地下水の塩分（電導度）の観測を行う。

観測孔の配置は、ダム軸の上下流に概ね等間隔で設置する。観測孔の設置に当たっては、検知すべき漏水量の規模を想定し、ダム軸上下流の水位差及び帯水層の透水性等から漏水によるダム軸上流の水位低下量を推定する。この水位低下量と観測誤差から検知可能な水位低下量等を想定して、観測孔の配置間隔を決定する。観測孔の間隔を狭めれば、施設の設置経費及び観測の作業量が増加するが、より少ない量の漏水を発見しやすくなり、漏水箇所の特特定も比較的容易となる。

以下のような漏水に対する懸念がある箇所については、密に観測孔を設置することが考えられる。

- 堤体施工時の孔曲がり多発箇所等で、堤体の品質に懸念がある箇所
- ダム軸の折れ曲がり地点等で、地下水の流れが集中しやすい箇所
- 最終締め切り箇所、基盤上面深度が特に深い箇所等
- 空洞処理工等の特殊な施工を行った箇所
- 異なる堤体工法を併用した場合、堤体工法が変わる接合部
- 基盤の断層部等で基盤からの漏水の懸念がある箇所

宮古地区では、堤体・取水施設の設計時に基盤深度を確認するため、調査ボーリングをダム軸沿い及び貯水域内に多数行っている。これらのボーリング孔の一部を観測孔として残存させ、堤体損傷の位置を把握するために利用している。漏水量と水位低下量の関係及び観測誤差を検討して、検知可能な水位低下量を 3cm とし、観測孔の間隔が 200m 以内であれば、想定した規模の漏水箇所を検知できると判断している。

地下水位の観測には、自記水位計を用いた連続観測と携帯用水位計を用いた手測り観測がある。堤体管理に当たっては、観測箇所数が多いことや、漏水が発生してもそれが水位分布に反映されるまで時間がかかること、漏水が生じて下流に被害を及ぼすおそれがないこと等から手測り観測で十分である。

5.5.3 貯留水管理施設

地下ダムの貯留水管理として、取水管理と排水管理があり、貯水量、取水量、高水時の排水量、漏水量が管理の対象となる。これらの管理を行うに当たって計測するデータは、降水量等の気象データ及び地下水位である。地下水の流量は、直接計測することが困難であるため、地下水位の計測から流量を推定し、管理する必要がある。

宮古地区では、取水管理を行うに当たって、全体で 171 台あるポンプの管理を簡素化するために、5～15 台をひとまとめにして運転制御を行う群機場（group pumping station）とすべての群機場を統括する中央管理所に役割を分割している。表 5.5.1 に、中央管理所と群機場の管理内容を示す。

表 5.5.1 宮古地区の取水管理

管理施設	管理内容
中央管理所	①貯水状況や主要施設（群機場、加圧機場、ファームポンド等）の状況について計測されたデータの集積、表示、監視 ②群機場単位の取水ポンプの運転、停止 ③貯水量、降水量、取水量等のデータ処理（収集、演算、記録）、データの帳票出力
群機場	①ポンプ毎の取水量、井戸内水位、ポンプ運転時間の計測・記録 ②ポンプ起動準備のための井戸内水位、ファームポンド水位の監視 ③ポンプ運転中の無送水、井戸内水位低下の監視 ④ポンプの受電監視（漏電、過負荷等） ⑤ポンプの運転操作場所切り換え（群機場での操作／中央管理所から遠隔操作） ⑥ポンプ運転方法の切り換え（自動制御／個別手動操作） ⑦ポンプの手動操作（運転－停止操作、運転場所切り替え） ⑧ポンプの自動制御（運転台数の選択、ファームポンド水位に連動した運転等）

排水管理では、特に、地下水位と降水量のデータから、今後の地下水位の状況を予測できるシステムが必要となる。強制排水を行う際に、排水開始水位を低く設定すると利用水量が減少し、高くすると高水による被害の危険が増大する。このため、事前に各種の降水パターンと対応した地下水位変動をコンピュータシミュレーション等によりモデル化しておき、予備排水開始の判断基準とすることが考えられる。排水管理に必要な地下水位データを得るために、貯水域内で最も洪水被害を受けやすい箇所に観測施設を設置することが望ましい。

5.5.4 水質管理施設

水質管理施設は、貯留水の水質を保全することを目的として、貯留水等の地下水の水質を的確に把握し、コントロールするための施設である。水質管理施設の種類には、水質観測施設と塩分除去施設がある。

(1) 水質観測施設

水質の観測対象は、貯留水、上流域の地下水、堤体下流の地下水、貯留層から取水した地下水、流域内の地表水等がある。これらの水の水質計測・採水は、観測孔に加えて、取水施設または排水施設等を利用して行う。水質観測に用いられる観測孔は、地下水位観測用と併用することが多い。

深度別の水質の状況を把握するために、観測対象深度にスクリーン位置を限定して、深度毎の水質観測・採水を行える観測孔を複数設置する場合がある。この場合には、スクリーン上下の遮水を十分に行う必要がある。

水質観測は、人力による現場計測・採水の他、現地に自記計を設置し自動観測を行う場合がある。観測手法及び観測頻度は、対象とする地下水について想定される水質変化の状況等を考慮して決定する。地下水の流動は一般に遅いため、水質は地表水ほど激しく変化することは少ない。ただし、海岸域における塩水－淡水境界付近では、塩水塊を引き込むことにより急激に塩水化することがある。このため、塩水浸入阻止型地下ダムでは、塩分について頻繁に、または連続的に観測を行えるようにするべきである。

塩水浸入阻止型地下ダムでは、水質管理は、取水管理と密接な関係がある。すなわち、取水した水の塩分または貯留水の塩分が許容値以上とならないように取水を行わなければならない場合があるためである。このような地下ダムでは、地下水の塩分をリアルタイムで把握し、変化があったときには速やかに取水管理に反映できるような体制を整えておく必要がある。

(2) 塩分除去施設

塩水浸入阻止型地下ダムでは、堤体締め切り時に貯水域内に残留する塩水塊や、地下ダムの運用（取水）により堤体や基盤から浸透してくる塩水が問題となる。これらの塩水が地下ダム運用の障害となる場合には、塩分除去施設を設置し、塩水を貯水域外に排除する。

米須地下ダムでは、貯水域内の残留塩水及び貯水域内へ浸透してくる塩水の排除のため、ダム軸沿いの貯水域内に井戸を設置し、除塩井戸により塩水をポンプ排出する計画となっている。全体実施設計時点では、貯水域内の標高-20～0mに残留する約 2,200 千 m^3 の塩水を除去対象とし、表 5.5.2 に示す井戸を 5 箇所を設置して 2 年間かけて排出することとしている。

表 5.5.2 除塩用井戸の諸元

井戸深度	井戸口径	吐出量(1 箇所当り)	ポンプ出力	ポンプ形式
70m	300mm	0.4 m^3 /分	7.5kw	深井戸用水中モーターポンプ

5.5.5 地下水人工涵養施設

地下水の有効利用方法の一つに、地下水の人工涵養がある。すなわち、地下水人工涵養施設等を利用して、無効流出する地表水を地下に浸透させ、利用できる地下水量を増やす方法である。地下水の涵養方法には、以下のような種類がある。

表 5.5.3 地下水涵養工法

方法名		概要
井戸涵養法 (注入法)	自然注入法	注入井を地下水頭よりも上に設置し、水頭差を利用しながら、地下水面上から浸透させる。
	加圧注入法	ポンプ等を利用し、静水状態よりも高い水頭圧で圧入する。
地表涵養法 (拡水法)	浸透池法	浸透池を掘削し、浸透させる。
	溝渠法	地表に溝を掘り、水を流して浸透させる。
	地下トレンチ法 (暗渠)	地下数 10cm に有孔管等を横方向に設置し、そこに水を流して浸透させる。
	水田法	非灌漑期の水田に水を張り、浸透させる。

地下水人工涵養施設の設置に当たっては、用地の確保や施設の管理方法等が問題となる場合がある。これについては、未利用の氾濫原に簡易な堰堤を設置するなどして、豊水年の地表水を貯留し、貯水層内に浸透させるような施設等が考えられる。

地下水人工涵養では、涵養用水に含まれる細粒分が浸透面に沈積し、目詰まりを起こすことが大きな問題となることが多い。また、バクテリア等の繁殖により目詰まりが生じる場合もある。このため、良質の涵養用水を確保するとともに、定期的に浸透面の透水性を回復させることが必要となる。井戸の場合は、逆流洗浄で目詰まりの原因となる細粒分を取り除くことができる。浸透池では、あらかじめ浸透面に砂を敷き詰めておき、定期的にその砂を交換する方法等がとられている。

宮古地区の浸透池では、浸透池内を 2 つに仕切り、一方の部分に涵養用水を最初に導水させて細粒分を沈殿させてから、もう一方の部分に導水し地下浸透させるようにしている。

中国の三潤堡地下ダムは、堤長 1,200m、最大堤高 23m、総貯水量 614 万 m³の規模をもつ計画中の塩水浸入阻止型地下ダムである。この地下ダムでは、帯水層上部の難透水層を取り除き、人工水路及び井戸により地表の河水および降水を直接帯水層に浸透させ、地下水の涵養量を増加させることが計画されている。さらに、地表水の貯留と地下水の涵養を目的とした四つの水力自動転倒ゲートの設置が考えられている。このうち、最下流に設置するゲートは、防潮の機能も持っている。三潤堡地下ダムの地下水人工涵養施設計画を表 5.5.4 に、全体施設計画を表 5.5.5 及び図 5.5.2 に示す。

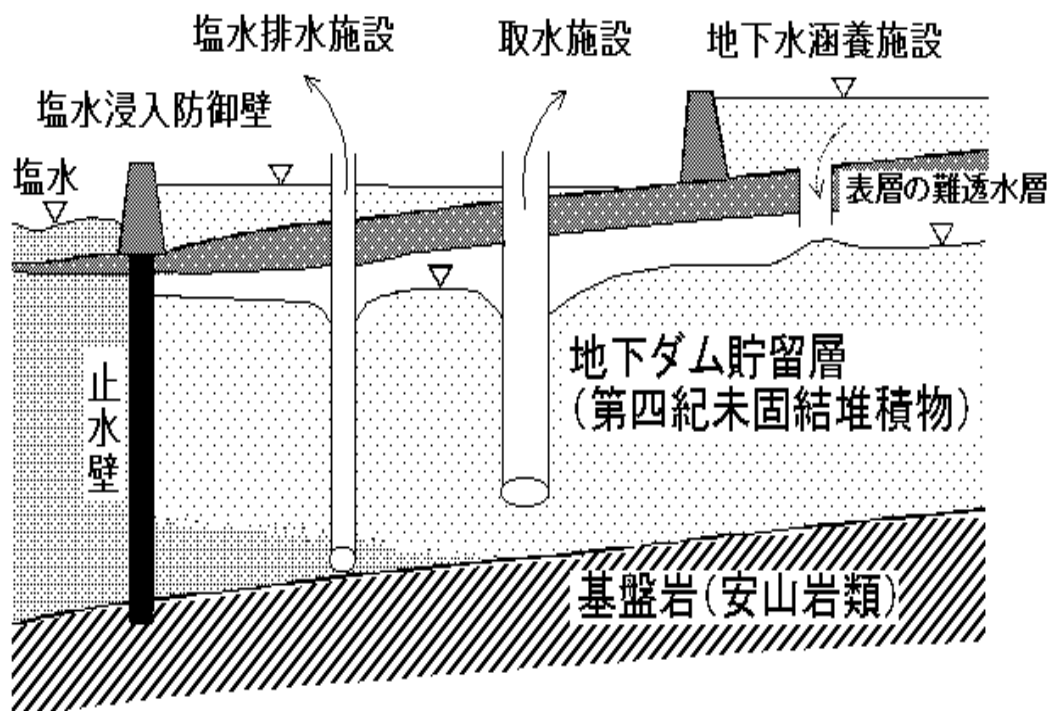
表 5.5.4 三潤堡地下ダム地下水人工涵養施設の計画

施 設 名	概 要
①涵養用水路	河川の本流の河床に 10～20m 間隔で垂直に設置する。設計総数 300 本、長さ 50～100m、幅 2.0m、深さ 1.5～2.0m である。目詰まり防止のため、礫を層状に裏込めしフィルター層とする。 河川の支流に長さ 20m、幅 2.0m、深さ 2.0～3.5m の人工水路 20 本を設計し、礫の等級別に裏込めする。
②涵養用井戸	本流に設けた人工水路に 10m 間隔で、人工的に井戸を掘る。2,000 孔設計するものとし、井戸口径 1.0m、深度 2.0～3.5m、礫の等級別に裏込めする。
③洪水調節防波ゲート	地下ダムと一体のものとして地下ダム上部に建設するもので、地表ダムおよび水力自動転倒ゲートから成る。洪水調節ダム部分は堤長 400m、平均堤高 2.0m、水力自動転倒ゲートはゲート長 100m、高さ 1.5m で、貯水能力は 10 万 m ³ 。
④洪水調節ゲート (水力自動転倒ゲート)	上流の 3 箇所に設置。設計平均長さ 75m、高さ 1.2m。 総貯水能力は 3.5 万 m ³ 。

表 5.5.5 三潤堡地下ダムの全体施設計画

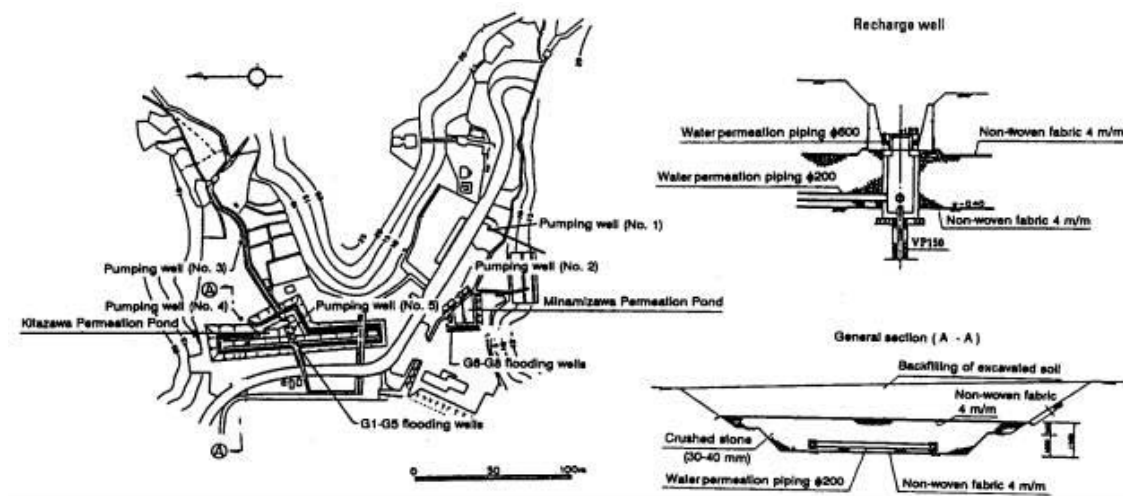
項 目	事 業 量	内 容
1. 地下堤体	延長 1200m 深さ 2.5～23m	帯水層に堤体築造 グラウト工法 砂礫層
2. 地上堤体	塩水浸入防御壁 L=400m H=2m	ダム軸の地上部に塩水の浸入を防止する壁の築造
	洪水防御壁 3ヶ所 L=75m H=1.2m	洪水時に淡水がダム上流部に貯留されるように河川堤防の一部として築造
3. 注水施設 (地下水人工涵養施設)	浸透溝 300 条 L=50～100m、B=2m、 D=1.5～2 m	洪水時に地表水を効率良く帯水層に注水するため、河川敷に 2 種類の注水施設を築造
	注水井戸 2,000 井 φ=1m、D=2～3.5m	
4. 集水施設	暗渠 4 条 φ=1m、 L=400m、埋設深 4.5～6m	帯水層から取水するため、ダム上流部に有孔管を敷設
5. 揚水施設	集水井戸、揚水ポンプ φ=10m	集水暗渠の両端に取水井戸を設置
6. 排水施設	排水施設 L=15km	集水域内の汚水が地下ダムに浸透することを防ぐため設置
7. 塩水排水施設	塩水排出井戸 4 井 φ=5m、D=10～15m	ダム軸上流部に塩水排出用の井戸を設置
8. 監視・管理施設	観測井 15 井 制御施設 1ヶ所	水位、水質の観測と全体施設の管理

図 5.5.2 三澗堡地下ダム縦断模式図



常神地下ダムでは、貯留域内にグラベルパイル、浸透池（2箇所）、注入井戸 8 基を設置して、地下水涵養の促進を図っている。浸透池は、河川以外の表流水等を集水し、注入井戸へ導く機能と池自体の浸透能力をもたせるようにしている。浸透池の施工では、表土層を掘削し、碎石（粒径 30～50mm）により深さ約 2.3m まで置き換えし、覆土を行った。碎石は、織布（厚さ 4mm）で包み、土砂の流入を防止している。注入井戸は、河川水と浸透池で集めた水を地下に涵養するためのものである。常神地下ダムの地下水人工涵養施設の配置及び構造を、図 5.5.3 に示す。

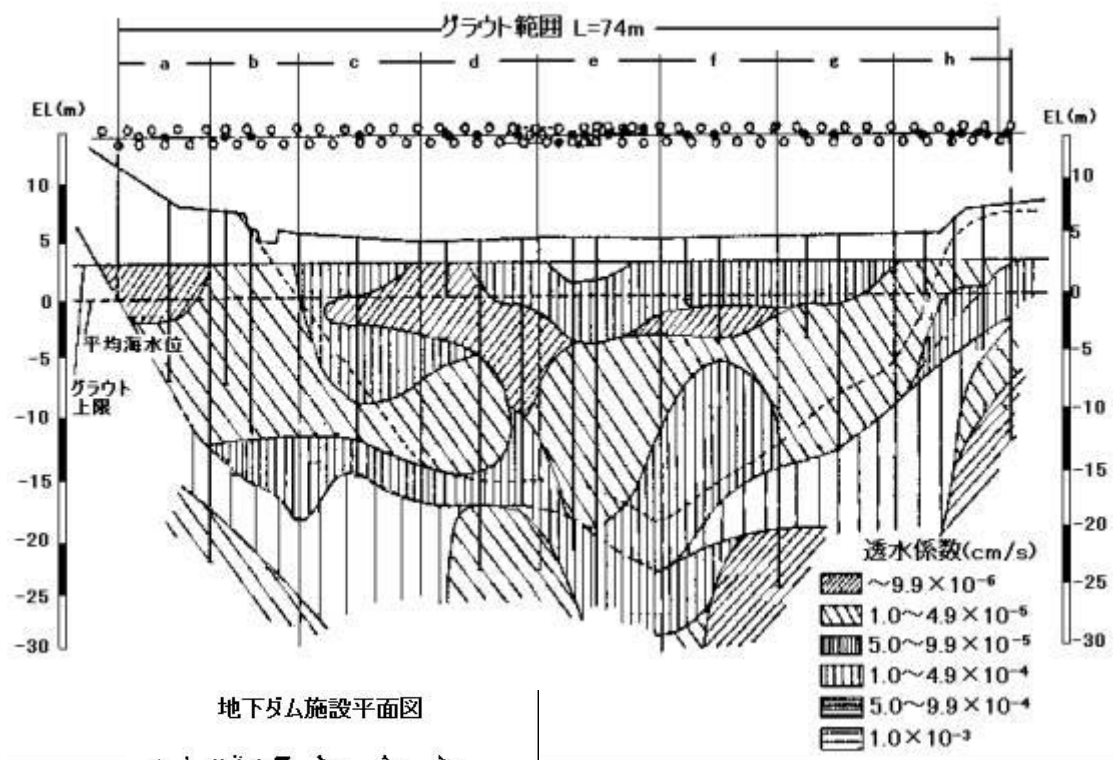
図 5.5.3 常神地下ダムの地下水人工涵養施設



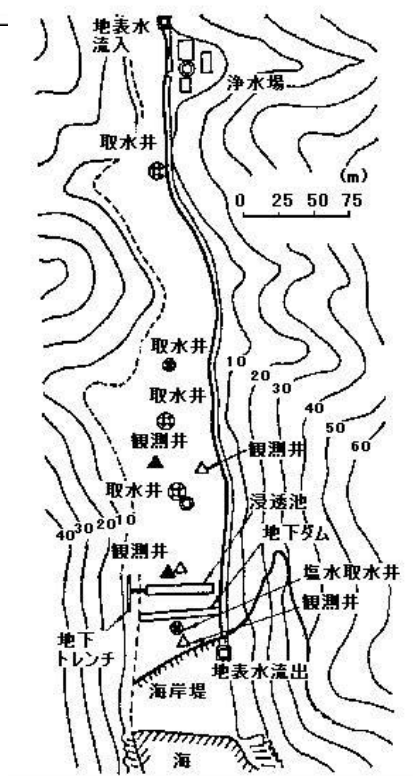
樺島地下ダムでは、貯水域内に、浸透池及び地下トレンチ（暗渠）が設置されている。これらの施設は、地表水を一時貯留し、無効流出を抑え、地下水涵養を促進させるための施設である。地下トレンチは、右岸部に埋設され、豊水期に 250mm の涵養を行った実績がある。樺島地下ダムの施設の配置を、図 5.5.4 に示す。

図 5.5.4 樺島地下ダムの施設

透水試験結果(注入後)



地下ダム施設平面図



第6章 施工

6.1 施工計画

6.1.1 現場条件・工事条件の把握

施工計画を策定するに当たって、現場条件及び工事条件を調査し、把握しなければならない。現場条件とは、地形、地質、気象、地下水状況等の施工の制限因子となる現場の自然条件をいう。工事条件とは、工事用電力、工事用水、各種規制、関係機関との連絡・調整等、施工の際に考慮しなければならない社会条件をいう。地下ダムにもとめられる機能や設計思想を十分に理解し、これを現場条件及び工事条件と照合して、施工上考慮すべき事項を明らかにする。

6.1.2 設備・機械・調達計画

工事を行うに当たって、必要な施工設備及び施工機械の種類、規模、性能及び配置を検討し、設備・機械計画を策定しなければならない。設備・機械計画を策定するに当たっては、地下ダムの各種施設の設計諸元、現場条件、工事条件、施工方法、施設規模、施工工程等を考慮する必要がある。

工事に使用する機械・材料については、工事開始前にその調達計画を検討する必要がある。特に、地下ダムの堤体施工には、特殊な掘削機械及び材料を使用する場合がある。このような特殊な機械を使用する場合には、機械の所在地と保有台数をあらかじめ把握し、工事に必要な期間に調達が可能であることを確認する。また、特殊な資材を使用する場合には、その供給体制を調査し、工事に支障がないことを確認しておく。機械が大型の場合あるいは資材が大量にある場合には、輸送方法や輸送経路の検討も必要になることがある。

6.1.3 工程計画

地下ダムの工程計画には、各施設をどの順序で施工するかを検討する全体工程計画と、各施設について施工の際の作業順序を検討する施工工程計画がある。

堰上げ型地下ダムにおいては、堤体を施工することにより、貯水域の地下水位が上昇する。集水井、集水豎坑＋集水横坑、集水トレンチ（暗渠）等の取水施設を設置する場合には、堤体の施工前で貯水域の地下水位が低い時に施工した方が、水中施工を少なくでき、経済的かつ安全に施工できる。また、排水施設についても、同様に堤体工の前に施工を行うことが適当な場合がある。一方、管井は、貯水域の水位に関係なく施工ができる。また、堤体施工により貯水位が過剰に上昇するおそれがある地下ダムにおいては、堤体施工に先行させて排水施設を設置することが必要である。

このように、現場条件や取水施設・排水施設の種類、構造、施工性等を考慮した上で、堤体施工の時期と照らし合わせて、最適な全体工程計画を策定する。

降水量、風力、気温、地下水位変動等の気象現象による施工の可否は、施工工程を左右する。したがって、工程計画を策定する際には、気象・水象の制約を受ける設備や作業に対して、施工の可否を判定する基準を設け、少なくとも過去 10 年間にわたる気象データに基づいて、年間稼動日数の推定を行う必要がある。

河床を含む箇所地下ダムを建設する場合には、洪水時または雨季における河川水の増水に留意する必要がある。特に、開削工法による堤体施工では、施工箇所に流水が流れ込んだ場合は、掘削溝の崩壊等が生じる可能性がある。このため、雨期と乾期が明瞭な地域に小規模地下ダムを建設する場合には、雨期の終わりに堤体工を開始し、次の雨期が始まる前に工事を完了できるように工程計画を策定する必要がある。工事中に流水の影響を避けることができない箇所では、堤防による工事箇所の保護や転流工が必要となる。

6. 1. 4 管理基準値の設定

各施設の品質管理及び出来型管理のために、適切な管理基準値を設定しなければならない。管理基準値は、施工技術上遵守可能な範囲で設定するものとする。設定した管理基準値を遵守しても、所定の設計値を満足しない場合には、設計の趣旨に基づいて、設計値あるいは施工数量を見直すことも検討しなければならない。

6. 2 施工及び施工管理

施工は、工事用地の確保と整形、仮設構造物の施工、施工設備の設置、施工及び原型復旧の順に行われる。施工に当たっては、工程管理、品質管理、出来型管理及び安全衛生管理を実施しなければならない。

6. 2. 1 堤体工

地下ダムの堤体については、設計通りの遮水性を保つため、施工深度、壁厚、壁体透水係数、堤体の連続性、根入れ部に留意して施工を行う。

(1) 堤体の品質

壁体の品質を確保するためには、現場条件を正確に把握するとともに、現場条件に対応した適切な施工を行う必要がある。

壁体は、壁体材料の種類・量、施工方法、地盤の性状等により、その品質が決定される。

セメント系固化材からなる壁体の場合には、壁体材料の配合や投入量、あるいは、工事用水や地下水の水質により壁体の品質が影響を受ける。特に地下水が塩水化している箇所では、堤体工を行う場合、塩水の影響を考慮して、壁体材料の種類、配合等を決定する。また、原位置攪拌工法では、掘削地盤そのものが壁体材料の一部になるため、壁体の品質は地盤の性状や掘削・破碎状況に大きな影響を受ける。壁体は、所要の遮水性、強度及び耐久性が満たされておれば、必ずしも均質である必要はない。ただし、品質管理を容易にかつ的確に行うためには、均質であることが望ましい。

堤体の品質について出来型を確認するためには、以下のような方法が用いられる。

①チェックボーリング

完成した壁体に対してボーリングを行い、ボーリングにより採取したコアを用いて、室内透水試験や一軸圧縮強度試験を実施することにより、壁体の品質を確認できる。さらに、ボーリング孔を利用して現場透水試験を行う。ただし、孔曲がりにより、掘削中に堤体部をそれてしまう場合があるため、ボーリングの鉛直性の向上に配慮する必要がある。孔曲がりを防止するため、壁体が未固結のうちに鋼管等を適当な深度まで建て込み、ボーリングのガイドとする方法もある。

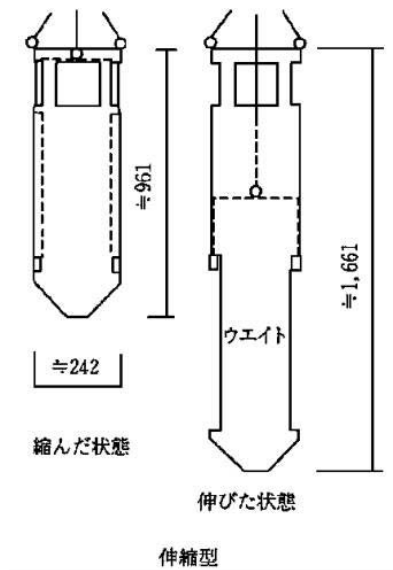
中島地下ダムでは、原位置攪拌工法で施工したソイルセメント壁が固化する前に、ダム軸上に 90cm 間隔で口径 50mm の鋼管を根入れ部まで建て込んだ。この鋼管の一部を利用して口径 46mm のボーリングを行い、堤体と基盤の接着部の透水性をパッカー法による現場透水試験により確認している。また、このボーリング孔を利用して基盤岩風化部の塩水浸入の監視を行うとともに、必要に応じてグラウトを行い、根入れ部の遮水性を向上させることが可能である。

なお、原位置攪拌工法等で壁体内に礫が混入している場合には、ボーリング中に礫部でジャミングが生じ、壁体の一部を破壊するおそれがあるので注意を要する。

②壁体材料の採取と室内試験

壁体材料としてセメント系固化材を用いた場合には、壁体が未固結のうちに、図 6.2.1 に示す試料採取装置を用いて所定の深度から壁体の一部を採取する。採取した試料から、供試体を作成し、所用の養生期間を経て固化させた後に、室内透水試験及び一軸圧縮強度試験等を行うことにより、壁体の品質を確認する。

図 6.2.1 試料採取装置



(2) 堤体の連続性の確保

ダム堤体の施工では堤体からの漏水を抑えるため、堤体の連続性をいかに確保するかが重要となる。このため、削孔時の孔曲がり（溝曲がり）をできるだけ少なくする必要がある。

水平多軸回転式掘削機等のように、掘削中に姿勢を制御でき、孔曲がりを修正できる掘削機もある。一方、原位置攪拌工法等では、掘削中に孔曲がりを修正できないため、孔曲がりが生じた場合には、深くなるほどその変位量は累積される。このような掘削機を用いる場合には、掘削初期段階で良好な施工精度を確保することが、全体の精度を高めることとなる。孔曲がりの状況を計測し、姿勢制御が可能な掘削機にあっては孔曲がりの修正を行う。姿勢制御が不可能な掘削機では、孔曲がりを計測し、その結果から堤体が不連続であると判断された場合には、再掘削を行う。

堤体工として、原位置攪拌工法を採用した砂川地下ダムでは、掘削精度を高め、孔曲がり抑えるために、以下の対策を行っている。

- ①掘削トルクを向上させるなどして、掘削能力に余裕のある掘削機を用いた。
- ②先端ビットの改良により、掘削を容易にし、掘削時の負荷を軽減した。
- ③孔曲がりが少なく、かつ経済性が失われない最適削孔速度を設定した。特に、掘削初期段階の精度を確保するため、現地試験から、掘削初期の削孔速度を 30cm/分とした。
- ④作業床をコンクリート盤とし、掘削機の足場を安定させるとともに、平坦性を高めた。さらに、掘削前の地盤を整地し、初期孔曲がりを少なくした。
- ⑤掘削に先立ち、掘削機の位置、鉛直性を測量等により確認し、地面に対して垂直に掘削できるようにした。
- ⑥ガイドウォールを設置するとともに、孔芯のずれを防止するため鋼製枠のガイド

定規を溶接固定した。また、先行削孔時には、ケーシングを切り離し、ガイドとした。

- ⑦三軸オーガーの振れ止め装置を改善した。
- ⑧先行削孔の精度は、その後の掘削の精度に大きな影響を与えるため、施工管理基準値を可能なかぎり厳しく設定した。
- ⑨三軸削孔の施工順序を、先行→先行→中抜き施工とし、オーガー先端荷重のバランスがとれるようにした。
- ⑩掘削時の孔曲がりの状況やビットへの負荷の状況をリアルタイムで計測・解析し、掘削機械のオペレーターに操作改善の指示を行った。

(掘削 5m 毎に孔曲がりの計測を行い、孔曲がりが大きくなった場合には、オーガーを引き上げて、再掘削を行う。また、オーガーモーターの電流値が高くなった場合は、削孔負荷が増しているため、繰り返し掘削を行って、削孔負荷を低減させ、ジャミングを防止する。)

バケット式掘削機のように掘削スライムを排除するタイプの掘削機を用い、既に完成した堤体に重複させて、新しい堤体部を掘削する場合がある。このような施工においては、掘削スライムに隣接壁材の一部が混入することにより、堤体の連続性が確保されていることを確認できる。

(3) 根入れ部の施工

根入れ部は、最も静水圧がかかり、堤体の品質に問題が生じやすい箇所であり、施工においては特に注意を要する。また、貯留層と基盤は異なる物性を持っていることが多く、根入れ部では、掘削または堤体の出来型に違いが生じる場合がある。

堤体工に原位置攪拌工法を採用した砂川地下ダムでは、帯水層の石灰岩と基盤の泥岩とでは、オーガーによる破碎性が異なっている。すなわち、石灰岩は、掘削により小片に破碎するため均一なソイルセメントが作られる。一方、泥岩は大きな塊となり、破碎しにくい。このため、根入れ部の泥岩掘削に当たっては、掘削機の先端部の昇降を繰り返し行い、固化材である注入液量を多くするとともに、十分に混練するようにし、均一なソイルセメント壁を築造するとともに、堤体と基盤の接触部が漏水経路とならないようにした。

また、施工深度は、基盤上面深度に必要な根入れ長を加えて決定されるが、根入れ部の基盤の性状（透水性等）により根入れ長を変更することがある。一方、ダム軸すべてにおいて、設計時点で、基盤上面深度や性状を正確に把握することは通常困難である。このため、施工に当たっては、これらの不確実性を考慮して、十分な根入れ深度を確保しなければならない。したがって、掘削時に基盤上面深度や根入れ部の基盤の性状を直接把握できるような掘削工法が望ましい。それが困難な工法を採用する場合

は、不確実性の程度に応じた安全率を乗じて十分な施工深度を確保するなどの配慮が必要となる。

掘削スライムを地表に排除する掘削工法では、スライムから基盤の状況を把握できる。一方、原位置攪拌工法等では、直接的には基盤の到達を判断できない。ただし、オーガー先端にかかる掘削負荷の変化等から基盤到達深度を推定できる場合がある。

(4) 施工順序

地下ダムでは、ダム軸上における堤体の施工順序については自由度が大きく、通常どの区間からでも施工可能である。ただし、堤体工が進捗するにつれて、貯水域の地下水位が上昇する。このため、未施工区間で動水勾配が大きくなり、地下水流速が増大する場合があります、壁体材料の流亡の原因となるおそれがある。

未施工部の地下水流速を増大させないために、基盤深度が深い箇所から施工を始めて、徐々に基盤深度が浅い箇所に施工を進めていくことが有効である。特に、施工深度が深い箇所は、掘削精度が悪くなり、堤体の弱点となりやすいため、堤体工の初期の段階で施工することが望ましい。また、空洞、断層等が分布していることが予測されている箇所についても早めに施工するべきである。

ダム軸の一部を優先させて締め切ることにより、地下水流動方向や動水勾配を変化させて、貯水域内に分布している塩水塊を下流域に押し出せる場合もある。塩水浸入阻止型である米須地下ダムの事例を以下に示す。

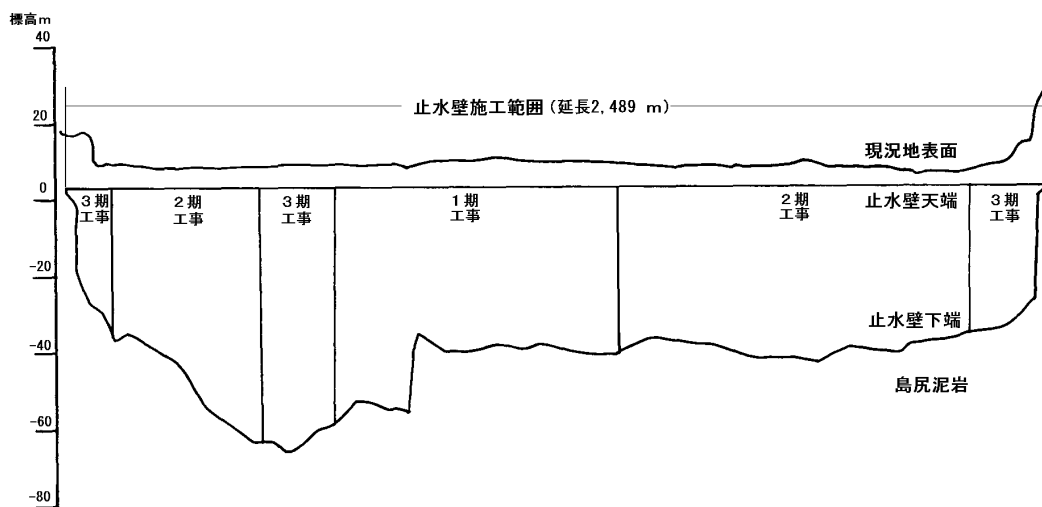
米須地下ダムでは、ダム軸より貯水域側に塩水浸入が既にあるため、堤体の締め切りにともない貯留水に塩水を取り込んでしまう。このため、堤体の施工段階においてある程度の塩水排除ができるように各施工区間の施工順序を決定している。米須地下ダムの貯水域における残留塩水は、ダム軸上の位置により異なった分布・性状を示している。すなわち、地下水の流出量が多く残留塩水量が少ないダム軸中央部に対して、ダム軸左岸部では地下谷沿いに内陸深くまで塩水くさびが分布している。また、ダム軸右岸部では、塩水浸入量が多く地下水面付近から基盤まで高い塩分を示している。

これらの残留地下水をある程度排除するため、以下のとおり止水壁の施工工期を3期間に区分し、各工期の施工区間を定めた（図 6.2.2 参照）。

- ① 1期工事： 貯水域内へ取り込む塩水量を少なくするため、現状で塩水浸入量の最も少ないダム軸中央部を最初に締め切ることとした。この区間の締め切りにより、上流から流入していた地下水が締め切り区間両端に迂回し、その部分の塩水を海側へ押し出す効果が期待できる。

- ② 2期工事： ダム軸右岸部とダム軸左岸部の一部の施工を行う。ダム軸右岸部は、中央部から塩水を排出できるように、2期工事区間の両端より締め切り、中央部を最後に締め切ることとした。ダム軸左岸部は、基盤が深く塩水浸入が大きい地下谷深部を除いて締め切りを行う。この地下谷部分の施工を遅らせることにより、締め切り区間からの地下水流動により塩水を押し出す効果が期待できる。
- ③ 3期工事： ダム軸左岸部中央の地下谷深部及びダム軸両端の締め切りを行う。

図 6.2.2 米須地下ダム堤体縦断面図



堤体施工前後において、貯水域内の地下水の電気伝導度測定を行った。その結果、貯水域内の地下水の電気伝導度低下や塩水楔分布域の縮小が見られ、ある程度の塩水排除が進んでいることが確認された。ただし、地下水の動水勾配が小さいことや透水性の低い部分もあることから、上流からの地下水流動による塩水の押し出しのみでは貯水域内の塩水を排除しきれない。このため、堤体締め切り後に貯水域内に残留している塩水については、塩分除去用井戸の揚水により除去することとしている。

(5) 堤体工のその他の留意点

(a) アバット部の施工

谷の両側アバット部等の斜面では、そのままでは掘削機械を設置することができない場合がある。この場合は、段切りして平坦面を確保する。このように開削することにより、地中での施工深度を短くすることができ、掘削精度を向上させるとともに、経済的となる場合がある。

(b) ガイドウォールの設置

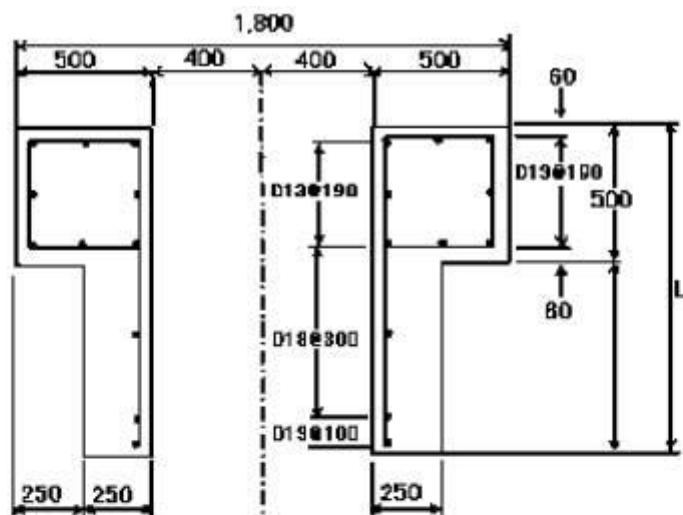
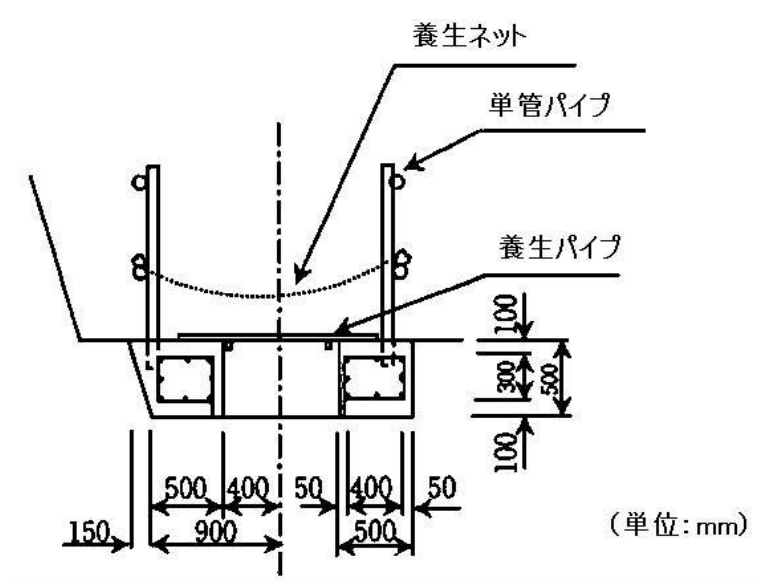
表層付近の未固結層を掘削する際に、溝壁が崩壊する場合がある。特に、地下水位が低く、地下水面上の掘削長が大きい場合には、泥水等による溝壁の保持ができず、崩壊が生じやすい。このような崩壊に対して、ガイドウォールや金属製の孔口保護ケーシングを挿入する等の対策がとられる。

ガイドウォールを設置することにより、掘削位置（先行削孔の杭芯位置や三軸削孔のエレメント芯位置）を明確にできる。さらに、ガイドウォールを堤体の掘削精度、掘削深度、水平、垂直などの測定のための基準とすることができ、掘削精度を向上させることができる。この他にもガイドウォールには、以下の機能をもたせることができる。

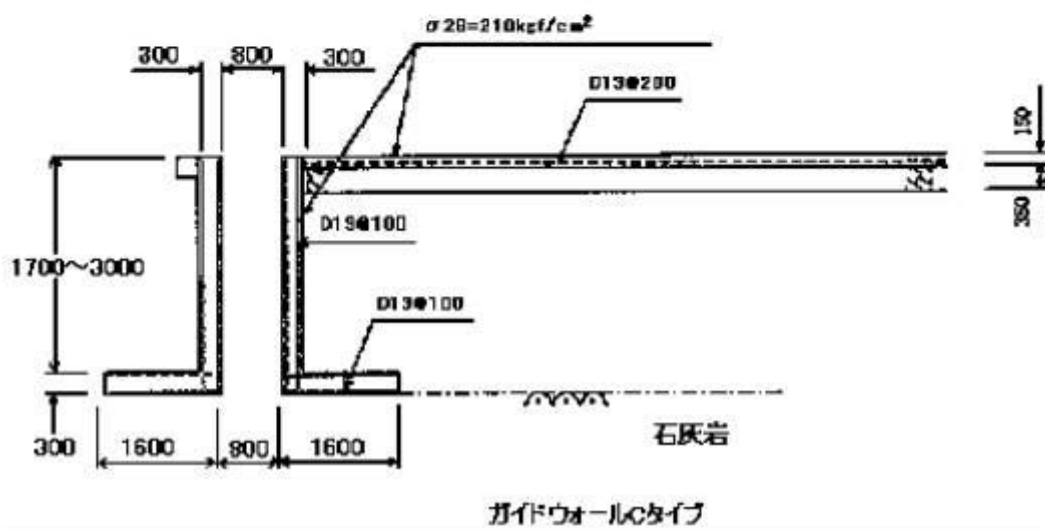
- ①掘削機等の機器の荷重を支え、作業地盤を安定させる
- ②安定液の逸散を防ぎ、安定液面を保持する。

ガイドウォールの諸元については、土質、地下水位等の地盤の状況、使用する機材の種類・上載荷重、近接構造物の存在等の周辺条件等に合わせて決定する。図 6.2.3 に、砂川地下ダムで設置したガイドウォールの構造を示す。

図 6.2.3 砂川地下ダムガイドウォール



ガイドウォールAタイプ



(c) 周辺の地盤や地下水への影響

堤体施工に泥水や液状の壁体材料を用いる場合には、これらの泥水等が漏れて、周辺の地盤及び地下水の水質を汚染することがないように対策を講じなければならない。ダム軸下流部等に地下水水質観測孔を設置し、施工前から施工中・後にかけて pH、濁度等の地下水の水質を継続的に観測し、地下水汚染の有無・程度についてモニタリングを行う。汚染を防止するためには、壁体材料の種類・配合・投入量等の変更、地下水位のコントロールによる汚染拡大の防止、堤体工法の変更等の対策をとる。

(6) 特殊な施工

(a) 孔壁保護対策

掘削時における孔壁（溝壁）崩壊を防止するために、前述のとおりガイドウォール等の設置を行う。しかしながら、作業基盤に強度の低い粘土等が分布する場合は、ガイドウォールを設置しても地盤が設置掘削機等の荷重に耐えきれず、孔壁の崩壊が生じる場合がある。

砂川地下ダム等は、石灰岩の上位に分布している粘土層を作業基盤とし、その上に 120 トンの機械荷重をかける必要がある部分があった。このため、口径 700mm の場所打ちコンクリート杭を 1.5m ピッチで石灰岩に到達するまで設置し、荷重を石灰岩に伝達させて、杭 3 本で機械荷重を支持させることとした。

また、孔壁の崩壊が生じたため、掘削機の転倒等の重大な事故が発生する可能性のある箇所では、崩壊部を土砂で埋め戻し、地表から三軸削孔を行った。この場合、越流部に相当する部分においても、注入液を使用しながら埋め戻した土砂中を削孔するため、注入液の影響で越流部の透水性が損なわれる可能性がある。このため、埋め戻し施工の区間は最小限にとどめている。

(b) 空洞処理工

空洞の存在が予想される地質に対しては、その規模に応じて設計の段階で対応可能な堤体工法を選択する必要がある。一方、施工中に予期せざる空洞に遭遇した場合には、その位置と規模を速やかに把握し、処置対策を検討しなければならない。処置対策としては、施工工法の変更、打設材料の変更、空洞の充填等が考えられる。

福里地下ダムでは、削孔中に注入液の液面低下から、締め切り箇所内に空洞（鍾乳洞）があることが明らかになった。空洞は、深度 19～20m 付近に位置し、高さ 2m×幅 5m×奥行き 3.5m、容積約 35m³の規模をもつものであり、そこから口径 30cm の空洞がさらに下方へ連続していた。空洞処理工として、始めに掘削排土 51m³を空洞部に投入した。さらに砂 16m³を水とともに投入した後、固化用注入液（Ⅱ液）を用いた三

軸削孔を行った。この結果、液面は安定したため、空洞が充填されたものと判断された。空洞処理後に空洞箇所においてチェックボーリングを行い、コアを採取し、壁体が形成されていることを確認するとともに、現場透水試験及び壁体試料の一軸圧縮強度試験を行い、管理基準を満足していることを確認した。

(c) トンネル内施工

ダム軸において、堤体天端から地表までの非締め切り区間が非常に大きい、または、地表部を施工に利用できない等の理由により、トンネル内から堤体施工を行う場合がある。

喜界地下ダムでは、生態系等の環境保全のために、地表からの堤体施工が困難な箇所があったため、ダム軸の一部においてトンネル内から堤体施工を行っている。設置したトンネルの内空断面の高さは6m程度であり、その中から小型の掘削機械を用いて原位置攪拌工法を実施している。

(7) 各種工法による施工事例

(a) 柱列式原位置攪拌工法

1) 施工順序

砂川地下ダムでは、堤体工として、柱列式（三軸）原位置攪拌工法を採用した。施工の順序は以下のとおりである（図 6.2.4）。

①仮設工

プラント、作業置場、作業床及びガイドウォールを造成する。

②ケーシング削孔

越流部の透水性の確保と、次の工程である先行削孔の孔曲がり防止のため、口径 710mm のケーシング内に口径 600mm のオーガーを挿入し、深さ 20m まで 90cm 間隔で掘削排土する。

③先行削孔

三軸削孔によって連続壁を構築するのに先立ち、オーガーの負荷の軽減と孔曲がり防止のため、ケーシングをガイドにし、口径 600mm のオーガーで深度 20m 以深を所定の深度まで固化性のない注入液（I 液）を使用し、90cm 間隔で掘削する。

④越流部切崩し

先行削孔後、ケーシング削孔の孔間に残った地山を口径 550mm の三軸オーガーで深さ 20m まで切り崩し、越流部をトレンチ状に開削する。切り崩した土砂はロッド式クラムシェル掘削機で排土を行う。これにより、次の工程の三軸削孔に伴う盛り上がり土及び余分な注入液をロッド式クラムシェルで排出でき、越流部付近への注入液の浸透を防止し、越流部の透水性の確保が可能となる。

⑤三軸削孔

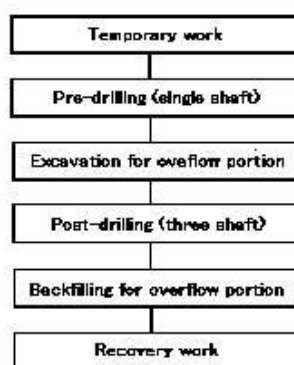
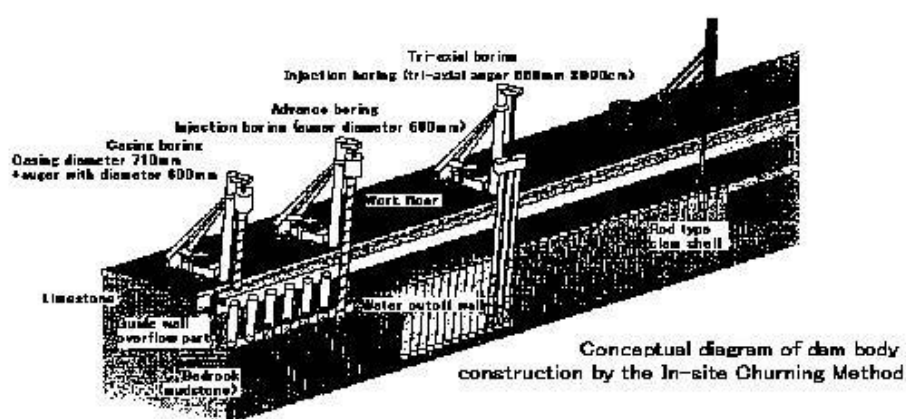
口径 550mm の三軸オーガーで先行削孔の未掘削部分を所定の深度まで掘削する。掘削ではオーガー先端のビットの冷却、削孔負荷の低減、逸水防止などのため注入液（I液）を使用する。三軸削孔が所定の深度に達したら注入液を固化用のもの（II液）に切り換え、オーガーの先端から吐き出しながら三軸オーガーを引き上げ、破碎した石灰岩を II 液と攪拌混合する。

基盤となる泥岩は掘削時に粘土状となってオーガーに付着し、不均一なソイルセメントが形成され、壁体の品質を低下させるおそれがあった。このため、三軸削孔において底部に達した後、底部 5m 区間については、オーガーの昇降を 2 回行い、十分に攪拌するとともに、1m 当たりの II 液の注入量を通常の 2～2.5 倍として、壁体の品質の確保に努めた。

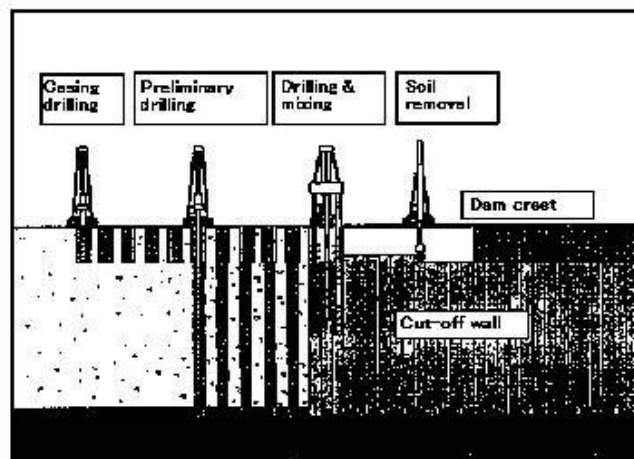
⑥調整杭

三軸削孔では、隣り合う削孔において三軸のうち一軸を重複させて掘り始めている。しかしながら、掘削が進むにつれて孔曲がりが生じ、重複幅が小さくなる。挿入式傾斜計測定により三軸削孔に不連続部が生じたことが明らかになった箇所については、三軸削孔の追加施工（調整杭）を行う。

図 6.2.4 原位置攪拌工法の堤体建設概念図



Flow of working procedure



The Construction Procedures of the Cut-off Wall

2) 越流部の確保

本工法では、越流部の透水性を確保するために、以下のような施工方法を採用している。

- ①単軸削孔では、深度 20m までケーシング削孔を行い、注入液を周辺地盤に浸透させない（深度 25m 程度まで可能）。
- ②三軸削孔中には、掘削と同時にロッド式クラムシェルで余分な注入液等を排出し、掘削中に液面が越流部まで上昇しないように抑える。

ただし、堤体天端までの深さが 25m を越える箇所では越流部の透水性を確保するためには、作業床と堤体天端の標高差が 25m 以下になるまで開削し作業床を設置する必要がある。

3) 堤体の品質管理

砂川ダムでは、伸縮型の試料採取器を用いて、施工基盤面から深度 25m の位置で試料の採取を行った。採取した試料は透水試験用に封缶養生し、2 及び 4 週間後に透水試験器で透水係数を測定した。圧縮試験用としては、採取した試料をコンクリート圧縮試験用供試体モールド（口径 100mm×高さ 200mm）で養生し、2 及び 4 週間後に一軸圧縮強度試験を行った。

また、堤体天端から基盤まで貫くようにコアボーリングを実施し、壁体試料を採取した。ボーリングの実施時期は、壁体の材令が 28 日を経過した時点で行う。採取された試料を用いて、一軸圧縮強度試験を行った。さらに、ボーリング孔を利用して、シングルパッカー法の現場透水試験を行い、壁体の透水性を確認した。

4) 施工精度の確保

砂川地下ダムでは、原位置攪拌工法について以下のような管理基準値を定めている。

- | | |
|------------------|------------------------|
| ケーシング削孔の精度（孔曲がり） | ：管理目標値として、掘削深度の 0.5%以内 |
| 先行削孔の精度（孔曲がり） | ：管理目標値として、掘削深度の 1.0%以内 |
| 三軸削孔の精度 | ：各エレメントが連続していること |

掘削の状況を把握するため、情報化システムにより地質の硬軟、空洞の有無の把握、孔曲がりの計測、注入液の注入量管理、出来型管理をリアルタイムで行った。孔曲がりについては、先行削孔用オーガーロッドと三軸削孔の中央のオーガーロッド先端内部に固定式傾斜計を設置し、削孔深度 5m 毎にロッドの回転を止めて、傾斜を計測した。さらに、三軸削孔では、掘削が計画深度まで達した後に、ロッドを切り離し、両端のロッド内に人力により傾斜計を挿入して、深度 2m 毎に鉛直に対する偏位量をもとめ、これを累積することにより最終的な孔曲がりの形状を把握した。

これらの測定データをパソコンに転送し、固有誤差・測定値の検定、孔曲がり量・軸

間距離の計算を行い、ディスプレイ及びプリンターに出力した。データは、さらに出来型平面図及びダム軸投影断面図として出力した。これにより、三軸削孔における堤体の不連続箇所を抽出している。

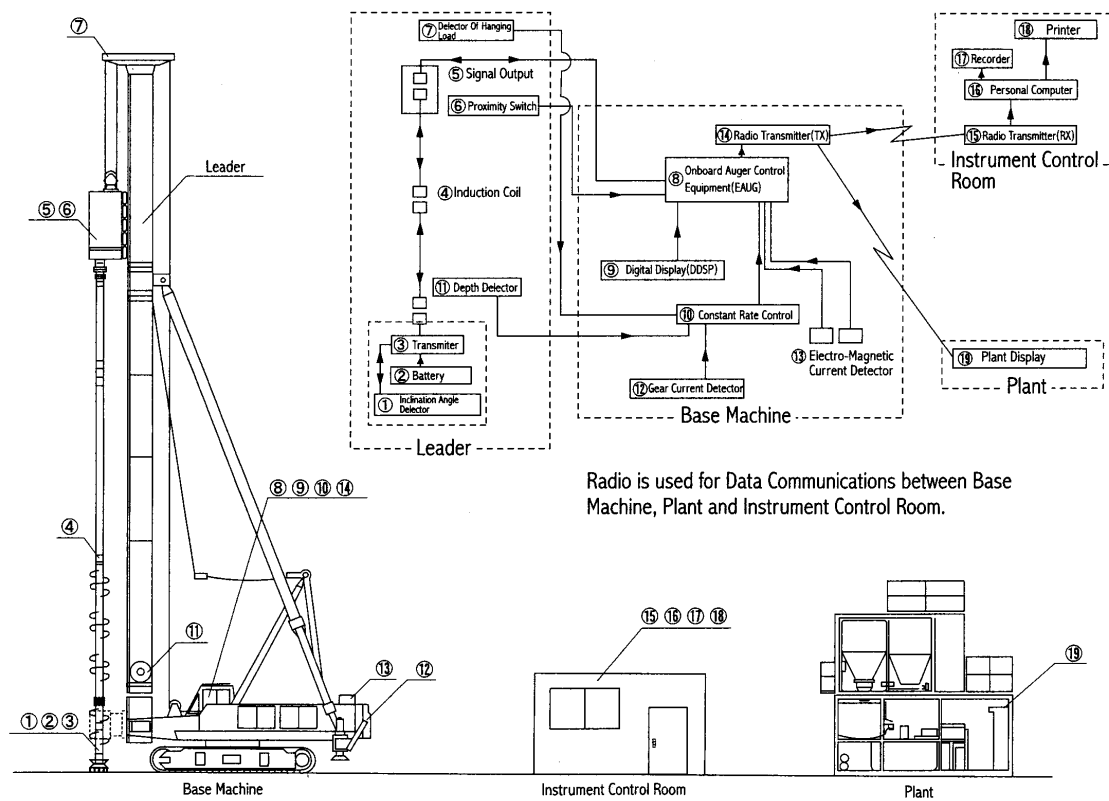
原位置攪拌工法における管理の概要を、表 6.2.1 及び図 6.2.5 に示す。

表 6.2.1 砂川地下ダムにおける原位置攪拌工法の管理内容

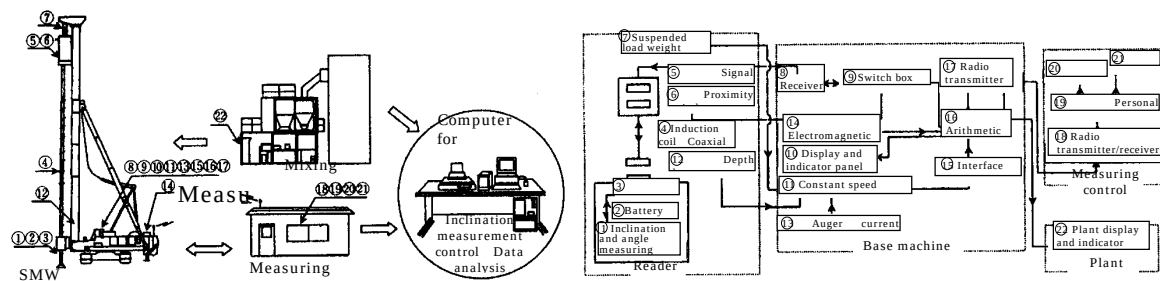
管理項目		計測・管理方法
注入液配合		各種材料の計量
ケーシング削孔における鉛直性		トランシットを用いた X、Y の 2 方向からの視準
掘削時の計測	施工深度	ベースマシンに装着したロータリーエンコーダーでワイヤーの巻き取り長を計測
	オーガーの傾斜角度	オーガーの先端ロッド内に固定式傾斜計を設置
	注入量	ベースマシンに電磁式流量計を設置
	オーガーモーターの電流値	電流値を電流計で計測し、削孔負荷を把握
液面の位置		先行削孔の削孔直後及び 1、2 日後の液面位置を測定 三軸削孔中に、掘削溝中の注入液液面が越流部以下となるように管理
最終的な孔曲がり形状（出来型）		掘削終了後、三軸オーガー内に傾斜計を挿入
天端仕上げ		コンクリートを天端標高まで打設
堤体の品質		採取・養生試料の一軸圧縮強度試験、室内透水試験 チェックボーリング（コアの一軸圧縮強度試験、現場透水試験）

なお、原位置攪拌工法では、正確な基盤到達深度を施工中に把握することは困難である。このため、ダム軸上で 20m おきに実施したボーリングで、基盤岩上面深度を確認している。場合によっては、削孔の負荷状況の変化（オーガーモーターの電流値の変化）から岩盤に到達したことを判断できることがある。また、掘削地盤の種類によりその物性が異なる場合には、掘削時の振動（音）または掘削音が異なる。これらの振動または音を計測し、解析することにより、岩盤到達の有無をリアルタイムで判定できる場合がある。

図 6.2.5 砂川地下ダムの施工管理システム概念図



● Concept Chart of Construction Management System



Concept Chart of Construction Management System

(b) バケット掘削工法

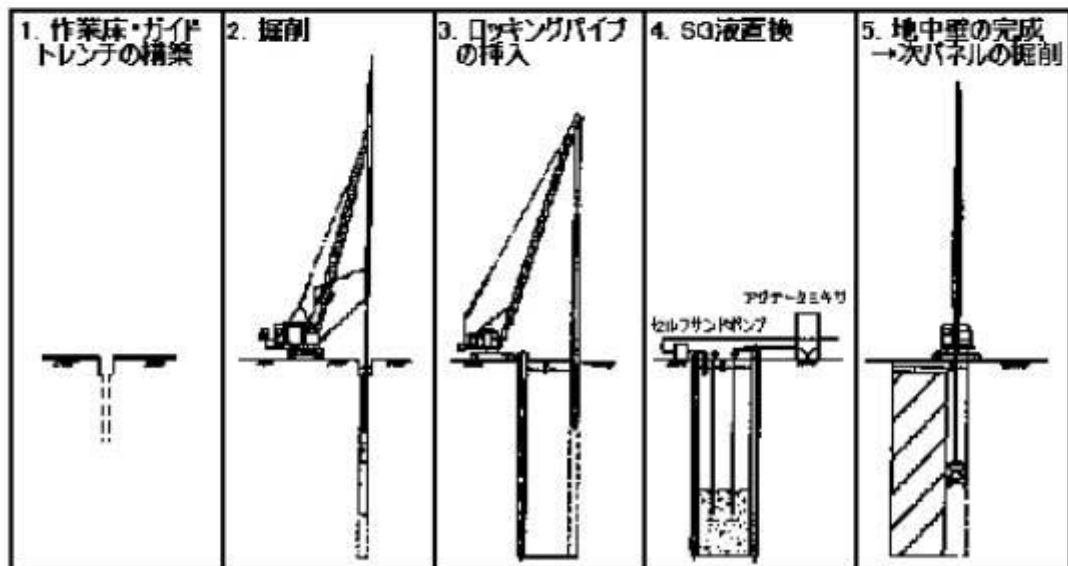
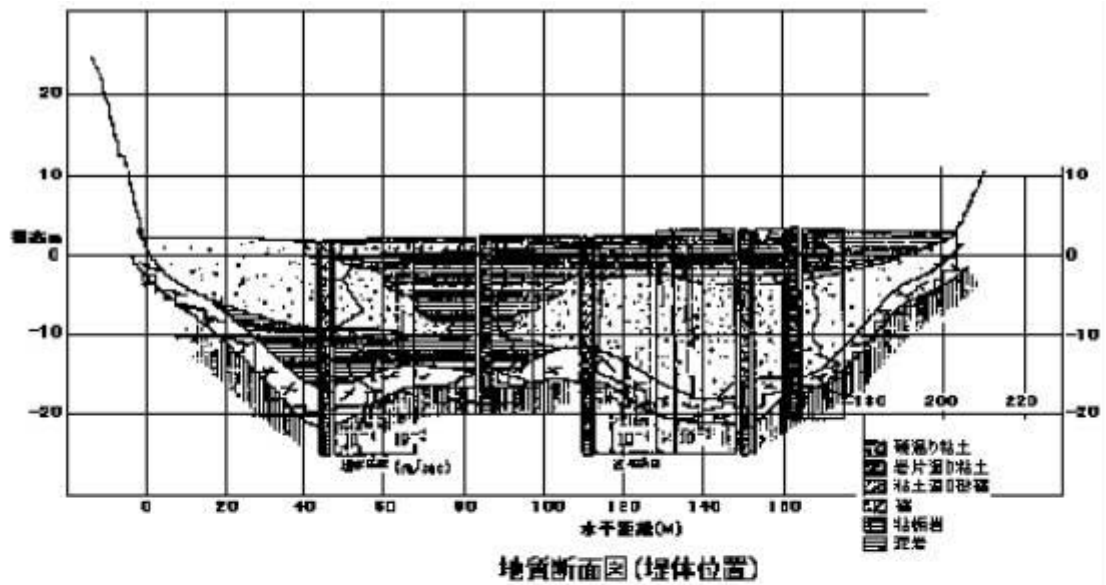
福井県常神地区では、揚水量増加に伴う地下水位の低下により、海域からの塩水浸入が生じ、地下水利用に支障が生じ始めた。このため、海岸部に塩水浸入阻止型の常神地下ダムを施工することとなった。

本地区の基盤は、古生層の堆積岩類から成り、基盤深度は、平地部で 16～20m 程度である。帯水層は、礫混じり粘土及び礫層等より成り、揚水試験結果では透水係数は 10^{-2} ～ 10^{-4} cm/S と求められた。また、帯水層の有効空隙率は、0.15～0.2 と推定されている。

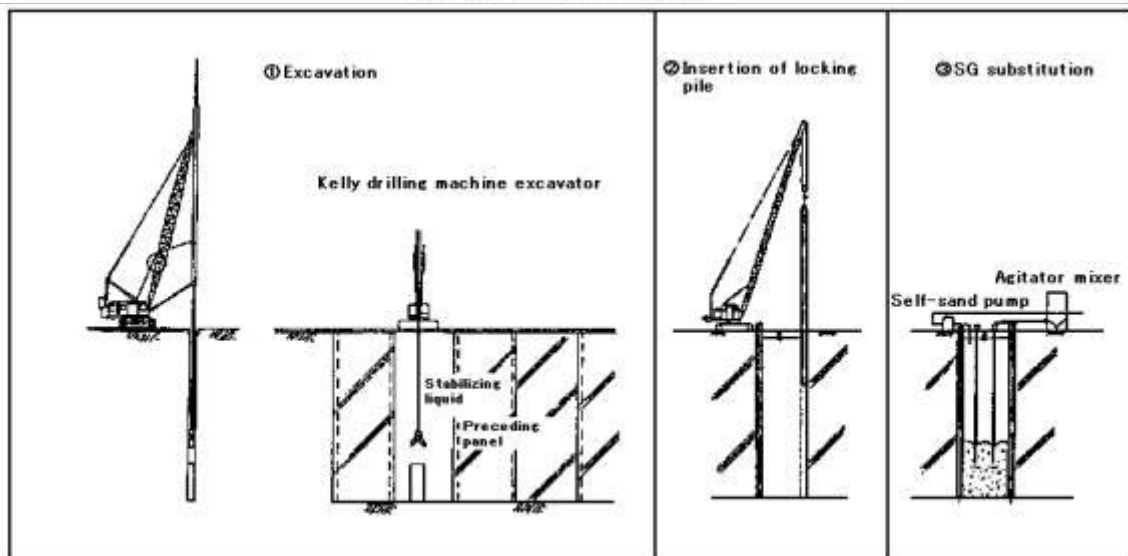
堤体は、地下連続壁溝の掘削及び自硬性安定液の置き換えにより施工された。地下連続溝の掘削は、ケリーバー付バケット開閉式のケリー 40M 型掘削機で行った。孔壁の安定のために泥水を用いた。掘削終了後に、トレミーパイプを用いて、泥水を自硬性安定液に置き換えた。自硬性安定液は、高炉セメント、ベントナイト及び硫酸カリより成り、硬化後に難透水性壁となるものである。さらに、根入れ部の亀裂の多い風化岩層に対し、透水試験やグラウトをできるように、自硬性安定液が固化する前に壁の中央に 1m ピッチで鋼管を掘削底面まで挿入設置している。図 6.2.6 に常神地下ダムの断面図を示す。

堤体施工後に貯留域内の地下水位が上昇し、堤頂より越流が生じており、堤体の効果が確認されている。地下水の塩分濃度は、1,500mg/lit あったものが、堤体完成以降、次第に低下し 300mg/lit 前後の値となった。しかしながら、夏期の水需要増大時に塩分濃度が上昇する傾向を示した。これは、地下ダム施工以前に帯水層に浸入していた塩水が帯水層底部に残留しており、揚水量増大時にこの塩水が混入したものと考えられている。

図 6.2.6 常神地下ダム施工概要



地中連続壁工法の施工順序図

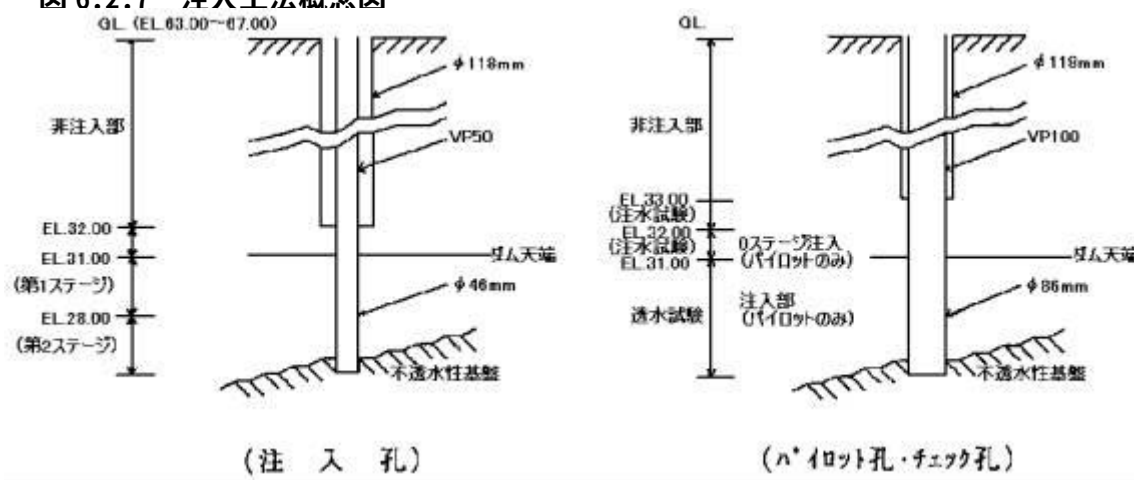


Construction sequence diagram

(c) 注入工法

砂川地下ダムでは、堤体工の大部分では前述のとおり、原位置攪拌工法が採用されているが、堤体の一部では、経済性によりステージ注入工法を採用している。越流部の削孔は、ロータリーパーカッションボーリング（φ118mm）とし、注入区間（堤体部）をロータリーボーリング（コア採取φ86mm、注入のみφ46mm）にて削孔している。ステージ注入工法では、掘削と注入を繰り返し行う。砂川地下ダムでは、越流部に注入液が上昇しないように、最初にキャップグラウト（ゼロステージ、EL.31m）を実施した。その後、注入区間を第1ステージ（EL.31～28m）、第2ステージ（EL.28m以深）に区分して、注入を行っている（図 6.2.7）。

図 6.2.7 注入工法概念図



砂川地下ダムで実施された注入工法の施工の順序を、表 6.2.2 に示す。仮設工、パイロット工、粗止め注入工、仕上げ注入工、チェック工の順で施工され、孔曲がり測定、注水試験、水押し試験、透水試験、コア採取等の施工管理を併せて実施する。

表 6.2.2 砂川地下ダム注工の施工順序

作業工程	作業内容
仮設工	①プラント設備、給水設備、電気設備の設置 ②作業床（ベースコンクリート）の打設
パイロット工	①EL.33m までの越流部のボーリング（φ100mm） ②ガイド管（VP100mm）の建て込み ③孔曲がり測定 ④EL.33～32m 区間のボーリング（φ86mm、コア採取、注水試験） ⑤EL.32～31m 区間のボーリング（φ86mm、コア採取、注水試験） ⑥ゼロステージ注入（キャップ注入） ⑦EL.31m 以深のボーリング（φ86mm、コア採取、透水試験） ⑧第一ステージ注入（第二ステージ注入は、⑦、⑧を繰り返す）
粗止め注工	①EL.32m までの越流部のボーリング（φ100mm） ②ガイド管（VP50mm）の建て込み ③EL.32～31m 区間のボーリング（φ46mm） ④ゼロステージ注入（キャップ注入） ⑤EL.31m 以深のボーリング（φ46mm、水押し試験） ⑥第一ステージ注入（第二ステージ注入は、⑤、⑥を繰り返す）
仕上げ注工	施工方法は、粗止め注工と同一
チェック工	①EL.33m までの越流部のボーリング（φ100mm） ②ガイド管（VP100mm）の建て込み ③孔曲がり測定 ④EL.33～32m 区間のボーリング（φ86mm、コア採取、注水試験） ⑤EL.32～31m 区間のボーリング（φ86mm、コア採取、注水試験） ⑥EL.31m 以深のボーリング（φ86mm、コア採取、透水試験） （第二ステージの場合は、⑥を繰り返す）

注工法における施工管理の一環として、パイロット孔により注入前の地盤の透水係数を測定する。さらに、グラウト完了後、堤体の出来型・品質を確認するため、チェックボーリングを行い、透水試験を実施している。砂川地下ダムにおける注工法の管理基準値を、表 6.2.3 に示す。

表 6.2.3 砂川地下ダムにおける注工法の管理基準

工種	項目	管理基準値	測定頻度等
パイロット孔	中心線のずれ 孔間隔 深度 孔曲がり	±30mm ±50mm -50+100mm ±1%（目標値）	全孔 全孔 全孔 全孔
粗止孔 仕上げ孔 チェック孔	中心線のずれ 孔間隔 深度 孔曲がり	±30mm ±50mm -50+100mm ±1%（目標値）	全孔 全孔 全孔 チェック孔
注入試験 透水試験	注入圧力	規定圧力の±10%	チェック孔 パイロット孔
注入	注入圧力 注入量 材料検量	機械誤差を含めて規定圧力の±5% 透水性の良い場合±10% 単位注入量の±1% 水±1% セメント±1% 混和材料±2%	全注入孔 全量注入のみ 全注入孔セメントミルク製造毎

6. 2. 2 取水施設工

(1) 取水施設設置箇所の事前調査

帯水層の性状は不均質であることが多く、場所によって基盤深度（帯水層厚）や透水性等の取水性状が大きく異なる場合がある。取水施設を設置する際には、その最適な位置を選定することが重要となる。このため、取水位置の配置に当たっては、「5. 3 取水施設の設計」で述べたように、貯水域全体を調査して帯水層の性状を把握した上で、取水解析を行って取水位置の配置を決定する。ただし、設計時点において、個々の取水地点の性状を正確に把握することは困難である。したがって、施工に際して、事前に十分な調査を行って、貯留層の性状を取水地点毎に確認する必要がある。このための調査として、取水予定地点において、あらかじめボーリングを実施して、地層の観察や基盤深度の確認を行うとともに、孔内検層や簡易揚水試験を行って、貯留層の透水係数や取水量の確認を行うことが望ましい。取水予定地点の性状が設計の前提条件と大きく異なる場合には、取水施設の再設計あるいは取水地点の変更を検討しなければならない。

(2) 施工の時期

取水施設工の種類によっては、地下水位等の関係から施工時期を決定する必要がある。「6. 1. 3 施工計画」でも述べたように、集水井、集水横坑等については、堤体工により地下水位が上昇する前に施工を完了することが望ましい。また、季節的な地下水位変動があるような地域では、地下水位が低くなり始める時期に施工を開始し、地下水位が上昇する前に施工を完了するように施工計画を定める場合がある。

また、後述するように、取水施設の能力を確認するための取水試験についても堤体工により地下水が上昇する前の低水位時に実施することが望ましい。

管井については、地下水位の高低にかかわらず施工は可能である。ただし、スライム排除や孔壁保持の方法等を考慮して適切な掘削工法を選定する必要がある。大口径井戸等において掘削等の作業を人力により行う場合には、地下水位が低い時期に施工を行うとともに、排水のためサンドポンプ等を準備しておく必要がある。

(3) 施工の留意点

施工にかかる前に、水源、掘削残土捨て場、施工ヤード、工事用道路等の確保が必要である。施工に用いる機械・設備は、現場条件や工事条件を十分に考慮し、必要な能力・規模を有するものでなければならない。

取水施設の施工に当たっては、掘削時の孔壁崩壊防止等により安全性を確保するとともに、施工箇所周辺の貯留層の透水性状を悪化させないようにしなければならない。このため、マッドケーキの付着や掘削スライムの排除には特段の配慮が必要である。

管井では、孔壁の透水性を悪化させないために、清水掘りが望ましい。掘削中に目詰まりを起こさないように注意するとともに、孔壁の崩壊が懸念される場合には、ケーシングを挿入して孔壁を保護する等の対策を講じる必要がある。

(4) 揚水試験

取水施設の設計に用いた各種パラメータにはある程度の不確定性がある。また、貯留層の性状が不均質であり、場所によって透水係数等の取水条件が異なる場合が多い。このため、取水施設を設置した場合には必ず揚水試験を行って、取水量と地下水位降下量の関係等を把握し、取水能力を確認しておく必要がある。特に、取水施設では、最低水位時に所要の水量を取水できることが重要である。このため、可能な限り貯水位が最低水位に近い時期に揚水試験を行って、最低水位時の取水能力を確認しておく必要がある。取水試験実施時の貯水位が最低水位より高い場合には、最低水位時に所要の取水量が確保できるか否かについて、慎重な検討を必要とする。

管井における揚水試験には、予備揚水試験、段階揚水試験、連続揚水試験がある。予備揚水試験は、揚水による洗浄を行うとともに、概略の揚水量やポンプの性能状況を把握する。また、次の段階揚水試験の揚水量を決定するために行う。段階揚水試験は、揚水量を段階的に変化させ、揚水量と水位降下量の関係から井戸の能力すなわち揚水可能量を推定するために行う。連続揚水試験は、一定量の揚水を一定時間継続し、水位の低下量及び揚水停止後の水位の回復量を記録する方法である。試験結果をタイス法、ヤコブ法、回復法等により解析し、帯水層の透水係数、貯留係数、影響圏等を明らかにする。

(5) 管井の施工

管井の施工は、通常、以下のように行われる。

- ①仮設、掘削機械の搬入・組み立て
- ②削孔

管井の場合、一般的な掘削工法には、表 6.2.4 に示すようなロータリー工法、パーカッション工法等がある。スライムや泥水で孔壁の透水性を悪化させないように施工を行う必要がある。

表 6.2.4 管井の掘削工法

工法名	ロータリー工法	パーカッション工法	エアーハンマーボーリング工法
工法の概要	掘削機によりコアチューブもしくはビットを回転させて掘削する。孔壁は泥水により保護される。	ワイヤーに吊り下げたビットを自由落下させ、その衝撃により地層を破碎し掘削する。孔壁は泥水により保護される。	孔底にビット及びパーカッションドリル（エアーハンマー）を置いて圧縮空気による圧力及びハンマーの重量でビットに打撃を与え地層を破碎し掘削する。
適用可能口径	φ40～500mm	φ150～600mm	φ150～600mm
スライム除去方法	掘削水（清水または泥水）とともに排除する。	ハンマースクラブ、ベラー（baler）により除去する。	圧縮空気により排出する。

③電気検層

帯水層の性状を確認するため、電気検層を行う。

④ケーシング建て込み

⑤フィルターの充填

適切な粒度の砂利をフィルターとしてストレーナー部に充填する。フィルターの上部のケーシングと孔壁の隙間については、地表水の流入を防止するため、粘土やコンクリートを充填して、遮水を行う。

⑥孔内洗浄（スワッピング等）

スワッピング（swabbing、surging）は孔壁のスライム、マッドケーキを除去するために実施する洗浄方法の一種であり、ケーシング内にベラー等のサージプランジャ（plunger）を挿入し、これを繰り返し昇降させる方法である。また、高圧の水、空気、蒸気をジェットノズルでストレーナー部に送り込み、洗浄するジェッティング（jetting）と呼ばれる方法もある。これらの作業と併行して、サンドポンプ等を用いて泥の汲みだし排出作業を行う。

⑦掘削機械の解体・撤去

⑧揚水試験用ポンプの据え付け・配管

揚水試験で揚水した地下水が井戸近傍で再び地下に浸透しないように、排水処理を行う必要がある。

⑨揚水試験

⑩機材の撤去

砂川地下ダムや福里地下ダムでは、取水解析により管井戸の配置計画を決定している。ただし、井戸の取水能力は、井戸位置の基盤深度や局所的な取水性状の違いに左右される。このため、本井工事の前に、井戸位置の直近において基盤深度確認のためのボーリング孔を掘削した。さらに、周辺で揚水試験が行われていない場合には、そのボーリングを口径 118mm で掘削し、その孔を利用した簡易揚水試験を行った。これらの調査の結果から取水性状を確認した上で、本井の掘削を行っている。

井戸の孔内洗浄は、スワッピングによって行った。前述のボーリング孔を観測孔とし

た揚水試験を行って、各井戸の取水性状を確認している。

6.2.3 排水施設工

過剰な貯留水を堤体天端上方から越流させるために、越流部周辺地盤の透水性を堤体施工時に悪化させないようにする必要がある。このためには、掘削時にスライムや注入液の排除を適切に行い、越流部の目詰まり等が生じないようにするとともに、泥水や堤体材料が越流部の周辺地盤へ浸透しないように確実な施工管理を行う。さらに、堤体施工後に越流部について所要の透水性を確保できるように、碎石等の高透水性材料で越流部を埋め戻す。

暗渠等の排水施設を設置する場合についても、排水施設に接触する部分の地盤の透水性を悪化させないように配慮して施工を行う。排水施設として暗渠を設置する場合には、その施工は、一般に次の工程により行う。

- ①渠線の設定、排水口・上流基点・暗渠の連結地点等の確認
- ②資材の搬入・配置
- ③暗渠溝の掘削
- ④給水管の敷設
- ⑤疎水材の投入
- ⑥排水口の施工
- ⑦埋め戻し・表土整地

暗渠工の施工時期は、降雨が少なく、地下水位が低く土壤が乾燥している時期に行うことが望ましい。暗渠水の掘削は、溝内に地下水が流入することがあるので、排水口から始めて、下流から上流に向かって進める。また、管の敷設や疎水材の投入に当たっては、溝の崩壊による土砂の堆積が生じないように速やかに行う。暗渠工の施工に当たり、暗渠の施工延長・設置間隔、暗渠管の敷設勾配、掘削深及び給水管・疎水材の埋設深等の管理を行い、設計通りの排水機能が確保できるようにしなければならない。

また、暗渠工は、施工が完了すると、その埋設状況は地表から見ることはできない。このため、一連の暗渠組織の中で1箇所でも排水の支障が生じると、暗渠排水の効果はそれだけ低下する。したがって、暗渠工の施工に当たっては、十分な施工管理を行うとともに、施工状況を記録し、設計どおり施工されたかどうか確認できるようにしておく必要がある。また、埋設した暗渠の位置については、施設の保全及び維持管理ができるように、現地及び図面上で確認できるようにする。

暗渠工のうち、暗渠管（吸水管及び集水管）の敷設勾配の確保は重要である。このため、渠溝底は、均一な勾配を確保するため、慎重な成形が必要である。また、疎水材

の投入工程の良否は、暗渠の機能と持続性に大きな影響を及ぼす。疎水材については、設計とおりの高さまで、所要の密度で投入しなければならない。

6.3 施設機能の評価

6.3.1 施設機能評価の必要性

地下ダムは、地下に施工することに加え、予測シミュレーションの結果から各種施設の設計を行っているため、地下ダム施設の機能には不確定な要素がある。このため、施工開始前から施設の完成後にかけて地下水位観測等の各種調査を行い、施設が所要の機能を有しているか評価を行う。調査の結果から、施設の機能・容量が不足していると判断した場合には、必要に応じて施設の追加施工や運用方法の変更等の対策を講じる。

6.3.2 堤体の機能評価

堤体工の進捗にともなう貯水位の上昇過程及びダム軸下流の地下水位の低下に関するデータは、堤体の遮水性を確認するとともに貯留層の貯留率、地下水涵養量等を推定するためのデータとして重要である。

堤体施工完了後に、堤体の上下流の水位を計測することにより、堤体による地下水の堰上げ効果を確認できる。堤体に異常な漏水箇所がある場合は、その位置を堤体直上流の局所的な水位低下箇所として検出できる。また、貯水域内の地下水面形状の動向を把握し、水理的に異常な点がないかを確認する。

塩水浸入阻止型地下ダムでは、貯留水の塩分を計測し、堤体が塩水浸入阻止効果を発揮しているかを確認する。堤体の部分的な施工により貯水域内の地下水流動形態が変化し、上流から貯水域内に流入した地下水が貯水域内の塩水塊をダム軸下流に押し出す場合がある。このような現象についても、貯水域内及びダム軸下流域の地下水の塩分を計測することにより確認できる。

6.3.3 排水施設の機能評価

排水施設の設計は、シミュレーション技術を用いた洪水解析に基づいて行っている。しかしながら、洪水解析に用いた各種パラメータについては、地盤の不均質性や調査方法の限界から不確定性を含むものであり、排水解析で想定した貯水位上昇量や設計排水量は、実際とは異なっている可能性がある。このため、排水施設を設置した後に、貯水位等の観測を継続して行い、排水施設の効果について確認し、排水計画を評価しなければならない。

そこで、地下ダム完成後に豪雨が想定される時期には、十分な観測体制を整備し、地下水位等のデータを得るとともに、そのデータを用いて洪水解析を検証する必要がある。排水計画が不十分な場合には、排水施設の追加等の対策を行う。

6.3.4 大規模取水試験

堤体完成によって満水位に達した状態において大規模な取水試験を行うことにより、地下ダムの貯留層の性状及び取水施設の能力を確認することができる。この取水試験は、多数の取水施設を一斉に稼動させて連続的に取水を行うことにより、貯水位を低下させるものである。取水された水は、ダム軸下流等の流域外に排出するものとする。取水試験は、以下の目的のために行う。

- ① 取水に伴う貯水位の低下量から、貯留層の貯留率を推定する。
- ② 多数の取水施設を稼動させて貯水域全体の地下水位を低下させることにより、地下水面低下に伴う取水能力の低下状況を確認する。また、取水施設間の干渉状況を把握する。
- ③ 塩水浸入阻止型地下ダムにおいては、取水試験により堤体上下流に地下水位差を生じさせ、上流側の地下水中の塩分変化を計測することにより、堤体の遮水性を確認する。

取水試験では、貯水域全体の地下水位を低下させる必要がある。しかしながら、試験期間中に降水量が多いなど、取水量に匹敵する地下水涵養量がある場合には、貯水位低下の状況を作り出せない場合がある。このため、降雨の少ない時期を中心に 1～2 箇月程度の長期間の連続取水を行うことにより、可能な限り貯水位を低下させる。取水試験により貯水位を最低水位まで低下させることが理想的である。しかしながら、実際にはそこまでの水位低下は困難なことが多いため、低下できた水位と取水量等の関係を解析して、外挿的に最低水位時における貯留層の水理定数や取水施設の能力等を推定する。また、取水試験を数回に分けて実施し、取水量や降水量等の条件が異なるケースについて取水試験の結果を比較・解析する場合もある。

取水試験に関連する各種パラメータの関係は、以下の式で表現できる。

$$S = (Q + Or + Lk - Rc) / (\Delta V) \quad \Delta V = \Delta h \times A$$

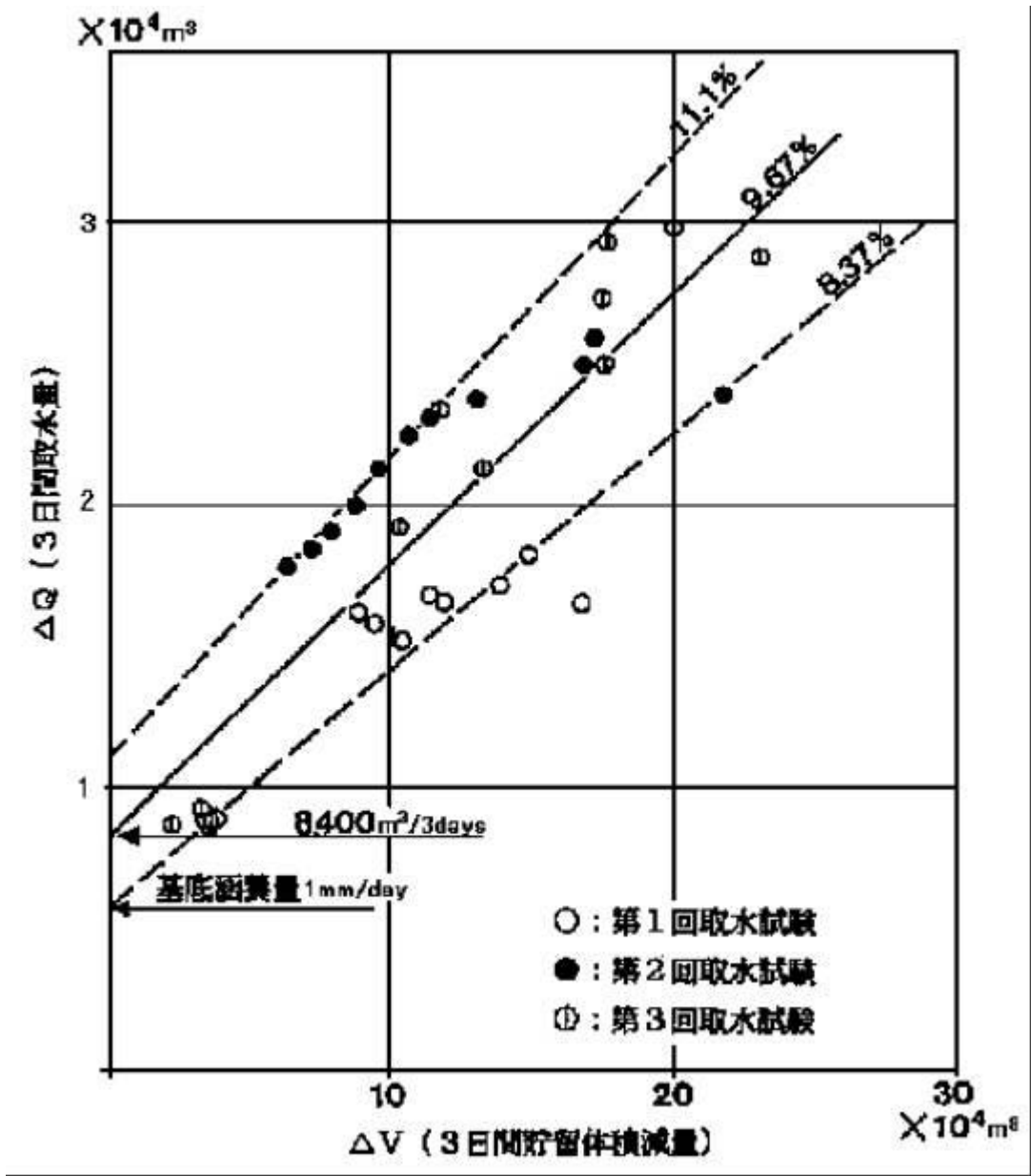
S：貯留層の貯留率 Q：一定期間内の取水量 Lk：堤体漏水量 Rc：地下水涵養量
 ΔV ：貯留体積減量 Δh ：貯水位の低下量 A：貯留面積
Or：堤体越流量（地下水位が天端以下となれば、Or=0）

上記の式のうち、取水試験により得られるのは取水量と貯水位の低下量（貯水体積減量）に関する時系列的データである。地下水位が天端以下に低下し、堤体越流量がゼロとなった以降のデータを用いれば、貯留率、地下水涵養量及び堤体漏水量が未知となる。試験期間中に大きな降雨がなければ、ある短い期間において地下水涵養量と堤

体漏水量を概ね一定と見なすことができる。「地下水涵養量－堤体漏水量」及び貯留率を未知として、取水量の異なる期間について上記式を連立させれば、貯留率を求めることができる。

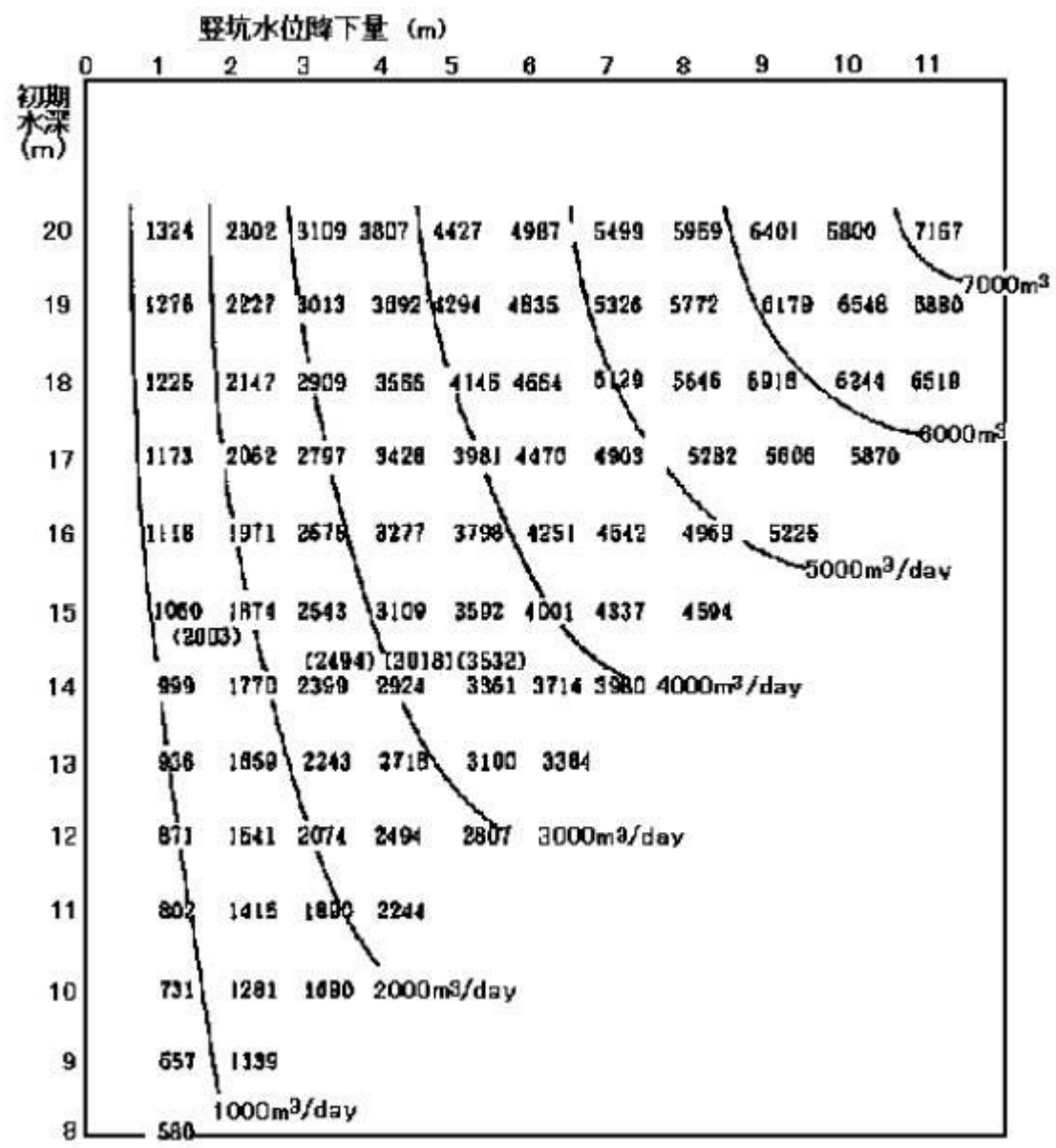
皆福地下ダムでは、大規模な取水試験を4回実施している。各取水試験では、平均2,000～8,000m³/日程度の取水を18～52日間連続して行った。3回の取水試験結果から、3日間毎の貯留体積減量(ΔV)と取水量(ΔQ)の関係をグラフにプロットすると、図6.3.1のようになる。各試験の直線の傾きが貯留率であり、縦軸との切片が「地下水涵養量－堤体漏水量」となる。グラフから、貯留層である琉球石灰岩の平均有効間隙率(貯留率)は8～11%程度であることがわかる。また、集水域からの地下水涵養量は長期の無降雨の後でも1～2mm/日程度あることが明らかになった。

図 6.3.1 皆福地下ダムにおける取水量と貯留体積減量の関係図



皆福地下ダムでは、取水のために、堤体直下流の集水縦坑から貯水域内へ集水横坑を設置している。第4回取水試験では、集水横坑からの取水量を4段階変化させて、集水縦坑及び集水横坑周辺の地下水位を観測した。観測結果を用いて、設計取水量の算定式（杉尾の式及び Manning の式）により、取水による影響半径と貯留層の透水係数を計算した。その結果、影響半径は400～500m、透水係数は0.2～0.29cm/secの値が得られた。これらの結果から、設計取水量の算定式を用いて、図6.3.2に示すとおり、取水可能量、初期水位及び縦坑水位降下量の関係を明らかにし、貯水位の低下に伴う集水横坑の取水能力の低下を定量的に評価することが可能となった。

図 6.3.2 皆福地下ダムの集水横坑能力算定図



第7章 維持管理

地下ダムの管理は、施設管理と貯留水管理（流域管理）に分けられる。施設管理は、堤体、取水施設、排水施設、地下水涵養施設等の諸施設が所要の機能を発揮できるようにするために行う。貯留水管理は、貯水位（貯水量）を把握し、適切な取水・排水を行うようにするとともに、使用目的にあった水質を維持するために行う。

また、塩水浸入阻止型の地下ダムにおいては、地下ダムの運用に当たって、貯水域内への塩水浸入及び貯水域内に残存している塩水塊の状況を把握する必要がある。さらに、必要に応じて取水量を制御し適切な貯水位を維持するとともに、除塩施設等により貯水域内から塩水を排除し、貯留水の塩分を許容値以下に抑えることが重要である。以下に、地下ダムにおける管理項目を示す。

管理項目		管理の目的、内容	管理方法
施設管理	堤体管理	堤体からの漏水量の把握。 堤体損傷等による漏水箇所の把握。	堤体上下流の地下水位 観測等
	取水施設管理	取水施設の機能維持、施設の更新。	取水時の水位降下量の 計測等
	排水施設管理	排水施設の機能維持。	貯水位の観測 排水量の計測等
	その他の施設管理	地下水涵養施設、管理施設等の機能維持。	
貯留水管理	取水管理	貯水位（貯留量）の把握。 取水施設に取水量の最適配分を行い、取水 施設を適切に稼動。	貯水位観測 取水量計測 取水施設の操作等
	排水管理	豪雨時等における貯水位の把握。 豪雨時等において排水開始時期、排水量を 決定する等により、適切な排水を実施。	貯水位観測 排水施設の操作等
	水質管理	目的に適合した貯留水水質の維持。 塩水浸入状況の把握。 貯留水からの適切な除塩の実施。	貯水域の水質観測 集水域の水質保全対策 除塩施設の操作等

地下ダムの管理を行うに当たって、最も重要な項目は、地下水面の把握と管理である。地下水の流動速度は、地表水に比べてはるかに遅い。このため、地下ダムでは、地表ダムと異なり、貯水域内の水面（地下水面）が水平面ではなく、場所により水位が異なる。特に、取水等によってもなると貯水域に局所的な水位低下が生じるが、その地下水面の変化が周辺に波及・拡大するまでには、ある程度の時間を要する。また、豪雨等に起因して貯水面が上昇する場合にも、ピークに達するまでに時間遅れが生じる場合が多い。このような地下水の特性を十分理解して、地下ダムの管理を行う必要がある。

7. 1 維持管理の体制

7. 1. 1 管理組織の設立

地下ダムの維持管理については、受益者が中心となることが望ましい。ただし、地下ダムの運用に当たっては、予想が難しい自然を相手としながら取水施設や排水施設の操作を行うことに加えて、各種施設が設計通りの機能を発揮できるかについては不確定な要素を含んでいる。このため、計画・設計における想定とは異なる事態に対応するため、技術的な専門家等からなるアドバイザーを管理組織に加えることが考えられる。

農業用として建設された地下ダムの各種施設は、日本では原則として、受益者の団体である農地・灌漑組合が管理・運営を行う。

宮古地区では、地下ダムや幹線水路等の主要施設は農地・灌漑組合が管理し、耕地内における末端の灌漑施設の管理は、受益者が責任を持つことを水管理規定により明確にした。受益者の中から 50ha に一人の割合で、水管理人を任命し、その地区内における水利用の総括管理を行うこととなる。

7. 1. 2 管理規定

地下ダムでは、以下のような事態が発生した場合、速やかに対応する必要がある。

- ①豪雨時等で貯水位が上昇し限界高水位を越えた場合、あるいは越える可能性がある場合。
- ②干ばつ時等で貯水位が最低水位を下回った場合、あるいは将来的に水不足が生じる可能性がある場合。
- ③地震が発生し、堤体その他の施設が損傷している可能性がある場合。
- ④施設に重大な事故が生じた場合。

地下ダムの管理を行うに当たっては、通常の運用に加えて、上記のような緊急事態に対して安全にかつ適切な施設操作を行えるようにしなければならない。また、地下ダムの現在の状況を把握するとともに、今後の運転方針を決定するために、気象、水象、水質、堤体の状況、取水施設の運転状況等を調査し、得られたデータを記録・解析する必要がある。このため、以下に示す事項等について管理規定を定める。

- ①管理者（管理責任者、管理のための組織）
- ②管理の対象となる施設（施設の諸元等）
- ③地下ダムの諸元（満水位、低水位、総貯水量、有効貯水量、限界高水位等）
- ④水利用のルール（利用期間、利用水量、配水方法等）
- ⑤施設の点検整備に関する事項（点検方法、修理・更新方法等）
- ⑥観測・調査に関する事項（観測・調査の項目・数量・頻度・手法、記録方法等）

⑦緊急事態における措置（緊急時における体制・対応等）

7. 1. 3 権利調整

地下ダム建設・運用に当たって、地下工作物への権利設定、流域内の地表水・地下水利用者との水利調整、流域内における新規開発者との調整等の権利調整等が必要となる場合がある。これらの権利調整は、計画段階で問題点の有無と対処方針を明らかにしておくべきであるが、管理の一環としても適切な対応を行う必要がある。

(1) 地下工作物への権利設定

堤体設置後にダム軸上で掘削が行われることにより、堤体が損傷する、ないしは越流部の透水性が悪化する等のおそれがある。また、ダム軸上に建物等の構造物が設置された場合には、堤体の補修の必要が生じた際に、その構造物が障害となるおそれがある。このため、堤体の保護・管理を行うために、堤体の存する土地の使用の権利を設定し、掘削や構造物の設置等の行為を制限することが望ましい。

権利の設定に当たっては、地表の使用権を含めて所有権を取得する方法と、地下の使用権のみを取得する区分地上権を設定する方法がある。地表までを含めて使用権を取得する方法は、地表部を管理用道路等として使用するなど、施設管理の一環として行うことが考えられる。区分地上権を設定する場合には、地表部に構造物が建設される等により、地下ダム施設の維持管理・更新を行う際に障害を引き起こさないように留意しなければならない。

砂川地下ダムや福里地下ダムでは、堤体の大部分を道路の地下に設置し、堤体の保護と管理を行いやすくしている。また、道路以外の民地部等では、堤体と越流工の施工部及びそれらを保護するために必要な範囲について区分地上権を設定し、権利を確保している。

(2) 地下水利用者との調整

地下ダム貯水域またはダム軸下流域において、地下ダム建設・運用による地下水位や地下水流動量の変化、水質の悪化により、従前からの地下水利用が障害を受ける場合がある。このような障害が発生する範囲とその程度について計画・設計時点で予測を行い、障害の程度を軽減させるなどの対策を講じるとともに、地下水利用者との調整を進める。また、地下ダム建設前から継続して、地下水位・水質等の観測・分析を行い、地下ダム建設の影響を評価する必要がある。

地下ダム建設により障害を受けた地下水利用者に対して、補償することにより対応する場合がある。ただし、補償に対する意識や補償制度は地域によって異なり、補償の内容または補償を行うこと自体が、当該地下ダム事業のみならず、地域全体における

開発や施策に悪影響を与える場合がある。このような地域では、安易に補償を行うのではなく、他の解決法を検討しながら、地下水利用者との調整を慎重に進める必要がある。

また、地下ダムに貯留した地下水を事業目的に利用するために、流域内で新規に他用途の地下水利用を行おうとする者に対し、調整・規制が必要な場合がある。日本では、地下ダム流域における地下水利用に対し、条例等により調整・規制が行われている例が多い。

(3) 流域内の新規開発者との調整

地下ダム流域内で、地下ダムの諸機能に悪影響を及ぼす可能性のある開発行為を行おうとする者に対しては、調整・規制等の措置を行う。具体的には、貯水域内の砂利の採取、地下水涵養に影響をもたらすような地表水の取水、鉱業掘削、トンネル工等が考えられる。特に、域内で地表水排除のための排水工が設置された結果、地下ダム貯水域への涵養量が減少する場合がある。このような事態に対し、地下水涵養量を減少させないように、排水工の末端を集水域内に設置した浸透池に接続する等の対策を講じた例がある。

7. 2 施設管理

7. 2. 1 堤体管理

堤体の管理とは、堤体に必要とされる遮水性が維持されていることを確認するとともに、堤体の損傷等により漏水が発生した場合には、漏水箇所を明らかにし、堤体の補修等の対策を講じることである。

堤体の漏水箇所には、堤体の施工不良に起因するものと、施工後の堤体の損傷によるものがある。堤体の施工不良には、壁体透水係数が設計値を満たしていない場合や、堤体の不連続、壁厚の不足、堤体深度あるいは根入れ長の不足等が考えられる。一方、堤体の損傷には、以下のような原因が考えられる。

- ①壁体の劣化による透水性の増大
- ②壁体材の溶脱・流亡
- ③壁体または基盤の浸透破壊
- ④異常な応力による堤体の損傷
- ⑤地震の振動による亀裂の発生
- ⑥活断層、地すべり、地盤沈下等の地盤の変位による損傷
- ⑦人為的掘削による損傷

上記のうち、①～③は、堤体の設計・施工上の配慮で防ぐことのできるものである。堤体は通常上下流方向が地盤で支えられているため、堤体に大きな応力が発生することは考えにくい。ただし、空洞部等の特殊な箇所における堤体への応力発生状況は予測が難しい場合もあり、④が発生する可能性についても検討することが望ましい。⑤及び⑥は、主に自然現象が原因となっているものであるが、この中では、地震による損傷が最も発生しやすいと考えられる。

地下ダムでは、堤体は地下に設置されるため、漏水箇所を直接目視して点検・確認することはできない。このため、貯水域内及び堤体下流における地下水の水位、流向、流速等を計測することにより、間接的に漏水箇所を推定する。また、塩水浸入阻止型地下ダムでは、堤体上下流の地下水の塩分を測定することにより、堤体または基盤の漏水箇所を把握できる場合がある。

貯水位より低い位置で堤体の一部が損傷し、漏水が生じた場合、漏水箇所付近で貯水位が低下し、堤体下流の地下水位が上昇する。このように、ダム軸上下流の地下水位を観測することにより、漏水箇所を把握することができる。ただし、貯水位が高く、地下水が堤体を越流している場合には、漏水箇所の検出が難しくなる場合が多い。また、貯水位が低い場合には、堤体の上部で発生した損傷の検出ができない。したがって、堤体管理のための地下水位観測は、満水位以下でかつ地下水位が比較的高い時期に行うことが理想的である。

検出すべき漏水の規模、施設管理者の組織・運営体制、観測のための経費等を勘案して、地下水位の観測体制、観測孔の数量、観測頻度を決定する。特に、堤体完成直後には、堤体の施工不良箇所や基盤からの漏水を把握するために、観測孔を多くして比較的頻繁に観測を行うことが望ましい。その後は、定期的に観測を行うとともに、地震が発生した場合等に観測を追加することが考えられる。なお、地震等による損傷で漏水が発生した場合、漏水箇所から観測孔までの距離、漏水量、帯水層の透水係数等の関係で、観測孔の地下水位に変化が現れるまでにある程度の時間を要する。このため、地震等が発生した際の点検・観測は、地震直後に加えて、十数日～1 カ月程度経過した後に行うことが望ましい。

砂川地下ダム及び福里地下ダムでは、堤体管理のために、以下のような地下水位観測が提案されている。

- ①ダム軸上流の観測孔について、200m 間隔で 1 カ月に 1 回の定期観測を行う。
- ②ダム軸上下流の測定可能な観測孔で、1 年に 1 回観測を行う。
- ③ダム軸上下流の測定可能な観測孔で 震度 4 以上の地震が発生した場合観測を行う。

なお、両地下ダムでは、ダム軸における基盤上面深度の確認のために堤体に沿って上下流それぞれ概ね 40m ピッチで実施したボーリングの孔を、可能なかぎり地下水位観測孔として利用している。

地下水位の観測により漏水が発見された場合には、観測孔の増設、トレーサー試験、単孔式流向流速試験等を行って、漏水箇所により正確な位置を特定する。漏水量については、Theis の公式等の水理公式を用いて、漏水箇所における地下水の水位低下量から推定できる。漏水量が地下ダムの水利用に支障をきたすほどの水量である場合は、堤体の補修工事を行わなければならない。

地下ダムの堤体は通常地下に埋設されるため、堤体工完了後は、地表からは堤体の位置が判別できなくなるおそれがある。このため、基準点が明確な座標系により堤体の位置を明らかにしておくとともに、堤体の位置がわかるようにダム軸の地表部に標識等の目印を設置することが望ましい。

7. 2. 2 取水施設管理

地下ダムに貯留した地下水を利用するために、動力を用いて地表まで運搬する必要がある。このため、恒常的に取水管理を行うとともに、施設機能の維持や更新の経費が必要となる。ダムの管理の中で、取水施設の維持管理が作業量的にも経費的にも大きなウェイトを占めている。

機能維持対策として、日常的に揚水流量、運転水位を記録するとともに、異常音・振動及びフランジ部等からの漏水の有無について点検を行う。電気を動力源とする場合は、使用電流、電圧、絶縁抵抗値等の記録も行う。さらに、定期的にポンプ本体の点検を行い、消耗部品の交換や修理等を行わなければならない。ポンプの機能が使用に耐えられないまでに低下した場合には、ポンプを更新する必要がある。ポンプの更新には相当の経費がかかるため、ポンプ台数が多い場合は、計画的に更新する必要がある。

取水施設では、帯水層から地下水を取りこむ際に、地下水の流速、圧力が大きく変化する。このため、帯水層との接触部分で、目詰まり等の機能障害が生じやすい。その結果、取水時の地下水位低下量が異常に大きくなるなどして、所要の取水量を得ることができなくなる。取水施設の管理では、取水にともなう異常を把握し、取水施設の機能を維持するために必要な措置を講じることが必要である。

地下水中には、カルシウム、マグネシウム等の重炭酸塩が溶解している。揚水に伴わない圧力降下が生じ、二酸化炭素が放出され、溶解性だった重炭酸塩は難溶性の炭酸塩に変化する。この炭酸塩がスケールとなり、スクリーンやその周辺に膠着して目詰まりが起こる。スケールの膠着が見られるようになったら、リン酸等の薬品処理によ

ってこれを除去する。重炭酸塩以外にも、水中の Fe^{2+} 、 SiO_2 などの溶存物がスリット付近に沈着し、スクリーンの閉塞が生じることはよくある。鋼管のスリットスクリーンの場合は、スリット部が腐食して閉塞することがある。この種の目詰まり除去にもリン酸処理が行われる。

また、鉄バクテリア、その他の微生物が取水施設内に繁殖し、そのスライム状の生成物によりスクリーンが急に目詰まりを起こすことがある。これに対しては、塩素ガスを直接井戸内に圧入するか、次亜塩素酸カルシウム（またはナトリウム）を取水施設内に投入し、滅菌する。

帯水層からの砂の流入や細粒の充填材がスリット部を物理的に目詰まりさせる場合もある。これは、帯水層の固結度が低いことに加えて、フィルターが機能を発揮していないことや過剰揚水により取水の際の地下水流速が速くなりすぎることに原因がある。スクリーンと孔壁の間に適当な粒度の砂礫等のフィルターを充填することで、砂の流入を抑えることができる。取水施設完成後に砂の流入量を減らすためには、揚水量を抑えて、地下水の流入速度を低下させる必要がある。砂の流入が多い場合には、取水施設内の砂を定期的に排出する必要がある。

スクリーンの閉塞は、管井戸の場合は、スワッピングやジェッティングの機械的な方法により取り除くことができる。また、掘削泥が目詰まりの原因となる場合もあるため、取水施設設置時の仕上げ作業を入念に行う必要がある。

管井戸における目詰まり除去のリハビリテーションは、比湧出量が井戸完成時の80%以下に低下しないうちに行うことが望ましい。比湧出量が50%以下に低下してしまった場合には、いかなる策を施しても多くの場合回復不可能とされている。

7. 2. 3 配水施設管理

排水施設については、貯水位の観測を継続して行い、排水施設が正常に機能しているかを確認する。特に、豪雨時等で貯水位の上昇が予想される際には、地下水の観測に加えて、地下ダム貯水域内を踏査し、湛水等の被害の有無を把握しなければならない。また、定期的に排水施設の点検を行い、機能の維持に努める。特に、暗渠等のように地表付近に埋設した施設については、掘削等により破損されていないか、現地を巡回し確認する。

排水施設が機能するためには、末端の排水口または排水路から滞りなく排水できることが必要である。特に河床を利用して排水する場合には、流下した土砂が堆積して、排水路の埋没または排水路底が上昇していることが多い。また、排水口が水中に没していて十分な排水ができない場合がある。排水口が沈殿物でふさがれていることもあ

る。このため、排水口・排水路の点検を行い、必要に応じて浚渫・清掃を実施する。

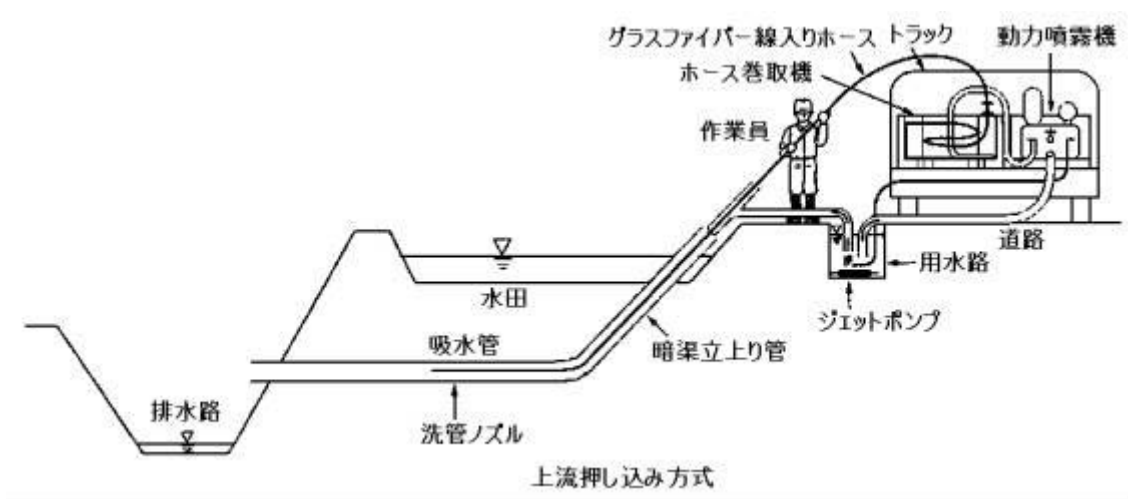
排水施設として暗渠を設置する場合には、暗渠管の清掃等の維持管理を行う。暗渠の機能不全には、以下のような原因が考えられる。

- ①暗渠管の閉塞、破損等による排水不良
- ②疎水材の目詰まり
- ③施工不良による暗渠管の接続部の不連続や疎水材投入不足による透水性の不良

暗渠管設置箇所において土粒子が移動しやすい土質の場合には、暗渠管内へ土粒子が流入・堆積する。また、水酸化鉄等の沈殿による目詰まりが生じる場合がある。これらの原因により、排水機能が低下する場合には、暗渠管の清掃を行う必要がある。暗渠管の清掃は、暗渠管内に地表水を導入して行う。図 7.2.1 に示すように、暗渠管立ち上がりから地表水を流入させながら、先端に洗浄ノズルの付いた弾力補強ホース(グラスファイバー線入りホース等)を暗渠管内に押し込み、高圧水を噴射し洗浄する方法等がある。

なお、清掃作業には清浄な水を使用し、異物の混入等により清掃が暗渠管の目詰まりの原因とならないように注意する。暗渠管の不連続部を確認するためには、グラスファイバー線等を暗渠管の出口または立ち上がり管から挿入して、貫通不能な場所を確認する方法がある。清掃によっても暗渠の機能が回復しない場合には、暗渠の再施工を行うことを検討する。

図 7.2.1 暗渠管の目詰まりの除去例



7.3 貯留水管理

7.3.1 取水管理

管井では1本当たりの揚水可能量は、多い場合でも数千 m^3 /日程度である。このため、大規模地下ダムで多量の取水を行うためには、本数が多くなり、複雑なポンプ運転システムを管理することが要求される。特に、貯水域内で地下水位が局所的に低下する場合は、計画通り揚水できない井戸がでてきて、取水施設全体の取水能力が低下する。このため、貯水域の地下水位が極力均等になるように、井戸毎に適切な取水量を配分する必要がある。さらに、干ばつとなった場合には、現況の貯水量と将来的に必要な水量を検討し、水不足を生じさせないように適切な取水管理を行わなければならない。

また、地下ダムの貯留水を多数の受益者へ配分するためには、利用水量の規定等、水利用におけるルールを定め、これを遵守する必要がある。しかしながら、渇水期が長期にわたるような場合には、過大取水等のルールの乱れが生じ、水量の不足や水利用の不公平等の問題が生じる可能性がある。水利用における公平性を確保するためには、ルールの遵守が基本となるが、分土工等に流量の制御システムを導入すること等が考えられる。

7.3.2 排水管理

排水方法には、堤体天端からの越流または放水施設による自然排水と、排水用井戸（取水用井戸と兼用する場合もある。）等を用いたポンプ運転による強制排水がある。

排水方法として強制排水を採用した場合には、排水開始水位等の排水施設の操作基準に関する規定をあらかじめ定めておく必要がある。強制排水の実施は、主に次の基準により行う。

- ①自然排水をもってしても貯水位の低下が期待できない場合。
- ②多量の降雨が続き、このままでは限界高水位を越えることが予想される場合（予備排水）。

地下水の挙動は、地表水と比較すれば緩慢で、現象として現れたときに対策を講じたのでは、手遅れとなる一面を持っている。洪水被害の発生を防ぐためには、予測性をもった管理水位の決定が重要である。

7.3.3 水質管理

用途に適した水質を確保するため、貯留水の水質管理を行う。水質管理は、貯留水の水質状況を把握するための水質調査と地下ダム流域の水質保全対策からなる。

(1) 水質調査

水質調査では、貯留水を定期的に採水して必要な項目の水質分析を行い、貯留水の水質の状況を把握する。水質分析の方法には、現地分析及び室内分析がある。現地分析では、携帯式計器等を用いることにより、温度、pH、電気伝導度等の測定が可能である。最近では、試薬の入ったチューブを用いて現地で迅速簡便に分析できるパックテスト等の簡易水質分析方法もある。経時的な変化が激しい分析項目については、観測孔内にセンサーを固定して、水質の連続的なデータを計測・記録できる自記計を用いる場合もある。主要イオン、窒素、有機物、細菌などについて精度の高い分析を行うためには、試料を採取して室内分析を行う。

水質調査により分析しなければならない項目は、地下水の用途により決定されるが、一般的な分析項目は、 Na^+ 、 K^+ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Cl^- 、 SO_4^{2-} 、 HCO_3^- 、Fe、 NH_4^+ 、 NO_3^- 、 NO_2^- 、溶存固形物総量（TDS）、水素イオン濃度（pH）、電気伝導度（EC）、一般細菌、大腸菌等である。流域内に農地があり、農薬による貯留水の汚染が懸念される場合は、その地域で使用されている農薬について分析を行う。また、鉱山や工場などがある場合には、懸念される重金属などの項目を追加する。

ボーリング孔から採水する場合は、小口径用のポンプか投げ込み式の細井戸用採水器を用いる。採水した試料については、取水直後に容器に密封するとともに、冷蔵するなどして変質しないように運搬し、速やかに分析しなければならない。

電気伝導度は、電気抵抗（比抵抗値）の逆数であり、水中に溶存する塩類総量が多いほど大きい値を示す。電気伝導度は、簡単に測定することができ、水質の代表的な指標とすることができる。電導度が高く、溶存する塩基総量が多い水は、飲料用水や灌漑用水として不適となる場合が多い。

また、同一観測孔であっても、帯水層の性状や地下水の密度差が原因となって、深度により地下水の水質が異なることがある。このような場合には、深度別にスクリーンを設けた観測孔等を利用して深度別の水質観測を行う。特に、塩水浸入阻止型地下ダムでは、塩分について平面的な観測に加えて深度別の観測を行い、三次元的に塩水化地下水の分布状況を把握する必要がある。

水質調査による分析結果は、利用の目的に応じて世界保健機構（WHO）の飲料水水質ガイドライン(表 7.3.1)、USDA（United States Department of Agriculture）灌漑水の水質基準(図 7.3.1)などに照らして、水質の適否を判断する。

表 7.3.1 WHO 飲料水水質ガイドライン（一部を抜粋して掲載）

項 目	ガイドライン値
Sb	0.005 mg/litre
As	0.01 mg/litre
Ba	0.7 mg/litre
B	0.5 mg/litre
Cd	0.003 mg/litre
NH ₂ Cl	3 mg/litre
Cl	5 mg/litre
Cr	0.05 mg/litre
Cu	2 mg/litre
CN	0.07 mg/litre
F	1.5 mg/litre
Pb	0.01 mg/litre
Mn	0.5 mg/litre
Hg	0.001 mg/litre
Mo	0.07 mg/litre
Ni	0.02 mg/litre
NO ₃ ⁻	50 mg/litre
NO ₂ ⁻	0.2 mg/litre
Se	0.01 mg/litre
U	0.002 mg/litre
E.coli or thermotolerant coliform bacteria	Must not be detectable any 100-ml sample
Gross alpha activity	0.1 Bq/litre
Gross beta activity	1 Bq/litre

図 7.3.1 USDA 灌漑用水基準

(USDA, 1954)

$$SAR = Na^+ / \sqrt{(Ca^{2+} + Mg^{2+})/2}$$

C1:ほとんどの作物・土壌に使用可能

C2:適度のリーチングが起こる土壌で使用可能。中位の塩分耐性作物に使用可能

C3:排水不良土壌では使用不能。適度の排水があれば、塩分耐性の強い作物に使用可能。

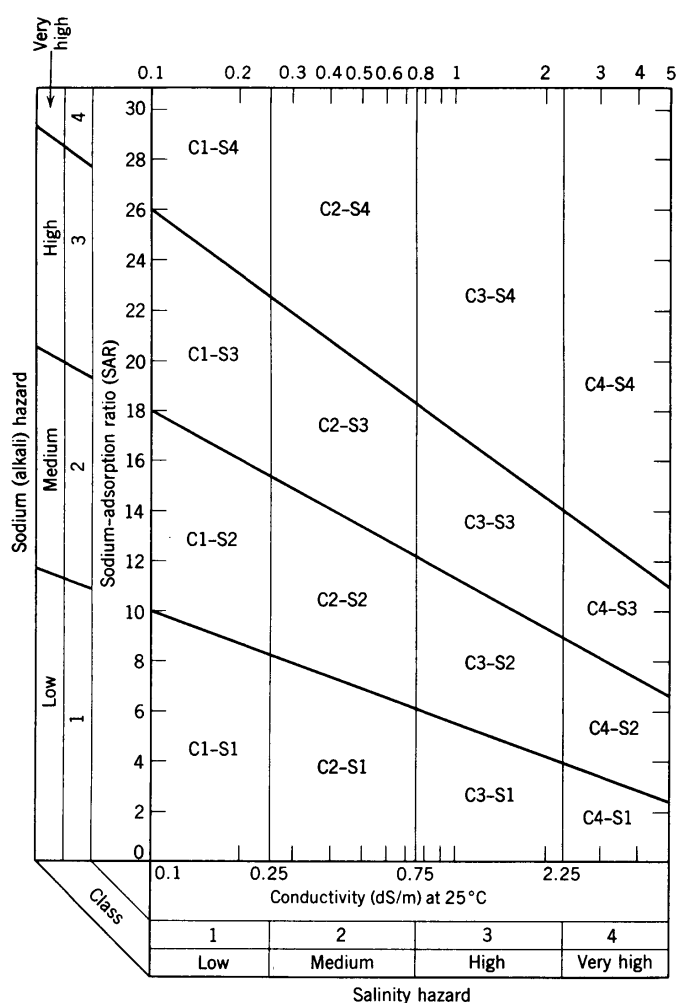
C4:通常の灌漑には使用不能。特殊な塩害対策が必要。

S1:ほとんどの土壌で使用可能

S2:細粒で高い陽イオン交換能力を持つ土壌では明らかなナトリウム害が発生する。

S3:ほとんどの土壌でナトリウム害が発生する。特殊な土壌処理、リーチングおよび有機物付加が必要。

S4:灌漑目的には不適。



塩水浸入阻止型の地下ダムでは、地下ダムの運用にともない、堤体または基盤を通してある程度の水量の塩水が貯水域内に浸入する場合がある。さらに、堤体締め切り時に貯水域内に塩水塊が貯水域内に残存することもある。貯留水の塩分はこれらの塩水の影響を受けて変動する。このため、塩分の許容値をあらかじめ定めておいて、貯留水の塩分が許容値以下となるように、取水管理を行い貯水位の低下を制限する。また、

塩分を含んだ地下水を他の淡水水源と混合・希釈してから利用する場合もある。

塩分を含んだ地下水を農業用水として利用する場合には、作物の耐塩性の問題と土壌への塩類集積の問題がある。作物の耐塩性は、根から吸収される際の影響と茎葉に付着することによる影響からなり、許容塩分は作物の種類により異なる。耐塩性の強い作物では 2,000mg/lit 以上の塩分でも生育障害が生じないものもある。日本における農業用地下ダムでは、貯留水の許容塩分（塩素イオン濃度）として、200～500mg/lit 程度の値が設定されている例がある。

(2) 地下ダム流域の水質保全対策

地下ダムの貯留層及び貯留水は、一般に、一旦汚染されると簡単には回復しない。このため、汚染を未然に防ぐとともに、汚染が生じた場合には、その拡大を防止することが重要である。地下ダム貯留水の水質を保全するためには、地下ダム流域内において、水質に関連した行為について監視を行うとともに、水質汚染源の発見、除去、水質回復のための対策を行う。法令、条例等により、流域において地下水の水質を悪化させるまたは悪化させるおそれのある行為を行う者に対して、水質保全に必要な措置をとらせる場合もある。

砂川地下ダム及び福里地下ダムが建設された沖縄県宮古島では、肥料や生活排水等の浸透により地下水中の硝酸態窒素の増加が問題となった。これに対して、排水処理施設の設置、施肥量の適正化、施肥時期の分散化、緩効性肥料の使用等の対策が進められている。

付録

地下水開発に関する主要用語集

用語の定義を整理するに当たって、参考にした文献を以下に記す。

- 「土木用語大辞典（土木学会）」：Dictionary of Civil Engineering Terminology (Japan Society of Civil Engineering)
- 「農業土木標準用語事典（農業土木学会）」：Technical Terms on Irrigation, Drainage and Reclamation (Japanese Society of Irrigation, Drainage and Reclamation)
- 「地下ダム計画・設計技術指針案（農林水産省）」

(1) 地下ダム施設に関する用語

有効貯水量（active capacity）：総貯水量から死水量を差し引いた地下水量。

涵養施設（aquifer charging facilities）：地表水の地下浸透を促進して貯留域の地下水を強化するための施設。その形状は、池、溝、井戸など様々である。

流域（catchment area）：自然状態で地下ダム貯留域に水を供給する範囲。

締切断面積（cut-off area）：堤体断面積のうち根入れ部分を除いた断面積

堤体（cut-off wall）：地下水の流れを堰き止めるために帯水層中に築造される構造物。

工事によって、従前の帯水層に比べ水が通りにくくなっている部分のことを指し、一定の厚みを持った壁状に連なる地中の人工構造物である。

ダム軸（dam axis）：堤頂の鉛直断面

堤頂（dam crest）：堤体の頂部。

天端標高（dam crest elevation）：堤頂の標高

堤高（dam height）：堤体の（最大）高さ。根入れ部分を含む。

堤長（dam length）：堤頂の総延長。

堤体断面積（dam sectional area）：堤体の縦断面積。根入れ部分を含む。

堤幅（dam width）：堤体の厚さ。

死水量（dead capacity）：最低地下水面以下の地下水量

排水施設（drainage facilities）：貯留域の水を排出する施設。地下水位が上昇し、湛水等の被害をもたらす可能性がある場合は必要となる。地表に設ける開水路、（地下に設ける）暗渠などがある。

満水位（full reservoir level）：堤頂から越流を開始するときの貯留域の水位。ただし、地下水面は水平とは限らない。

総貯水量（gross reservoir capacity）：満水位における貯留域の地下水量。

取水施設（intake facilities）：堤体により遮られ、蓄えられた地下水をとるための施設。井戸、集水井、集水横孔、集水トンネルなど。

最低水位 (minimum reservoir level)：貯留域の地下水利用に伴い水位が最低となる時点における地下水面。井戸にポンプを設置して揚水する場合は、井戸を中心に漏斗状に低下した形態となる。

管理施設 (operation and maintenance facilities)：地下水位および降雨量の観測を通じて、水位予測計算を行い、それをもとに水位調整や取水制限の判断を下す施設。

塩水浸入が懸念される場合は、塩分濃度観測や除塩のための施設も必要となる。

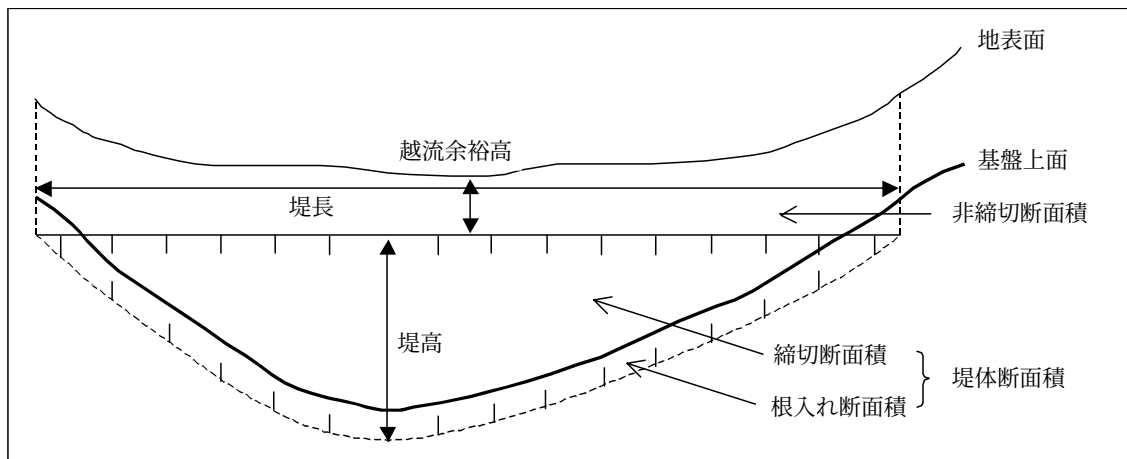
越流余裕高 (overflow freeboard)：地表面と堤頂が最も接近する地点における両者の標高差

根入れ (penetration part)：堤体のうち、基盤中に切り込んで施工される部分。

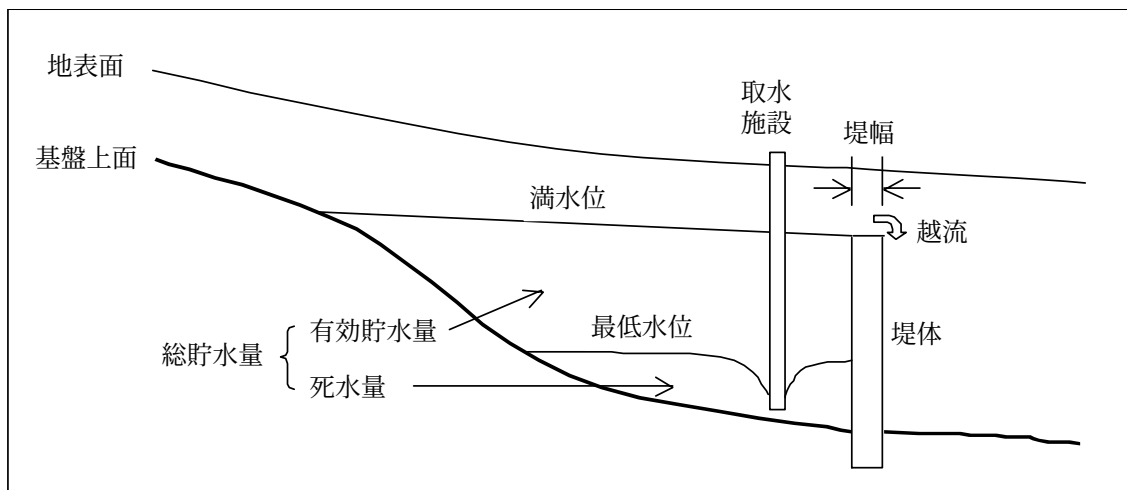
貯留域 (reservoir area)：堤体上流側の地下水が貯留される範囲

非締切断面積 (uncut-off area)：堤頂と地表面の間の垂直断面積

堤体断面図



地下ダム貯留域断面図



(2) 水環境

絶対湿度 (absolute humidity) : 1 気圧の大気中に含まれる水蒸気の重量。単位は、 g/m^3 。

アルカリ度 (alkali degree) : アルカリ金属 (K、Na) やアルカリ土類金属 (Mg、Ca) の水酸化物を含む程度。地表水より地下水の方が高く、周辺地質に左右される。

帯水層 (aquifer) : 水で飽和した透水性のよい地層。

基底流出 (base flow) : 全流出水から表面流出と中間流出を差し引いた水。地下を流れて下流に流れ去る水のこと。

基盤 (basement) : 難透水性の岩盤または地層を指す。

キャビテーション (cavitation) : 高速の水の流れにおいて、局所的に圧力が低下し、水中の気泡が急激に拡大する現象。

粗度係数 (coefficient of roughness) : パイプラインや開水路の壁面の流水抵抗を表示する係数。

被圧 (confined state) : 不透水層に挟まれ、圧力が加えられている様子。

圧密 (consolidation) : 粘土のような透水性の低い材料が荷重を受け、内部の間隙水を徐々に排出しながら体積が減少していく現象。

浸透路長 (creep length) : 不透水性の構造物を造る場合、浸透水が構造物の底面に沿って流れる流路の長さ。

ダルシー則 (Darcy's law) : 水の浸透速度は動水勾配に比例するという法則。

有効間隙率 (effective porosity) : 帯水層から排出しうる水の帯水層に対する体積割合。

不圧 (free state) : 不透水層に覆われていない状態。

滲筋 (gut) : 水を流出させるための水路。

硬度 (hardness) : カルシウムの溶存度

水頭 (head) : 水の持つエネルギーを高さで示したもの。不圧状態では、地下水面の高さを指す。

透水係数 (hydraulic conductivity) : 地盤中の水の通しやすさを示す指標。速度と同じ単位で表される。動水勾配が同じであれば、透水係数の小さい地盤ほど浸透速度が遅くなる。土中の水の移動は含水量の多少にも影響を受けることから、飽和状態の値「飽和透水係数」と、含水量の減少とともに値が小さくなる「不飽和透水係数」に区分される。

動水勾配 (hydraulic gradient) : 地下水面の勾配。正確には、水頭を連ねた線の傾斜。

水理 (hydraulics) : 水みち。

水文 (hydrology) : 水の循環、分布および物理・化学的特性。

静水圧 (hydrostatic pressure) : 静止した水が、ある面に対して垂直に作用する力。

間接流域 (indirect catchment area) : 自然流入できない地域にある流域。

影響圏 (influence area) : 井戸揚水に伴い、地下水位低下が生じる範囲。

パイピング (piping) : 浸透水の力により土粒子を移動させ、地盤内に管状の孔を作る作用。

日照時間 (possible duration of sunshine)：太陽が東の地平から現れてから西の地平に沈むまでの時間。

蒸発散位 (potential evapotranspiration)：植物に覆われた地表面に十分な水がある場合の蒸発散量。可能蒸発散量。

迂回浸透 (roundabout percolation)：不透水性の構造物を避けるように、その下部の水が浸透する様子。

塩水浸入 (salt water infiltration)：海岸付近の帯水層において、比重の大きい海水が淡水の下に楔状に陸側へ浸入している様子。楔の角度は淡水の水圧によって違ってくる。淡水の水圧が弱まるほど楔の角度は水平に近くなり、より内陸側に塩水が入り込むこととなる。

堆砂 (sedimentation)：貯水池へ流入した土砂が貯水池内に堆積すること。

比湧出量 (specific capacity)：帯水層の透水性を表す指標の1つで、水位降下に対する揚水量 (単位 $\text{m}^3/\text{d}/\text{m}$) で示される。

定常 (steady state)：時間とともに状態が変わらない様子。

貯留係数 (storage coefficient)：帯水層からの排出水量とその排水によって生じる地下水面低下量を体積比で示したもの。不圧帯水層の場合は、有効間隙率にほぼ等しい。

中間流出 (subsurface runoff)：降雨のうち、表層部に浸透した後に、下流で再び地表に出る水。

表面流出 (surface runoff)：降水のうち、地表面を直接流下する水。

サージング (surging)：流量が急激に増大することにより、媒体が波打つ現象。

トリリニアダイアグラム (tri-linear diagram)：地下水の主要イオンを陽イオン ($\text{Na}^+ + \text{K}^+$ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+})・陰イオン (Cl^- 、 SO_4^{2-} 、 HCO_3^-) ごとに構成比率を表したグラフ。

地下谷 (underground valley)：帯水層の下位に分布する基盤が、谷構造をなしている様子。

含水比 (water content)：土に含まれる水の質量をその土の乾燥質量で割った値(%)。

群井理論 (well group theory)：接近した複数の井戸で同時に揚水すると、相互に影響を及ぼしあって水位が低下し、個々の井戸の揚水量が単独で揚水する場合に比べて少なくなること。

(3) 施設・施工

アバット部 (abutment)：堤体が地山と接している部分。

混和材料 (admixture)：セメント、水、骨材以外でコンクリートに配合される材料。

材令 (age)：コンクリートやモルタルの材料を練り混ぜてからの経過時間。

オーガー (auger)：地面を掘削するための器具。

裏込め (backfill)：地中構造物の背面を土材料で充填すること。

逆流洗浄 (backwashing)：圧力水を導入して抑留懸濁物を洗い流すこと。

段切り (bench cut)：傾斜面に水平面をつくるために階段状に土砂を削り取ること。

曲げモーメント (bending moment)：部材に曲げを発生させる偶力。

ベントナイト (bentonite)：火山岩類が化学変化を受けて生ずる粘土の一種。水の吸収・除去によって極度に膨張・収縮する性質を持つ。流動性が助長されることから、グラウトに混ぜて潤滑剤として多用されている。

ボックスカルバート (box culvert)：断面形状が箱形のカルバート。カルバートは、道路などの下を横断する通路や水路等の構造物をいう。

座屈 (buckling)：一定値以上の圧縮力を受けた構造物が、力を受ける方向と直交する方向に急激な変形を起こす現象。

ケーシング管 (casing pipe)：井戸の孔壁を保護する管。

場所打ちコンクリート杭 (cast-in-place concrete pile)：地盤を削孔し、そこにコンクリートを充填してつくる杭。

セメントミルク (cement milk)：セメントを主材料として、水と添加剤を混練したミルク状の懸濁液。

クラムシェル (clamshell)：クレーン等にグラブバケットを装着した掘削機械。

集水渠 (collecting drain)：吸水渠により吸水した地中の過剰水を集めて排水路に導く管。

集水井 (collecting well)：側面から数多くの横ボーリング孔が掘られている大口径の井戸で、周囲の地層から効果的に集水するための地下水取水施設。

副ダム (counter-dam)：主ダム下流部の浸食を防止するために設けられる高さの低いダム。

偶力 (couple of forces)：物体を回転させようとする力。

養生 (curing)：コンクリートの硬化作用を十分に発揮させるため、適当な温度と湿度を確保し、外力が加わらないように保護しておくこと。

分水工 (division works)：流送された水を所定の地域に所定の流量または水位で分配する構造物。

築堤 (embankment)：堤体材料を盛り上げて締め固めること。

疎水管 (filter material)：吸水渠の一部として吸水性能を高めるための透水性材料。

転倒ゲート (flap gate)：水圧を感知して転倒開閉するゲート。

フライアッシュセメント (flyash cement)：集塵機で採取した微粉末シリカ質材料の「フライアッシュ」をポルトランドセメントに混ぜたセメント。

フトン籠 (gabion)：直方体のかごを編み、そこに玉石などを敷き詰めたもので、河川の護岸などに用いられる。

グラベルパイル (gravel pile)：地盤の透水性を高めるため、礫などを敷き詰めた柱状の構造物。

床止工 (ground sill)：河床を安定させるため河川を横断して設ける構造物。

グラウト (grouting)：基礎地盤内にセメントなど固化液を注入すること。

ハンマーグラブ (hammer grab)：重量のあるバケットを数 m 落下させ、地山を掘削

する機械。

H 鋼杭 (H type steel pile) : 「H」の形をした鋼製の杭。

内空断面 (inner section) : 内部に空洞を持つ構造物の空洞断面。

ジャミング (jamming) : ボーリング中にビットなどの掘削用具が孔壁の崩壊や押し出しのために動かすことができなくなる状態。

リーク (leaks) : 注入グラウトが地表のどこかに漏れること。

ライナープレート (liner plate) : プレスにより四辺を折り曲げ、フランジを付けた鋼板矢板。

荷重 (load) : 構造物に対して外部から作用する力。

モルタル (mortar) : セメント、水及び砂を練り混ぜたもの。グラウトや構造物への吹き付けなどに用いられる。

泥水 (mud water) : ボーリング掘削に際して、孔壁保護やビットの冷却などのために使われる調整液。ベントナイトを多く含む。

多軸回転式 (multi-axial operating) : 複数のシャフトを同時に回転させながら地盤を掘削する方式。

ピックハンマー (pick hammer) : 先端の尖った「のみ」により岩石を破碎する削岩機。主に軟岩に対して使われる。

ピット (pit) : 地表から鉛直方向に掘削された坑道。

押し抜き剪断 (punching shear) : 板材に集中荷重を加える場合、板の狭い範囲がコーン状に抜けるような局所的な破壊現象。

計画基準年 (reference year for design) : 事業または構造物を計画するに当たって参考にした過去の特定年次。計画策定は、この特定年次の気象・水文条件を考慮して行われる。

転圧 (rolled compaction) : 重機ローラーにより静的圧力を加えること。

ロータリーパーカッションボーリング (rotary percussion boring) : 回転と打撃の両方の機能を備えた掘削機器によるボーリング。

割栗石 (rubble) : 採石場で人工的に破碎された直径 10~20cm 程度の粗石。

サンドパイル (sand compaction pile) : 軟弱地盤中の水を抜き取り、地盤を圧縮・安定化させるため、地盤中に人工的に設けられる砂柱。

サンドポンプ (sand pump) : 砂や泥等を水とともに吸い上げて輸送するためのポンプ。

スクリーン (screen) : 水中の浮遊物質を取り除く網状、多孔状の装置。

シール材 (sealing material) : 継ぎ目などからの漏水を防止するための材料。

自硬性安定液 (self-hardening slurry) : 水、粘土、セメントなどの混合液。長時間放置すると自然に固化する。

剪断 (shearing) : 外部からの応力により、物体内部にずれが生じること。

矢板 (sheet pile) : 地盤の安定性を保つために設置される板状の構造物。鋼矢板 (steel sheet pile)、コンクリート矢板など。

スラグ (slag)：鉬石を溶練する際に生じる非金属性の滓。

単管ロッド工法 (simple pipe rod method)：ボーリングロッドをそのまま注入管として利用し、地盤内に注入材を圧入する方法。

スリーブ管 (sleeve pipe)：内筒と外筒の二重構造で、内筒側面に多数の放出口が設けてあり、外筒のスライド動作により開閉を行う装置。

ソイルセメント (soil cement)：土にセメントを混ぜたもの。

余水吐 (spillway)：ダム等の余剰水を自動的に排除し、下流の河川敷等へ安全に流下させるための排水施設。

ステージ注入工法 (stage grouting)：一般的に用いられているグラウトの方法の1つで、注入孔を適当な長さのステージに分割し、上部からボーリングとグラウトを交互に行い、順次深部に施工を進める方式。目標区間にパッカーを装着して注入液が漏れないように施工する。

千鳥配列 (staggered arrangement)：格子配列が碁盤目状ではなく、ジグザグ状になっている様子。

粗止め孔 (starting bore-hole)：先発して実施するグラウトの孔。

ストレーナー (strainer)：地下水をポンプなどで汲み上げる場合に周辺の土砂やゴミ等が混在しないように採水部に取り付けるフィルター。

吸水渠 (sub-lateral drain)：暗渠排水の末端で、流入した排水を流すための管または透水性材料。

懸濁液 (suspension)：微粒子が液体中に分散したもの。

転流工 (temporary diversion facility)：河道内の工事を安全かつ合理的に行うために設けられる仮施設。仮排水路など河川水を処理する施設。

トルク (torque)：偶力のモーメント。

トレミー管 (tremie pipe)：水中でコンクリートを水と置き換えながら打設する工法で用いられる輸送管。

エレメント (tunnel element)：水底にあらかじめ掘削しておいたトレンチに沈設し、接続されるトンネル状の構造物。

二重管ダブルパッカー工法 (twin pipe double packer method)：ボーリング孔に外管を設置した後、ダブルパッカーのついた注入管で注入する方法。

暗渠 (underdrain)：地中に埋設した地下排水施設。

バイブロハンマー (vibro-hammer)：内部振動機をつけたハンマー。

袖部 (wing)：ダムの越流水が落下着水する部分。

(4) 調査方法

空中写真 (aerial photograph)：航空機からほぼ等間隔に垂直下方を撮影した連続写真。実体鏡 (ステレオスコープ) を用いて隣り合う写真を並べて見ることで、様々な地上の情報を分析することができる。

ベンチマーク (bench mark)：水準点。水準原点を基点として、主要道路に沿って約

2km ごとに設置されている標識で、各々標高が決められている。

視準 (collimation)：望遠鏡の軸を望もうとする対象物の方向に向けること。

コアボーリング (core boring)：地盤の掘削時に円柱状の土・岩石を採取して地下地質を調査する方法。採取した土・岩石をコアという。

データロガー (data logger)：計測値をコンピュータで読み込めるようデジタルデータとして自動収録する装置。

ダイヤモンドビット (diamond bit)：ボーリング掘削機の先端についているダイヤモンド製の削岩刃。

電気伝導度 (electric conductivity)：水の通電のしやすさを示す指標で、イオン濃度が大きいほどその値は大きくなる。単位は mS (ミリジーメンス) /cm 。測定が容易であり、塩素イオン濃度と相関性が高いことから、沿岸部地下水の塩水化を把握するのに便利な指標であると言える。

電気探査 (electric prospecting)：地表に電極を設置し、地盤中に人工的な電流を流すことで地下の比抵抗分布を推定する探査方法。

傾斜計 (inclinometer)：地盤や構造物の傾きを測定する計器。

ルジオンテスト (lugeron test)：岩盤の透水性を推定する試験。一定の圧力下でボーリング孔 1m 区間長につき注入される水量を測る。その値をルジオン値 (lugeron value) といい、単位は l/min 。

N 値 (N-value)：土の硬さ、締まり具合を示す指標。重量 63.5kg のハンマーを 75cm 自由落下させ、標準サンプラーを 30cm 打ち込むのに要する打撃回数。

現場透水試験 (field permeability test)：ボーリング孔を利用し、揚水したり注水したりして、地層の透水性を推定する試験。

揚水試験 (pumping test)：井戸から一定量の揚水を行い、地下水位の低下、揚水停止後の水位上昇の様子を観測する試験。これをもとに、帯水層の透水性、保水性を推定する。

比抵抗値 (resistivity)：物質の電気の流れにくさを示す物性値、すなわち単位体積あたりの電気抵抗値。単位は、 $\Omega \cdot \text{m}$ 。地質にはそれぞれ特有の比抵抗値域がある。

地下水位一斉測水 (simultaneous groundwater level observation)：地下水面の形状を把握するために、1 日から 2 日の短期間のうちに相当数の井戸の地下水位を測定すること。

スライム (slime)：ボーリング掘削により掘り上げられた切り屑。

供試体 (specimen)：各種物理試験に供されるサンプル。

トランシット (transit)：水平角及び高低角を測定するための望遠鏡を装着した測量機器。

一軸圧縮強度 (unconfined compression strength)：一軸圧縮試験によって得られた物質の強度。一軸圧縮とは、側面からの圧力を加えず、一方向のみ圧縮することという。この強度を指標として、岩石を軟岩、中硬岩、硬岩に分類している。

自記水位計 (water level recording gauge)：水位の変化を連続的に自動記録する装置。

任意の深さの水中にセンサーを置いて水圧変化を計測する「水圧式」とウキを使ってその上下変動を記録する「フロート式」がある。

水押し試験 (water test)：グラウトによる遮水性の改良度合いを調査するため、グラウト注入前に実施する簡易なルジオンテスト。

(5) 地質用語

層相 (facies)：地層の見かけ。

地質柱状図 (geologic column)：地質の層序、岩相などを柱状に示した図。ボーリング調査の結果を整理するのに用いられる。

谷底平野 (ravine plain)：谷底が堆積物で埋まり平坦になっている部分。

岩相 (rock facies)：岩の見かけ。

層序 (stratigraphy)：地層が重なる順序。

崖錘 (talus)：急斜面からはがれ落ちた岩石・土砂が堆積してできた地形。

火山角礫岩 (volcanic breccia)：火山岩の石片と火山灰、砂が混在する岩相。

マトリックス (matrix)：地層中の岩石と岩石の間を埋め合わせる細粒物質。

(6) 解析、計算方法について

境界条件 (boundary condition)：解析領域の境界において想定する関数が満たすべき条件。例えば、海・湖沼と接している場合は水位を一定にする、稜線を境界とする場合は水の流入がないなど。

分散係数 (dispersion coefficient)：地下水中の溶存物質の移流分散を表現する方程式を規定する係数。

外挿 (extrapolation)：ある変域内の関数値が知られているとき、その変域外での関数値を推定すること。

差分法 (finite difference method)：差分により微分方程式の近似的な解を求める方法。関数において変数の微小増分 dx に対する値の差 $dy=f(x+dx)-f(x)$ を差分という。 dx を限りなく 0 にしたときの dy が微分となる。差分法とは、微分方程式のデジタル化である。変数の有限区分 dx を小さくし、その数を多くするほど計算量は増える。

有限要素法 (finite element method)：二次元、三次元の領域を任意に分割してできた要素の各節点における微小変化を示す関数に基づいて近似的な解を求める方法。

ヤコブ法 (Jacob's method)：揚水継続時間が十分長い場合、水位低下量と揚水継続時間の対数の関係が一次関数に近似できるとして、Jacob が提唱した式に基づいて、透水係数や貯留係数を求める方法。

パラメータ (parameter)：方程式を構成する固有値。

回復法 (recovery method)：揚水停止後の回復水位を観測し、解析する方法。揚水開始時との水位差が、「揚水開始時から時間」と「揚水停止後の時間比の対数」と比例関係にあるとして、Jacob が提唱した式から導かれる式を用いて透水係数を

求めることができる。

連結タンクモデル (series tank model) : 流域の水収支を概略解析するための計算式。

比貯留係数 (specific storage coefficient) : 土中の非定常浸透を解析する場合に必要で、水頭変化に伴って生じる有効応力の変化に対応する貯留水量の増減を規定する定数。

タイス法 (Theis's method) : Theis が提唱した解析式に基づく揚水試験の解析方法。解析式は、一定層厚で水平に無限に広がる均質・等方の被圧帯水層から定量揚水した場合の水位降下を表現する非定常の式である。

ティーセン法 (Thiessen Method) : 複数の地点雨量データから面積雨量を算出する方法。地域を複数の多角形に分割、各多角形内の雨量を、中心にある雨量観測地点のデータで代表させることにより、地域の雨量を推定する。

参考文献

- 農林省農地局 (1969) 土地改良事業計画設計基準 計画「暗きょ排水」
- 農林水産省構造改善局 (1985) 農地地すべり対策事業便覧
- 農林水産省構造改善局 (1989) 土地改良事業計画設計基準 計画「農地地すべり防止対策」
- 農林水産省構造改善局 (1993) 地下ダム計画・設計技術指針 (第3次案)
- 農林水産省構造改善局 (2000) 土地改良事業計画設計基準 計画「暗きょ排水」基準書, 技術書
- 穴見春樹 他 (1993) 喜界島における地下ダムの施工; ダム日本, No.650
- 中国四国農政局 (1997) 地下ダム開発調査中国四国地区中島地下ダム調査報告書
- 地下水ハンドブック編集委員会; 地下水ハンドブック
- 地下構造物ハンドブック編集委員会; 地下構造物ハンドブック
- Environment Agency, Japan; Model Project to Combat with Desertification. Desertification and Sub-surface Dam.
- 水産庁 他; 常神地下ダム概要
- 藤原靖 他 (2000) ブルキナ・ファソ国における地下ダムを用いた砂漠化防止への取り組み; 地球環境, Vol.5 No.1/2
- Hanson G. & Nilsson A. (1986) Ground-Water Dam for Rural-Water Supplies in Developing Countries; Ground Water, Vol.24 No.4 p497-506
- 細谷裕士 (1983) 沖縄県宮古島皆福地下ダムにおける取水施設の水理学的考察; 応用地質, Vol.24 No.1 p21-26
- 今泉眞之 他 (1988) 宮古島地下ダム計画の水理計算シミュレーションについて; 地下水学会誌, Vol.30 No.1 p11-23
- 今泉眞之 他 (1988) 宮古島地下ダム計画の取水施設設計について; 地下水学会誌, Vol.30 No.4 p203-214
- 今村修三 他 (1999) 新しい水資源開発 宮古島の地下ダム建設事業; 農村整備情報, No.58 p.26-36
- 井敏春 他 (2000) 喜界地下ダムの揚水試験について; 水と土, No.123 p45-49
- 農用地整備公団 (1995) 注入工法による宮古区域砂川地下ダムの施工例
- 緑資源公団 (2001) 宮古地下ダム水理解析-地下水流動モデルの組み立てとその解析結果について-
- 国際協力事業団, 日本技研(株) (1994) フィリピン国ディパロ・プリンシパル灌漑施設復旧計画基本設計調査報告書
- 川崎誠 (1984) 自硬性安定液工法による地下ダムについて; 基礎工, Vol.12 No.4 p109-116
- Kawasaki S. et al (1992) Geo-technical Development of Subsurface Dam Project in Japan; Hydrogeology, Selected Papers on Environmental Hydrogeology

緑資源公団九州支社 (2001) 地下ダム工事誌-宮古区域農用地保全事業の記録-
 福井県三方町; 神子地下ダム
 農林水産省, 沖縄総合事務局 (1981) 皆福地下ダム
 環境省, (社)海外環境協力センター (2002) 平成 13 年度環境省請負事業砂漠化防止対
 策モデル事業調査報告書
 宮崎良 他 (1998) 地下ダム貯留水の取水とその効果; 水と土, No.113 p67-74
 中村弘 他 (1985) 常神地下ダムの調査・設計および施工; 大ダム, No.11
 沖縄総合事務局宮古農業水利事業所 (2001) 宮古-事業誌-
 Nilsson A. (1988) Groundwater Dams for Small-scale Water Supply; Intermediate
 Technology Publications Ltd.
 (株)大林組 (1993) 地下ダム建設技術-地下ダムによる水資源開発技術-地下ダムの施
 工事例
 (株)大林組 (2000) 地下ダム工事实績
 岡本隆一 他 (1983) 地下ダムの遮水工法
 沖縄総合事務局 (1987) 宮古地区全体実施設計書設計編第 1 分冊
 沖縄総合事務局 (1992) 国営沖縄本島南部農業水利事業全体実施設計書; 土と基礎,
 Vol.31 No.3 p30-31
 沖縄総合事務局 (2002) 平成 13 年度地下ダム等事例収集調査業務報告書
 Osuga K., The Development of Groundwater Resources on Miyakojima Island;
 Freshwater Resources in Arid Lands, UNU Global Environmental Forum V
 柴崎光弘 他 (1985) グラウチングの基礎知識(その 13) 新しい注入工法(1); 農業土
 木学会誌, Vol.53 No.4 p114
 新見治 (1993) バリ島の伝統的灌漑システム・スバック; 地学雑誌, Vol.102 No.7
 p806-827
 白戸明 他 (2003) 沖縄県宮古島における大規模地下ダムによる水源開発; 農業土木
 学会誌, Vol.71 No.5 p411-416
 谷口宏文 他 (1998) 中小離島における新たな水資源開発手法-「伊是名地区」におけ
 る農業用水開発計画-; 水と土, No.113 p52-58
 Todd D.K. (1980) Groundwater Hydrology; JOHN WILEY & SONS, Inc.
 長崎県豊玉町, (株)大林組 (1992) 塩戸地区簡易水道水源増補改良事業 和板地下ダ
 ム築造工事
 福岡県宇美町, (株)大林組 (1988) 宇美町上水道第 4 次拡張事業 天ヶ熊地下ダム築造
 工事