

国際協力事業団（JICA）
住宅公共事業省
スリ・ランカ民主社会主義共和国

キャンディ上水道整備事業実施設計

調査報告書

- 和文要約 -

平成14年5月

株式会社 エヌジェーエス・コンサルタンツ

株式会社 日 水 コ ン

社 調 二

CR (4)

02 - 92

序 文

日本国政府は、スリ・ランカ民主社会主義共和国政府の要請に基づき、同国のキャンディ上水道整備事業にかかる実施設計調査を行うことを決定し、国際協力事業団がこの調査を実施いたしました。

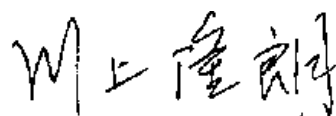
当事業団は、平成13年1月から平成14年5月までの間、2回にわたり株式会社エヌジェーエス・コンサルタンツの美和彥氏を団長とし、同株式会社エヌジェーエス・コンサルタンツ及び株式会社日水コンから構成される調査団を現地に派遣しました。

調査団は、スリ・ランカ民主社会主義共和国政府関係者と協議を行うとともに、計画対象地域における現地調査を実施し、帰国後の国内作業を経て、ここに本報告書完成の運びとなりました。

この報告書が、本計画の推進に寄与するとともに、両国の友好・親善の一層の発展に役立つことを願うものです。

終わりに、調査にご協力とご支援をいただいた関係各位に対し、心より感謝申し上げます。

平成14年5月



国際協力事業団
総裁 川上隆朗

伝 達 状

国際協力事業団
総裁 川上隆朗 殿

今般、スリ・ランカ民主社会主義共和国におけるキャンディ上水道整備事業実施設計調査が終了しましたので、ここに最終報告書を提出致します。

本調査は、平成13年1月から平成14年3月までの間の2回にわたるスリ・ランカ国政府関係者との協議、調査対象地域における現地調査、並びに帰国後の国内作業を経て完了しました。

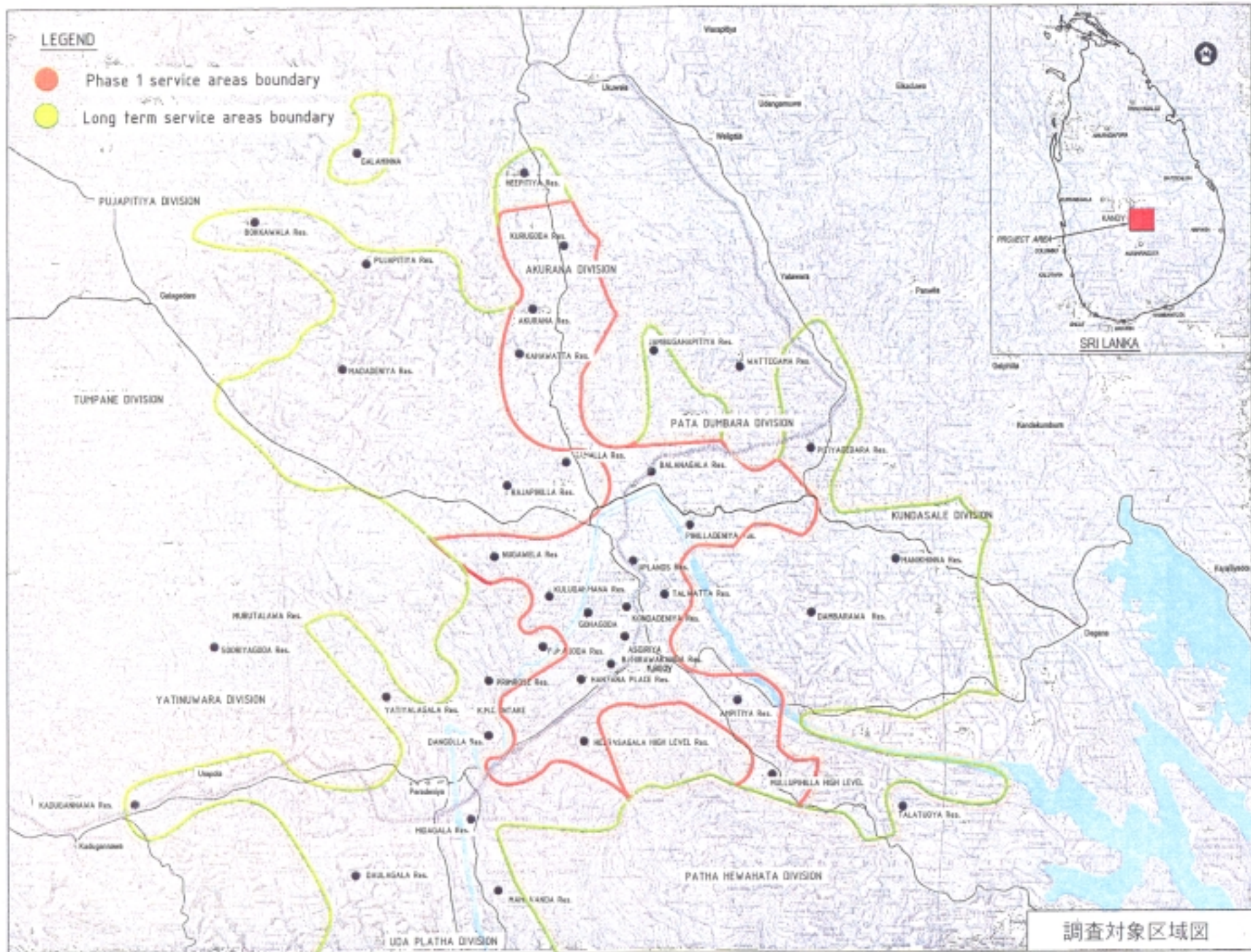
本報告書は、報告書4分冊と入札図書（案）より構成されております。第 1 巻サマリー・レポートには、調査内容全体と提言等を簡潔にまとめ、第 1 - 1 巻メイン・レポート(1)には、キャンディ上水道システムに係る前回調査の見直し結果を、第 1 - 2 巻メイン・レポート(2)には実施設計の詳細を記述しております。また、第 1 巻データ/付属書類には、実施設計に係る詳細解析及び関連情報を収録しております。

この報告書により提案された事業の実施が、調査対象地域の水供給サービスと衛生状況の改善に大きく寄与することを願うものです。

なお、調査期間中にご支援並びにご助言を賜りました貴事業団を始め、外務省、厚生労働省、国際協力銀行関係各位に厚く御礼申し上げます。またスリ・ランカ国における現地調査におきましても、住宅・公共事業省、国家上下水道公社、在スリ・ランカ日本国大使館、JICAスリ・ランカ事務所、JBICコロンボ・オフィスの関係各位にご協力並びにご助力を賜りました。ここに感謝の意を表させていただきます。

平成14年5月

キャンディ上水道整備事業
実施設計調査
調査団長 美和 彥 男



キャンディ上水道整備事業実施設計調査 - 要約

1. 調査の背景

スリ・ランカ国第2の都市であるキャンディ市を中心とした大キャンディ圏(面積460km², 人口約700,000人)は、近年人口増加が著しく、水需要量が供給量を大幅に上回り、上水道施設整備による供給量の拡大が急務となっている。

上記背景のもと、JICAは平成10年2月から、同地域を含む「スリ・ランカ国大キャンディ圏・メワラエリア上下水道整備計画調査」(上水道整備計画及び下水・衛生処理施設整備計画に係るM/P策定及び優先プロジェクトのF/S)を実施、平成11年2月に上水道整備(浄水場及び配水施設)及び下水道整備(下水処理場及び下水収集施設)の優先プロジェクト実施を提言した。

スリ・ランカ国はこれを受け、上水道施設整備計画<上記JICA調査、上水道整備計画優先プロジェクト:フェーズ1>について、円借款および本件連携D/Dの実施を要請した。

これに応え、我が国は「スリ・ランカ国大キャンディ圏上水道整備実施設計調査」の実施を決定し、2001年1月より翌年3月まで調査団を現地に派遣した。調査は2002年5月に最終報告書を提出して完了した。

2. 調査の目的

- (1) スリ・ランカ国政府の要請に基づき、国際協力銀行(JBIC)が実施する資金供与事業「キャンディ上水道整備事業」と連携し、同事業のための下記施設の実実施設計及び入札図書(案)の作成を行う。
 - a. 取水施設
 - b. 浄水場
 - c. 送水ポンプ場
 - d. 送水管
 - e. 配水施設
- (2) 本件調査を通じて、スリ・ランカ国側カウンターパートに技術移転を行う。

3. 前回のJICA F/Sの見直し

- (1) マハウェリ川の流入BOD₅負荷量

メダ川との合流点よりゴハゴダ取水場予定地の間でマハウェリ川に流入する小河川はメダ川を含めて7本ある。これらの各小河川の流域で発生する下水量及びBOD₅負荷量を、

前回の F/S で設定した計画諸元を用いて予測した。

(1) マハウェリ川の水質

メダ川との合流点上流に位置するペラデニヤ取水場の水質は 1993 年以降 3.7 ~ 4.7 mg/L の範囲にあり、1998 年、99 年は 3.7 mg/L で落ち着いている。

NWSDB は 2000 年 3 月よりマハウェリ川における水質監視を週 1 回ペースで開始したが、問題が多く信頼性に欠ける。

今回の実測調査によれば、

BOD₅ はメダ川との合流点下流ゲタンベで 3.0 mg/L であった。合流点下流及び雨の降らない乾季であることを考慮に入れると、極めて良好な水質と言える。

合流点より 5.0 km 下流のゴハゴダ取水場予定地における BOD₅ は 2.8 mg/L であり、河川の自浄作用が期待できることを示している。

キャンディ市の下水が流入するメダ川の流量は 17,500 m³/day、BOD₅ は平均で 13.7 mg/L であった。深夜のメダ川流量は 16,000 m³/day でこれを自流分とみなすと流入下水量はその差の 1,500 m³/day となり、2001 年(現在)の予想発生下水量 9,871 m³/day の 15.2%となる。同様に予想発生 BOD₅ 負荷量に対しては 5.7%となる。すなわち、メダ川流域で発生する下水はメダ川に到達するまでに大半は浸透、一部は蒸発している。

将来とも下水道が整備されないが水道拡張予定区域に入っているアスギリヤ配水区の主要水路であるアスギリヤ川の流量は 670 m³/day、BOD₅ は平均で 3.4 mg/L であった。2001 年の発生下水量、発生 BOD₅ 負荷量に対する比率はそれぞれ、37%、1.5% で、メダ川と同様の傾向を示している。

(2) マハウェリ川の水文データ統計解析

マハウェリ川の流量は上流のコトマレ・ダムと下流のポルゴラ・ダムによってコントロールされており、ゴハゴダ取水場予定地はポルゴラ・ダムの湛水域に位置している。

マハウェリ川の河川流量は中央値で約 2,000,000 m³/day で、メダ川の流量の約 100 倍である。

上流のペラデニヤ流量観測所においてマハウェリ川の流量が最小流量 180,000 m³/day を下回る頻度は 11.3%、すなわち、年間 41 日で、3~4 月に集中している。

(3) NWS&DB 試験室の水質データについて

マハウェリ川は「ス」国で最大かつ最長の河川であるが、キャンディ圏上流にはめばしい都市はなく、キャンディ圏に入る前のマハウェリ川は自然に近い河川と言ってよい。人為的な汚染を受けない河川の水質は BOD₅ 濃度にして 0.5 ~ 1.0mg/L 程度と言われている。

る。しかし、NWS&DBが行っているマハウェリ川の水質は3.7~5.7mg/L(1993~2000年)の間にあり、とくに2000年には1999年の3.7mg/Lから5.7mg/Lに2.0mg/Lも上がっている、2000年3月より開始された週1回ベースのマハウェリ川水質調査では、とくにBOD₅水質に異常が見られた、第1年次に同じサンプルを使って他の分析機関とのクロス・チェックが行ったところ明らかに開きが見られた。このためNWS&DB試験室の分析方法等に疑問がもたれ、第二年次に試験室の調査が行われた。

その結果、通常と異なる点として、前処理後のサンプルの振とう回数が少ない、希釈水に蒸留水の代わりにイオン交換水を使用している、DOピンの代わりにBODピンを使用し分析時に開栓しやすくするため口に短冊を差し込んでいる、マハウェリ川のサンプルに対して通常5倍希釈を採用している、ことが判明した。

これらの要因を個別に分析して正しく分析されたものと比較したところ、~ではBOD₅は実際の値より低めに測定され、は無希釈のものと比較して3~6倍の値になっている。このため後者は前者のマイナス要因をしのいで結果的にBOD₅を押し上げていることが判った。これはサンプルの水質が4mg/L以下のとき希釈液中に含まれる塩化アンモニウムがサンプルに含まれる硝化菌によって硝化されこれに伴う酸素要求量もBOD₅として測定されるため、最大で5mg/Lの酸素消費量がある。したがってサンプルの水質が4mg/L以下のときは無希釈で行うのが普通とされている。

ゴハゴダ取水場予定地はポルゴラ・ダム の湛水域にある。マハウェリ川では付近の住民が河岸近くで絶えず水浴、洗濯を行っており、これらに汚染された河水は混合されることもなくゆっくりと河岸に沿って流れるため、河岸から手の届く範囲で行われるサンプリングは往々にしてその影響を受けやすい。このためこれらの影響を受けない場所として、湛水域の入口近くにある吊橋がサンプリング地点として選定された。

改善された分析方法、新しいサンプリング地点でNWS&DBの協力を得て水質調査が実施された。調査は2時間置きに1日6回のサンプリングを計5回行った。平均値で最も値が大きいのは2.57mg/Lであるが、このときの河川流量は平水量の約1/5であった。これを除くとその他は1mg/L前後であり、マハウェリ川の水質は良いことが確認された。

(4) 水質汚濁解析

現在選択されている浄水方式で対応できる原水水質は日本その他の国でBOD₅3mg/Lが目安とされている。現在1mg/Lに近いと期待されるマハウェリ川の水質レベルが、下水道整備が遅れて2mg/Lまで悪化すると、最小流量時にゴハゴダ取水場予定地で3mg/Lを超える。これもECの原水水質基準(3~5mg/L)から見れば、現在選択されている浄水方式でなお対応可能であるが、通常の浄水処理に望ましい原水水質を維持する上で、下水処理の実施は重要であると考えられる。しかし、マハウェリ川については年間を通して信頼できるデータが蓄積されておらず、ゴハゴダ取水場予定地における水道原水水質はキャンディ圏そのものの発展動向にかかっ

ている。このためには今後もメダ川とともにマハウェリ川の水質監視を継続することが強く望まれる。

メダ川との合流点よりゴハゴダ取水場予定地の間にマハウェリ川に流入するアスギリヤを初めとする小河川の水道水源水質に及ぼす影響は極めて軽微である。

(5) 下水道計画 M/P、F/S の見直し

下水処理場が周辺住民の強い反対により当初予定されていたボワラからガンノルワに変更されたことに伴う前回の F/S 調査からの下水道計画の主要な変更点は以下の通り。

ボワラ地区の下水を幹線に揚水するため末端にマンホール内ポンプ場を設置する。

マハウェリ川右岸の下水を左岸のガンノルワ下水処理場に運ぶためゲタンベにポンプ場を設置する。

ガンノルワ下水処理場の下水処理方式はオキシデーションディッチ法とし、目標水質は BOD 20mg/L、SS 20mg/L とする。

なお、ガンノルワ下水処理場予定地は現在農林省所管の農業試験場となっているが、下水処理場として使用することについて、農業省の同意は取得済みである。

(6) 技術移転

本調査の目的の一つである技術移転は、カウンタパートとの協働作業と討議、完成後の施設を実際に維持管理するスタッフに対するプレゼンテーション、カウンタパートに対する JICA 水道技術集団研修とその後のコンサルタントと大阪府における個別研修、技術移転セミナーを通して行われた。

(7) 結論

アスギリヤ、ゴハゴダの配水池は将来とも下水道が整備されない区域を給水区域としているが、これらの区域から発生する下水が水道原水水質に及ぼす影響は極めて軽微である。したがって、これらの配水池は予定通り建設されるべきである。

水道水源保全のためにはマハウェリ川自体の水質悪化を防止することが重要で、乾季に発生する最小流量時は下水処理場による汚濁負荷軽減が有効であるが、さらに、同河川上流部に対する強力な水質保全対策を長期的な視点で講じるべきである。

ガンノルワ下水処理場の目標水質は SS 20 mg/L、BOD₅ 20 mg/L とし、処理方式としてはオキシデーションディッチ法が推奨される。

NWS&DB 試験室は分析方法及びサンプリング地点を改善し、継続してマハウェリ川の正しい水質の把握に努めるべきである。

ADB プロジェクトと重複している下記の工事についてはその緊急性より ADB プロジェクトで実施するものとする。

- Primrose 配水池 (容量 315m³)

- Dangola 配水池に至る送水管 (PVC140mm x 900m)

4. 上水道施設の実施設計

(1) 上水道施設整備事業計画の概要

原水は質・量共に安定しているマハベリ川とし、取水施設は既存のポルゴラ・ダムから4.1 km上流に位置するゴハゴダ地点とする。計画施設容量はフェース3において110,000m³/日とする。

フェース1における、設計施設容量は36,670m³/日とする。但し、取水施設、主要な施設、管理用に供する施設はフェース3対応とし、110,000m³/日 (+5%の場内用水を見込む)にて計画する。フェース1においては、大キャンディ圏への送・配水は、Kahawatta, Madawala, Uduwawala, Gohagoda等の新配水池から行い、キャンディ市内への送・配水は、Upland, AsgiriyaおよびBahirawakandaの各配水池を経由して行う。

各施設の概要は以下のとおり。

- a) 取水施設 : 構造物設計容量は115,500 m³/日とし、取水ポンプ設備容量は 38,500 m³/d (446 l/s)とする。
- b) 導水管 : 調整水槽までの圧送導水管は800mm、調整水槽から浄水場までは1000mmとし、総延長は約1.6kmとする。
- c) 調整水槽 : 取水施設と浄水場間に設置する。
- d) 浄水場 : 設計処理水量は 36,670 m³/日とする。
- e) 送水ポンプ : 送水量 36,670 m³/日とする。
- f) 送水ポンプ場、薬品注入設備棟、管理棟、電気棟等一式はフェース3対応とする。但し、設備の設計容量はフェース1対応とする。
- g) 送水本管 : 総延長41.536 km。DIパイプは口径150から800mm まで、uPVC パイプは口径90mm から 225mmまで。
- h) 19 配水池 : プリムロス配水地はADBプロジェクトにて実施することとなり本プロジェクトから除外。
- i) 配水管 : 総延長約27.98km。uPVCパイプは口径90から225mmまで、DI パイプは口径100から500mmまで。
- j) 取水施設、導水ポンプ、浄水場、および電気設備一式含む。
- k) 維持管理用機材

取水施設における取水レベルはマハベリ川底436.0mと同一レベルとする。計画最低水位は川底より1.6m高い437.6m、計画低水位は438.3m、計画高水位は441.0mとする。計画地盤高は計画高水位よりも1.5m高い442.5mとする。取水ポンプ・モータ室床高は443.0mとする (高さ表示はいずれも海拔)。

取水ポンプにより、調整水槽レベル476.0mまで圧送し、以降自然流下によりカツガス

トタ浄水場まで導水する。

カツガスタタ浄水場、着水井における水位は451.68mと設定し、浄水プロセスを自然流下により流下し、浄水池高水位445.82mまでの5.86mの水頭が必要となる。浄水場内の計画地盤高は446.5mとする。

マハベリ川を水源とするカツガスタタ浄水場は、その水質変動を考慮して急速ろ過方式を採用する。凝集は着水井/分水井に設置する堰により生じる水理的攪拌により行う。フロック形成池は上下ろ過方式とし、3段階に分けG値10から70/秒の水理的攪拌強度を与え、フロック形成を行う。沈澱池は横流式とする。ろ過方式は、流入側および流出側に堰を備えた定速ろ過・カスケード方式とする。流入側堰はろ過池流入流量を均等に分配し、流出側の堰によりろ過池水位を自然平衡状態に保ち、弁類などの機器を設置する必要がない方式とする。

薬品注入設備棟には凝集剤、アルカリ剤、および塩素消毒設備を具備する。薬品注入設備棟は維持管理の利便を考慮し、管理棟付近に計画した。

管理棟は2階建てとし、浄水場管理に係る部屋を具備し、必要な要員を配置する。それぞれの施設の配置は、維持管理に利便となるよう十分に考慮している。

フェース1における給・配水区域は11に分かれ、キャンディ市外の21箇所の配水池およびキャンディ市内の8箇所の配水地により全体の地域に給水している。キャンディ市内および以南、東部、西部の各区域に対しては既存のキャンディ浄水場から給水し、キャンディ市北部および大キャンディ圏北部の地域に対しては計画カツガスタタ浄水場から送水する。

今回計画対象配水池の設置高さは485mから731mの範囲に亘っているため、7箇所に増圧ポンプ場を設置する。

(2) 事業実施計画および事業費積算

実施機関は住宅・公共事業省が所管するNWSDBとする。

詳細設計の段階に配属されていた同一のプロジェクトチームがコンサルタントと協力して施工監理を実施することが望ましい。プロジェクトチームの役割は、プロジェクト監理、NWSDB内並びに関係省庁との調整、入札の実施、施工中における必要な調査の実施等を担当する。

NWSDBはコンサルタントおよび建設請負者を選定においては、JBICの合意を得なければならない。

本件の請負者は、日本の企業の中から土木、機械、電気関連の単独の業者を選ぶか、あるいはそれらの業者の組み合わせによるJVとするか、あるいは日本企業の元請け業者とスリ・ランカの下請け業者との組み合わせのいずれかとなる。

建設予定期間は、3ヶ月の試運転調整期間を含め合計33ヶ月と見積もられる。2003年の初頭に契約が交わされるものとして、竣工は2005年の後半と計画している。

JBICの本件に対する融資総額 4,732百万円（本体工事費用および臨時費用含む）に対して、総事業費は約4,728百万円と見積もられ、融資総額の枠内に収まっている。このときの日本産品調達額は2,364百万円で、総事業費の50.00%となり、JBICの特別円借款融資条件を満たしている。すなわち、入札者が調達先に十分配慮すれば日本からの調達比率50%以上を満たしながら総事業費を融資総額以下とすることは可能である。

総事業費はプロビジョナル項目として鉄筋、コンクリート、燃料、労務単価の物価上昇に備えて5千万円相当を見込み、予想を超える岩掘削に供えて1千万円相当を見込んでいる。これを超えるものについては「ス」国側の負担となる。

(3) 事業実施に向けての提言

事業実施に向けて、建設工事実施前、実施中、実施後の3段階に分けて提言する。

建設工事実施前においては、関係機関（道路局、環境庁、都市開発局、警察、キャンディ市、関連町村）に対して必要な書式を準備し、承認申請しなければならない。加えて、それぞれの段階でJBICの承諾を得なければ次の工程へと進むことはできないので注意を要する。

JBIC融資はNWSDBが事業を実施するために必要な運営費、施設・設備調達に伴う税金の支払、事業用地買収費、事業実施に伴う住民への補償費等については適用することを許していない。したがって、NWSDBはそれらの費用を内貨として手当てしなければならない。加えて、カツガスタ浄水場用地造成に必要な盛土、水処理後に発生する污泥処分用地等の手配の目途をつけておかねばならない。

マハベリ川水質は採用した急速ろ過方式で問題はないが、マハベリ川本体およびメダ川の水質の動向に注意を払い、必要に応じて適切な措置を講じなければならない。事業費増加に伴い、入札が不調となる場合を想定し、NWSDBは事業範囲を低減し再入札を行うか、あるいは内貨により予算を確保しておかねばならない。

建設期間中においては、NWSDBは本上水道システムを運営するために必要な組織および財務的措置を講じなければならない。十分に経験を有し、責任のもてるスタッフを確保することが必要であるが、状況に応じて訓練を実施して、要員の質と量を確保しなければならない。同時に、上水道システム全体の運営に必要な予算を確保し、維持管理に支障を来たさないよう努めなければならない。

施設建設完了後においては、実際に施設を運転・管理し、十分な期間施設を活用してゆかなければならない。コンサルタントにより準備される運転管理マニュアル、試運転調整期間中の運転訓練などは有意義に活用しなければならない。

Scope of Works of Detailed Design

No.	Description	Original Scope of Works		Proposed Scope of Works	
		Specifications	Nos.	Specifications	Nos.
1.	Construction of Intake facilities and Raw Water Transmission facilities			← (no change)	
1)	- Intake structure	38,500 m ³ /day	L.S.	←	←
2)	- Pumping station	Q=446 l/s, H=50m	2 sets	←, H=44m	←
3)	- Water conveyance pipeline	DCIP ø 800	2.200m	ø 800, ø 1000	1049m, 442 m
2.	Construction of Water Treatment Plant (Coagulation and rapid sand filtering system)	36,670 m ³ /d	L.S.	←	←
3.	Construction of Water Transmission Facilities				
	- Pump facilities (including one stand by each)				
1)	KMC WTP – Primrose	Q=23 l/s, H=168m	3 sets	Cancelled	
2)	Heerassagala low – Heerassagala middle	Q=12 l/s, H=63m	2 sets	Q=31.7 l/s, H=68 m	←
3)	Heerassagala middle – Heerassagala upper	Q=12 l/s, H=73m	2 sets	Q=8.1 l/s, H=77 m	←
4)	Ampitiya – Elhena	Q=12 l/s, H=55m	2 sets	Q=13.8 l/s, H=45 m	←
5)	Ampitiya – Mullepihilla low	Q=8 l/s, H=78m	2 sets	Q=11.3 l/s, H=145 m	←
6)	Ampitiya – Meekanuwa	Q=9 l/s, H=66m	2 sets	Q=24.8 l/s, H=73 m	←
7)	Kahawatta – Kurugoda	Q=32 l/s, H=75m	2 sets	Q=49.0 l/s, H=65 m	←
8)	Kondadeniya sump – Kondadeniya (augmentation)	Q=45 l/s, H=145m	2 sets	Combined with Upland system	
9)	Kondadeniya – Kulugammana			Q=18.5 l/s, H=64 m	2 sets
10)	Asgiriya Bahirawakanda	Q=78 l/s, H=45m	2 sets	Q=26.3 l/s, H=68m	←
11)	R2 – Hantana Place	Q=18 l/s, H=94 m	3 sets	Q=22.6 l/s, H=102 m	2 sets
12)	Katugastota WTP – Kahawatta	Q=238l/s, H=103m	2 sets	Q=166.5 l/s, H=93m	←
13)	Katugastota WTP – Kondadeniya sump	Q=45 l/s, H=5m	2 sets	Combined with Upland system	
14)	Katugastota WTP – Gohagoda	Q=30 l/s, H=112m	3 sets	Q=68.0 l/s, H=104 m	2 sets
	Katugastota WTP – Upland	Q=282 l/s, H=160m	3 sets	Q=203.71l/s, H=137 m	2 sets
	Transmission pipelines				
	Service area of Proposed Katugastota Plant	DI ø 150	0 m		0 m
		ø 200	0 m		3,940 m
		ø 250	0 m		4,624 m
		ø 300	4,150 m		4,605 m
		ø 350	700 m		4,309 m

(Continued)

		ø 400	1,400 m		2,020 m
		ø 500	6,350 m		4,390 m
		ø 600	3,080 m		3,272 m
		ø 700	2,950 m		1,850 m
		ø 800	0 m		415 m
		PVC ø 110	1,750 m		0
		ø 225	15,500 m		492 m
		Sub Total Length	35,880 m		29,917 m
	Service area of KMC	DI ø 150	0 m		1,972 m
		ø 200	1,200 m		4,539 m
		ø 300	0 m		1,782 m
		ø 350	0 m		1,002 m
		PVC ø 90	0 m		149 m
		ø 140	900 m		0 m
		ø 160	8,335 m		767 m
		ø 225	2,280 m		1,457 m
			12,715 m		11,668 m
		Total Length	48,595 m		41,585 m
	- Distribution Pipelines	Total Length	24,000 m		27,687 m
4.	Construction of Distribution Facilities				
	- Reservoirs				
1)	Kahalla		323 m ³		600 m ³
2)	Bangalawatta		298 m ³		300 m ³
3)	Pihilladeniya		248 m ³		200 m ³
4)	Kahawatta		1,174 m ³		600 m ³
5)	Kurugoda		535 m ³		600 m ³
6)	Telambugahawatta		124 m ³		500 m ³
7)	Kulugammana (augmentation)		111 m ³		100 m ³
8)	Kondadeniya (augmentation)		384 m ³		200 m ³
9)	Gohagoda		207 m ³		200 m ³
10)	Bahirawakanda (augmentation)		1,595 m ³		600 m ³
11)	Uplaud		2,728 m ³		2,960 m ³
12)	Primrose (augmentation)		315 m ³	Cancelled	
13)	Heerassagala low		198 m ³		200 m ³
14)	Heerassagala middle		248 m ³		250 m ³
15)	Heerassagala upper		248 m ³		200 m ³
16)	Dangolla (augmentation)		254 m ³		500 m ³

(Continued)

17)	Hantana place		248 m ³		200 m ³
18)	Asgiriya		3,059 m ³		4,100 m ³
19)	Elhena		248m ³		300 m ³
20)	Mullepihilla low (augmentation)		79 m ³		100 m ³
	-Total Volume		12,624 m³		12,710 m³
	- Appropriate distribution networks		L.S.		←
5.	Procurement of maintenance equipment				
1)	Water quality analysis equipment		L.S.	←	←
2)	Leakage detection equipment		L.S.	←	←
3)	Truck with loading crane etc.		L.S.	Backhoe	←

**スリ・ランカ国キャンディ上水道整備事業実施設計
調査報告書 - 和文要約 -**

序文
伝達状
調査対象区域図

要約

目次
図リスト
表リスト

目 次

第1章	序 説	1-1
1.1	調査の背景	1-1
1.2	調査の目的	1-1
1.3	調査対象地域	1-2
1.4	調査の業務範囲	1-2
1.5	調査体制	1-2
1.5.1	概説	1-2
1.5.2	日本側の実施体制	1-3
1.5.3	「ス」国側の実施体制	1-4
1.6	レポートの構成	1-5
第2章	計 画 諸 元	2-1
2.1	浄水場、下水処理場の位置	2-1
2.1.1	キャンディの地形	2-1
2.1.2	浄水場の位置	2-1
2.1.3	下水処理場の位置	2-8
2.2	給水人口	2-15
2.3	予想需要水量	2-17
第3章	既存配水システム	3-1
3.1	KMC 区域内における ADB プロジェクトとの関係	3-1
第4章	マハウェリ川の流入汚濁負荷量	4-1
4.1	概説	4-1
4.2	人口	4-4
4.3	排水量原単位	4-5
4.4	排水量	4-5
4.5	負荷量原単位	4-6

4.6	負荷量	4-7
第5章	マハウェリ川とその支流の水質	5-1
5.1	マハウェリ川について利用できる水質データ	5-1
5.1.1	NWS&DB 水質監視プログラム	5-1
5.1.2	その他のデータ	5-3
5.2	本調査における水質・流量測定	5-8
5.3	NWS&DB 試験室に係る調査	5-13
5.3.1	分析方法	5-13
5.3.2	採水地点	5-16
5.3.3	分析方法改善後のマハウェリ川の水質	5-16
第6章	ゴハゴダ取水場に及ぼす汚濁負荷量の影響	6-1
6.1	概説	6-1
6.2	河川の流域特性	6-1
6.2.1	地形	6-1
6.2.2	河川流量	6-1
6.2.3	汚濁源	6-3
6.2.4	モデル	6-4
6.3	水質予測	6-5
6.3.1	流量	6-5
6.3.2	水道原水水質基準	6-7
6.3.3	シナリオ	6-9
6.3.4	結果	6-10
第7章	下水道計画の見直し	7-1
7.1	概説	7-1
7.2	人口及び計画下水量	7-1
7.3	流入水質	7-1
7.4	処理水質	7-1
7.5	処理方式	7-1
7.6	ポンプ場	7-2
7.7	消毒方法代替案	7-2
7.8	予備設計	7-3
7.9	概算事業費	7-7
7.10	下水処理水再利用計画	7-8
7.10.1	下水再利用のための水質基準	7-8
7.10.2	ガンノルワにおける下水処理水の再利用	7-10
7.11	環境影響評価（EIA）	7-11
7.11.1	環境影響評価（EIA）の法的背景	7-11
7.11.2	前回の環境影響評価（EIA）	7-12
7.11.3	初期環境調査（IEE）	7-12
7.11.4	環境影響評価（EIA）	7-12
第8章	技術移転	8-1

8.1	プレゼンテーション	8-1
8.2	個別研修	8-1
8.3	技術移転セミナー	8-2
第9章 結論と勧告		9-1
9.1	結論	9-1
9.2	勧告	9-2
第10章 水需要と水源		10-1
10.1	概要	10-1
10.2	給水人口	10-1
10.3	水需要予測	10-2
10.4	水源	10-4
10.5	マハウェリ川	10-5
第11章 取水・浄水施設		11-1
11.1	概要	11-1
11.2	設計水位	11-2
11.3	原水取水場および調整水槽	11-2
11.3.1	原水取水場	11-2
11.3.2	調整水槽	11-3
11.4	前処理	11-3
11.5	フロック形成池	11-4
11.6	沈澱	11-4
11.7	急速ろ過	11-5
11.7.1	ろ材と集水装置	11-5
11.7.2	ろ過池洗浄	11-5
11.7.3	ろ過速度制御装置	11-6
11.7.4	付属設備	11-6
11.8	薬品注入および消毒	11-6
11.8.1	硫酸バンド	11-7
11.8.2	消石灰	11-7
11.8.3	硫酸バンドおよび消石灰の貯蔵	11-7
11.8.4	塩素	11-8
11.9	浄水池	11-8
11.9.1	ろ過池洗浄水槽	11-8
11.10	汚泥処理	11-8
11.11	サンプリングおよび水質試験設備	11-9
11.12	配管	11-9
11.13	管理練	11-9
11.14	維持管理棟	11-9
11.15	その他の設備	11-9
11.15.1	場内給水	11-9
11.15.2	自家発電機	11-10

第 12 章 送水・配水施設	12-1
12.1 概要	12-1
12.2 改善計画	12-1
12.3 計画配水区域の特徴	12-5
12.4 送水管路	12-7
12.5 配水管路	12-8
12.6 配管設計	12-10
12.6.1 水理設計	12-10
12.6.2 配管材料	12-10
12.6.3 管路構造物	12-10
12.7 配水池	12-11
12.7.1 配水池の設計	12-11
12.7.2 新配水池	12-11
第 13 章 土木構造設計	13-1
13.1 適用基準	13-1
13.2 水密構造における設計基準	13-1
13.2.1 コンクリート	13-1
13.2.2 鉄筋	13-2
13.2.3 設計の前提	13-2
13.3 水密性を要さない鉄筋コンクリート構造の設計基準	13-3
13.3.1 コンクリート	13-3
13.3.2 鉄筋	13-3
13.3.3 設計の前提	13-3
13.4 鋼構造	13-3
13.5 環境条件および荷重条件	13-3
13.5.1 風荷重および荷重	13-3
13.5.2 活荷重の基準	13-3
13.5.3 土圧に関する基準	13-4
第 14 章 機械設備	14-1
14.1 取水ポンプ	14-1
14.2 沈澱汚泥掻寄機	14-2
14.3 送水ポンプ	14-2
14.3.1 ポンプ選定	14-2
14.3.2 ポンプ運転制御	14-2
14.4 増圧ポンプ	14-3
14.4.1 増圧ポンプ選定	14-3
14.4.2 ポンプ制御	14-5
第 15 章 電気計装設備	15-1
15.1 電源供給	15-1
15.1.1 主電源	15-1
15.1.2 予備電源	15-1
15.2 高圧受変電設備	15-1

15.2.1	遮断器	15-1
15.2.2	主変圧器	15-1
15.2.3	保護方式	15-2
15.3	低圧設備	15-2
15.3.1	低圧配電	15-2
15.3.2	力率改善	15-2
15.3.3	モータコントロールセンタ	15-2
15.3.4	電動機始動方式と電圧	15-2
15.4	計装設備	15-3
15.4.1	計装項目と機種	15-3
15.5	監視制御設備	15-3
15.5.1	監視制御システム	15-3
15.5.2	現場レベル	15-3
15.5.3	電気室レベル	15-4
15.5.4	中央監視室レベル	15-4
15.5.5	自動制御	15-4
15.6	遠方監視設備	15-5
第 16 章	維持管理	16-1
16.1	概要	16-1
16.2	日常検査	16-1
16.3	維持管理	16-1
16.4	水質管理	16-1
16.5	維持管理組織	16-2
第 17 章	建設	17-1
17.1	概要	17-1
17.2	建設	17-1
第 18 章	事業実施と事業費	18-1
18.1	特別円借款の条件	18-1
18.2	工事区分	18-1
18.3	実施計画	18-2
18.4	事業費積算	18-2
第 19 章	事業実施にむけての提言	19-1

図リスト

図 1.1	調査の枠組み	1-3
図 2.1	浄水場候補地の位置	2-2
図 2.2	各浄水場候補地の状況	2-3
図 2.3	下水処理場候補地の位置	2-10
図 2.4	各下水処理場候補地の状況	2-11
図 4.1	ゴハゴダ取水地点上流のマハウェリ川小流域	4-1
図 4.2	下水道整備区域	4-2
図 5.1	マハウェリ川調査対象区間	5-2
図 5.2	ペラデニヤ取水場におけるマハウェリ川水質経年変化	5-6
図 5.3	ペラデニヤ取水場におけるマハウェリ川水質 (BOD5、NO3-N)	5-7
図 5.4	水量・水質実測調査サンプリング地点	5-9
図 5.5	水質分析結果	5-12
図 6.1	ゲタンベ～ゴハゴダ取水予定地間のマハウェリ川流域	6-2
図 6.2	ペラデニヤのマハウェリ川流量とポルゴラ・ダムへの流入量	6-3
図 6.3	ゲタンベ～ゴハゴダ取水予定地間のマハウェリ川のモデル	6-6
図 6.4	マハウェリ川汚濁解析シュミレーション結果 (下水道整備なし)	6-12
図 6.5	マハウェリ川汚濁解析シュミレーション結果 (下水道整備あり)	6-13
図 6.6	マハウェリ川流域とキャンディ圏	6-14
図 7.1	下水道計画図	7-4
図 7.2	下水道計画拡大図	7-5
図 7.3	下水道処理場計画図	7-6
図 10.1	水需要と供給	10-4
図 12.1	TRANSMISSION SYSTEM IN PHASE 1	12-13
図 14.1	取水ポンプ制御	14-1
図 14.2	送水ポンプ制御	14-3
図 14.3	増圧ポンプ制御	14-5
図 15.1	取水制御	15-5
図 15.2	配水ポンプ制御	15-5
図 16.1	維持管理に必要な組織	16-3
図 17.1	工事事務所の設営	17-1
図 18.1	建設工事実施計画	18-5

表リスト

表 2.1	浄水場候補地の比較	2-5
表 2.2	カツガスタ・ポンプ場までの導水管・送水管建設費の比較	2-7
表 2.3	下水処理場候補地の比較	2-13
表 2.4	予想給水人口	2-15
表 2.5	1 給水栓当り使用人口	2-15
表 2.6	フェイズ 水道事業の 2000 年給水人口	2-16
表 2.7	キャンディ圏目標給水人口	2-17
表 2.8	KMC の予想需要水量	2-17
表 2.9	KMC 区域外における 2000 年 12 月の需要水量	2-18
表 2.10	キャンディ圏の予想需要水量	2-19
表 4.1	ゴハゴダ取水地点上流のマハウェリ川小流域	4-1
表 4.2	人口増加率	4-3
表 4.3	予想流域人口	4-3
表 4.4	排水量原単位	4-4
表 4.5	予想排水量	4-5
表 4.6	負荷量原単位	4-5
表 4.7	調査対象区域内発生負荷量	4-6
表 5.1	ペラデニヤにおけるマハウェリ川の水質 (1993 年、IFS)	5-3
表 5.2	マハウェリ川の水質 (1998 年、JICA)	5-4
表 5.3	マハウェリ川の水質 (1998 年、JICA)	5-5
表 5.4	ペラデニヤにおけるマハウェリ川の水質 (NWS&DB)	5-6
表 5.5	水質分析結果	5-11
表 5.6	DO 固定時の振とう回数による影響	5-14
表 5.7	その他の要因による影響 (メダ川)	5-15
表 5.8	要因別水質試験 (ゴハゴダ取水予定地)	5-15
表 5.9	分析方法及び採水地点改善後の水質調査結果	5-16
表 6.1	マハウェリ川の各流域特性	6-4
表 6.2	各国水道原水水質基準	6-8
表 6.3	各シナリオにおけるメダ川の予想水質	6-9
表 6.4	水質シュミレーション結果	6-10
表 7.1	キャンデキ下水道事業概算事業費	7-7
表 7.2	WHO (1989) 下水の農業利用のための微生物学的水質推奨値	7-8
表 7.3	米国 EPA (1992) 水再利用のためのガイドライン	7-9
表 7.4	試験農場の広さと栽培穀物	7-10
表 10.1	キャンディ圏給水人口	10-1
表 10.2	キャンディ圏における計画 1 日平均給水量	10-2
表 10.3	キャンディ圏における水需要予測	10-3
表 10.4	過去 58 年間に於けるマハウェリ川ポルゴラダム地点における洪水位	10-6
表 10.5	洪水量予測	10-6
表 11.1	設計容量	11-1
表 11.2	薬品注入率	11-7
表 12.1	各給水区域ごとの水需要	12-4
表 12.2	フェイズ 1 送水管整備	12-8

表 12.3	フェイズ1 給水計画	12-9
表 12.4	フェイズ1 配水管整備	12-9
表 12.5	摩擦係数	12-10
表 12.6	フェイズ1 計画配水池	12-12
表 14.1	送水ポンプ	14-2
表 14.2	増圧ポンプ	14-5
表 18.1	建設工事費	18-3

第1章 序 説

1.1 調査の背景

スリ・ランカ国第2の都市であるキャンディ市を中心としたキャンディ圏(面積460km²、人口約700,000人)は、近年人口増加が著しく、水需要量が供給量を大幅に上回り、一部地域では3日に数時間程度の供給しかできないなど、深刻な水不足が生じており、上水道施設整備による供給量の拡大が急務となっている。

上記背景のもと、JICAは平成10年2月から、同地域を含む「スリ・ランカ国キャンディ圏・ヌワラエリア上下水道整備計画調査」(上水道整備計画及び下水・衛生処理施設整備計画に係るM/P策定及び優先プロジェクトのF/S)を実施、平成11年2月に上水道整備(浄水場及び配水施設)及び下水道整備(下水処理場及び下水収集施設)の優先プロジェクト実施を提言した。

スリ・ランカ国はこれを受け、とりわけ緊急性の高いキャンディ市域及びキャンディ圏北部への給水(36,670m³/日)を目的とした上水道施設整備計画<上記(2)JICA調査、上水道整備計画優先プロジェクト:フェイズ1(以下「CA F/S本件対象部分」という。)>について、円借款および本件連携D/Dの実施を要請した。これに応え、我が国は平成12年9月に事前調査団を派遣し、S/W署名・交換を行った。

「キャンディ上水道整備事業実施設計調査」(以下、「調査」という。)は2001年1月中旬に着手され、「ス」国における現地調査(第一次)は調査団の「ス」国到着をまって1月28日に開始された。調査は2002年5月に最終報告書を提出して完了した。

1.2 調査の目的

- (1) スリ・ランカ国政府の要請に基づき、国際協力銀行(JBIC)が実施する資金供与事業「キャンディ上水道整備事業」と連携し、同事業のための下記施設の実施設計及び入札図書(案)の作成を行う。
 - a. 取水施設
 - b. 浄水場
 - c. 送水ポンプ場
 - d. 送水管
 - e. 配水施設
- (2) 本件調査を通じて、スリ・ランカ国側カウンターパートに技術移転を行う。

1.3 調査対象地域

キャンディ市域及びキャンディ圏北部（CA F/S 本件対象部分：面積約 65km²、人口約 270、000 人）とする。

1.4 調査の業務範囲

上記の目的を達成するために、調査は下記の事項を含む。

- 1 . 予備調査
 - a. 関連データ・情報の収集・分析
 - b. 「スリ・ランカ国キャンディ圏・ヌワラエリヤ上下水道整備計画調査(1999年)」のフィージビリティ調査内容の見直し
- 2 . 現地調査
 - a. 地形測量
 - b. 水準測量
 - c. 土質調査
- 3 . 基本設計
- 4 . 詳細設計
- 5 . 費用積算
- 6 . 実施計画
- 7 . 「JBIC 借款における調達ガイドライン」を遵守して事前資格審査書類及び入札書類のドラフトを作成すること

1.5 調査体制

1.5.1 概説

調査はMHUD（現MH&PI）とJICAの間で2000年9月に合意された業務範囲に従って実施された。MH&PIはステアリング・コミティおよびカウンターパート・チームを組織し、調査団と密接な協力の下で調査を遂行した。調査実施の全体的な枠組みを以下に示す。

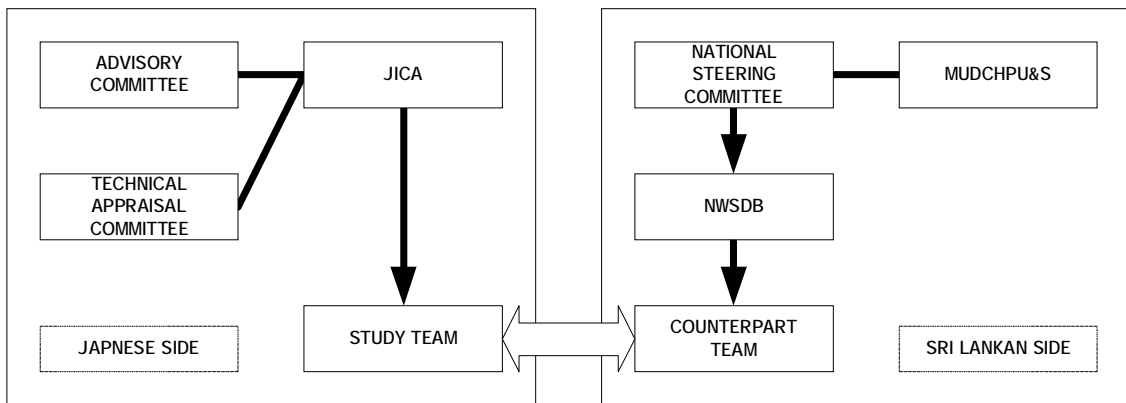


図 1.1 調査の枠組み

1.5.2 日本側の実施体制

日本側の実施体制は、JICA本部の全般的な監督の下に、調査団、調査監理委員会及び技術評価委員会より構成される。

調査監理委員会の構成は以下の通り。

大村 良樹	総括	国際協力専門員、JICA
-------	----	--------------

技術評価委員会の構成は以下の通り。

多田 純治	総括	IDI
大町 利勝	施設・設備設計	IDI
岩崎 旬	送水・配水管設計	IDI
小田 弘雄	施工計画、入札書類	IDI

IDI: Infrastructure Development Institute (国際建設技術協会)

調査団の構成は以下の通り。

美和 彥男	総括、上水道計画	NJS
澤井 茂雄	浄水場設計	NJS
佐藤 克彦	土木設計	NJS
小川 繁樹	建築設計	NJS
大坂 進一	機械設備設計	NJS
三浦 輝	電気設備設計	NJS
රාජ්‍ය ජාතික ජාතික	構造解析	NSC

近藤 英樹	送配水計画	NSC
渡辺 潤一	管網解析	NSC
藤山 剛敏	送配水設計(1)	NSC
岡崎 浩一	送配水設計(2)	NSC
ジョン・マックギル	下水道計画	NJS
カプラーナム・シブラカム	汚濁解析、環境配慮	NSC
小川 和久	水質、水処理	NJS
ウジヤシリ・ティラクマ	衛生環境調査	NSC
伊藤 量輔	測量	NSC
樺沢 昭男	積算	NJS
マイケル・ソルズビィ	入札図書	NJS
NJS: (株)エヌジェーエス・コンサルタンツ		
NSC: (株)日水コン		

1.5.3 「ス」国側の実施体制

「ス」国側の実施体制は住宅公共事業省（MH&PI）、全国上下水道公社（NWS&DB）、NWS&DBのカウンターパート・チームより成り、調査のステアリング・コミティは関係機関の代表者より構成される。ステアリング・コミティの全体調整はMHUDCPU&S が行う。

ステアリング・コミティは下記の関係機関代表者より構成される。

Ministry of Housing and Plantation Infrastructures

Mr. A. S. Gunasekera	Secretary
Mr. L. W. Jirasinghe	Additional Secretary (Technical)
Mr. M. I. Abdul Latiff	Deputy Director, water Sector
財務省	
Mr. J. H. J. Jayamaha	Director, External Resources
Mrs. S. Cooray	Director, External Resources
Mr. A. Ranasinghe	Asst. Director, External Resources
Mr. Shinichiro Omote	JICA Expert, External Resources

セントラル県

Mr. S. B. Wijekoon	Chief Secretary
--------------------	-----------------

キャンディ市

Ms. J. C. Bulumulla	Municipal Commissioner
Mr. P. B. Abeykoon	Chief Waterworks Engineer

全国上下水道公社

Mr. M. L. A.M. Hizbullah	Chairman
--------------------------	----------

Mr. S. Weeraratna	General Manager
Mr. W. Wicramage	Addl. G.M.
Mr. S. R. J. R. Senanayake	Addl. G.M., Planning and Monitoring
Mr. K. M. N. S. Fernando	Addl. G.M., XXXXX
Mr. S. A. S. de Silva	Addl. G.M., Regional Operations
Ms. T. P. Lamabadusooriya	D.G.M., Planning and Design
Mr. B. W. R. Barasooriya	D.G.M., RSC-Central
Mr. D. N. J. Ferdinando	A.G.M., Japanese Project Unit
Ms. M. K. Bandara	A.G.M., Planning and Design
浅川 浩克	JICA専門家（上水道）
森 珠樹	JICA専門家（上水道）

カウンターパートは以下の通り。

Mr. P. H. Sarath Gamini	Act. Project Director/A.G.M., Planning and Design, NWS&DB
Mr. Lester Perera	Deputy Project Director, NWS&DB

1.6 レポートの構成

本調査で作成される英文レポートは、下記の報告書4分冊と入札図書（案）より構成される。

Vol. I	サマリ・レポート
Vol. II-1	メイン・レポート (1)
Vol. II-2	メイン・レポート (2)
Vol. III	データ・付属書類

キャンディ上水道整備事業本体工事入札図書（案）

Vol. 1	事前資格審査書類及び契約約款
Vol. 2A	特記仕様書
Vol. 2B	標準仕様書 (1)
Vol. 2C	標準仕様書 (2)
Vol. 3	積算書類（金入り）
Vol. 3	積算書類（金抜き）
Vol. 4A	図面集（取水場 / 浄水場）
Vol. 4B	図面集（機械設備 / 電気設備）

- Vol. 4C 図面集（送配水管）
- Vol. 4D 図面集（配水池）
- Vol. 4E 図面集（ワッテガマ道路送水管）

Vol. Iのサマリ・レポートは主要な調査結果を要約したものであり、Vol. II-1のメイン・レポート（1）は前回JICAレポートのF/S見直し結果を、Vol. II-2のメイン・レポート（2）は実施設計の内容を示している。Vol. IIIのデータ・付属書類は討議資料、付属資料、配水管網計算書、施設の容量計算書・水理計算書等を含む。入札図書は調査団が作成した書類及び図面をコントラクト・パッケージに分けて編集している。

入札図書のうち、Vol. 4Eのみが分離発注されるワッテガマ道路送水管工事のためのもので、その他はすべてキャンディ圏水道拡張工事のためのものである。レポートの構成上、ある部分が幾つかの分冊で繰り返し述べられている。

第2章 計画諸元

2.1 浄水場、下水処理場の位置

前回の JICA 報告書で上水道の取水予定地は提案されている下水処理場放流口の下流となっている。これは下記の理由より今日においても妥当である。

2.1.1 キャンディの地形

キャンディは市街地を三角形に山並みで囲まれており（図 2.1 参照）、三角形の各頂点と東の山並みにある狭間がキャンディへの出入り口となっている。それぞれの出入り口の標高は北（国道 A10）が約 520m、東（国道 A26）が 540m、南（国道 B39）が 580m、西（国道 A1）が 475mで、キャンディ湖の越流水を源流とするメダ川は中心部から南西へ、西の出入り口になっているコロンボ～キャンディ道路とほぼ並行に流れてマハウエリ川に注いでいる。北、東、南は出入り口まで市街化が進んでおり、現在はコロンボ～キャンディ道路に沿って南西に向かって発展しようとしている。その地形の複雑さからキャンディ市内には比較的勾配の緩やかなコロンボ～キャンディ道路の沿線を除くとまとまった広がりのある平坦地はほとんどない。図 2.1 において奇妙な形をした黒い部分は谷地（まれに沼沢）を示しており、比較的勾配が緩やかなため水田として用いられることが多い。周辺部に比してキャンディ中心部に谷地の少ないのが判る。

2.1.2 浄水場の位置

浄水場は一般に水源と需要地の近さに基づいて選定され、水源は市街地の上流に位置することが望ましい。しかし、水源と需要地が遠くなるほど、取水・送水施設に対する初期投資額が大きくなり、水道料金は高くなる。

利用可能な用地の広さを念頭において航空写真及び 1 万分の 1 の図面を基に候補地をリストアップし、現場調査を実施し、浄水場としての適合性、用地取得の実現性等さまざまな視点から評価を行い、カツガスタの現在の土地が最終的に浄水場予定地に選定された。図 2.1 に各浄水場候補地の相対的位置を示し、図 2.2 にそれぞれの候補地の航空写真と地形図を並べて、各候補地の置かれている状況を判り易くした。これらの候補地の比較結果を上流側より並べて表 2.1 に示す。



图 2.1 净水场候補地位置图

図 2.2 浄水場候補地の状況

Alt. 1 : Watapuluwa



Alt. 2 : Bowala

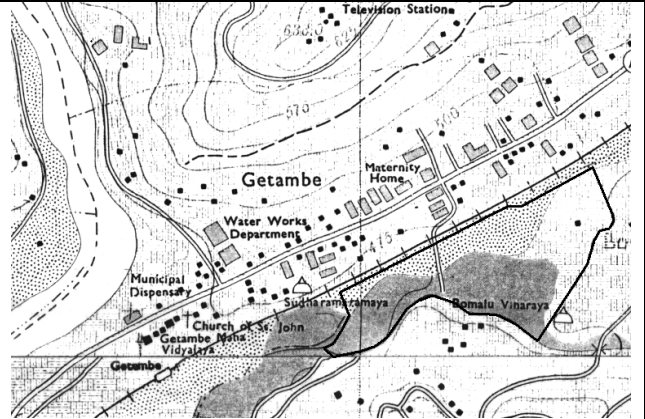
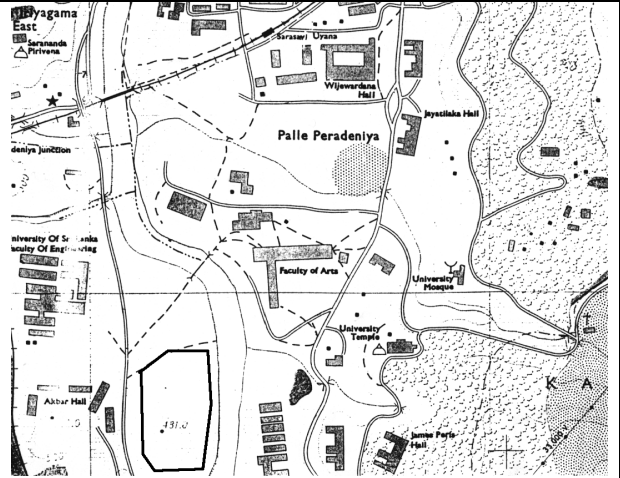
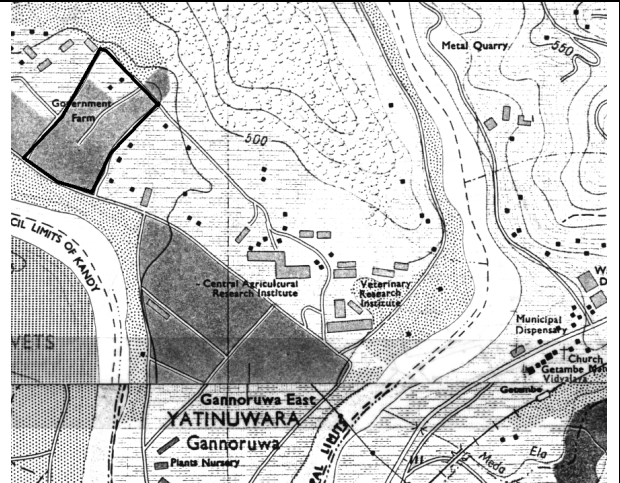


図 2.2 浄水場候補地の状況 (続き)

Alt. 3 : Mewartura



Alt. 4 : Gannoruwa



Alt. 5 : Katugastota

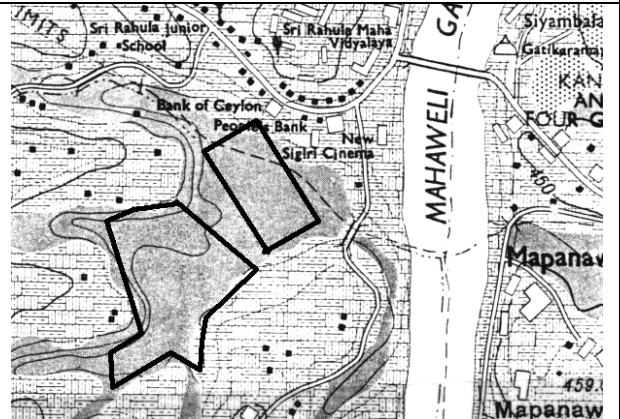


表 2.1 浄水場候補地の比較

候補地	Mewartura	Gannoruwa	Bowala	Katugastota	Watapuluwa
土地所有者	ペラデニヤ大学	農業省	民間	寺院	民間
現在の土地利用	農場	農場（一部休耕田）	空地	休耕田	水田
将来の土地利用	Science Park 計画が進んでいる。		隣接地で裁判所を建設中。対象地も UDA の再開発区域になる可能性がある。		
取水予定地	マハウェリ川左岸(ペラデニヤ大学キャンパス付近)	マハウェリ川左岸 (KMC 取水堰付近)	マハウェリ川右岸 (KMC 取水堰付近)	マハウェリ川左岸(ゴハゴダ取水予定地)	マハウェリ川右岸(ボルゴラ・ダム)
取水堰の必要性	あり	あり(直近のマハウェリ川はジグザグ状に屈曲しているため新たな取水堰の設置は認められにくい。KMC の既存取水堰を嵩上げて共用することが考えられる)	あり (KMC の既存取水堰を嵩上げて共用することが考えられる)	なし	なし
取水予定地と下水との関係	メダ川合流点上流	メダ川合流点上流	メダ川合流点上流	メダ川合流点下流	メダ川、ピンガ・オヤ川合流点下流
敷地の広さ	ほぼ平地 十分	ほぼ平地 十分	窪地で狭小。	ほぼ平地 中央の寺院が不可侵のため配置上はぎりぎり	ほぼ平地 十分
需要地との距離	遠い	やや遠い	やや遠い	近い	近い
環境問題	国道 A5 とマハウェリ川を含めて十分な緩衝地帯が取れる。 一画に研究施設が 2 棟ある。	一画に公舎があり移転を要する。周辺にも一部公舎がある。	新道に隣接する。	中央に寺院が残る。	
その他の特記事項		ガンノルワは 16 世紀に侵入してきたポルトガル軍をキャンディ王国軍が破った古戦場にあたる。			

(1) メワルツラ（ペラデニヤ大学）

他のプロジェクトが先行して動いているので不可。

(2) ガンノルワ

現在の KMC 取水堰は必要に迫られて矢板を打ち込んだだけの簡便なもので、河床とほぼ同じ高さになっており、堰としての効果はほとんどない。これを嵩上げて本格的な取水堰を設置し、取水塔を建設するとなると、マハウェリ川がジグザグ状に屈曲しているところだけに水理模型実験を含めて詳細な調査がマハウェリ川総合開発庁より要求される可能性がある（マハウェリ川は KMC 浄水場の下流で川幅が 50m から 10m 程度に狭められる。このため、1978 年のマハウェリ川氾濫は KMC 浄水場近傍で発生している）。

浄水場で発生する汚泥を KMC 取水場の下流に放流するにはポンプ圧送が必要になる。

(3) ボワラ（メダ川沿い、取水はマハウェリ川）

F/S 時の検討で 20,000 m³/日までの浄水場しか建設できないことが確認されている。フェイズ の計画給水量を満たせないので、別に第二浄水場が必要になるため採用しがたい。

(4) カツガスタタ（取水場はゴハゴダ）

吊橋から下流はポルゴラ・ダム の湛水域で、マハウェリ川の水量・水質変動は 3.4km 下流の取水予定地では緩和されている（大きな沈殿効果を期待できる）。

取水堰を造らなくても、平常時は安定した水位を確保できるので河岸に取水施設を建設して、直接取水することができる。

平常時はマハウェリ川の流量はメダ川の約 100 倍あるため、メダ川の水質上の影響をほとんど受けない。

浄水場予定地が適度な標高と傾斜を持っているため、汚泥排出には自然流下を採用できる。

(5) ワタブルワ

メダ川に加えて水質の悪いピンガ・オヤ川および KMC ゴミ処分場の下流になり、水質的にはカツガスタタを超える利点はない。

導水管・排水管及び数系統の送水管を布設するには周辺道路が狭過ぎる。周辺道路の整備が不可欠であり、民地の買収等の困難を伴う。

ダム上流で取水する場合取水塔方式になるが、ダム・メンテナンスのため 10 門のゲートのどれかを開けて排砂を行うとき水位低下と同時に流れが大きく偏り、取水が

不安定になる。ダム下流は河床に岩盤が露頭しているため伏流水取水は不可能で、取水堰を設置せざるを得ない。

カツガスタタ（取水予定地は川に沿って 1km 上流のゴハゴダ）はメダ川合流点の下流になるが、合流点より 2.1 km 下流の吊橋からポルゴラ・ダムの湛水域になっており、取水予定地はそれよりさらに 3.4km 下流にある。湛水域は前述したように大きな沈殿池としてマハウェリ川の水量・水質変動を緩和する機能を有しており、また、湛水域であるため平常時は安定した水位を確保でき、河岸に取水口を造って直接取水することが可能である。マハウェリ川の 1 日流量は中央値で 23.68m³/s（2、046、000m³/d）とメダ川のほぼ百倍の流量を持ち、平常時はメダ川の水質上の影響はほとんどないと言ってよい。

水道計画では計画給水量 110,000m³/日のうち、58,900 はキャンディ圏北部に、残りの 51,100m³/日はキャンディ市及びキャンディ圏南部に配分されている。KMC 浄水場（33,400m³/日）はキャンディ圏北部をカバーする余力はまったくないため、したがって、どの案においてもカツガスタタ浄水場予定地近くにできるカツガスタタ・ポンプ場まで取水量のほぼ半分を送水しなければならない。ガンノルワ案では浄水を二分して片方はバヒラワカンダ、アスギリヤ、アップランド配水池に、他方はカツガスタタのポンプ場まで送水しなければならないが、他の案に比べて延長が倍近く、建設費は三倍になっており、経済的優位性はない。ワタプルワ案もカツガスタタ案に比べて延長は長くなり建設費も高くなる
したがって、カツガスタタが浄水場予定地として推奨される。

表 2.2 カツガスタタ・ポンプ場までの導水管・送水管建設費の比較

DI	口径	単価 (Rs.)	ワタプルワ案		ガンノルワ案		カツガスタタ案	
	Dia. (mm)		(m)	(Rs.1000)	(m)	(Rs.1000)	(m)	(Rs.1000)
圧力管	250	8,550	4,750	40,613	750	6,413	4,750	40,613
	400	15,040	1,150	17,296	2,900	43,616	2,070	31,133
	500	20,044	3,710	74,363	3,280	65,744	3,710	74,363
	600	23,206	920	21,350			570	13,227
	700	30,184	1,750	52,822	430	12,979	1,400	42,258
	800	43,127	400	17,251	16,490	711,164	650	28,033
	900	50,608	360	18,219				
重力管	900	50,608	1,490	75,406	2,030	102,734		
	合計		14,530	317,320	25,880	942,650	13,150	229,627

注：キャンディ圏北部に給水するためのカツガスタタ・ポンプ場までの導水管・送水管費用で、取水場・浄水場は共通として費用に含まない。

2.1.3 下水処理場の位置

自然流下を基本とする下水道はメダ川の水系とほぼ似た形で下水を集め、結果的にメダ川に並行する新道を通して下水処理場に到る。JICA F/S において当初検討されたボワラ下水処理場はこのメダ川沿いにあり、恐らくキャンディ市内で唯一の可能性ある土地であったが、土地の所有者というよりむしろ周辺住民の強い反対に出会い挫折を余儀なくされた。この結果キャンディ市を取り囲む三角形の山並みの外側に適地を求めざるを得なくなった（図 2.3、図 2.4 参照）。

（１）ポルゴラ・ダムの下流域

キャンディ市の下水をメダ川に流さない、言い換えると、ゴハゴダ取水場の上流に下水を流さないようにするには、前述の北、東または南の峠を越えたところに下水処理場の用地を見つけ、ポルゴラ・ダムの下流に処理水を放流する必要がある。しかし、東の山並みとマハウェリ川に挟まれた区域で相当の広さを確保できるのはポルゴラ・ダムに近い Watapuluwa の谷地しかなく、このためには北の峠（国道 A10、標高 520m）を越さなければならぬ。下水が集まる新道沿いの Getambe ポンプ場の標高は 470m であり、最高標高 535.5m の地点より集めてきた下水を標高差で約 65m 近く逆送することになり省エネルギーの観点からは無駄が多過ぎる。また、中心市街地は地下埋設物が輻輳しており、下水管の布設さえ困難が予想される中で別に 500mm の圧送管を国道に布設できる余地は少ない。さらに、Watapuluwa 地区は道路網が整備されておらず、車の交差がかりうじてできる程度の道路しかないが、急傾斜でかつ激しく蛇行しているため、下水幹線の布設にはさまざまな障害が予想される。

（２）マハウェリ川右岸

メダ川が合流するマハウェリ川の右岸では、Getambe 橋下流は山が迫っているため Katugasutota 橋に到るまで適当な平地はなく、Getambe 橋上流で A 1 道路に面した獣医病院裏の窪地（農林省所有）が候補地として挙げられるのみである。この窪地の一角には水路が流れておりわずか 200m でマハウェリ川とつながっているため、マハウェリ川の水位上昇に備えて、水路を暗渠化する形で盛土が必要となる。それでも用地は狭いため、汚泥処理は分離して別の場所で行うことを考慮せざるを得ない。最大の難点は直ぐ隣接して有名寺院、大学病院と学生寮、住居があることで、Bowala よりも厳しい状況にあり、実施にあたっては周辺住民及び関係者の強い反対が予想される。

（３）マハウェリ川左岸

マハウェリ川左岸の候補地として懸案のガンノルワを含めて下記の 3 箇所が上げられる。

メワルツラはペラデニヤ大学農学部農場で、周囲をマハウェリ川と国道 A5 に囲まれており、周辺地区との間に自然の緩衝地帯が形成されている。敷地の広さも十分あり、申し分ない。しかし、ゲタンベ・ポンプ場より 4.6km 上流にあるため、処理水を KMC 浄水場の上流に放流しないようにするには、放流管をゲタンベ橋下流まで延伸する必要があることに加えて、現在、そこにサイエンス・パークを建設する計画が持ち上がっており、用地取得の可能性はない。

農業省が所有し試験農場として使われているガンノルワは、比較的平坦で処理施設を配置できるだけの広さを有している。処理場用地はつねに周辺一般住民の反対に直面することが避けられないが、この土地は周辺を他の試験農場と山岳で囲まれており、住民の多くは公舎に居住する農場の作業員で一般住民の巻き込みが少ない。いま一つの重要な要因は土地が政府機関の所有であり土地取得の可能性が高いということである。

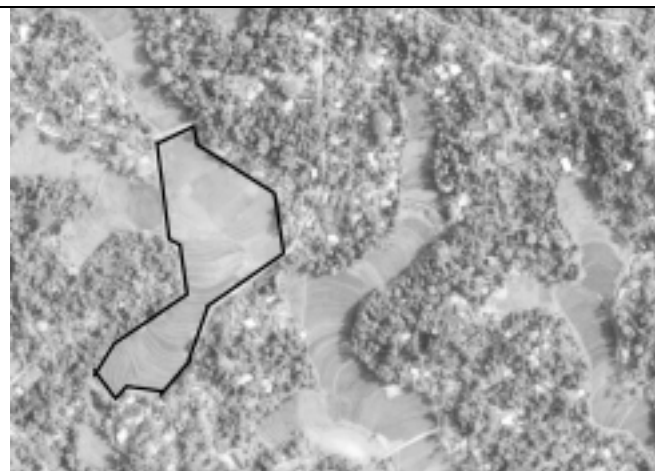
ゴハゴダのごみ処分場隣接地はゴハゴダ取水場予定地の直ぐ近くになるが、流域としては異なり、下水処理場処理水は取水予定地の約 0.4km 下流で放流される。用地は全体として北へ向かって下っているが、必ずしも一様ではない。用地の一部がごみ処分場にひっかかる恐れがあるが、この場合過去に埋め立てられた用地内のごみはすべて掘り起こして処分しなければならない。下水処理場の環境問題はごみ処分場の環境問題に掻き消される可能性が強く、用地内及び隣接地住民の大半は不法占拠者で立ち退かせることは可能とされている。ゲタンベ・ポンプ場から約 9.9km 離れ、マハウェリ川横断が必要になる（他のメワルツラ及びガンノルワのマハウェリ川横断については、現在増設中のゲタンベ橋への添加が可能である）。

各下水処理場候補地の特徴を表 2.3 に示す。ゲタンベ・ポンプ場から下水処理場までの圧送管及び下水処理場からマハウェリ川までの放流管の建設費と維持管理費を比較すると、明らかにボルゴラ・ダム下流に放流する案は経済的負担が大き過ぎる。ゴハゴダごみ処分場隣接地も同様である。ペラデニア大学のメワルツラは用地取得の可能性がないことより除外すると、残るはマハウェリ川右岸のゲタンベとマハウェリ川左岸のガンノルワになる。処理場用地はつねに周辺一般住民の反対に直面することが避けられないが、ガンノルワは周辺を他の試験農場と山岳で囲まれて一般住民の巻き込みが少なく、用地の広さも申し分なく、建設費・維持管理費も安く、最善の選択と言える。

ガンノルワの土地所有者である農業省は 2001 年 10 月 25 日、下水処理場用地として使用することに同意する旨を表明した。

図 2.4 下水処理場候補地の状況

Alt. 1 : Watapuluwa



Alt. 2 : Getambe

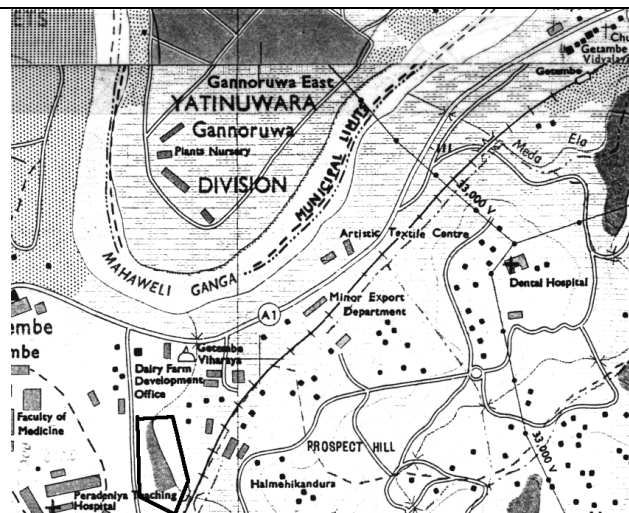
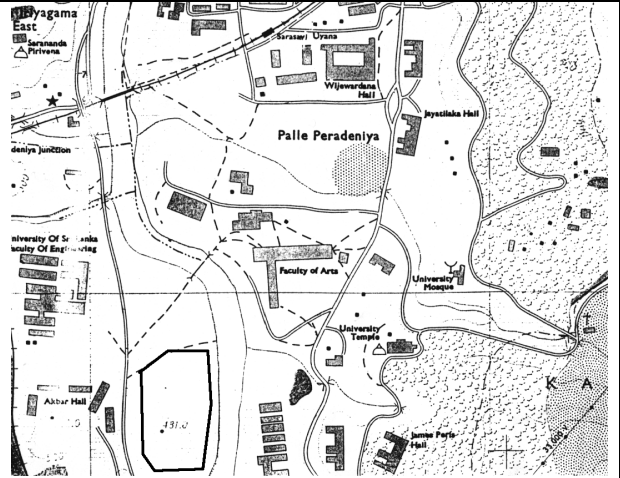
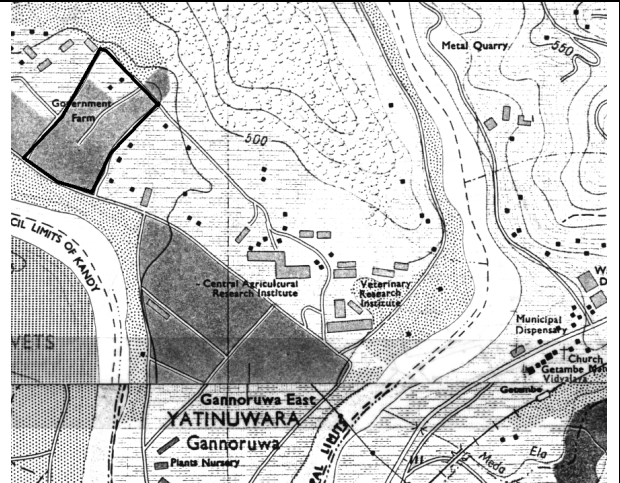


図 2.4 下水処理場候補地の状況 (続き)

Alt. 3 : Mewartura



Alt. 4 : Gannoruwa



Alt. 5 : Gohagoda

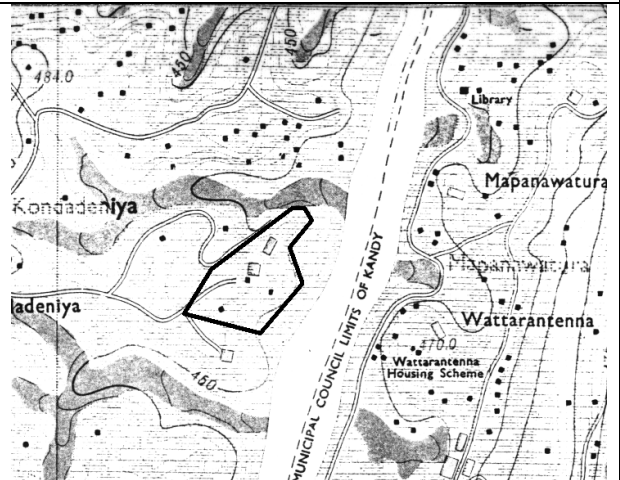


表 2.3 下水処理場候補地の比較

候補地	Watapuluwa	Getambe	Mewartura	Gannoruwa	Gohagoda
土地所有者	民間	農業省	ペラデニヤ大学	農業省	キャンデイ市
現在の土地利用	水田	空地（獣医病院敷地）	農場	農場（一部休耕田）	ごみ処分場
将来の土地利用			Science Park 構想が練られている。		
直近の水域	ポルゴラ・ダム下流	KMC 取水地点上流 （取水地点下流まで放流管を延伸する必要がある。メダ川への既存放流ルートもあるが能力的に使用できるか確認する必要がある。）	KMC 取水地点上流 （取水地点下流まで放流管を延伸する必要がある。）	KMC 取水地点上流 （取水地点下流まで放流管を延伸する必要がある。）	ゴハゴダ取水予定地下流
敷地の広さ	ほぼ平地 十分	窪地で狭小。	ほぼ平地 十分	ほぼ平地 十分	傾斜地
環境問題		周辺に寺院・大学病院・学生寮・住居あり、十分な環境対策が望まれる。	国道 A5 とマハウェリ川に挟まれており十分な緩衝地帯が取れる。 一画に研究施設が 2 棟ある。	一画に公舎があり移転を要する。 周辺にも一部公舎がある。	環境問題はごみ処分場の環境問題で掻き消される可能性が大きい。 放流先はゴハゴダ取水予定地の約 400m 下流になる。
ゲタンベ・ポンプ場（標高 470m）からの距離	7.1km 通過最高標高 520m	2.0km 通過最高標高 480m	5.6km 通過最高標高 490m	1.4km 通過最高標高 477m	9.9km 通過最高標高 480m
処理場から放流水域までの距離	1.4km	0.2km	4.6km （ガンノルワと同じ地点を想定）	0.8km	0.1km 自然流下
周辺住民・関係者の処理場に対する対応		寺院はこの敷地を狙っていたという経緯がある。		農業省が譲渡に同意すれば、公舎の住民も従わざるを得ないと予想される。	ほとんどが不法占拠者のため立ち退かせることは法的に可能で、ごみ処分場に比べれば住民の反対は少ない。

その他の特記事項		窪地のため洪水対策として盛土が必要。 唯一 Mahaweli 川横断がない		ガンノルワは 16 世紀にキヤンディ王国軍が侵入してきたポルトガル軍を破った古戦場にあたる。	一部が KMC ごみ処分場にひっかかる可能性があり基礎の置換が必要で、残土処分地の確保も問題となる。
建設費 (単位：Rs.百万)	圧送管 ø500mm x 6.4km 128.3 下水管 ø825mm x 0.7km 16.4 放流管 ø825mm x 1.4km 32.8 計 177.5	圧送管 ø500mm x 2.0km 40.1 下水管 - 放流管 ø825mm x 0.2km 4.7 計 47.8	圧送管 ø500mm x 5.6km 112.2 下水管 - 放流管 ø825mm x 4.8km 112.4 計 224.6	圧送管 ø500mm x 0.9km 18.0 ø350mm x 0.2km 2.4 下水管 ø825mm x 0.4km 9.4 放流管 (圧送) ø500mm x 0.8km 16.0 計 45.8	圧送管 ø500mm x 9.9km 198.4 下水管 - 放流管 (圧送) ø825mm x 0.2km 4.7 計 203.1
維持管理費 14 hr x 30 d x Rs.4.65/kWh (単位：Rs.千/月)	電力費 (203kW x 2、予備 1 台) 400	電力費 (65kW x 2、予備 1 台) 127	電力費 (120kW x 2、予備 1 台) 234	電力費 (58kW x 2、予備 1 台) 113	電力費 (130kW x 2、予備 1 台) 254
評価	F/S レポートでフェース I における下水管きよ布設費が Rs.463.2 百万、維持管理費のうち電力費が Rs.686 千となっていることを考えると、本候補地の経済的負担は重過ぎる。	周辺住民の同意を得るまでに一混乱が予想される。また、同意が得られたとしても環境対策は最も厳しい。 処理施設のコンパクト化 (処理方式の変更)、汚泥の別途処理等の検討が必要。	他のプロジェクトが先行して動いているので不可。	用地の広さ、周辺環境ともに申し分なく、建設費・維持管理費も安く、最善の選択と言える。	今後とも処分場として使われる可能性が高く、どこまでを処理場用地として使えるか、十分な検討と協議が必要である。 F/S レポートでフェース I における下水管きよ布設費が Rs.463.2 百万、維持管理費のうち電力費が Rs.686 千となっていることを考えると、本候補地の経済的負担は重過ぎる。

2.2 給水人口

(1) KMC 区域内

「キャンディ圏及びヌワラエリヤ上下水道整備計画調査」は 1998 年 2 月に始まり、1999 年 2 月に終了した。その後、ADB 援助の下で「キャンディ水道拡張・配水計画フィージビリティ調査」報告書が 2000 年 12 月に完成した。両フィージビリティ調査ともに 2020 年までの KMC の給水人口を表 2.4 に示すように予測している。

上記の予測を評価するために利用可能な人口データをすべて収集したが、当初 JICA が根拠にしたデータからほんのわずかの变化しか見られなかった。したがって、本調査の目的には JICA の予測を採用する。

表 2.4 予想給水人口

	2000	2005	2010	2015	2020
JICA 予測	144,000	153,000	162,000	171,000	181,000
ADB 予測	135,750	144,846	154,573	164,954	176,032

(2) KMC 区域外

19 水道事業の 2000 年(1~12 月)の給水栓データが NWS&DB より得られた (Vol. II-I、付属資料 2.1 参照)。これらの水道事業のうち 10 は提案されているフェイズ の水道改善事業に含まれる。2000 年の給水人口は給水栓数に表 2.5 に示す 1 給水栓当りの使用人口を掛けて求められる。この予測は、申請はされているがまだ接続されていない給水栓数を住宅団地のそれらを含めて、考慮に入れている。NWS&DB と JICA で予測された 2000 年の給水人口の比較を表 2.6 に示す。

表 2.5 1 給水栓当り使用人口

カ テ ゴ リ	使用人口 (人/栓)
生 活	5.6
商 業	10.0
共 同 栓	55.0
そ の 他	10.0

表 2.6 フェイズ 水道事業の2000年給水人口

水道事業名	NWS&DB 予測			人口	JICA 予測
	給水栓				
	供用分	保留分	計		
(1) Alawathugoda	1,057	1,333	2,390	15,956	18,953
(2) Akurana	1,149	3,778	4,927	32,417	27,378
(3) Balanagala	1,605	651	2,256	14,946	17,802
(4) Polgolla	1,449	2,029	3,478	23,355	17,805
(5) Kulugammana	1,828	1,042	2,870	17,340	16,394
(6) Kondadeniya	1,105	98	1,203	7,711	9,998
(7) Gohagoda	1,921	30	1,951	12,542	15,793
(8) Ampitiya	1,668	980	2,648	15,730	18,831
(9) Mullepihilla	171	161	332	2,339	
(10) Hantana	488	0	488	3,327	6,418
計	12,441	10,102	22,543	145,663	149,372

表 2.6 によれば、個々の水道事業給水区域については 20%までの差があるが、NWS&DB と JICA 予測の総給水人口は非常に似通っている（2.5%以内）。これらの変動にはいくつかの理由がある。

- 1) 1 給水栓当たりの使用人口については、個々の区域特性を考慮せずに同じ数字をすべての水道事業に適用している。
- 2) 水道事業と JICA F/S 給水区域の境界は同じではない。
- 3) 例えば、アクラナ、ポルゴラについては、提案されている給水区域外からの給水栓設置申請分を含んでいる。
- 4) JICA 予測は個別井戸から地下水を使用している人口を一部含んでいるのに対し、NWS&DB の予測は含んでいないと思われる。これが二つの予測の差の一部を説明している。

NWS&DB の予想給水人口を上述の要因で調整すると二つの予測は実際非常に近くなる。

(3) 総給水人口

上述の討議に基づいて、前回の JICA レポートに示された表 2.7 の予想給水人口を本調査にも採用する。既存及び計画給水区域を個々の配水池が給水する小区域に分割した配水池別予想人口を Vol. II-I、付属資料 2.2 に示す。

表 2.7 キャンディ圏目標給水人口

Area	2000	2005	2010	2015	2020
Kandy Municipal Council (KMC) (A)	144,000	153,000	162,000	171,000	181,000
Kandy Four Gravets (Part)	58,000	62,000	67,000	71,000	77,000
Harispattuwa、 Akurana & Pujapitiya (Part)	138,000	150,000	161,000	173,000	184,000
Kundasale (Part)	87,300	93,800	99,500	106,000	113,000
Patha Dumbara (Part)	42,900	46,000	48,400	51,600	54,700
Patha Hewaheta (Part)	8,600	9,400	10,600	12,000	14,000
Udunawara、 Yatinuwara & Udu Palatha	95,400	101,600	110,900	119,000	126,200
Subtotal - Outside KMC (B)	430,200	462,800	497,400	532,600	568,900
Total (a) + (B)	574,200	615,800	659,400	703,600	749,900

2.3 予想需要水量

(1) KMC 区域内

JICA と ADB の F/S における予想需要水量を比較のため表 2.8 に示す。どちらの予測もサービスを 3 つのカテゴリに区分しているが、これらのカテゴリの定義は同じではない。カテゴリの定義の違いが予測をカテゴリ別に比較するのを不可能にしているが、各目標年次における予想総需要水量の比較には都合よい。

特別な祭りのときにキャンディを訪れる浮動人口は表 2.8 から除外していることに留意されたい。

表 2.7 に示すように、各目標年次における総需要水量は ADB、JICA 予測ともほとんど同じである (2 ~ 3 % 以内)。これがこの種の予測の全体的な精度とすれば、どちらの予測も同等に有効と考えられる。したがって、前回の JICA レポートで検討した需要予測を本調査でも採用する。

表 2.8 KMC の予想需要水量

(単位 : m³/日)

	2000	2005	2010	2015	2020
JICA 予測					
(1) 生活系	14,570	16,500	18,610	20,730	-
(2) 非生活系	8,352	9,333	10,530	11,799	-
(3) NRW	16,560	14,535	13,122	10,773	-
計	39,482	40,392	42,282	43,263	-
ADB 予測					
(1) 生活系	26,924	28,732	30,661	32,721	34,918
(2) 用水供給	750	800	854	911	972
(3) NRW	9,578	10,083	10,620	11,190	11,797
計	37,252	39,615	42,135	44,822	47,687

注) NRW = Non-revenue Water (無収水)

表 2.7 キャンディ圏目標給水人口

Area	2000	2005	2010	2015	2020
Kandy Municipal Council (KMC) (A)	144,000	153,000	162,000	171,000	181,000
Kandy Four Gravets (Part)	58,000	62,000	67,000	71,000	77,000
Harispattuwa、 Akurana & Pujapitiya (Part)	138,000	150,000	161,000	173,000	184,000
Kundasale (Part)	87,300	93,800	99,500	106,000	113,000
Patha Dumbara (Part)	42,900	46,000	48,400	51,600	54,700
Patha Hewaheta (Part)	8,600	9,400	10,600	12,000	14,000
Udunawara、 Yatinuwara & Udu Palatha	95,400	101,600	110,900	119,000	126,200
Subtotal - Outside KMC (B)	430,200	462,800	497,400	532,600	568,900
Total (a) + (B)	574,200	615,800	659,400	703,600	749,900

2.3 予想需要水量

(1) KMC 区域内

JICA と ADB の F/S における予想需要水量を比較のため表 2.8 に示す。どちらの予測もサービスを 3 つのカテゴリに区分しているが、これらのカテゴリの定義は同じではない。カテゴリの定義の違いが予測をカテゴリ別に比較するのを不可能にしているが、各目標年次における予想総需要水量の比較には都合よい。

特別な祭りのときにキャンディを訪れる浮動人口は表 2.8 から除外していることに留意されたい。

表 2.7 に示すように、各目標年次における総需要水量は ADB、JICA 予測ともほとんど同じである (2~3% 以内)。これがこの種の予測の全体的な精度とすれば、どちらの予測も同等に有効と考えられる。したがって、前回の JICA レポートで検討した需要予測を本調査でも採用する。

表 2.8 KMC の予想需要水量

(単位 : m³/日)

	2000	2005	2010	2015	2020
JICA 予測					
(1) 生活系	14,570	16,500	18,610	20,730	-
(2) 非生活系	8,352	9,333	10,530	11,799	-
(3) NRW	16,560	14,535	13,122	10,773	-
計	39,482	40,392	42,282	43,263	-
ADB 予測					
(1) 生活系	26,924	28,732	30,661	32,721	34,918
(2) 用水供給	750	800	854	911	972
(3) NRW	9,578	10,083	10,620	11,190	11,797
計	37,252	39,615	42,135	44,822	47,687

注) NRW = Non-revenue Water (無収水)

(2) KMC区域外

34水道事業の使用水量及び無収水量の記録(2000年12月)をNWS&DBより収集した(Vol. II-I、付属資料2.3参照)。既存の浄水能力は現在でも不十分であり、いうまでもなく、実際の需要水量の指標としてこのデータを使って将来の需要水量を予測することは難しい。NWS&DBが示した使用水量と前回のJICAレポートが与えた予想需要水量の比較を表2.9に示す。

表 2.9 KMC区域外における2000年12月の需要水量

(単位：m³/日)

カテゴリ	NWS&DB予測	JICA予測
生活系	23,170	33,556
非生活系	10,255	12,906
NRW	20,558	33,556
計	53,984	80,018

NWS&DBの需要水量予測は供給が不十分で、配水システムの圧力は低圧から負圧の範囲にあり、結果として当然のことながら使用水量が削減されるという現在の状況を反映している。提案されている水道改善事業の実施は給水区域に十分な配水圧で十分な水を供給することが期待されており、結果的に1人使用水量は現在の水準から相当増加すると予想される。したがって、提案されている水道改善施設的设计基礎として、前回のJICAレポートで与えている需要水量予測を採用する。

(3) 予想総需要水量

キャンディ圏における予想需要水量を表2.10にまとめる。キャンディ圏の配水区別予想需要水量詳細をVol. II-I、付属資料2.4に示す。

表 2.10 キャンディ圏の予想需要水量

(単位：m³/日)

	2000	2005	2010	2015
KMC 区域内				
生活系	14,544	16,524	18,630	20,691
非生活系	8,352	9,333	10,530	11,799
NRW	16,560	14,535	13,122	10,773
計	39,456	40,392	42,282	43,263
KMC 区域外				
生活系	33,556	38,156	44,766	52,253
非生活系	12,906	14,689	17,965	21,631
NRW	33,556	29,619	28,352	24,500
計	80,018	82,464	91,083	98,384
キャンディ圏				
生活系	48,100	54,513	63,425	72,808
非生活系	21,258	24,158	28,448	33,603
NRW	50,116	44,185	41,492	35,236
計	119,474	122,856	133,365	141,647

第3章 既存配水システム

既存配水管網の関連データをNWS&DB及びKMCより収集し、配水池の標高・地形・利用できる道路等を勘案して各配水池の配水区域を確定するために使用した。

3.1 KMC区域内におけるADBプロジェクトとの関係

ADB援助によるキャンディ市水道拡張及び配水計画フェージビリティ調査は2000年12月完了し、当初予定より5箇月遅れて2001年4月より実施設計が開始された。

ADBプロジェクトは前回のJICAレポートの内容を基本的に受け入れているが、工事の緊急性から下記に示すようにいくつかの重複が見られる。

(1) プリムロス配水池

プリムロス配水池（容量 315m³）の建設と KMC 浄水場の関連ポンプの交換は ADB プロジェクトと JICA プロジェクトで重複している。鋼板製の既存のプリムロス配水池は深刻な漏水問題を抱えており、できるだけ速やかに建て替える必要がある。このため、ADB プロジェクトでは建て替えをフェイズ 1 に予定し、2001 年 7 月に着工することになっている。土地の効率的な使用及び工事の緊急性の観点より、プリムロス配水池は既存と新設の合計容量で ADB プロジェクトで建設し、JICA プロジェクトからは除外することが提案される。

(2) ダンゴラ配水池までの送水管

ダンゴラ配水池への送水管は送水と配水の二つの目的に使用されており、このため既存のダンゴラ配水池に十分な水が送水されない結果となっている。ADB プロジェクトは送水機能と配水機能の分離を図るためにダンゴラ配水池までの送水管をフェイズ 2 で新たに布設することを計画している。したがって、ダンゴラ配水池までの送水管布設は JICA プロジェクトより除外し、JICA プロジェクトではダンゴラ配水池の新設と関連接続工事を行うことが提案される。

第4章 マハウェリ川の流入汚濁負荷量

4.1 概説

本調査の目的の一つはゴハゴダ取水予定地上流のマハウェリ川に排出される現在及び将来の排水量の影響を評価することである。本調査に関わる二つの主要排水源は以下の通り。

アスギリヤとゴハゴダ配水区はキャンディ区域に提案されている下水の収集・処理システムに含まれていない。アスギリヤ排水区の一部はマハウェリ川に直接排出しており、一部はアスギリヤ川・ドダンウェラ川を介して間接的に排出している。ゴハゴダ配水区もマハウェリ川に直接排出する区域と、ウダガマ川・ドゥルウェラ川を介して間接的に排出する区域がある。アスギリヤ配水区では住宅が徐々に建設されているのに対し、ゴハゴダ配水区はまだ農村部のままでいる（図 4.1）。

メダ川に排出される区域は人口密度は高く、商業活動が集中しており、下水の収集・処理施設が提案されている M/P 区域に含まれる。下水道システムは二期に分けて整備され、本調査の対象となる下水道整備優先区域は、市の中心商業地区・キャンディ湖周辺地区・ハンタナ住宅団地・ジェネラル病院・鉄道駅・中央マーケット・監獄・サッカー場を含む。第二期には下水道整備 M/P 区域の残りがカバーされる。メダ川流域の残りは本質的に山岳区域であるが、住宅建設が徐々に進んでいる。

上述した取水予定地上流のマハウェリ川に排出する 9 つの区域を、表 4.1、図 4.1、図 4.2 に示すように便宜的に区域 A～区域 I と定める。

表 4.1 ゴハゴダ取水地点上流のマハウェリ川小流域

アスギリヤ配水区	
区域 A	直接流入区域
区域 B	アスギリヤ川経由間接流入区域
区域 C	ドダンウェラ川経由間接流入区域
ゴハゴダ配水区	
区域 D	直接流入区域
区域 E	ドゥルウェラ川経由間接流入区域
区域 F	ウダガマ川経由間接流入区域
メダ川流域	
区域 G	下水道整備区域（フェイズ ）
区域 H	下水道整備区域（フェイズ ）
区域 I	下水道整備区域外

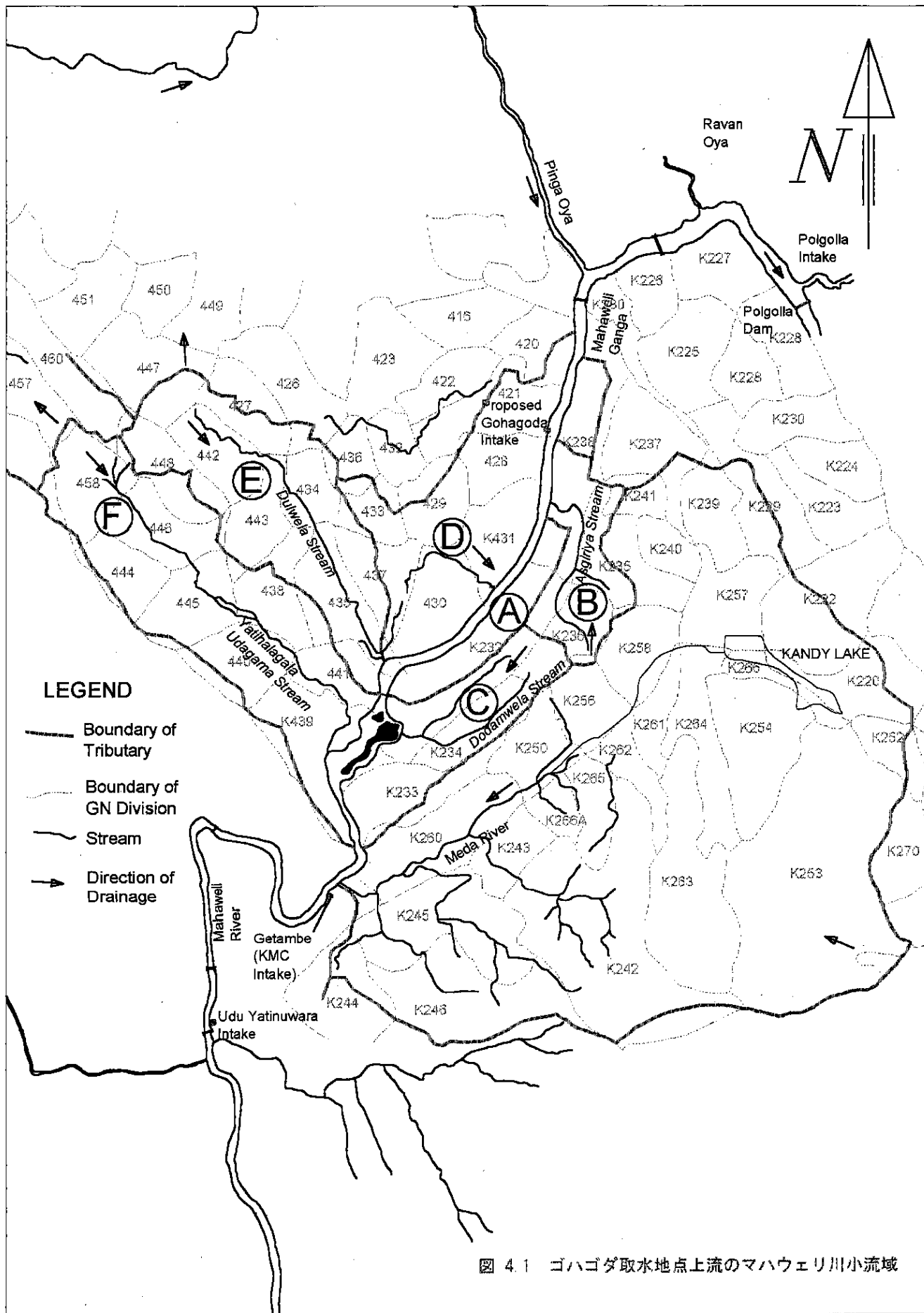


図 4.1 ゴハゴダ取水地点上流のマハウェリ川小流域

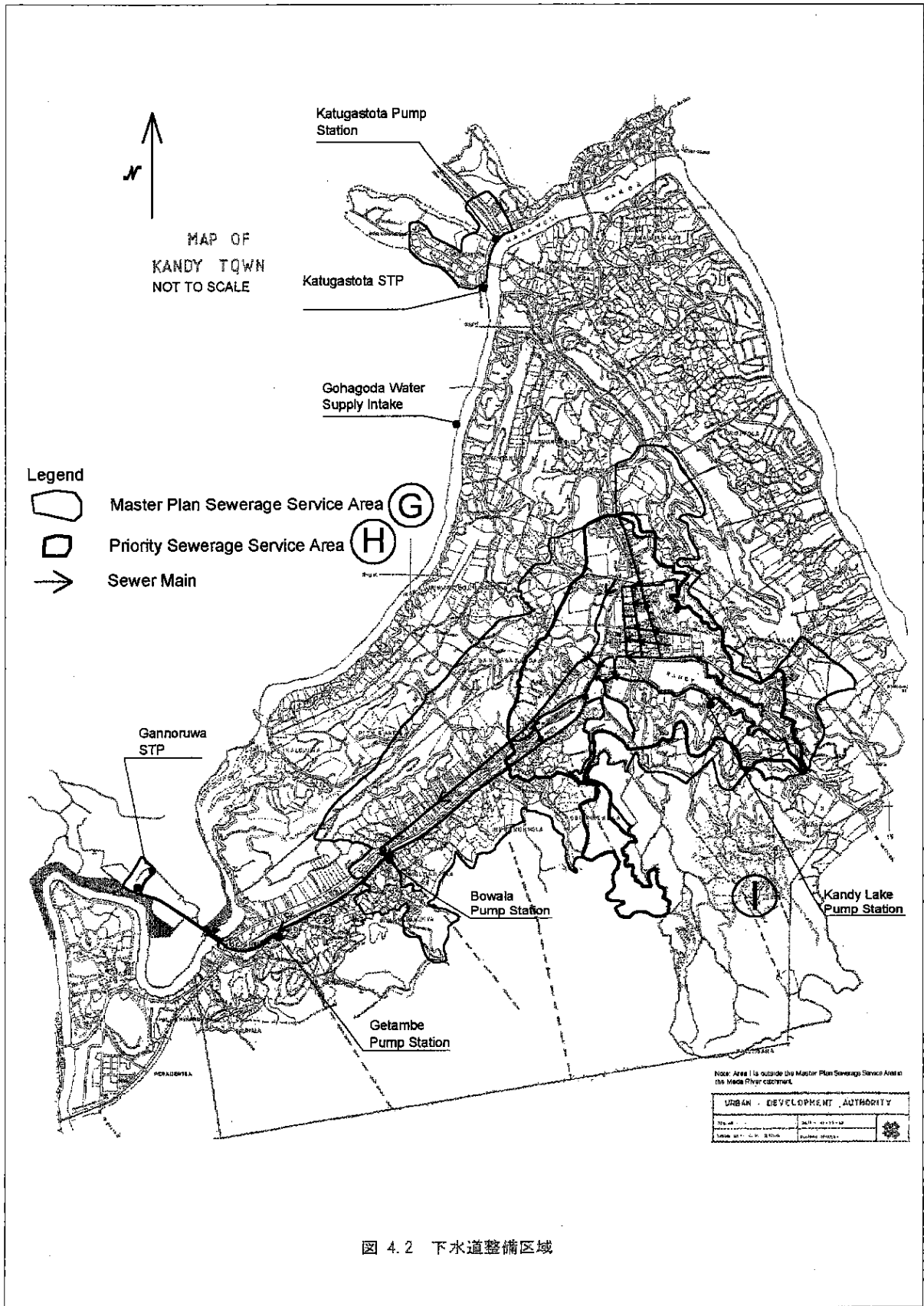


图 4.2 下水道整備区域

4.2 人口

アスギリヤ配水区とメダ川流域は大部分 KMC に含まれる。ゴハゴダ配水区はハリスパトゥワ DSD に含まれる。表 4.2 にこれらの DSD の予想人口増加率を示す。前回の JICA レポートに示された人口予測は 1997 年データに基づいている。現在国勢調査が行われているが、1997 年データはこの間更新されていない。したがって、本調査でも 1997 年データを採用する。マハウェリ川の関連流域内人口を表 4.3 に示す。アスギリヤ配水区、ゴハゴダ配水区、メダ川流域の予想人口の詳細を Vol. II-I、付属資料 4.2 に示す。これらの区域の予想人口は上述した人口増加率を 1997 年人口データに掛けて求めたものである。

表 4.2 人口増加率

区 域	行政区域	1997 年からの人口増加率 (%)		
		2001 年	2005 年	2015 年
アスギリヤ配水区	KMC	6.14	11.32	24.81
ゴハゴダ配水区	ハリスパトゥワ	6.63	12.39	28.24
メダ川流域	KMC	6.14	11.32	24.81

表 4.3 予想流域人口

	1977	2001	2005	2015
アスギリヤ配水区				
区域 A 直接流入区域	771	817	858	962
区域 B アスギリヤ川経由間接流入区域	4,596	4,879	5,117	5,737
区域 C ドダンウェラ川経由間接流入区域	4,833	5,130	5,381	6,032
小 計	10,200	10,826	11,356	12,731
ゴハゴダ配水区				
区域 D 直接流入区域	3,264	3,465	3,631	4,073
区域 E ドゥルウェラ川経由間接流入区域	4,939	5,240	5,496	6,163
区域 F ウダガマ川経由間接流入区域	5,135	5,449	5,716	6,409
小 計	13,338	14,154	14,843	16,645
メダ川流域				
(下水道整備 M/P 区域)	(39,841)	(42,285)	(44,352)	(49,724)
区域 G 下水道整備区域 (フェイズ)	17,302	18,363	19,260	21,595
区域 H 下水道整備区域 (フェイズ)	22,539	23,922	25,092	28,129
区域 I 下水道整備区域外	21,573	22,897	24,017	26,925
小 計	61,414	65,182	68,369	76,649
合 計	84,952	90,162	94,568	106,025

これらの区域の人口密度は下水道整備優先区域の 71.1 人/ha からゴハゴダ配水区の 14.3 人/ha まで幅がある。

ゴハゴダ、アスギリヤ配水区と下水道整備区域に含まれるメダ川流域の多くは比較的傾斜がきつい。これらの区域の 1987 年地形図に示された住宅密度と今回の現地調査の結果を比べると、相当の開発がこの間に行われたことを示しており、現在建築中の住宅がかなりの数に及ぶことは開発が進行していることを示している。生活排水処分システムの維持管理は現在 KMC ではきわめて限られている。KMC には約 22,000 戸の住宅があるが、KMC の記録によると、2000 年にわずか 360 個の腐敗槽しか清掃作業が行われていない。腐敗槽及び竪穴便所を保有する住宅数は不明であるが、現地視察結果によれば提案されている下水道整備区域内の住宅・ビルの少なくとも半数は腐敗槽を備えている。現在の維持能力は腐敗槽を保有する 2,000 戸に対応できるに過ぎない。腐敗槽の維持能力を改善する計画が KMC 当局で検討中である。

調査対象区域内の代表的な住宅・ビルの給排水システムは便所のし尿を腐敗槽に流し、洗濯・水浴の雑排水は地表排水溝に流し、これらは雨水排水システムにつながり、その後最終的には小川及びマハウェリ川に流入する。代表的な腐敗槽及び竪穴便所はともに液体は周辺土壤に吸収されるように造られている。調査対象地域の大部分は傾斜がきつく比較的敷地面積が小さいことから、浸透床は小さいか存在しない。現地視察によれば小川に隣接する多くの住宅・ビルは雑排水を直接小川に流しており、それらの腐敗槽及び竪穴便所も水路に近いことから、栄養塩類の比較的相当部分は小川に到達する結果になっている。

4.3 排水量原単位

前回の JICA レポートで導かれた排水量原単位（表 4.4）を本調査でも採用する。

表 4.4 排水量原単位

（単位：lpcd）

	生活系排水	非生活系排水	浸入水	計
1997	78	79	28	185
2001	82	85.5	30	197.5
2005	86	92	32	210
2015	97	138	42	277

4.4 排水量

ゴハゴダ取水予定地上流のマハウェリ川流域で発生する予想排水量をまとめて表 4.5 に示す。前述した排水量原単位は、供給量は需要量に比例するという仮定に基づいているこ

とに留意されたい。現在の給水区域は浄水あるいは配水施設が不十分のため抑制されており、実際の発生排水量は表 4.5 の値より少ないと予想される。

表 4.5 予想排水量

(単位：m³/日)

	1977	2001	2005	2015
アスギリヤ配水区				
区域 A 直接流入区域	60	67	74	93
区域 B アスギリヤ川経由間接流入区域	358	400	440	556
区域 C ドダンウェラ川経由間接流入区域	377	421	463	585
小 計	795	888	977	1,234
ゴハゴダ配水区				
区域 D 直接流入区域	255	284	312	395
区域 E ドゥルウェラ川経由間接流入区域	385	430	473	598
区域 F ウダガマ川経由間接流入区域	401	447	492	622
小 計	1,041	1,161	1,277	1,615
メダ川流域				
(下水道整備 M/P 区域)	6,255	7,083	7,895	11,685
区域 G 下水道整備区域(フェイズ)	2,716	3,076	3,428	5,075
区域 H 下水道整備区域(フェイズ)	3,539	4,007	4,467	6,610
区域 I 下水道整備区域外	1,683	1,878	2,065	2,612
小 計	7,938	8,961	9,960	14,297
合 計	9,774	11,010	12,214	17,146

注) 浸入水を含まない。

4.5 負荷量原単位

調査対象水質項目は pH、BOD₅、COD、T-N、T-P、大腸菌である。pH、大腸菌は浄水場設計において最も関心があり、マハウェリ川の水質調査によって直接測定する。前回の JICA レポートでは生活排水に含まれる対象水質項目について日本のデータに基づいて一般的な平均値を以下のように設定している。

水質項目	負荷量原単位 (gpcd)
BOD ₅	57
COD _{Mn}	28
SS	43
T-N	12

前回の JICA レポートでは BOD₅ の負荷量原単位については熱帯国向けの 40gpcd を使っており、本調査でも採用する。前回の調査で収集した生活系及び非生活系排水の水質データによれば、調査対象区域の非生活系排水強度は生活系排水のほぼ半分になっている。この情報に基づき、予想負荷量原単位を表 4.6 に示すように設定する。

表 4.6 負荷量原単位

(単位：gpcd)

	BOD ₅	COD	SS	T-N	T-P
生活系排水	40.0	28.0	43.0	12.0	1.2
非生活系排水	28.5	19.9	30.6	8.5	0.9
浸入水	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
計	68.5	47.9	73.6	20.5	2.1

4.6 負荷量

調査対象区域内の発生負荷量を表 4.7 に示し、詳細を Vol. II-I、付属資料 4.3 に示す。

表 4.7 調査対象区域内発生負荷量

(単位：g/日)

	1977	2001	2005	2015
BOD	4,534	4,813	5,047	5,657
COD	3,171	3,367	3,530	3,959
SS	4,872	5,171	5,423	6,081
T-N	1,358	1,443	1,512	1,695
T-P	139	146	153	171

第5章 マハウェリ川とその支流の水質

5.1 マハウェリ川について利用できる水質データ

ゲタンベとゴハゴダ取水予定地との間のマハウェリ川水質が本調査の最大の関心事である。図 5.1 はマハウェリ川の関係区間を示したものである。既存の取水地点はゲタンベにあり、ゲタンベとゴハゴダ取水予定地の距離は流れに沿って 5.5 km である。この区間でマハウェリ川に合流する主要支川はメダ川、ドダンウェラ川、アスギリヤ川その他である。

5.1.1 NWS&DB水質監視プログラム

NWS&DB は 2000 年 3 月から以下の 5 地点において週一回ベースでマハウェリ川の水質監視を行っている。

ペラデニヤ取水場（ナヌ川とウドゥ・ヤティヌワラ川の合流点上流）

KMC 取水場（メダ川との合流点上流のゲタンベ）

メダ川合流点下流

ゴハゴダ取水予定地

ボルゴラ取水場

監視プログラムと水質の詳細を Vol. II-I、付属資料 5.1 に示す。

（1）サンプリング

サンプリングは河岸から行われており、必ずしも川の流心ではない。マハウェリ川の川幅は広く、流量が少ないと流れはいくつかに分岐する。サンプルは流心から採取するのが望ましい。例えば、ペラデニヤではサンプルは歩道橋の上から行われている。メダ側との合流後のサンプリング地点は、流れが二つに分岐し、マハウェリ川とメダ川との混合が完全でない右岸になっている。これより、サンプリング地点として 2 つの地点が提案される。

1) メダ川（マハウェリ川との合流点手前のコロボ道路橋、図 5.1 の -1）

2) メダ川との合流点より 2.1 km 下流のマハウェリ川の吊橋（図 5.1 の -2）

採水は河川中にサンプルびんを浸して行い、採取したサンプルは試験室における pH、DO、細菌学的項目を含むすべての水質項目の試験に使用する。

（2）現場測定に不十分な器材

pH、DO を現場で測定していない。pH は現場で測定しなければならない。DO は現場で測定するか、現場で固定した後試験室で測定する。

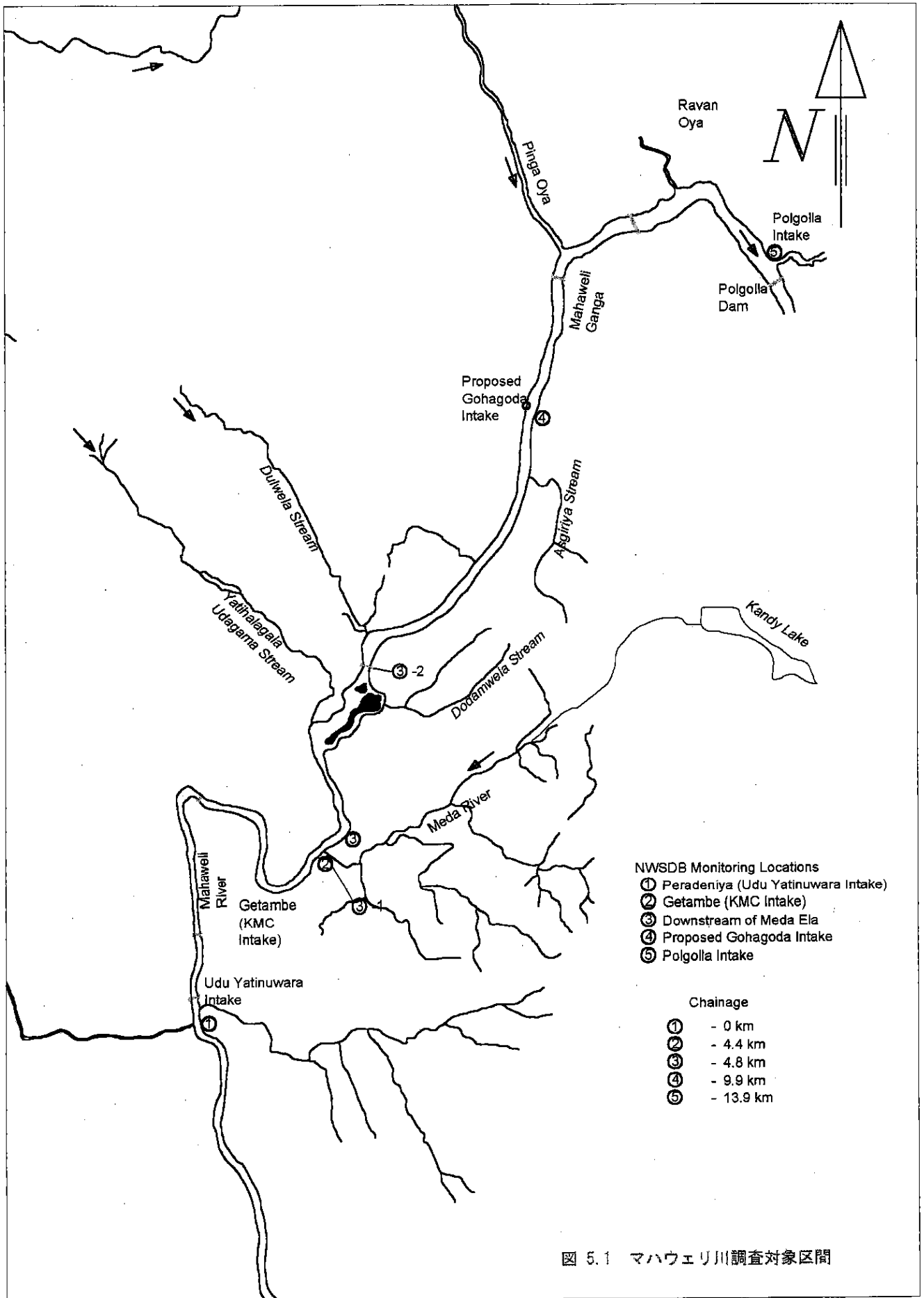


図 5.1 マハウェリ川調査対象区間

5.1.2 その他のデータ

前回の JICA レポートでも述べられているように、1993 年についてはペラデニヤとテネクンプラにおける毎月の水質監視データが利用できる。サンプリングと分析は IFS が行っている。ポルゴラ・ダム下流のテネクンプラは本調査対象区域外にある。表 5.1 に結果を示す。

表 5.1 ペラデニヤにおけるマハウェリ川の水質（1993年、IFS）

Month	pH	EC μ S/cm	T-P, ppb	Dissolved- P, ppb	NO ₃ -N, ppb	BOD ₅ , mg/L
Jan.	7.27	68	21	ND	74	1.75
Feb	7.75	76	16	02	85	1.80
Mar	7.91	89	15	09	107	2.75
Apr	7.67	88	12	ND	87	2.30
May	7.00	108	05	01	43	2.05
Jun	7.57	52	09	ND	71	1.05
Jul	7.39	40	04	03	60	1.50
Aug	7.42	65	06	01	43	0.90
Sep	7.84	74	08	--	49	1.30
Oct	7.36	81	04	02	46	0.90
Nov	7.21	72	04	05	127	1.85
Dec	7.25	98	06	04	106	0.95

(Source: EIA Report, Table 6.6, and Unpublished Data from Institute of Fundamental Studies (IFS))

表 5.2、5.3 はマハウェリ川における前回 JICA レポートの結果をまとめたものである。

NWS&DB 水質監視プログラムについて次節で述べる前に、NWS&DB セントラル地域支援センター試験室が測定したペラデニヤ取水場の BOD₅ データが利用でき、表 5.4、図 5.2 のようにまとめられる。生データを Vol. II-I、付属資料 5.2 に示す。

表 5.2 マハウェリ川の水質 (1998年、JICA)

Parameter	Getambe Intake		Polgolla Intake		Gohagoda Proposed Intake	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Turbidity (NTU)	4.4	46.3	2.7	50		
	11.5	47.1	11.7	54.3	10	15
pH	6.2	7.5	6.5	8.2		
	5.5	7.2	5.2	7.2	6.8	6.9
EC (µs/cm)	61.4	81.7	59.8	84.5		
	43.3	57.1	50.7	59.2	52	63
Alkalinity (mg/L)	24.2	39.3	26.6	39.9		
	8	22	16	35	20	21
Chloride (mg/L)	4.2	7.8	5.0	9.3		
	2.1	4.2	2.7	5.0	1.99	2.55
Free NH ₃ (mg/L)	0	0.2	0	0.19		
	0.08	1.00	0.06	0.29	ND	0.46
Nitrite (mg/L)	0	0.27	0	0.96		
	0.08	0.27	0.08	0.13	0.13	0.19
Nitrate (mg/L)	1.28	3.02	1.52	4.97		
	0.17	4.19	1.32	2.53	3.52	4.79
Fluoride (mg/L)	0.05	0.2	0.04	1		
	0.02	0.10	0.02	0.33	0.15	0.16
Phosphate (mg/L)	0.32	1.1	0.64	1		
	0.91	4.04	1.58	6.85	1.51	2.15
Sulfate (mg/L)	1.13	3.41	1.21	2.68		
	1.3	2.4	0.7	5.8		0.7
T-Coliform /100 ml	400	>1000	160	960		
	100	>1000	200	>1000	100	1100
<i>E.coli</i> /10 ml	70	>1000	40	340		
	20	>1000	60	480	32	260
Mn (mg/L)	0.06	0.22	0.06	0.25		
	0	0	0	0	0	0
T-Iron (mg/L)	0.4	0.6	0.2	1		
	0	3.42	1.8	1.94	0	0

Source : JICA (1998 Volume 2、 Main Report、 Table 15.5)

Note : Upper row in each item is for wet season (July to September 1998)

Bottom row in each item is for dry season (March to May 1998)

表 5.3 マハウェリ川の水質 (1998年、JICA)

Parameter	Peradeniya	Getambe	Polgolla Dam	Proposed Gohagoda Intake
pH	6.4 - 7.1	6.2 - 7.1	6.4 - 6.8	7.4
	5.4 - 5.7	5.0 - 5.5	5.4 - 5.6	
Electrical Conductivity (μS/cm)	63 - 64	61 - 64	69 - 200	111
	49 - 68	51 - 57	260	
COD (mg/L)	24 - 32	24 - 32	24 - 48	17
	8	8 - 32	8 - 32	
BOD ₅ (mg/L)	3.0 - 3.2	2.0 - 5.7	3.4 - 5.5	1.2
	3.2 - 4.2	1.2 - 1.7	3.2 - 6.4	
DO (mg/L)	5.3 - 7.5	2.2 - 5.8	1.0 - 4.9	7.6
	7.3 - 7.5	7.2 - 7.9	3.4 - 4.5	
SS (mg/L)	130 - 142	130 - 175	143 - 188	113
	10 - 60	10 - 110	20 - 30	
Chloride (mg/L)	4.1 - 5.5	4.0 - 4.6	4.0 - 4.9	6.9
	3.2 - 4.3	3.5 - 4.2	17.9 - 7.1	
Sulfate (mg/L)	1.9 - 2.3	2.1 - 3.3	2.1 - 2.6	1.5
	1.2 - 2.1	1.6 - 1.8	1.4 - 1.6	
T-Nitrogen (mg/L)	3.7 - 4.3	2.2 - 5.3	4.5 - 4.9	6.27
	3.6 - 9.9	5.1 - 11.0	12.3 - 2.5	
T-Phosphorus (mg/L)	1.3 - 1.5	0.8 - 0.8	1.4 - 1.7	1.19
	0.2 - 0.7	0.6 - 0.9	0.7 - 1.1	
T-coliform CFU/100 mL	2.5 - 10	1 - 8	1 - 10	26
	17 - 24	13 - 22	22 - 17.5	
<i>E.coli</i> CFU /100 ml	10 - 50	7 - 15	2 - 100	120
	60 - 120	80 - 110	100 - 120	
Zn (mg/L)	0.02	0.01	0.01 - 0.02	
	0.02	0.02	0.01 - 0.02	

Source: JICA (1998 Volume 2、 Main Report、 Table 15.6)

Note: Upper row in each item is for wet season (July to September 1998)

Bottom row in each item is for dry season (March to May 1998)

流域の上流にあるペラデニヤにおける BOD₅ と NO₃-N の年間変動は表 5.4 のようにまとめられる。

ペラデニヤの BOD₅ データは行われた分析にもよるが、差異が見られる。とくに NWS&DB 支援センター試験室と IFS が測定した 1993 年データの差異が著しい。それぞれの値は 4.2 mg/l と 1.6 mg/l で 2.6 mg/l もの差がある。この差異あるいは現行の BOD₅ レベルを検証しようにも他に利用できるデータはない。

表 5.4 ペラデニヤにおけるマハウェリ川の水質 (NWS&DB)

Year		1993		1994	1995	1996	1997	1998		1999	2000
BOD ₅ , mg/L	Max.	2.8	4.4	5.2	5.5	8.8	6.7	4.2	5.2	6.2	21.0
	Median	1.6	4.2	4.1	4.3	4.7	4.1	3.2	3.7	3.7	5.7
	Min.	0.9	3.9	3.7	3.7	3.5	2.8	2.5	2.7	2.7	3.7
NO ₃ -N, mg/L	Max.	0.13						N/A			13.3
	Median	0.07						N/A			1.2
	Min.	0.04						N/A			0.2
T-P, mg/L	Max.	0.78						1.5			0.78
	Median	0.28						0.99			0.28
	Min.	0.03						0.23			0.03
No. of data		12	5	12	12	12	12	6	12	12	43
Period		Mont hly	Aug. to Dec.	Mont hly	Mont hly	Mont hly	Mont hly	Apr. & Aug.	Mont hly	Mont hly	Mar. to Dec.
Source		EIA of JICA F/S	NWS &DB	NWS &DB		NWS &DB	NWS &DB	JICA F/S	NWS &DB	NWS &DB	NWS &DB

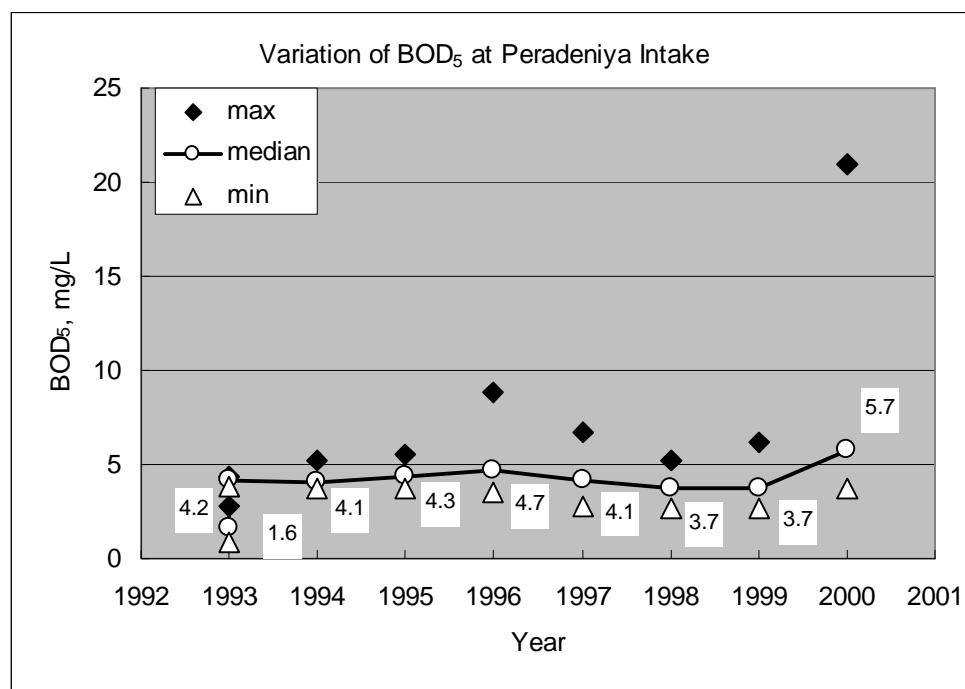


図 5.2 ペラデニヤ取水場におけるマハウェリ川水質経年変化

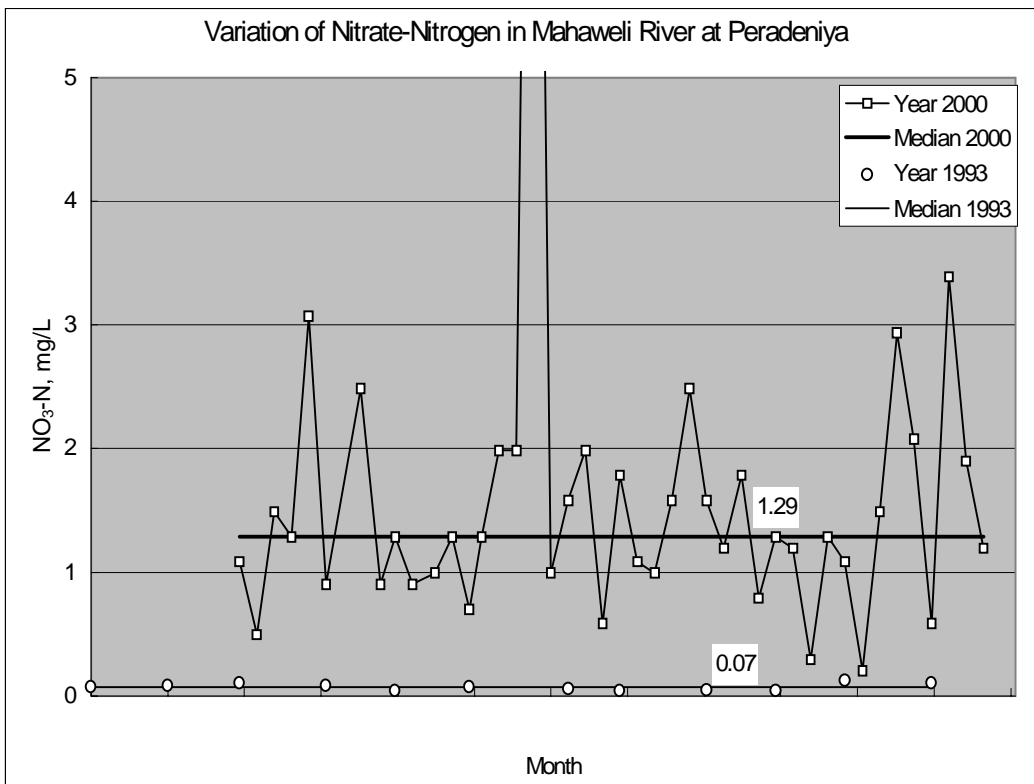
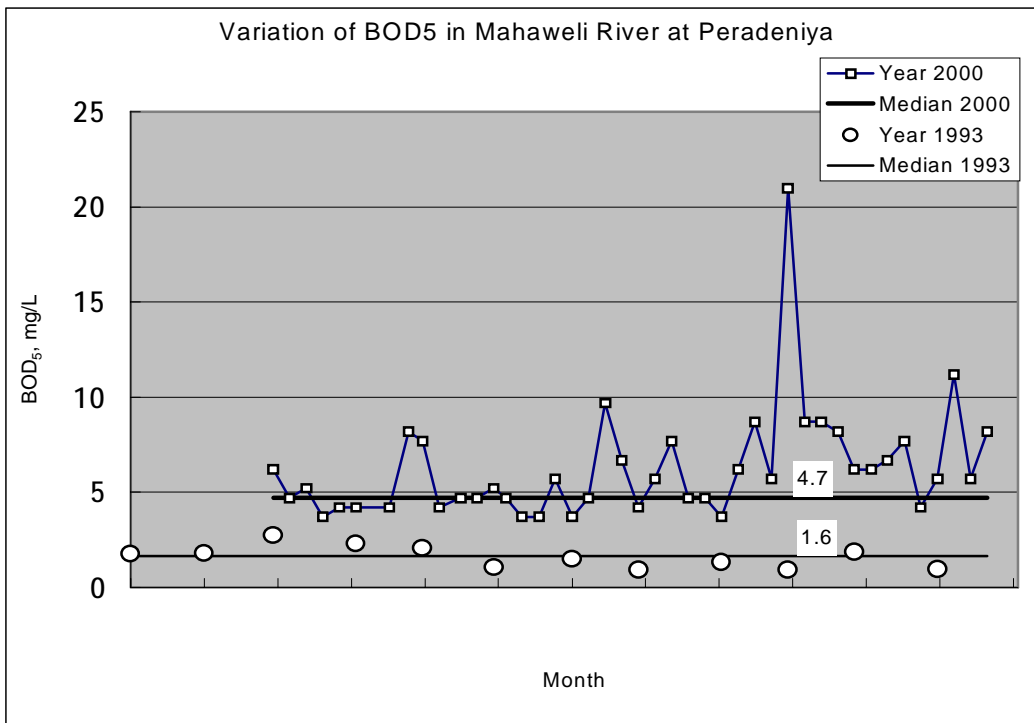


図 5.3 ペラデニヤ取水場におけるマハウェリ川水質 (BOD₅、NO₃-N)

NWS&DB のデータはまた、BOD₅ は中間値で 1999 年の 3.7 mg/l から 2000 年の 5.7 mg/l へ BOD₅ で 2mg/l と著しい上昇を見せている。1990～1999 年のペラデニヤにおけるマハウエリ川の流量中間値が 2,046,000m³/d であることを考えると、BOD₅ 負荷量は約 4,000kg/d 増加しており、1 人 BOD₅ 発生負荷量を 50gpcd と仮定すると、これはペラデニヤで人口が約 80,000 人増加したことになるが、そんなことはありそうにない。

ペラデニヤにおけるマハウエリ川の BOD₅ の異常な上昇の原因として考えられるのは、サンプリングと分析方法である (5.4 参照)。

BOD₅ を分析できるのはキャンディで 4 箇所とコロンボにいくつかある。キャンディの試験室は以下の通り。

- ・ NWS&DB セントラル地域支援センター試験室
- ・ ペラデニヤ大学化学工学科
- ・ ペラデニヤ大学工学部
- ・ IFS (Institute of Fundamental Studies)

サンプルの並行分析を通じて、これらの試験室及びコロンボの試験室間における測定方法を標準化する必要がある。

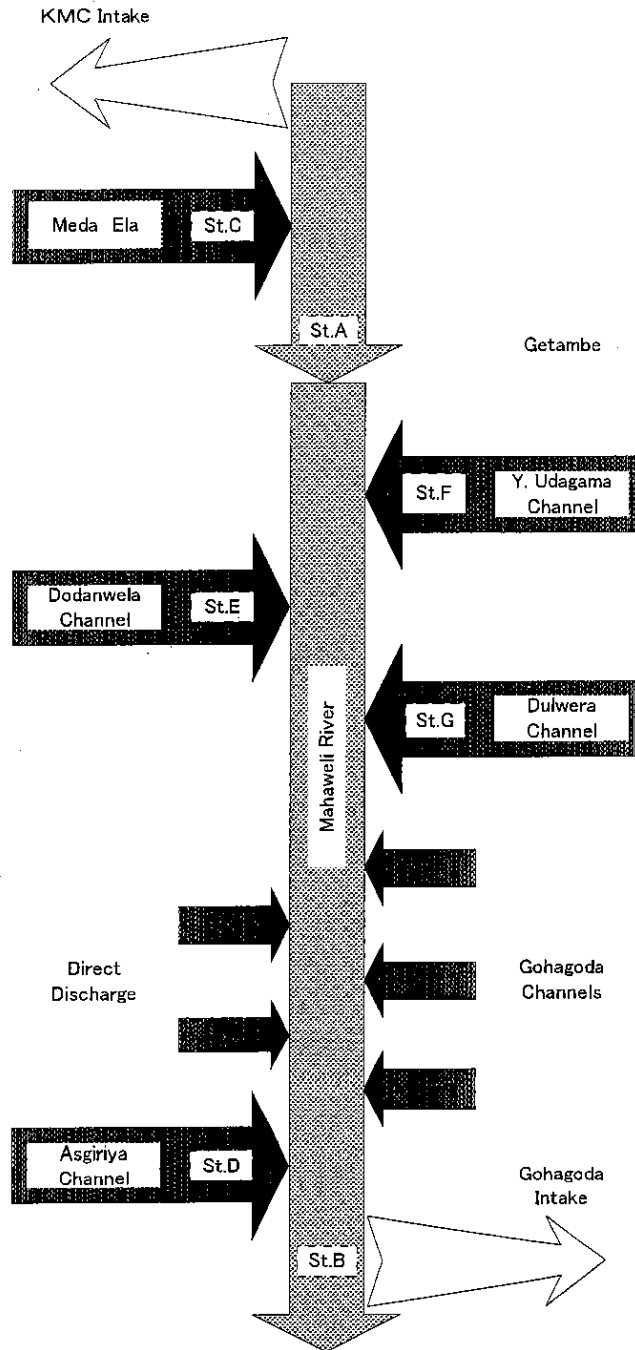
5.2 本調査における水質・流量測定

調査団は図 5.4 に示す選択した地点間において現在の汚濁負荷量の関係を明らかにするために、水質分析と流量観測を実施した。サンプリングは 2001 年 3 月 9 日と 18 日にマハウエリ川とその支川の以下の地点で行った。水質分析項目は pH、浮遊性物質 (SS)、生物化学的酸素要求量 (BOD₅)、化学的酸素要求量 (COD)、総窒素 (T-N)、総リン (T-P)、総細菌群数、糞便性細菌群数である。図 5.4 に示す各サンプリング地点からの合計 174 サンプルが分析された。

St. A : メダ川との合流点より 500m 下流のマハウエリ川	ゲタンベ
St. B : ゴハゴダ取水予定地付近のマハウエリ川	ゴハゴダ
St. C : マハウエリ川との合流点より 100m 上流のメダ川	メダ川
St. D : マハウエリ川との合流点近くのアスギリヤ川小滝の後	アスギリヤ川
St. E : マハウエリ川との合流点より 100m 上流のドダンウェラ川	ドダンウェラ川
St. F : ゴハゴダ道路のドゥルウェラ川横断地点	ドゥルウェラ川
St. G : ゴハゴダ道路のウダガマ川横断地点	ウダガマ川

水質測定地点の St. A～D については 2001 年 3 月 10 日と 4 月 10 日に流量観測を実施し、主要汚濁負荷量を算出した。河川流量は St. A (ゲタンベ)、St. B (ゴハゴダ) については 6 時間間隔の 24 時間を 3 回、St. C (メダ川)、St. D (アスギリヤ川) については 2 時間間隔の 24 時間を 1 回測定した。

図 5.4 水量・水質実測調査サンプリング地点



調査団によるマハウェリ川及びその支川における水質分析結果を表 5.5、図 5.5 に示す。これらの分析結果をまとめと以下のようなになる。

- (1) ゲタンベにおけるマハウェリ川の水質は中間値で SS15.8 mg/L、BOD3.0 mg/L、COD18.2 mg/L であった。BOD 濃度はメダ川との合流点下流でしかも乾季であったにも関わらず、1993 年以降の過去年間平均の最低を記録した。
- (2) ゴハゴダ取水予定地では BOD 濃度は河川横断面の位置によって異なる。すなわち、平均値は左岸 3.4 mg/L、中央 3.1 mg/L、右岸 3.6 mg/L で、中間値はそれぞれ 3.6 mg/L、2.9 mg/L、3.1 mg/L であった。
- (3) ゴハゴダ取水予定地の平均水質は SS 10.8 mg/L、BOD 2.8 mg/L、COD 22.0 mg/L であった。SS と BOD の値はゲタンベのそれらよりも低い。
- (4) メダ川の BOD は COD が 86.8 mg/L と高いのに比べて平均で 13.7 mg/L と低い。BOD/COD Cr 比は 0.16 で、生活排水の経験値である 0.4～0.8 からかなりかけ離れている。
- (5) メダ川流域の予想発生負荷量に対するメダ川からマハウェリ川への予想流入負荷量の比率は SS 8.7%、BOD 5.7%、COD 51.2% であった。
- (6) メダ川の自流入は 16,000 m³/day と見込まれるのに対し、メダ川への下水流入量は 1,500 m³/day あった。メダ川流域における発生下水量は 9,871 m³/day と予測されており、そのうちわずかに 15.2% しかメダ川に排出されていないことになる。このことはメダ川またはその支川に到達する前に、大半の下水は地中に浸透し、一部は大気中に蒸発していることを物語っている。
- (7) アスギリヤ川には下水の流入が見られ、BOD は 1.1～6.0 mg/L の範囲にあり、平均は 3.4 mg/L であった。流域内の予想発生負荷量に対するマハウェリ川への BOD 流入負荷量の比率は 1.5% に過ぎない。
- (8) ゲタンベとゴハゴダの間でマハウェリ川に合流するその他小川のゴハゴダ取水予定地に対する影響はアスギリヤ川よりも量的にも質的にも小さい。

表5.5 水質分析結果

Date		Tair (°C)	Twater (°C)	pH	SS (mg/L)	BOD (mg/L)	CODCr (mg/L)	T-N (mg/L)	T-P (mg/L)	T-Coli (1/100mL)	F-Coli (1/100mL)
Meda Ela											
2-Mar-01	Max	32	30	7.7	23	17.4	130	12.98	1.19	71,000	32,000
	Min	18	22	6.3	6	10.4	8	4.71	0.46	10,100	4,700
	Ave	26	25	7.0	12	13.7	64	8.63	0.73	28,800	11,500
9-Mar-01	Max	32	29	7.6	69	18.0	188	12.36	1.14	52,300	23,600
	Min	22	22	6.5	14	10.5	44	4.56	0.42	2,400	200
	Ave	26	25	7.2	33	13.7	110	7.99	0.80	19,200	7,600
Overall	Max	32	30	7.7	69	18.0	188	12.98	1.19	71,000	32,000
	Min	18	22	6.3	6	10.4	8	4.56	0.42	2,400	200
	Ave	25.7	24.6	7.1	22.5	13.7	86.3	8.31	0.76	24,600	9,500
	Median	24.0	24.0	7.1	19.0	13.2	72.0	7.84	0.80	19,600	6,350
Getambe											
2-Mar-01	Max	29	26.5	7.4	24	6.0	32	2.86	1.06	7,200	3,800
	Min	20	21	6.4	12	1.2	8	0.98	0.34	2,800	200
	Ave	25	24	7.0	15	3.4	16	1.84	0.57	4,900	1,300
9-Mar-01	Max	33	25	7.8	53	7.6	24	2.76	1.06	32,300	12,700
	Min	22	22.5	7.0	5	2.1	8	1.34	0.38	3,800	100
	Ave	26	24	7.3	18	3.8	16	1.89	0.60	11,500	3,800
18-Mar-01	Max	34	28	7.5	29	5.4	32	2.86	0.96	17,000	6,500
	Min	22	22	6.9	4	0.7	8	1.34	0.56	3,500	800
	Ave	26	24	7.2	15	1.7	23	1.96	0.71	7,200	2,500
Overall	Max	34	28	7.8	53	7.6	32	2.86	1.06	32,300	12,700
	Min	22	22	6.9	4	0.7	8	1.34	0.38	3,500	100
	Ave	25.7	24.2	7.1	15.8	3.0	18.2	1.90	0.63	7,800	2,500
	Median	24.5	24.0	7.1	13.0	3.0	16.0	1.36	0.61	6,100	1,400
Gohagoda (Sample at the Left Bank and Composite Sample)											
2-Mar-01	Max	32	29	7.6	24	5.1	32	3.50	1.06	11,700	4,200
	Min	18	24	6.2	6	1.3	10	1.56	0.34	2,600	100
	Ave	25	26	7.1	12	3.7	20	2.23	0.57	5,200	1,600
9-Mar-01	Max	32	27	7.7	15	6.0	64	2.56	0.98	20,000	8,800
	Min	22	23	6.9	4	1.0	8	1.34	0.40	4,200	200
	Ave	26	25	7.3	9	3.2	28	1.98	0.59	7,700	2,000
18-Mar-01	Max	34	25	7.5	16	3.7	28	2.46	0.96	16,700	7,800
	Min	22	22	6.6	5	0.4	8	1.26	0.48	2,400	100
	Ave	26	24	7.1	11	1.6	18	1.86	0.68	7,200	1,600
Overall	Max	34	27	7.7	16	6.0	64	2.56	0.98	20,000	8,800
	Min	22	22	6.6	4	0.4	8	1.26	0.40	2,400	100
	Ave	25.9	25.0	7.2	10.8	2.8	22.0	2.02	0.61	6,700	1,700
	Median	25.0	25.0	7.2	10.0	2.3	20.0	1.92	0.58	5,650	1,200
Asgiriya											
2-Mar-01	Max	32	28	7.8	46	6.0	124	4.34	1.06	17,200	16,000
	Min	19	21	7.1	17	1.2	8	1.26	0.34	7,100	300
	Ave	26	24	7.6	28	4.0	33	2.25	0.50	10,500	5,000
9-Mar-01	Max	34	26	8.1	75	5.9	124	2.56	1.10	26,700	11,400
	Min	22	21	7.4	9	1.1	8	1.12	0.44	3,800	200
	Ave	26	23	7.8	28	2.9	49	1.60	0.63	11,800	3,900
Overall	Max	34	28	8.1	75	6.0	124	4.34	1.10	26,700	16,000
	Min	19	21	7.1	9	1.1	8	1.12	0.34	3,800	200
	Ave	25.9	23.4	7.7	27.8	3.4	40.7	1.92	0.57	11,200	4,500
	Median	25.5	23.5	7.7	24.0	3.4	32.0	1.69	0.50	9,700	3,000
Dodanwela											
18-Mar-01	12:20	29	25	7.2	16	1.2	24	1.69	0.84	7,400	3,300
	20:20	28	25	7.0	10	3.2	32	3.06	0.78	11,200	3,300
Dulwera											
18-Mar-01	11:30	32	23	7.5	20	0.4	32	1.69	1.02	9,700	2,100
	19:30	30	27	7.2	30	0.6	32	1.42	0.96	9,400	2,100
Y. Udagama											
18-Mar-01	11:50	29	25	7.2	20	1.4	24	1.42	1.12	13,000	6,600
	19:50	28	25	7.0	28	1.2	32	1.69	1.04	13,100	6,800

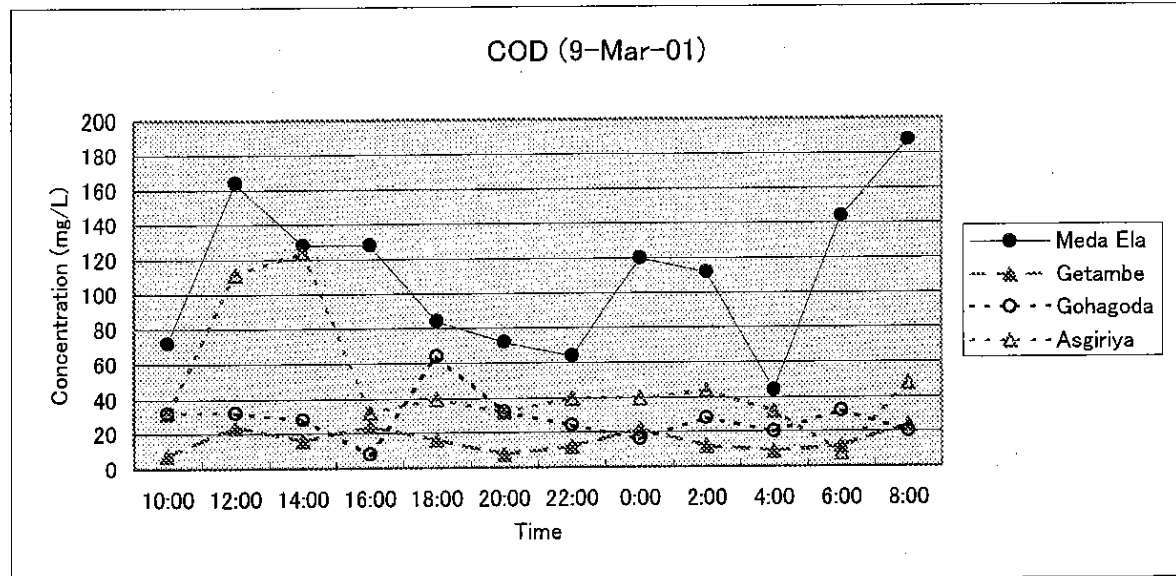
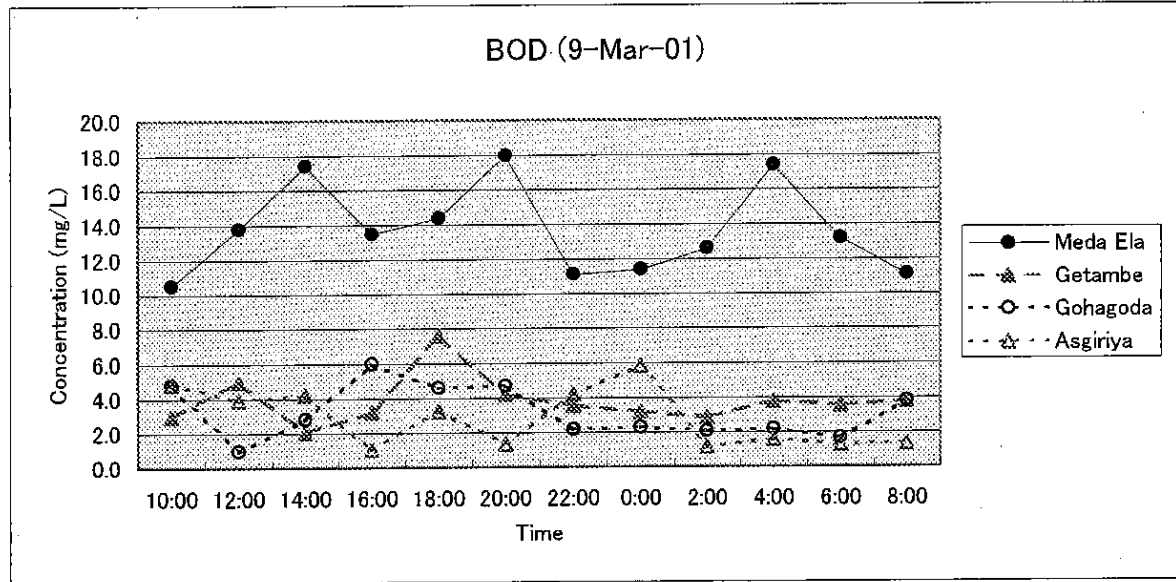
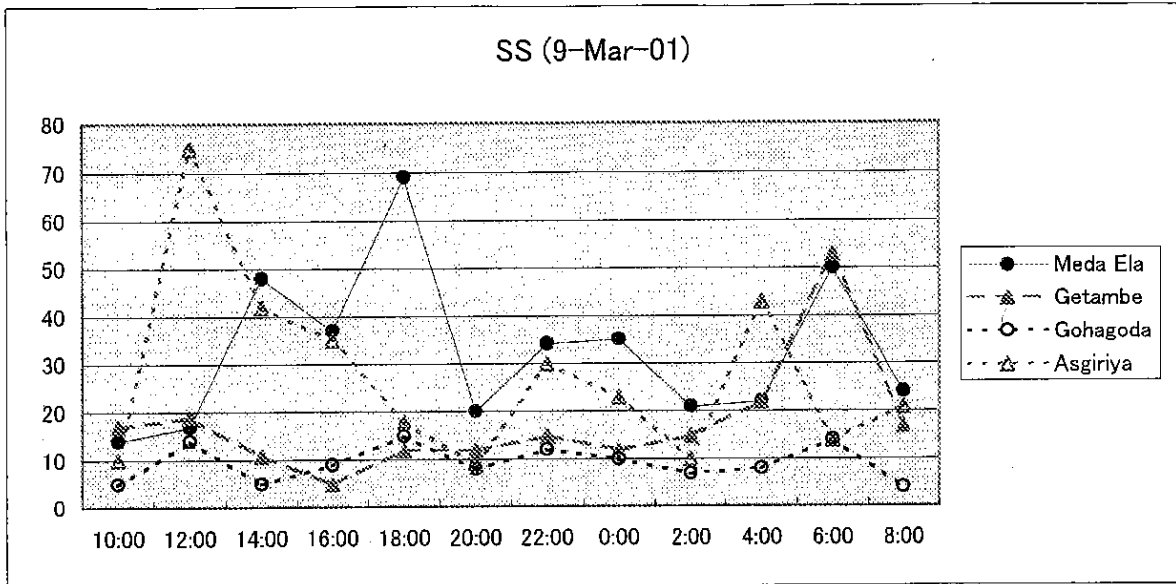


图5.5 水质分析结果

5.3 NWS&DB試験室に係る調査

マハウェリ川は「ス」国で最大かつ最長の河川であるが、キャンディ圏上流にはめばしい都市はなく、キャンディ圏に入る前のマハウェリ川は自然に近い河川と言ってよい。日本の経験では、人為的な汚染を受けない河川の水質はBOD₅濃度にして0.5～1.0 mg/L程度と言われている。マハウェリ川の過去の水質データには以下の問題がある。

マハウェリ川の過去（1993～2000年）の水質はNWS&DBによって調査されているが、表5.4、図5.2に示すように3.7～5.7 mg/Lの間にあり、必ずしも良好ではない。この期間について比較できる水質データはほとんどなく、唯一1993年のデータが比較可能であるが、NWS&DBの4.2 mg/Lに対して、別の機関（IFS）が1.6 mg/Lという値を示している。2000年には1999年の3.7 mg/Lから5.7 mg/Lに2.0 mg/Lも上がっており、この値が疑わしいことは5.1で指摘した通りである。2001年3月から開始された週1回ベースのNWS&DBのマハウェリ川水質監視プログラムの結果もデータに異常が見られ、採水地点及び分析方法に疑問が生じた。JICAの第一年次調査において、調査団が水質分析を委託したペラデニヤ大学とNWS&DBとの間でマハウェリ川の同一サンプルを用いてクロス・チェックが行われたが、分析値に大きな開きが見られた。

このような状況から、NWS&DBが中心となって行ってきたマハウェリ川の過去の水質に疑問がもたれ、JICAの第二年次の調査においてNWS&DB セントラル地域支援センター試験室の水質分析方法が調査の対象に加えられた。

5.3.1 分析方法

NWS&DB セントラル地域支援センター試験室の試験方法及び器材を観察したところ、BOD₅について以下の点が通常の方法と異なることが判明した。

サンプルに希釈液を注入後栓をし十分に攪拌するために振とうするが、その回数は30回程度が望ましい。NWS&DBの振とう回数はわずか3回であった。

BODピンがないためにDOびんを使用し、かつ開栓を容易にするために口に短冊を挟みこんでいる。

希釈水には蒸留水を使うのが普通であるが、蒸留水製造装置がないためイオン交換水を使用している。

サンプルの希釈倍率は原水濃度によって変えなければならない。NWS&DBはマハウェリ川のサンプルについては5倍希釈している。

これらの各要因がどのような影響をもたらすかを正しく分析されたものと比較実験を行って検証した。表 5.6 に振とう回数（要因）の影響を、表 5.7、5.8 に要因の～の影響を示す。これらの結果によれば、

振とう回数が少ないことは、BOD₅を小さく見せる方向で作用しているがその影響はわずかである。

蒸留水の代わりにイオン交換水を使うと BOD₅を小さく見せる方向で作用しているがその影響はわずかである（表 5.8 のサンプル B）。

BOD ピンの代わりに DO ピンを用いても、密封状態が保たれていれば問題はないと考えられるが、口に短冊を挟むと毛細管現象によってピン内部の液体が吸い上げられて蒸発し、代わりに空気が入り込んで酸素を供給し、BOD₅を小さく見せる方向で作用している。実験では直径 1 cm 程度の気泡形成が確認されている。影響は 0.2～1.1mg/L と幅がある（表 5.8 のサンプル C）。

原水の予想 BOD₅が 4mg/L 以下のときは無希釈が普通である。これは BOD₅濃度が低いと希釈液中に含まれる塩化アンモニウムが原水中に含まれる硝化菌によって硝化されるため、BOD₅は大きく検出される。この硝化に起因する BOD₅の上昇は最大で 5mg/L である。ゴハゴダの例では 3～6 倍の値になっている（表 5.8 のサンプル D）。

したがって、希釈倍率のみが BOD₅を大きく見せる方向で作用しているが、その影響は小さく見せる方向で作用してものよりもはるかに大きく、NWS&DB 分析値は全体として実際の値よりも過大になっていると考えられる。

表 5.6 DO固定時の振とう回数による影響

振とう回数		1回目			2回目		
		1	2	平均	1	2	平均
NWS & DB	3回	7.78	7.82	7.80	8.14	7.86	8.00
標準	30回	7.82	7.84	7.83	8.16	8.18	8.17

表 5.7 その他の要因による影響（メダ川）

原因	標準 / 推奨	標準分析	NWS & DB			
		サンプルA	サンプルB	サンプルC	サンプルD	
使用水	蒸留水	Yes	No (イオン交換水)	Yes	Yes	
使用容器	フランビン、 密封	Yes	No (DO ピン)	No (DO ピン、紙 挟み込み)	Yes	
希釈倍率	無希釈	Yes	Yes	Yes	No (50 倍希釈)	
振とう回数	30 回	Yes	Yes	Yes	Yes	
BOD ₅	2月7日	10.1	10.2	9.5	9.0	
	2月12日	7.2	6.99	6.92	8.6	
備考					希釈水中に含まれる NH ₄ -N の硝化は起こっていない。	

表 5.8 要因別水質試験（ゴハゴダ取水予定地）

	標準 / 推奨	標準分析	NWS&DB			
		サンプルA	サンプルB	サンプルC	サンプルD	
使用水	蒸留水	Yes	No (イオン交換水)	Yes	Yes	
使用容器	フランビン、 密封	Yes	No (DO ピン)	No (DO ピン、紙 挟み込み)	Yes	
希釈倍率	50 倍以下	Yes	Yes	Yes	No (5 倍希釈)	
振とう回数	30 回	Yes	Yes	Yes	Yes	
BOD ₅	2月7日	1.44	1.26	0.33	4.05	
	2月12日	0.79	0.65	0.57	4.70	
備考			試験室の機材 でできる最善 の方法		希釈水中に含まれる NH ₄ -N の硝化が起こっている。	

ここでサンプル B の分析方法が NWS&DB セントラル地域支援センター試験室が現有の機材を用いてできる最善の方法であることに留意されたい。希釈水に蒸留水の代わりにイオン交換水を、BOD ピンの代わりに DO ピンを使用しているが、後者は密封状態を保持できれば影響なく、結果として BOD₅ は実際の値よりもやや低めにできるものの大きな差異はなく、十分に使用に耐えうる。

5.3.2 採水地点

「ス」国では付近の住民が河川に入って河岸近くで石鹸を使って水浴・洗濯をすることが日常的に行われている。とくに、ゴハゴダ取水予定地はポルゴラ・ダムの湛水域にあり、水浴・洗濯で汚染された河水はあまり混じることなく、ゆっくりと河岸に沿って流れる。採水は河岸から行われるためこれらの影響をもろに受け易い。このため、そのような影響を受けないところとして、ゴハゴダ取水予定地から 3.4km 上流の吊橋中央を採水地点として選定した。メダ川と合流したマハウェリ川は 500m 下ってから早瀬に入って完全混合状態になり、これを抜けてからポルゴラ・ダムの湛水域に入る。吊橋はこの湛水域のほぼ入口にかかっている（図 5.1 の -1 地点）。

5.3.3 分析方法改善後のマハウェリ川の水質

分析方法及び採水地点に関するこれらの改善を取り入れて 2 時間おきに 1 日 6 回採水を 5 回行った水質調査結果を表 5.9 に示す。

表 5.9 分析方法及び採水地点改善後の水質調査結果

(単位：mg/L)

採水日*	採水地点	採水時間						平均
		8:00	10:00	12:00	14:00	16:00	18:00	
02/02/08 11.00 m ³ /s	吊 橋	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	1.3	0.97
02/04/04 5.20 m ³ /s	ハ°ラ°ニヤ	2.0	3.2	2.0	2.2	3.0	2.7	2.52
	吊 橋	2.8	3.5	2.4	2.6	2.0	2.1	2.57
02/04/11 18.50 m ³ /s	ハ°ラ°ニヤ	0.9	0.5	0.6	1.1	0.7	0.7	0.93
	吊 橋	0.9	1.3	0.9	0.8	1.1	0.8	1.11
02/04/17 33.60 m ³ /s	ハ°ラ°ニヤ	1.8	0.8	0.9	1.2	0.8	2.2	1.39
	吊 橋	0.7	0.7	0.7	0.8	0.6	0.8	0.90
02/04/24 36.50 m ³ /s	ハ°ラ°ニヤ	0.5	0.6	0.5	1.5	0.4	0.7	0.89
	吊 橋	0.5	0.4	0.4	1.0	0.8	0.7	0.83

- 注 1 2002 年 2 月 8 日のものは JICA 調査団員による分析結果を、それ以降は NWS&DB の分析方法改善後の分析結果を示す。
- 2 JICA 調査団員分析結果は正規の分析方法に基づく。
- 3 NWS&DB 分析結果は、希釈水に蒸留水の代わりにイオン交換水を、BOD ピンの代わりに DO ピンを使用している。これは NWS&DB の保有器材でできる最善の方法で、後者は密封状態を保持できれば影響ない。結果として BOD₅ は実際の値よりもやや低めに出ていると予想されるが、その影響はわずかで実用上は問題ない。
- 4 日付の下の数字はマハウェリ川ペラデニア流量観測所における流量を示す（流量の中央値は 23.68 m³/s）。

これらの結果より、過去のマハウェリ川ペラデニヤにおける水質データは信頼性に大いに問題があり、実際には1～3mg/Lの範囲にあると考えるのが妥当である。

マハウェリ川はキャンディ圏上流ではどんどん険しい山岳地帯に入っていくため発展の余地は少なく、水質が上流域の開発によって大きく悪化するような要素は少ない。むしろ、マハウェリ川の水質は今後のキャンディ圏そのものの発展にかかっているとんでも過言ではない。

第6章 ゴハゴダ取水場に及ぼす汚濁負荷量の影響

6.1 概説

本章の目的はゴハゴダ取水予定地におけるマハウェリ川の水質をさまざまなシナリオのもとで予測・評価することにある。前2章で述べた発生活濁負荷量と調査対象区域内放流先への排出汚濁負荷量に関する情報、及びマハウェリ川とその支川における水質をこれらの予測に用いる。対象となるマハウェリ川の区間はKMC取水場が位置するゲタンベとゴハゴダ取水予定地の間である。図6.1にマハウェリ川と区間流域内の主要支川を示す。

右岸側

メダ川

ダダンウェラ川

アスギリヤ川

左岸側

ヤティハラガラ - ウダガマ川（以下「ウダガマ川」という。）

ドウルウェラ川

6.2 河川の流域特性

6.2.1 地形

本流域のマハウェリ川支川を図6.1に示す。

マハウェリ川はペラデニヤ～ゲタンベ間を緩勾配で流れている。ペラデニヤのウドゥ・ヤティヌワラ取水場（標高464 m）とゲタンベのKMC取水場（標高460.5 m）間の平均河床勾配は約0.83 m/kmである。その後、河川は河床が岩盤の約1.5 kmの早瀬をウダガマ川の合流点近くまで流下する。平均河床勾配は約7m/kmである。それ以降、河床勾配はぐっと緩やかになり2.5 kmの間は約4 m/kmとなる。それ以降は、明らかにポルゴラ・ダムが河川の流れの緩速化、シルトの堆積に影響している。マハウェリ総合開発庁（Mahaweli Authority）がポルゴラ・ダムと吊橋間の河床勾配を監視している。

6.2.2 河川流量

対象とするマハウェリ川流域はコトマレ・ダムとポルゴラ・ダムの運転で制御されている。河川流量は灌漑局のペラデニヤ観測所で毎日観測され、ポルゴラ・ダムの流入量は下流への放流量と発電流量に基づいて予測されている（Vol. II-I、付属資料6.1参照）。

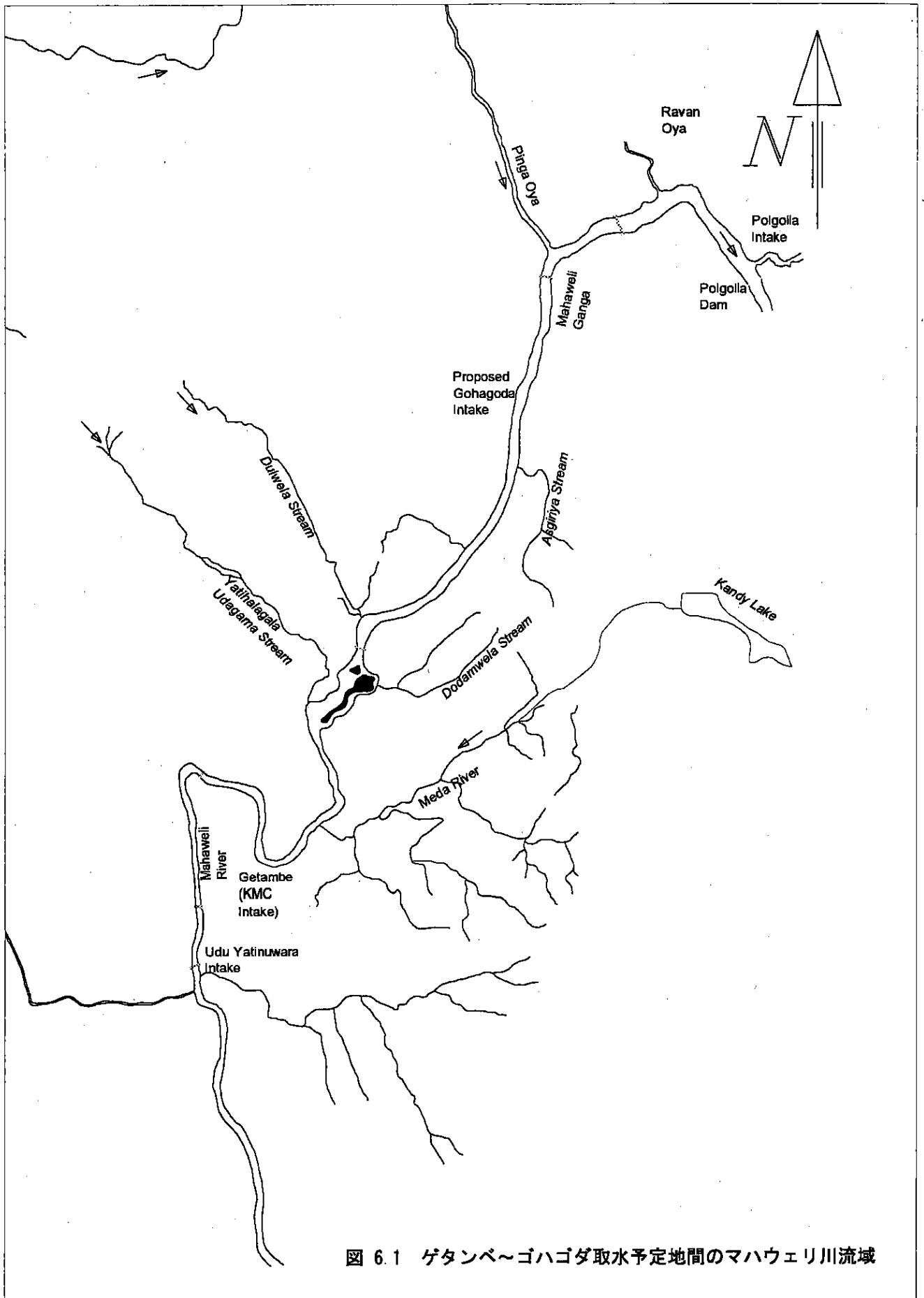


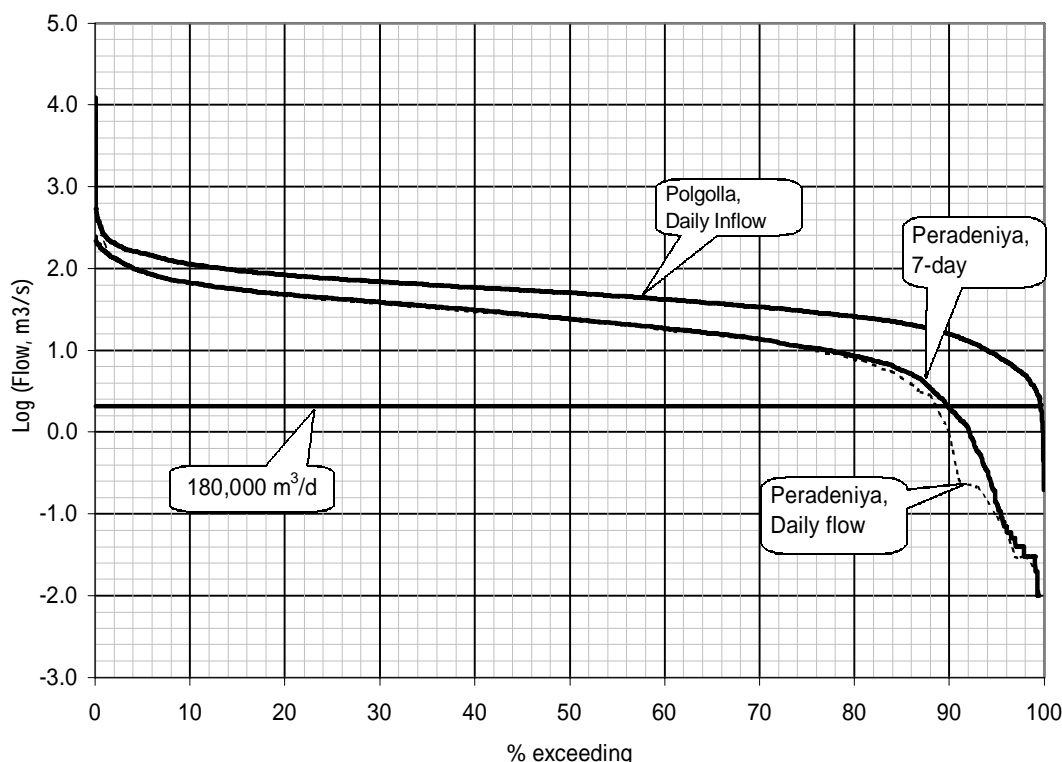
図 6.1 ゲタンベ～ゴハゴダ取水予定地間のマハウエリ川流域

図 6.2 は 1990 年 10 月～1999 年 9 月のペラデニヤ観測所（流域面積 1,168 km²）で記録された 1 日流量と 7 日間流量、及びポルゴラ・ダム（流域面積 1,292 km²）への流入量の頻度を示したものである。ペラデニヤの 1 日流量中央値は 23.68 m³/秒（2,046,000 m³/日）、7 日間流量中央値は 24.57 m³/秒（2,122,900 m³/日）である。

ポルゴラ・ダムの貯水量は平時運転水位（標高 440.7m、表面積 1.2km²）で 4.1 MCM、最小貯水量（標高 438.9m、表面積 0.7km²）は 2.0 MCM である。ペラデニヤの流量中央値（23.68 m³/秒（2,046,000 m³/日））と平時運転水位の貯水量より、ポルゴラ・ダムの平均滞留時間は 2 日になる。ただし、ポルゴラ・ダムのシルト除去は行われたことがないので、実際の滞留時間は 2 日をはるかに下回っている。

ゴハゴダ取水予定地はゲタンベの KMC 取水場の 5.5 km 下流にあり、平時はポルゴラ・ダムの湛水域にある。対象としている区間内に他の既存取水施設はない。ゲタンベの KMC 取水場はペラデニヤ観測所の下流にあり、取水能力は 33,400 m³/日である。

図 6.2 ペラデニヤのマハウェリ川流量とポルゴラ・ダムへの流入量



6.2.3 汚濁源

マハウェリ川流域内における人間の活動と自然の営みがマハウェリ川汚濁に関与しており、汚濁物質は支川を通じてマハウェリ川に到達する。これらの区域の一部は雨水排水溝

を通じてマハウェリ川に直接排水しているが、ドダンウェラ川とアスギリヤ川の間（区域 A）及びゴハゴダ地区（区域 D）の雨水排水溝に見られるように、ほとんどはライニングされていない。

主要支川はメダ川で KMC の主要部と南部及び東部の隣接区域を排水している。表 6.1 に各流域特性を示す。

表 6.1 マハウェリ川の各流域特性

流域	流域面積 (km ²)	平均人口密度 (人/ha)	概 要
メダ川	19.31	36.2 (41.5)	KMC と南部のその周辺区域を含む。
ガンノルワ処理場 処理区域	6.74	67.4 (77.1)	住居・商業・公共施設区域。ハンタナとジェネラル病院の 2 ヶ所に既存の地域処理施設がある。しかし、病院の処理施設は機能しておらず、ハンタナ処理場は意図的に機能を止められている。
下水道整備区域外	12.57 (=19.31-6.74)	19.6 (22.4)	農村部
ドダンウェラ川	1.65	33.4 (38.2)	住宅区域、小規模のホテル・旅館がある。
アスギリヤ川	1.18	33.7 (38.5)	住宅区域、小規模のホテル・旅館がある。この流域内のホテルはマハウェリ川に面している。
ウダガマ川	4.28	13.7 (15.7)	農村部
ドゥウェラ川	3.25	15.4 (17.6)	農村部
アスギリヤ地区	0.70	11.8 (13.5)	住宅区域、直接排水。
ゴハゴダ地区	2.86	12.9 (14.8)	農村部のおもむきを残す住宅・農村地区。
計	33.23		

注) 人口密度は 2001 年のもので、() 内は 2015 年のものを示す。

メダ川流域以外の小河川流域の衛生システムについては Vol. II-I、付属飼料 6.2 参照。

対象としているマハウェリ川の河川区間上流に二つの取水場がある。ペラデニヤ大学取水場とウドウ・ヤティヌワラ取水場がそれである。ペラデニヤ・ティーチング病院の処理水は KMC 取水場の上流に位置し、メダ川に排出される。しかし、処理施設が稼動してないときは、小川を通過して KMC 取水場の上流に排出される。

6.2.4 モデル

モデル化の目的は給水量が増加し排水量が増加するといった異なるシナリオの下で、マハウェリ川の水質をシミュレーションすることある。

単純一次元定常状態モデルを使用する。低水時のマハウエリ川開水路流れは、ポルゴラ・ダムの影響を受けない、すなわち、ポルゴラ・ダムは最低水位にあると仮定する。ただし、平時流量条件下でのポルゴラ・ダム水質はダム内の相互作用の影響を受ける。

水質項目は希釈と一次減衰プロセスに基づいて主に BOD₅ と COD について計算する。

構造上、ゲタンベとゴハゴダ取水予定地の間の河川区間を 500m 間隔で分割する。図 6.3 に計算モデルの概要図を示す。概要図は二つの基本要素、すなわち、結合要素と計算要素より成る。流入・流出は結合要素のみで許される。単純物質収支を結合要素の出口における流量と濃度に適用する。有機性物質のように非保存性汚濁物質その他の分解プロセスは計算要素で発生するようにモデルを設定する。点流入は河川との構造上の合流点直下流の結合要素に割り当てる。

以下のようにプロセスをモデル化する。

有機性物質

河川中における究極の炭素系 BOD₅ の脱酸素を表すために一次反応式を使用する。沈殿、掃流、フロック形成による BOD₅ 除去は無視する。

溶存酸素

河川における酸素収支は河川の自己再エアレーション能力に左右される。酸素源は流入する流れと大気の再エアレーションによる。光合成による酸素供給と窒素系有機性物質による需要量、堆積物の需要量、藻類の内生呼吸は無視する。

総りん

沈殿による総りんの除去は一次減衰メカニズムで表す。

糞便性及び総細菌群数

糞便性及び総細菌群の死滅は一次反応で表す。

Vol. II-I、付属資料 6.3 に水質モデルの詳細を示す。

6.3 水質予測

6.3.1 流量

水質シュミレーションにはいくつかの水質項目と条件の入力が必要である。前章で述べたように定期的データの収集が最近始まったが、改善が必要である。利用できるデータを使っていくつかの仮定をした。

水質の最悪状態は河川流量が少なくなる晴天時に発生し、解析はこの条件のために定常状態を仮定して行う。解析に使われる晴天時流量は経済性に対する配慮によるが、一般に釣合いのとれた河川使用を前提とする最小流量に基づく。

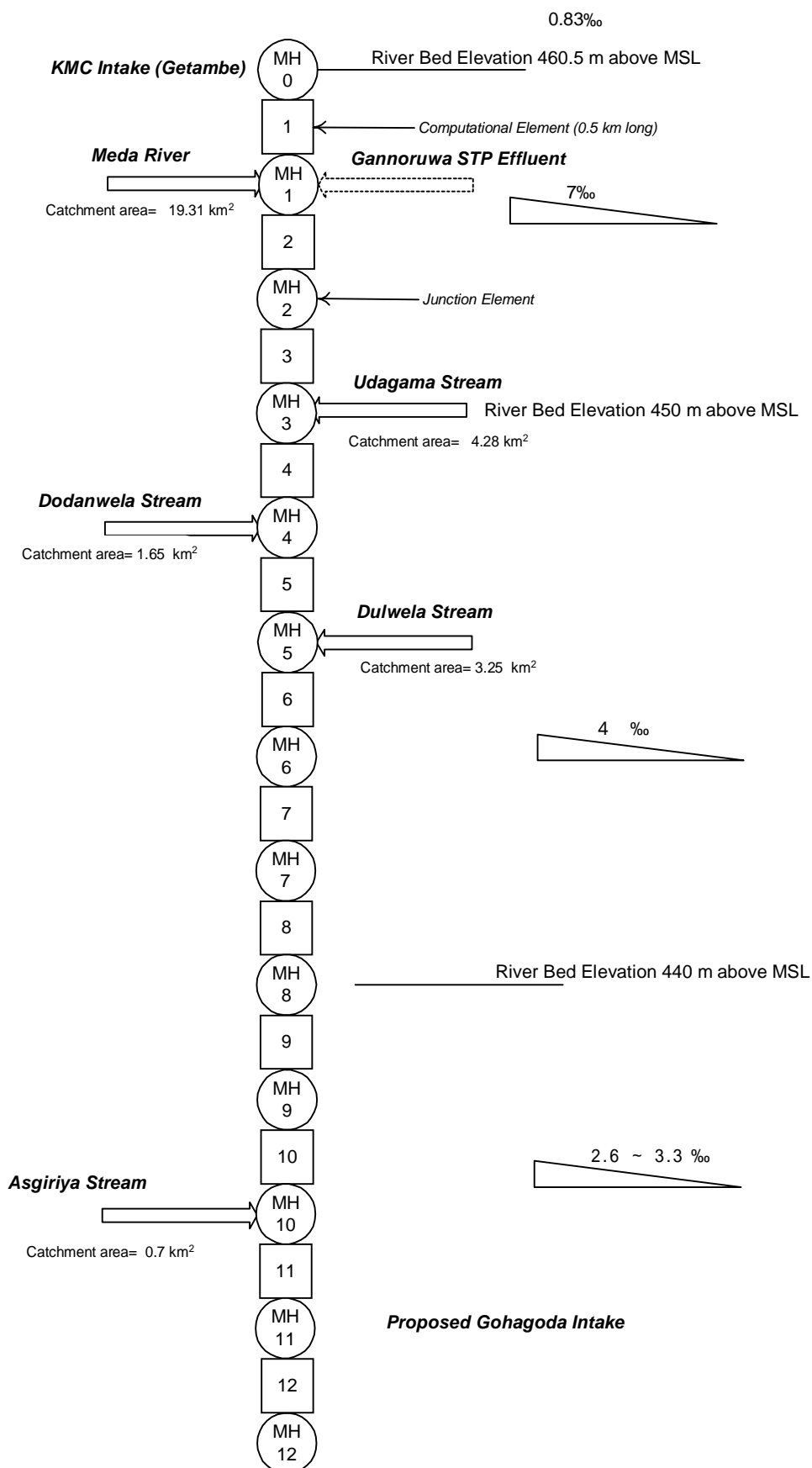


図 6.3 ゲタンベ～ゴハゴダ取水予定地間のマハウエリ川のモデル

ポルゴラ・ダムへのマハウェリ川最小7日間流量は極端な晴天時流量を除くと180,000m³/日と決められている。マハウェリ川の流量を制御するマハウェリ総合開発庁はNWS&DBに180,000m³/日の取水を許可している。

解析のため、マハウェリ川の最小流量をゲタンベ～ゴハゴダ取水予定地間で180,000m³/日とする。

雨水が地表を流れて流域内の汚濁物質が洗い流されるときに水質もまた悪化する。これらは個別的な出来事であり、本調査では考慮しない。

マハウェリ川の1日流量が180,000 m³/dを下回る日数は年間11.3%、すなわち、41日、7日間流量についてはそれぞれ10.3%、38日である。これらは3月、4月に集中しており、この時期の状況はもっと厳しくなる。しかし、そのような場合でもゴハゴダ取水場予定地はポルゴラ・ダムの湛水域にあるため、その水位はコトマレ・ダムとポルゴラ・ダムの運転で制御されるが、多少の希釈効果を期待できる。

6.3.2 水道原水水質基準

各国の水道水源水質基準を表6.2に示す。これらは水質環境基準の適応性として定められている望ましい基準であって、原水水質がこれを上回ったから取水が停止されるという性格のものではないことに留意する必要がある。

通常の浄水処理（沈殿、ろ過、消毒）で対応できるBOD₅として、日本では1～2 mg/Lとしているものの（ただし、基準設定の基礎になっている答申（昭和45年4月）では、BOD₅ 2 mg/Lは緩速ろ過、BOD₅ 3 mg/Lは急速ろ過で処理できると想定している。）、国際河川を対象とするECでは3～5 mg/Lとしており、この他に通常の処理で対応できるBOD₅を3 mg/Lとしているのはインド、マレーシアで、スリ・ランカもドラフトの段階であるが同様にBOD₅ 3 mg/Lとしている。

これらから、BOD₅ 3 mg/Lを、通常の処理で対応できる一つの目処とすることができるものと考えられる。また、ECの基準に見られるようにBOD₅ 3 mg/Lを超えても通常の処理は可能であるが、異常濁水が続くと異臭味に関する苦情が使用者から寄せられるといったことが起こる可能性がある。

表6.2 各国水道原水水質基準

Country	Class	pH	BOD (mg/L)	SS (mg/L)	D.O. (mg/L)	Total Coliform (MPN/100mL)	Adaptability
Japan	AA	6.5~8.5	≤1	≤25	≥7.5	≤50	水道1級：ろ過等の簡易な浄水操作を行うもの
	A	6.5~8.5	≤2	≤25	≥7.5	≤1,000	水道2級：沈殿ろ過等による通常の浄水操作を行うもの
	B	6.5~8.5	≤3	≤25	≥5	≤5000	水道3級：前処理等を伴う高度の浄水操作をお行うもの
EC	A1	6.5~8.5	<3	25	>70 *	50	simple physical treatment and disinfection, e.g. rapid filtration and disinfection
	A2	5.5~9.0	<5		>50 *	5,000	normal physical treatment, chemical treatment and disinfection, e.g. pre-chlorination, coagulation, flocculation, filtration, disinfection (final chlorination)
	A3	5.5~9.0	<7		>30 *	50,000	intensive physical and chemical treatment, extended treatment and disinfection, e.g. chlorination to breakpoint, coagulation, flocculation, decantation, filtration, adsorption (activated carbon), disinfection (ozone, final chlorination)
India	A	6.5~8.5	2		6	50	drinking water source without conventional treatment but after disinfection.
	C	6.5~8.5	3		4	5,000	drinking water source with conventional treatment followed by disinfection
Thailand	1	n	n		n		conservation, not necessary pass through water treatment processes, require only ordinary process for pathogenic destruction
	2	5~9	1.5		6	5,000	consumption which require the ordinary water treatment process before uses
	3	5~9	2.0		4	20,000	consumption but have to pass through an ordinary treatment process before uses
	4	5~9	4.0		2		consumption but require special water treatment process before uses
Malaysia	I	6.5~8.5	1		7	100	water supply I - practically no treatment necessary (except by disinfection or boiling only)
	IIA	6~9	3		5~7	5,000	water supply II - conventional treatment required
	III	5~9	6		3~5	50,000	water supply III - extensive treatment required
Philippines	AA	(a)					公衆給水用
	A	6.5~8.5	10		5		一定処理を要する給水用
Sri Lanka	Drinking Water	6.5~8.5	2		6	50	simple treatment
	Drinking Water	5.0~8.5	3		4	5,000	conventional treatment

* dissolved oxygen saturation rate (%)

n naturally

(a) national standards for drinking water in the Philippines

6.3.3 シナリオ

河川流量が最小流量の180,000m³/日のとき、計画年度（2005年、2015年）、下水道整備の状況（下水道整備なし、フェイズ実施、フェイズ実施）、マハウェリ川本体のBOD₅水質（1mg/L、2mg/L、3mg/L）が異なるシナリオの下でシュミレーションする。

アスギリヤ川とドダンウェラ川は下水道が整備されない区域を流域にしている。したがって、アスギリヤ川とドダンウェラ川については、給水状況の改善によってBOD₅は8mg/lまで高まると仮定する。マハウェリ川左岸のウダガマ川及びドゥルウェラ川についてはBOD₅は4mg/lまで高まるとする。

ゲタンベのKMC取水場からゴハゴダ取水予定地までのおおよその移動時間は以下のよう

180,000 m ³ /日	6.3 hr
2,000,000 m ³ /日	2.5 hr

表 6.3 各シナリオにおけるメダ川の予想水質

シナリオ	現況	1-3	4-6	7-9	10-12	備考
対象年度	2001	2005	2015	2005	2015	
下水道整備	なし	なし	なし	あり	あり	
発生下水量 (m ³ /日)	8,961	9,960	14,297	9,960	14,297	表 4.6
処理下水量 (m ³ /日)	0	0	0	3,428	11,685	表 4.6
未処理下水量 (m ³ /日)	8,961	9,960	14,297	6,532	2,612	
メダ川自流水 (m ³ /日)	16,000	16,000	16,000	16,000	16,000	実測に基づく推定
メダ川流入下水量 (m ³ /日)	1,344	1,494	2,145	980	392	未処理下水量×0.15
メダ川河川流量 (m ³ /日)	17,344	17,494	18,145	16,980	16,392	
発生負荷量 (kg/日)	3,813	3,999	4,483	3,999	4,483	付属資料 4.3
処理負荷量 (kg/日)	0	0	0	1,319	3,406	付属資料 4.3
未処理負荷量 (kg/日)	3,813	3,999	4,483	2,680	1,077	
メダ川自然負荷量 (kg/日)	0	0	0	0	0	ゼロと仮定
メダ川流入負荷量 (kg/日)	572	600	672	402	162	未処理負荷量×0.15
メダ川河川負荷量 (kg/day)	572	600	672	402	162	
メダ川計算水質 (mg/L)	33.0	34.3	37.0	23.7	9.9	
メダ川設定水質 (mg/L)	33	34	37	24	10	

注) 実測によれば、メダ川流入下水量/メダ川流域における発生水量の比は 16.7%、同様にメダ川流入 BOD₅ 負荷量/メダ川流域における発生 BOD₅ 負荷量の比は 6.3%で、水量と水質で流出率が異なるが、安全側にどちらも 15%とした。

6.3.4 結果

今回キャンディで採用している処理は凝集沈殿・急速ろ過・消毒という最もオーソドックスな方式である。この方式における原水 BOD₅ の目処は前述したように 3 mg/L であり、これに基づいてマハウェリ川水質シュミレーション結果(表 6.4、図 6.4、図 6.5)を考察する。

表 6.4 水質シュミレーション結果

予測年度	下水道整備	KMC 取水場 (本川水質)	メダ川 合流点	湛水域入口 (吊橋)	ゴハゴダ 取水場	シナリオ
2005	なし	1.00	3.90	3.67	2.89	1
		2.00	4.79	4.50	3.54	2
		3.00	5.69	5.32	4.18	3
2015	なし	1.00	4.27	4.01	3.18	4
		2.00	5.16	4.83	3.82	5
		3.00	6.05	5.65	4.47	6
2005	フェイズ 実施	1.00	3.25	3.07	2.45	7
		2.00	4.13	3.89	3.09	8
		3.00	5.01	4.69	3.72	9
2015	フェイズ 実施	1.00	2.76	2.62	2.10	10
		2.00	3.60	3.40	2.71	11
		3.00	4.45	4.18	3.31	12

マハウェリ川水質シュミレーションの結果は以下のようにまとめられる。

下水道整備がなされないとき、マハウェリ川本川水質が BOD₅ 1 mg/L であれば、ゴハゴダ取水場予定地水質に大きな問題はないが、マハウェリ川本川水質が BOD₅ 2 mg/L になると、予定地 BOD₅ は 2005 年 3.54 mg/L、2015 年 3.84 mg/L まで悪化する。下水道整備がなされると、マハウェリ川本川水質が BOD₅ 2 mg/L までであれば、ゴハゴダ取水場予定地水質に大きな問題はないが、マハウェリ川本川水質が BOD₅ 3 mg/L になると、予定地 BOD₅ は 2005 年 3.72 mg/L、2015 年 3.31 mg/L まで悪化する。

前述したようにこれまでの水質データは信頼性に乏しく、これを直ちに参考とはし難いため、改善された分析方法を用いた水質調査結果をもとに検討すれば、ゴハゴダ取水予定地上流の湛水域入口(吊橋)のサンプルに関して 1 日 6 回の平均値で、2.57 mg/L といった値もあるが、0.97 mg/L、1.11 mg/L、0.90 mg/L、0.83 mg/L といった値が得られており、マハ

ウェリ川の水質は 1 mg/L 近いレベルにあることを期待させる。このレベルが維持されれば、仮に下水道整備が遅れても、現在採用されている浄水方式で対応できるものと考えられる。今後の本川水質を 2 mg/L と想定すれば、EC の基準からは下水道整備が遅れるケースでも今回採用する浄水方式で対応可能といえるものの、通常の浄水処理に望ましい水道原水水質を維持する上で、下水処理の実施は重要であると考えられる。しかし、年間を通して信頼性の高い水質データが蓄積されているわけではない。ゴハゴダ取水場予定地における水道原水水質はキャンディ圏そのものの発展動向にかかっており、このためには今後もメダ川とともにマハウェリ川の水質監視を継続することが強く望まれる。

視点を変えてマハウェリ川の地誌的位置づけを考えると、マハウェリ川は国土の約 1/6 を流域 (10,327 km²) とし、その延長は「ス」国最長 (325 km) でトリンコマレーでベンガル湾に注いでいる (図 6.6 参照)。その間マハウェリ川の水は、飲料、灌漑、発電、工業用水、漁業、舟運、川砂取り、住民の水浴・洗濯と多目的かつカスケード式に利用されており、住民の生活に深く密着している。キャンディ圏はその最上流部に位置する最大の都市であることを考えると、そこで下水処理を行うことの意義は大きい。

アスギリヤ、ゴハゴダ配水区の排水問題については、KMC 取水場上流のマハウェリ川本体及びメダ川の汚濁負荷量 (またはガンノルワ処理場処理水) と比べて、これらの配水区が現在及び将来発生する汚濁負荷量は過小で、ゴハゴダ取水予定地の水質にほとんど影響を与えない。住民の多くは中高所得者で腐敗槽付き住宅に住んでいるが、人口密度が低く、排水路がライニングされていないことが、マハウェリ川に到達する汚濁負荷量を比較的強く抑える効果をもたらしている。

図 6.4 マハウェリ川汚濁解析シュミレーション結果(下水道整備なし)

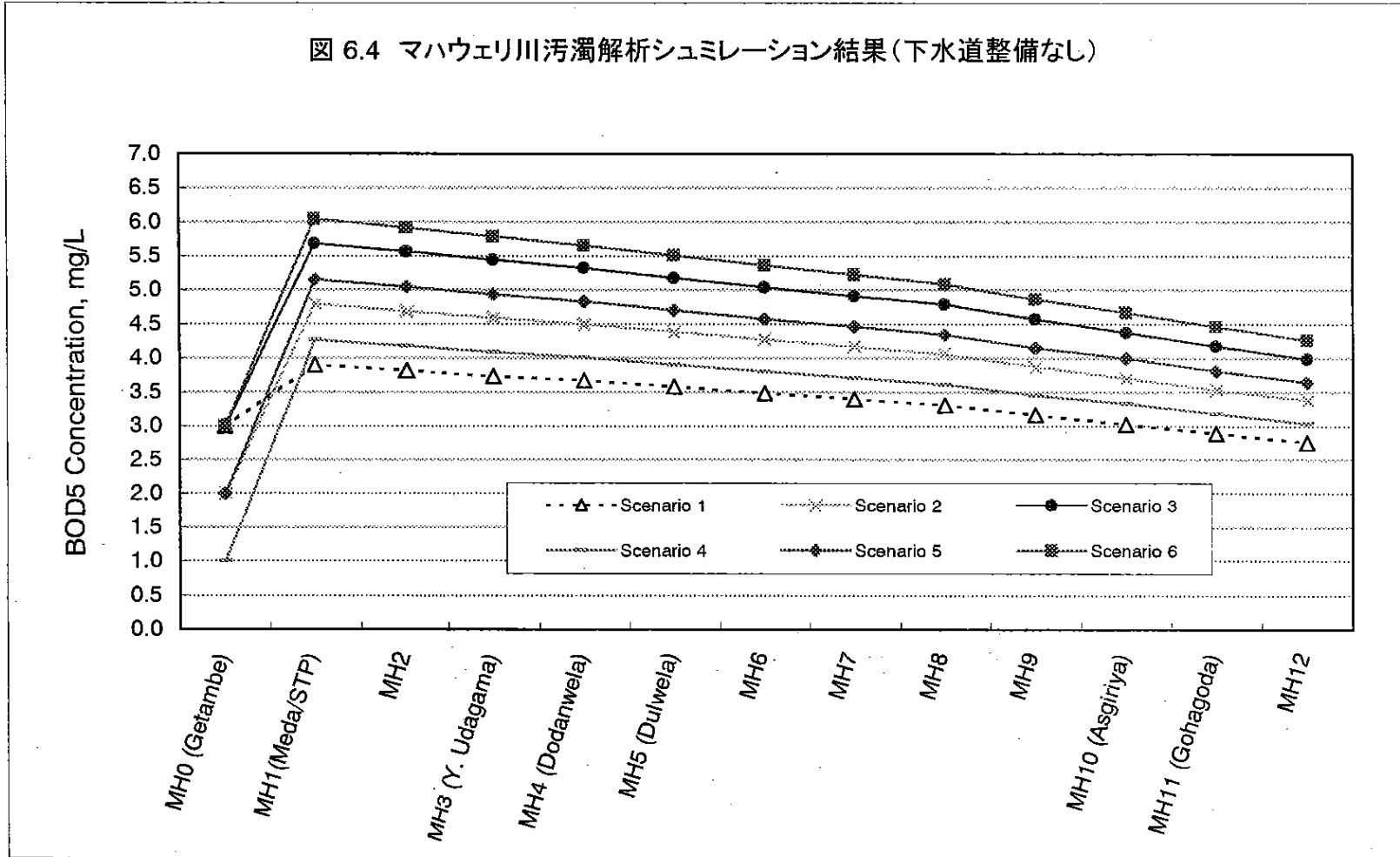
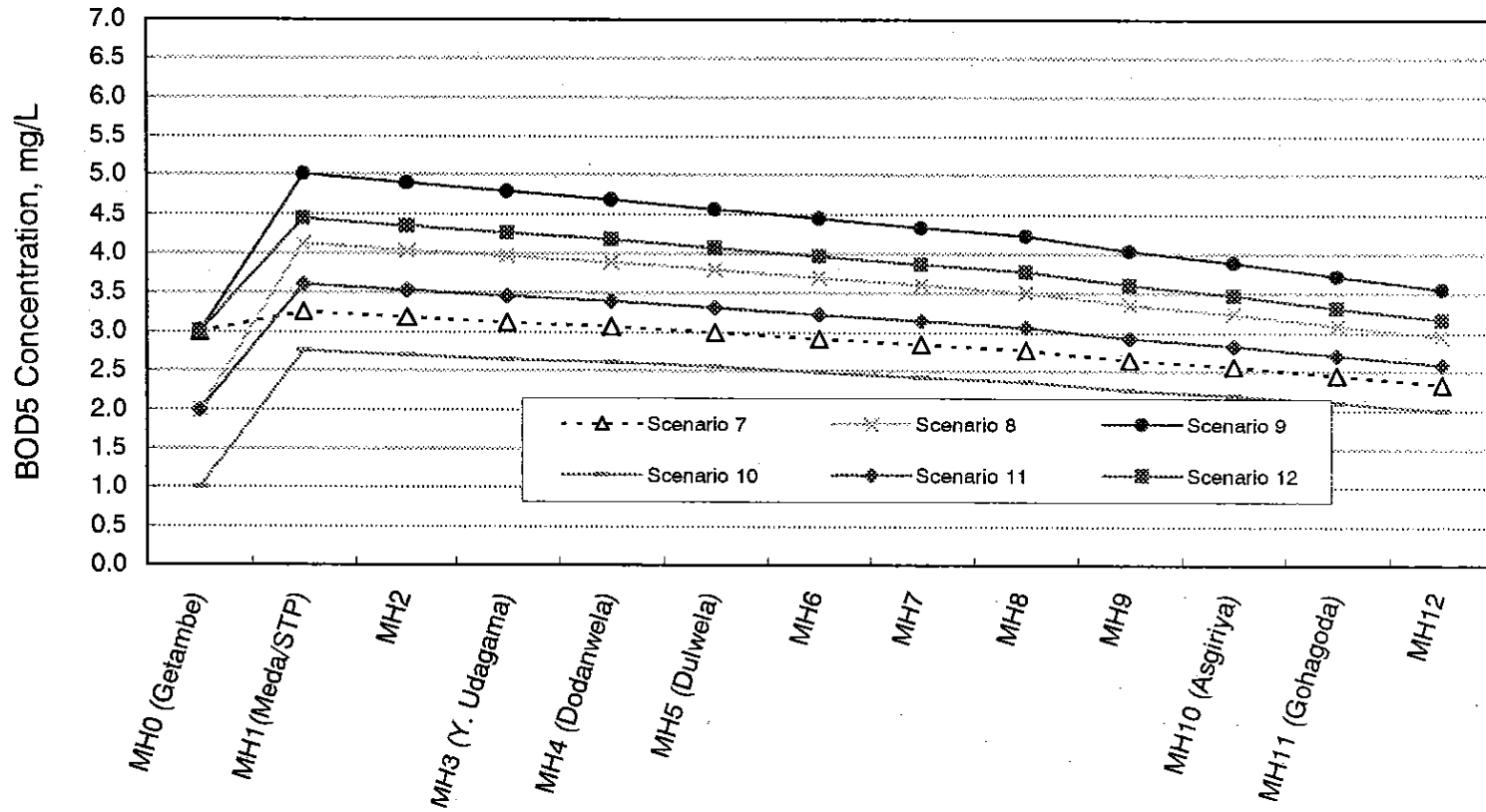


図 6.5 マハウエリ川汚濁解析シミュレーション結果(下水道整備あり)



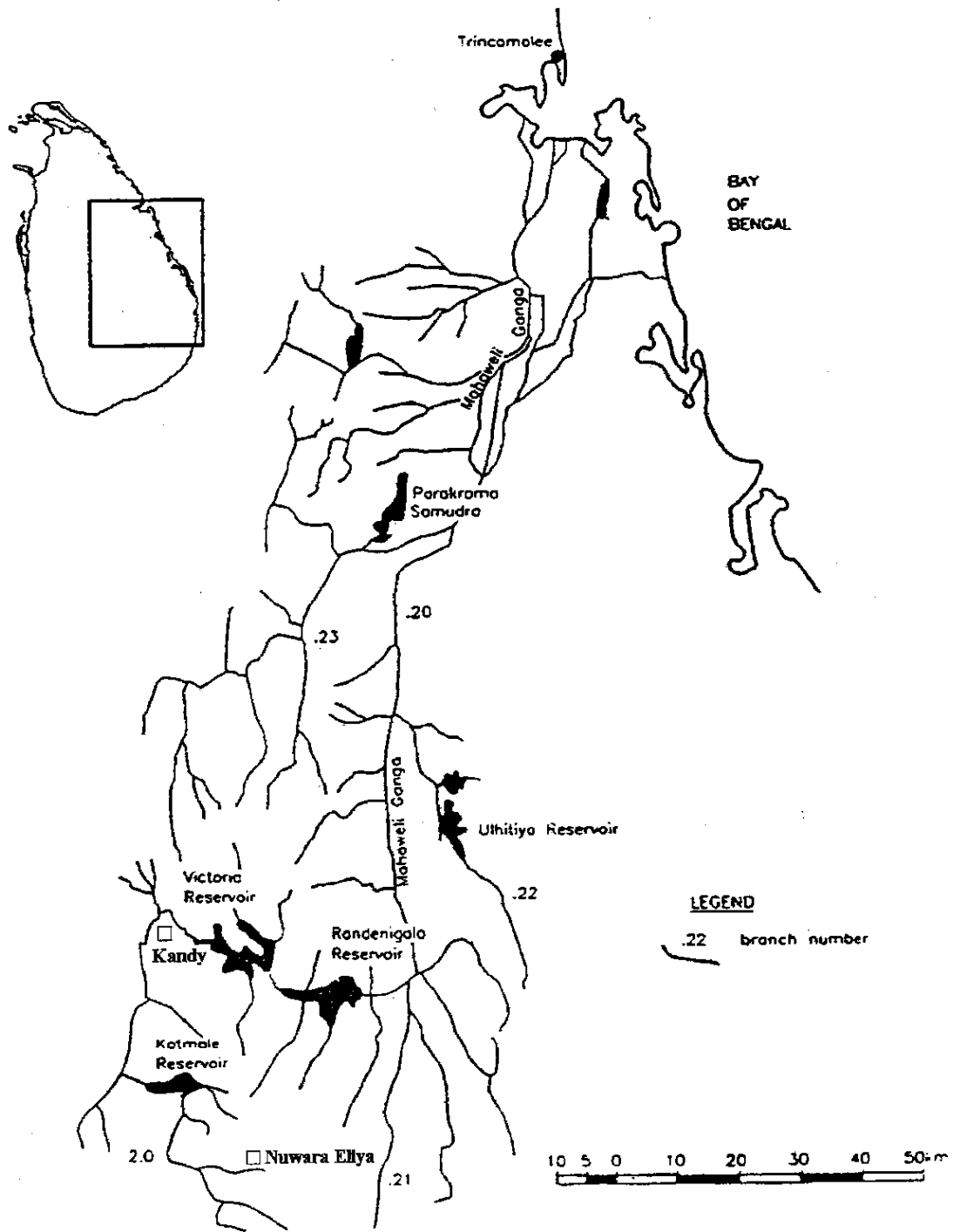


図 6.6 マハウエリ川とキャンディ

第7章 下水道計画の見直し

7.1 概説

前回の JICA レポートに示された下水道計画に対する変更の必要性を評価するために、人口、計画区域、計画下水量といった下水道計画諸元に関する見直しを行った。

7.2 人口及び計画下水量

下水道マスター・プランの基礎になっている人口データを見直してみると、前回の JICA レポート完成以降利用できる情報にはほんのわずかの变化しかなかったことが判る。このため、計画人口及び計画下水量については前回の JICA レポートの値をそのまま使用する。

7.3 流入水質

流入水水質は前回の JICA レポートの値をそのまま使用する。すなわち、BOD₅ 240 mg/l、SS 250 mg/l とする。

7.4 処理水質

前回の JICA レポートで下水処理施設の予備設計は「ス」国環境法の基準に基づいて処理水質を BOD₅ 30 mg/l、SS 50 mg/l とした。その後、NWS&DB は目標 SS を 20mg/l まで下げている。しかし、第 6 章の結果に基づいて水源保護のために目標 BOD₅ を 20mg/l まで下げることが勧告される。

7.5 処理方式

前回の下水道マスター・プラン策定時にはガンノルワが下水処理場予定地として想定された。当時、予定地に隣接する土地も追加取得できると思われ、オキシレーションディッチ法に代わってもっと安く維持管理の容易なエアレーティッドラグーン法を採用できる可能性があった。しかし、(1)土地の追加取得は明らかに実際上できない、(2)ガンノルワで利用できる土地は限られており、そこに処理施設を収めなければならない、(3)前述したように処理水質に対する要求が一段と厳しくなった、ためオキシレーションディッチ法の採用が必要である。

7.6 ポンプ場

下水処理場予定地が変わったためボワラ地区の下水を揚水してゲタンベ・ポンプ場に自然流下でいく幹線に接続するためにマンホール内ポンプ場が必要である。ゲタンベ・ポンプ場は利用できる土地の関係から前回の JICA レポートで示した位置から南西へ 1、080m 移動する。

スクリーンかす及び沈砂を搬出するときに発生する臭気問題を避けるために、スクリーンかす及び沈砂は下水処理場で除去する。したがって、ゲタンベ・ポンプ場には沈砂池は設けず、スクリーンかすは破碎して処理場まで圧送する。

7.7 消毒方法代替案

水性生物に及ぼすと考えられる有害な影響、すなわち下水処理場予定地の下流に位置する水道取水地点に係る関心のため、消毒方法代替案を評価する必要性が生じた。世界的に最も広く使われている処理水の消毒方法は塩素滅菌、オゾン酸化及び紫外線照射である。

残留塩素が存在する結果水性生物に悪影響を及ぼすことは世界中で立証されている。しかし、移動性の種、とくに放流水の滝の下にいるはずの魚がいないことは、大量死よりもむしろ積極的な回避の結果を示す明白な証拠である。致死濃度の発生はそれ自体、放流量と利用できる希釈に大いに左右され、河川間で著しく異なる。

処理水の塩素滅菌中において考えられるトリハロメタン (THM) の形成によって、塩素滅菌処理水の放流は下流の水道に広く影響を及ぼす。塩素はフミン質、酸、藻類生成物のような自然に発生する有機化合物と反応して、クロロフォルム (CHCl_3)、プロモジクロロメタン (CHCl_2Br)、ジプロモジクロロメタン (CHClBr_2)、ポロモフォルム (CHBr_3) を含む THMs を形成する。THMs は人間に対し潜在的に発癌性があると考えられている。塩素滅菌することのできる有機化合物が大量に含まれる下水の場合、塩素滅菌生成物の範囲は非常に大きくなる。THMs の形成に影響を及ぼす因子は pH、塩素注入量、反応時間、温度、有機性前駆物質濃度を含む。「ス」国で経験されるものに似た条件については、総 THMs 濃度 $90 \sim 70\mu\text{g/l}$ が報告されている。飲料水の THMs の勧告ガイドラインは $25\mu\text{g/l}$ (ドイツ) から $350\mu\text{g/l}$ (カナダ) まで幅がある。基準の最大クロロフォルムがオーストラリアの全国保健医学研究協議会 (National Health and Medical Research Council) で承認されている。

塩素の究極的な削減を担うその他の現象 (光による形質転換、揮発化、物理または化学反応) とともに、希釈が総残留塩素レベルを削減するな主な拠り所であることは広く受け入れられている。以下の希釈レベル基準がオーストラリアのクイーンズランドで使われている。

カテゴリー Ⅰ：希釈がゼロに等しい限界流量

この場合最悪の状態であることは明らかで、何らの効果的な希釈も生じない。放流先における塩素の残留レベルは下水処理水のそれに近いものになる。0.3～0.7mg/lの遊離塩素の残留が滝の直ぐ近くで予想される。遊離塩素がもっと強い結合塩素に転換することは大いにあり得る。しかし、高い総残留塩素レベルを維持する可能性は高い。

カテゴリー Ⅱ：希釈が下水量の8～10倍の限界流量

これらの状況下では、側方拡散率に比例して残留塩素の希釈、減少が絶えず発生する。

カテゴリー Ⅲ：希釈がゼロから8～10倍の間にある限界流量

この場合悪くても、放流先の塩素レベルに一定の減少が発生する。しかし、塩素レベルを水性生物に潜在的に有毒なレベル以下に持っていくには十分ではない。

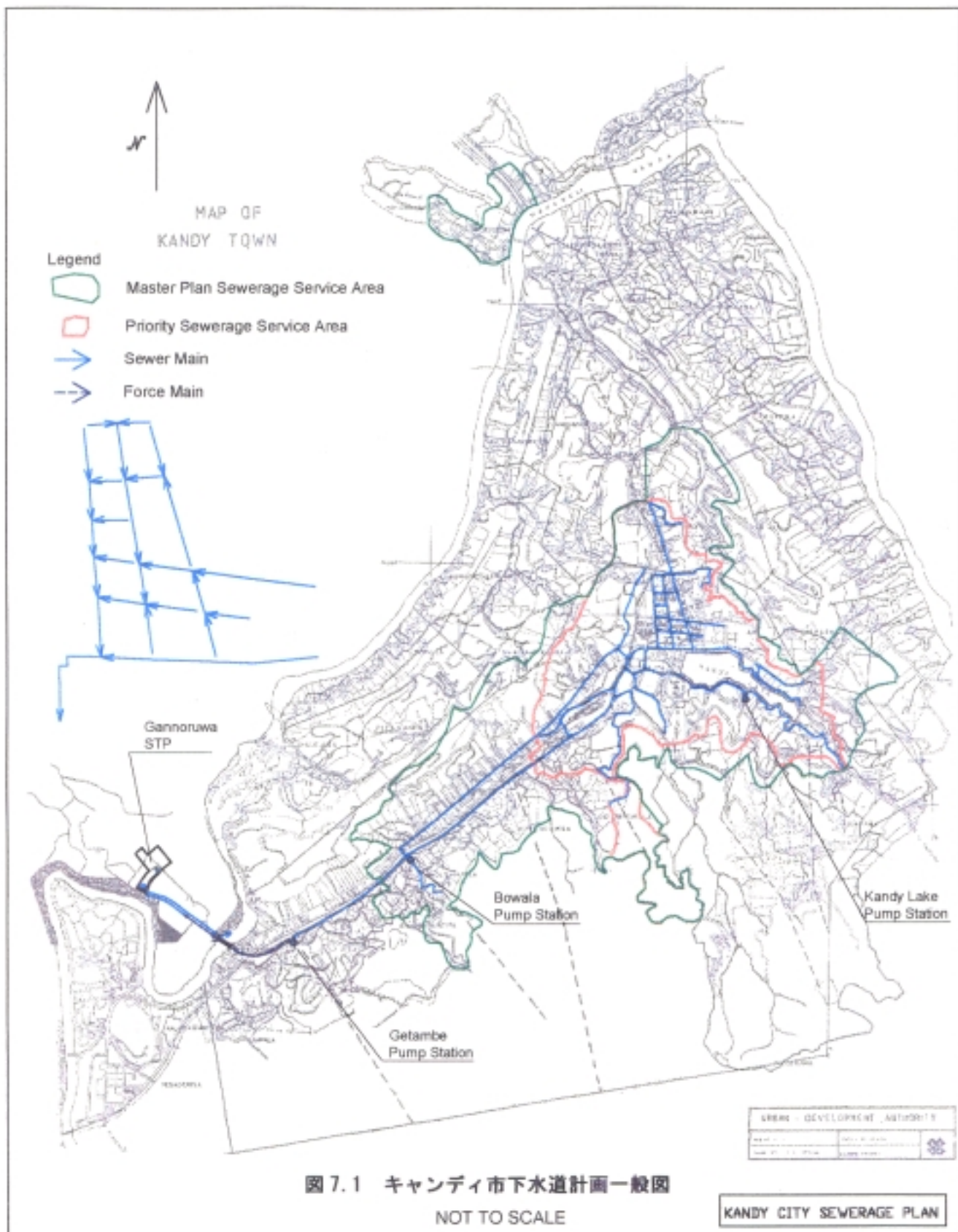
マハウェリ川の最小7日間平均流量がゴハゴダ取水予定地で180,000m³/dとすると、処理水放流量は15,000m³/d(下水道整備フェイズⅠ)であるので、放流量に対する希釈倍率は11.4倍になり、上記のカテゴリーⅢに該当し、下流の水質問題を回避するに十分なレベルにある。

Vol. II-I、付属資料 8.1 に費用比較を示すが、初期投資額は紫外線照射が次亜塩素酸ナトリウムの3倍以上で、一方、年間運転費用は次亜塩素酸ナトリウムよりも紫外線照射が安い。

3つの消毒方法代替案はどれも下流の水性生物または水の利用者に脅威を与えるものではないが、オゾン酸化と紫外線照射は塩素滅菌よりかなり高い。したがって、ガンノルワ処理水の消毒には塩素滅菌が推奨される。

7.8 予備設計

下水道整備マスター・プラン及び優先地区の下水道をこれまで述べてきた内容に基づいて予備設計を変更した(図 7.1～7.3、Vol. II-I、付属資料 7.2～7.4 参照)。



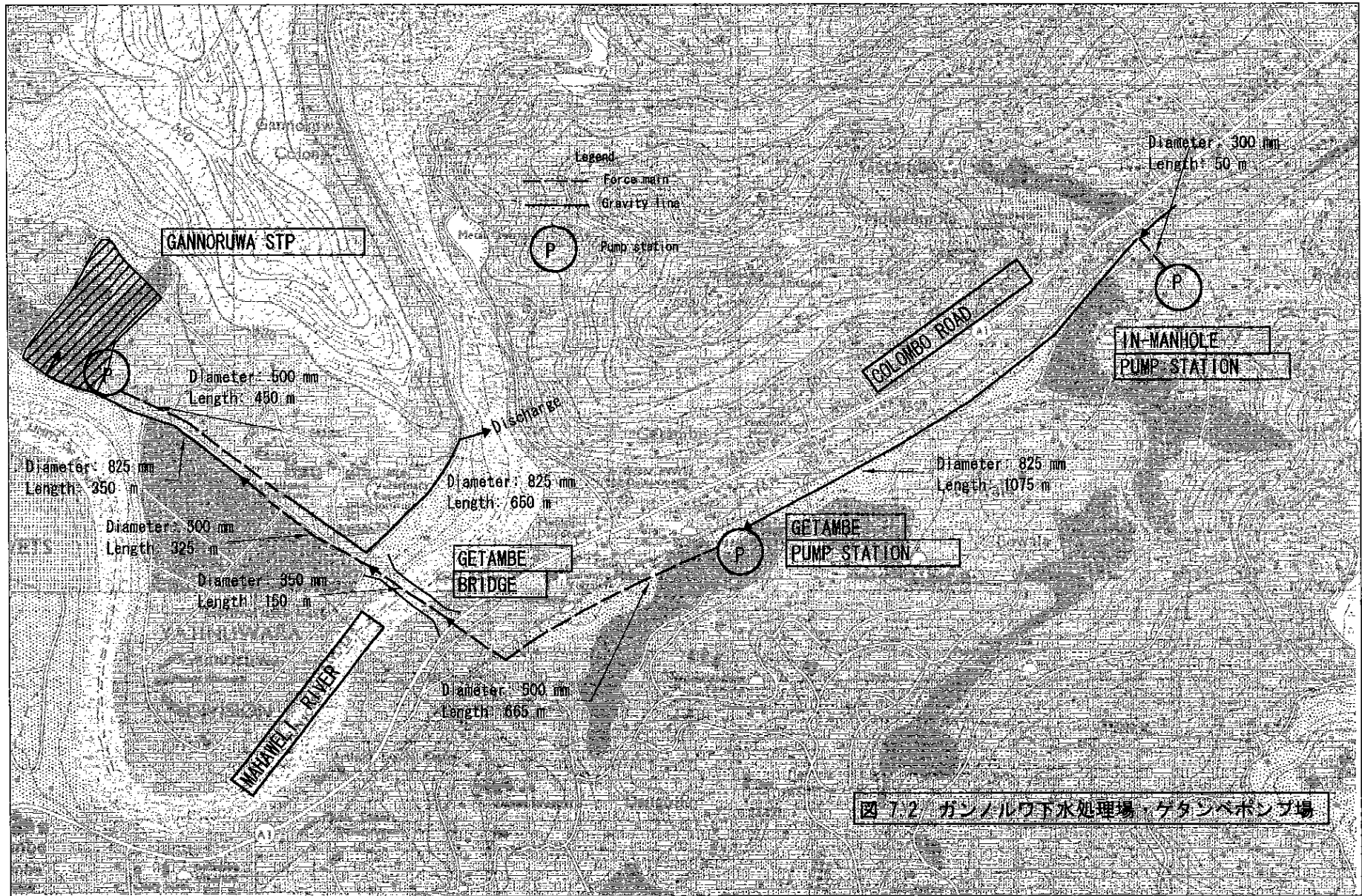


図 7.2 ガンノルワ下水処理場・ゲタンベポンプ場

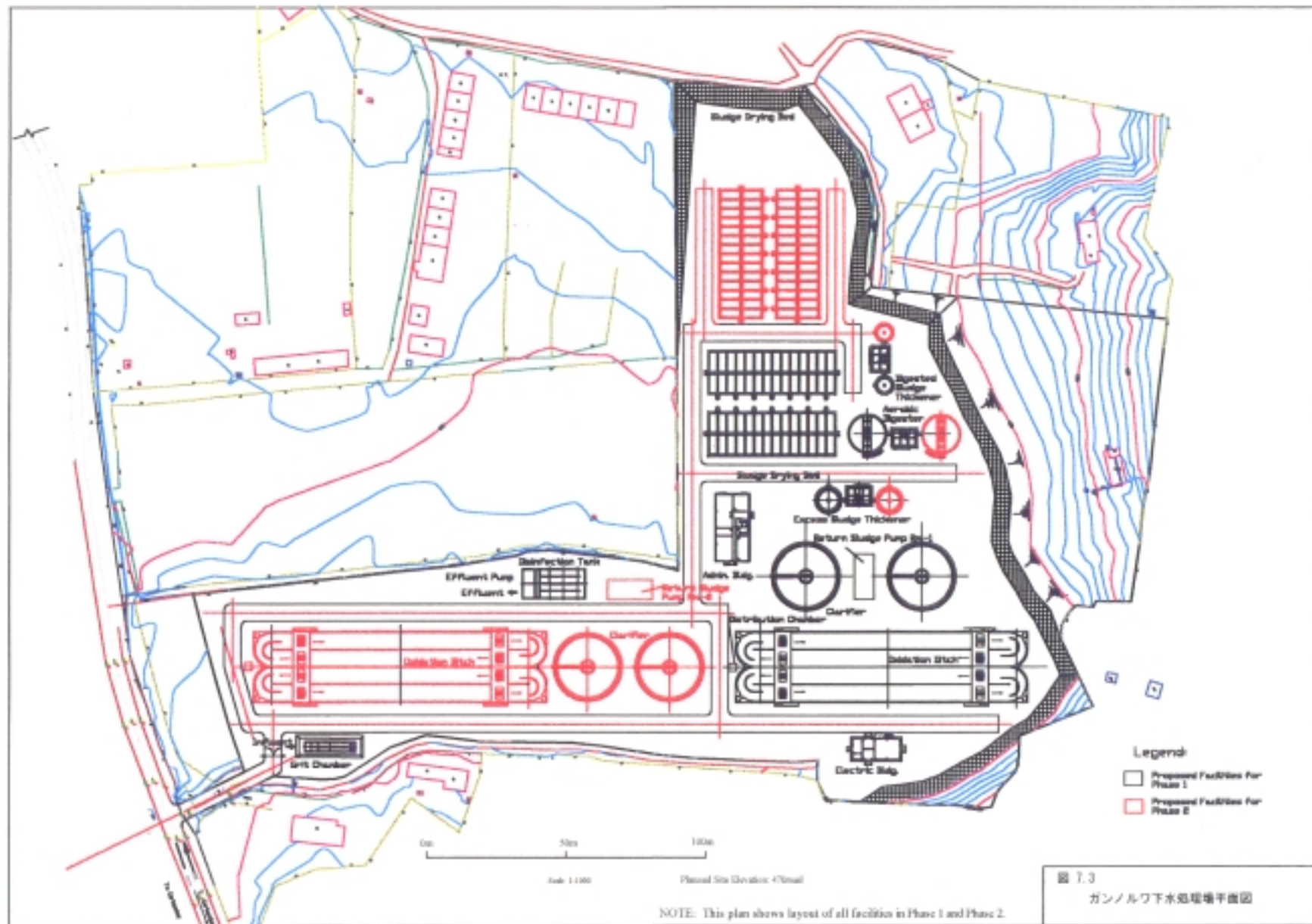


図 7.3
 ガンノル下水道処理場平面図

7.9 概算事業費

概算事業費はマスター・プラン及びフェイズ プロジェクトの予備設計に基づいて積算した。単価、一式単価は現地の状況、下請け、設備、利用可能な建設機械及び資材、ならびに提案される施工方法の適合性を考慮して定めた。

スリ・ランカ通貨のルピー (Rs.) で積算結果を表 7.1 に示す。

表 7.1 キャンデキ下水道事業概算事業費

	(Unit: 千Rs.)	
	M/P	Phase I
(1) Construction cost		
1) Collection System	1,344,347	884,171
2) Pumping Station	72,963	62,573
Civil Work	14,658	13,170
Mechanical/Electrical Work	58,305	49,403
3) Sewage Treatment Plant	1,463,854	821,653
Civil Work	726,238	401,321
Mechanical/Electrical Work	737,616	420,332
4) Administration cost	93,872	52,966
Sub-Total	2,975,036	1,821,363
(2) Procurement of maintenance equipment	32,000	32,000
(3) Engineering cost		
1) Detailed design	104,000	60,000
2) Construction supervision	84,000	48,000
Sub-Total	188,000	108,000
(4) Common expenses		
1) General and administration expenses	20,000	10,000
2) Land acquisition	180,000	60,000
Sub-Total	200,000	70,000
(5) Contingency	319,000	196,000
(6) GST (12.5%)	399,000	270,000
Total	4,113,036	2,497,363

Note: Exchange rate: SL Rs. 1.00 = Japanese Yen 1.40 (as of December, 2001)

7.10 下水処理水再利用計画

7.10.1 下水再利用のための水質基準

WHO 及び米国 EPA の再利用基準を表 7.2、表 7.3 に示す。WHO は微生物学水質基準として回虫卵、糞便性大腸菌群数を規制しているのに対し、米国 EPA は糞便性大腸菌群の他に pH、BOD、濁度、SS、残留塩素の基準を示し、帯水層の地下水涵養まで含めている。下水処理水の再利用はマハウエリ川に排出される負荷量を結果的に削減する。

表 7.2 WHO (1989) 下水の農業利用のための微生物学的水質推奨値

類型	再利用条件	被曝者グループ	回虫卵 (1l 当り*)	糞便性大腸菌 (100 ml 当り*)	微生物学的要求水質を満たすと期待される処理方式
A	調理せずに食べることをある農作物の灌漑、運動場、公園	作業員 消費者 一般の人	1	1、000	示される微生物学的水質を満たす一連の安定化池、または同等に処理できるもの
B	穀物、工業用農作物、牧草地、樹木の灌漑	作業員	1	推奨基準なし	滞留時間が 8-10 日の安定化池、または回虫及び糞便性大腸菌を同等に除去できるもの
C	作業員及び一般の人の被曝が発生しないときの類型 B の農作物の局地的灌漑	なし	適用されない	適用されない	灌漑技術によって要求される予備処理であるが一次沈殿を上回るもの

* 幾何学平均

a 特別な場合には、現地の疫学的、社会文化的及び環境的要因を考慮し、それによってガイドラインを修正する。

b *Ascaris* 及び *Trichuris* 種及び鉤虫

c 灌漑期

d 一般の人が接触することがあるホテルの芝生のような公共性のある芝生にはもっと厳しいガイドライン（糞便性大腸菌が 100ml 当り 200 以下）が適当である。

e 果樹園の場合には果実を摘む 2 週間前に灌漑を中止すべきで、果実を地面に摘んで置いてはならない。スプリンクラーを灌漑に使用してはならない。

出典：Saqr S. Al Salem, “Environmental Considerations for Wastewater Reuse in Agriculture”, Vol. 33, No. 10-11, 1996

表 7.3 米国EPA (1992) 水再利用のためのガイドライン

利用形態	処理方式	再生水質
都市部での利用、生で食べる食用農作物の灌漑、リクレーション溜池。	二次処理、ろ過および消毒	pH 6-9 BOD 10 mg/l 濁度 2 NTU ^a 糞便性大腸菌 100 ml 中に検出されない ^b 残留塩素 1 mg/l ^c
アクセス制限区域・食品加工用農作物の灌漑、美観用溜池、建設利用、工業用冷却 ^d 、環境的再利用	二次処理および消毒	pH 6-9 BOD 30 mg/l SS 30 mg/l 糞便性大腸菌 200/100ml ^e 残留塩素 1mg/l ^c
散布による非飲用帯水層の地下水涵養	サイトに固有 単独では用いられない、 一次処理（最低）	サイトに固有 単独では用いられない
注入による非飲用帯水層の地下水涵養	サイトに固有 単独では用いられない、 二次処理（最低）	サイトに固有 単独では用いられない
散布による飲用帯水層の地下水涵養	サイトに固有 二次処理および消毒（最低）	サイトに固有 地下水面より上の岩層によるろ過後飲用水基準を満たすこと
注入による飲用帯水層の地下水涵養、表面供給の増加	以下のものを含む：二次処理、ろ過、消毒、高度処理	以下のものを含む： pH 6-5-8.5 濁度 2 NTU ^a 糞便性大腸菌 100 ml 中に検出されない ^b 残留塩素 1 mg/l ^c 飲用水基準を満たすこと

a 24 時間平均値。いかなるときも 5NTU を超えてはならない。消毒する前に満たされなければならない。

b 7 日間の間間値に基づく。いかなるサンプルにおいても糞便性大腸菌は 14/100ml を超えてはならない。

c 最小接触時間 30 分後。

d 循環式冷却塔。

e 7 日間の間間値に基づく。いかなるサンプルにおいても糞便性大腸菌は 800/100ml を超えてはならない。

出典: James Crook & Rao Y. Surampalli, “Water Reclamation and Reuse Criteria in The U.S.”, Water Science and Technology, Vol. 33, No. 10-11, 1996

7.10.2 ガンノルワにおける下水処理水の再利用

ガンノルワ下水処理場周辺は農業省の試験農場になっており、そのために河川内ポアホールと農業用井戸を保有し、灌漑用配水システムも備えている。

所要灌漑水量は年間約 3.0m とされている。1 シーズン 90 日で年間 2 シーズン灌漑期があるとすると、1 日当たり所要灌漑水量は、

$$3.0 \text{ m/yr} / (90 \text{ days/season} \times 2 \text{ seasons}) = 16.7 \text{ mm/d}$$

25% の損失水量を見込んで、

$$16.7 \text{ mm/d} \times 1.25 = 20 \text{ mm/day}$$

試験農場では以下の穀物が栽培されている。

表 7.4 試験農場の広さと栽培穀物

Crop	Area	Growing season
Rice	2 ha (5 acres)	2 times
Brinjal	10 ha (1,000 m x 100 m)	2 times
Cabbage		
Capsicums		
Tomato		
Chili		
Pole beans		
Okra		
Snake Guard		
Bitter guard		
Lutta		
Wing bean		

稲作 (rice) については 100%、それ以外のものについては 30% の広さに適用可能とすると、所要灌漑面積は、

$$2 \text{ ha} \times 1.00 + 10 \text{ ha} \times 0.30 = 5.0 \text{ ha}$$

従って、所要灌漑水量は、

$$5.0 \text{ ha} \times 20 \text{ mm/day} = 50,000 \text{ m}^2 \times 0.020 \text{ m/day} = 1,000 \text{ m}^3/\text{day}$$

下水道整備フェイズの優先プロジェクトにおける処理水量は 8,500m³/day であり、供給面での問題はない。

7.11 環境影響評価 (EIA)

7.11.1 環境影響評価 (EIA) の法的背景

大コロンボ圏の水道拡張及び下水処理場建設の一環として、1998年4月に初期環境評価 (IEE) が完成した。このレポートは全国における環境保護許可書 (Environmental Protection Licence) 発行を所掌する「ス」国中央環境庁 (Central Environmental Authority: CEA) に提出された。

1980年法律第47号「環境法 (National Environmental Act)」23Z項の下で権限を賦与された環境国会事務大臣 (Minister of Environment and Parliamentary Affairs) が出した指示によれば、提案されたプロジェクトは環境影響評価 (EIA) の承認を要する指定プロジェクト (prescribed project) に該当しない。CEAは、IEEを検討しプロジェクトの構成要素別に規模・特性を考慮して、当初このプロジェクトを該当しないカテゴリに分類し、1998年8月21日付けの書簡でそう通知してきた。したがって、NWS&DBはEIA調査を実施する義務はない。それにもかかわらず、CEAはプロジェクトの構成要素を幾つかの面から綿密に分析し環境影響を最小限に止めるよう勧告した。これに従って、承認を得るべくEIAがCEAに提出された。その後、下水処理場の用地が変更され、現在提案されている位置はガンノルワである。

このような背景から、JICAは、「ス」国環境法を遵守しながら、JICA及びJBICのガイドラインに従って、ガンノルワ予定地に建設される下水処理場についてEIA調査を実施することを薦めている。EIAは現在の法律及び規則の下で要求されるかも知れない環境保護許可書を得るのに非常に有用である。

環境保護許可書は2000年法律第53号環境法 (改正) 及び2000年11月22日臨時官報1159/22に記載された規則に従って要求される。2000年11月臨時官報1159/22に記載された規則は、「いかなる共同排水 (下水または排水) 処理施設」も環境が汚染する原因となる排泄物の排出、沈殿または放出を伴う、あるいは結果として生じる「指定活動 (prescribed activity)」であると断じている。

この下水/排水処理場ではマハウェリ川に放流される処理水は非汚濁源とみなされる。実際、下水処理場処理水水質は現在メダ川で運ばれている排水よりも良いと考えられる。しかし、ガンノルワ下水処理場の建設及び運転時、及びマハウェリ川に放流される処理水に係るいかなる論争も排除するために、NWS&DBはCEAに環境保護許可書を申請、取得すべきである。許可書は運転開始1ヶ月前までに要求され、毎年更新しなければならない。

7.11.2 前回の環境影響評価 (EIA)

最近実施された唯一の環境影響評価 (EIA) は、「スリ・ランカ国キャンディ圏・ヌワラエリア上下水道整備計画調査 (1999 年)」に関連してなされたものであり、下水処理場は一つの構成要素になっていた。この EIA は 1999 年に完成した。本調査に基づいて初めの下水処理場予定地は破棄され、その後ガンノルワが新しい予定地として選定された。

7.11.3 初期環境調査 (IEE)

調査団は 2001 年 3 月にガンノルワ下水処理場予定地に係る IEE を完了した。その調査で直接影響が及ぶ区域を以下のように確定した。

- * キャンディ市域内において下水道整備で便益を享受する区域
- * ガンノルワ下水処理場周辺区域
- * ガンノルワ下水処理場処理水を受け入れるマハウェリ川下流

マハウェリ川の水利、及びペラデニヤ取水場、ゲタンベ取水場、メダ川との合流点下流、ゴハゴダ取水予定地、ポルゴラ・ダムの水質に関する基礎情報が調査された。加えて IEE はキャンディ湖の美観の重要性およびメダ川の水質に触れている。メダ川はマハウェリ川水質の潜在的脅威の一つになっている。

IEE は 23 の環境項目を特定し、JICA のガイドラインに従って、それらの影響を評価した。IEE はそれらのうち下記の 8 項目をさらに調査することを勧告している。本調査は主にこれらの項目を評価することを企図している。

- * 稲作栽培からの収入損失
- * 交通混雑
- * 衛生 / 保健の悪化
- * 掘削残土の発生
- * 土地の侵食 / 土壌の侵食
- * 河川流量の変化
- * 水質汚濁
- * その他

7.11.4 環境影響評価 (EIA)

以下に現地コンサルタントが行った EIA の結論と勧告を示す。

(1) 結論

処理場の建設・運転時に環境影響を最小化するために特別な方法がとられるならば、存続する環境影響はほとんどない。

稲作栽培からの収入損失は微々たるものであり、さらに稲作栽培は定期的に行われていない。これらの稲作地は訓練目的に使われている。予定地に選ばれたことにより稲作地を完全に失うことで、内部訓練センターで施される訓練は悪影響を受けることになる。しかし、園芸研究所に近い適当な場所から広い稲作地を取得したとしても、これは克服できる問題である。建設時にピーク時の交通混雑は残るであろう。このため交通動向に対する特別な努力とうまくコントロールすることが必要である。衛生/公衆衛生の悪化は予想されない。敷地における土壌浸食は掘削残土が河川に洗い流されないように処分されるならば問題ではない切土盛土を適正に計画すれば残土は削減でき、どんな掘削残土も敷地の整地及び敷地へのアプローチ道路へ使用できる。溝掘り時の道路沿いの土壌浸食は、晴天時に溝掘りを行い、溝掘り及びパイプ布設後直ちに埋め戻し、道路を補修すれば、克服できないほどの重大な問題ではない。33、500m³/dayの水がゲタンベで採られ、メダ川経由で取水場下流に放流される水はその半分以下である。取水場100m下流の地点で処理後河川に放流される水もまた、取水量の約半分である。マハウエリ川の総基底流量に比べると、処理場からの放流量は極めて小さく、処理場による河川流量の劇的な変化は起こり得ない。さらに、河川の晴天時基底流量はコトマレ・ダムの運転で制御されるので、処理場放流水はマハウエリ川流量にほとんど影響しない。提示された情報によれば、水質汚濁は現在の支配的な状況に比べて深刻な問題ではない。しかし、ポルゴラ・ダムにおける潜在的な富栄養化と藻類の繁殖は存在する。栄養過多になるのを最小化するにはダム内における水の滞留時間を適正に維持することである。処理場からの悪臭の放散は存続する主たる影響であり、地域住民が反対を唱えそうなことがらでもある。

(2) 勧告

EIAに基づいて予定地が処理場として採択されることを勧告する。農業局が訓練と研究に必要とする代わりの稲作地を手当てすべきである。最も問題になりそうな美観を克服するためには適当な植栽と立派な栽培法の確立を採用することが重要である。処理施設と主要道路の間に良いグリーンベルトを築いて全施設を遮蔽することができる。施設はつねに高度な効率を保ち、うまく維持管理されなければならない。

土壌浸食を最小化するために切土盛土を敷地のレベル測量に基づいてうまく計画し、整地プロセスで切土盛土を最小化すべきである。発生した掘削残土は施設へのアプローチ道路の改良に使用すべきである。

残留臭気を最小化するには、施設の周りにうまく配置されたグリーン・ベルトを築くべきである。施設の適正な運転管理は設計者の仕様に従って行われなければならない。オキシデーション・ディッチの建設は選ばれた敷地の植栽の中に溶け込ませるべきである。

沈砂及び汚泥は定期的に除去されなければならない。

年間降雨日が多いことを考えると汚泥乾燥床を降雨から守り、適正に素早く乾燥することに留意すべきである。

下水道事業実施後の地表水質の改善は、評価の最善の指標となる。したがって、下水道事業の実施に伴って少なくとも月に1回、キャンディ湖、メダ川水質を定期的に監視する必要がある。キャンディ湖、メダ川、マハウェリ川の水質監視が勧告される。

処理場の適正な管理、水域環境の定期的監視、特に上記目的に関連して運転システムの効率評価に留意する必要がある。したがって、NWS&DB 内に水性環境問題と水質監視に力点を置いた環境管理・監視ユニットを設立することが勧告される。

ペラデニヤ - ガンノルワ - ゲタンベ道路に沿った溝掘りを非ピーク時に行うことができれば、道路の交通混雑削減に役立つ。そうでなくても、ハイウェイのこの区間では特別交通警官を交通制御に投入する必要がある。

第8章 技術移転

技術移転は本調査の主要目的の一つになっているが、連携 D/D であるため関係者は真剣で、共同現場確認、現地測量及び土質調査、設計、設計図に基づく設計意図の説明と共同現地立会いの中での質疑を通じて、相互理解、技術移転が計られた。また、必要に応じて現地責任者との打合せがもたれ、懸案事項の技術的討議と結論、作業進捗のための役割分担が明確にされた。

8.1 プレゼンテーション

基本設計調査が終わりキャンディ圏水道システムの基本構想が固まったのを見計らって、建設後新水道システムの維持管理を実際に担当する NWS&DB RSC-CENTRAL の幹部職員に対するプレゼンテーションが 8 月 1 日と、8 月 6 日の二回に分けて開催され、前者では機械・電気システム、後者では浄水処理方式が説明され、その後活発な意見交換が行われた。

また、NWS&DB 本部の幹部に対するプレゼンテーションも報告書提出の都度行われた。

8.2 個別研修

調査の過程でカウンターパートの中心になっている NWS&DB RSC-CENTRAL の O&M 担当主任技師 MR.M. MANOHARAN が 2001 年 6 月より 3 ヶ月間日本に派遣され、JICA 札幌国際センターで以下に示す水道技術集団研修コースに参加した。

(1) 目的

- ・ 水源、取水、浄水、配水等水道全般に係る知識の修得
- ・ 講義及び実技を通じて広域計画の策定並びに施設の維持管理に必要な技術の習得
- ・ 開発途上国におけるきれいで安全な水の持続的供給の確保

(2) 研修の目標レベル

水道技術の基本知識を説明できるほどに理解し、水道施設の機能を理解して自国における建設改良計画及び運転管理体制の強化につなげる。

(3) コースの概要

1) 講義

日本における水道行政と経営

水道計画

浄水処理

配水コントロール
設計及び施工管理
水道管理
水質管理
地下水
水道経営

2) 実技

浄水場の施工管理
配水管の設計
浄水場の運転
浄水場の維持管理
配水施設の維持管理
漏水防止
水質管理
水質分析
地下水探査

3) 見学

水源
浄水場
配水施設s
その他の水道施設
その他の関連施設
その他の水道事業の水道施設

水道集団研修終了後、個別研修として㈱エヌジェーエス・コンサルタンツでコンサルタント開発技術の紹介と質疑応答、大阪市水道局で浄水場見学と質疑応答が行われた。

8.3 技術移転セミナー

技術移転セミナーは平成14年2月28日にキャンディで67名の出席者を集めて、NWS&DBのADDL.G.M. WICRAMAGEの司会の下に以下の式次第で進められた。

日時 平成14年2月28日(木)

場所 The Tourmaline Banquet Hall、Kandy

10:00	受付開始	
	(コーヒ・ブレイク)	
10:30 – 10:35	開会の辞	Mr. S. GAMINI
10:35 – 10:40	特別挨拶	Mr. W. WICRAMAGE
10:40 – 10:50	はじめに	美和
10:50 – 11:20	浄水施設	佐藤
11:20 – 11:50	機械システム	大坂
11:50 – 12:20	電気システム	三浦
12:20 – 12:50	質疑 (1)	
	(昼食)	
14:20 – 14:50	送配水施設	佐々木
14:50 – 15:20	下水処理	美和
15:20 – 15:35	質疑 (2)	
15:35 – 15:40	閉会の辞	美和

出席者にはNWS&DBの他にペラデニヤ大学、セントラル県、キャンディ市の関係者を含む。質問はキャンディ圏の新水道システムに留まらず、下水処理方式、NWS&DB試験室の調査で解明されたことなど、多岐にわたっており関心の深さを示した。

第9章 結論と勧告

9.1 結論

(1) 上下水道施設の位置

前回 JICA レポートで提案された取水場、浄水場及び下水処理場の位置は技術・経済・財務・環境に係る実施可能性に基づいて選定されたものである。特に用地取得の実現性にはとくに注意が払われている。そのような選定は今日においても妥当であると考えられる。

(2) フェイズ におけるアスギリヤ及びゴハゴダ配水池の建設

将来とも下水道が整備されないアスギリヤ、ゴハゴダ配水区より発生する下水がゴハゴダ取水予定地に与える影響はほとんどない。したがって、両配水池の建設は、浄水場から配水池までの送水管、配水池から既存配水管網との接続管を含めて、フェイズ で建設されるべきである。

(3) プリムロス配水池の除外

プリムロス配水池（容量 315m³）の建設と KMC 浄水場の関連ポンプの交換は ADB プロジェクトと JICA プロジェクトで重複している。鋼板製の既存のプリムロス配水池は深刻な漏水問題を抱えており、できるだけ速やかに建て替える必要がある。このため、ADB プロジェクトでは建て替えをフェイズ に予定し、2001 年 7 月に着工することになっている。土地の効率的な使用及び工事の緊急性の観点より、プリムロス配水池は既存と新設の合計容量で ADB プロジェクトで建設し、JICA プロジェクトからは除外することが提案される。

(4) ダンゴラ配水池までの送水管の除外

ダンゴラ配水池への送水管は送水と配水の二つの目的に使用されており、このため既存のダンゴラ配水池に十分な水が送水されない結果となっている。ADB プロジェクトは送水機能と配水機能の分離を図るためにダンゴラ配水池までの送水管をフェイズ で新たに布設することを計画している。したがって、ダンゴラ配水池までの送水管布設は JICA プロジェクトより除外し、JICA プロジェクトではダンゴラ配水池の新設と関連接続工事を行うことが提案される。

(5) 下水道事業の実施

マハウェリ川の過去の水質はマハウェリ川の置かれている状況を考えるならば疑わしい。改善された分析方法による水質試験結果はマハウェリ川本体の水質が 1mg/L に近いことを示している。このレベルの水質であれば下水道事業の実施が遅れたとしても、選択された

浄水方式で対応は可能であると考えられる。マハウェリ川の水質は、上流の発展による水質悪化の要素は少なく、むしろ、キャンディ圏そのものの発展に係っている。従って今後ともマハウェリ川及びメダ川における定期監視を継続する必要がある。

マハウェリ川及びキャンディ圏の地誌的状况を考えるならば、最上流に位置するキャンディ市で下水処理を行うことの意義は大きい。

(6) 適用可能な下水処理方式

前回の JICA レポートでは、内水域における「ス」国の放流水基準である BOD₅30mg/l、SS50mg/l に基づいて、オキシデションディッチ法またはエアレーティッドラグーン法を提案した。しかし、前述の要求水質の強化に対しても、オキシデションディッチ法が依然として適用可能なオプションの一つである。

9.2 勧告

(1) 水質監視

水源保全の目的より、マハウェリ川とメダ川の水質監視を行うことが重要である。この目的の要となる NWS&DB セントラル地域支援センター試験室は 2000 年 3 月以降水質監視プログラムをスタートさせている。しかし、サンプリング機材及び分析機器を含めて設備は老朽化して貧弱であり、水質を正確に測定するにはそれらの更新・交換が必要である。これらはカツガスタ浄水場監理本館内に設けられる試験室の必要機器において考慮するものとする。

BOD₅ の分析方法についてはマハウェリ川のサンプルに対してこれまで 5 倍希釈を適用してきたが、予想水質が 4mg/L 以下のときは希釈をすべきではない。何故なら、希釈液に含まれる塩化アンモニウムがサンプル中に含まれる硝化菌によって硝化され、これに要した酸素消費量まで BOD₅ としてカウントされてしまう。硝化に伴う酸素要求量は最大 5mg/L とされており、結果として BOD₅ が二倍、三倍に測定されるということが起こりうる。NWS&DB セントラル地域支援センターで利用できる機材の関係から完全に正しい方法でという訳にはいかないが、5.4 で述べたように蒸留水の代わりにイオン交換水、BOD ピンの代わりに DO ピンを用いても、希釈倍率をゼロにすれば実際の値に近い値を測定することは可能である。

水質監視プログラムの現在のサンプリング地点はマハウェリ川のペラデニヤ、吊橋（中央）、ゴハゴダ取水予定地（左岸）と、メダ川のマハウェリ川との合流点手前に変更すべきである。マハウェリ川では付近の住民が洗濯・水浴をするために川に入って石鹸を使うことが日常的に行われている。吊橋から始まる湛水域では流れは緩くなり、河道もほぼ直線的になるため、住民の洗濯・水浴によって汚染された水は混じることなく河岸沿いを流れて、取水予定地に至ると予想される。サンプリングは河岸から手の届く範囲で行われる

ため、これらの洗濯・水浴の影響をもろに受けやすい。このため、これらの影響をまったく受けない取水予定地から 3.4km 上流の吊橋中央でサンプリングを行うべきである。吊橋は 1.7m 続く早瀬の後にあり、この間にメダ川とマハウエリ川の水は完全に混合されているとみなすことができる。

これらの分析方法及びサンプリング地点の変更は、本当のマハウエリ川の水質を探るために直ちに実施されなければならない。

(2) メダ川上流域における水質保全対策

メダ川の水質はかなりの程度まで下水道事業の実施によって対処できる。しかし、マハウエリ川そのものの水質が重要であり、これ以上の悪化から護られなければならないことに留意されたい。水質保全のためのさまざまな効果的な対策を、マハウエリ川上流域に対し取るべきであり、とくに下記の潜在的汚濁源に注意を払うべきである。

- (ア) 取水場上流のタウン及びコミュニティからの生活排水の流入
- (イ) 取水場上流の工場からの有毒または有害排水の流入
- (ウ) 取水場上流のごみ処分場からの浸出水の流入
- (エ) 取水場上流の浄水場からの排水
- (オ) マハウエリ川における洗濯・水浴に起因する合成洗剤及び石鹼

前述したように付近住民のマハウエリ川における洗濯・水浴に起因する汚染された水は湛水域では河岸沿いに流れて取水予定地に至ると予想される。これを防ぐためには少なくとも取水予定地より上流の湛水域における洗濯・水浴を禁止することが望ましい。これらを禁止するためにはマハウエリ川で洗濯・水浴をする人々が居住する区域を早期に配水区域に取り込んで代替水源を確保するとともに、水道料金上の減免措置を考慮する必要があるかも知れない。

第10章 水需要と水源

10.1 概要

2005年、2010年、および2015年の各フェイズごとに水需要予測を行う。加えて、本計画にて水源となるマハウェリ川について、水道用水源としての適正について検討する。

10.2 給水人口

本計画対象区域はKMCおよび近隣の10町村が含まれる。計画年次は2015年とし、KMC、Kandy Four Gravets、およびAkurana P.S.の各対象地域の目標給水普及率を100%に設定し、その他の対象地域においては漸次100%を目指し段階的に給水普及率向上するものとして計画する。

表 10.1に示すとおり1999年JICA・F/Sにより設定された数値を採用する。JICA・F/Sにおいては、各地域の人口動態によりそれぞれの人口増加率を設定し用いている。

表 10.1 キャンディ圏給水人口

対象地域	給水人口			
	2000	2005	2010	2015
KMC	144,000	153,000	162,000	171,000
Kandy Four Gravets (part)	58,000	62,000	67,000	71,000
Harispattuwa, Akurana, & Pujapitiya (part)	138,000	150,000	161,000	173,000
Kundasale (part)	87,300	93,800	99,500	106,000
Patha Dumbara (part)	42,900	46,000	48,400	51,600
Patha Hewaheta (part)	8,600	9,400	10,600	12,000
Udunuwara, Yatinuwara, & Uda-Palatha (part)	95,400	101,600	110,900	119,000
Sub-total outside KMC	430,200	462,800	497,400	532,600
Total	574,200	615,800	659,400	703,600

1981年から1990年までのKMCにおけるデータによれば、人口増加率はKMCにおいて最大値1.9%を示しており、次にKandy Four Gravetsの順となっている。KMC郊外のHarispattuwa、Akurana、PujapitiyaおよびKundasaleにおいては、最高で1.6%であった。しかしながら、2010年から2020年次以降は、人口増加率は徐々に減じ1.1～1.2%の範囲となることが予測されている。

10.3 水需要予測

水需要予測において考慮すべき指標は、水利用変動、無収水量、および時間変動（日最大給水量と平均給水量の比）である。これらの指標を正確に把握するためには数年間のデータを収集して分析しなければならないが、本計画対象地域においてはこれらのデータは皆無と見てよい。

利用できるデータがないことから、1999年JICA・F/Sにおいては、FINNIDAおよびADBが実施した調査を基に、傾向を把握することとした。この分析により、無収水率は42%と想定され、2015年のフェイズ3計画年次において25%まで減じることを目標値として定めた。

表 10.2に示す。

表 10.2 キャンディ圏における計画1日平均給水量

地 域	計画1人1日給水量(lpcd)			
	2000	2005	2010	2015
KMC 地域				
家庭用水	101	108	115	121
家庭以外用水	58	61	65	69
無収水	115	95	81	63
小計	274	264	261	253
KMC 地域外				
家庭用水	78	82	90	98
家庭以外用水	30	32	36	41
無収水	78	64	57	46
小計	186	178	183	185
キャンディ圏				
家庭用水	85	89	96	104
家庭以外用水	37	39	43	48
無収水	88	72	62	50
小計	210	200	201	202
無収水率低減(%)	42	36	31	25

無収水率が低減することにより、1人1日当りの給水量は相対的に減少傾向を示すこととなった。

水需要予測の結果を

表 10.3に示す。水需要予測に対して、既存の上水道施設能力を比較しその較差を各年次ごとに図 10.1に示す。

以上の解析によれば、2015年まで急増する水需要を満足することは困難で、2005年次においては日平均給水量レベルにおいても需要を満たさない。一方、2010年次においては日

平均給水量レベルで需要を満足するものの、日最大給水量レベルでは依然として需要を満足できないことが分かる。したがって、フェイズ1事業により早急に水不足解消に努めると共に、フェイズ2実施に必要な財源を手立てすることは急務である。

表 10.3 キャンディ圏における水需要予測

項目	水需要(/d)			
	2000	2005	2010	2015
KMC 地域				
家庭用水	14,570	16,500	18,610	20,730
家庭以外用水	8,352	9,333	10,530	11,799
無収水	16,560	14,535	13,122	10,773
小計	39,482	40,392	42,282	43,263
KMC 地域外				
家庭用水	33,556	38,156	44,766	52,253
家庭以外用水	12,906	14,689	17,965	21,631
無収水	33,556	29,619	28,352	24,500
小計	80,018	82,464	91,083	98,384
キャンディ圏				
家庭用水	48,100	54,680	63,396	72,944
家庭以外用水	21,258	24,022	28,495	33,430
無収水	50,116	44,154	41,474	35,273
小計	119,474	122,900	133,400	141,600

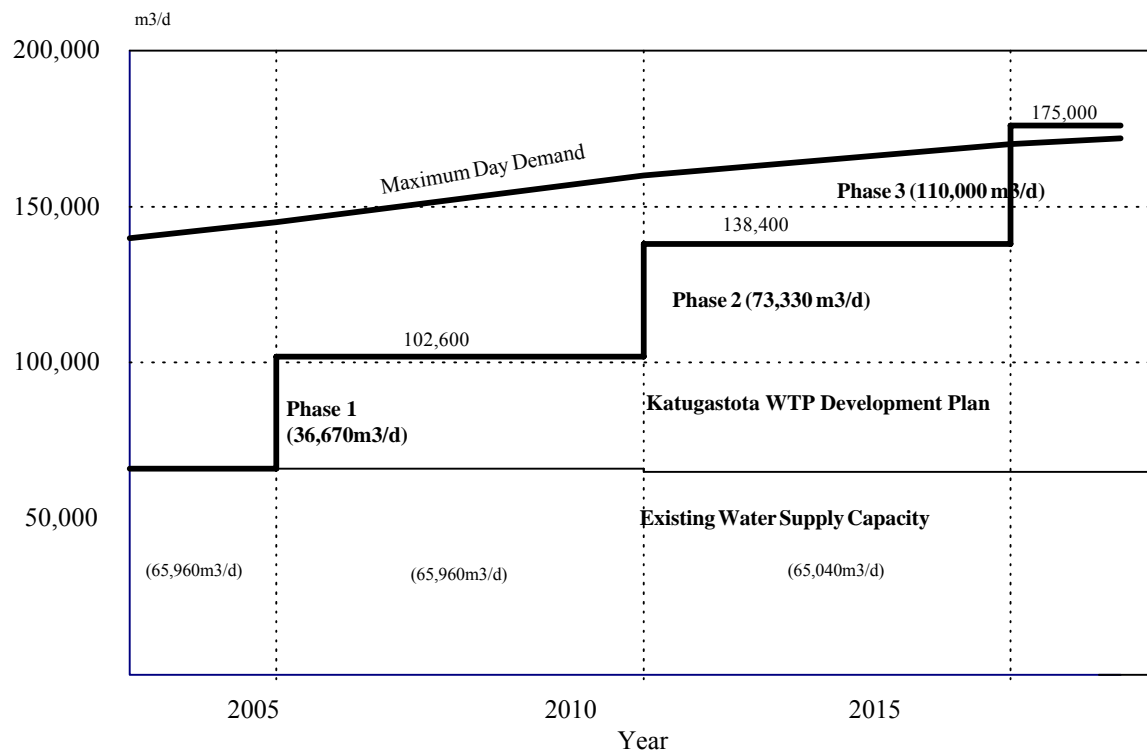


図 10.1 水需要と供給

10.4 水源

マハウェリ川は計画対象地域における主要な水道水源で、日量合計52、945m³が利用されている。内訳は、KMCが33,400 m³/日、Peradeniya大学が9,000 m³/日、Penideniyaにおいて545 m³/日、Kundasaleの農業省が1,900 m³/日、Udu/Yatinuwaraが4,60 m³ /日、Pallekeleが2,000 m³/日、そしてPolgollaが1,500 m³/日利用している。

その他の水源では、Kothmale川(流域面積; 554 km²)、Atabage川(同; 74 km²)、Nilambe川(同; 66 km²)、およびHulu川(同; 160 km²)などが挙げられる。これらのうち、Nilambe川およびHulu川は、それぞれUdu-Yatinuwara水道事業およびKundasale水道事業において利用されている。Kothmale川およびNilambe川は共に貯水池を有し水力発電用水としても活用されている。Atabage川は現状利用されていないが、水道水源として利用可能性が高い。その他の水源はあるものの、水質および水量的に適正を欠き、開発可能性は低い。

いくつかの地下水文調査により、計画対象地域の地下水源開発能が示されているが、これまでに系統的に開発されたことはなく、主要な水道事業においては、未だに地下水の利用はされていないのが現状である。

現在、17の水道事業において地下水を原水として利用し、2水道事業は表流水と地下水の双方に依存している。これらの地下水源は、もともと限定的な地域に給水することを目的として開発されたものであるが、ほとんどの水道事業においては賦存量の減少(1000 m³/

日以下)等の問題を抱えている。地下水は、周辺の水田や浅井戸と干渉して地下水位の低下を招いているもの、硬度成分の増加など水質の悪化に悩まされているものなどがある。しいては、取水ポンプの機能にも悪影響を与えている。

これらの事情を鑑み、本計画のような大規模な水道事業においては技術的、経済的観点から地下水源の利用は避けるべきである。但し、周辺の集落など給水区域を限定した水源としては検討に値する。

10.5 マハウェリ川

マハウェリ川は流域面積3、118 km² (Polgollaにて1、292 km²、Nanu川の合流地点において1、109 km²)で、計画対象地域における最大の河川である。一日あたりの平均流下流量は5.5百万 m³、年平均で20億m³である。マハウェリ川はKotmale川、Atabage川、Nillambe川、Pinga川、Hulu川、Maha川、Hasalaka川、Heen川等の支流がある。

ポルゴラダム地点におけるマハウェリ川の流下流量は、上流のKothmale貯水池の制御を受けている。水量は灌漑局によりPeradeniyaにて毎日観測されている。ポルゴラダムからの流下流量は、利用されている発電用水およびダムからの放流量を基に計算されている。

灌漑局のPeradeniya観測点(流域面積1、168 km²)における、1989年10月から1999年9月までの観測データによれば、流下流量の中央値は2,046,000 m³/日、7日間平均中央値は2,122,900 m³/日である。

ポルゴラダムの貯水量は4.1百万 m³で、常時運転水位は410.74m(表面積1.2 km²)、最低貯水量は2.0百万。でこのときの水位は海拔438.90 m(表面積0.7 km²)である。ダム内における平均の滞留時間は流下流量が中央値の場合で2日と推測されている。しかしながら、実際には土砂の堆積により2日間よりは短いと考えられる。

ポルゴラダムの常時運転水位はダムの堰により440.74mに維持されている。運転水位が441 mを越えた場合は、マハウェリ川を直接利用している下流域の住民に被害を及ぼさないよう確認した上でダムを開放し水位を下げている。

最低水位は438.30mである。水位がこれ以下になるとUkuwela水力発電所への送水が不可能となる。過去の最低水位は低泥を放流した場合に生じ434.34mである。

ポルゴラダムにおける流下流量の統計を表 10.4に示す。この統計によれば、これまで1943年以來58年間で39回の洪水を経験し、それぞれ高水位を記録している。

ポルゴラダムの建設は1976年にさかのぼるが、最悪の洪水は1978年に記録した高水位440.2mである。1985年8月、上流にKothmaleダムが建設され更に洪水調節の機能が強化されている。したがって、一定の期間を想定すると、高水位が440.70mを越えることはないものと判断できる。

表 10.4 過去58年間におけるマハウェリ川ボルゴラダム地点における洪水位

順位	年次	最大洪水量 (m ³ /s)	高水位(m MSL)
01	1978	3054	440.2
02	1947	2550	439.6
03	1957	1875	438.3
04	1956	1758	438.1
05	1968	1758	438.1

Mahaweli Authorityが分析した500年確率の資料を表 10.5に示す。

通常、水道施設の設計においては100年から200年程度の供用を考えるべきであるので、高水位を441mとして、取水施設等を定めれば、十分に安全性が保たれると考えられる。表に示すとおり、200年確率での高水位は440.7mである。

表 10.5 洪水量予測

確率年 (年)	予測洪水量 (m ³ /s)	予測高水位 (m MSL)
500	4000	441.80
300	3725	441.19
200	3425	440.70
100	3200	440.43
50	2850	439.83

Mahaweli River Authorityは最低流量を180,000 m³/日としている。しかしながら、1992年の2月から3月までの最悪の早魃時の資料によれば、係る期間降雨がなく降雨量が常時の40%であったが、河川水量は8日間に亘り166,600 m³/日を観測している。1993年次においても同様な記録がある。

本計画においては、2015年次において日最大水需要を169,980 m³/日と予測されている。これらのうち、65,040 m³/日は既存の水系に依存するとしている。したがって、マハウェリ川への依存水量は104,940 m³/日（約110,000 m³/日）と計算される。早魃の発生は予測しがたいが、時として起こり得ることを考えれば、地下水源はこれらの異常渇水に備え温存しておくべきであろう。

本計画地域において水需要予測を満たせる水源はマハウェリ川以外になく、またNWS&DBは既に180,000 m³/日の水利権を確保していて問題ない。

第11章 取水・浄水施設

11.1 概要

マハウェリ川水質調査に基づき、1999年JICA・F/S調査において提言された急速ろ過方式を採用する。浄水プロセスは「ス」国の他の施設で多用されている形態と同様、凝集、フロック形成、沈澱、ろ過、消毒とする。

- ・ 施設詳細設計基本構想は以下のとおりとする。
- ・ 機械設備依存は極力避け、維持管理を容易なものとする。
- ・ 上記の代わりとして、自然流下による水理的エネルギーを多用する。
- ・ 但し、維持管理を安定的に進めなければ成らないプロセスにおいては、機械・電気設備を活用し、システムの保全に努める。
- ・ 在来の材料、製品を多用することにより、建設工費の低減を図ると共に、域内産業の振興に資する。

設計フレームワークは1999年のF/S調査において提言された内容を踏襲する。即ち、フェイズ1における建設施設能力は、最終フェイズ3容量110,000 m³/日の1/3の公称能力36,670 m³/日とする。但し、取水、調整槽、一部の原水導水管、着水井、薬品注入設備棟、管理棟、および維持管理棟等の構造物はフェイズ3対応の容量にて建設する。

浄水施設の設計においては、浄水場内にて消費される水量5%を割増し施設を設計する。各施設の設計容量は表 11.1に示す。

表 11.1 設計容量

施設	フェイズ1設計容量
1) 取水構造物	115,500 m ³ /日 (3/3+5%)
2) 取水設備	38,500 m ³ /日(1/3+5%)
3) 調整槽	115,500 m ³ /日(3/3+5%)
4) 原水導水管	*115,500 m ³ /日(3/3+5%)
5) 着水井・分水井	115,500 m ³ /日(3/3+5%)
6) フロック形成池	39,700 m ³ /日(1/3+5%+3%)
7) 沈澱池	39,700 m ³ /日(ditto)
8) ろ過池	39,700 m ³ /日(ditto)
9) 浄水池	36,670 m ³ /日(1/3)
10) 送水施設	36,670 m ³ /日(1/3)
11) 薬品注入設備	39,700 m ³ /日(1/3+5%+3%)

注記: * Pressured pipe to the balancing tank will be 1/3+5% only.

11.2 設計水位

浄水処理プロセスの起点である着水井（分水井）における水位を451.68mと設定する。処理工程の最終である浄水池においては約6m下がった445.82mとする。

最低水位はスラッジラグーンの442mとする。これはマハウェリ川の最高水位よりも1m高い位置となる。これに伴い、沈澱汚泥を自然流下により排泥できるよう沈澱池の底盤レベルを443mと設定する。設計水位工程図は入札図書・図面集に示す。

11.3 原水取水場および調整水槽

11.3.1 原水取水場

マハウェリ川原水は取水場の入り口（底版レベル436m）から沈砂池を経由して取水する。底盤レベルはゴハゴダ取水地点におけるマハウェリ川の河床レベルと同レベルとし、ボルゴラダムの運転低水位よりも2.3m低い位置とする。計画最低低水位は437.6mとする。計画低水位はボルゴラダムの運転低水位と同様438.3mとする。最高高水位はマハウェリ川管理局の資料に基づき441mとする。取水ポンプ・モータ室は高水時の浸水を避けるため443mとし、計画地盤高は442.5m（高水位よりも1.5m高い位置）とする。

取水場は2系列とし、それぞれ導流部に粗めスクリーン、細目スクリーンを具備する。粗めスクリーンは手掻き、細めスクリーンは自動スクリーンとしタイマーによる自動運転とする。沈砂池の滞留時間はフェイズ3容量対応として15分とする。設計沈砂粒径は0.1mmとする。これは、既存のKMC浄水場が採用している設計沈砂粒径0.15mmよりも安全側設計となる。沈砂池の砂だまりは1mとする。維持管理用に流入路にはゲート設備を具備する。設計表面負荷率は200mm/分とする。

取水ポンプはフェイズ1対応38,500 m³/日（0.446 m³/秒）の容量のものを2台（1台予備）具備する。ポンプの運転は可変速とする。フェイズ3においては、3台常用+1台予備とし、ポンプ室の必要面積はフェイズ3対応にて計画する。ポンプの揚程はマハウェリ川の水位変動と浄水場への導水の途中に設置する調整高水位、および導水管における摩擦損失水頭を加味して設定する。

モータ室には維持管理用3.5トン用クレーンを具備する。建屋構造物は十分なスペースを保つと共にポンプ・モータ引き上げ重量に十分留意して計画する。モータ室には機側制御盤を設置する。

- | | | |
|--------|---|---|
| 1)構成 | : | 2 流入路、2 沈砂池、1 ポンプ室、1 モータ室、電気室
(フェイズ3 対応) |
| 2)寸法 | : | 6.0m 幅 x 33.5m 長 x 3.1m 深 x 2 池 |
| 3)有効水深 | : | 砂溜 1m |

- 4)滞留時間 : 15.3分(フェイズ3対応時)(10 to 20分)
- 5)表面負荷率 : 200mm/分(200 to 500mm/分)
- 6)平均流速 : 3.65cm/秒(2 to 7cm/分)

11.3.2 調整水槽

原地盤の起伏のため、取水場から浄水場までの導水管路において負圧が生じる恐れがあるため、調整水槽を設ける。調整水槽における高水位は476.0mとする。調整水槽には、不慮の余水吐きのため越流管を具備する。

導水管は口径800mmおよび1000mmのDIパイプで、総延長はおよそ1.5kmである。調整水槽までの圧送管はフェイズ2以降拡張するが、調整水槽以降浄水場着水井までの自然流下の部分はフェイズ3対応設計とする。自然流下流路には、圧力調整のため、フェイズ1の期間はオリフィスが使われる。

- 1)構成 : 1 流入槽、1 流出槽、1 越流槽
- 2)寸法 : 9.0 m 幅 x 7.0 m 長 x 4.1 m 深 x 1 池
- 3)滞留時間 : 約3分(フェイズ3対応時)

11.4 前処理

凝集処理は硫酸バンド10%溶液を原水にすばやく攪拌混合することにより行う。攪拌機はそれぞれの機械メーカーにより種々のものが紹介されているが、本計画では先に述べた基本設計構想に基づき、着水井(分水井)に設けた堰における落差により生じる水理的エネルギーを利用する。

原水のアルカリ度が20mg/lを下回るような場合はpHを調整するため前アルカリ剤として消石灰10%溶液を用いる。必要に応じて前塩素注入を行い、藻類の生成を制限すると共に、鉄やマンガン(現状は問題ないが)除去にも資する。

滞留時間は2.5分とする。有効水深は3.9mとする。整流壁、十分な面積を有し、着水井(分水井)としての機能を果たす。

設計諸元は以下のとおり。

- 1)型式 : 堰を具備した分水井を兼ねる
- 2)構成 : 1式フェイズ 3,115,500 m³/日対応
- 3)G値 : 330s⁻¹ (>300s⁻¹)
- 4)使用薬品 : 塩素----- 液体塩素
pH調整剤----- 消石灰 10%溶液
凝集剤----- 硫酸バンド 10%溶液

11.5 フロック形成池

1999年次JICA F/Sにて提言された上下う流方式を採用する。滞留時間はおよそ30分とする。フロック形成池は維持管理のため2系列とする。水理的攪拌に必要な攪拌強度G値は70～10s⁻¹とする。

計画対象区域の水需要は依然として逼迫していることは前章にて述べたとおりである。したがって、計画浄水施設は当初から設計容量である36,670 m³/日にて運転されることとなり、このことから水理的攪拌にとって不利となる処理水量の変動はさけられるものと判断できる。

計画設計諸元は下記のとおり。

- | | | |
|--------|---|--|
| 1)型式 | : | 上下う流 |
| 2)構成 | : | 2系列、3段階テーパーフロキュレーション |
| 3)滞留時間 | : | 約30分(20～40分) |
| 4)G値 | : | 10～70s ⁻¹ |
| 5)寸法 | : | 1.1m幅 x 11m長 x 3.50m深 x 2段
1.5m幅 x 11m長 x 3.50m深 x 2段
2.3m幅 x 11m長 x 3.50m深 x 2段 |

11.6 沈澱

沈澱処理は凝集・フロック形成処理された原水に含まれている浮遊成分を固液分離し、次工程のろ過操作に対する負荷を軽減する操作である。ろ過池の機能を十分に発揮させるためには沈澱処理水の除濁レベルを2～5NTUに保つことが必要である。凝集・フロック形成処理の成否が沈澱処理の成果に影響を及ぼすことは明らかである。一般的に、沈澱機能の評価には表面負荷率(処理水量/沈澱池表面積)を用いて行う。

計画している横行流沈澱池は公共水道事業には多用されている型式で、重力による固液分離を原理とし、原水の水量あるいは水質の変動に対する柔軟性が高いとされる。原水水質にもよるが、短期間であれば計画処理水量の1.5倍から2倍の水量も処理可能である。本計画では、初期建設費が他の方式に比して高いといわれているが、維持管理が容易で、かつ低廉な横行流式沈澱池を採用する。

採用設計諸元は以下のとおり。

- | | | |
|-------------|---|---|
| 1)型式 | : | 横行流 |
| 2)構成 | : | 2系列、沈澱汚泥引抜管 |
| 3)表面積負荷 | : | 25mm/分(<30mm/分) |
| 4)平均流速 | : | 0.31mm/分(<0.4mm/分) |
| 5)集水トラフ越流負荷 | : | 370m ³ /m/日(<500m ³ /m/日) |

- 6)寸法 : 11m 幅 x 41m 長 x 4m 深 x 2 系列
7)中間塩素処理 : ろ過池への流出渠

11.7 急速ろ過

11.7.1 ろ材と集水装置

既存のアンバタレ浄水場においては、当初アンスラサイトと珪砂の複層ろ材を用いて、200m/日を越える高速ろ過を採用し、長時間ろ過継続時間を実現していた。しかしながら、洗浄を繰り返すごとに、アンスラサイトが流出するという不測の事態を引き起こし問題となった。結果として、ろ過水質が悪化し「ス」国飲料水水質基準に不適合となった経緯がある。

わが国の無償資金協力により実施された、アンバタレ浄水場改修計画において、当時のJICA調査団は浄水場にてパイロットろ過実験を行い、有効径0.9mmの珪砂で、層厚900mmとして、ろ速202m/日を維持し、所定の処理効果を確認している。この実験結果を基に設計され、改修された浄水場施設は今もなお、当初の期待通りの結果を示しており、1999年から2000年までの一年間の処理データにおいては、ろ過処理濁度が1NTUを超えたのはわずか6日間みである。ただし、このとき沈澱処理データは5NTUを超えており、採用されている沈澱処理システムが原水水質の変動のため十分に機能していなかったことが窺われる。

本計画では水需要の伸びが急速であることから、当初のろ過速度の設定は150./日とし、不測の事態に備えて200 m³/日までの30%を余裕として保持する。

尚、既存のKMC浄水場のろ過速度も154～173 /日で運転されており、係る実績から本計画採用値は問題ない。

計画設計諸元は以下のとおり。

- 1)ろ速 : 150 m³/日 (< 200 m³/日 : 洗浄中においても)
2)ろ材 : 珪砂、層厚 1、200 mm、有効径 = 1.0 to 1.2 mm、
均等係数 < 1.5
3)池数 : 4 池
4)寸法 : 7.2 m x 9.6 m (= 69.1m²/unit < 150 m²)

11.7.2 ろ過池洗浄

採用するろ材層厚は通常よりも厚い層構成となっている。このため洗浄は単なる表面洗浄のみでは効果がない。2段表面洗浄装置等も考えられるが、維持管理を考慮すると不適切である。

したがって、「ス」国において多用されている、浄水による逆流洗浄と空気による洗浄

を組み合わせたタイプを採用する。

逆流洗浄速度はろ層の抑留物を排除するのに十分な速度が必要であるが、不必要に長時間に亘る方式は避けなければならない。ろ層の膨張率はろ材粒径、比重、および水温等による関数で表されるが、当地の水温条件を考慮して逆流洗浄速度を $0.25 \sim 0.30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{分}$ とする。逆流洗浄用水は、ろ過処理水を一時貯留し洗浄ポンプにより必要な圧力水を取り出す。

計画諸元は以下のとおり。

- | | | |
|----------|---|--|
| 1)逆流洗浄速度 | : | $0.25 \sim 0.30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{分}$ |
| 2)補充洗浄方式 | : | 空気洗浄、 $1.0 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{分}$ |
| 3)逆流洗浄用水 | : | ろ過水貯留槽 |

11.7.3 ろ過速度制御装置

ろ過の基本は、沈澱処理水を各ろ過池に均等に配分し、所定のろ過損失水頭に達した時点か、または24時間から48時間以内に洗浄を行い、ろ過操作を継続することである。沈澱処理水は必ずしも一定ではなく、変動することは不可避であることから、任意の段階で洗浄工程を選定できることが易しい維持管理につながる。本計画では、流入部分に堰を設け機械。電気設備に依存することなく、水理的に各ろ過池へ均等配分できる構造とし、ろ過水流出側においても堰を設け、一切の制御機構を設けない構造とする。

計画設計諸元は以下のとおり。

- | | | |
|------------|---|--------------|
| 1)ろ過方式 | : | 定速ろ過・カスケード方式 |
| 2)流入・流出の制御 | : | 堰による |

11.7.4 付属設備

下部集水装置は、採用ろ過池の構成により決まる。本計画では、安全性、据付の利便性、維持管理の容易性を考慮し、ストレーナ形集水装置を成型コンクリート製の盤にねじ込んだタイプを採用する。

計画設計諸元は以下のとおり。

- | | | |
|----------|---|----------|
| 1)下部集水装置 | : | ストレーナ形 |
| 2)支持砂利 | : | 不要あるいは少量 |
| 3)操作弁 | : | 電動弁 |

11.8 薬品注入および消毒

凝集剤として硫酸バンド、pH調整剤とし消石灰、消毒剤として塩素を使用する。これら

既存KMC浄水場においても採用されており、薬品の入手には問題ない。各薬品の注入量は表 11.2に示すとおり。これらは、既存KMCの運転実績に基づき設定したものである。各設備は薬品注入設備棟に配置する。

表 11.2 薬品注入率

	最大	平均	最小	注入点
硫酸バンド	60	30	10	着水井（分水井）
前アルカリ	30	10	5	同上
後アルカリ	20	5	5	ろ過池流出渠
前塩素	5	2	1	着水井（分水井）
中間塩素				沈澱処理井（前塩素との選択となる）
後塩素	2	1	1	ろ過池流出渠

11.8.1 硫酸バンド

硫酸バンドは50kg袋で供給し、10%溶液で注入する。既存KMC浄水場の運転実績によれば、注入率は30mg/lを越えることは確率的に低いと考えられるが、安全を考慮し最大注入率は60mg/l、平均注入率は30mg/lとする。

溶解槽は2槽設け1槽は予備とするが、実際の運転は交互に使用する。1槽の容量は少なくとも1日から2日間注入できる容量とし、各槽のサイズは2.0 m x 2.0 m x 2.5 m（有効深）とする。各槽はコンクリート製とする。それぞれの溶解槽にはスクリーン、ミキサ、越流管、流出管、液位計および必要なバルブ等を具備する。

11.8.2 消石灰

消石灰は25kgまたは50kg詰袋にて供給し、10%溶液にて注入する。既存のKMC浄水場の運転実績によれば最大注入率は20mg/lを越えないと想定できるが、安全を考慮して最大注入率30mg/lと設定する。注入率の設定は手動とする。

溶解槽は2槽とし、交互に利用する。各槽の寸法は2.0 m x 2.0 m x 2.5 m（有効深さ）とし、粉塵防止蓋、スクリーン、ミキサ、越流管、ドレン管、流出管、液位計、必要な弁類を具備する。

11.8.3 硫酸バンドおよび消石灰の貯蔵

硫酸バンドおよび消石灰の貯蔵はそれぞれ平均注入率（硫酸バンドは30mg/l、消石灰は10mg/lとする）において30日分とし、貯蔵高さは3mを超えないようスペースを配慮する。

11.8.4 塩素

塩素は1トンポンペで供給する。塩素注入設備は塩素貯留機器、運搬機器、および注入機器からなる。操作は手動とし、既存の浄水場と概ね同様とする。

1トンポンペは計重機に設置し、消費量を計測できる。塩素ガス漏洩時はポンベピットに搬入し消石灰を散布することにより中和する。塩素気化器は周囲温度が高いことから具備せず、自然気化量で賄うものとする。

注入点は、前塩素が着水井（分水井）、中塩素が沈澱処理水流出渠とし、原水水質に応じてどちらか一方を選択する。後塩素はろ過水流出渠とし、前塩素の注入状況に応じて手動にて調節する。

11.9 浄水池

浄水池は中仕切り壁により2層に分割できる構造とする。滞留時間は1時間プラス場内用水量とする。洗浄用水はろ過池流出渠からポンプにより分岐する。

浄水池の流入と流出には弁を設置し、維持管理に供する。池内にはう流壁を設け死水域を極力減じる構造とする。不慮の事態に備え越流管を具備する。

11.9.1 ろ過池洗浄水槽

ろ過池洗浄用高架水槽は小規模浄水場においては、洗浄用に供するポンプの容量を減じることができ、有利な方法である。

本計画のような規模では、ろ過池数が最終的に12池となることから、2時間ごとに洗浄用ポンプの運転が必要となり、必ずしも有利とは言えない。各運転は少なくとも数十分の運転時間となり、非常時のことまで考慮すれば、常時送水しているものと同様な状況となる。したがって、本計画においては洗浄用高架水槽は設けず、ポンプによる直接洗浄方式とする。

11.10 汚泥処理

沈澱池における沈澱汚泥はスラッジラグーンへ自然流下により排泥する。スラッジラグーンは広大な用地を要するが、温暖な気象条件が期待できる熱帯地方では適正な処理方法と言える。乾燥汚泥はトラックで搬出する。生成沈澱汚泥量は含水比を98%と想定し35,380 m³/年となる。乾燥汚泥量は含水比を70%と見込み、2、360./年となる。2池のスラッジラグーンはそれぞれ2、450. (>2、360./年)とし、交互に運転する。

計画設計諸元は以下のとおり。

- 1) 池数 : 2 (交互運転) t フェイズ 1 対応
2) 寸法 : 70m x 35m x 1m (有効深さ)

11.11 サンプルングおよび水質試験設備

原水、沈澱処理水、およびろ過水を常時水質試験室へ送り、浄水プロセスの管理に資する。原水は原水管の余剰水圧により自然流下により水質試験所まで送る。沈澱処理水はサンプルングポンプを設置し、水質試験室まで送る。ろ過処理水は場内給水と同様水質試験室の給水栓にてサンプルングする。その他、各地点においてサンプルングが可能となるよう構造を配慮する。

水質試験室においては、物理・化学的試験ならびに生物学的試験が行えるよう必要な機器を具備し、水道施設の管理に資する。

また、本水質試験設備は「ス」国の中央地域における最初の大規模設備となることから、浄水・水質にかかる総合的な研究施設としての役割も担うこととなる。

11.12 配管

全ての必要な配管を具備し各設備を有機的に接続する。詳細は設計図書を参照する。

11.13 管理棟

2階建て構造とし、1階には玄関、一般事務室、OIC室、水質試験用ラボおよび担当者の室、水質試験用薬品貯蔵室等を、2階には、場長室、技師室、会議室、監視室等を具備する。

11.14 維持管理棟

維持管理棟は1階建構造とし、2事務室、ガレージ、ワークショップ、配管組み立てヤード、ストーリッジ等を具備する。入り口はシャッターを備え、維持管理の便に供する。天井には機器を搬入・移動するためクレーンを設ける。

11.15 その他の設備

11.15.1 場内給水

場内給水は送水ポンプ場に設置する、専用の給水設備により給水する。給水設備のサクシオンラインは送水ポンプと共用とする。

11.15.2 自家発電機

「ス」国の配電状況は全く不安定である。CEB（配電公社）の資料によれば、停電が頻発している。取水場および浄水場においては、自家発電設備が必須と考えられる。

取水場および浄水場にそれぞれ、受電施設棟を建設し、それぞれに必要な自家発電設備を具備する。

第12章 送水・配水施設

12.1 概要

フェイズ1事業における送・配水システムは、既存と新設を含めて合計29箇所の配水池、7箇所の新設増圧ポンプ場、新カツガスタタ浄水場からの送水管、および新設配水池からの増強配水管網から成る。これらの施設は、フェイズ2と3の基礎条件を備えた最適システムとなるよう計画した。上水道システムを効率的に運営できるよう、全給水区域を11の区域、すなわちi) Gohagoda/Yatihelagala、ii) Katugastota/Uduwawala、iii) Katugastota/Kahawatte、iv) Katugastota/Madawala、v) KMC/Kandy Four Gravets(1)、vi) KMC/Kandy Four Gravets (2)、vii) Katugastota/Kundasale、viii) Talatuoya、ix) KMC/Eriyagama、x) KMC/R2、xi) KMC/Uda Peradeniya、に区分した。これらは、KMCの既存浄水場の給水区域と区分している南部給水境界から北部給水境界までの全体給水区域を網羅している。

12.2 改善計画

各配水区域の改善計画は、増大する水需要に備えて、最小限の施設の補強で最大限に既存施設を活用できるよう計画した。各ゾーンの改善計画は以下のとおり。

Katugastota/Uduwawala Zone

カツガスタタ浄水場からKondadeniya配水池への送水は、エネルギーを有効に活用するため、かつ維持管理が容易となるよう、既存のKondadeniyaポンプ場を経由しないで、パイプスにより直接ポンプ圧送する。

Katugastota/Kahawatte Zone

Kahawatte配水池からKurugoda配水池までの送水管は、当初計画ではフェイズ1において225mm uPVCで、フェイズ3において250mm DIにて接続する計画としていたが、本計画においては、フェイズ1にてフェイズ3対応容量の350mm DI1本で接続する。これは、送水管ルートの一部が主要幹線道路A9を貫通する計画で、この部分の道路幅が狭い上に既に電話線や給水支管が布設されており、将来2本目の水道管を布設することが困難となるからである。

Katugastota/Madawala Zone

Pinga Oya にある地下水源はフェイズ 1 完成後廃止される。この水源から Balanagala 配水池人の既存送水管は、その上部 Madawala 道路から Balanagala 配水池までの区間は、将来も送水管として利用することとし、本建設工事費用を節約する。

既存の Polgolla 浄水場から Bangalawatte and Pihilladeniya の両配水池への送水管は、フェイズ 1 完成後カツガスタタ浄水場から送水されるので、配水管あるいは緊急用の送水管として利用する。

Polgolla/Yatihelagala Zone

既存の送水管150mm uPVCは将来水量を送水するだけの能力が無いために、新設送水管を新・旧のGohagoda配水池に繋ぎこむ。

KMC/Kandy Four Gravets Zone

カツガスタタ浄水場から KMC 内に建設する 3 箇所の配水池、Uplands、Asgiriya と Bahirawakanda へ送水するため新設送水管を布設する。Bahirawakanda 配水池への送水管にはインラインポンプ場を設け増圧する。

Bahirawakanda 配水池の必要容量は 1、600 . と見積もられていたが、利用可能な 土地は非常に険しい斜面で、600 . 以上の容量の配水池を建設することができない。したがって、差分の容量は Asgiriya と Uplands 配水池（KMC 内の広範囲な給水区域をカバーする）を増量することにより調整した。

KMC/R2 Zone

既存 Primrose 配水池は鋼製タンク（Braithwaite タイプ、過去数年にわたって漏れている）で 1985 年に建設された。KMC は ADB 融資事業により本配水池と関連する送配水管を改修することとしており、本計画から除外することで合意した。

KMC/Uda Peradeniya Zone

既存 Dangolla 配水池への送水管は配水管路としても利用されているため、流入量が非常に少なく、有効に活用されていない。この状況を緊急に改善するために、KMC は ADB 融資事業により KMC 浄水場の送水ポンプ設備と新しい送水管路を建設することとしており、本計画では、フェイズ 1 において新配水池のみを建設することで合意した。

本計画実施後は、KMC の域外では合計 21 箇所、KMC 内では合計 8 箇所の配水池によるシステムとなる。新配水池の位置選定については、JICA ・ F/S 調査を基に、自然流下により広範に配水できるよう決定した。

表 12.1 は各配水区域の各フェイズの水需要量を示す。

各配水区域を特定するために、1 万分の 1 の地形図により、既存と新設の配水池、既存の配水管網、Grama Niladhari Division (GND) 境界線など必要な情報を地図上に記載し活用し

た。これにより、各配水池から自然流下により配水できる区域、すなわち残存水頭が6m以上となる区域を決めた。同時に、Divisional Secretariesから各GNDの2000年における人口を入手し、また、各OIC（NWS&DBの出先事務所責任者：Office In Charge）から既存の配水管網状況や地形を考慮した給水人口の情報を入手し、これらの情報、区域内人口、地形情報、水理条件などを基に、2000年時の潜在給水人口を評価した。

この評価結果とOICの設定した地域の特性を考慮した将来の人口成長率、2.5%（高）、2.0%（中）、1.6%（低）とし、さらに2005年（フェイズ1）、2010年（フェイズ2）、2015年（フェイズ3）として給水人口予測を行った。ただし、KMCに関しては100%普及率を前提とした。

表 12.1 各給水区域ごとの水需要

配水池		日最大水需要 (m ³ /d)		
No.	名称	2005	2010	2015
1. Katugastota – Uduwawala Zone				
1.1	Kulugammana	1,285	1,447	1,910
1.2	Kondadeniya	1,591	1,804	2,000
2. Katugastota – Kahawatte Zone				
2.1	Kahawatta	1,828	2,180	2,773
2.2	Kurugoda	1,894	2,226	2,773
2.3	Telambugahawatta	1,513	1,821	2,310
3. Katugastota – Madawala Zone				
3.1	Kahalla	2,092	2,331	2,773
3.2	Pihilladeniya	928	1,066	1,200
3.3	Bangalawatta	1,276	1,450	1,848
4. Polgolla – Gohagoda Zone				
4.1	Gohagoda (New)	816	1,069	1,400
5. KMC- Kandy Four Gravets Zone				
5.1	Asgiriya	10,465	14,740	15,609
5.2	Upland	7,612	10,830	11,170
5.3	Hantana Place (NWS&DB)	320	366	398
5.4	Mullepihilla Low	395	449	500
5.5	Heeressagala Middle (NWS&DB)	322	396	500
5.6	Heeressagala Upper	401	550	694
5.7	Elhena	826	990	1,200
5.8	Mullepihilla Low	395	449	500
6. KMC- R2 Zone				
6.1	Bahirawakanda	1,950	2,040	2,180
6.2	Primrose	1,770	1,860	1,980
6.3	Heeressagala Low	577	678	800
6.4	Heeressagala Middle (KMC)	322	396	500
6.5	Hantana Place (KMC)	190	230	260
7. KMC – Uda Peradeniya Zone				
7.1	Dangola	1,330	1,390	1,490

12.3 計画配水区域の特徴

Kahalla SR Area

Kahalla SRは高架式 (HWL : 491.25m、LWL : 485m) とし、600 m³の容量を有し、約2.55km²の地域に給水する。新規配水管網により既存の配水管網を補強する。現在の給水区域はBalanagala配水池から給水されているが、新配水池が供用開始すれば、Balanagala配水区域とKahalla給水区域は分離される。分岐箇所にはバルブを設置し必要に応じて相互融通可能とした。

Banttalawatte SR Area

Banttalawatte 配水池 (HWL : 521.28m、LWL:518.28m) は300. の容量で、既存の配水池 (100 m³) に隣接して建設する。この配水池が給水する区域は約4.60km²である。既存の配水管網は給水区域をほとんどカバーしているが、適切な配水を行うには補強配管が必要である。この給水区域はPihilladeniyaとNapana配水区域と隣接するため、分岐バルブを設置し相互融通できるよう配慮した。

Pihilladeniya SR Area

Pihilladeniya配水池 (HWL : 524.14m、LWL : 522.14m) の容量は200. で、Bangalawatteha配水池と同様に既存の配水池 (100 m³) に隣接して建設される。給水区域は約3.18km²で、Polgolla給水区域の一部となる。配水管を追加し既存の配水系統を補強する。係る配水区域はBangalawatteも配水区域とリンクしている。

Kahawatte SR Area

Kahawatte配水池は高架式 (HWL : 522.25m、LWL : 516.0m) とし、容量は600 m³を有す。現在、Akurana WSSから給水されている給水区域のうち約7.04km²の区域を分担する。既存の配水管網を活用し、かつ補強配水管を追加する。この配水管網は3箇所の分岐バルブによりAkurana配水管網と分離される。

Kurugoda SR Area:

Kurugoda配水池は600 m³ (HWL : 573m、LWL:569m) の容量を有し、約4.0km²の給水区域を分担する。この区域は、現在Alawatetgoda WSSにより給水されている。既存の配水管網を活用し、かつ補強配水管を追加する。この配水区域は、北側でVilana配水区域およびOwissa配水区域と南側でAkurana配水区域と接しており、境界に分岐バルブを設置し緊急時には相互融通が出来るよう配慮した。

Thelambugahawatte SR Area

Thelambugahawatte配水池は高架式（HWL：566.75m、LWL：561.5m）とし、容量500 m³を有し、約2.90km²の給水区域を分担する。この区域は現在AlawatugodaとAkurana WSSから給水されているものの、既存の配水管は極めて少なく新規配水管を増強し給水する。Akurana配水区域との境界に分岐バルブを設置する。

Kulugammana SR Area

Kulugammana配水池（HWL：583.25m、LWL：579.25m）の容量は100 m³で、既存配水池（300 m³）と隣接し建設する。既存の配水管網は配水区域全域をカバーしているが、配水区域の北部への給水はフェイズ2においてNugawelaに新配水池が建設されるまでポンプ圧送する。

Kondadeniya SR Area:

Kondadeniya配水池（HWL：535.25m、LWL：531.25m）の容量は200 m³で、既存の配水池（300 m³）と隣接し建設する。この配水池がカバーする給水区域は約2.78km²である。既存配水管網は給水区域に行きわたっており、増強配水管は計画しない。

Gohagoda SR Area:

Gohagoda配水池（HWL：531.2m、LWL：527.2m）の容量は200 m³で、既存の配水池（150 m³）と隣接し建設する。既存の配水池の最高水位では給水できない高い区域は新設配水池から配水する。この配水池が受持つ給水区域は約2.14 km²である。給水拡張区域に対して新規配水管を考慮する。この給水区域はGohagoda old、Yatihelagala、KulugammanaとWegiriya配水区域と接しているため、各境界には分岐バルブを設置し緊急時には相互融通が出来るよう配慮する。

Heerassagala Middle SR Area:

この配水池（HWL：617.0m、LWL：613.0m）は250 m³の容量を有し、一部をKMC内に配水すると共に、KMC外の約0.58 km²に配水する。近年開発された新興住宅地区も新しい給水区域に統合される。この区域には配水管が少なく、フェイズ1にて新たな配水管を区域内に布設する。Heerassagala Upper配水池へ送水する増圧ポンプ場もこの配水池に隣接して建設される。

Heerassattala Upper SR Area

Heerassattala Upper配水池（HWL：678.0m、LWL：674.0m）は200 m³の容量を有し、約0.48 km²の配水区域に給水する。既存の配水管網は将来の水需要には十分対応できないため、拡張用と補強用の配水管が必要となる。この新設配水池は既存のElagollaとHantana Middle配水

区域と接しているため、分岐バルブを設置する。

Hantana Place SR Area

Hantana Place配水池 (HWL:641.0m、LWL:637.0m) は200 m³の容量を有し、約0.85 km²の配水区域に給水する。この配水池は、既存のHantana UpperとHantana Lower WSSの給水区域内の比較的標高の高い南西部を分担し、既存配水の負担を軽減する。KMCの要請によりKandy病院とNagastenna地区に対してもこの配水池から給水する。拡張区域に対する配水管を増強する。

Elhena SR Area

Elhena配水池 (HWL:615.0m、LWL:611.0m) は300 m³の容量を有し、既存のAmpitiya配水区域の北側と西側の比較的標高の高い区域を含め、約4.46 km²に対して給水する。フェイズ1では既存の配水管網を改善するための補強配水管を布設する。また、この配水区域と隣接するAmpitiya配水区域と統合できるよう分岐バルブを配水区域の境界に設置する。

Mullepihilla Low SR Area

Mullepihilla Low配水池 (HWL:713.0m、LWL:709.0m) は100 m³の容量を有し、約0.55 km²の配水区域に給水する。既存の小規模配水池25も活用する。配水区域は狭く細長い形状となっており、配水管は枝状に布設されている。

SR Areas within KMC

本計画においてKMC内の5箇所に配水池を建設する。それぞれの容量と水位は、Asgiriya: 4,100 m³ (HWL:567.0m、LWL:561.5m)、Uplands:2,960 m³ (HWL:566.0 m、LWL:560.0m)、Bahirawakande: 600 m³ (HWL:629.0m、LWL:625.0m)、Dangolla:500 m³ (HWL:531.6m、LWL:527.6m) およびHeerassagala Low:200 m³ (HWL:570.0m、LWL:566.0m) とする。既存の小容量配水池がUplands (57 m³)、Dangolla (180 m³) およびBahirawakande (91 m³) にある。Asgiriya、Uplands、およびBahirawakandeの3箇所の配水池はKMC内の北側区域を、その区域内でもBahirawakande配水池は西側の比較的標高の高い区域を分担する。DangollaとHeerassagala low配水池はKMCの南側区域に給水する。Primrose配水池の建設は、前述のとおり本計画から除外しKMC/ADB事業にて実施される。

12.4 送水管路

各配水池が受持つ給水区域のフェイズ1からフェイズ3までの水需要量は表 4.1に示す。フェイズ1で布設する送水管の口径別延長は表 12.2に示す。

表 12.2 フェイズ1送水管整備

管種	口径 (mm)	布設管長 (m)		合計 (m)
		KMC System	Katugastota System	
DI	800	0	415	415
	700	0	1,850	1,850
	600	0	3,272	3,272
	500	0	4,390	4,390
	400	0	2,020	2,020
	350	1,002	4,309	5,311
	300	1,782	4,605	6,387
	250	0	4,624	4,624
	200	4,539	3,940	8,479
	150		0	1,972
uPVC	225	1,190	492	1,949
	160	510	0	767
	90	160	0	149
合計		9,400	29,917	41,585

12.5 配水管路

設定された各給水区域に基づいて、既存配水管網は各配水区域の境界にバルブを設置し給水区域を明確に区分する。配水池から既存管網までの配水本管、既存管網の補強配水管の追加、拡張区域の配水管は、設計条件と表 12.3に示した条件に基づき水解析を行い必要口径を決定した。

配水池から既存の配水管網に繋ぎこむ配水本管は、将来の水需要予測の変動を考慮し余裕を見込み最適口径を決定した。フェイズ1にて追加する配水管は、既存の配水管網への補強ならびに給水区域の拡張に伴う配水管で、特に、OICからの情報収集により判明した給水事情の悪い区域に対して優先度を与え増強した。

表 12.3 フェイズ1 給水計画

給水区域		配水池	
No.	名前	給水タイプ	備考
1	Kahalla	Single supply	
2	Bangalawatta and Pihilladeniya	Double supply	With existing SRs
3	Kahawatta	Single supply	
4	Kurugoda	Single supply	
5	Telambugahawatta	Single supply	
6	Kulugamma	Single supply	
7	Kondadeniya	Single supply	
8	Gohagoda (New)	Double supply	With existing SRs
9	Heeressagala Middle (NWS&DB)	Single supply	Also supply to KMC
10	Heeressagala Upper	Single supply	
11	Hantana Place (NWS&DB)	Single supply	Also supply to KMC
12	Elhena	Single supply	
13	Mullepihilla Low	Single supply	

フェイズ1で拡張する配水管の総延長は27.7kmとなり、その口径別内訳を下表に示す。

表 12.4 フェイズ1 配水管整備

管種	口径 (mm)	布設管長 (m)		合計 (m)
		KMC System	Katugastota System	
DI	500	682	0	682
	450	1,206	0	1,206
	400	329	0	329
	300	0	873	873
	250	586	2,054	2,640
	200	0	41	41
	100	0	237	237
uPVC	225	0	7,412	7,421
	160	0	6,981	6,981
	110	0	3,454	3,454
	90	0	3,832	3,832
合計		2,803	24,884	27,687

12.6 配管設計

12.6.1 水理設計

管路の水理計算は一般的に使用されているHazen & Williams公式を用いて行う。

$$H = 10.666 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85} \times L$$

ここに、H：損失水頭（m）

C：粗度係数

D：管口径（m）

Q：流量（ /sec）

L：管延長（m）

“C”はセメント・モルタルのDI新管とuPVCの新管は130とする。

計算に採用した粗度係数（C）は表 12.5に示す。

管内の最大流速は最も経済的で適切な流速とする（約1.0m/sec）。日最大給水量と日平均給水量の比率は1.2とした。配水池の流入口での残存水頭を5m以上となるように設定した。

KMC以外の配水管網内での最小水頭は、時間最大給水時において家庭給水栓にて6bars（0.6kgf/cm²）と設定した。

表 12.5 摩擦係数

管種	布設状況	摩擦係数 (C)
Cast Iron	既存	90
uPVC、 ACP	既存	120
Ductile Iron (DI)	新設	140
uPVC	新設	140

12.6.2 配管材料

現在、DIは口径250mm以上の中口径から大口径に至るまで幅広く使用されている。DIは耐久性があり、布設・接合が容易でありジョイント部分には柔軟性がある。DIは内面をセメント・モルタルで、外面は歴青質のコーティングによって腐食から保護されている。

250mm未満の小口径については、コストと管の特性を考慮しuPVC管を採用する。uPVC管は「ス」国内で製造されているので経済的である。

12.6.3 管路構造物

カツガスタタ浄水場からKMC内の北部に建設するBahirawakanda、AsgiriyaとUplands配水池へ送水するルートには、マハウェリ川を横断するため水管橋を設置する。フェイズ1にお

いて800mm、フェイズ3においては400mmを追加添架する計画である。この送水管ルートはフェイズ2ではさらに遠隔地であるTalwatte配水池とR2配水池へ延長される。フェイズ3においてGurudeniya、Talatu-OyaとHaragama配水池まで延長する計画である。

小配管については、道路橋構造あるいは橋脚への直接添架が可能と考えられるが、最終的に採用した設置方法は道路管理者（RDAおよび町村）、および他の関係当局との協議に基づき決定した。本計画においては、ほとんどの独立した水管橋を採用した。

鉄道横断は、鉄道局の管理の基に施工され、必要経費はNWS&DBが本事業費の一部として支払う。

管路の土被りは1mとし、路面荷重に耐えられ、かつ管内が空でも浮き上がらない深さを適用した。土質条件が悪い場合には適切な支持基礎あるいは防食を施し、管路の不等沈下や腐食からパイプを保護する。

管路縦断の低い箇所には、パイプ内を洗い出すための排水設備を設ける。また、管路縦断の高い箇所には、空気弁と安全弁を設置し、管路内に溜まった空気を排出し、突然の水流出あるいはウォーターハンマーにより水柱分離を生じないように管内に空気を供給する。排水設備、空気弁は仕切弁の前後に設置する。将来の接続・分岐のため必要な箇所には仕切弁を設置する。

12.7 配水池

12.7.1 配水池の設計

配水池には地上式と高架式の2タイプを採用した。配水池容量は、各配水区域の日最大水量の約6時間分を基本とし、一日の給水量変動を吸収すると共にCEBからの電力供給がストップした場合など補修や維持管理などにも対応できる容量とした。

地上式配水池は、設定配水区域内を自然流下により給水栓にて最小残存水頭0.6 bar、を保持できる場合採用した。

高架式配水池は、設定配水区域内の標高が配水池用池よりも高い部分がある場合採用した。高架式配水池の高さは、地盤高さから低水位まで最大25mを限度とした。

配水池への流入量が最高水位に達したときには、流入管に設置されているフローとバルブが閉まり、流入は止まる。オペレーターは何時でも配水池の水位を知り、ポンプにより送水されていることが分かるよう、フロート式簡易水位計を設置する。

12.7.2 新配水池

フェイズ1では総容量12、710 m³を有する計19箇所の配水池を建設する。13箇所の配水池はKMCの区域外に、残りの6箇所はKMC区域内に計画した。各新配水池の設計容量と水位

(HMLおよびLML)を表 12.6に示す。

表 12.6 フェイズ1計画配水池

Node No.	配水池	最低水位	最高水位	新規容量 (m ³)	タイプ	既存容量 (m ³)
Katugastota System						
PG	Clear Water Reservoir	442.68	445.68			
6	Kahawatte SR	516.00	522.25	600	Elevated	
7	Kurugoda SR	569.00	573.00	600	Ground	
10	Akurana SR	508.00	512.00		Ground	600
8	Thelambugahawatte SR	561.50	566.75	500	Elevated	
3	Kahalla SR	485.00	491.25	600	Elevated	
500	Balanagala SR	513.00	515.00			450
26	Bangalawatte SR	518.28	521.28	300	Ground	100
25	Pihilladeniya SR	522.140	524.14	200	Ground	100
5	Kondadeniya SR	531.25	535.25	200	Ground	300
14	Kulugamma SR	579.25	583.25	100	Ground	300
65	Gohagoda SR (new)	527.00	531.20	200	Ground	
65	Gohagoda SR (low)	524.00	528.00			150
65G	Gohagoda SR (old)	524.00	528.00			300
AG	Asgiriya SR	561.50	567.00	4、100	Elevated	
AG'	Asgiriya Pump Station		-	-		-
57	Bahirawakanda SR	625.00	629.00	600	Elevated	204
17	Uplands SR	560.09	566.00	2、960	Ground	27
KMC System						
KMC	KMC Treatment Plant	471.00	475.00			
63	Primrose	631.50	635.50	(by ADB)		501*)
582	R2	549.49	555.00			3、636
583	R3	613.00	617.00			1、136
66	Dangolla SR	527.60	531.60	500	Ground	118
54	Heerassagala (low) SR	566.00	570.00	200	Ground	
55	Heerassagala (middle) SR	613.00	617.00	250	Elevated	
56	Heerassagaa (upper) SR	674.00	678.00	200	Ground	
61S	Hantana Place SR	637.00	641.00	200	Ground	
60	Ampitiya SR	582.50	586.00			900
60M	Meekanuwa	633.00	635.00			225
60+	Mullepihilla (new) SR	709.00	713.00	100	Ground	
60'	Mullepihilla (old) SR	672.50	674.36			25
60"	Mullepihilla (high) SR	728.00	731.00			45
60E	Elhena SR	611.00	615.00	300	Ground	

Note: under the KMC (ADB) project.

Total = 12, 710 m³

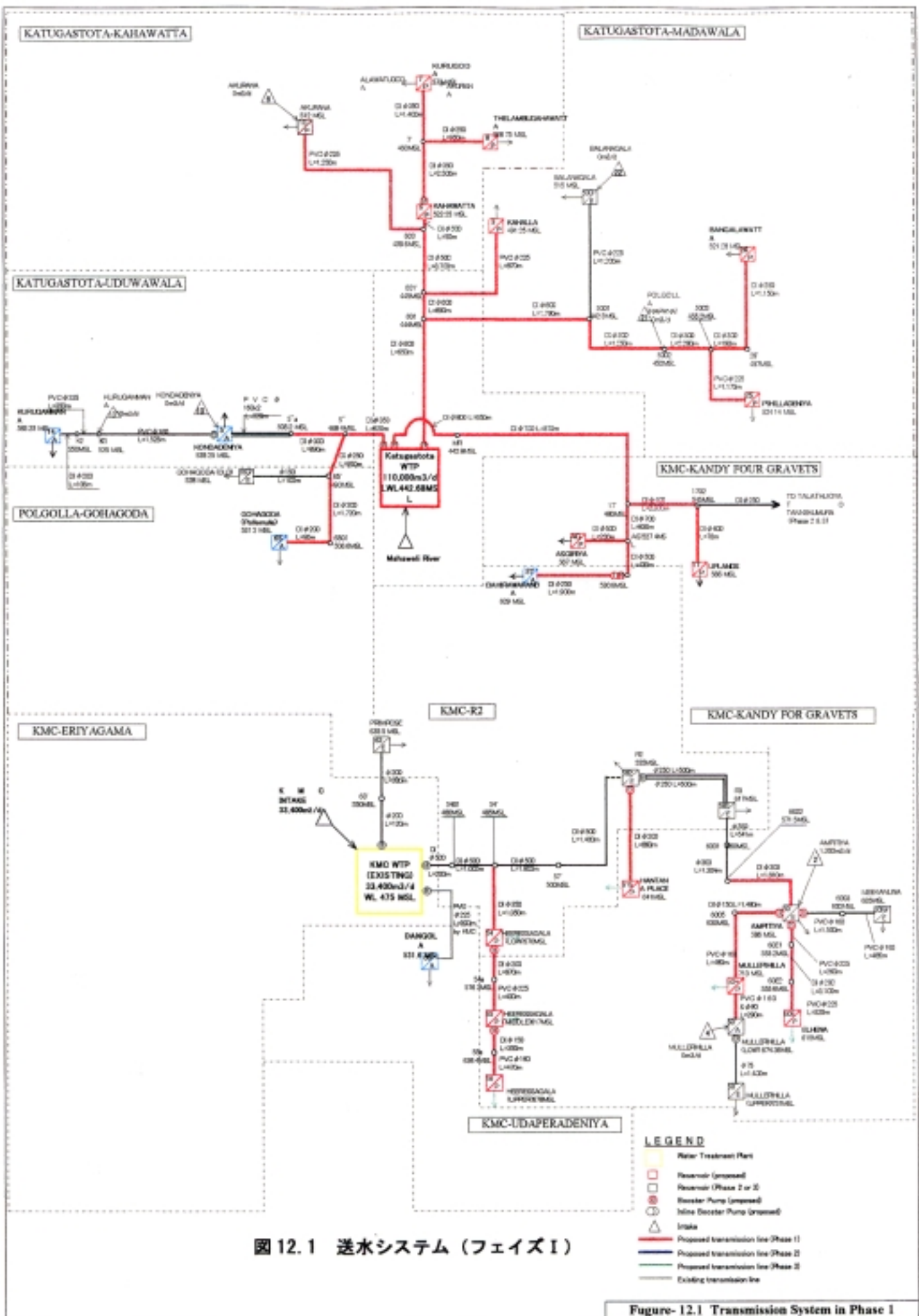


図 12.1 送水システム (フェイズ I)

Figure-12.1 Transmission System in Phase 1

第13章 土木構造設計

13.1 適用基準

構造計算においては下記の英国基準を採用する。

- BS 8110 : 1985 For framed building structures and
- BS 8007 : 1987 For water retaining structures

その他の詳細設計においては、以下に示す英国基準を始めとして、世界的に通用している基準を採用する。

- BS 5950 - Structural steel
- BS 5400 - Bridges and related structures
- BS 8004 - Foundations
- BS 6399 Part 1 - Design loading for buildings -Live Loads
- BS CP3 chapter V Part 2 - Basic data for the design of buildings Wind loads
- BS 6312 - Guide to selection of constructional sealants
- BS 4449 - Hot rolled steel bars for the reinforced concrete
- BS 4461 - Cold worked steel bars for the reinforced concrete
- BS 5328 - Specification for concrete including ready-mixed concrete

必要に応じて、コンピュータプログラムを活用して設計に供する。

13.2 水密構造における設計基準

13.2.1 コンクリート

現場打ちコンクリートはBS12の35規格（設計基準強度 35N/mm^2 ）を採用する。最大水セメント比は0.45とする。

捨てコンはBS12の15規格（設計機運強度 15N/mm^2 ）を採用する。

採用するセメントは土質調査に基づくものとするが、一般的には英国基準に適合した普通ポルトランドセメントを採用する。

13.2.2 鉄筋

プレストレストを採用しない鉄筋は高張力異形鉄筋または普通鉄筋とし、許容引張り応力度はそれぞれ、 460N/mm^2 または 250N/mm^2 とする。

13.2.3 設計の前提

設計は英国基準BS 8110およびBS 8007に基づき、終局強度法を採用する。

(1) 構造計算

- a) 水密構造物設計においては、使用限界状態および終局限界状態設計法を採用する。
- b) 水密構造物における安全係数は、終局限界状態においては 1.4、使用限界状態においては 1.0 とする。
- c) 浮力に対する安全係数は 1.1 とする。
- d) 鉄筋構造における最大ひび割れ幅は水密構造では 0.2 mm とする。特に考慮しなければならない使用状況のもとでは 0.1 mm とする。
- e) 撓みは英国基準 BS 8110 に基づき検討する。
- f) 材齢初期における温度・乾燥収縮によりひび割れは英国基準 BS 8007 に基づき検討する。

(2) 構造解析

- g) 水密構造物を解析する場合、満水および空の両方の場合を検討し最も危険な状況に基づき解析しなければならない。特に、転倒およびすべりについて検討を要する。
- h) いかなる限界状態においても、水位は出口が何らかの理由によりふさがれたものと仮定して、天端まであるものとする。
- i) いかなる場合も、土圧が水圧を打ち消すものと仮定してはならない。
- j) 温度応力による天版のすべりは何らかの方法により防がねばならない。天版を側壁に固定する場合、側壁には天版の収縮による応力が伝達されるので注意を要する。
- k) 上で覆った天井スラブは荷重として扱うことができ、建設時荷重として 5.0kN/m^2 を考慮する。

13.3 水密性を要さない鉄筋コンクリート構造の設計基準

13.3.1 コンクリート

プレストレスを使わない鉄筋コンクリート構造におけるコンクリートは、BS12グレード12を採用する（設計基準強度 25N/mm^2 ）。

捨てコンは水密を要する構造と同様BS12グレード15を採用する（設計基準強度 15N/mm^2 ）。

13.3.2 鉄筋

プレストレスを使わないコンクリートでは、高張力異形鉄筋（ 460N/mm^2 ）または普通鉄筋（ 250N/mm^2 ）を使用する。

13.3.3 設計の前提

建築構造ならびにフレーム構造物の設計においては英国基準BS8110：1985 “ Structural use of concrete ” を採用する。

13.4 鋼構造

英国基準BS5950：1985 “ : The structural use of steel work in building ” またはその他の国際規格に基づいて設計する。

13.5 環境条件および荷重条件

13.5.1 風荷重および荷重

横荷重は風荷重のみとなるが、「ス」国には適用規格がないため、報告書“ Design of buildings for high winds in Sri Lanka Ministry of Local Government, Housing and Construction ” において使われている英国基準、BS CP3 Chapter Vを採用する。

係る報告書によれば、計画対象地域はゾーン3に属し、風速 34m/s と規定している。本設計においては、数字を丸めて 40m/s を採用する。

13.5.2 活荷重の基準

- ・ 人の載らない屋根 : 1.5 kN/m²
- ・ 設備が載荷する屋根 : 実荷重または BS 6399
- ・ 設備室床 : 最低 10.0 kN/m² または実設備荷重のうちどちらか大きいほう
- ・ トラックが載荷する床 : BS5400 HA type loading
- ・ 一般群集荷重 : 5.0 kN/m²
- ・ 事務室 : 3.0 kN/m²
- ・ 電気室 : 最低 12 kN/m² または実設備荷重のどちらか大きい荷重

13.5.3 土圧に関する基準

- ・ 密なる土圧 : 20.0 kN/m³
- ・ 主動土圧係数 : 0.33
- ・ 受動土圧係数 : 3.0
- ・ 壁への追加荷重 : 0.9m 土圧または HA 荷重・等分布荷重
- ・ 水圧 : 地下水位
- ・ 水の密度 : 10kN/m³
- ・ 許容池耐力 : 土質試験による

第14章 機械設備

14.1 取水ポンプ

マハウェリ川における取水地点における水位変動に対処するため、可変速ポンプを採用する。

可変速ポンプの利点は以下のとおり。

- ・ 連続性の保持 - 揚程の変動に関わらず、滑らかな運転が可能。極数による運転方式も同様ではあるが、制御系統が複雑となる。
- ・ 低運転費用 - 極数変更による運転に比し運転費が低廉

取水ポンプの運転方式は下図に示すとおり、可変速ポンプとその揚水流量により自動運転する。

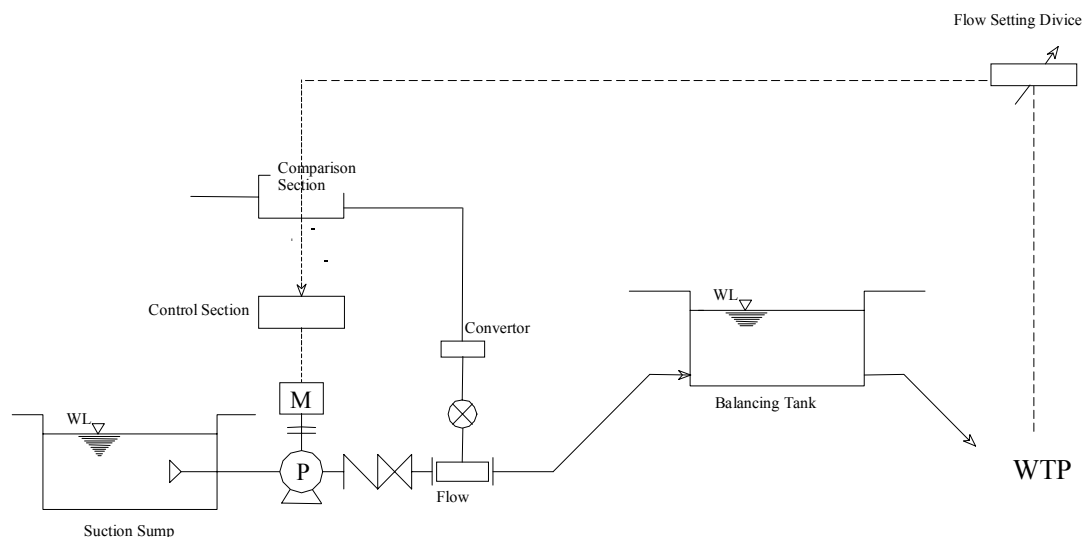


図 14.1 取水ポンプ制御

取水ポンプに係るサージの検討によれば、取水ポンプのサージ保護は不要である。

計画設計諸元は以下のとおり。

- | | |
|-------|--------------------------------|
| 1) 台数 | : 2台 (但し1台予備) |
| 2) 型式 | : 縦軸両吸込渦巻きポンプ |
| 3) 容量 | : 446 l/秒 (26.74 . /分) |
| 4) 揚程 | : 44.0m (運転範囲 38.0m ~ 44.0m) |

14.2 沈澱汚泥掻き機

水中ロープ牽引式、リンクベルト式、往復形等について比較検討した結果、以下の特徴により、往復形を採用する。

- ・ 安価 - 単純な構造であることから安価である。
- ・ 運転が容易 - 単純な構造であることから、現地においても維持管理が可能

14.3 送水ポンプ

14.3.1 ポンプ選定

A-1 (Upland/Asgiriya/Kondadeniya、 etc)、A-2 (Gohagoda) and A-3 (Kahawatta etc) システム用送水ポンプはフェイズ1対応にて、A-4 (Uduwawala) システムはフェイズ2対応にて仕様を設した。詳細は表 14.1に示す。

横軸渦巻きポンプを採用する。縦軸渦巻きポンプも採用可能ではあるが、据付面積が大きく難がある。必要台数は現地において維持管理が容易な低圧モータ (500kW以下) 採用を考慮して設定した。

表 14.1 送水ポンプ

No.	配水池		日最大 (m ³ /day)	ポンプ No.		容量 (m ³ /min)	揚程(m)
				常用	予備		
A-1	Upland/Asgiriya	3	17、600	1	1	12.22	134
A-2	Gohagoda Kondadeniya	3	4、710	1	1	4.08	104
A-3	Kahawatta etc	6	14、390	1	1	9.99	93
A-4	Uduwawala	-	-	-	-	-	-

サージ対策としてサージタンク、圧力水槽、フライホイール等が可能であるが、維持管理が容易なフライホイールを採用する。

14.3.2 ポンプ運転制御

送水ポンプは、変動する各配水池の需要に応じて運転しなければならない。それぞれのシステムは複数の配水池からなることから、可変速ポンプ等の対応が必要となる。

配水池の流入制御は、図 14.2に示すフロート形流入弁を採用する。フロート形流入弁の

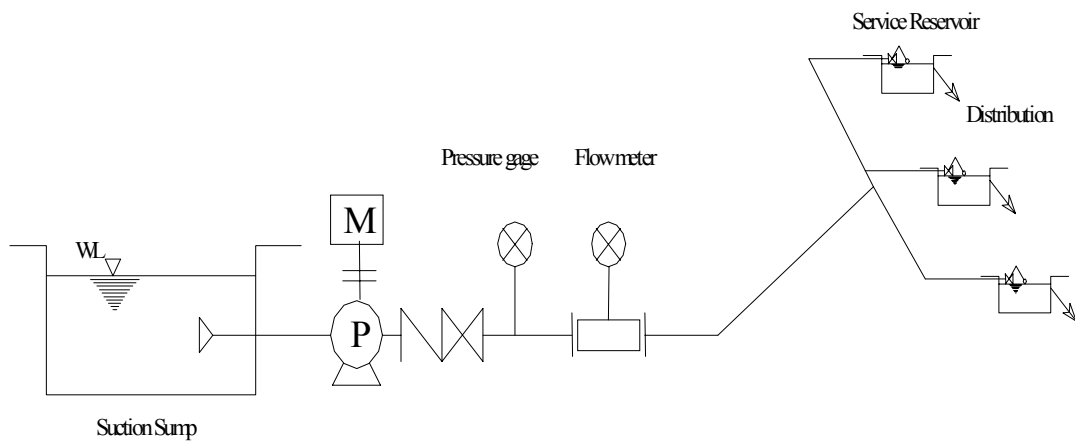


図 14.2 送水ポンプ制御

開閉に対応しながらポンプを運転するため、フロートスイッチ、自動停止装置、圧カスイッチを採用する。これらの装置により、流量を検知しない場合、あるいは配水池のフロート弁を閉じ高水圧を検知した場合ポンプを自動停止する。運転再開はタイマー設定により行う。

14.4 増圧ポンプ

14.4.1 増圧ポンプ選定

表 14.2に示す7系統に設置する。

フェイズ1からフェイズ3に至る容量の増加は、システムEおよびGを除いて、2倍以内であることから、これらのポンプの容量はフェイズ3対応とする。

表 14.2 増圧ポンプ

システム	配水池	送水先	ポンプNo.		容量 (m ³ /min)	揚程 (m)	
			Duty	Standby			
B	Heerassagala Low	Heerassagala Middle	1	1	1	1.90	68
C	Heerassagala Middle	Heerassagala Upper	1	1	1	0.49	77
D-1	Ampitiya	Elhena	1	1	1	0.83	45
D-2	Ampitiya	Mullepihilla	1	1	1	0.68	145
D-3		Meekanuwa	1	1	1	1.49	73
E	Kahawatta	Kurugoda etc	2	1	1	2.94	65
F	R-2	Hantana Place	1	1	1	1.36	102
G	Asgiriya (In-line)	Bahirawakanda	1	1	1	1.58	68
H	Kondadeniya	Kulugammana	1	1	1	1.11	64

14.4.2 ポンプ制御

ポンプは各配水先の水需要に応じて運転する。各配水池はその水位に応じてフロート形流入弁が開閉し流入を制御する。システムE以外の送水流量は比較的少量であることから、可変速ポンプ等の制御方式は採用しない。

図 14.3に増圧ポンプの制御システムを示す。

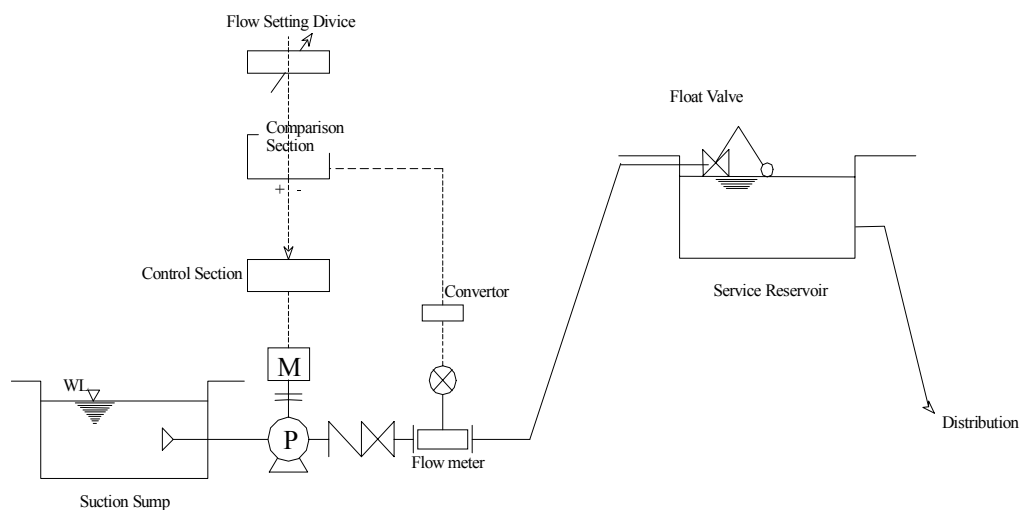


図 14.3 増圧ポンプ制御

配水池流入フロート弁の開閉に応じてポンプを運転するため、流量計によりポンプ流量を測定し、流量ゼロを検知した場合、ポンプを停止する。ポンプの運転は、手動またはタイマー設定により、自動的に再開する。

第15章 電気計装設備

15.1 電源供給

15.1.1 主電源

取水場及び浄水場はCEB (Ceylon Electricity Board) からの33kV、3相3線式、50Hz、1回線受電とし、各配水池の受電は400V、3相4線式、50Hzとする。ただし、取水場において、当初 (Phase1) は400V、3相4線式、50Hz受電とする。

15.1.2 予備電源

事故停電、計画停電等の電力会社からの供給停止時にも安定した水供給を継続するため非常用発電機を設置する。発電機の機種はディーゼルエンジン、ラジエータ冷却、バッテリー始動式、3相400V出力とする。発電機容量は最大需要電力を満たすものとし、主燃料タンク容量は28時間連続運転可能なものとする。今回、フェイズ1で設置する発電機は取水場が750kVA、浄水場が2000kVAとなる。また各配水池のポンプ場には発電機は設置しないものとする。

15.2 高圧受変電設備

15.2.1 遮断器

高圧 (33kV) 遮断器として、保守管理の容易な真空遮断器 (VCB) を採用する。電源側の短絡容量は1000MVAであり、遮断器の短絡電流は20kAとする。

15.2.2 主変圧器

浄水場内には金属閉鎖盤内にモールドタイプの変圧器を設置する。モールドタイプ変圧器は耐火性、防塵性、耐湿性があり、油入変圧器に比して小さく、軽量で耐久性にも優れている。

浄水場は、33kVで受電し、フェイズ2時には2台の変圧器による並列運転となる。また、フェイズ1では変圧器1台を設置する。必要容量は1500kVAであるが、将来を考慮し2000kVAの変圧器を設置する。全体時には2000kVA×2台となる。取水場においては、フェイズ2までは低圧受電となるが、フェイズ3時には容量増加に伴い高圧受変電設備が必要となるため、

今回は電気室の必要スペースのみを考慮する。

15.2.3 保護方式

VCTとWh計で構成される電力会社の電力計は、電力会社側の33kV配電線に取り付ける。電気機器保護のための過電流保護は受電盤内で行う。

接地方式は変圧器中性点を接地系統と接続し、中性点接地と一般保護接地を兼ね備えたTN-S方式とする。このシステムにおいて地絡保護は地絡過電流継電器によって行う。

15.3 低圧設備

15.3.1 低圧配電

変圧された電気は415V、3相4線にて低圧配電盤に送られる。低圧母線は全負荷電流を流すことが可能で、短絡電流に耐えうるものとする。原則として、低圧配電盤の各フィーダには地絡保護のための地絡過電流継電器を取り付ける。

15.3.2 力率改善

力率改善はコンデンサによって行い、改善後の補償値は95%以上とする。力率改善用コンデンサは55kW以下の負荷については低圧母線に一括設置し、55kWを超える負荷については個別設置とする。力率の調整は自動力率調整装置による自動制御とする。

15.3.3 モータコントロールセンタ

55kWまでの負荷への電源供給はモータコントロールセンタによって行う。モータコントロールセンタは遮断器、電磁接触器、その他制御機器をひとつに取りまとめた、引き出し式のユニットで構成されている。電動機や電動装置は補助継電器とPLCによって制御される。補助継電器は手動制御、PLCは自動制御にそれぞれ機能する。

15.3.4 電動機始動方式と電圧

電動機の始動方式と電圧は下記による。

- | | |
|--------------------|---------------------|
| ・ 7.5kW 未満 | 400V 直入れ始動 |
| ・ 7.5kW 以上、37kW 未満 | 400V スターデルタ始動 |
| ・ 37kW 以上 | 400V オートトランスフォーマー始動 |

- ・ 280kW 取水ポンプ 400V ソフトスタータ始動又はVVVF 始動
- ・ 配水ポンプ 400V ソフトスタータ始動

全ての始動装置は個別の閉鎖盤内に設置し過電流保護を行うものとする。

15.4 計装設備

15.4.1 計装項目と機種

計装項目	機 種
取水ポンプ井水位	投込み式水位計
取水流量	超音波式流量計
ろ過池水位	超音波式水位計
逆洗流量	超音波式流量計
逆洗風量	オリフィス式流量計
返流水流量	超音波式流量計
逆洗槽水位	投込み式水位計
配水池水位	投込み式水位計
配水流量	超音波式流量計

15.5 監視制御設備

15.5.1 監視制御システム

監視制御システムは原則として、階層監視分散制御方式とする。階層監視は最上位層での集約監視を可能とし、分散制御は施設全体の信頼性の向上につながる。監視制御システムの階層は現場レベル、電気室レベル、中央監視室レベルに分類することができる。各レベルの詳細について下記に示す。

15.5.2 現場レベル

緊急時の手動操作や動作試験、調整試験など負荷の単独運転は、PLCの故障時にも確実に動作する必要があるため、ハードリレーにより構成する。また、排水ポンプや換気ファンなどの施設のプロセスと直接関係の無い負荷は、現場操作のみとするが、その他の現場操作については現場一遠方の操作スイッチを取り付ける。

現場の単独運転に必要な電流や水位などの指示計は現場操作盤に取り付ける。これら指示計への信号はPLCを介さず、直接、計装盤から分岐する。過負荷や機械故障などの故障表

示灯は、現場操作盤の集合表示灯内に取り付ける。また、高水位や低水位などの状態表示灯は現場操作盤の集合表示灯内に取り付ける。

15.5.3 電気室レベル

電気室は制御の中枢で、地区監視の機能を有する。それぞれの電気室内にはPLC盤、補助継電器盤、計装盤を具備し、分散制御システムはこれらの盤を分散して設置することにより実現する。このシステムはひとつの事故が他へ波及するのを防ぐ。PLCは、原則として自動操作用、補助継電器盤は手動操作用として機能する。これはPLCが故障の場合においても、最低限ハードリレーによる手動操作を可能にするためのものである。計装盤は指示計、コントローラ、設定器等で構成し、全ての計測値はこの計装盤で監視することができる。

15.5.4 中央監視室レベル

警報や状態などの重要な監視項目は、中央監視室から集中的に監視することができる。中央監視室にはPLC（親機）2台、コンピュータ2台、サーバコンピュータ1台、プリンター2台を具備する。2台のPLC（親機）は各電気室のPLC（子機）と光ファイバーケーブルで結ばれ、イーサネットプロトコルによって情報伝達を行う。2台のPLC（親機）は現場のPLCの情報を2台のコンピュータにそれぞれ伝達する、コンピュータはマンマシンインターフェイスでありグラフィックを用いてプラント全体の監視を可能とする。2つのPLCとコンピュータのセットはまったく同じ機能を持っている、これは2ヶ所の現場を同時に監視できると同時に、相互バックアップが可能となることを意味する。コンピュータに送られたデータはサーバに蓄積される。サーバには日報、月報、年報、トレンドグラフ、警報履歴管理などの情報処理の機能がある。

15.5.5 自動制御

(1) 取水自動制御

取水流量の目標値を設定することにより、ポンプ台数制御と回転数制御を行い、自動制御による取水流量一定制御を行う。取水量の目標値は取水場と浄水場管理棟内の中央監視室から共に設定することが可能である。

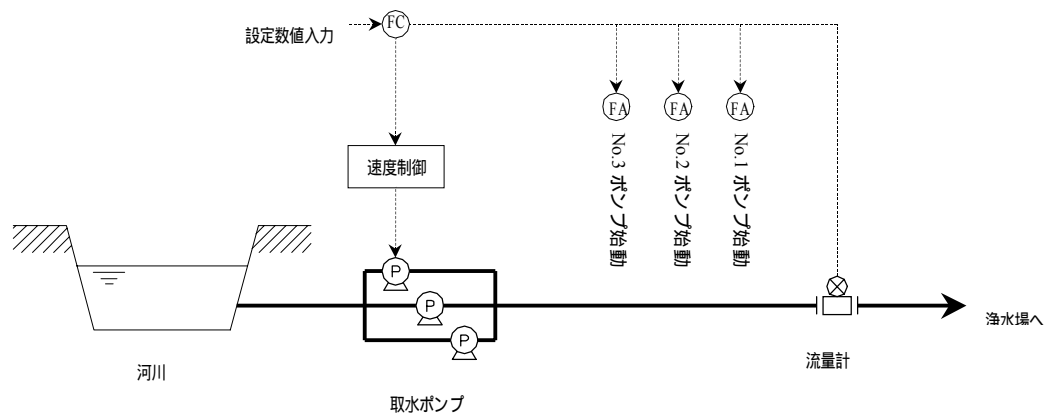


図 15.1 取水制御

(2) ろ過池洗浄自動制御

逆洗の連動制御は電動機やゲートの開閉、ポンプやブロワの運転停止の組合せによって構成される。これら一連の操作は選択したろ過池のボタンを押すことにより自動連動制御で行われる。また、逆洗は現場の専用の現場操作盤で行われる。詳細は運転操作方案によるものとする。

(3) 配水ポンプ自動制御

配水ポンプの運転は固定速で行われる。ポンプの停止及び再始動は下図による。配水圧力が設定した値を超えると、又は配水流量が設定した値を下回ると確認タイマーが働く、ある一定時間後もさらに圧力又は流量が異常値の場合は自動的にポンプは停止する。再始動は圧力が正常値になったのを確認しタイマーによって行う。

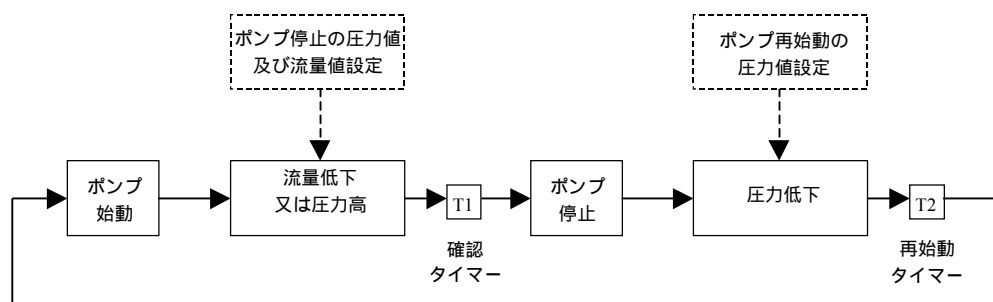


図 15.2 配水ポンプ制御

15.6 遠方監視設備

取水場の監視は浄水場内の中央監視室で24時間集約的に行われる。取水場と浄水場の通

信には電話専用回線を使用する。主な監視項目は機器の動作状態、警報、流量などであるが、浄水場から取水量の設定も可能である。

第16章 維持管理

16.1 概要

維持管理に必要な材料、スペアパーツ、工具等は常に整備されていなければならない。このため、購入部門、維持管理実施部門は各担当部所間の緊密な連絡が必要となる。

NWS&DBは維持管理に必要な財務的措置を講じない限り、必要な原資が不足し、引いては設備・機器の老朽化を招くこととなる。

設備・機器の維持管理は日常の点検パトロールが重要で、これらの活動を通して、検査結果を実際に維持管理する部門へと連携してゆくことが必要である。

維持管理の関連は図 17.1に示す。安全な水質で安定給水するため、維持管理活動は以下に示す方法でシステムティックにしてゆかねばならない。

16.2 日常検査

日常検査により毎日の浄水、送水、配水を安定的に行うため、設備・機器を常時点検し対策を講じられるよう必要な体制を保持しなければならない。土木構造物等に関しては、機械・電気設備等に比して長期的見地で維持管理していくこととなる。これらにより、施設は常に良好に保たれる。

16.3 維持管理

維持管理の主要な項目は、沈砂、沈澱汚泥等の排除、設備・機械の定期点検、薬品注入設備の洗浄等である。日常の維持管理により、施設は所定のライフを保ち、引いては所定のライフよりも長期にわたり運転可能となる。一方、設備・機械の自然な老朽化は避けられず、予算措置を講じながら、定期的な修理を行うことが必要である。大規模な改修工事には大規模な予算措置が必要となることを考慮に入れておかねばならない。

16.4 水質管理

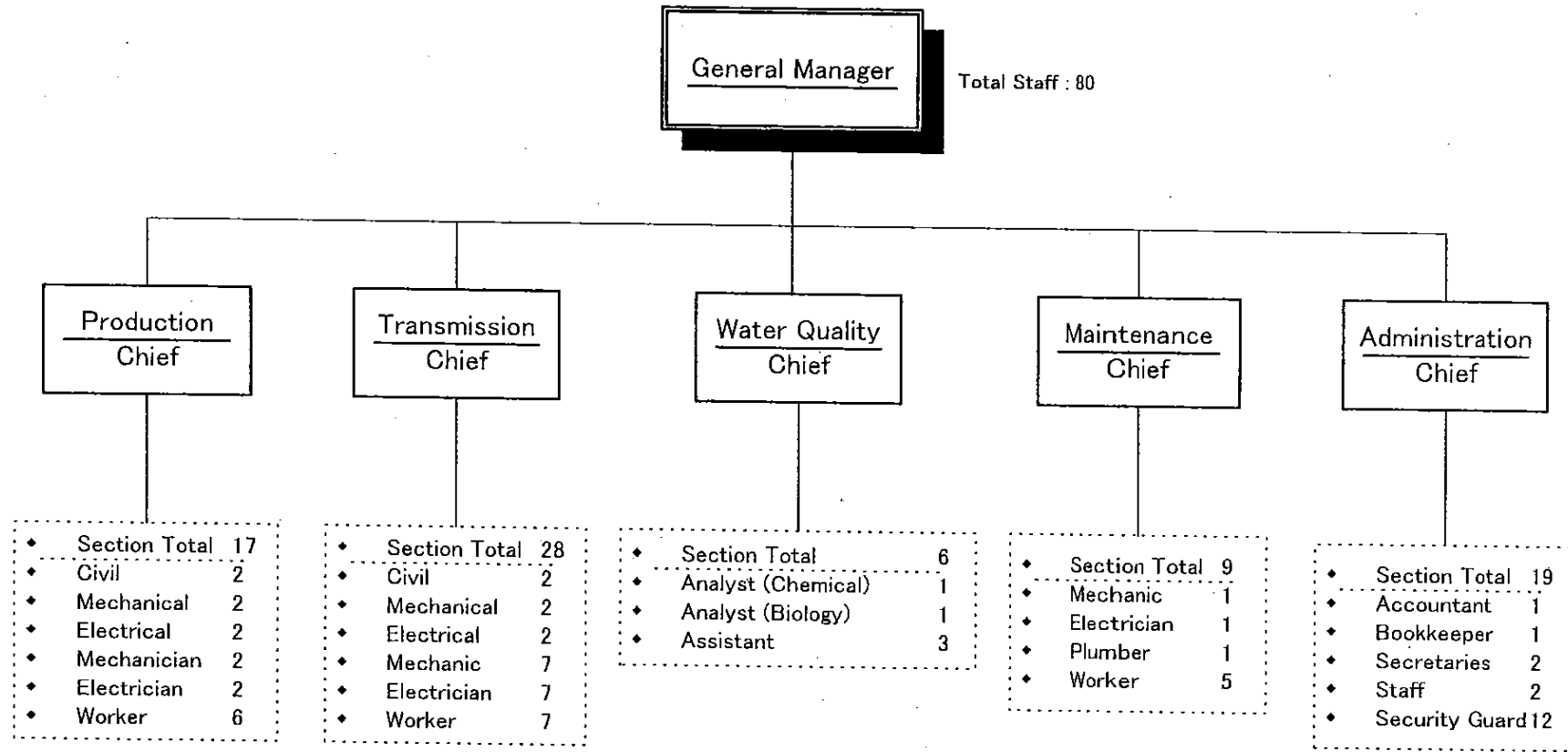
衛生的で安全、清澄な飲料水を供給するため、水質管理は必須である。このため、水源の管理に始まり、浄水プロセス管理、送配水水質の管理が必要となる。詳細はメインレポートを参照する。

16.5 維持管理組織

本計画に必要な維持管理組織を図 16.1に示す。

所長はAGM(課長)クラスとし、所長の下、浄水課、送水課、水質管理課、維持管理課、および管理課の5課体制により、水道システムを維持管理する。総要員数は80名と見込まれる。

浄水課は取水から浄水プロセスの維持管理を担当する。送水課は送水ポンプ、増圧ポンプ、および配水池の維持管理を担当する。水質管理課は取水、浄水、送・配水、給水に係る水質管理を担当する。水質管理課の要員は、現在ペラデニヤ水質試験所で任に当たっている要員を再配置することとする。維持管理課は他の関連部署と連携を保ちながら、維持管理を担当する。



Note: Nr. for security guard is for 3 shifts.

図 16.1 維持管理に必要な組織

第17章 建設

17.1 概要

詳細設計においては、各施設の配置を検討するため測量を実施し、かつ各構造物の基礎構造、上部構造等の設計に資するため、土質調査を実施した。更に、試掘調査を実施し、送・配水管の設置の妨げとなる既存の施設の有無、地盤の現況、地下水位、岩盤の存在を確認した。

17.2 建設

建設期間中は住民の日常生活への影響を最小限に抑えながら進めなければならない。特に、交通への配慮は重要で、2車線のうち片側の車線は通常的交通に解放することなどを考慮する。万 不可能な場合は、夜間工事を計画するなど、十分に対策を講じることとする。各住居へのアクセスにおいても、進入を妨げないよう配慮が必要である。

建設を効果的に実施するため、請負者は下図に示すように、北部地域、南部地域、ゴハゴダ取水場、およびカツガスタ浄水場に仮設事務所を設営し、それぞれの地域を平行して建設を進めることが必要である。

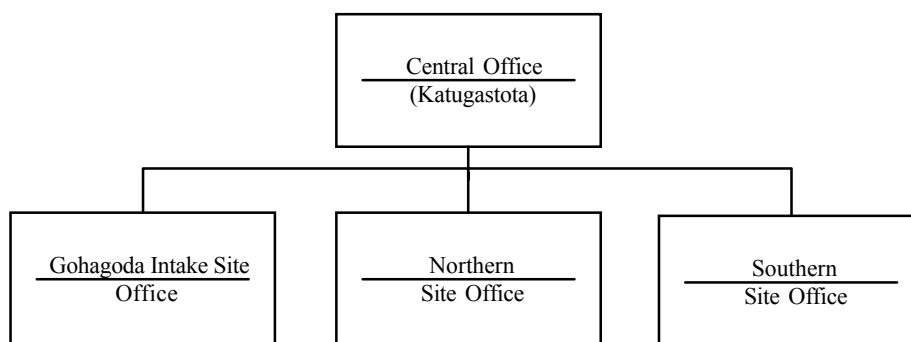


図 17.1 工事事務所の設営

カツガスタ事務所はカツガスタ浄水場建設予定地内に設営し、NWS&DB、コンサルタントらの事務所も設営され、本建設工事の中心的役割を担う。その他の事務所は、それぞれの地域の取水場、配水池、送配水管の建設に携わる。

ゴハゴダ取水場の付近は、ごみの投棄場所となっているため、建設工事に先立ち、工事進入路を建設する段階において、ごみの除去搬出を行わなければならない。さらに、取水場用地は岩盤が確認されており、岩掘削が必要となる。浄水場建設においては、周辺住民の日常生活の妨げとならないよう、仮設道路を構築する必要がある。浄水場の建設におい

ては大規模な盛土が必要となる。その他に、浄水場建設予定地内を流れる既存の小川を移動して再配置しなければならない。送配水管施工においては、前述のとおり、交通への妨げに配慮しなければならない。

第18章 事業実施と事業費

18.1 特別円借款の条件

特別円借款適用事業には以下の条件が付されている。

元請業者は日本人または日本において登録されている企業、かつ実際に日本国内において活動していることが義務付けられている。

下請け業者は (i) 日本人または日本国内において登録されている企業、かつ実際に日本国内において活動しているもの、または、(ii) スリ・ランカ人またはスリ・ランカにおいて登録されている企業で、かつスリ・ランカ国内において実際に活動しているものでなければならない。

総建設工事費の50%以上の製品及びサービスについては、日本国において調達しなければならない。但し、以下の事項を満たす場合は日本の製品及びサービスとみなされる。

- ・ スリ・ランカにおいて登録されている企業で、スリ・ランカ国内でしかるべき製品を製造しサービスを提供している。
- ・ 1社の日本人企業が最低10%以上の株式を保有している。
- ・ 第三国の企業が株式を保有者している場合、日本人またはスリ・ランカ企業の保有率を超えない。

18.2 工事区分

上水道施設は、取水、浄水、送水、配水のどの一つが足りなくても機能を満足しない。したがって、一つの請負者が全ての建設工事を請け負うことが望ましい。取水、浄水、送水、配水の各施設は、建設現場がキャンディ圏に集中していて、かつ建設に必要な材料、工法等が共通している。したがって、本建設工事は一つの工区分にて実施することが望ましい。

ポンプなどの機械・電気設備は一つの製造業者であればスペアパーツ、工具などが共通となり、維持管理が容易となる。複数の請負者との調整も不要となり、それぞれの問題点が波及することもない。

しかしながら、本計画において送水管布設を計画しているワッテガマ道路においては、道路局(RDA)がADBの融資を受け2004年9月までの予定で改修工事を進めている。RDAはNWS&DBに係る改修工事着工前に本工区の配管布設を完了することを要請し、NWS&DBはこれに合意している。

したがって、布設予定の6km分の300mmと600mmDI管送水管の購入および布設工事は本体工事から分離して、先行実施することとし、送水管の購入は特別円借款の枠内で、布設工事はNWS&DBの自己資金でまかなう。

したがって、本工事のパッケージ区分は以下のとおり。

- i) パッケージ1：取水、浄水、送水、配水施設建設工事
- ii) パッケージ2：ワッテガマ道路送水管工事

18.3 実施計画

建設工事は現地の気象状況とを考慮し、表 18.1に示す33ヶ月とする。但し、3ヶ月間の運転訓練期間を含む。

18.4 事業費積算

単価の設定は、NWS&DBが実施した入札等を基に定めた“Rate 2001”、および調査団が独自に調査した情報を基に設定した。実際に施工を開始しないと見定められない事項については、暫定的措置として、最も近い数量を見積った。数量は工事中に確定し、出来高払いとなる。

積算表はスリ・ランカ・ルピー貨分と日本円貨分とに区分した。ルピー貨分は請負者が現地にて支払を要する分、円貨分は請負者がスリ・ランカ国外からの調達を要する分として区分した。

建設材料購入については、スリ・ランカ調達分ではルピー貨（円貨はオーバーヘッド等）として積算し、スリ・ランカ国外調達（管類・特殊弁類）ではCIF価格としての円貨（ルピー貨は国内輸送等費用等）として積算した。建設工事については、スリ・ランカにて支払が発生する分をルピー貨として、元請業者が海外からインプットする分（サービス費用等）については円貨として積算した。スリ・ランカ国外から輸入する建設設備・機械等については、業者見積に基づき査定し、CIF価格としての円貨（ルピー貨は国内輸送等費用等）として積算した。設備据付工事に関しては、上記建設工事と同様の方法により積算した。

配管材布設後の道路本復旧工事は、NWS&DBと関係道路局との合意により、委託施工として関係道路局が提示した委託費用を計上している。但し、A9道路に関してはRDAとの合意に基づき、本復旧工事も本体工事に含まれるものとして積算した。

土木工事にかかる一般経費相当は31%とした。機械・電気設備工事に関しては67%とし、共通項目関連に関しては8.87から15%の範囲とした。

税金関連は“Rates 2001”及び“SRI LANKA CUSTOMS TARIFF GUIDE 1999”に示されている率を適用して算出した。

総建設工事費は以下に示すとおり約4、995百万円（税抜き価格）と積算される。適用為

替レートは最近6ヶ月の平均値として1.3532円 = 1ルピーとした。

表 18.1 建設工事費

	項目	現地貨分	円貨分	合計
1	共通項目費	287,198	105,348	392,546
2	取水導水施設	248,286	456,307	704,594
3	浄水施設	742,372	1,321,796	2,064,168
4	送水施設	186,180	552,906	739,086
5	配水池	307,661	285,400	593,061
6	配水管	87,807	93,957	181,764
7	維持管理機器	3,431	49,009	52,440
	合計	1,862,936	2,864,722	4,727,658

日本産品調達比率は以下に示すとおり50.00%と見積もられ、JBICの融資条件を満足している。

i)	総建設工事費	:	4,727,658
ii)	円貨分	:	2,864,722
iii)	円貨分のうち第三国調達分	:	500,887
iv)	日本産品調達額 = () - ()	:	2,363,836
	日本産品調達比率 (/ix100)	:	50.00%

(注記) 単位は千円。上記価格はパッケージ1および2を含む。税抜き価格。

下記に示すとおり、積算価格はJBIC融資額の枠内に収まっている。

(単位: 日本百万円)	JBIC 融資額	見積額	差額
i) 土木工事費	4,302	4,728	4
ii) 予備費	430	N/A	
合計	4,732	4,728	4

すなわち、入札者が調達先に十分配慮すれば、日本産品調達率50%以上という条件を満たしつつ、総建設工事費を融資額以下とすることは可能である。

総建設工事費にはすでに以下のものをプロビジョナル項目として含んでいる。

工事材料、労務費等の物価上昇が建設工事費高騰を招くおそれがあるが、本積算は既にプロビジョナル項目として鉄筋、コンクリート、燃料、労務単価の上昇に備えて6.6千万円相当を含んでいる。

土質調査あるいは試掘調査により、ほとんどの施設は適正に設計されたものと考えられる。また、岩掘削が認められる区分においては、暫定数量を見積り、そのほか

にプロビジョナル項目として、1.1千万円相当を見込んでいる。
これらを超えるものについては「ス」国の持ち出し負担となる。

スリ・ランカ・ルピー貨および円貨はそれぞれ変動があるものの、スリ・ランカ貨と円貨の関係は比較的安定している。

第19章 事業実施にむけての提言

建設工事を実施するにあたり、NWS&DBは融資機関であるJBIC、道路管理者であるRDAをはじめとした関係機関との調整を怠ってはならない。更に、環境影響に関する手続きに関しても手続きをすすめるべきではない。

建設工期は30ヶ月と見積られる。工期に影響を与える事項として、工事用地の買収、建築許可申請、配管布設許可、電力公社への電気引き込みに係る申請、盛土の調達用地の確定等が挙げられる。加えて、予測は困難であるものの、入札が不調となった場合、工事範囲の調整あるいは、内貨の積み増し等の措置も必要となる。

それぞれの措置は適宜行われることが必要であるので、工事前、工事中、工事後の3区分に分けて以下のとおり提言する。

工事着工前

前述のとおり、工事着工前はRDA、CEA（環境庁関連組織）、警察、KMC、各町村等の他関係機関との調整が主要な用務である。事前協議し、承諾を得ておくことが必要である。

工事期間中

JBIC融資に含まれていない、内貨分（一般管理費、税金等、用地買収費、補償費等）を確保しておかねばならない。盛土の購入に必要な適正用地の目途をつけ、請負者に協力すべきである。ゴハゴダ取水場付近のごみの処分、発生する汚泥の処分用地の確保をしなければならない。水源として利用する、マハウェリ川の水質保全対策も忘れてはならない。

更に、維持管理体制を構築しなければならない。有資格者を動員することは言うまでもないが、必要に応じて訓練を実施し、施設建設完了時には即対応することが必要である。施設の運転に必要な維持管理費の準備も怠ってはならない。

工事完了後

実際に維持管理を実施することとなるが、施設の設計寿命を十分に生かすため、日常の整備点検が重要である。コンサルタントが作成する維持管理方案、建設完了後の3ヶ月間の運転訓練等を有効に活用しなければならない。加えて、施設の耐用年数後に行わなければならない、改修工事あるいは改善工事に備えて、減価償却費の積み立ても進めなければならない。