東ティモール民主共和国 インフラストラクチャー省 水道衛生局

# 東ティモール民主共和国 ベモス-ディリ給水システム 緊急改修計画 基本設計調査報告書

平成 21 年 3 月 (2009 年)

独立行政法人国際協力機構 (JICA)

委託先

株式会社 三祐コンサルタンツ

序 文

日本国政府は、東ティモール民主共和国政府の要請に基づき、同国のベモスーディリ給水システム緊急改修計画にかかる基本設計調査を行うことを決定し、独立行政法人国際協力機構がこの

調査を実施しました。

当機構は平成20年6月6日から7月4日までと10月15日から10月27日まで基本設計調査

団を現地に派遣しました。

調査団は東ティモール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

施しました。帰国後の国内作業の後、平成21年1月26日から2月1日まで実施された基本設計

概要書案の現地説明を経て、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 21 年 3 月

独立行政法人国際協力機構

理事松本有幸

#### 伝 達 状

今般、東ティモール民主共和国におけるベモスーディリ給水システム緊急改修計画基本設計調査が終了いたしましたので、ここに最終報告書を提出いたします。

本調査は、貴機構との契約に基づき弊社が、平成 20 年 5 月より平成 21 年 3 月までの 10.5 ヶ月にわたり実施いたしてまいりました。今回の調査に際しましては、東ティモールの現状を十分に踏まえ、本計画の妥当性を検証するとともに、日本の無償資金協力の枠組みに最も適した計画の策定に努めてまいりました。

つきましては、本計画の推進に向けて、本報告書が活用されることを切望いたします。

平成 21 年 3 月

株式会社 三祐コンサルタンツ 東ティモール民主共和国 ベモスーディリ給水システム緊急改修計画 基本設計調査団 業務主任 森 建彦

#### (1) 国の概要

東ティモール民主共和国(以下「東ティ」国という。)は、400 年以上に及ぶポルトガルの植民 地時代から 1976 年にインドネシア国に併合され、独立抗争を経た後、国連安保理決議による多国 籍軍の支援を受けて 2002 年 5 月に独立した新しい国である。インドネシアの東端に接し、国土面 積約 14,600 $\mathrm{km}^2$ 、人口約 1,065,000 人(2008 年 IMF 推定)で、13 の県で構成される。首都ディリ 市はティモール島のフローレス海に面した北海岸に位置し、南側に標高 700~1,000 $\mathrm{m}$  級の東西方 向に連なる山脈を擁している。

ディリ市水道は1999年の独立をめぐる紛争で壊滅的被害を受け、水道システムは完全にマヒ状態となったが、日本を始めとする世界の援助機関により緊急復興支援が図られ、一時の壊滅的な状況を脱したが、大半の給水区域での水量、水圧不足は改善されないままであった。その後、国際協力機構(JICA)およびアジア開発銀行(ADB)によって本格的な既存水道の給配水施設の改修・整備およびインフラストラクチャー省水道衛生局(DNSAS)の人材育成、管理能力強化を図るプロジェクトが開始されたが、DNSASの実施能力は未だ脆弱であり、料金徴収システムの稼動、給配水システムの改修など多くの課題が残されている。

#### (2) 要請プロジェクトの背景、経緯および概要

「東ティ」国政府は国家開発計画(2002年5月策定)において、①貧困からの脱却、②公平で持続可能な経済成長の推進と国民の健康、教育、福祉の充実、の2つの優先すべき開発目標を掲げている。また、これらの開発目標を達成するための開発戦略として、水道供給に関しては「十分で安全かつ持続的な水供給」を第1優先目標に掲げており、都市人口の80%が安全な水に24時間アクセス可能となることとしている。ディリ市の水供給状況については、2006年4月に策定された「東ティ」国投資プログラム(SIP)レポートにおいて、一層の努力が必要であると指摘されており、ディリ市の水道供給の安定性を高めるために、さらなるプロジェクトの実施が期待されている。

現在稼動しているディリ市水道施設は、近郊河川表流水および地下水を水源とし、約16万人の市民(2006年3月現在の推定値)に日量32,000m³の水を供給している(2007年5月)。本件の改修要請対象である導水施設は、ディリ市人口の約35%にあたる57,000人への給水のために日量約6,200m³を、ベモス川(コモロ川上流部)から取水し、過去に我が国が協力事業を行ったディリ中央浄水場(2000年緊急無償で建設)およびベモス浄水場(「ディリ上水整備計画」で改修)に導水している。このベモス水源系は、インドネシア統治時代の施設が老朽化したことを受けて、日本政府資金によるUNDP緊急無償事業「ディリ水道施設改修計画」(2000年~2003年)で改修されたものである。しかし、同導水管は2004年および2005年に発生した大規模豪雨の河川氾濫により著しい損傷を受け、DNSASにより応急的な修復が行われて機能は回復しているものの、十分な対応はできていない。一方、ベモス浄水場の下部配水池および弁室は1980年代に築造されたものでありコンクリートの劣化が著しく漏水も見られることから、早急に更新が必要と評価されている。

今後、洪水による導水管の折損や、老朽化した配水池の崩落が発生した場合に給水システムが機能しなくなる事態が予測され、長期間に及ぶ水供給の停止により、市民の安全な水へのアクセスおよび衛生面の悪化を招くこととなる。こうした背景から、ディリ市水道の基幹施設であるディリ導水管を防災的な観点から速やかに改修・保護し、今後洪水が発生した場合にもディリ市のベモス浄水場およびディリ中央浄水場へ安定して原水を供給し続ける機能を確保することを目的として、2006年1月「東ティ」国より日本政府に本プロジェクトが要請された。

「東ティ」国側の要請内容と、2008 年 1~3 月に実施された予備調査結果に基づく事業内容および基本設計調査で確認された要請内容を下表に示す。この中で、ベモス浄水場の下部配水池および弁室の改修に関する要請は基本設計現地調査時点に「東ティ」国側よりなされ、2008 年 10 月に実施した現地での追加調査で確認したものである。

#### 要請内容

相手政府による要請内容	予備調査結果に基づく 事業内容	基本設計調査で確認された 要請内容
I. 取水場—No.3 河川伏せ越し部ま	での配管区間	
1) 一部配管を河川対岸部に移設	1) 一部配管を河川対岸部に 移設	1) 一部配管を河川対岸部に移設
2) No.1-No.3 河川伏せ越し 工部の改修、No.1 は水路橋、 No.2 と No.3 は河川伏せ越し 工の補強	2) No.1-No.2 河川伏せ越し 工部の改修、 No.3 特に補修必要なし	2) No.1-No.2 河川伏せ越し工部の 改修、No.3 特に補修必要なし
3) 取水施設の改修、補強	3) 取水施設の改修、補強 (有孔管、エプロン基礎 補強、流量コントローラ等)	3) 取水施設の改修、補強 (侵食補修、安定性の増加、塵・ 砂利等の進入防止、スクリーン の設置、流量コントローラ等)
4) その他	4) その他 沈砂池の建設 排砂管の補強、新設 減圧水槽の補修 (バイパス管、流出弁) 露出配管部の補強 コンクリート支台設置等	4) その他 沈砂池の建設 排砂管の補強、新設 減圧水槽の補修 (バイパス管、流出弁) 露出配管部の補強 コンクリート支台の設置等
II. No.3 河川伏せ越し部―ベモス浄		4 \ hb//c \ \-\n=1.14
1) 蛇籠の設置     2) その他	1) 蛇籠の設置       2) その他       露出配管部の補強       排砂管の補強       アクセス道路       (施工上必要な場合)	1) 蛇籠の設置         2) その他         露出配管部の補強         排砂管の補強、追加         アクセス道路         (施工上必要な場合)
III. 全区間		
(とくに記述なし)	1)仕切弁筐の設置 2)空気弁室の移設、補強等	1) 仕切弁の追加と弁筐の設置 2) 空気弁室の移設、追加、補強等
IV ベモス浄水場		
下部配水池および弁室の改修		下部配水池および弁室の改修

#### (3) 調査結果の概要とプロジェクトの内容

日本国政府は、「東ティ」国政府の要請に基づき、同国のベモスーディリ給水システム緊急改修計画にかかる基本設計調査を行うことを決定した。これを受けて JICA は 2008 年 6 月 6 日から 7 月 4 日まで基本設計調査団を現地に派遣した。同調査団は「東ティ」国政府側実施機関である DNSAS ならびに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た。要請

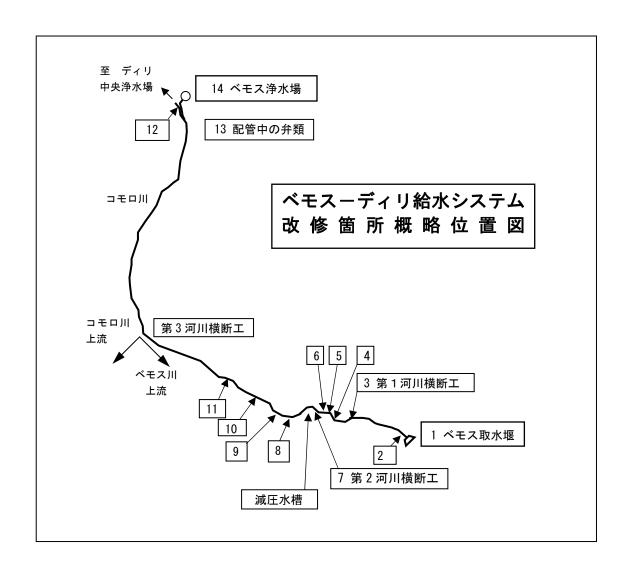
のあったベモス導水管、ベモス取水堰などの被災状況、維持管理状況などについて調査を行った結果、早急にこれらの施設の復旧・改修が必要であることが認められた。また、ベモス浄水場の下部配水池および弁室の改修に関し、2008年10月15日から27日まで現地で追加調査を実施した。帰国後の国内作業の後、2009年1月26日から2月1日まで基本設計概要説明調査団を「東ティ」国に派遣し、政府関係者に対し基本設計内容の説明・協議を行い、合意に達した。

本プロジェクトにおける導水管の改修対象箇所は、継続して使用可能な箇所を極力生かすとともに、各箇所の被災状況、重要度、河川の流況等を考慮して優先度の高い箇所を選定した。また、整備する施設は、防災の観点から設置された箇所ごとに適切な耐久性を確保するとともに、DNSASにとって維持管理が容易な構造を採用した。ベモス浄水場の下部配水池および弁室については、追加調査の結果に基づき改築することに決定した。また、施工計画の策定においては、現地が狭小な洪水河川であり工事時期は5月から10月の乾期に限られること、工事期間中も水道給水に支障を及ぼさないこと等に配慮し、計画した。

基本設計の結果、確定した協力対象事業の内容は、以下のとおりである。

#### 協力対象事業の内容

励力が多事未のい音					
改修箇所		区間長 (m)	改修方法		
1	取水堰	_	・土砂吐(第1沈砂池)の設置 ・エプロンと護床工の改造 ・越流部およびアバット部の補修		
2	取水口および沈砂池	17m	・取水口の改造 ・管路の一部を取付水路に変更 ・沈砂池の設置 ・排砂路の設置		
3	0+495~0+545 第 1 河川横断工	50m	・既存管路保護コンクリートのコンクリートによる補強 ・下流に床止め工、護床工を新設 ・両岸に洗掘防止の護岸工 ・排砂工の設置		
4	0+584~0+742 右岸河岸段丘と支流横断部 および既設擁壁取付部	200m	・配管ルートの変更と水管橋による支流横断 ・支流流路工の設置 ・排砂工の設置		
5	0+787~0+876 既設コンクリート擁壁部	80m	・擁壁と崖間の管周りを砂利と砂で埋戻し、上部をフトン 籠等で保護。 ・擁壁を一部嵩上げ ・管路の一部を敷設替えする。		
6	0+876~0+947 右岸河岸段丘	100m	・河岸段丘護岸工		
7	1+142~1+220	80m	・既存のコンクリート護床工のコンクリートによる補強		
	第2河川横断工		・下流に床止め工、護床工を新設		
			・両岸に洗掘防止の護岸工 ・排砂工の改修		
8	IP34 / IP36 (1+420~1+530) 既設下流コンクリート擁壁部	59m	・擁壁と崖の間の管のまわりを砂利と砂で埋め戻し。 ・擁壁を嵩上げ ・擁壁基礎部根固工		
9	IP42 付近 (1+938) ベモス川左岸河岸段丘	50m	・護岸工と砂および砂利埋め戻しによる既設管路の保護		
10	2+094~2+200 左岸河岸段丘 (管宙吊り区間)	100m	・管路の移設と河床埋設 ・コンクリート巻立て ・護床工設置		
11	2+365~2+570 ベモス川左岸側斜面山脚部	179m	・既露出管設計区間であるが落石多く管に当たっており、 管路の移設と埋設		
12	7+000~7+100 コモロ川右岸 急勾配道路部	100m	・排水兼用道路(地覆付きコンクリート舗装)の建設 ・路側工の設置 ・支台による導水管の支持と保護		
13	新規仕切弁、排泥施設	_	・適切な維持管理が可能となるように配置		
14	ベモス浄水場下部配水池、弁室	<u> </u>	・既設と同じ規模(有効容量 500 m³) および同じ機能を有する施設に更新する。		



#### (4) プロジェクトの工期および概算事業費

本プロジェクトを実施する場合、実施設計に 7.5 ヶ月、建設に 10.5 ヶ月を要する。また、協力対象事業を実施する場合の概算事業費は、7.23 億円(日本側負担分: 7.21 億円、「東テ」国側負担分: 0.0165 億円) と見積もられる。

#### (5) プロジェクトの妥当性の検証

本プロジェクトは、ディリ市人口の35%を占める、ディリ市水道の配水区域 Zone3, Zone 4 の住民 5.7 万人(2006 年)に、安全で持続的な水供給を確保することを目的とするものである。本プロジェクトの実施により、ベモス - ディリ給水システムがより強固な施設に改修され、過去に被災した氾濫と同程度の洪水が生じてもディリ市へ上水を持続的に供給することが可能になる。また、排砂作業の行いやすい施設に改修することにより、過去にこの作業に要した年間約7日間の取水停止を強いられることがなくなり、排砂作業の軽減と年間を通じた原水の安定供給が可能になる。更に、空気弁の整備や排砂工の整備により管の流積阻害要因が排除されることから、設計流量を通年にわたり安定して送水可能となる。すなわち、ベモス川を水源とする給水システムの改修により、以下の効果が期待できる。

#### ① 直接効果

- ・現況の導水量 2.85 百万  $m^3$  /年 ( = 92 L/sec × 60sec × 60min × 24hr × (365 日–7 日))が、 3.22 百万  $m^3$  /年 ( = 102L/sec × 60sec × 60min × 24hr × 365 日)に、13%増加する。
- ・本プロジェクトの裨益対象であるディリ市水道の配水区域 Zone 3 および Zone 4 の住民 5.7 万人(2006 年)に、年間を通じて間断なく給水が可能になる。

#### ② 間接効果

- ・ベモス導水管が改修され強固な施設となることにより、ディリ市水道への原水供給が安定 し、ひいてはディリ市の給水・衛生の改善に貢献することとなる。
- ・原水供給が安定することにより、水道施設の計画的な運転管理と給水が可能になり、DNSAS の行う水道料金徴収システムの確立に寄与する。

なお、本プロジェクトの効果として想定される導水量の増加が、配水区域内さらにはディリ市全域における給水量・給水時間の増加の形で市民にとって現実的な便益となるためには、① ディリ市内の配水管および配水支管の整備、② 需要家との水道料金支払契約と給水管接続工事およびこれらに関する住民への啓蒙活動、③ 顧客台帳の整備と検針員の雇用、等を DNSAS が主体となって進めていくことが課題であり、ADB が支援するプロジェクトの実施による効果の発現が待たれる。

本プロジェクトの実施は、前述のような効果が期待されると同時に、住民のBHNの向上に寄与するものであり、協力対象事業の一部に対して我が国の無償資金協力が実施されることの意義は大きく、妥当なものである。本プロジェクトの実施により改修される施設が、「東ティ」国側の自助努力により将来にわたり持続的に活用されることが望まれる。

## 目 次

序	文			
伝達状				
要	約			
目	次			
位置図/完成予想図/写真				
図表リスト/略語集				

	頁
第1章 プロジェクトの背景・経緯	
1-1 当該セクターの現状と課題・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
1−1−1 現状と課題 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
1-1-2 開発計画 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
1-1-3 社会経済状況 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	
1-2 無償資金協力要請の背景・経緯および概要 ·····	
1-3 我が国の援助動向・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
1-4 他ドナーの援助動向・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1–7
第2章 プロジェクトを取り巻く状況	2–1
2-1 プロジェクトの実施体制	2–1
2-1-1 組織・人員	2–1
2-1-2 財政・予算	
2-1-3 技術水準	2–3
2-1-4 既存施設・機材	
2-1-4-1 ディリ市の給水状況	2-4
2-1-4-2 べモス取水堰の現状	
2-1-4-3 ベモス導水管の現状	2–9
2-1-4-4 ベモス浄水場の現状	
2-1-4-5 運営・維持管理の状況	2–19
2-2 プロジェクト・サイトおよび周辺の状況	2–20
2-2-1 関連インフラの整備状況	2–20
2-2-2 自然条件	2–22
2-2-3 環境社会配慮	2–25
2-3 その他(グローバルイシュー等)	2–27
第3章 プロジェクトの内容	3–1
3-1 プロジェクトの概要	3–1
3-1-1 上位目標とプロジェクト目標	3–1
3-1-1-1 プロジェクトの上位目標	3–1

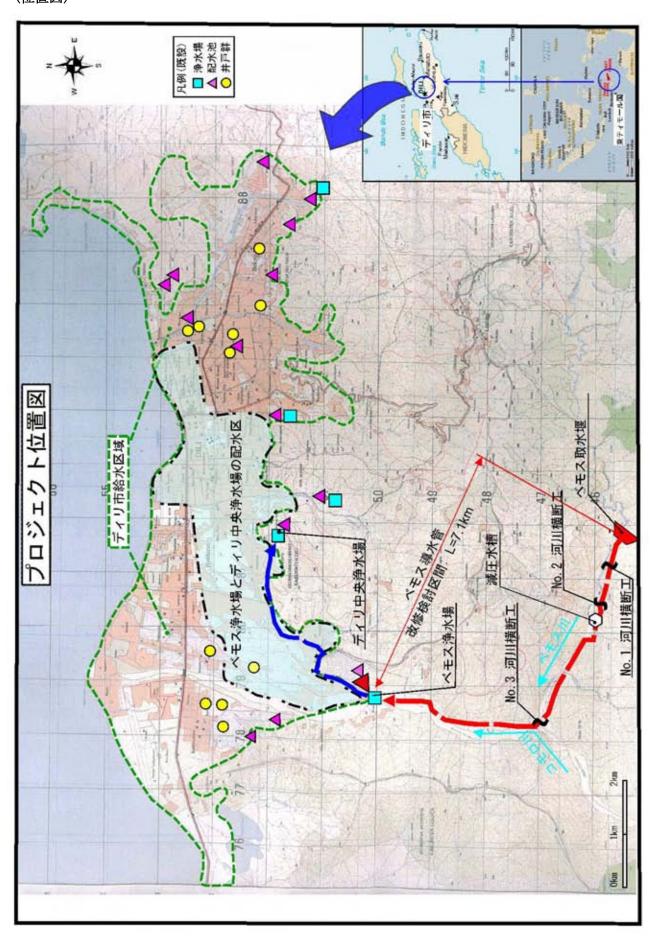
3-	1-1-2	プロジェクト目標	3–1
3-1-	-2 プロ	ロジェクトの概要	3–1
3-2	協力対象	象事業の基本設計	3–5
3-2-	-1 設計	計方針	3–5
3-	2-1-1	要請範囲	3–5
3-	2-1-2	導水管改修の基本方針	3–5
3	3-2-1-2-	2-1 改修の基本方針	3–5
3	3-2-1-2-	2-2 改修の重要度の設定	3–5
3	3-2-1-2-	2-3 適用基準	3-6
3	3-2-1-2-	2-4 洗掘・転石・落石に対する導水管の保護工の方針	3–7
3	3-2-1-2-	2-5 管路移設および路線変更に関する方針	3–8
3	3-2-1-2-	2-6 河川横断工の改修方針	3-9
3	3-2-1-2-	2-7 導水管管理施設の方針	3–10
3-	2-1-3	ベモス浄水場下部配水池および弁室の改修方針	3–11
3	3-2-1-3-	3-1 改修の基本方針	3–11
3	3-2-1-3-	3-2 適用基準	3–11
3-	2-1-4	自然条件に対する方針	3–11
3-	2-1-5	社会経済条件に対する方針	3–12
3-2-	-2 基本	本設計(施設計画)	3–13
3-	2-2-1	取水計画	3–13
3-	2-2-2	協力対象とする改修箇所の選定	3–13
3-	2-2-3	設計洪水量	3–15
3	3-2-2-3-	3-1 改修計画の対象とする超過確率年	3–15
3	3-2-2-3-	3-2 ベモス取水堰地点の設計洪水量	3–16
3	3-2-2-3-	3-3 支流の設計洪水比流量	3–17
3	3-2-2-3-	3-4 各地点の設計洪水量および支配流量	3–17
3-	2-2-4	基本計画における河川横断形	3–19
3	3-2-2-4-	4-1 河川横断形	3–19
3	3-2-2-4-	4-2 使用公式	3–19
3	3-2-2-4-	4-3 各地点の水理諸元(流量、流速、限界掃流粒径など)	3–20
3-	2-2-5	護岸工の選定	3–23
3	3-2-2-5-	5-1 護岸工のタイプ	3–23
3	3-2-2-5-	5-2 護岸工の最大許容流速	3–23
3-	2-2-6	護床工の選定	3–27
3	3-2-2-6-	6-1 護床工のタイプ	3–27
3	3-2-2-6-	6-2 護床工の規格	3–27
3	3-2-2-6-	6-3 護床工の適用条件	3–28
3-	2-2-7	取水施設の改修計画	3–29
3	3-2-2-7-	7-1 取水方式の選定	3-29

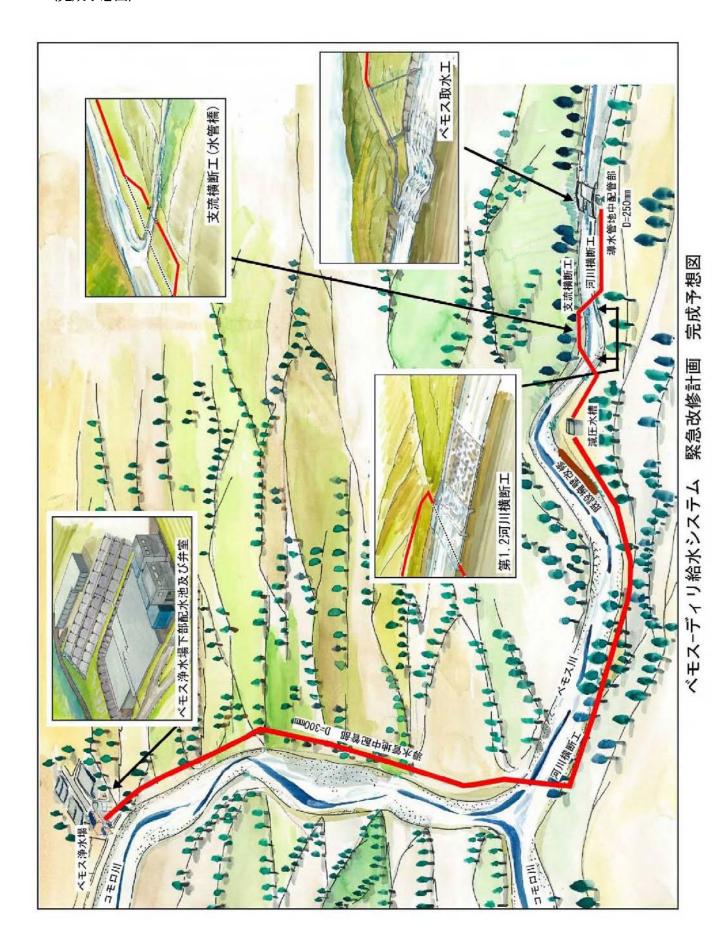
3-2-2-7-2	エプロン表面保護工の選定	3–30
3-2-2-7-3	越流水減勢工法の選定	3–33
3-2-2-7-4	取水堰本体	3–34
3-2-2-7-5	取水工および取付水路	3–36
3-2-2-7-6	沈砂池	3–39
3-2-2-7-7	護岸工	3–42
3-2-2-8 導	『水管の改修計画	3–43
3-2-2-8-1	導水方式	3–43
3-2-2-8-2	導水管路線の検討	3–47
3-2-2-8-3	施設改修計画	3–49
3-2-2-8-4	弁類・減圧水槽などの管理施設	3–61
3-2-2-9	、モス浄水場下部配水池および弁室の改修計画	3–62
3-2-2-9-1	ベモス浄水場からの配水計画	3–62
3-2-2-9-2	ベモス浄水場配水池の改修範囲の検討	3–63
3-2-2-9-3	下部配水池の配置・構造	3–64
3-2-2-9-4	配管系統と運用	3–70
3-2-3 基本設	計図	3–73
3-2-4 施工計	h画/調達計画	. 3–101
3-2-4-1 施	B工方針/調達方針	. 3–101
3-2-4-1-1	施工方針	. 3–101
3-2-4-1-2	現地建設業者の活用方針	. 3–102
3-2-4-1-3	技能工および技術者の派遣方針	. 3–103
3-2-4-1-4	調達方針	. 3–103
3-2-4-1-5	工期に係る方針	. 3–103
3-2-4-2 施	西工上/調達上の留意事項	. 3–105
3-2-4-2-1	ベモス川の流量	. 3–105
3-2-4-2-2	断水時間の制限	. 3–106
3-2-4-2-3	取水施設における仮導水設備の設置	. 3–106
3-2-4-2-4	配水池における仮送水設備の設置	. 3–106
3-2-4-2-5	既設下部配水池の撤去	. 3–106
3-2-4-2-6	事業用骨材・石材の採取	. 3–107
3-2-4-2-7	立木補償・用地補償	. 3–107
3-2-4-2-8	高温下でのコンクリート打設	. 3–107
3-2-4-2-9	仮設ヤード	. 3–107
3-2-4-2-10	〕建設作業員	. 2–107
3-2-4-2-11	1 輸送と通関	. 2–108
3-2-4-3 施	西工区分/調達・据付区分	. 2–108
3-2-4-3-1	日本国側負担事項	. 3–108
3-2-4-3-2	「東ティ」国側負担事項	3-109

3-2-4-4 施工監理計画/調達監理計画	3–110
3-2-4-4-1 施工監理体制および留意点	3–110
3-2-4-4-2 実施設計	3–110
3-2-4-4-3 施工監理	3–110
3-2-4-5 品質管理計画	3–111
3-2-4-6	3–112
3-2-4-6-1 工事資機材の調達	3–112
3-2-4-6-2 工事用建設機械の調達	3–114
3-2-4-7 実施工程	3–115
3-3 「東ティ」国側負担事項の概要	3–117
3-4 プロジェクトの運営・維持管理計画	3–119
3-4-1 維持管理体制・人員配置	3–119
3-4-2 運営・維持管理の内容	3–119
3-5 プロジェクトの概算事業費	3–121
3-5-1 協力対象事業の概算事業費	3–121
3-5-1-1 日本国負担経費	3–121
3-5-1-2 「東ティ」国負担経費	3–121
3-5-1-3 積算条件	3-122
3-5-2 運営・維持管理費	3-122
3-6 協力対象事業実施に当たっての留意事項	3–123
第4章 プロジェクトの妥当性の検証	4–1
4−1 プロジェクトの効果	4-1
4-2 課題・提言	4–1
4-2-1 相手国側の取り組むべき課題・提言	4–1
4-2-2 技術協力・他ドナーとの連携	
4−3 プロジェクトの妥当性	
Λ Λ	

## [資料]

1.	調査	昏団員・氏名	A1-1
2.	調査	<b>昏行程</b>	A2-1
3.	関係	系者(面会者)リスト	A3-1
4.	討諱	養議事録 (M/D)	A4-1
	4-1	基本設計現地調査時	A4-2
	4-2	基本設計概要説明時	A4-7
5.	事業	<b>樸事前計画表(基本設計時)</b>	<b>A</b> 5–1
6.	参考	<b>ぎ資料/入手資料リスト</b>	A6-1
7.	その	)他の資料・情報	A7–1
	7–1	設計洪水量の推定	A7–1
	7–2	取水堰の設計	<b>A7</b> –9
	7–3	第1河川横断工における床止工の設計	<b>A</b> 7–13
	7–4	第2河川横断工における床止工の設計	A7-16
	7–5	構造設計条件	A7-19
	7–6	比較図	A7-22
	7–7	参考図	A7-32
	7–8	改修箇所 No. 10-3: 管路宙吊り区間の折損防止工事参考図	A7-41





vii

#### 現地写真集



【写真-1:ベモス取水堰】

2004年および 2005年の洪水により取水堰の下流エプロン、下流護床工が流失し、下流は 滝壺となっている。洗堀が進行すると堰としての機能が失われる危険性が高い。



【写真-2:第1河川横断工】

2004 年洪水で管が破断し、下流側に敷設替 えされた。現在、付け替えられた管路の保護 コンクリートの下流側が洗掘されている。



【写真-3:ベモス右岸支流横断工】

埋設管路は、洪水時に河岸段丘が洗掘された ため延長 23m にわたり配管が露出し宙に浮 いている。このまま洪水等による洗掘が進め ば、流石、転石等により管の折損の可能性が ある。



【写真-4:上流既設コンクリート擁壁】 導水管は2000年に河岸に埋設されたが2005年3月の洪水で露出したため、水道衛生局が コンクリート擁壁を築造し管路の河川側を 補強した。管の表面には落石による変形が見 られる。



【写真-5:第2河川横断工】

河川中央部のコンクリートブロック護床工 を残して両岸にあったフトン籠の護床工は 流失し、護床工の下流部分は基礎まで及ぶ深 さ 1m 以上の洗掘が生じている。



【写真-6:下流既設コンクリート擁壁】

2000 年にフトン籠護岸工が設置されたが 2004 年の洪水で流失し、水道衛生局がコンクリート擁壁を築造した。擁壁の基礎は洗掘されており転倒の危険がある。露出管路のコンクリート支台は基礎地盤が流失してしまっている。



【写真-7:ベモス左岸河岸段丘】

低い河岸段丘が洗掘を受けて、管路が山裾部 に張り付いたように露出している。周辺には 落石が見られ、露出管が損傷を受ける恐れが ある。



【写真-8:左岸河岸段丘宙吊区間】

管路が埋設されていた左岸側の河岸段丘が 洪水で洗掘を受け、基礎部が流失したため、 管が約100mにわたり宙に浮いている。前後 の区間が洪水の浸食を受けると管が折損す る恐れがある。



【写真-9:ベモス川左岸斜面山脚部】 当初から管が露出している区間であるが、周 辺には落石が散在しており巨岩が管の上に 落ちてきた箇所もある。



【写真-10:コモロ川右岸急勾配部】 雨期の強雨と車輌通行により未舗装路が浸 食されて埋設管が露出している。車両が管路 上を走行しているのに加え道路が浸食、崩壊 して管が折損する可能性がある。



【写真-11:空気弁などの管理施設】 制水弁・空気弁・排砂弁・排砂管の弁筐の蓋 が消失している箇所がある。



下部配水池及び弁室は劣化が進んでおり、コンクリートの剥落が広い範囲に及ぶ箇所では天井が崩落する危険がある。内壁には補修跡や亀裂があり、弁室側の外壁には漏水が生じている。

【写真-12:ベモス浄水場配水池】

## 図表リスト

図リスト		
図 2-1.1	インフラストラクチャー省組織図	2-1
図 2-1.2	DNSAS 組織図	2-2
図 2-1.3	ディリ市水道 配水区域概念図	2-5
図 3-1.1	ベモスーディリ給水システム改修箇所概略位置図	3-3
図 3-1.2	ベモスーディリ給水システム改修箇所の現況	3-4
図 3-2.1	ベモス導水管設計洪水量計算点概略位置図	3–18
図 3-2.2	基本計画河川横断図	3–19
図 3-2.3	現場打ち十字コンクリートブロック	3–27
図 3-2.4	取水堰平面図	3–30
図 3-2.5	計画取水堰断面図	3–34
図 3-2.6	設計洪水時の取水堰下流の水位	3–35
図 3-2.7	土砂吐および水路取水口敷高	3–36
図 3-2.8	取付水路取水口断面図	3–38
図 3-2.9	取付水路断面	3–39
図 3-2.10	取付水路断面図	3–40
図 3-2.11	沈砂池断面図	3–41
図 3-2.12	水理縦断模式図	3–44
図 3-2.13	ベモス導水管圧力線図	3–46
図 3-2.14	床止工標準断面図	3–50
図 3-2.15	床止工標準断面図	3–54
図 3-2.16	コモロ川右岸急勾配道路標準断面図	3–58
図 3-2.17	ベモス浄水場 配水区域(Zone 3)概念図	3–63
図 3-2.18	ベモス浄水場 配置図	3–67
図 3-2.19	下部配水池 基本計画図	3–68
図 3-2.20	下部配水池 配管計画図	3–69
図 3-2.21	ベモス浄水場の配管系統図	3–71
図 3-2.22	水文観測所位置と等降雨量曲線図	3–104
図 3-2.23	ディリの過去 5 年の平均月降雨量(2003-2007年)	3–105
図 3-2.24	事業実施工程表	3–116

## 表リスト

表 1-1.1	ディリ市水道の最優先プロジェクト	1-3
表 1-1.2	都市水道における公共サービスレベルの目標値	1–3
表 1-2.1	先方要請内容	1–5
表 1-3.1	技術協力・有償資金協力の実績(給水・衛生分野)	1-6
表 1-3.2	無償資金協力の実績(給水・衛生分野)	1-6
表 1-4.1	他ドナー国・国際機関の援助実績(給水・衛生分野)	1–7
表 2-1.1	DNSAS の年間予算	2-3
表 2-1.2	ディリ市の給水施設	2-4
表 2-1.3	ディリ市の人口と水需要	2-5
表 2-1.4a	一般家庭における1日の給水時間	2-6
表 2-1.4b	一般家庭の給水栓からの残留塩素検出状況	2-6
表 2-1.4c	一般家庭の排水・衛生施設の状況	2-7
表 2-1.4d	一般家庭における水道料金徴収の状況	2-7
表 2-1.4e	一般家庭の DNSAS に対する満足度	2-7
表 2-1.5	既設べモス取水施設の諸元	2-8
表 2-1.6	河川調査結果	2–13
表 2-1.7	落石調査結果	2–16
表 2-1.8	土木構造物の総合物理的評価	2–19
表 2-2.1	ディリの月平均気温、月最高気温および月最低気温(2004 年)	2–22
表 2-2.2	ディリの月別降雨量	2–22
表 2-2.3	ベモス川取水点における水質計測結果(現位置試験)	2–23
表 2-2.4	コモロ川流域の地質状況	2–24
表 2-2.5	「東ティ」国周辺の地震発生記録(インドネシアを含む)	2–25
表 2-2.6	プロジェクトによる社会環境への影響	2–26
表 2-2.7	プロジェクトによる自然環境への影響	2–26
表 2-2.8	プロジェクトによる公害発生の可能性	2–26
表 3-1.1	DNSAS の優先プロジェクト	3–1
表 3-1.2	協力対象事業の内容	3-2
表 3-2.1	重要度の判定基準	3-6
表 3-2.2	高水敷の護岸工	3–7
表 3-2.3	雨期、乾期の期間と平均月間降雨量	3–12
表 3-2.4	改修が必要と判断された施設箇所	3–13
表 3-2.5	河川の重要度と計画の規模	3–15
表 3-2.6	河川の種類と重要度	3–16
表 3-2.7	ディリ降雨量観測データによる確率最大日降雨量	3–16
表 3-2.8	コモロ川流域面積	3–16
表 3-2.9	ベモス取水堰地点の洪水量の解析結果	3–17
表 3-2.10	各地点の設計洪水量および支配流量	3–18
表 3-2.11	各地点の設計洪水および支配流量の水理諸元	3–21

表	3-2. 12	護岸工法設計流速関係表(設計流速:計画洪水量時の流速)	. 3–24
表	3-2. 13	主な材料の最大許容流速(用水路最大流量時の流速)	. 3–24
表	3-2. 14	護岸工の適用条件表(支配流量時の流速)	. 3–25
表	3-2. 15	河川護岸工法	. 3–26
表	3-2. 16	捨石護床工の最大許容流速(計画洪水量時の流速)	. 3–28
表	3-2. 17	現場打コンクリートブロック護床工の最大許容流速(計画洪水量時の流速)	. 3–28
表	3-2. 18	護床工の適用条件表(計画洪水量時の流速)	. 3–29
表	3-2. 19	急流河川からの取水方式の比較表	. 3–31
表	3-2. 20	エプロン表面保護工の比較表	. 3–32
表	3-2. 21	取水堰越流水減勢工法の比較表	. 3–33
表	3-2. 22	取水堰本体の設計諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	. 3–36
表	3-2. 23	取水施設護岸エタイプの選定	. 3–42
表	3-2. 24	導水管の管種・管径・延長	. 3–43
表	3-2. 25	ベモス導水管の水理計算	. 3–44
表	3-2. 26	導水管の強度 GSP φ300mm	. 3–45
表	3-2. 27	導水管の強度 GSP φ250mm	. 3–45
表	3-2. 28	床止工の設計諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	. 3–51
表	3-2. 29	第1河川横断工における護岸エタイプの選定	. 3–51
表	3-2. 30	床止工の設計諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	. 3–55
表	3–2. 31	第2河川横断工における護岸エタイプの選定	
表	3–2. 32	アクセス道路の縦断勾配比較表	
表	3–2. 33	管理施設の計画	
表	3–2. 34	ベモス浄水場の計画配水量	
表	3–2. 35	ベモス浄水場からの配水の水質目標値(WHO 飲料水水質ガイドライン値)	. 3–63
表	3-2. 36	ベモス浄水場内の配水池の状況	
表	3–2. 37	ベモス浄水場下部配水池および弁室の物理的評価	
		計画下部配水池の諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
	3–2. 39	下部配水池の材料および工法	
	3–2. 40	下部配水池の配管系統	
	3-2. 41	下部配水池の運転操作方法	
	3-2. 42	基本設計図面一覧	
	3–2. 43	雨期と乾期の期間および平均月間降雨量	
	3-2. 44	ディリの降雨量の記録(2003 年~2007 年)	
	3–2. 45	導水量	
	3–2. 46	送水量	
	3–2. 47	日本国側負担事項	
	3–2. 48	品質管理計画の内容	
	3-2. 49	主要資材の調達区分・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	
		主要なコンクリートの規格	
表	3-2.51	建設機械の調達区分表	3-114

	表 3-4.1 ベモス導水管およびべき	Eス浄水場の維持管理体制・人員配置 3-119	
	表 3-4.2 ベモス取水堰および導力	ベモス取水堰および導水管の運営・維持管理の内容3-119	
	表 3-4.3 ベモス浄水場下部配水池	bおよび弁室の運営・維持管理の内容 3-120	
	表 3-5.1 ベモス導水管およびベモ	Eス浄水場に係る維持管理費3-122	
		4-1	
		略語集	
m.fr	-T	哈	
略			
	インフラストラクチャー省	Ministry of Infrastracture (MOI)	
	水道衛生局	National Directorate of Water and Sanitation (DNSAS)	
	水道衛生サービス局	Water and Sanitation Service(WSS)	
	経済開発省	Ministry of Economy and Development (MOED)	
	国家環境サービス	National Directorate for Environmental Service (NDES)	
	財務省	Ministry of Plannning and Finance (MPF)	
	初期環境影響調査	Initial Environmental Examinations (IEE)	
	環境影響評価	Environmental Impact Assessment (EIA)	
	環境管理計画	Environmental Management Plan (EMP)	
	環境開発審査担当局	Secretary of State for Environmental Coordination, Territorial	
		Ordering and Phisical Development (SSECTOPD)	
	交通・公共事業省	Ministry of Transport, Communications and Public Works (MTCPW)	
	東ティモール統合基金	Consolidated Fund of East Timor (CFET)	
	東ティモール信託基金	Trust Fund for East Timor (TFET)	
	オーストラリア国際開発庁	Australian Agency for International Development (AusAID)	
	合衆国国際開発庁	United States Agency for International Development (USAID)	
	合衆国東ティモール支援グループ	United States Support Group East Timor (USGET)	
	(米国国防総省)	()	
	カナダ国際開発庁	Canadian International Development Agency(CIDA)	
	ドイツ技術協力公社	Geutsche Gesellschaft fur Technische Zusammenarbeit(GTZ)	
	欧州委員会人道支援事務局(EU)	European Commission Humanitarian Aid department (ECHO)	
	国際協力機構	Japan International Cooperation Agency (JICA)	
	国際連合	United Nations(UN)	
	国際連合東ティモール暫定行政機構	United Nations Transitional Administration in East Timor	
	国際連合開発計画	(UNTAET)	
	国際連合児童基金	United Nations Development Programme (UNDP)	
		United Nations Children's Fund(UNICEF)	
	国際連合プロジェクト・サービス機関	United Nations Offices of Project Services (UNOPS)	
	アジア開発銀行	Asian Development Bank (ADB)	
	非政府組織、民間非営利団体	Nongovernmental Organization(NGO)	
	赤十字国際委員会	International Committee of the Red Cross(ICRC)	
	国家開発計画	National Development Plan (NDP)	
	セクター投資計画	Sector Investment Program (SIP)	
	年次行動計画	Annual Action Plan (AAP)	
	村落共同体給水・衛生プロジェクト	Community Water Supply & Sanitation Project (CWSSP)	
	村落共同体権限委譲	Community Empowerment and Local Governance Project(CEP)	
	・地方統治プロジェクト		
	国内避難民	Internally Displaced People (IDP)	
	技術協力	Technical Assistance(TA)	
	運営・維持管理	Operation and Maintenance (O/M)	

## 単 位

millimeter mm second sec centimeter minute cm min meter hour m hr meter per second km kilometer m/sec  $cm^2$ square centimeter m<sup>3</sup>/sec cubic meter per second  $km^2$ square kilometer kilogram (=1,000 g) kg $m^3$ cubic meter kilogram force kgf ton (1,000 kg) ton force tf t N kilonewton newton kNL P liter pascal L/sec liter per second % percent

Lpcd Liter per Capita per Day

## 通 貨

日本円 Japanese Yen (J. Yen) アメリカ・ドル US Dollar (US\$)

### 換算率 (2008年7月)

US\$ = J. Yen 105.89

第1章 プロジェクトの背景・経緯

## 第1章 プロジェクトの背景・経緯

#### 1-1 当該セクターの現状と課題

#### 1-1-1 現状と課題

ディリ市水道は 1999 年以降の東ティモール民主共和国(以下「東ティ」国という)のインドネシアからの独立をめぐる紛争で壊滅的被害を受け、水道システムは完全にマヒ状態となった。この状態から立ち直るため、日本を始めとする世界の援助機関により緊急復興支援が図られ、一時の壊滅的な状況を脱することがてきた。しかし、ディリ市は、家屋を失なった多くの市民であふれ、水道顧客登録さえも実施できない状況のまま、水道水は無償で給水されたが、節水意識の不足、老朽管からの漏水、配水管、給水管の整備の遅れ等により、給水状況は依然、暴動前の水準以下、大半の給水区域での水量、水圧不足は改善されないままであった。その後、JICA およびADB によって本格的な既存水道の給配水施設の改修・整備およびインフラストラクチャー省水道衛生局(DNSAS)の人材育成、管理能力強化を図るプロジェクトが開始された。JICA プロジェクトは 2007 年に完了したが、ADB プロジェクトは 2006 年の暴動のため、一時中断され、現在のプロジェクト完了予定は 2010 年 11 月である。

2004年に施行された水道法に基づき「東ティ」国全土の水供給と衛生については DNSAS が責任を有するが、ディリ市水道は約 16万人の市民に日量 32,000m³の水を供給している(2007年5月時点)。 2006年のディリ市の水道普及率は 70%(2006年 SIP レポート)、有効率は 36%程度と推定されている。また、ディリ市内には国内避難民のキャンプが 2008年6月現在で40箇所、約5万人残っており、ディリ水道給水栓および浅井戸などを利用しているが、給水車による給水活動、衛生施設提供も行われている。

このように、ディリ市の水道を始めとして、「東ティ」国の給水・衛生分野は多くの外国からの援助により復旧、改善が進められてきているが、ドナーによる多額の投資のわりに水状況の改善が遅れている事実も指摘されている(2006年9月 ADB Audit Report)。また、行政サービスの所管官庁である DNSAS の実施能力は未だ脆弱であり、その職員の能力向上、料金徴収システムの稼動、給配水システムの改修など多くの課題が残されている。

#### 1-1-2 開発計画

「東ティ」国の開発計画として以下のものがある。

- 1) 国家開発計画(National Development Plan, 2002年4月)
- 2) ミレニアム開発目標報告書(Timor-Leste Millennium Development Goals, 2005年)
- 3) セクター投資プログラム (Sector Investment Program, 2006年4月)
- 4) 年次別アクションプラン (Annual Action Plan)

上記の文書で述べられている水道衛生部門に関する計画は以下のとおりである。

#### (1) 国家開発計画 (National Development Plan、2002年5月)

次の2項目を国家開発計画における最終目標としている。

- ① 貧困からの脱却-全地域、全民族
- ② 公平で持続可能な経済成長の推進と国民の健康、教育、福祉の拡充

上記最終目標の実現のため 16 の個別目標を掲げ、8 分野について開発戦略を提示しており、水道施設整備はこの枠組みの中の方針に沿って実施されている。DNSAS の責任として、法律および組織構築を行い、総合的な上水道事業を実施し、充分で安全で持続性のある水の供給を行うことを規定しており、水供給の目標とする成果指標として、次に示す目標値を掲げている。

#### 目的-1:充分で安全かつ持続的な水供給

- ▶ 都市人口の80%に対して、給水管を通じ安全な水道水を24時間連続供給する
- ▶ 地方人口の80%に対して、水道施設もしくは独自運営の専用水道施設から安全な水道水 を供給する

目的-2: 村落が所有、運営する施設による充分で安全かつ持続的な水供給

- ▶ 地方都市の隣接区域の100%に安全な水道水を供給する
- ▶ 地方人口80%に対して、水道施設もしくは独自運営の専用水道施設から安全な水道水を 供給する

目的-3:他省庁\*と協力した水供給のための水資源管理

- ▶ 効率的水利用、廃水に関わる立法化
- 公共用水供給の規制

(注:2002年当時、DNSAS は運輸・通信・公共事業省水道衛生サービス局であったため。協力する省庁としては、インフラストラクチャー省、天然資源・鉱物・エネルギー政策省、経済開発省環境局などが挙げられる。2-1-1(1)プロジェクト実施機関の項を参照)

#### (2) ミレニアム開発目標 (Millennium Development Goals、2005年)

2015年までに86%の都市人口と75%の地方人口が十分な水道水に、またおよそ65%の都市人口と40%の地方人口が衛生的なトイレにアクセスできるようにすることが挙げられている。

#### (3) 投資プログラム(Sector Investment Program: SIP)

国家開発計画を実施するために 2006 年 4 月にセクター投資プログラムが策定された。経済経済開発省 (Ministry of Economy and Development) が中心となり各省の協力で、17 分野のセクター別に中期的な開発戦略と優先プログラムが提示されている。援助機関への要請はこの SIP に基づいて行われる。

SIP レポートにおいて、ディリ市の水供給状況(2006年5月の暴動前)について次のように記述されている。

- 9,200 件が正規の登録顧客で全 20,000 世帯の 46%を占める。
- 正規顧客の28%(2,720件)でとくに商業用、官庁用等の大規模顧客の給水管にはすでにメータが設置されている。
- 未登録の顧客を含めると全世帯の70%が給水管に接続している。

• 全給水件数の 36%が 24 時間給水を享受し、残り 64%は 13 時間 - 16 時間給水に甘んじている。

2000年以降、種々のプロジェクトが実施されたにもかかわらず、援助効果が必ずしも計画通りに具現化しておらず、国家開発計画、ミレニアム開発目標報告書に示される目標値達成には、さらなる努力(プロジェクトの実施)が必要であるとしている。これを受け、SIP では分野ごとの優先プロジェクトを選定している。優先度に応じて最優先プロジェクトおよび中期的に優先すべきプロジェクトの2段階に分類している。水道衛生部門の優先プロジェクトのうちディリ市水道に関連する最優先プロジェクトには以下の4つのプロジェクトが挙げられている。

表 1-1.1 ディリ市水道の最優先プロジェクト

1)	水道料金徴収システムの確立
2)	DNSAS 職員のトレーニング
3)	ディリ市水道の給配水管整備
4)	アタウロ島住民(ディリ市)の衛生改善

2006 年から 2010 年までの 5 年間に、おおよそ 65MUS\$(合計)の投資額が必要であるとされているが、現時点では、上記のディリ市水道に関する 4 つの最優先プロジェクトは、いずれも ADB の技術支援の下で実施されている。本プロジェクトの実施によりディリ市の水道供給の安定性をさらに高めることが期待される。

#### (4) 年次別アクションプラン (Annual Action Plan: AAP)

国家開発計画、投資プログラムでは、公共サービスレベルに対する具体的目標値が必ずしも明確ではない。補足資料として政府は毎年 AAP を作成しており、2007、2008 年の AAP も作成されている。都市水道での公共サービスレベルに関しては以下のとおり具体的目標値が示されている。

表 1-1.2 都市水道における公共サービスレベルの目標値

サービスの種	類  対象地域	サービスの目的	目標値
1)登録住民	ディリ市と	安全な水の	最低レベルとして水量一人一日当たり80Lpcdを保
	12 地方都市	24 時間給水	証し、給水管を通じ24時間連続給水する。
2) 非登録住	:民 ディリ市と	安全な水の	最低一人一日当たり 80Lpcd の水量を 200m の距離
	12 地方都市	24 時間給水	内にある給水栓(公共栓、給水車等)から利用可
			能とする。

上表に示されるように、ディリ市の場合、一人一日当たり使用水量として全市民に対し最低 80Lpcd の水量を保証している。現在の浄水場・井戸の施設能力は、200Lpcd 以上を有しており、 漏水、無駄水等の無効水量が減少すれば、十分対応できる水量である。

#### 1-1-3 社会経済状況

#### (1) 社会状況

「東ティ」国は、400年以上に及ぶポルトガルの植民地時代から1976年にインドネシア国に併合され独立抗争を経た後、国連安保理決議による多国籍軍の支援を受けて、2002年5月に独立した国である。インドネシアの東端に位置し、国土面積約14,600km<sup>2</sup>、人口約1,065,000人(2008年

IMF)で、13 の県で構成される。テトゥン族等のメラネシア系の民族が大半であり、99%がキリスト教(大半がカトリック)信者である。国語はテトゥン語およびポルトガル語であり、実用語にインドネシア語および英語を使用している。首都のディリ市はティモール島の北海岸(フローレス海)に面し、南側に標高 700~1,000m 級の東西方向に連なる山脈を擁している。この山脈のディリ市に近い斜面は薪の伐採により殆ど禿山となっており、雨期にのみ草が生えている。

2006 年 4 月に、離脱した国軍兵によるデモに端を発した暴動と騒乱は首都ディリ周辺で、国軍・警察を巻き込んだ武力衝突に発展し、国家警察は崩壊し、政府機能も麻痺状態に陥った。その後、オーストラリア軍を主力とする国際治安部隊が展開し、さらに国連東ティモール統合ミッションが設立され、治安に落ち着きを取り戻し、2007 年 4 月~6 月にかけて実施された独立後初の国政選挙(大統領、議会)については、大きな混乱もなく平和裡に執り行われた。現在までに、国政選挙を始めとして、基本的国家機構の確立、荒廃したインフラ回復等において一定の進展が見られたものの、開発の基盤であるいわゆるガバナンス分野(統治機構、行政能力、制度等)においていまだに様々な課題を抱えており、長期化する国内難民問題や若年層の失業など多くの社会問題も山積している。また、「東ティ」国人自身による自立に向けた努力も必要であり、オーナーシップの定着も大きな課題となっている。

#### (2) 経済状況

1999 年独立投票に伴う騒乱の結果、社会構造の機能停止と経済の破綻が生じ、国民総生産 (GDP) は 1999 年時点で 274 百万 US\$ (IMF) まで落ち込んだ。1999 年国連暫定行政機構 (UNTAET) の発足により治安が改善され、また、一時的な在留外国人の急増に伴う景気回復の影響から、GDP は 2001 年には前年比 16%の高成長を達成し、368 百万 US\$ (2006 年世銀) まで回復したが、その後は停滞している。2006 年 5 月に発生した西部出身の離脱兵士による抗議活動に関連した暴動と騒乱により政府および民間セクターの経済活動が停止し、GDP、実質経済成長率は共に低下したが (IMF: 2006 年の GDP 成長率-3.3%)、2007 年に入り石油・ガス開発からの収入増大により政府セクターを中心に回復傾向にある (同: 2007 年 19.78%)。

2008年のGDPは489百万US\$ (CIA-World Factbook 2009年2月5日)であり、産業別内訳は第一次32.2%、第二次12.8%、第三次55% (2005年:同データ)となっている。また、2007年の一人当りの国民総所得(GNI)は1,510US\$となっている(世銀グループ資料2008年9月17日)。輸出産業は少なく、唯一品質が比較的良好であるコーヒーを輸出用作物として栽培に力を注いでいる。一方輸入は、燃料、機械類、自動車が主な輸入品となっている。2007年での輸出額(FOB)10百万US\$、輸入額(CIF)229百万US\$(世銀グループ資料2008年9月17日)である。石油、天然ガスは統計上計上されていない。2005年での失業率は、地方部で20%、都市部のディリで総合27%であるが、15歳から24歳の若者では40%以上と推定されている。失業率の低下には強力で継続的な経済成長が不可欠とされており、「東ティ」国では今後は石油、天然ガスの開発により得られる歳入に期待が持たれている。

#### 1-2 無償資金協力要請の背景・経緯および概要

現在稼動するディリ市水道は、近郊河川表流水および地下水を水源とし、約16万人の市民(2006

年3月現在の推定値)に日量32,000m³の飲料水を供給している(2007年5月)。この水道システムの中で約20~30%がベモス川(コモロ川上流部)から本件の改修要請対象である導水施設を通じて、過去に我が国が協力事業を行ったディリ中央浄水場(2000年緊急無償で建設)およびベモス浄水場(2004年「ディリ上水整備計画」で改修)に引き込まれている。このベモス水源系は、1984年、インドネシア統治時代に建設されたものであるが、導水管が老朽化したことを受けて、日本政府資金によるUNDP緊急無償事業「ディリ水道施設改修計画」(2000年~2003年)で改修されたものである。しかし、同導水管は2004年および2005年に発生した大規模豪雨の河川氾濫により著しい損傷を受けた。DNSASにより応急的な修復が行われて送水は継続しているものの、十分な対応はできていない。現在は、導水管沿いに洪水による土壌および護岸の流亡、管の露出、法面の崩壊、転石、落石の衝突等が生じており、さらなる洪水が発生した場合には施設への被害が拡大し、導水機能が壊滅的状況に陥る事態が懸念されている。

一方、ベモス浄水場の下部配水池および弁室は 1980 年代に築造されたものであり、壁面、天井の剥落や亀裂の発生およびコンクリートの劣化が著しく、漏水も見られることから、早急に更新が必要と評価されている。今後、洪水による導水管の折損や、老朽化した配水池の崩壊が発生した場合に給水システムが機能しなくなる事態が予測され、長期間に及ぶ水供給の停止により、市民の安全な水へのアクセスおよび衛生面の悪化を招くこととなる。こうした背景から、ディリ市水道の基幹施設であるディリ導水管を防災的な観点から速やかに改修・保護し、今後洪水が発生した場合にもディリ市のベモス浄水場およびディリ中央浄水場へ安定して原水を供給し続ける機能を確保することを目的として、2006 年 1 月 「東ティ」国より、本プロジェクトが要請された。

表 1-2.1 先方要請内容

相手政府による要請内容	予備調査結果に基づく 事業内容	基本設計調査で確認された 要請内容						
I. 取水場—No.3 河川伏せ越し部までの配管区間								
1) 一部配管を河川対岸部に移 設	1) 一部配管を河川対岸部に   移設	1) 一部配管を河川対岸部に移設						
2) No.1-No.3 河川伏せ越し 工部の改修、No.1 は水路橋、 No.2 と No.3 は河川伏せ越し 工の補強	2) No.1-No.2 河川伏せ越し 工部の改修、 No.3 特に補修必要なし	2) No.1-No.2 河川伏せ越し工部の 改修、No.3 特に補修必要なし						
3) 取水施設の改修、補強	3) 取水施設の改修、補強 (有孔管、エプロン基礎 補強、流量コントローラ等)	3) 取水施設の改修、補強 (侵食補修、安定性の増加、塵・ 砂利等の進入防止、スクリーン の設置、流量コントローラ等)						
4) その他	4) その他	4) その他						
	沈砂池の建設	沈砂池の建設						
	排砂管の補強、新設	排砂管の補強、新設						
	減圧水槽の補修	減圧水槽の補修						
	(バイパス管、流出弁)	(バイパス管、流出弁)						
	露出配管部の補強	露出配管部の補強						
	コンクリート支台設置等	コンクリート支台の設置等						
II. No.3 河川伏せ越し部―ベモス浄	水場の配管区間							
1) 蛇籠の設置	1) 蛇籠の設置	1) 蛇籠の設置						
2) その他	2) その他	2) その他						
	露出配管部の補強	露出配管部の補強						
	排砂管の補強	排砂管の補強、追加						
	アクセス道路	アクセス道路						
	(施工上必要な場合)	(施工上必要な場合)						
III. 全区間								
(とくに記述なし)	1) 仕切弁筐の設置	1) 仕切弁の追加と弁筐の設置						
	2) 空気弁室の移設、補強等	2) 空気弁室の移設、追加、補強等						
IV ベモス浄水場	•							
下部配水池および弁室の改修		下部配水池および弁室の改修						

「東ティ」国側の要請内容と、2008年1~3月に実施された予備調査結果に基づく事業内容お よび基本設計調査で確認された要請内容を表 1-2.1 に示す。この中で、ベモス浄水場の下部配水地 および弁室の改修に関しては、2008年6月の基本設計現地調査において問題が提起され、2008年 10月の追加調査において劣化の状況が確認されたものである。

#### 1-3 我が国の援助動向

我が国は、これまで「東ティ」国における平和の定着・国づくりへの取り組みに対し積極的に 協力し、特に① 教育、人材育成、制度づくり、② インフラ整備・維持管理、③ 農業、農村開発、 ④ 平和の定着、を重点 4 分野として、国際社会と共に可能な限りの支援を実施してきている(外 務省ホームページ、最近の東ティモール情勢と日本・東ティモール関係、平成 21 年 2 月)。その 中で、上記②の一環として同国の上水道施設復興のための支援を 2000 年 2 月より実施してきてお り、我が国が実施した上水道分野での援助額は、50億円以上に達し、同国の国づくりに大きく寄 与してきている。これまでに我が国の実施してきた給水・衛生分野における技術協力、開発調査 の援助実績を表 1-3.1 に、また、無償資金協力の援助実績を表 1-3.2 に示す。

協力内容	実施年度	案件名/その他	概要
技術協力 プロジェクト	2008~ 2010 年度	水道局能力向上 プロジェクト(JICA)	・ 水道公衆衛生の責任機関である水道 の人材育成。
7 - 7 - 7 -	2000~ 2001 年度	水供給システム 緊急整備計画調査	・ディリ市を含む全国主要都市(15 者 ついての緊急リハビリ・整備計画の
	1,20	(IICA)	・カイック・インパカト・プロジーカ

表 1-3.1 技術協力・有償資金協力の実績(給水・衛生分野)

道衛生局 都市)に )策定。 トとして (JICA) マナトゥト導水管、ディリ漏水防止対策など 開発調査 ラクロ川およびコモロ 土壌浸食・地滑りにより道路、給水・灌漑施設 2005~ 等が寸断している。実証を通じた住民主導型 川流域住民主導型流域 2008 年度 の流域管理計画およびパイロット・プロジェ 管理計画調査 (JICA) クト、ガイドラインの作成を目的としてい

表 1-3.2 無償資金協力の実績(給水・衛生分野) (単位:億円)

		***************************************	11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11 11
実施年度	案件名	供与限度額	概 要
2000~ 2003 年度	ディリ市水道 施設改善計画	13.5 億円 UNOPS (UNDP を通じた日 本の緊急無償援助)	・ ディリ中央浄水場の新設。 ・ ベモス川からの導水管新設。 ・ 深井戸 6 基の改善、貯水池 2 基、配水管等の新設。
2002~ 2003 年度	地方都市水道 改善計画	2.9 億円 UNOPS (UNDP を通じた日 本の緊急無償援助)	・ リキシャ、ロスパロス、マナトゥト各都市の取水施設、導水管、送水管、配水池、配水管の補修、新設。リキシャでは緩速ろ過池の改修を含む。 ・ 管路敷設総延長は 19.8km。
2002~ 2004 年度	ディリ市水道 施設改善計画	3.6 億円 UNOPS (UNDP を通じた日 本の緊急無償援助)	・配水ゾーン 2,3,4 の配水管網情報の整備と図化および配水管計画。 ・ディリ東部用の新規井戸 2 基のための調査。
2004 年度 ~ 2006 年度	ディリ上水整備 計画	0.7 億円(国債)(JICA) 5.5 億円(国債)(JICA) 5.7 億円(国債)(JICA)	・ディリ市のベモス、ラハネ、ベナマウク浄水処理施設の更新、管理棟の建設、電気機械設備の更新。 ・漏水の著しい配水管 19.6km の敷設替え。
2005 年度 ~ 2007 年度	サメ・アイナロ 上水道整備計画	0.7 億円(国債)(JICA) 6.7 億円(国債)(JICA) 不明(国債)(JICA)	<ul><li>・ エルメラ、サメ、アイナロ、マウビセの取水施設、</li><li>・ 浄水施設、配水施設等の整備。</li></ul>

#### 1-4 他ドナーの援助動向

「東ティ」国に対する、初期段階の給水・衛生分野における多国間および二国間援助は国内の NGO および国際 NGO 等により実施されてきたが、その後(2000 年頃)国際連合 の地方行政管理下に集約された。その当時から給水・衛生分野の復興支援に携わってきた主な「東ティ」国内の NGO は Bia Hula, Forte, Hamoris および Timor Oa であり、また、主な国際 NGO は Care、Oxfam および ICRC(国際赤十字)である。

給水・衛生分野においては、我が国以外にオーストラリア、ポルトガル、カナダ、アメリカ、ドイツ、アジア開発銀行(ADB)、世界銀行等がさまざまな形で積極的な援助活動を行ってきている。これらの国および国際援助機関が実施してきた給水および衛生分野の復興/整備における主要な援助プロジェクトを表 1-4.1 に示す。

表 1-4.1 他ドナー国・国際機関の援助実績(給水・衛生分野) (単位: 千 US\$)

実施 年度	機関名*	案件名	金額	援助形態	概 要
1998 ~ 2002 年	AusAID	水供給 NGO、Bia Hula への人材育成	不明	無償	簡易水道および水消費者グループのリハビリ に関連しての「東ティ」国の NGO、BiaHula に対する人材育成支援
1999 ~ 2001年	AusAID	緊急給水・衛生プロ ジェクト	不明	技協	国際 NGO-Oxfam および国内 NGO-BiaHula との提携による給水・衛生施設改善
2001~ 2002年	AusAID	給水・衛生に関する 人的資源開発支援	不明	技協	水道衛生局 (WSS) の人的資源養成:運転維持 管理、財務、運営・管理の給水・衛生上級管理者 に対する指導・助言
2002~ 2006年	AusAID (CWSSP)	村落共同体給水·衛 生プロジェクト	不明	技協	・NGO(IDSS,Oxfam、EGIS)との連携による緊急農村給水・衛生プログラムの実施・農村給水・衛生ブログラムを推進する人材育成の実施
2001年	CFET	上水道施設・衛生施 設の運転維持管理	不明	技協	・ディリおよび主要県の水道施設維持管理、 ・ディリの廃棄物および排水施設の維持管理、 ・村落共同体の水道施設の支援
2001~ 2004年	CIDA (カナダ)	村落給水・衛生プロ ジェクト	不明	技協	NGO-CARE による村落の給水・衛生改善支援
1999~ 2002年	GTZ (ドイツ)	給水システムのリ ハビリ・改善	不明	技協	6 ケ所のサブデストリクトにおける自然流下 システムの改修/改善
1999~ 2001 年	UNTAET	給水・衛生プロジェ クト	不明	技協	人事派遣、技術援助、資機材およびトレーニン グなどのサービス提供
2000年	UNICEFF	農村給水・衛生プロ ジエクト	不明	技協	NGO 経由での・学校、保健センター、地域共同体に対する給水、・衛生施設の供給、・衛生改善サポート
2001年	USGET	給水施設復旧支援	不明	技協	浄水場、配水施設、ラボ施設の運転・復旧のためのエンジニアを派遣
2000~ 2002年	UNOPS (UNDP に 対するボ ルトガル の援助)	給水·衛生リハビ リ·プロジェクト	不明	技協	ステージ I: ・衛生・廃棄物についてのマスタープラン策 定 ・ディリ:雨水排水・汚水についてのマスタープラン策定 ・バウカウ:新市街地区における湧水取水場と配水管のリハビリ ・アイレウ:貯水池、ポンプの小規模リハビリステージ 2: ・アイレウ:ポンプ場リハビリ、新規貯水池建設 ・バウカウ:ポンプ場リハビリ、貯水池、地拡張、配水管リハビリ、公共水栓設置

実施 年度	機関名*	案件名	金額	援助 形態	概 要
2000~ 2003 年	TFET (ADB 所 管)	給水·衛生リハビリ プロジェクト	不明	技協	フェーズ-1・人材育成および組織強化 フェーズ-2・制度・組織強化、・料金徴収計画、 ・ディリ他6県における給水施設のリハビリ
2001 年 ~	USAID (USA)	給水・衛生プロジエ クトクト	不明	技協	28 ケ所についての小規模無償援助:村落給水、 工器具・装置、便所用資材の供給
2001~ 2002年	ECHO (EU)	学校における給水・ 衛生プロジェクト	不明	技協	学校および近隣村落共同体における給水·衛 生の改善
2000~ 2003年	世界銀行 (CEP)	村落共同体権限委 譲・地方統治プロジ エクト	不明	技協	村落共同体の提案/実施、CEP の審査/承認/監視/技術支援による水道、濯漑、衛生改善
2002~ 2004 年	AusAID	人的資源開発プロ ジェクト	不明	技協	開発・管理・実施を指導する長期専門家(1名 ×24 ケ月)、短期専門家の派遣
2006~ 2007年	ADB (TA 4646-TIM)	都市給水・衛生プロジェクト	600	技協	次に予定されている設備支援プロジェクト (ハードコンポーネント)のフィージビリティ調査(F/S)の位置付けの支援プロジェクト
2006~ 2008年	ADB (TA 4646-TIM)	都市給水・衛生プロジェクト	5,500	技協	上記 F/S のフレーム・ワークを受けてのディリの給水・衛生設備支援プロジェクト
2008~ 2010年	ADB (TA 4869-TIM)	ディリ給水改善プ ロジェクト	1,000	技協	上記設備支援プロジェクトをサポートする技 術支援プロジェクト (ソフト・コンポーネント) である。
2005~ 2010年	AusAID	地方給水・衛生プロジェクト	不明	技協	フェーズ1ではプロジェクトの計画、契約、 管理をコンサルタントが、フェーズ2では水 道衛生局(DNSAS)が計画策定、フェーズ3 では DNSAS が計画・管理、フェーズ4では DNSAS が全ての活動を実施する。

注: 機関名の略語については、巻頭の略語集を参照

上表に挙げた事業の中で、ディリ市の水道に対する援助は現在ADBによって実施されている。これまでに日本の援助がディリ市水道の基幹施設のうち取水・導水施設と浄水場を整備してきたのに対して、ADBのプロジェクトではディリ市内の配水管更新、各家庭への給水管接続および水道メータ設置、DNSASへの顧客登録など、末端施設の整備と人材育成によって給水普及率および有収率の向上を図るものとなっている。

第2章 プロジェクトを取り巻く状況

## 第2章 プロジェクトを取り巻く状況

#### 2-1 プロジェクトの実施体制

#### 2-1-1 組織・人員

#### (1) プロジェクト実施機関

本プロジェクトの実施機関はインフラストラクチャー省水道衛生局である。以前は Water and Sanitation Service (WSS) の名称で運輸・通信・公共事業省 (Ministry of Transport, Communications and Public Works (MTCPW)) に属していたが、2006 年の組織改正で天然資源・鉱物・エネルギー政策省 (Ministry of Natural Reseources, Minerals and Energy Policy (RNMPE)) に属する National Directorate of Water & Sanitation Services (DNSAS) に改称され、2008 年現在ではインフラストラクチャー省 (Ministry of Infrastructure (MOI)) の管轄下にある。MOI は公共のインフラ整備事業に係る 4 部局 (水源管理局 (NDWRM)・電力局 (EDTL)・都市計画局 (NDUP)・水道衛生局 (DNSAS)) を統括している。MOI の組織図を図 2-1.1 に示す。

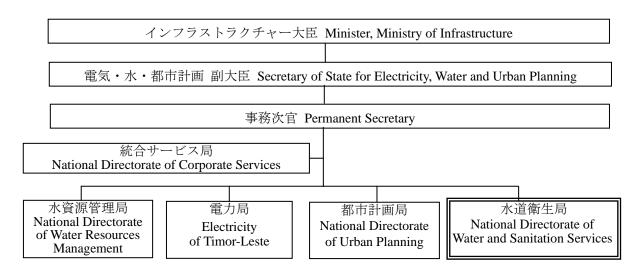


図 2-1.1 インフラストラクチャー省組織図

#### (2) 水道衛生局 (DNSAS) の組織

DNSAS は「東ティ」国全体の水道と衛生分野を統括する機関で、ディリに本局があり、12 の地方都市に支所が置かれている。2008 年 6 月時点の DNSAS の正職員数は 142 人であり、「東ティ」国の公務員の等級区分に従い局長(レベル 6)から一般職員(レベル 1)までの階層に分かれて業務を担当している。そのほかに契約職員が 100 名程度在籍している。部長級・課長級の職員の中には日本の地方自治体の水道局において技術研修を受けた者が 4 名いる。また我が国の支援により 2004 年度に「ディリ上水整備計画」、2005 年度に「サメ・アイナロ上水整備計画」を実施した経験から無償資金協力事業の進

め方について理解している。本局には AusAid による村落水道衛生プログラム、ADB による技術協力プロジェクト、我が国の技術協力である「水道局能力向上プロジェクト」の事務所が開設されており、オーストラリア人、ソロモン人、日本人の専門家やコンサルタントが常勤している。

DNSAS の組織図を図 2-1.2 に示す。DNSAS の部署は、総務・経理・人事部、計画開発部・ディリ水道衛生部、地方水道衛生部に分かれている。以前は水質分析課が計画開発部に所属していたが、2008 年にディリ水道衛生部に移管された。また 2007 年まで廃棄物担当部局があったが現在はディリ県(Dili District)に移管されている。本プロジェクトの対象であるベモス水源系の水道施設はディリ水道衛生部ディリ運営・維持管理課の所轄にある。この課には浄水場運転員や配管工を含めて 30 名の職員が在籍している。また水道施設の改修計画や運転中の施設に事故が発生した場合の修理・復旧に関する施工業者への委託と業務発注は計画開発部調査計画設計施工監理課が担当しており、設計・積算を行う技術員が 10 名在籍している。2008 年 6 月の基本設計調査時にはディリ水道衛生部の部長は日本の技術研修に参加しており、また維持管理課長職は 1 年以上空席であるため、地方水道衛生部地方水道衛生課課長(地方支所の統合コーディネータ)がディリ衛生水道部の管理職を代行した。

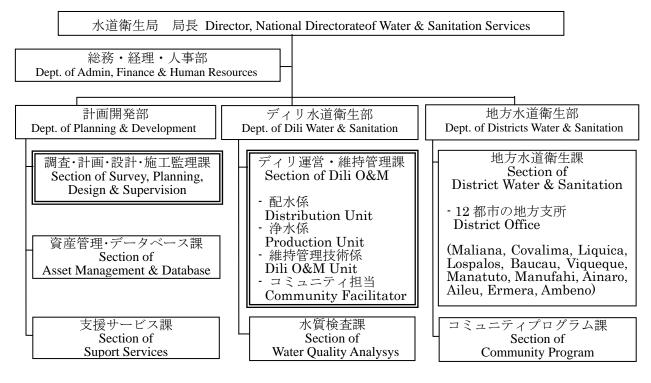


図 2-1.2 DNSAS 組織図

#### 2-1-2 財政 • 予算

「東ティ」国政府の歳入は、石油収入・税収・ドナーからの援助に大きく分けられ、石油収入の占める割合が高い。石油価格の影響を受け変動幅が大きいものの国家財政は黒字基調にある。ティモール海油田からの石油収入は今後  $20\sim30$  年程度続くと見込まれており、枯渇後に備えて石油基金(東ティモール信託基金(Trust Fund of East Timor(TFET))および東ティモール統合基金(Consolidated Fund of East Timor(CFET))が設立されている。

DNSAS の過去3年間の予算を表2-1.1 に示す。会計年度は2007年までは7月から翌年6月までであったが、2008年からは1月から12月までとなっている。予算は人件費を含む経常予算と開発事業に関するプロジェクト予算に分かれている。

プロジェクト予算は給水セクターの開発予算にあたり 2009 年の予算は 1,495 千 US\$であり国家予算の総支出予定 681 百万 US\$の 0.2%に相当する。2008 年度のプロジェクト関連予算は前年度の開発事業に対する予算執行実績を考慮して計上されたため減額となったが、実質的にはこれまでと比べて大きく変わらず、今後も「東ティ」国の予算財源である石油および天然ガスからの収入が見込まれるため、DNSAS の予算は年間 3 百万 US\$の規模で継続するものと想定される。

また、本プロジェクトは現在使用されている施設の改修事業であり、計画実施後に運営・維持管理費が大きく増加することはない。ベモス導水管の維持管理とベモス浄水場の運営・維持管理に要する費用は、次章の表 3-5.1 に示すように年間約 6 万 US\$と推定される。これは DNSAS の 2008 年のプロジェクト関連予算の 4%に相当するもので、過去の実績を考慮すると負担可能な金額である。

	(単位:十 US\$)						
	2005年7月		2006 4	年7月	2007年	2008年	2009年
内 訳	-2006年6月		-2007年6月		7-12 月	1-12 月	1-12 月
	予算	実績	予算	実績	予算	予算	予算
人件費を含む 経常予算	1,964	1,599	2,274	2,274	818*	1,668	2,021
プロジェクト 関連予算	1,769	1,818	1,799	552	-	1,490	1,495
同上伸び率 (2005年基準)	100%		102%	_		84.2%	84.5%
合計	3,733	3,417	4,073	2,826	818*	3,158	3,516
所属官庁	運輸・通信・ 公共事業省		天然資源・鉱物・			インフトラカ	
	公共等	<b>尹</b> 耒旬	エネルギー政策省			ストラクチャー省	

表 2-1.1 DNSAS の年間予算 (単位: 千 US\$)

#### 2-1-3 技術水準

「東ティ」国は2002年に独立してまだ間もなく、それ以前のインドネシア統治時代は地方州の一部に過ぎなかったことから、国全体の技術水準はあまり高くない。また官庁の中には独立に際して技術と経験を持ったインドネシア人が自国に引き揚げたために弱体化した部局もあり、我が国を含む各ドナーは、インフラ整備事業に対する支援とともに、将来に向けた人材育成に対する協力を実施してきている。

DNSAS では現在までに第1章の表1-4.1 に示すような技術協力が行われており、我が国も2008年9月から2011年3月までの予定で「水道局能力向上プロジェクト」を実施している。このプロジェクト

注) 予算執行期間:2007年以前の会計年度は7月から翌年6月まで、2008年以降は1月から同年12月まで。

<sup>\*: 2007</sup>年7月から12月までは移行期間であり、半期分の予算。

では想定される成果として、DNSAS による浄水場の運営・維持管理に関する能力の強化が挙げられ、 実用的な維持管理マニュアルの作成と DNSAS 職員への OJT を通じた技術指導の実施が予定されている。 本プロジェクトの対象であるベモス浄水場およびベモス導水管についても担当職員の能力向上が期待 される。

本プロジェクトの対象施設であるベモス導水管およびベモス浄水場下部配水池の維持管理は、DNSASのディリ水道衛生部ディリ運営・維持管理課浄水係が担当している(図 2-1.2 参照)。同課には取水・導水・浄水施設を担当する職員として、ディリ中央浄水場に 6 名(1 日 2 交代、3 グループによるシフト)、ベモス浄水場に 2 名、ベモス導水管の保守担当として 2 名(主にベモス取水口の維持管理)が各施設で勤務しており、本局には機械技師 1 名および電気技師 1 名が配置されている。各浄水場では運転員が水質分析担当を兼ねており、水量・水質・薬品注入量・電力使用量等のデータが各施設から本局の浄水係に送られて一括管理されている。

ディリ運営・維持管理課配水係では給水管の接続工事を行うほか業務会計部の顧客サービス課で受け付けた苦情を情報源としてディリ市内の配水管の小規模な補修工事を行っている。施設の大規模な補修工事はディリ水道衛生部から計画開発部へ依頼し、計画開発部が設計・積算・入札を行い、委託業者への発注と業務監理を行う。過去にベモス導水管に事故が生じた際には DNSAS が緊急補修作業を実施しており、本プロジェクトの実施後についても同様な措置を取ることが可能と考えられる。

# 2-1-4 既存施設·機材

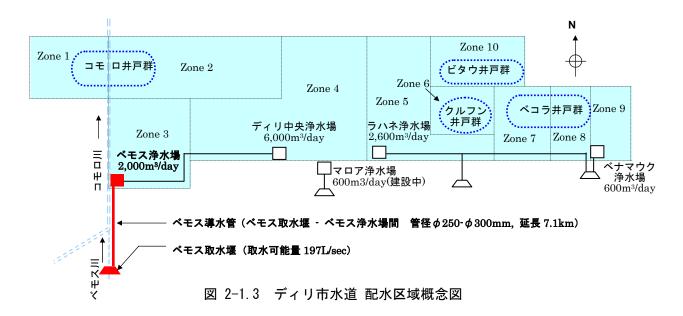
#### 2-1-4-1 ディリ市の給水状況

# (1) ディリ市の給水施設

表 2-1.2 ディリ市の給水施設

施設名	建設年度	最終補修 年度	水源	計画浄水量	揚水量	配水区域
ベモス浄水場	1982-1984	2007	ベモス川	2,000m <sup>3</sup> /day		Zone 3
ディリ中央浄水場	2002-2003		ベモス川	6,000m <sup>3</sup> /day		Zone 4
ベナマウク浄水場	1993	2007	ベナマウク川	600m <sup>3</sup> /day		Zone 9
ラハネ浄水場	1954	2007	ベモリ&	2,600m <sup>3</sup> /day		Zone 5
			ベナマウク川			
コモロ A/G	1986	2003	地下水	24hr× 64.5 l/s	5,573 m <sup>3</sup> /day	Zone 2
コモロ B	1986	1996-1997	地下水	24hr× 40 l/s	3,456 m <sup>3</sup> /day	Zone 2
コモロ D	1996	1999	地下水	24hr× 35 l/s	3,024 m <sup>3</sup> /day	Zone 1
コモロE	1999		地下水	24hr× 20 l/s	1,728 m <sup>3</sup> /day	Zone 1
クルフン A	1994	1999	地下水	24hr× 14.7 l/s	353 m <sup>3</sup> /day	Zone 6,7,8
クルフン B	1995	1998	地下水	24hr× 40 l/s	3,456 m <sup>3</sup> /day	Zone 6,7
ベコラ1	2001		地下水	16hr× 10 l/s	576 m <sup>3</sup> /day	Zone 7,8
ベコラ 2	2001		地下水	16hr× 14.9 l/s	$(858 \text{ m}^3/\text{day})$	ラハネ浄水場
ビダウ 2	2000		地下水	24hr× 24.4 l/s	2,108 m <sup>3</sup> /day	Zone 10
ビダウ3	2000		地下水	24hr× 9.1 l/s	786 m <sup>3</sup> /day	Zone 10
ヘラ A	1984	2004	地下水	24hr× 5 1/s	432 m <sup>3</sup> /day	
ヘラC	1998	2004	地下水	24hr× 10 l/s	864 m <sup>3</sup> /day	
合計				11,200 m <sup>3</sup> /day	22,356 m <sup>3</sup> /day	

ディリ市水道の給水施設として 4 箇所の浄水場および 12 箇所の井戸が稼働中であり、計画給水量は表 2-1.2 のとおりである。現状でのディリ市の浄水場、井戸からの給水能力は、同表より浄水場 11,200  $m^3$ /day + 井戸ポンプ 22,356  $m^3$ /day = 33,556  $m^3$ /day である。配水区域は図 2-1.3 に示すように 10 の Zone に分かれている。本プロジェクト対象のベモス浄水場の配水区域は Zone 3 である。またベモス導水管の終端はディリ中央浄水場への流入となっておりここから Zone 4 に配水される。



#### (2) ディリ市人口および水需要予測

2006年の SIP で明らかにされている人口増加率、水使用原単位を基に 2010年、2015年における水需要量は下表に示すように予測され、現在の給水能力 33,556m³/day では 2010年以降の需要量に対応できなくなる。

項 Ħ 2004年 2007年 2010年 2015年 ディリ市給水区域人口 153,300 177,500 205,400 262,200 人口増加率(%) 5.0 5.0 5.0 5.0 普及率(%) 70.0 72.0 75.0 80.0 給水人口 107.3 127.8 154.1 209.8 水使用原単位(L/人/日) 80.0 85.0 90.0 95.0 家庭用水使用量(m³/day) 8,580 10,860 13,870 19,930 その他用途水使用量(m³/dav) 3,258 4,855 7,972 2,145 小計 10,725 14,118 18,725 27,902 有効率(%) 36.0 45.0 55.0 65.0 日平均水需要量(m³/day) 29,800 31,400 42,900 34,000 日最大水需要量(m³/day) 35,800 37,700 40,800 51,500

表 2-1.3 ディリ市の人口と水需要

注:2004年の水使用原単位はAAPに示される水量

ベモス浄水場の配水池は早朝に流出弁を開くと 2.5 時間から 4 時間で配水池が空になり、またディリ中央浄水場の配水池も約 12 時間でほぼ空になる。従って、ベモス浄水場から配水される Zone 3 およびディリ中央浄水場から配水される Zone 4 では、配水管および給水管からの漏水などがあるものと考えられる。現在 DNSAS では ADB による人材育成に係る技術協力(ディリ水道機能向上プログラム)が実施されている。これに加えて配水支管敷設工事や給水管接続ほかの投資プロジェクト(ディリ都市水道プロジェクト)が Zone 2, 4, 5 の 3 つの配水区域を対象として 2009 年から開始される予定であり、配水池から需要家に至るまでの配水管・給水管の漏水対策や、水道メーターの設置と顧客登録による有収率向上が目標とされている。ディリ市水道ではこうした支援事業の目標値も考慮したうえで 2010 年以降の給水計画を立てることが必要と考えられる。

#### (3) ベースライン調査結果

ディリ市水道の給水区域のうち Zone1-10 の各 3 世帯、合計 30 軒の一般家庭を対象に給水状況にかかるベースライン調査を行った。

#### ① 給水時間・給水圧

調査結果からは配水管路の漏水が多いことが想定される。調査対象 30 軒のうち「1 日の給水時間が 5 時間未満」である家庭は 16 軒あり、うち 8 軒は「午前中に水がよく出るものの午後は断水してしまう」という回答であった。ディリ中央浄水場の例では午前 1 時から 2 時に流出弁を開いて配水操作を開始するにもかかわらず、当該配水区域である Zone 4 の調査対象の家庭 3 軒からの回答によると給水栓から水が出るのは午前 6 時以降であり(午前 6 時から 9 時: 1 軒、午前 9 時から 11 時: 1 軒、午前 10 時から午後 2 時: 1 軒)、配水池の流出弁を開いてから各戸の給水栓の水が出るまでの 5~8 時間の間は、漏水や違法接続により空虚となった配水管内の容積を満たすために必要な時間であると思われる。

給水時間5時間未満6~10時間11時間以上給水時間が不安定軒数16軒2軒3軒9軒調査における割合53%7%10%30%

表 2-1.4a 一般家庭における1日の給水時間

#### ② 水質・排水状況

各家庭の給水栓から出る水道水の水質は良好であり、調査員の官能評価では色や異臭味が確認されたところはなく、調査時に採水可能であった 25 軒の家庭の水道水にはいずれも残留塩素が含まれていることが確認された。その他に利用している水源としては近隣の公共給水栓や井戸が挙げられたが、「手押しポンプ付きの浅井戸の水は洗濯や行水に使用している」という回答であった。市街地の浅層地下水は濁りや匂いが強く飲用に適さない水質であり、生活排水や汚水が混入していることが考えられる。「生活排水を排水溝に流している」家庭は 30 軒中半数で、その他は「地下浸透させている」という回答であった。排水溝はごみ捨て場となっている箇所も多く、よどんだ排水が地下に浸透している状況である。

表 2-1.4b 一般家庭の給水栓からの残留塩素検出状況

遊離残留塩素濃度	0.1PPm	0.2ppm	断水のため採水不能
軒数	21 軒	4 軒	5 軒
調査における割合	70%	13%	17%

表 2-1.4c 一般家庭の排水・衛生施設の状況

排水·衛生設備	生活排水を排水溝に排水	生活排水を庭に地下浸透	腐敗槽を用いた汚水処理
軒数	15 軒	15 軒	30 軒
調査における割合	50%	50%	100%

#### ③ 顧客登録と料金徴収の状況

今回調査した 30 軒のうち、「水道メーターが取り付けられている」家庭は 15 軒であり、そのうち 「DNSAS 検針員の訪問を受けたことがある」家庭は 12 軒、「請求書を受け取ったことがある」家庭は 11 軒であることから、給水管が接続されていても水道メーターが設置されていなかったり壊れていたりして検針不能な家庭や、顧客台帳が整備されていないため請求書が発行されずに料金徴収に至っていない家庭が半数以上を占めた。また 4 軒の家庭では、水道料金が徴収されていた 2005 年から 2006 年までの間に毎月 4~20US\$を銀行で支払っていたことがある。他方、水道料金を支払ったことのない 26 軒からは「給水栓から毎日きちんと水が出るようになれば水道料金を払う」という意思が示された。

表 2-1.4d 一般家庭における水道料金徴収の状況

水道料金徴収状況	水道メーターが 設置されている	検針員の訪問を 受けたことがある	請求書を受け取っ たことがある	水道料金を支払っ たことがある
軒数	15 軒	12 軒	11 軒	4 軒
調査における割合	50%	40%	37%	13%

#### ④ DNSAS に対する満足度・意見

調査対象 30 軒のうち、「DNSAS に対して満足している」と答えた家庭は実際に水道水が良く出ている 2 軒のみであり、「満足も不満もない」が 19 軒、「不満」が 9 軒あり、時間給水が恒常化しているため、常時給水でなくとも不満を感じていない状況が窺われる。DNSAS に対する要望としては「常時給水を行ってほしい」という回答が最も多く、そのほかに「漏水している水道管を修理してほしい」、「配水管を壊して違法接続を行う人々を監視してほしい」、「水道料金が払えない家庭に配慮してほしい」などの意見があった。

表 2-1.4e 一般家庭の DNSAS に対する満足度

給水に対する満足度	満足している	普通	不満である
軒数	2 軒	19 軒	9 軒
調査における割合	7%	63%	30%

#### 2-1-4-2 ベモス取水堰の現状

#### (1) 取水堰の諸元

ベモス取水施設はベモス浄水場の原水取水施設として、1984年にコモロ川およびベモス川の合流地 点からベモス川を更に3.8km 遡った地点に建設された。ベモス川が急流河川であることから取水堰および導水管はたびたび洪水被害を受けている。現在の取水堰は2003年にUNDP緊急無償事業で改修されたものであるが、2004年および2005年の洪水により再び大規模な破壊が生じたものである。同事業ではベモス導水管の改修およびディリ中央浄水場の新設が行われており、これらが竣工した後2003年か

らはベモス浄水場(浄水場容量 2,000m³/day)とディリ中央浄水場(浄水場容量 6,000m³/day)に原水を供給するための取水を行っている。現在のベモス取水施設の諸元を表 2-1.5 に示す。

表 2-1.5 既設ベモス取水施設の諸元

項目	施設規模等	備考
1)ベモス川	流 域 面 積: 30.3 km <sup>2</sup>	
	計 画 洪水量: 200m³/sec	1/50 年確率又は既往最大
	渇 水 量: 0.2 m³/sec	確率年は不明
	河床縦断勾配:堰上流部:1/30、堰下流部:1/20	本調査の測量結果
2)取水堰	堰のタイプ: 固定堰	基礎岩盤に着岩しているタイプ
	堰 長: 7.6m	土砂吐部はない
	堰 高: 4.2m	EL. 227.95 – EL.223.75 = 4.2m
3)取水工	取 水 口: 幅 0.6m×高さ 0.6m×1 連	
	スクリーン: 幅 0.6m×高さ 0.6m×1 門	
	取 水 室: 幅 2.0m ×長さ 2.0m ×高さ 1.5m	
4)排砂施設	排 砂 室: 幅1.4m×長さ1.6m×高さ1.5m	
	本管仕切弁: φ 250mm	
	排 砂 管: φ80mm	
5)護岸擁壁工	左岸上流: 片持式擁壁、高さ 1.0m× 延長 13.6m	固定堰体からの片持ち構造
	右岸上流: 片持式擁壁、高さ 1.0m× 延長 10.8m	n .
	右岸下流: 片持式擁壁、高さ 1.0m× 延長 14.7m	n .
	右岸下流: 片持式擁壁、高さ 1.0m× 延長 14.7m	II

河川測量による縦断図を見るとベモス取水堰地点のベモス川の河床縦断勾配は、堰上流側が約 1/30、堰下流側が約 1/20 の急流河川である。急流河川では洪水時の河川の掃流力が大きく河床が安定しないため、日本では砂防河川に指定されて河床縦断勾配が 1/100 より緩くなるよう床止工(落差工)を計画し、河川の掃流力を減じて河床の安定を図ることになっている。ベモス取水施設がこうした洪水被害を受けやすい急勾配の地点に設けられたのは水量・水質・動力費の点で他の水源に比べて優位なためである。

現在の取水地点では乾期も伏流することなく通年取水が可能であり、2000年の導水管改修計画では渇水期を含めた年間を通じての取水可能水量 197L/sec と設定されており、ベモス浄水場およびディリ中央浄水場の原水供給に必要な 8,800m³/day(102L/sec、浄水場のロスを含む。)に対して十分である。他に水源として可能性のあるコモロ川は、乾期の流量が少なく雨期には濁度が高くなるため浄水場の運転に困難を生じると考えられる。また地下水水源の場合はポンプを用いた揚水を行う必要があり、上記 2 箇所の浄水場へ自然流下方式で導水可能なベモス取水施設は導水にかかるコストの点で有利である。

# (2) 取水堰の問題点

2003年に改修されたベモス取水施設は供用開始後5年間が経過して、維持管理の面で次のような課題を抱えながら現在も利用されている。

#### ① 洪水による被害

転石や砂利を含んだ洪水流による磨耗のため、改修された固定堰およびエプロンのコンクリート表面

は既に鉄筋が露出している。DNSAS の情報では取水堰は UNDP 緊急無償事業で改修された後、二度に わたり大規模な洪水被害を受けている。1回目の洪水は 2004 年 2 月の連続降雨 (1 週間) の際であり、 最大日降雨量 126.7mm (降雨量の確率統計処理の結果、1/77 年確率と推定) であった。2回目の洪水は その翌年の 2005 年 3 月の連続降雨 (4 日間) により発生したもので、この時の降雨量は最大日降雨量 113.4mm (1/24 年確率と推定) であった。

こうした二度にわたる大洪水により、堰下流河床は 2.5m も洗堀され低下した。取水堰本体は基岩上に建設されているため流失することはなかったが、下流エプロンの下流部の約半分および下流フトン籠護床工は流失した。今後の洪水で下流エプロン基礎の洗堀が進行すると、堰本体の安定性も失われ取水堰の崩壊を誘引する危険性がある。万一、取水堰が崩壊するとベモス川から 8,800m³/day の原水の取水ができなくなり、配水区域 Zone 3 および Zone 4 の住民約 57,000 人(ディリ市の人口の約 35%)の給水栓において水量・水圧に影響を受けることが想定される。

#### ② 導水管への土砂の流入

急流河川に設けられたベモス取水堰では、洪水時に土砂吐ゲートの安全性が得られないため土砂吐が設置されていない。このため、乾期には土砂の流入は少ないものの、雨期の洪水時には原水と共に大量の土砂が取水室および導水管内に流入している。これを軽減するため、固定堰直上流の取水口前面に人工的に土砂溜池を浚渫しており、雨期には DNSAS の管理人 2 名は、毎日巡回による目視点検を行い、取水口前面の土砂溜池および取水室の浚渫を励行している。

#### 2-1-4-3 ベモス導水管の現状

#### (1) 導水管の敷設状況

ベモス導水管は、ベモス取水堰を起点として途中 6.8km 地点でベモス浄水場へ分岐し、ディリ中央浄水場まで繋がる全長 12.1km の導水管である。本プロジェクトの計画対象区間は取水堰からベモス浄水場横の第 8 号制水弁工までの鋼管(管径 φ 250mm ~ φ 300mm)の区間 7.08km である。ここからディリ中央浄水場までの 5.06km はダクタイル管が埋設されている(図 3-2.12 水理縦断模式図参照)。取水地点での河川勾配は 1/20、ベモス浄水場付近のコモロ川は 1/100 程度と、急流河川に沿って敷設されており洪水時の急激な出水による洪水流による導水管の損傷、保護工の崩壊、河岸の侵食、大きな転石や斜面からの落石も見られ、導水管への土砂や落ち葉などの流入等、維持管理上の多くの困難な問題を有している。現況の導水管の敷設状況の概要は以下のとおりである。(管種・管径・延長については表 3-2.24参照、ベモス取水堰からベモス浄水場までの導水管の位置関係と現況は図 3-1.2 を参照)

#### ① ベモス川取水口から減圧水槽まで

亜鉛メッキ鋼管 (SGP 管径 φ 250mm)、延長 1,355m、平均敷設勾配 1/21 程度である。取水口から第 1 河川横断工 (延長約 500m) まではベモス川左岸側に敷設されている。第 1 河川横断工から第 2 河川横断工までは右岸側に敷設され、第 2 河川横断工から減圧水槽までは再び左岸側に敷設されている。取水口の計画水位は W.L.228m 程度であり、減圧水槽での計画水位は W.L.167m である。総落差 61m、計画流量 102L/sec であるが、水理計算の結果から、実際にはベモス取水口から減圧水槽区間の流量は約

130L/sec および減圧水槽から下流の流量は 92L/sec が流れていると推定される。余分に流入している約 38L/sec の水は減圧水槽のラッパ管式余水吐よりベモス川に放流されている。

導水管は2005年の洪水で第1河川横断工の上流側で折損したが、DNSASの応急処置により、第1河川横断工の上流部で分岐管を接続し、旧第1横断工の下流側に旧路線にクロスするような路線で横断工が復旧されている。導水管は非常に急峻な渓谷部を通過するため、縦断的に起伏が激しく、エネルギー線が管頂を下回る区間もあり、沈砂池計画、導水管改修計画においては水理的条件に配慮する必要がある。

取水堰から第1河川横断区間までの既設の配管ルートは、左岸側の洪水位以上の山腹斜面に配置されている。第1河川横断区間より下流の配管ルートはベモス川或いはその支流の河床を横断して左右岸の河岸段丘上に設置されているが、河岸段丘が無い箇所ではフトン籠等の護岸工を設け河岸付近に埋設されている。更にコモロ川沿いでは、右岸側の山際近くにアクセス道路を設けた川側をフトン籠で保護し道路の路床付近に埋設されている。

2004 年および 2005 年に被災した配管ルートの保護構造物は、通常の洪水には対処できたと考えられるが、両年のような大きな洪水には耐えられなかったことから、被災状況、DNSAS による修復状況を調査し多くの教訓を得た。これ等の内、主な点は次の通りである。

- (a) 前設計では河岸段丘が安全な場所と考えられ、主な配管ルートとなっているが、実際には河岸段丘は洗掘され、配管が露出している箇所が数箇所あることから、配管ルートとして河岸段丘を利用する際には護岸工による保護が必要となる。
- (b) 河川横断区間の河床における保護構造物は、概ね上流側では堆砂により安定しているが、下流側では構造物の基礎まで洗掘されていることから、構造物崩壊の原因となる。このため床固め工、護床工、下流エプロン等の対策が必要である。
- (c) 河川横断区間の河岸における保護構造物は、基礎のコンクリートブロックが流失し、フトン籠が 変形或いは流失しているため、基本的な構造の検討が必要となる。
- (d) DNSAS による擁壁設置箇所の内の1ヶ所は、既に擁壁基礎が洗掘され危険な状況にあるため、擁 壁基礎の根固工が必要である。

#### ② 減圧水槽から第3河川横断工まで

減圧水槽より下流部の導水管は、ベモス導水路末端まで SGP 管径  $\phi$  300mm である。減圧水槽から第3河川横断工までは、ベモス川の左岸側に敷設されており、延長約2,400m、平均敷設勾配1/47程度である。導水管の縦断形状における起伏も上流部に比し徐々に穏やかになってくる。

減圧水槽下流約 100m 付近ではベモス川澪筋が直接的に導水管基礎を侵食するため、重力式擁壁により河岸防護工が施されているが依然として侵食が進行している。また、その下流部約 500m 区間では沢からの土石流による堆積と侵食のため数箇所に亘り保護工が損傷しており、さらにその下流部では河岸段丘の侵食により埋設管が露出し、導水管や第 5 号空気弁工が宙吊りの状態になっている。この区間約 800m については、現況導水管の改修だけでなく対岸(右岸側)への導水管を移設した場合についても

検討する必要がある。

#### ③ 第3河川横断工からベモス浄水場までの区間

第3河川横断工の下流部でベモス川はコモロ川に合流する。導水管は第3河川横断工よりコモロ川の右岸側に敷設されている。第3河川横断工からベモス浄水場までの区間の延長は約3,200m、導水管の平均敷設勾配は約1/80であり、特に下流部では約1/90程度となる。導水管はベモス浄水場の70m程上流部までは起伏の少ない、ほぼ一様の穏やかな下り勾配で敷設されている。ベモス川とコモロ川の合流点から下流のコモロ川河道内の一部は上流部の村落に通じる道路として利用されており、導水管はその道路部に埋設されている区間があり、河川の流水による侵食と車などによる轍跡や洗掘により管が露出しているのが数箇所みられる。

#### (2) 導水管の流量

導水管の流量を把握するため、減圧水槽、ベモスおよびディリ中央浄水場の調査を実施した結果、以下のデータが得られた。

- ① 減圧水槽の放流管 φ 250mm (ラッパ管付き) からの放流量を把握するため、ラッパ管の越流水深 を観測した。越流水深は 9cm で、完全越流しているのが観測された。水道施設設計指針より放流 量は 38 L/sec と算定される。
- ② ベモス浄水場では浄化施設の流入側の流量計は作動しており、観測の結果、17 L/sec の流入量であった。このほか、約  $1\sim1.5 \text{ L/sec}$  の場内利用水があり、全流入量は  $18\sim19 \text{ L/sec}$  と推定される(計画流入量は 25.5 L/sec)。
- ③ ディリ中央浄水場では、流入側、流出側とも流量計が故障しているため、受水槽の越流堰の越流水深を計測し、流入量を推定した。調査結果からは設計流量 76 L/sec (6,600m³/day) に対し 73 L/sec と約 96%程度の原水が到達していると推定された。

従って、ベモス導水管下流部  $\phi$  300mm(減圧水槽~ベモス浄水場区間)の設計流量 102 L/sec に対して実際の導水量は 92 L/sec (= 19 L/sec + 73 L/sec) であり、約 90%の導水量と推定される。また、ベモス導水管上流部  $\phi$  250mm (ベモス取水口~減圧水槽)の流量は、92 L/sec に減圧水槽からの放流量 38 L/sec が加わったものであり、130 L/sec と推定される。

上記の流量によりベモス導水管の流況を把握するためにヘーゼン・ウイリアムスの平均流速公式に当てはめて流速係数 C の値を算定した結果、ベモス導水管上流部  $\phi$  250mm では C=95、導水管下流部  $\phi$  300mm(減圧水槽~ベモス浄水場区間)では C=98 程度と算定された。C の値は経年的に変化し、一般的には、C=1000 とされており、標準値は C=1000 である。したがって、現在の管路の流速係数 C の値は一般値を下回っており、管内の空気溜りや土砂堆積により流れにくくなっているものと考えられる。今回の導水管改修工事により、管内の流積を阻害していると推測される空気溜りや土砂堆積が一掃されれば、導水流量を設計流量に近づけることができ、施設改修の目的である安定取水が達成されるものと期待される。

#### (3) 導水管の損傷

ベモス導水管の施工時に露出管として施工された区間は竣工図面から判断すると、全体で2箇所、延長は285.5mである。今回の調査で新たに観測された侵食などによる露出区間は17箇所、延長466mである。これらの区間は改修工事で再度埋設する方針である。また、測点0+854付近で落石により管に窪みのような損傷があるのが2箇所見つかっているが、いずれも僅かな窪み、損傷であり、管体の強度や水理にほとんど影響のない程度であると判断される。上記のほか、減圧水槽のバイパス管は塗装がなく、錆びが進行しており、管の敷設替えが必要と考えられる。

基本設計調査時にベモス導水管の 10 箇所の試掘を行い管渠の状況を確認した結果埋設された管の状況は概して良好であり、漏水が生じている状況は確認されなかった。

#### 埋設深

- ・ 埋設区間は土被り 0.6m 以上の深さに配置されており地表からの衝撃から保護されている。
- ・ 第 1 河川横断工の上下流およびコモロ川右岸部の侵食を受けている箇所では埋設深が浅くなっている。

#### 管外面の状況

・既設管は亜鉛メッキ鋼管であり、管の外面に錆が発生している箇所はなかった。

#### DNSAS の補修箇所

・ 第 1 河川横断工上下流の付替え箇所および減圧水槽バイパス管と本管の接合箇所の溶接部分から の漏水は見られず、アンダーカットや割れなどの溶接不良はなかった。

#### (4) 落石の状況

前回の改修における配管路線付近の斜面からの落石への対策については不明であるが、実際には管が 損傷を受けて凹みを生じている箇所があり、また損傷は受けていないが、配管周辺に落石が散在してい る箇所が多く見られる。配管ルート上の斜面の多くは土砂〜強風化岩の斜面で、直径 2~3 m 程度の大 きな岩が散見され、降雨や地震等によりその斜面の土砂が流れたり地山が緩んだりした場合には岩が落 下する危険性が大きい。対策としては、山中にあり守るべき対象が人命ではないため管の埋設が基本と なる。

# 表 2-1.6 河川調査結果

位置	位置および施設/ 区間	施設或いは河川の形状	状況	転石の形状
н	測点 0、取水堰	・堰上流では南から北に流れている流路が堰約 80~100m 手前で西に向きを変え、堰付近では直線状となる。堰上流の左岸側の河岸は岩の露頭あり。 ・着工前の記録写真をみると、エプロン部等は、現況と発と同じ形状を呈している。 ・発注図面ではエプロン部のコンクリート厚は15 cmとなっている。 ・右岸側の旧取水口は現在使われておらず、取水宜は左岸側のアバット部に移設されているが、取水室およびバルブ室のマンホールは洪水の関係からアバットより 0.6 m 高くなっているため防護コンクリートで保護されている。 ・取水口上流側に石を並べ、水流に含まれる上砂が直接取水口に入らないような工夫をしている。 ・取水口上流側に石を並べ、水流に含まれる上砂が直接取水口に入らないような工夫をしている。 ・取水口上流側に石を並べ、水流に含まれる上砂が直接速れている。	・詳細な設計図(竣工図)が無いため、堰体の構造は不明であるが、エプロン基礎の岩の状況、取水堰着工前の記録写真の状況から判断して、取水堰地点は基岩が露出しており、その上に設置された(インドネシア時代)取水堰が改良されたものと考えられる。基礎は岩盤であるが亀裂、水みちが見られ、ペイピングの恐れはある。・堰頂、シュート部および導流壁の表面は磨耗して骨材或いは粗石コンクリートの石が表面に露出している。 エプロン下流側(シュート部)が基礎を含め完全に流失している。また、発注図面では減勢池にはフトン籠が設置されているがこれも流失し現在は汽車となっている。・エプロン部のコンクリート表面の一部には鉄筋が露出している。・な大等で磨耗している。・取水室前面のスクリートを面の一部には鉄筋が露出している。・シュート部およびアバットの一部表面に洗掘箇所がある。・シュート部およびアバットの一部表面に洗掘箇所がある。・シュート部およびアバットの一部表面に洗掘箇所がある。・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	大きな転石の平均 経約 0.8~1.0 m。 2 ~3 m の石もある が、発ど動かない と考えられる。そ の他 0.15 m 以下の 砂礫も見られる。
4	P17~P18   (0+495~0+545)   第1河川横断区間	・川の形状は上流の右岸側から左岸側に緩やかに湾曲しており、この辺りから川幅がやや広くなり、河岸段丘が形成されている。 ・配管ルートは取水堰から第1横断工直前までは洪水位より上の左岸側の斜面中腹にあるが、これより先の左岸側斜面が急になるため、これを避けるためにベモス川を横断し対岸に形成された河岸段丘(この地点で高さ約4~5m)を選定したものと考えられる(旧配管ルートもこの上流側で水管橋となって右岸側に渡河している)。	・2005 年に被災し、直ちに DNSAS が下流側に付替えを実施した箇所である。被災したフトン律、その根固用コンクリートブロック、護床エコンクリートブロックおよび埋設管の残骸が付替え箇所の直上流に散在している。 ・付替え箇所の保護コンクリートの下流側に洗掘がある。 ・竣工図および現地の状況から、建設時の河岸段丘はフトン稽付近まであったと推定される(付替管との溶接箇所付近が立上げ部となっていて露出している(IPI8 付近)。・洪水時には根固用および護床エコンクリートブロックの洗掘はもとより、フトン籍背面の河岸段丘が洗掘されたと考えられ、現地形では河床横断後の配管立上げ部付近が水衝部となっていることから、大きな洪水時には更なる河岸段丘の洗掘が予想される。	2×2×2m(大きな 転石) ~1×1×1.5 m(平均的な転石)
5-1	IP.18~IP20 (0+584~0+650) 右岸河岸段丘部	<ul> <li>・右岸側の河岸段丘上は IP19~IP20 以降までの配管ルートとなっている。IP20 上流側でベモス川の流路は2つに分かれ、澪筋は左岸寄りであるが、常時でも水の多い時は右岸客りにも流れている。</li> <li>・ 中は右岸客りにも流れている。</li> <li>・ 中上は、なぎはまるのがより口のナキボの中なは自じを立たながによっにのナキボの中なは自己</li> </ul>	<ul> <li>・IP20以降の河岸段丘上の配管ルートは、洪水時に河岸段丘の埋設箇所が洗掘され約</li> <li>23 m 程度配管が露出し宙に浮いている。洪水時には更なる洗掘が予想され危険である</li> <li>る</li> <li>・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・</li></ul>	1.0 × 1.5 な 転 石 ) 0.8 × 0.4 りな転石 )
2-2	IP:20 $\sim$ IP:23 (0+650 $\sim$ 0+787)	・取水口から合流点までのペモス川の石文流の中では最大の支流で、河床勾配も急で河床には多くの転石があ	・配管ルートの支流模断箇所 20 m 区間はコンクリート巻立となっていて、ト流側が一部 0.4 m 程度洗掘されている。	1.0 × 0.8 × 0.7 m (大きな転石) ~

	支流横断部および既設権壁取付部	りその間を流水が流れ、一部河岸が侵食され倒木が谷を跨いでいる。また、旧配管ルートはこの沢のコンクリート巻立部より上流側で水管橋となっている。・支流を横断後、配管ルートは支流で形成された小規模な河岸段丘に埋設され、上流側コンクリート糠壁部に取付いている。	・旧配管ルート水管橋の河床とのクリアランスは約2mであるが、管の山側には一部、 転石による凹みが見られたため、この支流を水管橋で渡るにはこれ以上のクリアラ ンスが必要。 ・この河岸段丘も支流からの洪水により洗掘が進み、土被りが浅くなっている。	0.7 × 0.6 × 0.4 m (平均的な転石)
vo	IP23~IP25 (0+787~0+876) 既設コンクリート 権壁部	<ul> <li>・上記の右岸支流が擁壁上流部で並行して流下し、また中・下流部ではベモス川本川が湾曲し、水衝部となっている。</li> <li>・河岸は H = 7 ~10m 程度の岩の霧頭で、一部に岩がせり出し下流側で露岩部から H = 5m 程度の崖錐(河岸段丘) に移行している。対岸の河岸は H = 10m 程度切立った崖維斜面となっている。</li> <li>・河床には大きな転石の他、フトン籠の根固ブロック(コンクリート) 2本が転がっている。</li> </ul>	・この区間は配管ルートが河床部にあったが 2005 年3月の洪水により被災したため DNSAS がコンクリート権壁により補修した。 ・上流側の糠壁天端にクラックがあるが、基礎の沈下によるものか、伸縮継目・施工維目が無いことによるものか不明。 ・コンクリート権壁の川側には径1~1.5 m 程度の石が積まれているため、権壁基礎の洗掘は確認出来ない。 ・確壁天端の上・下流部には砂礫があり、下流側の配管の下には流木の破片があるため、排壁とは、流水が越水しているものと判断される。	2×2×2m(大きな 転石) ~1.5×1.5× 1.5 m (平均的な転 石)
7	IP25~IP26 (0+876~0+947) 右岸河岸段丘	・上流側コンクリート擁壁部終点より第2河川横断工までの約250m区間は右岸に形成されたH=5~6mの河岸段丘が配管ルートとなっている。	<ul><li>・上流側コンクリート権壁部終点付近から澪筋が左岸側に移行しているため、右岸側の河岸段丘の斜面(ほぼ垂直)には新しい洗掘跡はないが、一部崩壊箇所があり流路が変わった場合、容易に洗掘を受ける可能性ある。</li></ul>	1.0 × 0.8 × 0.7 m
∞	IP29~IP30 (1+142~1+220) 第 2 河川横断区間	・IP29 付近で右岸側の河岸段丘が無くなりその先は急崖となるため、この付近から配管ルートは左岸側に横断工で壊河する。 ・川の形状は上流の左岸側から右岸側に緩やかに湾曲し、横断工の下流側で左岸側に曲がっている。澪筋は左岸側に寄っている。 ・竣工図では横断区間は河川中央部 32m 区間で幅 8m の護床工(1×1×4m のコンクリートブロックと幅 2m のフトン種)が、左右岸で幅 2m の複床工が施工されている。	・現地では 4 m 幅の一体となったコンクリート護床工しか確認できなかった。 ・左岸側のコンクリート護床工下流側が 1 m 以上洗掘され、一部基礎まで洗掘がおよび下流側は急勾配の澪筋となっている。 ・左岸側の幅 2 m (長 5 9m)のフトン籠による護床工箇所はかなり洗掘され配管の巻立コンクリートが露出する可能性がある。 ・コンクリート護床工の表面は転石により磨耗し、コンクリート中の粗石が露出。 ・コンクリート護床工の表面は転石により磨耗し、コンクリート中の粗石が露出。 ・右岸側の河岸保護工は水衝部となっていないためほぼ原形を留めている。 ・左岸側の河岸保護工はスチン箱の根固めブロックが流失し、フトン籠が変形。	0.5 × 0.5 × 0.3 m
10	IP34~IP49   (1+420~2+350)   ペキス川右岸迂回   ルート	・川は第2横断工の下流側のIP32付近で左岸側に曲がりIP34付近で川幅が広くなり、右岸側は中州およびその下流部で河岸段丘 (H=4~5m)が形成されている。また、中下流部では段丘の高さが低く 2m 程度となっている。・配管ルートは第2横断工から第3横断工まで全て左岸側に配置されている。	・IP44~IP47 の間の配管は左岸側の河岸段丘上に設置されていたが、この間約100 m の配管が河岸段丘の洗掘により宙に浮いた状態になっている。その上下流でも段丘の洗掘の可能性は高く、更に宙吊りの区間が増え管折損の恐れがある。このため、配管ルートを河川横断工 2ヶ所設け、対岸(右岸側)の河岸段丘に迂回する案が予備調査で提案されている。 ・河岸段丘は上流側の例からも分かるように流路の変遷により形成される地形で永久的なものでなく流路が変われば侵食、洗掘を受けて消失する。このため、この河岸段丘も同様である。	0.8 × 0.8 × 0.5 m ~

10-1	IP34~IP36   (1+420~1+530)   既設下流側コンク   リート擁壁部	・川は第2横断工の下流側で左岸側に曲がり川幅が広くなりこの雑壁部が水衝部となり、右岸側は中州およびその下流部で河岸段丘 (H = 4~5m) が形成されている。 ・竣工図によるとこの区間にはフトン籠が護岸工として設置されていたが、2004 年ベモス川の洪水で流失した。 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	・2004年の洪水で配管の基礎が流失しDNSASが支台により補修したが、2005年の洪水で8基の支台の内3基の下部が流失し一部、その残骸が河岸に残っている。 ・DNSASが設置した雑壁基礎の下部が下流側の区間で洗掘を受けている。 ・近くの住民からの聞き取りでは、雑壁天端からの洪水の越流はないとのこと。	1.5 × 1.5 × 1 m ~ 0.8 × 0.8 × 0.5 m
10-2	IP42 付近       (1+938 付近)       ベモス川左岸河岸       設丘	・IP42 付近は低い河岸段丘が洗掘を受け川側に緩く傾斜しているため、洪水時には配管ルート付近まで流水が及ぶ可能性がある。	・配管は露出しているが、現在、水衝部ではないため洪水の直撃は受けない。周囲に落石がある。	0.8 × 0.8 × 0.5 m
10-3	IP46~IP47   (2+094~2+200)   ペキス川左岸河岸   段丘	・前述のように配管ルートは左岸側の河岸段丘上に設置されていたが、この間約 100 m 以上の河岸段丘が洗掘を受け、配管基礎部が流失。	・配管が約100m区間、宙に浮いた状況にあり、上下流部の河岸段丘も洪水による洗掘で容易に流失する状況にある。このため、宙吊り区間が更に増えると管折損が起きる。	0.7 × 0.7 × 0.5 m
12	IP55 直上流 (2+700 直上流) 左岸支流横断部	・ペモス川左岸側の最後の支流横断部で、配管露出部は 仕切り弁 (IR300-02) より上流側 11.2m の区間および 下流側に約 31m 離れた位置から 9m の区間となっている。	・11.2 m の露出区間は支川の分岐した沢の内の上流側の沢の横断部で管下端からのクリアランスは 0.6 m 程度あるが、支川上流からの土砂の押出しにより埋まる可能性がある。 ・9 m の露出区間は、管の上流側は既に堆砂で埋まり、管外面に引掻き傷のようなものが確認された。管下流側は洗掘されている。	
13	IP56 付近(2+850 付近)左岸支川横断部	・支流の分岐した沢の内の下流側の沢の横断部。管はコンクリートで巻立てられている (延長 20m)。	・コンクリート巻立部の上流側は堆砂で埋まり、下流側は洗掘されている。	1
14-1	IP84~IP86  (5+172~5+325)  コモロ川右岸	・竣工図によると IP83 付近から IP86 付近までは Im の 盛土のアクセス道路下に配管ルートが設置されてい ることになっているが、実際にはアクセス道路の盛士 は IP83 付近から IP84 までとなっている。それより下 流の配管ルートは露出し用水路と交差し山際の位置 から道路を横断して下流に至る。 ・IP84 から IP86 までの露出区間は山際で 57m、道路横 断箇所で 15m、路肩で 16m、合計 88m となっている。	・IP84より下流のアクセス道路の盛土は洪水により流失したのでなく、用水路等との関係で始めから実施されなかったものと推定される。 ・配管ルートと交差する用水路は土水路で季節的なものである(乾期の初期のみ)。 ・約15mの間、道路面に管が露出しているが、重機等が通過した場合、影響がある。 ・予備調査ではこの付近は洪水流によりフトン籠流失となっていたが、竣工図でもフトン籠は配置されておらず、アクセス道路より川側は農地となっていてフトン籠跡は確認できなかった。	
15	IP88~IP89 (5+766~6+036) コモロ川右岸	JO IP89 寄り(Sta.6+000)で配管/ c流を横断する。 fiは右岸寄りである。	・支川からの洪水および流出土砂により配管ルートが約 50 m 露出し、その中間では 土砂に埋まっている。 ・この間、フトン籠が流失している。	$0.2 \times 0.2 \times 0.15 \text{ m}$

表 2-1.7 落石調査結果

位置	位置および露出区間		斜面の形状	状況	落石/ 浮石の形状
No. 3	旧最上流水管橋上	41 m	H=40m, 下部W=50m(目測)の表層が土砂~強風化岩の	斜面の中頃の小段が管路ルートとなっているが、そ	$4 \times 4 \times 4$ m
IP7/IP11	0		斜面。斜面下部(河床より約 15 m の高さまで)は風化した	の上部に大きな岩が4個ルート沿いにあり、この	
$(0+226 \sim 0+260)$	約 108 m 下流		岩の露頭があり、非常に脆い。露頭上部は幅 2~3m の小	内、最上流端の岩は管から約 2m しか離れておらず、	
			段になっており、その上部が土砂の斜面で植生は密で大き	下の岩に支えられているが、接点が狭いため、大き	
			な立木がある。また、下流側斜面の上部が沢になっており	な地震時に滑落する可能性がある。	
			斜面沿いに沢からの流水がある。		
No. 6, 7	上流側コンクリー	56 m	<u>上流側</u> は H= 7 ~10m 程度の岩の露頭で、節理の少ない箇	上流側に落石が多く、IP23付近では落石による管の	1.5 × 0.8 × 0.7 m (#£
IP23/IP25	ト擁壁部		所から縦横に入っている箇所へと変化している。一部に岩	損傷(凹み:幅0.1 m、長さ0.2 m、深さ1 cm程度)	較的大きな落石)~
(0+787~0+947)			のせり出し、オーバーハングがあり、上部は植生に覆われ	がある。この付近ではコンクリート権壁天端と管の	0.7 × 0.6 × 0.2 m (E
			ている。 <u>下流側</u> は露岩部から H=5m 程度の崖錐(河岸段丘)	高さがほぼ同じレベルにある。下流部の擁壁天端に	較的小さな落石)
			に移行しその上部は植生に覆われている。	は砂礫があり、管の下には流木の破片があるため洪	
				水時には、流水が越水しているものと判断される。	
No.10-1	下流側コンクリー	59 m	植生が密で斜面の形状は捉えにくいが、H=40m, 下部	落石による管の損傷はないが、管周辺に落石が散在	$1.0\times0.8\times0.7$ m $\sim$
IP34/IP36	ト擁壁部		W=70 m (目測)と推定される。斜面には2m 程度の浮石が	し、露出区間の下流端の巨石はその形状、磨耗状況	$0.8\times0.7\times0.6m$
$(1+420\sim 1+530)$			散在し、植生から判断すると、表層が土砂~強風化岩の斜	から判断し、当該斜面からのものと考えられる。ま	
			面と考えられる。	た、この露出区間に8基の支台があるが、内3基は	
				下部が流失し上部のみが管に乗っており、落石が当	
				った場合、管の折損等が予測される。	
No.10-2	ベモス川左岸河岸	50 m	ベモス川左岸側斜面は表層が土砂~強風化岩の斜面とな	落石による管損傷はないが、管周辺に落石が散在	$1.0 \times 0.8 \times 0.7 \text{ m} \sim$
IP42 (1+938)	<b></b>		っており表層に浮石が散在している。	し、落石はその形状、磨耗状況から判断し、当該斜	$0.8\times0.7\times0.6m$
				面からのものと考えられる。	
No.11	ベモス川左岸側斜	179 m	ベモス川左岸側斜面は表層が土砂~強風化岩の斜面とな	IP50付近で落石が管に当っており、管の損傷はない	$2.0 \times 1.5 \times 0.7$ m $\sim$
(2+365~ 2+570)	面山脚部		っており表層に浮石が散在している。	が、露出区間の管周辺に落石が散在している。	$0.8\times0.7\times0.5m$
No.16	コモロ川右岸支流	e0 m	H=20m, 下部 W=30 m (目測)の表層が土砂~強風化岩の斜	管埋設部付近に落石があり、土被りが浅く、澪筋に	$0.8\times0.7\times0.6~m$
(5+766~ 6+036)	横断部		面。	近いため洪水時に洗掘される可能性があることか	
				ら落石により管が損傷する可能性あり。	

#### 2-1-4-4 ベモス浄水場の現状

#### (1) ベモス浄水場の状況

ベモス浄水場では 2007 年竣工の無償資金協力事業で新設された管理棟と浄水ユニットおよび付帯施設を除き、インドネシア政府時代に建設された施設(着水井・上部配水池・下部配水池)が現在も使われている。乾期は原水の水質が良いため濁度 5NTU 未満の日は上部配水池へ分水させる運用を行い、薬品代および浄水ユニット運転電力を節減している。雨期は原水の濁度が高くなり浄水処理の必要があることから上部配水池は使用されない。

上部配水池の調査時の水位は満水の7割程度であったが外壁からの目立った漏水は見られず下部配水池の改修に際して代替池としての利用は十分可能であると考えられる。流入流量計は浄水ユニットへの配管に設置されており上部配水池への瞬時流量は不明である。下部配水池のバイパス管は設置されておらず、配水池の保守のためのバイパス管の設置を検討する必要がある。

ベモス浄水場の現在の弁操作は、午前 6 時半に下部配水池の流出弁を開き、午後 10 時に流出 弁を閉じており、1 日の配水時間は 15.5 時間である。夜間は水道使用量が少なく、配水管の整備 が進んでいない現状では相対的に漏水量が増えるので浄水コストを浪費しないために配水を停止 している。

また、午前1時から2時頃にディリ中央浄水場の配水池からの流出弁を開いて配水を開始し、 午後2時頃には配水池がほとんど空の状況になるため、流出弁を閉鎖して配水池に浄水を満たす 操作を開始するとのことであった。

#### (2) ベモス浄水場下部配水池および弁室の劣化度調査結果

#### ① 老朽度

コンクリート構造物の場合、時間とともに劣化が生ずるが、種々の要因で異なり、50 年から 60 年と言われる耐用年数以下でも耐力低下を引き起こすことがある。ベモス浄水場下部配水池は 1982 年の竣工時から 26 年経過している。クラック、コンクリートの浮き、剥落、表面劣化、エフロレッセンス(白華現象)、鉄さび、部材の変形などが各所にみられ、老朽化が進んでいる状況が確認できる。

#### ② 下部配水池内部の状況

下部配水池内部は、浄水ユニット側と道路側の側壁が大きく内部に向かってはらみ出しており、壁高中央付近にはベルト状に別打ちコンクリート打設の形跡があり、亀裂を補修するように打設されているが、その表面にも幅 2~6mm、長さ 0.4~4m 程度のクラックが発生している。天井スラブのコンクリート剥落や、柱や梁の鉄筋露出は補修されていないことから、側壁の補修は、天井スラブコンクリート剥落以前の時期に施されたものと推定される。

#### ③ フェノールフタレイン法によるコンクリートの中性化測定

コンクリートの中性化はセメント水和物と大気中の二酸化炭素がコンクリート内に進入し炭

酸化反応を引き起こし、コンクリートの pH を低下させる現象である。中性化深さ(L<sub>l</sub>)と鉄筋の 被り厚さ  $(L_2)$  を用いて、コンクリートの中性化残り厚さ  $(T_N=L_2-L_1)$  を算出する。ベモス浄 水場下部配水池および弁室の設計上の鉄筋被り厚さL。は不明であるが、鉄筋露出部の観察から最 大でも 6cm 程度と想定される。弁室の柱と下部配水池の梁に対する中性化測定を行った結果、部 材内部 6cm まで中性化が進んでおり、コンクリートの中性化残り厚さは 0cm である。

また、下部配水池および弁室の柱や梁、天井スラブ下面ではコンクリートが剥落して、鉄筋が 露出している。こうした箇所では鉄筋の深さまで中性化が進行して、鉄筋に発錆が生じており鉄 筋の断面が減少している様子が観察される。

#### 4 シュミットハンマーを用いたコンクリート圧縮強度の推定

コンクリートには適当な強度が必要であり、鉄筋コンクリート構造物では主として耐久性の点 から圧縮強度が 18N/mm<sup>2</sup>未満のコンクリートは現在では一般的に用いられない。シュミットハン マーを用いた強度試験では、試験が可能で平坦な箇所を選択した。下部配水池では測定した 13 箇 所のうち 18N/mm<sup>2</sup>未満の箇所は6点あり、最小値は下部配水池で8.2N/mm<sup>2</sup>、弁室で2.2N/mm<sup>2</sup> であった。

# ⑤ 下部配水池の漏水試験

コンクリート製水槽の漏水は打継目やクラックから生じる場合が多い。下部配水池は地下に掘 り込んで設置されているため弁室側を除いて漏水を目視確認することはできない。漏水試験を行 うために下部配水池の水位を 2.5mまで上げたところ弁室の壁からは水の沁み出しが見られた。ま た漏水試験の結果、道路側の片側の水槽で1時間のうちに水位が2cm低下した。これは1時間に 3.1m<sup>3</sup>程度の水が漏れていることになる。

#### ⑥ 物理的視点から見た下部配水池および弁室に対する評価

水道施設更新指針(日本水道協会)の土木構造物の総合評価手法に基づき上述のうち、老朽度・ 中性化度・圧縮強度・漏水度の 4 要因に関する点数の相乗平均を総合物理的評価点数として評価 した結果、配水池・弁室とも、状態はきわめて悪く早急に更新の必要があることが確認された。

本調査での総合物理的評価点数:  $S = (S_v \times S_n \times S_c \times S_1)^{1/4} = (55 \times 0 \times 0 \times 1.5)^{1/4} = 0$  (点)

ここで、

 $S_{Y}$ : 経年変化点数、  $100 \times \exp(-0.023 \times 26 \, \text{年}) = 55$ 

 $S_N$ : 中性化度点数、  $-0.0667 \times {T_N}^2 + 5.667 \times {T_N} = 0$  ( $T_N$ : 中性化残り厚さ 0cm)

 $S_{\sigma}$ : 圧縮強度点数、 (設計強度  $-18 \text{N/mm}^2$ ) / (構造物の圧縮強度  $-18 \text{N/mm}^2$ ) × 100 = 0

(構造物の圧縮強度は試験結果より最小値は下部配水池で 8.2N/mm<sup>2</sup>、弁室で 2.2N/mm<sup>2</sup>)

 $S_L$ :漏水点数、  $100 \times \exp(-0.139 \times R_L) = 1.5$ 

 $(R_L: 漏水度、 100×-日当たりの漏水量 / 水槽容量 = 100×3.1 m<sup>3</sup>×24 時間/250m<sup>3</sup> = 30)$ 

表 2-1.8 土木構造物の総合物理的評価

総合物理的評価点数(S) (点)	土木施設の総合物理的評価
76~100	健全
51~75	一応許容できるが弱点を改良、強化する必要がある
26~50	良い状態ではなく、計画的更新を要する
0~25	極めて悪い、早急に更新の必要がある

出展: 水道施設更新指針(日本水道協会)、総合物理的評価点数の算出は前頁の式による。

#### ⑦ 改修計画策定に対する注意

配水池には流入・流出の配管のほかに薬品注入設備・水位計・換気口などの付属設備があり、 弁室内には流出配管・越流配管・排水配管・流量計・濾過池洗浄水揚水ポンプが配置されており いずれも現在使用されていることから、改修に際しては使用中の各設備の機能を確保する必要が ある。特に配水機能の確保のために、上部配水池を一時利用して配水しながら工事を行うことが 必要となる。工事に伴う断水や仮設配管の計画については DNSAS との確認が必要である。

#### 2-1-4-5 運営・維持管理の状況

#### (1) 日常の運営・維持管理体制

#### ① 人員体制

本プロジェクトの対象施設であるベモス導水管およびベモス浄水場下部配水池の維持管理は、DNSASのディリ水道衛生部ディリ運営・維持管理課浄水係が担当している(図 2-1.2 参照)。同係の職員のうち、ディリ中央浄水場に 6 名(1 日 2 交代、3 グループによるシフト制)、ベモス浄水場に 2 名、ベモス導水管の保守担当として 2 名(主にベモス取水口の維持管理)が各施設で勤務しており、また本局には機械技師 1 名および電気技師 1 名が配置されている。各浄水場では運転員が水質分析担当を兼ねており、水量・水質・薬品注入量・電力使用量等のデータが各施設から本局の浄水係に定期的に送られて一括管理されている。

#### ② ベモス導水管の維持管理

ベモス取水施設および導水管の日常の維持管理は、浄水係の職員としてベモス川上流のファチシ村とトフメタ村からそれぞれ 1 名の計 2 名の住民を雇用して行われている。対象施設は自然流下式でありポンプ等の機械・電気装置は含まれていない。ベモス川上流部の取水堰に至る管理用の里道は雑草が繁茂すると歩行困難になるため、職員が取水ロスクリーンの落葉や塵芥の除去と排砂作業を毎日行うことで同時に対象施設までの点検ルートが整備され、良好な維持管理状況が保たれている。

#### ③ 浄水場での水質管理

ベモス導水管による原水供給先であるベモス浄水場とディリ中央浄水場には水質分析を行う部屋が設けられており簡易な水質分析を行っている。水質分析室にはジャーテスタ(濁度分析装置)があるが原水および浄水の各工程から採水して凝集剤の注入率の決定や注入量の監視、凝集沈殿処理の効果判定を行っている記録はない。雨期には原水濁度が上昇することから凝集剤の増加や

取水停止措置の判断を的確に行うことが必要である。

#### ④ 配水水量・水圧の管理

各浄水場には原水の流入と浄水の流出を計測する流量計が設置されているがディリ中央浄水場の流量計は故障しており、浄水場の運転計画に沿った運転管理を行うためには早急に修理を行うことが望ましい。2008年6月現在、各需要家の水道メーターの検針に基づく水道料金徴収が行われていないため末端に届いている水量の総計は不明であり、配水量分析に基づいて有効率向上対策を講じる段階にない。ディリ市内の給水栓の給水圧に関する定期的なモニタリングの記録はない。

#### (2) 被害時の修理体制

ディリ市水道の簡易な補修は DNSAS 直営で行われている。 DNSAS ディリ水道衛生部ディリ運営・維持管理課配水係では給水管の接続工事を行うほか業務会計部の顧客サービス課で受け付けた苦情を情報源としてディリ市内の配水管の漏水補修工事を行っている。 大規模な工事については、施設の維持管理を担当するディリ水道衛生部が異常個所を発見しまたは通報を受けて現場確認した後、計画開発部へ連絡し、計画開発が設計・積算・入札・委託業者への発注・事業監理を行う体制になっている。 計画開発部には過去に DNSAS が現地施工業者に発注した各地の水道施設の入札図書(設計図面・数量計算書・工事仕様書)が整理されている

2005 年 3 月に洪水によるベモス導水管の折損事故が生じた際には、DNSAS が施工業者に委託して緊急補修作業を実施し迅速な復旧工事が行われた。この時はベモス導水管からの原水供給停止に伴い DNSAS により給水車の利用や深井戸施設からのバックアップによる給水の増援が行われた。また、その後の導水管補強対策として重力式無筋コンクリート保護壁設置等を実施した。これらの工事費は 3 万 US\$であり、DNSAS では緊急時対応のための人員と工事費用の確保を行う体制が機能していることが窺える。こうした実績から本プロジェクトによる改修が行われた後にDNSAS が対象施設を適切に維持管理し、洪水等による被害が起きた場合に対処することは可能であると考えられる。

# 2-2 プロジェクト・サイトおよび周辺の状況

#### 2-2-1 関連インフラの整備状況

#### (1) 電力·通信

ディリ市の唯一の発電所であるコモロ発電所は 1983 年に運転を開始し、我が国の緊急無償「コモロ発電所改修計画」(2000 年度、UNDP (国連開発計画) に拠出) により応急的な改修が行われた後、ノルウェーの援助や 2004 年度の無償資金協力事業「ディリ電力復旧計画」によって発電設備が増強された(ベースロード用発電機出力 15MW)。ディリ市内はほぼ全域が電力局 (EDTL) の配電範囲となっており、20kV の配電網から配電用変圧器を経て 400V/23V, 50Hz に降圧されている。一般の需要化に対する電力料金は 10 セント/kWh である(2008 年)。なおベモス浄水場には停電時に備えて自家発電機が設置されている。

ディリ市ではポルトガルと「東ティ」国の合弁会社である Timor Telecom 社の固定電話の回線網が整備されている。また市内では同社の携帯電話サービスが利用されている。ベモス浄水場はディリ市の郊外に位置し、これより以遠のコモロ川上流およびベモス川流域は携帯電話の通話範囲外である。インターネットについては、Timor Telecoms 社ほかのプロバイダ数社による接続サービスがある。

#### (2) 交通•運輸

首都ディリから地方都市へ向かう主要道路は舗装されておりティモール島内のインドネシア領西ティモールとの間では国境を通じて陸路による農産物や生活物資の輸送が行われている。2005年6月まで駐留していたオーストラリア主体のPKFが道路の維持管理を行っていたほか諸外国からの支援により逐次修復や新たな道路整備が行われており、我が国もPKO協力法に基づく自衛隊派遣(2002年~2003年)により幹線道路の整備や架橋を行った。また2004年度には無償資金協力事業「ディリーカーサ道路補修計画」によってディリと南部を結ぶ道路の改修が行われた。

ディリ港は「東ティ」国で最も重要な貿易港であり2006年度に無償資金協力事業「ディリ港改修計画」によって埠頭の改修が行われた。大型船舶の停泊・荷役が可能でありオーストラリア(ダーウィン)、マレーシア、シンガポール、インドネシア(スラバヤ)との間に定期便が就航している。また、ディリ市西端にはディリ空港(プレジデンテ・ニコラウ・ロバト国際空港)がありオーストラリア(ダーウィン)、シンガポール、インドネシア(デンパサール)との間に定期便が就航している。ディリで通関を行った貨物は、舗装道路を通行してベモス浄水場まで1時間以内に搬送することが可能である。

#### (3) 下水・廃棄物

DNSAS は衛生施設の整備を管轄しているが、「東ティ」国では首都ディリ市においても下水道施設は未整備であり一般家屋からの汚水の多くは未処理のまま排水路へ流されている。ホテルや集合住宅には浄化槽が設置されているところがあり、「東ティ」国およびオーストラリアの民間会社のバキューム車による汚泥吸引と運搬が行われている。雨水は道路側溝や排水暗渠から排水路を通じて海へ放流されているものの市内には生活汚水の流入と排水不良による不衛生な状態の水路が多く見られる。

DNSAS にはごみ処理管理部局があり固形廃棄物管理者と助手の2名が在籍していたが2007年にディリ県に移管されている。ごみ収集事業は民間会社が行っているがコンテナや収集車の数が人口規模に比べて大きく不足している。「東ティ」国の投資プログラム(SIP)の補足資料である年次別アクションプラン(AAP)の2006年版では公共サービスレベルとして、ディリの下水については、「人口密度に応じた浄化槽処理および地下浸透式トイレの使用」と「下水管接続による安定化池方式の下水処理場への流下」が短期・中期の目標とされている。ごみ収集については、「病原菌等の感染媒体の発生を減少させるため民間業者によるごみ収集と廃棄処分を実施すること」が目標に挙げられている。

# 2-2-2 自然条件

#### (1) 気象・水文・水質

#### ① 気候

「東ティ」国は、雨期と乾期がはっきり区分された熱帯モンスーン型の気候であり、湿潤な北西季節風が 12 月から 3 月にかけて卓越し、これにより国内の殆どの地域が雷雨や豪雨を伴う雨期に入る。1 月には強風が吹き家屋に被害が生じることがあり、1993 年 1 月にはサイクロンにより400 軒が被害を受けた。一方、5 月から 10 月はオーストラリア大陸方面から吹付ける乾燥した南東貿易風が卓越し、7 月まで雨期が続くティモール島南側の海岸部および南側斜面を除き乾期となる。「東ティ」国では、乾期の期間は場所によって  $2\sim3$  ヶ月から  $10\sim11$  ヶ月と異なるが、本計画対象地域のコモロ川流域では乾期は  $5\sim6$  ヶ月の間続くため、河川に係る工事の期間が限定される。

#### ② 気温

ディリ市の気温は、2004 年を例にとると月平均気温で  $27\sim29$  の範囲にあり、月最高気温 30  $\sim33$  で、月最低気温  $23\sim26$  でとなっている。しかし、低緯度地域に位置しており日射が強く日中の日向における気温は 40 で前後になることもあるため、特に取水堰等のマスコンクリート打設時の温度管理には十分な注意を要する。

表 2-2.1 ディリの月平均気温、月最高気温および月最低気温(2004年) 単位:℃

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
月平均気温	29.0	28.3	28.1	28.7	28.3	27.4	27.2	27.3	28.7	29.3	28.4	28.4
月最高気温	32.5	31.5	31.8	32.7	32.2	31.8	31.9	29.9	32.1	32.8	31.7	32.5
月最低気温	25.5	25.0	24.4	24.6	24.3	23.0	22.5	24.7	25.2	25.8	25.0	24.3

# ③ 降雨量

「東ティ」国の年間降雨量は 500~2000mm である。地形と標高に影響され、地域による較差が大きい。ディリ周辺の年間降雨量は表 2-2.2 に示す様に 1,000mm 前後である。ここでは比較のためディリ導水施設が豪雨による被害を受けた 2004 年 2 月を含む月別降雨量を同表の下欄に示す。

表 2-2.2 ディリの月別降雨量

単位:mm

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年間
1953-1999年の平均値	156	125	147	115	74	43	22	17	15	26	70	138	940
2004年	38	518	181	85	156	11	16	0	0	28	23	135	1,191

#### 4 水質

本計画の改修対象施設であるベモス取水堰地点において下記の4項目の水質計測を行った結果、 取水堰上流からの顕著な汚水が流入している状況は確認されなかった。

表 2-2.3 ベモス川取水点における水質計測結果 (現位置試験)

温度	電気伝導度	рН	大腸菌群数
16.0℃	114μS/cm	7.8	3/mg

(2008年6月7日 ベモス川取水口 標高 228m 東経 125°33'32" 南緯 8°37'32")

取水堰上流の排水の状況は以下のとおりである。ベモス川水源は汚染の少ない源流域であり、 河川水が直接汚染される要因は水を飲む鳥獣が沢に入る程度であると考えられる。

#### (a) 集落

ベモス取水堰上流部の水源地域を囲む尾根上にはディリから南方のアイレウ県に通じる幹線道路があり、道沿いに 100 人から 500 人規模の集落が見られる。水源の谷は急峻で、日照時間の長い北側の斜面に(南半球に位置しているため)に人家と農地が点在しているがその数は少ない。

#### (b) 生活排水

道路沿いには World Vision や Plan-Timor Leste などの NGO による給水事業で布設された管径 φ 25mm 程度の簡易水道が通じており、住民は集落毎に配置された給水槽から生活用水を得ている。 集落から発生する生活排水は主に洗濯と水浴びによるもので集落内の沢に流されているが排水量が少ないため地中に浸透している。戸外で排泄することによりトイレのない住居が多く、集積されたし尿がベモス川源流に流入している状況は見られない。

#### (c) 農業・畜産からの排水

ベモス川源流部の谷沿いの集落ではコーヒーが栽培され、中流部周辺の斜面ではバナナやキャッサバが植えられているが、用排水施設はなく農業排水がベモス取水堰の上流に流入する状況は見られない。豚を飼っている家庭は多いがそのほとんどが放し飼いであり、養豚場から多量の排水が生じている状況は見られない。

#### (d) 漁業

ベモス川左岸上部にあるトホメタ村での聞き取りによれば、ベモス取水堰より上流では魚採り はあまり行われておらず漁業による顕著な汚染機会は確認されなかった。また、ベモス川中流部 ではうなぎに似たツナという魚が採れるとのことであった。

#### (2) 地形・地質・地盤条件等

#### ① 地形

ディリ市はティモール島の北海岸(フローレス海)に面し、背後に標高  $700\sim1,000$ m 級の東西 方向に連なる山脈を擁している。この山脈のディリ市に近い斜面は薪の伐採により殆ど禿山となっており、雨期にのみ草が生える程度である。ディリ市の西側にはコモロ川(流域面積  $212 \mathrm{km}^2$ )がアイレウ県から北流してフローレス海に注いでいるが、この流域は河口の海抜  $0\mathrm{m}$  から最高峰のある流域西側の分水嶺( $1,410\mathrm{m}$ )まで標高が変化しており、南側の分水嶺は  $1,000\sim1,300\mathrm{m}$ 、北側はディリ市の背後の山脈でその標高は  $700\sim800\mathrm{m}$  である。

ディリ市の水源の一部であるベモス川はコモロ川の右支流で、面積 43.9 km²の支流域はディリ市の背後の山脈の裏側(南側)にあり、流路はほぼこの山脈沿いに西流しコモロ川に合流している。支流域は概して北側の斜面(右岸側)が急峻で、植生が密なため開墾は一部を除き殆ど実施されていない。南側(左岸側)の斜面は急峻ではあるが北側よりも緩く尾根付近の上部に集落が形成されバナナ畑等の開墾が進んでいる。ディリ市水道の貴重な表流水水源であるベモス川の上流域は、早急に水源林として保全されるべきであり、当該流域を含む「ラクロ川およびコモロ川流域住民主導型流域管理計画調査」(JICA)が 2005 年度から 2008 年度にかけて実施されている。

#### 2 地質

ティモール島は、地質学的には基盤岩が堆積石灰岩からなるオーストラリアの大陸棚に属し、岩石で構成された標高 1,000~2,000m 級の山脈が連なる島である。ティモール島を構成する岩石は、一般に古生代から中生代の変成岩類、中生代の石灰岩類および細粒堆積岩、新生代の堆積岩と石灰岩類、新生代の堆積岩と隆起珊瑚礁石灰岩からなる。活動帯でありながら火成岩類が少なく、比較的新規の火成岩類がアタウロ島にみられる。全体的には塊状石灰岩、石灰質泥岩、マール等の石灰質岩の分布が多い。

地層分類	地質年代	岩種	面積(ha)	割合(%)
Aileu層	二畳紀	千枚岩、片岩、角閃岩、粘板岩、火成岩	19,668	97.3
Ainaro 層	更新世	礫岩、砂、粘土	544	2.7

表 2-2.4 コモロ川流域の地質状況

一方、コモロ川流域の地質は表 2-2.4 に示すように、地層分類として Aileu 層および Ainaro 層に大別され、前者がほとんどの面積を占めている。また、ベモス川の左右岸は急峻な渓谷となっており、河岸には千枚岩或いは粘板岩系の岩の露頭が、また河床には巨岩が至る所に見られる。河床の巨石は上流からの転石と、埋まっていた岩の周辺の土砂が流れて露出したものが混在していると考えられる。従って、河川左右岸の河岸段丘の中にも巨岩が存在していることが推測される。河岸段丘の掘削や河床の掘削を行う場合、こうした巨岩の取り壊しを考慮して施工計画、積算に反映させる必要がある。

#### ③ 土壌

一般的にコモロ川流域の土壌は非常に薄く、また保水性は低いが、西側流域では有機質が高く暗灰色の厚い土壌に覆われており、また残りの流域の大部分はカチオンの含有量が低い青色の土壌が主体である。土壌の深さは植生条件にも影響し、高さ 10m以上の樹木は、土壌の有効深さは1m以上であるが、山頂、尾根周辺および急峻な斜面でよく見られる疎林、乏しい植生の場所では、赤い養分の少ないラテライトが主体となる。導水管の埋設に発生土を用いる際には草木根や腐植土等の有機物を除去する必要がある。

# ④ 地盤条件等

ベモス浄水場には片麻岩の露頭が見られる。下部配水池は地山を切り土整形した窪地で、地質は岩と礫質土である。1980年代に建設された下部配水池の基礎がこれまでに沈下した形跡は見られず現況と同規模の構造物に対して十分な地耐力を持った地盤であると推定された。

#### ⑤ 地震

ミャンマーから大スンダ列島、小スンダ列島およびティモール島にかけてインド・オーストラリアプレートとユーラシアプレートがぶつかり合うスンダ海溝(ジャワ海溝)がある。ここは、世界有数の地震多発地帯で、100~150年の周期で大地震が繰り返されている。

「東ティ」国はスンダ海溝の東端に位置するが、大きな地震が過去に起きている。周辺のインドネシアを含む地震記録を表 2-2.5 に示す。これらの記録から判断して、将来においても大きな地震が発生することが予測されるため、構造物の設計震度は日本と同じ条件とすることが望ましい。

発生年月日	発生場所	強度*	適用
1938年	インドネシア・バンダ海	8.5	-
1992年	インドネシア・フローレス島	7.5	津波、死者約 2,500 人
1996年2月17日	インドネシア・ビアク島	8.2	死者・不明者 150 人
2004年11月12日	インドネシア・アロール島	7.4	死者 27 人、重傷者 235 人
2008年1月30日	ディリ北東 299 km	6.6	津波警報(インドネシア気象庁)
2008年4月19日	ディリ 85 km、バンダ海	6.0	震源深さ 11.7 km
2008年6月6日	バンダ海	6.0	震源深さ 122.1 km

表 2-2.5 「東ティ」国周辺の地震発生記録(インドネシアを含む)

注:強度の単位はマグニチュード

# 2-2-3 環境社会配慮

「東ティ」国の環境社会配慮制度については経済開発省環境局(DNES)の環境影響評価部が担当している。DNES の環境影響評価に係るガイドライン No.1 の規定では、開発プロジェクトの計画申請に際して環境影響評価に関するカテゴリ分類を行うことになっている。カテゴリ A では環境影響評価 (EIA) を行うことが要求される。カテゴリ B では環境管理計画 (EMP) の提出が必要とされる。カテゴリ C は環境社会への影響が小さい事業であり EIA, EMP の手続きを必要としない。

本計画の対象は、7.1km の既設導水管の損傷部の部分的な改修とベモス浄水場の下部配水池および弁室の改修である。2008 年 1 月から 2 月にかけて実施された本計画の予備調査時に、JICA 環境社会配慮ガイドラインに基づく初期環境調査 (IEE) レベルの環境社会配慮調査が行われた結果、対象地域は保護区・自然公園に属していないことが確認され、プロジェクト実施による環境社会配慮面に対するマイナスの影響は最小限かほとんどないと判断された。

2008 年 6 月の基本設計時に、DNSAS は環境影響評価に係るカテゴリ分類の申請を行い、DNES は本計画がカテゴリ C であることを 2008 年 7 月に DNSAS に通知した。これに従い本計画に関する EMP の提出は必要とされていない。また、環境・社会への負の影響はほとんど予想されずその緩和策も特に必要とされていない。なお、このカテゴリ分類の有効期間については、本プロジェクトの無償資金協力事業実施にかかる二国間の交換公文の有効期限まで延長する手続きが必要である。(第 3 章 3-6 (1)参照) 本計画の実施により想定される環境社会への影響を次頁に示す。

# 表 2-2.6 プロジェクトによる社会環境への影響

環境項目	評定	根拠
住民移転	C	建設工事箇所に移転対象となる民家はない。
経済活動	C	河床および河岸は政府の土地である。
土地収用		沈砂池は農地の横に建設するが 50 ㎡程度であり、DNSAS が農
		民の同意を取得することが可能である。
交通·生活施設	C	建設工事により交通が妨げられることはない。
		住民および車両は建設箇所の横を通過することが可能である。
地域分断	C	建設工事によりコミュニティが分断されることはない。
遺跡・文化財	С	建設工事が現地の文化に影響を及ぼすことはない。
		遺跡や文化財は建設工事箇所にはない。
水利権・入会権	C	建設工事箇所に水利権や入会(いりあい)権はない。
保健衛生	С	建設工事によって保健衛生環境が汚染されることはない。
廃棄物	С	建設工事によって大量の廃土および建設廃棄物が排出される
		ことはない。
災害(リスク)	С	建設工事によって地滑りなどの自然災害のリスクが生じるこ
		とはない。
	住民移転 経済活動 土地収用 交通・生活施設 地域分断 遺跡・文化財 水利権・入会権 保健衛生 廃棄物	住民移転       C         経済活動       C         土地収用       C

# 表 2-2.7 プロジェクトによる自然環境への影響

番号	環境項目	評定	根拠
10	地形·地質	C	大規模な採石、切土、盛土は計画されていない。
11	土壤浸食	C	建設工事に起因する土壌浸食は想定されない。
12	地下水	C	地下水の揚水は計画されていない。
13	湖沼·河川流況	С	建設工事は河川の流況を大きく変えるものではない。
			取水口から取水される水量は工事実施後も大きく増えない。
14	海岸・海域	C	建設工事箇所には海岸および海域は含まれていない。
15	動植物	C	建設工事箇所は保護区域の中に位置していない。
16	気象	C	建設工事に起因する気象の変化はない。
17	景観	С	建設工事によって景観が悪化することはない。

# 表 2-2.8 プロジェクトによる公害発生の可能性

番号	環境項目	評定	根拠
18	大気汚染	C	重機からの排出ガスは建設工事箇所のみに限定されるもので
			あり民家の近くまでは及ばない。
19	水質汚濁	C	小規模なコンクリート工事が計画されているが、工事排水は仮
			設沈殿槽に貯められて上澄水のみを排水する。
20	土壌汚染	C	建設工事において有毒な物質や化学物質は使用されない。
21	騒音・振動	C	激しい騒音や振動は発生しない。
			建設箇所は民家の近くに位置していない。
22	地盤沈下	С	地下水の揚水は計画されておらず地盤沈下は想定されない。
23	悪臭	C	悪臭の元となる要因はない。

# 2-3 その他 (グローバルイシュー等)

「東ティ」国は独立を巡る混乱を経て、2002 年 5 月の独立後は順調な復興を果たしてきたが、2006 年 5 月の離脱兵士の抗議活動に端を発し、東西出身の住民間の対立激化による騒乱状態を起こした。2007 年 5 月には、前首相のラモス・ホルタ氏が 5 年の任期で大統領に選出され、①治安の回復、②貧困削減を優先課題とすることを表明している。国内避難民の人数は登録されただけでもディリ市の人口の約半分に相当する 7 万人程度に上り、2008 年 6 月の基本設計時にもディリ市内の公園や海岸には国内避難民のテントが並ぶ様子が確認されたが、その後 UNICEF ほかの支援により徐々に帰還が進められている。

2008年5月時点のディリ市周辺の難民登録数は13,000世帯であり(国連人道問題調整事務所)、ディリ市内に多く存在した難民キャンプは空港周辺ほかディリ市外縁にまとめられている。難民キャンプへの給水は公共給水栓や道衛生局の所有する給水車を用いて行われており、水源はディリ市水道によるものが多い。本計画が実施された場合はBHNの主要分野である水道の基幹施設の改修によって、このような難民も含めてディリ市民の安全な水へのアクセスの向上が図られ市民の生活改善に繋がることが期待され、間接的には回復したディリ市の治安の安定継続に寄与することから人間の安全保障の面における貢献が期待できる。

# 第3章 プロジェクトの内容

# 第3章 プロジェクトの内容

# 3-1 プロジェクトの概要

# 3-1-1 上位目標とプロジェクト目標

#### 3-1-1-1 プロジェクトの上位目標

「東ティ」国政府の国家開発計画(2002年5月策定)では、① 貧困からの脱却、② 公平で持続可能な経済成長の推進と国民の健康、教育、福祉の充実、の 2 項目が優先すべき目標として挙げられている。この目標を達成するための開発戦略として、水道供給に関しては「十分で安全かつ持続的な水供給」を第1優先目標に掲げている。本件の改修対象であるベモス導水管は、ディリ市の飲料水供給を担う施設であることから、「ディリ市への安全な上水の持続的な供給が可能となる」をプロジェクトの上位目標とする。

#### 3-1-1-2 プロジェクト目標

本プロジェクトの目標は、ベモス導水管を改修し、導水施設としての機能の維持と施設の安全性を確保することにより、「ベモス川からの水供給を確実なものにする」ことである。

2006年4月に策定された投資プログラム (SIP) レポートにおいて、「ディリ市の水供給状況について、2000年以降、種々のプロジェクトが実施されてきたが、国家開発計画、ミレニアム開発目標報告書に示される目標値達成には、さらなる努力(プロジェクトの実施)が必要である」とされている。これを受け、SIPでは、水道分野を所管する DNSAS の優先プロジェクトとして、表3-1.1 に示す 4 項目が掲げられている。

表 3-1.1 DNSAS の優先プロジェクト

- 1) 水道料金徴収システムの確立
- 2) DNSAS 職員のトレーニング
- 3) ディリ市水道給配水管整備
- 4) アタウロ島住民 (ディリ市) の衛生改善

本プロジェクトはその性格上、上記優先プロジェクトの根底を成すものであり、同市水供給の 安定性を高めることが期待される。

# 3-1-2 プロジェクトの概要

本プロジェクトでは、今後ベモス川に超過確率 50 年程度の洪水が発生した場合にもディリ市のベモス浄水場およびディリ中央浄水場へ安定して原水を供給し続ける機能を確保することを目的する。これを達成するために、ディリ市水道の基幹施設である導水管を防災的な観点から速やか

に改修・保護する。改修の対象箇所は、現地調査および国内解析結果により判断し、継続して使用可能な箇所を極力生かすとともに、各箇所の被災状況、重要度、河川の流況等を考慮して優先性の高い箇所を選定した。また、整備する施設は、防災の観点から設置された箇所ごとに適切な耐久性を確保するとともに、DNSASにとって維持管理が容易な構造を採用した。また、ベモス浄水場の弁室および下部配水池については、追加調査の結果に基づき改築することとした。更に、施工計画の策定においては、現地が狭小な洪水河川であり工事時期は5月から10月の乾期に限られること、工事期間中も給水に支障を及ぼさないことを考慮した。ベモス導水管の機能を確保するために改修することが妥当であると判断された協力対象事業の内容は表3-1.2に示すとおりである。

表 3-1.2 協力対象事業の内容

	表 3-1.2 協力対象事業の内容						
番号	改修箇所	区間長 (m)	改修方法				
1	取水堰	_	・土砂吐(第1沈砂池)の設置 ・エプロンと護床工の改				
			造 ・越流部およびアバット部の補修				
2	取水口および沈砂池	17m	・取水口の改造 ・管路の一部を取付水路に変更				
			・沈砂池の設置・排砂路の設置				
4	0+495~0+545	50m	・既存管路保護コンクリートのコンクリートによる補強				
	第1河川横断工		・下流に床止め工、護床工を新設				
			・両岸に洗掘防止の護岸工 ・排砂工の設置				
5	0+584~0+742	200m	・配管ルートの変更と水管橋による支流横断				
	右岸河岸段丘と支流横断部お		・支流流路工の設置				
	よび既設擁壁取付部		・排砂工の設置				
6	0+787~0+876	80m	・擁壁と崖間の管周りを砂利と砂で埋戻し、上部をフトン				
	既設コンクリート擁壁部		籠等で保護。 ・擁壁を一部嵩上げ				
			・管路の一部を敷設替えする。				
7	0+876~0+947 右岸河岸段丘	100m	・河岸段丘護岸工				
8	1+142~1+220	80m	・既存のコンクリート護床工のコンクリートによる補強				
	第2河川横断工		・下流に床止め工、護床工を新設				
			・両岸に洗掘防止の護岸工 ・排砂工の改修				
10-1	IP34 / IP36 (1+420~1+530)	59m	・擁壁と崖の間の管のまわりを砂利と砂で埋め戻し。				
	既設下流コンクリート擁壁部		・擁壁を嵩上げ・擁壁基礎部根固工				
10-2	IP42 付近 (1+938)	50m	・護岸工と砂および砂利埋め戻しによる既設管路の保護				
	ベモス川左岸河岸段丘						
10-3	2+094~2+200 左岸河岸段丘	100m	・管路の移設と河床埋設 ・コンクリート巻立て				
	(管宙吊り区間)		・護床工設置				
11	2+365~2+570	179m	・既露出管設計区間であるが落石が多く管に当たっている。				
	ベモス川左岸側斜面山脚部		・管路の移設と埋設				
17	7+000~7+100 コモロ川右岸	100m	・排水兼用道路(地覆付きコンクリート舗装)の建設				
	急勾配道路部		・路側工の設置 ・支台による導水管の支持と保護				
18	新規仕切弁、排泥施設		・適切な維持管理が可能となるように配置				
19	ベモス浄水場下部配水池、弁室	_	・既設と同等の規模、機能を有する施設を更新する。				

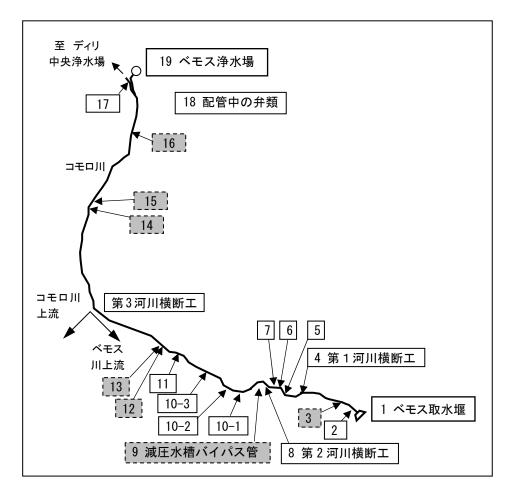


図 3-1.1 ベモスーディリ給水システム改修箇所概略位置図 (灰色は改修対象外)

注:表 3-1.2 は、後に示す「表 3-2.4 改修が必要と判断された施設箇所」の中で「改修の重要度 A」と判定された改修箇所をまとめたものである。

(改修の重要度については3-2-1-2-2 改修の重要度の設定 および表3-2.1 重要度の判定基準を参照)

表 3-1.2 の中で欠番となっている改修箇所番号 3,9,12,13,14,15,16 (上の図 3-1.1 で灰色表示) は、表 3-2.4 に示すように重要度 B または C と判定された箇所であり、本件の改修の対象としない。

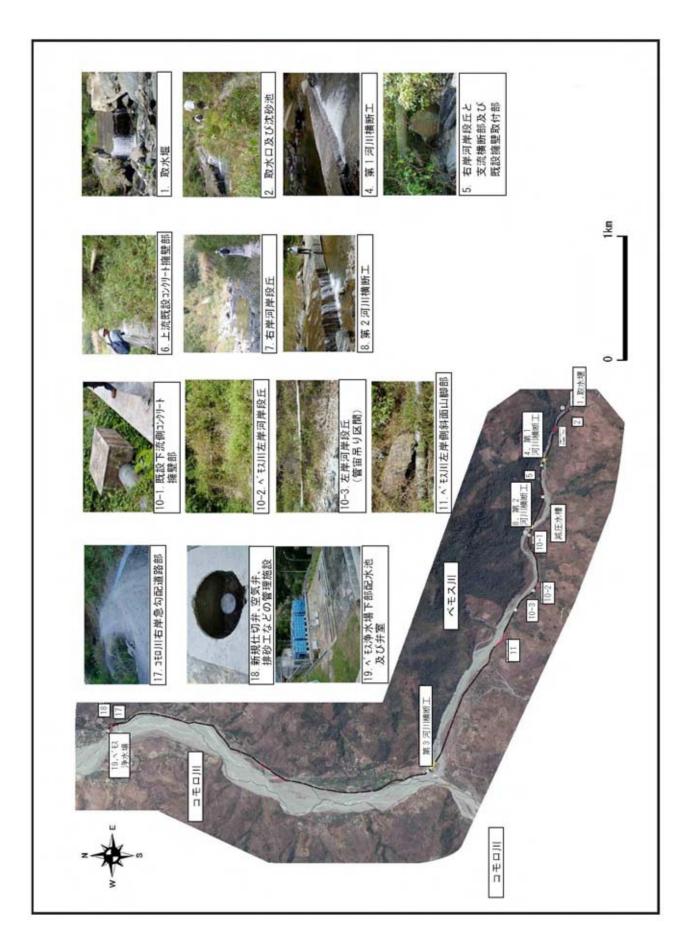


図 3-1.2 ベモスーディリ給水システム改修箇所の現況

# 3-2 協力対象事業の基本設計

# 3-2-1 設計方針

#### 3-2-1-1 要請範囲

「東ティ」国からの要請範囲は、ベモス取水堰および取水口からベモス浄水場にいたる導水管の改修と、追加要請があったベモス浄水場の下部配水池および弁室の改修である。当該導水管は要請範囲において2004年、2005年の洪水で被災し「東ティ」国により応急的に修復されているが、さらなる洪水に襲われた場合、導水施設が機能しなくなる事態が予想され、速やかな抜本的対策が必要とされている。また、ベモス浄水場の下部配水池および弁室は1980年代に築造されて現在も使用中であるが、工事自体の質の低さと老朽化により崩壊の可能性が高く、崩壊した場合には水道水の供給が停止されることとなり、早急に改修を必要とするものである。

#### 3-2-1-2 導水管改修の基本方針

#### 3-2-1-2-1 改修の基本方針

導水施設の改修方針は、以下のとおりとする。

- 管路の全面的な交換ではなく、現地調査結果に基づき、使用可能な施設は現況のまま、または改良を加えて使用し、施設の更新、新設、移設は必要最小限に留める。
- ベモス導水管の水源は、他に有望な水源がないことから、既水源を利用する。
- 導水管の現導水方式(自然流下)は、経済的に優れているため、同方式を引き続き採用するものとする。
- できるだけ使用し易く、維持管理が容易な構造とする。
- 防災的な観点から検討し、施設の設置箇所ごとに適切な耐久性が確保されるよう計画する。

#### 3-2-1-2-2 改修の重要度の設定

導水管の損傷箇所は多数あり、被害状況もさまざまであることから、その重要度、緊急性によって区分し、より優先度の高い箇所を改修対象に選定することとした。重要度の判定基準を表 3-2.1 に示す。このうち、重要度 A に区分されるものを、本件の改修対象とする。

重要度BまたはCと区分された箇所は、改修工事実施にあたり高度な技術を必要とせず、緊急性はランクAの箇所ほど高くないができるだけ早い時期に改修することが望ましいとされたものであり、今後の「東ティ」国の維持管理活動により修復・維持することが可能であると判断されるものである。

具体的には、洪水により土砂洗掘などを受け管路が露出しているが、流石、落石などにより管 折損などの致命的な損傷をうける可能性が小さい区間であり、更なる損傷を防ぐために、DNSAS の通常の導水管維持管理の中で、覆土等により管路を保護し、新たな洪水等で管路が再び露出し た場合などには同様の維持管理で対応していくことが必要である。

なお、協力対象事業外の改修必要箇所について、半永久的な改修を行う場合の改修方法の参考 図として、資料 7-7 に示す。

重要度 対象箇所の現況 ・洪水時に河川本流の流石、転石を伴う急流にさらされている、或いはさらされる可能性が 高い箇所。 ・流水による洗掘により管路が露出しており、上部山腹斜面からの落石、滑石、転石により Α 管が折損するような損傷を受けている、或いは受ける可能性が高い箇所。 ・上記の他、導水管の機能を良好に維持するために不可欠な施設。 など、放置すると導水管が機能しなくなる可能性があり、緊急性が高い。 ・洪水による洗掘などで管が露出しているが、直接的に河川本流の急流にさらされていない、 または、本流、支流にさらされるが、流石、転石の衝突等による管路の折損を生じないよ うな位置にある箇所。 ・管路が露出していて、上部山腹斜面あるいは支流からの流石、転石、落石により損傷をう В ける可能性があるが、管折損などの導水管の機能に致命的な損傷を受ける可能性の低い箇 所。

を要する可能性があるため、できるだけ早い時期に改修することが望ましい。 ・上記 A、B 以外で、管路が直接的に河川本流の急流にさらされていない

・潜在的な危険があるものの直ちに改修しなくても使用の継続が可能である。

など、緊急性はランク A に比べると高くないが放置すると損傷が進み機能回復に時間と費用

表 3-2.1 重要度の判定基準

#### 3-2-1-2-3 適用基準

 $\mathbf{C}$ 

導水管の改修計画には、管路本体の改修計画および防災の観点から河川流況、水文、気象、洪水特性を考慮し、落石や河川洪水に対する導水管保護工の計画等が含まれる。それらの計画立案において、準拠する「東ティ」国の当該分野における基準は未整備であるため、以下の日本の基準を使用する。

- ·日本水道協会 水道施設設計指針 2000
- 国土交通省 河川砂防技術基準
- ・国土交通省河川局 鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準(案)
- ・国土交通省河川局 美しい山河を守る災害復旧基本方針
- · 日本道路協会 落石対策便覧
- ·農林水產省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 設計「頭首工」
- ·農林水産省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」
- ・農林水産省構造改善局 土地改良事業計画設計基準 設計「パイプライン」
- ・その他、関連する基準、指針および規格

#### 3-2-1-2-4 洗掘・転石・落石に対する導水管の保護工の方針

#### (1) 河川流による洗掘を受けている管路施設の保護工

導水管の管本体または既設の管路保護工などが河川流の水衝部に位置している場合や、河道を 横断している場合で、現在洗掘などの被害を受けている、あるいは受ける可能性があり、このま ま放置すると管折損や管路流失などの恐れがある箇所では、河道の洪水時水理計算から得られる、 流速、水深などの水理条件を指標として、当該箇所の河岸の法面勾配、護岸工・護床工の必要性、 許容流速および工法の経済性を考慮して、保護工の種類、規模を決定する。

#### ① 護岸工の計画

- 護岸工の計画においては、基本的に低水路部分と高水敷部分に分けて計画する。
- 低水路護岸工は、3-2-2-4、表 3-2.11 に示されている各改修箇所の低水路の高さおよび支配流量時の流速により経済性に配慮して工法を決定する。
- 高水敷の護岸工は、設計洪水時の流速により以下の方針に従い決定する。

高水敷の流速	護岸工	備考		
$\sim$ 1.0 m/sec	砂(土砂)のみで可	洪水後に維持管理が必要		
$1.0 \sim 3.0 \mathrm{m/sec}$	砂利 (礫: 25~150mm) で可	洪水後に維持管理が必要		
2.0/	フトン籠、練石張工、	吸出し防止工の必要性、工種		
$3.0 \text{ m/sec} \sim$	コンクリート擁壁等	などを状況により判断。		

表 3-2.2 高水敷の護岸工

• 露出している管路を護岸工で河川流から保護する場合、管の周囲は現地発生の土砂および礫により埋設し、管路上部の高水敷の流水の流速により上表の護岸工を考慮する。

#### ② 護床工の計画

- 各改修箇所での設計洪水時の流速により 3-2-2-6、表 3-2.18 により経済性を考慮して適用 工種を選定する。
- 護床工の設置範囲は河川砂防基準に準拠して、原則対象保護施設の上下流 10m 程度とするが、河道の勾配および河床の起伏状況などにより判断し、増減を計る。

#### (2) 落石 (転石・浮石) に対する導水管保護工の方針

配管ルートの落石に対する現地調査の結果では、「落石は頻繁に起きるものではないが、配管ルート上部の山腹斜面にはかなり大きな転石或いは浮石が散在しており、豪雨により地盤が緩んだ時、或いは大地震の時に崩落する可能性がある」ことが判明した(表 2-1.6 参照)。また、現実に数ヶ所で落石による導水管の損傷(管の凹み等が主で破断には至っていない)が確認できたことから、対策工が必要である。

落石対策工は、斜面上の浮石・転石を安定させる落石予防工(発生源対策)と、落石の直撃から構造物を保護する落石保護工とに分れるが、本件調査は保護対象が道路のような人間が常時使用し

ている構造物と違い、導水管およびその付帯施設であるため後者を主体とする。

現地調査の結果に基づいて検討した、落石対策工についての基本方針を次に示す。

• 配管露出部で落石により損傷を受けている箇所およびその危険性のある箇所は、導水管を基本的に現場発生砂により埋設する。埋設深は管頂での土被りがクッション機能を発揮するよう 0.6m 以上を確保する。

日本道路協会の落石対策便覧を参考として算定した結果から判断し、砂を緩衝材としその厚さを管頂 0.6m 以上とする場合、直径 0.5m 程度の落石が 5m 程度の高さから管路の真上に落下した場合の衝撃に耐えるものと推定される。また、山腹斜面と管路の位置が離れている箇所が多いことから、直径 0.7m 程度の落石が 10m 程度の高さから落下して、そのリバウンド(第 2 落下)が衝突した場合にも、管が破断しないで耐えうるものと推定される。

上記の他、既設管路の最小埋設深も 0.6m であり、現在までに埋設管の落石による被害は発生していない。

- 転石・浮石のある斜面に雨水あるいは湧水が浸透して地盤がゆるみ、滑落する恐れがある場合は、斜面沿いに雨水、湧水を排水する承水路を設け地盤の緩みを防止する。
- 露出管路上部の斜面上の転石・浮石が比較的容易に撤去できる場合には、できるだけ工 事期間中に撤去する。

#### 3-2-1-2-5 管路移設および路線変更に関する方針

現況の路線を維持して改修する場合に比べ、導水管の必要な路線区間を変更し付替えた方が、 技術的、経済的に、あるいは維持管理上有利であると判断される場合には、路線変更を計画する。

管路移設または路線変更を行う場合には、以下の事項に配慮し計画する。

- 管路改修に使用する管は既設管と同じ配管用炭素鋼鋼管 (JIS G 3452 GSP)とし、管の 継手は現況導水管と同様に溶接継手を基本とする。また、管の敷設方式は既設管と 同様に埋設方式を基本とし、管の土被りを既設計と同じ 0.6m 以上とする。
- 改修工事に伴う断水時間は、DNSAS との協議結果に基づき、日中は最大で 10:00AM~3:00PM の 5 時間とし、断水日数は週 3 日以内とする。管路の敷設替え、弁類の改修においては従来の工法での切り替え作業を 5 時間以内で完了させることは困難であるので、日本の水道工事で実施されている不断水工法を採用する。
- 管路移設に伴う管路の縦断平面形状から、あるいは維持管理上から必要とされる導水管管理施設を 3-2-1-2-7 に記述される方針に従い適切に計画する。
- 移設管路には必要に応じて 3-2-1-2-4 に示されている洗掘、落石に対する保護工を計画する。

#### 3-2-1-2-6 河川横断工の改修方針

ベモス導水管はベモス川を3箇所で横断している。既設の河川横断工の状況は表3-2.4に示すとおり、第1および第2河川横断工は被災を受けて改修の必要があり、第3河川横断工は健全に機能している。

第1河川横断工は2004年の洪水で管が破断し下流側に敷設替えされて、第1および第2河川横断工ともに使用可能な施設であることから、両河川横断工の改修基本方針は既設施設に改良を加えて使用し、施設の更新、新設、移設は必要最小限に留めることとする。

#### (1) 第1河川横断工

- 第1河川横断工の改修方針は次のとおりとする。
- ① 2004 年に改修された河川横断工の管本体およびコンクリート保護工は今後も使用可能であることから、既設利用とする。
- ② 既設管本体およびコンクリート保護工の土被りがない。河川砂防基準によると、河川横断工の土被りは 2.0m 確保する必要がある。しかし既設管路に 2.0m の土被りを確保することは困難なことから、コンクリート床版の保護工を新設するものとする。
- ③ 現在の河床落差は 0.50m であり、これにコンクリート床版を新設すると、河川横断工地点の河床落差は 1.00m となる。このため、床止工および護床工を新設して、河床の安定を確保する。
- ④ 既設の左右護岸工は2004年および2005年の洪水で流失したため、改修するものとする。 低水路護岸工は、3-2-2-4、表 3-2.11 に示されている低水路の高さおよび支配流量時の流 速により経済性に配慮して護岸工を計画する。
- ⑤ 排砂施設は、提内地の路線の低位部で排水先が河川に近い上流側に設ける。排砂管の口径はφ200mmで計画する。

#### (2) 第2河川横断工

- 第2河川横断工の改修方針は次のとおりとする。
- ① 2003 年に新設された河川横断工の管本体およびコンクリート保護工は今後も使用可能であることから、既設利用とする。
- ② 既設管本体およびコンクリート保護工の土被りがない。河川砂防基準によると、河川横断工の土被りは 2.0m 確保する必要がある。しかし、既設管路に 2.0m の土被りを確保することは困難なことから、コンクリート床版の保護工を新設するものとする。
- ③ 現在の河床落差は 0.60m であり、これにコンクリート床版を新設すると、河川横断工地 点の河床落差は 1.10m となる。このため、床止工および護床工を新設して、河床の安定 を確保する。

- ④ 既設の左右護岸工は2004年および2005年の洪水で流失したため、改修するものとする。 低水路護岸工は、3-2-2-4、表 3-2.11に示されている低水路の高さおよび支配流量時の流 速により経済性に配慮して護岸工を計画する。
- ⑤ 提内地の下流側に設けられている既設排砂施設は、排砂管の排出先を変更する必要があり、既設排砂管と同口径のφ80mmGSPにより敷設替えする。

#### 3-2-1-2-7 導水管管理施設の方針

導水管を維持管理するための施設である制水弁、空気弁、排砂弁などの管理施設は、管路の水理・構造上の機能を維持管理、改善する目的で、適正な配置となるよう、管の移設計画も含めて見直しをする。また、管理施設の配置見直しにおいては、既設導水管の路線や水理構造などの条件の変更が最小限の範囲となるように計画する。

#### (1) 空気弁工

原則として以下のような地点に設置する。

- 管路が凸形状を示す位置に設置する。
- 平坦な配管部が急な下り勾配(約20°以上)に変化する部位に配置する。
- 下り勾配管路に設けられた制水弁の直下流に設ける。
- 上り勾配管路に設けられた制水弁の直上流に設ける。

なお、空気弁は既設で設けられているものと同じ管種、口径で、急速空気弁φ80mm、補修弁付のものとし、また空気弁の位置を明確にし、維持管理を容易にするために、弁室を設ける。ただし、水管橋などに空気弁が設置される場合には弁室は設けない方針とする。

#### (2) 制水弁

原則として以下のような地点に設置する。

- 主要な分岐点。本事業での管補修において導入する必要があると考えられる不断水分岐 工法では、分岐点の分岐側および既設本管の遮断側に制水弁を配置する。
- 排砂管設置箇所
- 河川横断工での事故に対処可能なように、河川横断工の上流側に設置する。
- 特殊な箇所や分岐管もない区間でも、点検補修を考慮し、1~3km に1箇所程度の制水 弁を設ける。

制水弁としては原則として水道用仕切弁 JIS B 2062 または同等品を用いる。ただし、不断水分 岐工法では本管側の止水弁に防錆対策と軽量化を図った水道用ソフトシール仕切弁を用いるのが 一般的である。また、制水弁の位置を明確にし、操作を容易にするために、弁室を設ける。

#### (3) 排砂弁および排砂施設

排砂施設は、排砂弁および排砂管で構成され、管路の維持管理、補修において管内の水および

土砂などを排除するために設ける。このため、排砂施設は路線の低位部で、排水先が近い地点に設けられる。本事業の場合、路線がベモス川またはコモロ川に沿って敷設されており、排砂施設の排水先はベモス川またはコモロ川である。排砂操作時の放流量は特段に問題とはならないものと考えられ、管路が周辺より低くなっている箇所には基本的には排砂施設を設けるものとする。

排水 T 字管の口径は、既存施設では $\phi$  80mm が用いられているが、本導水管の場合では、流入 土砂が多く、維持管理に排水 T 字管の口径が小さいため困難をきたしていることが報告されてい る。本事業での排水先はベモス川またはコモロ川であり、放流量に制限がなく、放流管の管径を 大きくしたほうが短時間での排水と、管路からの大量の土砂排除に便利であることから新設する 排砂管は口径 $\phi$  200mm で計画する。

#### 3-2-1-3 ベモス浄水場下部配水池および弁室の改修方針

#### 3-2-1-3-1 改修の基本方針

ベモス浄水場内の配水池および弁室の改修にあたり、劣化が著しく今後の使用にあたり機能が 確保できない部分や危険のある構造物は更新対象とし、補修が可能な部分は継続使用することと する。

配水池はコンクリート構造物であるため、建設時からの経過年数・コンクリートの圧縮強度・コンクリートの中性化程度・部材の変形や損傷・漏水の有無から材質の劣化状況を総合的に判断して構造物としての安定と配水池としての水密性が確保されるように留意して改修方法を決定する。

配水池に付属する配管および計器については、管材の錆や弁の開閉障害が生じているものは更 新対象とする。2007年に竣工した隣接する浄水ユニットとともに新規設置された機材は、配水池 改修工事に伴って一旦取外して一時保管し、配水池改修工事完了後に再度据え付ける。

#### 3-2-1-3-2 適用基準

配水池の改修計画に関して、「東ティ」国の当該分野における基準は未整備であるため、以下の日本の基準を使用する。

- ·日本水道協会 水道施設設計指針 2000
- · 日本水道協会 水道維持管理指針 2006
- · 日本水道協会 水道施設更新指針 2005
- ·厚生労働省健康局水道課 水道施設機能診断指針 2005

#### 3-2-1-4 自然条件に対する方針

自然条件に対する方針は以下のとおりとする。

• 対象サイトは下記に示されるように雨期と乾期が明確に区分された熱帯モンスーン型の気候であり、雨期には高強度の集中的な降雨があり、しばしば洪水が発生する。また、流域の地形は急峻であり洪水の出水速度は非常に速い。従って、ベモス川河道内の工事は雨期を避け乾期に実施するなど、現地の気候パターンと地形に適合した設計、施工計画とする。

表 3-2.3 雨期、乾期の期間と平均月間降雨量

気候区分	期間	平均月間降雨量	備考
雨期	11月~4月	115mm~156mm	1953~1999年
乾期	5月~10月	15mm~74mm	同上

出展:ディリ観測所データ (1953~1999年)

- 既設ベモス導水管はベモス川およびコモロ川の河道に沿って敷設されている。特にベモス川は河床勾配が 1/20~1/90 の急流河川であり、両岸が切り立った渓谷である。さらに、両岸の崖には風化の進んだ堆積岩の露頭がみられ、河床には巨石や大岩が混在している。改修計画には導水管の防災上必要な耐久性が確保されるように配慮し、このような地形・地質条件に適合する設計とする。
- ベモス川はディリ市の重要な水源であることから、取水堰および下流部での水利用にも配慮し、沈砂桝などによる汚染対策をとるなど、原水の汚染が起こらないように設計に配慮する。
- 対象サイトの月平均気温は27~29℃、月平均最高気温は30~33℃であり、日中の最高気温は40℃前後にのぼることもあるため、取水堰等のマスコンクリート打設時の温度管理を適切に行うなど、現地の気温特性に適合した施工計画とする。

## 3-2-1-5 社会経済条件に対する方針

ディリ市水道では「東ティ」国の独立後 2004 年から水道料金の徴収が一部で行われたが、2006 年 5 月に暴動が起きてからは水道料金の徴収が停止されており、水道事業を経営面から見ると財源が十分とはいえない。こうした状況を考慮してベモス川からの取水および導水、並びにベモス浄水場の運転およびディリ市内への配水については、現況どおり地形を利用した自然流下方式の施設として施設運転経費用を抑える方針とする。

建設工事においては、汚水や産業廃棄物の発生に対して対策を行う。また工事箇所周辺の住民が利用している道路交通を遮断することを避ける。工事箇所周辺の住民はディリ市内に配水する上水道整備事業によって直接の便益を受けないため、現地雇用促進の観点から人力で行う工事のうち熟練を要しない作業についてはベモス川近隣の村落の住民を雇用する方針とする。

# 3-2-2 基本設計 (施設計画)

## 3-2-2-1 取水計画

ベモス取水堰での取水方式は重力による自然流入方式とする。計画取水量(導水量)はベモス 浄水場およびディリ中央浄水場の施設容量から、以下のとおり算定される。

ベモス取水堰取水量 
$$Q = (Q_1 + Q_2) \times (1 + 0.1)$$
 [ $^{\text{px}}$  10%] 
$$= (2,000 + 6,000) \times 1.1 = 8,800 \text{m}^3/\text{day}$$
$$= 102 \text{ L/sec}$$

ここに、 $Q_1$ : ベモス浄水場計画施設容量  $2,000~{
m m}^3/{
m day}$   $Q_2$ : ディリ中央浄水場計画施設容量  $6,000~{
m m}^3/{
m day}$ 

## 3-2-2-2 協力対象とする改修箇所の選定

3-2-1-2 に記述された方針に基づき、導水管を対象とした現地調査と配水池に関する追加調査を 実施した結果、プロジェクトの目標である「ベモス川からの水供給を確実なものにする」という 導水管の機能を確保するために改修が必要と判断された施設箇所は表 3-2.4 に示すとおりである。

表 3-2.4 改修が必要と判断された施設箇所

	改修箇所	区間長	問題点	重要度
1	取水堰	_	・堰頂、シュート部および導流壁の表面の磨耗。 ・エプロン(シュート部)下流側が基礎、減勢池のフトン籠を含め完全に流失し、下流は滝壷となっている。洗掘が進行すると堰機能が失われる可能性がある。	A
2	取水口および 沈砂池	17m	・既存施設では導水管に多量の土砂、砂礫、落葉等が混入し、 維持管理のため断水日数が増え、運用上困難をきたしている。 ・現況の施設は構造上、排砂、除塵等の維持管理が困難。	A
3	0+220~0+260 左岸落石対策	41m	・露出配管区間で、管路ルート上部に大岩があり下の岩に支えられているが、大地震時に滑落する可能性がある(管路に損傷痕はない)。	С
4	0+495~0+545 第1河川横断 工	50m	・2004 年洪水で管が破断し、下流側に敷設替えされた。現在、付替された保護コンクリートの下流側に洗掘がある。 ・建設時にあった右岸の河岸段丘は侵食され、付替管立上げ部が露出している。この部分が洪水流との水衝部となっており、更なる洗掘と転石等による管路損傷が予想される。	A
5	0+584~0+742 右岸河岸段丘 と支流横断部 および既設擁 壁取付部	200m	・埋設管路は、洪水時に河岸段丘が洗掘されたため約23m配管が露出し宙に浮いている。 ・既設管路の支流横断箇所20m区間はコンクリート巻立となっていて、巻立部の下流側が0.4m程度洗掘されている。 ・このまま洪水等による洗掘が進めば、流石、転石等により管の折損等の可能性がある。	A
6	0+787~0+876 上流既設コン クリート擁壁 部	80m	・この区間は河岸部に埋設されていたが 2005 年 3 月の洪水により被災し露出したため DNSAS がコンクリート擁壁により管路河川側を補強した。 ・上流側に落石が多く、IP23 付近では落石による管の損傷がある。また、既設擁壁の頂部は洪水時に流水が越水していると判断される	A

	_			
7	0+876~0+947 右岸河岸段丘	100m	・上流側コンクリート擁壁部終点付近から澪筋が左岸側に移行しているため、右岸側の河岸段丘の斜面(ほぼ垂直)には現在新しい洗掘跡はないが、一部崩壊箇所があり流路が変わった場合、容易に洗掘を受け、管路が露出、宙吊りになる可能性がある。 ・現地調査結果から、洪水時にベモス川の河道が落石や転石などに影響されて容易に変化する可能性があると判断される。	A
8	1+142~1+220 第 2 河川横断 工	80m	・河川中央部のコンクリートブロックによる護床工を残し、左右岸のフトン籠の護床工は流失。護床工の下流は大きく洗掘。 ・特に左岸側の洗掘が激しく、フトン籠流失、コンクリート護床工下流側が基礎にまで及ぶ 1m 以上の洗掘が生じている。また下流側は急勾配となっており、特に左岸側は急流の澪筋状に洗掘が進んでいる。 ・左岸側の河岸護岸工は根固めブロックが流失し、フトン籠が変形。 ・右岸側の河岸護岸工は水衝部でないためほぼ原形を留めている。	A
9	1+358減圧水槽 バイパス管	-	・バイパス管の錆が進行している。 ・バイパス管仕切弁の弁管なし。 ・下流側導水管本管流出弁から漏水している。	С
10-1	IP34 / IP36 (1+420~ 1+530) 既設 下流側コンク リート擁壁部	59m	・この区間にはフトン籠護岸工が設置されていたが、2004年の 洪水で流失し埋設管が露出したため DNSAS がコンクリート 支台を設置したが、2005年洪水で支台の一部が流失。 ・更にコンクリート擁壁を設置し、河川側を補強したが、現在 では擁壁の基礎が洗掘を受け転倒の危険性がある。 ・管路の上部山腹は強風化岩の斜面であり、露出管周辺に落石 が散在していることから落石による損傷の恐れがある。	A
10-2	IP42 付 近 (1+938) ベモス川左岸 河岸段丘	50m	・IP42 付近は低い河岸段丘が洗掘を受け、管路が地山裾部に張り付いたように露出している。このことから、洪水時には配管ルート付近まで流水が及ぶ可能性がある。 ・周辺に落石が見られ、露出管損傷の恐れがある。	A
10-3	2+094~2+200 左岸河岸段丘 (管宙吊り区 間)	100m	・管路が埋設されていた河岸段丘が洪水で洗掘を受け基礎部が流失したため、管が約 100m に亘り宙に浮いた状況となっている。 ・上下流部の河岸段丘も洪水による洗掘で容易に流失する恐れがあり、宙吊り区間が更に増え、管折損の恐れがある。	A
11	2+365~2+570 ベモス川左岸 側斜面山脚部	179m	・IP50 付近は、露出管で施工されているが、この付近は表層が 土砂から強風化岩の斜面となっており表層に浮石が散在して いる。 ・管周辺に落石が散在しており、また落石が管に当っている。	A
12	IP55 (2+700) 左岸支流横断 部	12m	・ベモス川左岸側の支流横断部で配管が露出しているが、支流 上流からの土砂の押出しにより管の支流上流側(左側)は埋 まり、また下流側(右側)は洗掘されている。	В
13	IP56(2+730)~ 左岸支流横断 部	20m	・支流の分岐した下流側沢の横断部。コンクリート巻立て保護工(延長 20 m)が露出しており、巻立部上流側が堆砂で埋まり、下流側は洗掘されている。	В
14	5+172~5+325 コモロ川右岸 (用水路交差 部)	57m	・建設当初はコモロ川右岸の集落へのアクセス道路が設置され その下に管路が埋設されていたが、IP84より下流の配管はコ モロ川の洗掘により露出し、新たな用水路(土水路:深さ 20cm 程度)と交差している。	С
15	5+323~5+475 道路横断部で の露出管	150m	・5+323 ら 5+475 までの区間での露出管延長は、道路横断箇所で 15m、路肩で 16m、合計 31m 露出している。放置すると洪水のみでなく車両などによる管への損傷の恐れがある。	В

16	5+766~6+036 コモロ川右岸 支流横断工	60m	・建設当初はフトン籠護岸工とアクセス道路盛土下に管路が埋設されていたが、コモロ川洪水によりフトン籠護岸工および盛土が流失し、管路が約50m露出した。また、その中間では支流からの流出土砂に埋まっている。 ・管埋設部付近に支流からの落石があるが、管が折損するほどの大きさの落石、転石は見られない。	В
17	7+000~7+100 コモロ川右岸 急勾配道路部	100m	・最下流のベモス浄水場付近から約 60.0m 区間は、道路縦断勾配約 20%の急勾配道路の路側帯に導水管が埋設されている。道路は雨期の強雨と車輌通行により土砂が削られ管路が露出してきている。この状態が続くと、管路は車輌により損傷をうけるだけでなく斜面が崩壊し、管路基礎が破壊され管が折損する可能性がある。	A
18	新規仕切弁、空 気弁、排砂工な どの管理施設		<ul><li>・現況管路への土砂の流入が多く、管体を切断して排砂操作を実施。</li><li>・管路凸部に空気溜りがあり通水阻害を生じている可能性がある。</li><li>・適切な維持管理が可能となるように管理施設を配置する必要がある。</li></ul>	A
19	ベモス浄水場 下部配水池 500m <sup>3</sup> および弁 室	l	<ul><li>・コンクリートの中性化、強度低下と鉄筋の錆びによる劣化が進み、崩壊の危険性がある。</li><li>・壁面には補修跡があり、更に亀裂がみられる。天井下面にはコンクリートの剥落と錆びた鉄筋の露出がみられる。</li><li>・漏水が観測されている。</li></ul>	A

3-2-1-2-2 改修の重要度の設定に示す方針のとおり、上表における重要度 A に区分されるものを、本件の改修対象とする。

## 3-2-2-3 設計洪水量

## 3-2-2-3-1 改修計画の対象とする超過確率年

国土交通省・河川砂防技術基準によると、「河川改修計画の規模の決定に当っては、河川の重要度を重視すると共に、既往洪水による被害の実態、経済的効果等を総合的に考慮して定めるものとする。」とされている。

一般に、河川の重要度と計画の規模の関係を次のように定めている。

河川の重要度計画の規模<br/>(対象降雨量の超過確率年)A級200 年以上B級100 年~200 年C級50 年~100 年D級10 年~50 年E級10 年以下

表 3-2.5 河川の重要度と計画の規模

また、河川の種類と重要度の関係は次のとおりである。

表 3-2.6 河川の種類と重要度

河川の種類	河川の重要度
一級河川の主要区間	A 級~B 級
一級河川のその他の区間	C 級
二級河川の都市河川	C 級
一般河川	D級~E級

ベモス川は山地部を流下する一般河川であり、提内地は山地である。上記の基準によると、ベモス川の重要度は一般河川の D 級と評価され、計画の規模は 50 年超過確率年とすることができる。

一方、ディリ降雨量観測データの確率計算結果から、50年超過確率日降雨量は、122mm/dayであり、また2004年2月の既往最大日降雨量は126.7mm/dayである。両者の差は僅か4.7mm/day(4%程度)であり、既往最大の洪水により対象施設が被害を受けていることを考慮し、本プロジェクトにおける基本洪水は2004年2月の既往最大日降雨量126.7mm/dayにより決定する。

表 3-2.7 ディリ降雨量観測データによる確率最大日降雨量

生起年	確率最大日降雨量	備考
	(mm/day)	
2	72.0	
3	81.3	
5	90.8	
10	101.5	
20	110.9	
2005年	113.4	R.P. 24.4 年
30	115.9	
50	121.9	
既往最大 2004 年	126.7	R.P. 76.6 年
100	129.6	
200	136.9	

## 3-2-2-3-2 ベモス取水堰地点の設計洪水量

## (1) 流域面積

JICA プロジェクト「ラクロ川およびコモロ川流域住民主導型管理計画調査」(協力期間:2005年 11月~2010年 3月)において、ベモス川およびコモロ川の流域は下表のとおり詳細に調査されている。

表 3-2.8 コモロ川流域面積

河 川 名	流域面積
コモロ川 (河口)	$212.0~\mathrm{km}^2$
ベモス川 (コモロ川合流地点)	43.9 km <sup>2</sup>
ベモス川 (取水施設地点)	30.3 km <sup>2</sup>

#### (2) ベモス取水堰地点での設計洪水量

ベモス取水堰地点の河川計画の設計洪水量を、①確率最大日降雨量および流域面積などの流域 データによる方法、②堰の洪水越流痕跡(管理人へのヒヤリングによると、左岸高水敷での水深 1.2m) および取水堰地点での河川データに基づく方法、の二つの解析方法により算定した結果は、 下表のとおりである。

項目	単位	①既往最大洪水	②堰の洪水越流痕跡の最大洪水
1. 流域面積	km <sup>2</sup>		30.3
2. 日降雨量	mm/day	126.7	90.2 相当
3. 降雨強度	mm/hr	33.6	23.9 相当
4. 設計洪水量	m <sup>3</sup> /sec	198	141
5. 堰上流洪水位	m	H.W.L. 229.95m	H.W.L. 229.55m
6. 堰上流流速	m/sec	5.59	5.03

表 3-2.9 ベモス取水堰地点の洪水量の解析結果

上表において、②洪水越流痕跡(聞き取り)のデータはあくまでも 2004 年の洪水発生から 4 年後の管理人の記憶に基づくものであり、またその観測値は洪水ピークの時点からずれていることも考えられることから、小さめの結果を与えたと推定される。

従って、ベモス川河川計画のベモス取水堰地点での設計洪水量は、河川工作物の重要性、洪水 被災の影響等を考慮し、超過確率 50 年相当である既往最大流量を設計洪水量とする。

● 既往最大洪水量: Q<sub>max</sub> = 198m<sup>3</sup>/sec ≒ 200m<sup>3</sup>/sec、

● 取水堰地点洪水位: H.W.L. 229.95m

## (3) 低水護岸の設計洪水量 (支配流量)

年間に 1~2 回発生する洪水によって河道は形成される。この流量を支配流量と呼ぶ。降雨量の確率処理の結果(表 3-2.7)から、支配流量は 2 年超過確率日降雨量(72mm/day)を採用すると、ベモス取水堰における流域面積 30.3km²に対する支配流量は次のように推定される。

支配流量:Qc = 72mm/day  $\times 200$ m³/sec / 126.7mm/day = 113.7m³/sec = 110m³/sec

従って、低水路で支配流量:110m<sup>3</sup>/sec を流下できるように、低水護岸の高さを決定する。

#### 3-2-2-3-3 支流の設計洪水比流量

洪水到達時間を山地流域  $(2km^2)$  0.5hr、既往最大洪水 (2004 年 2 月 6 日) の日降雨量 (mm/day) を 126.7mm/day として支流の洪水到達時間内降雨強度を算定した結果、53.9mm/hr が得られ、支流の設計洪水比流量は  $10.5m^3/sec/km^2$  である。また、支流の支配流量(2 年超過確率降雨量:72mm/day)の降雨強度は 30.6mm/hr が得られ、支流の支配比流量は  $5.95m^3/sec/km^2$  である。

#### 3-2-2-3-4 各地点の設計洪水量および支配流量

各改修箇所の設計洪水量および支配流量を次の比流量により算定し、表 3-2.10 に示す。

● 本流の設計洪水比流量:  $q_{mf} = 200 / 30.3 = 6.60 m^3 / sec/km^2$ ● 本流の支配比流量:  $q_{mc} = 110 / 30.3 = 3.63 m^3 / sec/km^2$ ● 支流の設計洪水比流量:  $q_{bf} = 0.7 \times 53.9 / 3.6 = 10.5 m^3 / sec/km^2$ ● 支流の支配比流量:  $q_{mc} = 0.7 \times 30.6 / 3.6 = 5.95 m^3 / sec/km^2$ 

表 3-2.10 各地点の設計洪水量および支配流量

			河川の	流域面積	設計流量	支配流量
番号	施 設 名	位置	種類	(km <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> /sec)	(m <sup>3</sup> /sec)
1	取水堰	Sta.0+000	本流	30.3	200	110
2	沈砂池	Sta.0+075	本流	30.6	200	110
3	ベモス川左岸落石対策工	Sta.0+220~0+260	支流	0.05	0.5	0.3
4	第1河川横断工	Sta.0+495~0+545	本流	32.1	210	120
5	ベモス川右岸支流横断工	Sta.0+650~0+787	本流	32.6	220	120
3		5ta.01030 01707	支流	3.20	34.0	19
6	既設上流コンクリート擁壁	Sta.0+787~0+876	本流	33.1	220	120
7	ベモス川右岸河岸段丘	Sta.0+876~0+947	本流	33.4	220	120
8	第2河川横断工	Sta.1+142~1+220	本流	34.4	230	120
9	減圧水槽バイパス管	Sta.1+358	_	_	_	_
10(1)	新設上流河川横断工	Sta.1+425~1+475	本流	35.4	230	130
10-1	既設下流コンクリート擁壁	Sta.1+420~1+530	本流	35.4	230	130
10-2,3	ベモス川左岸河岸段丘	Sta.2+025~2+125	本流	37.8	250	140
10(2)	新設下流河川横断工	Sta.2+185~2+235	本流	38.1	250	140
11	ベモス川左岸斜面山脚部	Sta.2+365~2+570	本流	38.8	260	140
12	ベモス川左岸支流横断部	Str. 2   700	本流	40.0	260	150
12	(1)	Sta.2+700	支流	0.90	10.0	5.4
13	ベモス川左岸支流横断部	Str. 2   720	本流	40.5	270	150
13	(2)	Sta.2+730	支流	0.90	10.0	5.4
14	コモロ川右岸用水路交差部	Sta.5+172~5+325	本流	204.0	1,350	740
15	コモロ川右岸道路横断部	Sta.5+325~5+475	本流	204.2	1,350	740
16	コモロ川右岸支流横断工	Sta.5+766~6+036	本流	204.7	1,350	740
16	コモロ川石序又伽傾剛工	Sta.5+700~0+030	支流	0.40	4.2	2.4
17	コモロ川右岸急勾配道路部	Sta.7+000~7+100	本流	206.2	1,360	750

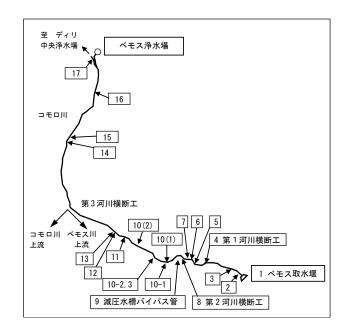


図 3-2.1 ベモス導水管設計洪水量計算点概略位置図

## 3-2-2-4 基本計画における河川横断形

## 3-2-2-4-1 河川横断形

管路保護工に関連する河川構造物の基本計画においては、河道を下図のような複断面形にあてはめ、支配流量は低水路内で流下させ、設計洪水量は低水路および高水敷で流下させる計画とする。但し、十分な用地が確保できない場合には単断面形を採用する。低水路の河床幅 B は観測された現況河川の流路幅より決定する。

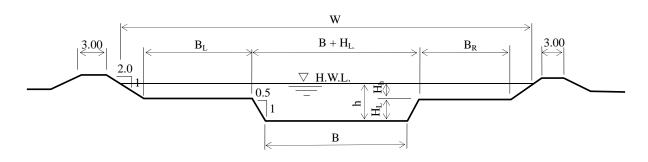


図 3-2.2 基本計画河川横断図

## 3-2-2-4-2 使用公式

# ● 流速公式

マニングの流速公式を採用する。

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$
 -----(1)

ここに、V : 平均流速 (m/sec)

n: 粗度係数、n=0.040(農水省「水路工」p157自然流路、山地流路、 河床は玉石、砂利の場合の標準値を採用)

R : 径深 (m)、R=A/P

A : 流積 (m²) P : 潤辺 (m) I : 河川勾配

速度水頭を次式で算定する。

$$hv = V^2 / 2 \cdot g$$
 -----(2)

ここに、hv: 速度水頭 (m)

g: 重力の加速度、 $g = 9.8 \text{m/sec}^2$ 

また、フルード数は次式で求められる。

$$Fr = V / \sqrt{g \cdot h} \qquad -----(3)$$

ここに、Fr : フルード数

h : 水深 (m)

# ● 限界掃流粒径公式

岩垣の限界掃流粒径公式を採用する。

$$d_{max} = U_*^2 / 80.9$$
 -----(4)

ここに、 $d_{max}$  : 限界掃流粒径 (cm)

 $U_*$  : 摩擦速度 (cm/sec)、 $U_* = \sqrt{g \cdot R \cdot I}$ 

# 3-2-2-4-3 各地点の水理諸元(流量、流速、限界掃流粒径など)

各改修箇所での河川勾配、河川断面、水深、流量および式 (1)~式 (4) により算定した設計諸元を用いて、護岸工、護床工のタイプ、規模を決定する。諸元を表 3-2.11 に示す。

表 3-2 11 各地点の設計洪水および支配流量の水理諸元

(m <sup>3</sup> /s) 勾配 (m <sup>3</sup> /s) 勾配 (m <sup>3</sup> /s) 勾配 (110) 1/33 (110) 1/25 (110) 1/25 (110) 1/25 (110) 1/25 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20 (120) 1/20	#54.0 H <sub>L</sub> BL+B k (m) (m) 15.0 1.50 6.0 0.50 12.0 1.50 6.0 0.55 12.0 0.55 0.50 0.25 0.50 0.20 15.0 1.50	(m/sec) (m/s	流量時 流速 (m/sec) (5.15) — (5.79) — (5.79) — (4.35)	新	決計   支配流量   大配流量	支配流量時 (47.25) — (60.36) — (60.36) — (11.36) (51.98)
Sta.0-025 200 1/33		(E	流速 (m/sec) (5.15) (5.79) (5.79) (4.35) (5.40)	類 流流流流流流 流 流	. ,	支配流量時 (47.25) — (60.36) — (60.36) — (11.36) (51.98)
Sta.0-025		© 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	(m/sec) (5.15) (	新 射 射 射 射 射 流 流 流 流 流 流 流	<u> </u>	(47.25) (60.36) (60.36) (60.36) (11.36) (51.98)
Sta.0-025 200 1/33			(5.15)  (5.79)  (5.79)  (4.35)	新	63.75 15.60 83.79 22.37 83.79 22.37	(47.25)  (60.36)  (60.36)  (60.36)  (11.36)
Sta.0-023 (110) 1/33 (110) 1/35 (110) 1/35 (110) 1/25 (110) 1/25 (110) 1/25 (110) 1/25 (120) 1/30 (			(5.79) (5.79) (4.35)	来	83.79 22.37 83.79 22.37 13.46	(60.36) (60.36) (60.36) (11.36) (51.98)
Sta.0+050 200 1/25			(5.79) (5.79) (4.35) (5.40)	来 来	83.79 22.37 83.79 22.37 13.46	(60.36) — (60.36) — (11.36) (51.98)
Sta.0+030 (110) 1/25			(5.79) — (4.35) (5.40)	発 発 発 発 発 発 発 発	22.37 83.79 22.37 13.46	(60.36) — — (11.36) (51.98)
Sta.0+075 200 1/25 ————————————————————————————————————			(5.79) (4.35) (5.40)	新 新 新 新	83.79 22.37 13.46	(60.36)
Sta.0+0/3 (110) 1/23  Sta.0+220 0.5 1/10  Sta.0+525 210 1/30  220 1/20  Sta.0+675 34 1/13  Sta.0+787 220 1/20			(4.35)	<b>射</b> 流 射流	22.37	(11.36)
Sta.0+220 0.5 1/10  Sta.0+525 210 1/30  220 1/20  Sta.0+675 34 1/13  Sta.0+787 220 1/20			(4.35)	射流	13.46	(11.36)
Sta.0+525 210 1/30			(5.40)			(51.98)
Sta.0+323 (120) 1/30 220 1/20 1/				射流	70.13	
Sta.0+675	10.0 0.50			射流	18.15	
Sta.0+675 (120) 1/20 (120) 1/20 (19) (19) (19) (19) (190 (19) (190 (19) (190 (19) (190 (190 (190 (190 (190 (190 (190 (190	11.0	0 8.05	(6.64)	射流	104.62	(78.44)
34 1/13 (19) 1/20	15.0 0.50	0 3.39		射流	28.60	1
Sta.0+787 220 1/20	6.0 (0.70)	$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$ 5.92	(4.86)	射流	73.54	(54.75)
3ta.0+/6/	11.0	0 8.05	(6.64)	射流	104.62	(78.44)
<b>跣設上流コンクリート雑壁(高水敷)   (120)  </b>	15.0 0.50	0 3.39		射流	28.60	
220	11.0	0 8.05	(6.64)	射流	104.62	(78.44)
Sta.0+8/0 (120) 1/20	15.0 0.50	0 3.39		射流	28.60	
	20.0	0 4.36	(3.44)	常流	28.63	(20.04)
230	15.0 0.70	0 1.97		常流	8.72	
	20.0	0 5.12	(4.24)	射流	41.18	(31.09)
66/1	15.0 0.50	0 2.04		常流	10.40	
230	15.0 1.80	0 5.34	(4.64)	射流	45.00	(36.45)
1/50	65.0 0.40	0 1.91		通流	9.61	

					底幅 B	大深	拉斯	大配			() X9+77
居河	去 近 水	声	流量	0.15	および	$H_{\rm L}$	洪水時	流量時	流 よ の	以分子が形の見	PXクト1市(JUL4上1王 (CIII)
無 小	上:50F	民	(m <sup>3</sup> /s)		BL+B k	$H_{\rm h}$	消凍	<b>流</b> 凍	種類	最高	1
					(m)	(m)	(m/sec)	(m/sec)		洪水時	又甠流重時
101	既設下流コンクリート擁壁(低水路)	94- 1-430	230	02/1	15.0	1.80	5.51	(4.64)	射流	47.14	(36.45)
10-1	既設下流コンクリート擁壁(高水敷)	Sta.1+420	(130)	06/1	45.0	0.50	2.20		限界流	11.93	
10-2,	ベモス川左岸河岸段丘 (低水路)	32010 275	250	1/40	20.0	1.50	5.63	(4.79)	射流	51.51	(40.36)
3	ベモス川左岸河岸段丘 (高水敷)	Sta.2+073	(140)	1/40	50.0	0.40	2.13		射流	11.98	
10/0)	新設下流河川横断工 (低水路)	00010 348	250	0L/1	20.0	1.80	4.77	(4.03)	射流	34.95	(27.10)
10(2)	新設下流河川横断工(高水敷)	Sta.2+200	(140)	1/10	35.0	0.50	1.86		常流	8.48	
-	ベモス川左岸斜面山脚部 (低水路)	037 6 248	260	1/65	20.0	1.70	4.98	(4.04)	射流	37.95	(27.75)
11.	ベモス川左岸斜面山脚部(高水敷)	Sta.2+430	(140)	0/1	35.0	09.0	2.17		常流	10.92	
12.	ベモス川左岸支流横断工(1)(低水路)		260	1 /55	20.0	1.70	5.25	(4.40)	射流	42.84	(32.80)
	ベモス川左岸支流横断工 (1) (高水敷)	000000000	(150)	CC/I	35.0	0.50	2.10		常流	10.79	
	ベモス川左岸支流横断工 (1) (支流)	Sta.2+700	10.0	1/7	12.0	0.25 (0.17)	3.63	(2.84)	射流	41.23	(28.45)
	ベモス川左岸支流横断工 (2) (低水路)		260	1 /55	20.0	1.70	5.25	(4.40)	射流	42.84	(32.80)
5	ベモス川左岸支流横断工(2)(高水敷)	050 0 050	(150)	CC/I	35.0	0.50	2.10	1	常流	10.79	
13.	ベモス川左岸支流横断工 (2) (支流)	3ta.2+030	10.0	1/7	12.0	0.25 (0.17)	3.63	(2.84)	射流	41.23 (28.45)	41.23 (28.45)
-	コモロ川右岸用水路交差部(低水路)	C40 5 170	1,350	1,00	75.0	2.00	5.72	(4.92)	射流	36.30	(28.96)
4.	コモロ川右岸用水路交差部(高水敷)	Sta.3+1/2	(740)	1/90	40.0	0.50	2.01		常流	7.56	
7	コモロ川右岸道路横断部(低水路)	Stc 5 333	1,350	1/00	75.0	2.00	5.72	(4.92)	射流	36.30	(28.96)
13.	コモロ川右岸道路横断部(高水敷)	Sta.3+323	(740)	1/00	310.0	0.50	2.01		常流	7.56	
	コモロ川右岸支流横断工(低水路)		1,350	1/80	75.0	2.00	5.72	(4.92)	射流	36.30	(28.96)
7	コモロ川右岸支流横断工(高水敷)	Sta 5-766	(740)	1/00	310.0	0.50	2.01		常流	7.56	
9	コモロ川右岸支流横断工(支流)	Sta: 7+700	4.2	1/4.55	8.0	0.20 (0.12)	3.86	(2.84)	射流	50.29	(31.84)
ć											

注: 表中のカッコ内は支配流量時の数値。

## 3-2-2-5 護岸工の選定

#### 3-2-2-5-1 護岸エのタイプ

「東ティ」国での材料調達および維持管理等を考慮すると、採用可能な護岸工のタイプは次のとおりである。

- ・ フトン籠護岸工 (材料調達が容易で、実績が多い)
- ・ 練石積護岸工 (材料調達および維持管理が容易で、実績が多い)
- ・ コンクリート護岸工 (安定性・安全性が高く、維持管理が容易、 全コンクリート構造であるため、復旧は困難)

フトン籠は鉄線籠型に分類され、この部類では蛇籠も一般的であるが、「東ティ」国では蛇籠は普及していないことから、鉄線籠型はフトン籠のことを指す。

## 3-2-2-5-2 護岸工の最大許容流速

国交省河川局「鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準(案)」、「美しい山河を守る災害復旧基本 方針」や「農水省「土地改良事業 設計基準 水路工」より、護岸工の最大許容流速を以下のよう に設定する。

## (1) 国交省河川局「鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準(案)」による最大許容流速

鉄線籠型護岸の適用条件として、次のような重要な規制がある。

河床が人頭大程度以上の玉石または転石で構成されている区間では、洪水時にこれらの玉石や 転石が鉄線に衝突し、鉄線が磨耗したり鉄線が破断する恐れがある。このため、このような区間では適用除外とする。 (引用:鉄線籠型護岸の設計・施工技術基準(案) p.5)

人頭大程度の玉石とは、平均径 25cm 程度と考えられる。この程度の玉石が移動する流速は、前述の「各地点の設計洪水および支配流量の水理諸元」の結果(平均径 25cm 程度の玉石が移動する第 2 河川横断工および減圧水槽付近の低水路)から判断すると、限界掃流粒径 25cm 程度では支配流量時の流速が 4.0m/sec 程度である。

従って、鉄線籠型護岸の支配流量時の最大許容流速は 4.0m/sec 程度である。

#### (2) 国交省河川局「美しい山河を守る災害復旧基本方針」による設計流速

表 3-2-2.9 は、災害復旧工事に関する技術基準であり、原形復旧を原則とする災害復旧工事での 設計流速の目安が示されている。また、「適用流速の範囲にあっても、経年変化により素材が劣化 し安定性が失われる工法もあるので留意する必要がある。」としている。

蛇籠、フトン籠、練石張や練石積のように、鉄線の磨耗・切断や胴込コンクリートの磨耗・抜石による劣化が懸念される工法は、最大許容流速を定めるためには、補正を行う必要がある。

表 3-2.12 護岸工法設計流速関係表 (設計流速:計画洪水量時の流速)

							*	
護	岸 工 法			設計	流速(m/	sec)		
		2	3	4	5	6	7	8
	自然石 (空張)							
石 系	自然石(練張)							
	自然石(練積)							
	蛇籠 (1:1.5より緩い)							
籠 系	籠 (平張)							
	籠 (多段積)							

凡例: ■■■■ 適用可能な範囲

■■■■■ 基本的には使用しない範囲(河川の特性や背後地の状況により使用する場合もある。) (引用:p.36)

# (3) 農水省「土地改良事業 計画設計基準 水路工 p. 153」による最大許容流速

表 3-2.13 主な材料の最大許容流速 (用水路最大流量時の流速)

材料の種類	最大許容流速 (m/sec)	材料の種類	最大許容流速 (m/sec)
軟岩	2.0	ブロック練積	2.5
中硬岩	2.5	薄いコンクリート (13cm 未満)	1.5
硬岩	3.0	厚いコンクリート (13cm 以上)	3.0
ブロック空積 (控 30cm 未満)	1.5	厚いコンクリート (鉄筋被り 1.5cm 増)	6.0
ブロック空積 (控 30cm 以上)	2.0	厚いコンクリート (鉄筋被り 3.0cm 増)	9.0

- 注3) 排水路の場合、低水護岸を検討するための流量(1年若しくは2年確率流量)に対して本表の1.5 倍を限度として適用する。また、急流工・急傾斜排水路等で当該施設に護床又はその他適切な侵食防止処置が講じられた場合、又はコンクリートの厚さを増すとか鉄筋等で部材の補強が行われた場合、若しくは河川に相当する大きな排水路にあっては本表の適用を除外する。この場合の最大許容流速は、当該水路の構造および地形、地質並びに類似の実施例を参考に定める。
  - 5) 被り厚を増加する場合には、米国開拓局の設計基準によれば、流水にさらされる場合で流速が 3.0m/sec を越える厚い鉄筋コンクリート構造物においては、表-7.8.34に示した数値(鉄筋の最小被り:特に厳しい腐食環境のスラブ 5cm)に 1.5cm の被り厚さを加え、さらに流速が 3.0m/sec 増加するごとに 1.5cm の被り厚さを追加することによって構造物の耐久性を確保できるものとしている。

(引用: p.153)

## (4) 河川改修工事における護岸工法の最大許容流速と適用条件

下記の点を考慮し、各護岸工法の適用条件を表 3-2.14 のように設定する。

- ① 鉄線籠型護岸(フトン籠)の最大許容流速は4.0m/secとする。
- ② 上記の表 3-2.13 注 3) 下線部にあるように、「東ティ」国での河川護岸工の実施例(マナトウト県ラクロ地区灌漑施設改修・バウカウ県セーシェルアップ地区灌漑施設改修 (UNDP,UNOPS 緊急無償 2003 年竣工)、ボボナロ県マリアナ I 灌漑施設復旧改善計画(平成 19 年度無償資金協力事業))を参考とし、「練石積護岸工」「厚いコンクリート擁壁(通常の被り)」の補正係数は、農水省「水路工」の用水路護岸用の値に対して 2.0 とする。

③ 練石積護岸工(控30cm)の許容流速は上記と同様「東ティ」国における他プロジェクトの実績を参考に3.0m/secとし、これに上記補正係数2.0を考慮する。また、練石積護岸工(控50cm)では、農水省「水路工」のブロック空積工の控30cmと50cmの場合の許容流速の増分を参考として3.5m/secとし、これに上記補正係数2.0を考慮する。

表 3-2.14 護岸工の適用条件表(支配流量時の流速)

材料の種類	経済性	最大高 (m)	法勾配	最大 許容流速 (m/sec)
フトン籠	3 位	4.0	$1:0.5\sim1.0$	4.0
練石積(控 30cm 程度)	1位	3.0	1:0.3~1.5	6.0
練石積(控 50cm 程度)	2位	5.0	$1:0.3\sim1.5$	7.0
無筋コンクリート(重力式、13cm以上の通常の厚さ)	4位	4.0	1:0.0~1.5	6.0
無筋コンクリート(重力式、通常の厚さ+1.5cm 増)	5 位	4.0	1:0.0~1.5	9.0
無筋コンクリート(重力式、通常の厚さ+3.0cm 増)	6位	4.0	1:0.0~1.5	12.0
鉄筋コンクリート (逆 T 型またはもたれ式、5.0cm の通常の被り)	7位	7.0	1:0.0~1.5	6.0
無筋コンクリート (逆 T 型またはもたれ式、通常の厚さ+1.5cm 増)	8位	7.0	1:0.0~1.5	9.0
無筋コンクリート (逆 T 型またはもたれ式、通常の厚さ+3.0cm 増)	9位	7.0	1:0.0~1.5	12.0
無筋コンクリート(扶壁式、5.0cm の通常の被り)	10位	12.0	1:0.0~1.5	6.0
無筋コンクリート(扶壁式、通常の厚さ+1.5cm 増)	11位	12.0	1:0.0~1.5	9.0
無筋コンクリート(扶壁式、通常の厚さ+3.0cm 増)	12位	12.0	1:0.0~1.5	12.0

注:最大高は社団法人全日本建設技術協会発行建設省制定土木構造物標準設計 2 巻擁壁類等を参照して示したものである。

護岸工法の適用においては、上表の適用条件とともに表 3-2.15 河川護岸工法に示す各工法の特性に配慮して決定する。

*
Н
业
糯
Ξ
_
戸
5
ц,
,
_ '
<
3
(*)
₩

	十三様斐、こり		日常
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	1. ノトン龍護戸上	2. ㈱石積護岸上	3. コンクリート護岸上
図	1,000ms 3,00ms [00ms] (00ms)	3.000m (程元 30cm)	5.00m
材料および構造	<ul> <li>・材料のフトン籠 (1.00m × 1.00m × 2.00m) は現地調達ができる。</li> <li>・詰め石は現地発生材を利用できる。</li> <li>・背面土吸出し防止にジオテキスタイルシート等が必要である。</li> <li>・フトン籠積みであるため、4 段程度(高さ4.00m) が限界となる。</li> </ul>	・材料は切石、間知石、野面石(控え 30cm程度)をモルタルによる練石積み。 ・背面土により裏込め礫が必要となる。 ・我国の基準では、高さ 5.00m が限界である。	<ul> <li>コンクリート構造である。</li> <li>高さ4.0mまで:重力式権壁(無筋コンクリート)</li> <li>高さ7.0mまで:逆T型またはもたれ式権壁 (鉄筋コンクリート)</li> <li>高さ12.0mまで:扶壁式権壁 (鉄筋コンクリート)</li> <li>リート)</li> </ul>
耐久性	<ul> <li>最大許容流速は 4.0m/sec 程度である。</li> <li>護岸工前面の河床洗堀が生じると、容易に変形する。</li> <li>フトン籠の鉄線が錆びるため、耐久性は比較的低い。</li> </ul>	<ul> <li>最大許容流速は 6.0~7.0m/sec 程度である。</li> <li>根入れ深さまでの護岸工前面の河床洗堀に対して安全である。</li> <li>洪水流の転石に対して、耐衝撃性・耐磨耗性に最も優れている。</li> </ul>	<ul> <li>・通常の鉄筋被りの場合の最大許容流速は 6.0m/sec 程度である。</li> <li>・根入れ深さまでの護岸工前面の河床洗堀に対して安全である。</li> <li>・洪水流の転石に対して、耐衝撃性・耐磨耗性に優れている。</li> </ul>
施工性	<ul><li>コンクリート工事が不要なため、施工性は良い。</li><li>良質の石材の調達が必要となる。</li><li>⑥</li></ul>	<ul><li>コンクリート工事が少ないため、施工性が良い。</li><li>良質の石材および熟練石工の調達が必要となる。</li></ul>	<ul><li>・コンクリート工事であるため、施工性が悪い。</li><li>・コンクリート工事であるため、十分な工事用排水が必要となる。</li></ul>
運営・維持管理	<ul><li>耐久性が悪いため、補修等の維持管理が 必要となる。</li><li>補修に必要な石材・フトン籠ネット等は 調達が容易である。</li></ul>	<ul><li>耐久性に優れているため、維持管理が容易である。</li><li>補修に必要な石材・コンクリート・モルタル等は調達が容易である。</li></ul>	<ul><li>・耐久性に優れているため、維持管理が容易である。</li><li>・補修のためには、コンクリート材料の調達が必要となる。</li></ul>
経済性	<ul><li>・ローカル材料であるため、建設費は安い。</li><li>・ 度重なる補修で、維持管理費が嵩む。</li></ul>	・ローカル材料であるため、建設費は比較的安い。 的安い。 ・渓流・急流河川では耐久性が最も高いため、 維持管理費も比較的安い。 ◎	・コンクリート構造であるため、建設費が高い。 い。 ・普通河川では耐久性が高いため、維持管理費は比較的安い。

## 3-2-2-6 護床工の選定

## 3-2-2-6-1 護床エのタイプ

材料調達および維持管理等を考慮すると、採用可能な護床工(根固工も含む)のタイプは次のとおりである。

- ・フトン籠護床工(材料調達が容易で、実績が多い)
- ・捨石護床工(材料調達および維持管理が容易で、実績が多い)
- ・現場打コンクリートブロック(安定性・安全性が高いが、経済性は低い)

なお、護床工は河床保護工であり、また根固工は河川構造物の基礎部の保護工として用いられるが、材料、規模等の適用方法はほぼ同じであることから、ここでは両者を含めて護床工と総称する。また、我国で実績の多いコーケンブロック、三連ブロック等の特殊な形状のコンクリートブロックは、型枠の調達が困難と予想されるため、コンクリートブロックは下図に示す形状の現場打ち十字コンクリートブロックとする。

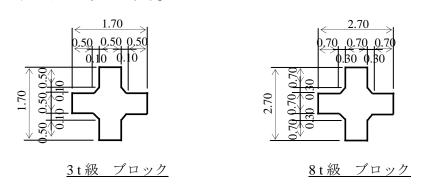


図 3-2.3 現場打ち十字コンクリートブロック

# 3-2-2-6-2 護床工の規格

護床工の規格は、護床工に衝突する流速により次のように決定する。

## (1) フトン籠護床工

フトン籠護岸工と同様に、フトン籠護床工の最大許容流速は 4.0 m/sec とする (3-2-2-5, (2), (a) より)。

## (2) 捨石護床工

「農業土木ハンドブック、干拓・埋立て」によると、「流れに対する安定捨石の重量および直径」は次のとおりである。

$$W = \frac{\pi \cdot \gamma r \cdot V^6}{48 \cdot g^3 \cdot y^6 \cdot (S_r - 1)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \qquad (5)$$

ここに、 W : 安定捨石の重量 (tf)

V : 流速 (m/sec)

Y: 形状係数(転石)、 y=0.86

形状係数(埋込み石)、 y=1.20 $\gamma_r$  : 捨石の単位体積重量、 $\gamma_r=2.65 tf/m^3$ Sr : 捨石の比重、Sr=2.65

 $\alpha$  : 斜面の勾配、 $\alpha = 0^{\circ}$ 

g : 重力の加速度、 $g = 9.80 \text{m/sec}^2$ 

$$d_k = \frac{V^2}{2g \cdot y \cdot (S_r - 1)(\cos \alpha - \sin \alpha)}$$
 (6)

ここに、 d<sub>k</sub> : 安定捨石の直径 (m)

表 3-2.16 捨石護床工の最大許容流速(計画洪水量時の流速)

最大許容流速 V (m/sec)	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	備考
安定捨石の重量 W(tf)	0.007	0.074	0.415	1.584	4.728	11.92	26.56	(5)式により y=0.86 として算定。
安定捨石の直径 d <sub>k</sub> (cm)	14.4	32.4	57.5	89.9	129.4	176.2	230.1	(6)式により y=0.86 として算定。

## (3) 現場打コンクリートブロック護床エ

「農水省 土地改良事業 設計基準 頭首工」によると、下流護床ブロックは、流水力に抵抗 し、安定している必要がある。1個のブロックの大きさの目安は次式で与えられる

$$W > 3.75 \cdot A \cdot V^2 / 2 g$$
 -----(7)  
 $V < \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot W}{3.75 \cdot A}}$  ----(8)

ここに、 W: ブロック1個の重量(tf/個)

A: 流水が衝突する面積、 $A = 2.70m \times 0.30m = 0.81m^2$ V: 流れがブロックに衝突する時の流速、V = 6.59m/sec

g: 重力の加速度、 $g = 9.80 \text{m/sec}^2$ 

表 3-2.17 現場打コンクリートブロック護床工の最大許容流速(計画洪水量時の流速)

ブロックのタイプ	3 t	8 t
ブロックのサイズ (m)	$1.70 \times 1.70 \times 1.00$	$2.70 \times 2.70 \times 1.00$
ブロックの重量(tf)	3.45	8.15
衝突の面積 A (m²)	1.70 × 0.30 =	2.70 × 0.30 =
倒矢♡風傾 A (III )	0.51	0.81
最大許容流速(m/sec)	6.0	7.5

## 3-2-2-6-3 護床工の適用条件

以上の検討結果より、護床工の適用条件は次のとおりとなる。

表 3-2.18 護床工の適用条件表 (計画洪水量時の流速)

材料の種類	規格	経済性	最大許容流速
1.1.1.1.5.5 (17.7%)	79610	/E// IE	(m/sec)
フトン籠護床工	$1.0\text{m}\times1.0\text{m}\times2.0$	1位	4.0
捨石護床工(平均径 30cm)	φ 250~ φ 350	2 位	2.5
捨石護床工(平均径 50cm)	φ 400~ φ 600	3 位	3.5
現場打コンクリートブロック護床工(3t)	$1.70 \times 1.70 \times 1.00$	4 位	6.0
現場打コンクリートブロック護床工(8t)	$2.70 \times 2.70 \times 1.00$	5 位	7.5

#### 3-2-2-7 取水施設の改修計画

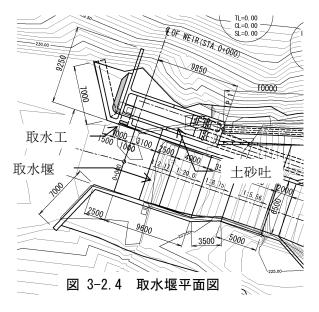
## 3-2-2-7-1 取水方式の選定

急流河川からの取水方式には、① 取水堰方式、② 渓流取水方式、および ③ 集水埋渠方式 (巻線型有孔管)がある。原水の取水、設計洪水、流入土砂、施設の規模、施設の安全性、施工性および経済性についての比較検討結果を表 3-2.19 に示す。

比較検討の結果、下記の理由により① 取水堰方式を採用する。河川内に土砂吐を設置すると、 土砂吐ゲートが洪水時の転石で損傷を受けやすく洪水時のゲート操作が困難なため、土砂吐は取 水工内に設置する計画とする。

- (1) 取水堰方式は、既設取水堰の堰体を表面保護工で補修し利用が可能である。また、堰下 流減勢池型エプロン、護床工および護岸工で改修することにより下流河床の洗堀を防止 し、取水堰の安全性を高めることができる。
- (2) 取水堰方式では、既設取水堰が利用できるため施設が小規模となり、施工性が容易でコストが安い。
- (3) 取水堰方式では、土砂吐および沈砂池の新設並びに取水工の改良により、流入土砂対策が可能である。
- (4) 急流河川における取水堰方式の問題点は、洪水時の土砂吐ゲートの損傷および操作であるが、土砂吐を取水工内に設置することにより、この問題は解消できる。
- (5) 渓流取水方式は、既設ベモス取水堰地点付近のような急流で狭小な地形での適用は可能である。しかし原水の取水性は良いが、大規模な固定堰・護岸工・沈砂池が必要となるため、既設取水堰は利用できない。このため、施工性が悪く、既設取水堰利用の取水堰方式に比較して、コストが高くなる。
- (6) 集水暗渠方式は、洪水の影響を受けないため、施設の安定性は高いが、洗掘され集水暗 渠が流失するおそれがある。土砂吐の清掃、ゲート操作などの運営・維持管理は不要であ るが、河川伏流水を集水しなくてはならないため、集水管は大規模となる。大規模な集

水暗渠を急流河川の河床に設置するのは困難なため、本取水施設には採用できない。



#### 3-2-2-7-2 エプロン表面保護工の選定

急流河川では、転石・砂礫の流下による堰体およびエプロンコンクリートの磨耗・損傷が激しい。対策工法として実績のあるコンクリート表面保護工は、① 石張工法、② 鋼板張工法、③ 弾性板張工法、④ 真空コンクリート工法、および⑤ 高強度コンクリート工法である。耐摩耗性、耐衝撃性、施工性および経済性について、比較検討すると表 3-2.20 のとおりである。

上記の比較検討の結果、下記の理由により⑤ 高強度コンクリート工法を採用する。洪水時に大きな玉石や転石が流下することを考慮して、高強度コンクリートの厚さはエプロンの最小厚さ0.50mとする(農水省土地改良事業計画設計基準・設計「頭首工」参照)。

- (1) 耐摩耗性および耐衝撃性において「石張工法」、「鋼板張工法」および「弾性板張工法」 に比較して、「高強度コンクリート工法」はやや劣るが、急流河川での実績の多い表面保護工法である。
- (2) 普通コンクリートに比較して高強度コンクリートは富配合コンクリートとなるが、施工性は同様であり、その他の工法に比較してコストも最も安い。
- (3) 「石張工法」は、耐摩耗性および耐衝撃性に優れているが、水路壁、護岸等への適用が一般的であり、急流河川の取水堰エプロン表面保護工としての採用事例がほとんどない。
- (4) 「鋼板張工法」や「弾性板張工法」は、耐摩耗性および耐衝撃性に優れているが、施工 が容易でなくコストが非常に高い。また、「東ティ」国では資機材調達も困難。
- (5) 「真空コンクリート工法」は、①~③よりもコストが安いが、耐摩耗性および耐衝撃性がその他の工法に比較して劣る。また、施工には特殊な真空処理が必要となる。

表 3-2.19 急流河川からの取水方式の比較表

	女 0_2. 19	らこう しょくしょく けんしょく	
項目	1) 取水堰方式	2) 溪流取水方式	3)集水暗渠方式
図	2500, 000, 000, 000, 000, 000, 000, 000,	(A)	(40m)
原水の取水	<ul><li>・澪筋の人為的な維持が必要となる。</li><li>・澪筋の取水工への誘導ができない場合には、 取水ができなくなる。</li><li>・ゲートによる取水量の調節が必要である。</li></ul>	・澪筋の状況にかかわらず、必要流量の取水 が可能である。 ・ゲートまたはベルブによる取水量の調節 が必要である。 ◎	<ul> <li>・伏流水止水施設がない場合には、必要流量の取水ができない。</li> <li>・集水管フィルターに目詰まりが生じ、必要流量の取水ができなくなる危険性がある。</li> </ul>
設計洪水	<ul> <li>・河川内に堰体、取水工、護岸工等の設置をするため、適切な設計洪水を設定しなくてはならない。</li> <li>・取水堰を設置するため、洪水位が上がる。</li> </ul>	<ul> <li>・河川内に堰体、護岸工等の設置をするため、適切な設計洪水を設定しなくてはならない。</li> <li>・取水堰を設置することから、洪水位が上がる。</li> </ul>	・河床に集水暗渠を埋設することから、洪水位に影響しない。
流入土砂	<ul> <li>・ 士砂吐のない取水堰は土砂が堆積しやすく、取水への土砂の流入が多くなる。</li> <li>・流入土砂対策として、適切な取水工、沈砂池が必要となる。○</li> </ul>	、時の土砂の滑く上砂対策とした砂池が必要といめ地が必要といい。	<ul><li>・流入土砂は希どないため、沈砂池が不要である。</li><li>○</li></ul>
施設の規模	・大規模な堰体、取水工、護岸工が必要となるが、既設施設が利用できる。 ◎	・大規模な取水堰、護岸工、沈砂池が必要と なる。既設施設が利用できない。 △	・大規模な集水暗渠、護岸・護床工を必要と するため、急流河川では採用できない。 ×
施設の安全性		・取水堰等が洪水時の転石で損傷を受けやす い。 ○	・集水暗渠が洪水流により洗掘され、流失する危険性がある。 △
施工性	・既設施設が利用でき小規模の改修となるた め、施工が容易である。 ◎	・複雑な構造の土砂吐がないため、渓流取水 方式は施工が容易である。 ○	・巨岩、大石が密集する急流河川の河床に集 水暗渠を埋設するため、施工は困難であ る。
運営・維持管理	声 必	Ч́нп	汶水工ゲート 運営・維持′ ◎
経済性	・既設施設が利用できるため、コストが安い。 ◎	・複雑な構造物がないため、新設取水堰方式 よりコストが安い。 〇	・必要な施設は、集水埋渠、護岸・護床工で あるため、他の方式よりコストは安い。 ◎
優位度	○ (最適)	$\triangleleft$	

表 3-2.20 エプロン表面保護工の比較表

	1 1 1 1	A	- 1	1	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
田	1) 右張山符	2) > 到你珠上法	3) 理性极振上法	具空コンクリートエ	5) 尚短度コンクリート上法
大學	間 田 お た ろ り 。 り り り り り り り り り り り り り り り り り	・鋼板を下地コンクリート にアンカーで固定して、 周囲を溶接で固定する 工法である。 ・温度応力のため、鋼板と 下地コンクリートとが 離れたり、玉石や転石の 衝撃のため鋼板が波状 となり易い。	・ ボをア定下着容 リ下ンす地に易 ウォンをコ葉で	リート打設 後回 1.1・0 コント 大 1.1 で 0 コンツ 2.2 かん か	なりすくがに イリオンがク報行さしるり服う さい面う
標 素 在 在	<ul><li>・玉石や転石による磨耗に対して石張りで対応でき、耐摩耗性は優れている。</li></ul>		•	<ul> <li>コンクリート強度は 20 ~30%向上し、耐摩耗性 もこの分増加する。</li> <li>・玉石や転石による磨耗に 対してはあまり効果が 期待できない。</li> </ul>	<ul> <li>コンクリート強度は約65%向上、耐摩耗性もこの分増加する。</li> <li>玉石や転石による磨耗に対して効果が期待できる。</li> </ul>
耐衝擊性	よる衝撃に ) で対応で は優れてい 地コンクリ 地コンクリ 回離が問題 ◎	<ul><li>・玉石や転石による衝撃に対して鋼板で対応でき、耐衝撃性は優れている。</li><li>・但し、鋼板厚が不足すると玉石や転石の衝撃のため鋼板が波状となり易い。 </li></ul>	<ul><li>・玉石や転石による磨対して弾性板によ撃吸収効果が大きく衝撃性は優れている</li></ul>	<ul> <li>コンクリート強度は 20 ~30%向上し、耐衝撃性 もこの分増加する。</li> <li>・玉石や転石による衝撃に 対してはあまり効果が 期待できない。</li> </ul>	<ul><li>コンクリート強度は約65%向上、耐衝撃性もこの分増加する。</li><li>王石や転石による衝撃に対して効果が期待できる。</li></ul>
施工住	・良質な石材を入手しなく てはならない。 ・熟練石工を調達しなくて はならない。 熟練石工 は、日本でも調達が困難 である。	・十分なアンカーで鋼板を 下地コンクリートに固 定しなくてはならない。 ・溶接作業が多く施工は容 易でない。	・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	<ul><li>・特殊真空処理機が必要となる。</li><li>・コンクリートの真空処理のため、熟練技術者が必要となる。</li></ul>	<ul> <li>・施工は普通コンクリートと同様であるが、表面仕上げを入念に行う必要がある。</li> <li>・富配合コンクリートのため、寒冷地ではクラックが生じる場合があるので、打設後の養生は十分注意が必要である。</li> </ul>
経済性	<ul><li>現場調達の良質石材を利用できるが、熟練石工は、日本でも調達が困難である。</li><li>スある。</li></ul>	・玉石や転石の衝撃を防止 するため、厚い鋼板が必 要となる。 ・コストは非常に高い。 △	・玉石や転石の衝撃を防止 するため、厚い弾性板が 必要となる。 ・コストは非常に高い。 △	・普通コンクリートに比較 して真空処理費が嵩む。 ・左の1)~3)の工法に比較 して、コストは安い。 ◎	・普通コンクリートに比較 してセメントの増加量分 コストが嵩む。 ・左の $1)$ $\sim$ 3 $)$ の工法に比較 して、コストは安い。
優位度	×	$\triangleright$	$\triangleleft$	$\triangleleft$	〇 (最適)

#### 3-2-2-7-3 越流水減勢工法の選定

取水堰越流水減勢工法には、① 減勢護床工法(我国で多く採用されている)、② 減勢池工法(滝 壺型減勢池、海外で多く採用されている)がある。UNDP 緊急無償事業「ディリ水道施設改修計画 (2000 年~2003 年)」では、我国で多く採用されている減勢護床工法が採用された。施設の規模、 安全性、施工性、運営・維持管理および経済性についての比較検討結果を表 3-2.21 に示す。

① 減勢護床工法 項 目 ② 減勢池工法 取水堰 略 図 下流減勢護床工 ・平坦な下流護床工で減勢するため、護 ・減勢池で減勢するため、深い減勢池 床工が長くなる。 が必要となる。 施設の規 ・護床工上を高速流が流れるため、大型 ・減勢池内で減勢できるため、護床工 模 護床工が必要となる。 が小規模でよい。 ・渓流・急流河川では減勢ができないた ・減勢池で強制減勢するため、渓流・ め、適用できない。 急流河川でも適用できる。 ・平坦な長い護床工で徐々に減勢するた ・減勢護床工法に比べ落差が大きくな 施設の安全 り、エプロンの磨耗、護床工基礎の め、洗堀等の危険性が低い。 ・適切な規模の護床工(タイプ、長さお 性 流失の危険性が高い。 よび重量)を計画しなければならな ・減勢池内に適切な水深が確保できる 場合には、確実な減勢ができ安全性 は高い。  $\bigcirc$ ・構造物が平面的に広まるが、施工性は ・深い構造物となるため、施工性が悪 ・また、工事中の排水が大規模となる。 施工性 ・浅い構造物の計画で済むため、工事中 の排水が容易である。 護床工上を高速流が流れるため洗堀、 ・減勢池内で減勢できるため、コンク 磨耗が生じやすく、適切な維持管理が リートは転石・砂礫により磨耗され 運営·維持管理 易いため、適切な表面保護工が要求 要求される。 される。 Δ ・急流河川では護床工で減勢できないた ・深い減勢池が必要となるが、護床工 め、本工法は適用できない。 が短くなるため、コストは安くなる。 経済性  $\bigcirc$ X X ○ (最適) 優位度

表 3-2.21 取水堰越流水減勢工法の比較表

注) 両工法の比較を、○:優位、×:劣位で示す。

上記のような比較検討の結果、下記の理由により② 減勢池工法を採用する。

- (1) 越流水減勢工法の基本は、流れの速い射流状態の洪水流を流れの遅い常流状態に安全に減勢することである。取水堰地点の河床勾配は 5%程度の急流であり、減勢護床工法による減勢効果は期待できない。
- (2) 減勢池で強制減勢するため、渓流・急流河川でも適用できる。また、減勢池内に適切な水 深が確保できる場合には、確実な減勢ができ安全性は高い。

- (3) 減勢池工法では、減勢池エプロンの磨耗の危険性が高いため、適切なエプロン表面保護工が必要となる。
- (4) 減勢池工法は、深い構造物となり工事中の排水が大規模となるため施工性は劣るが、減勢 護床工法よりも施設自体が小さくなるため、運営・維持管理が容易である。
- (5) 減勢池工法は、深い減勢池が必要となるが、護床工が短くなりコストが安くなる。

## 3-2-2-7-4 取水堰本体

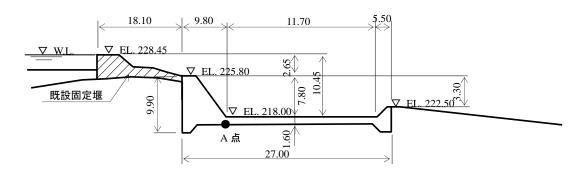


図 3-2.5 計画取水堰断面図

## (1) 取水堰体

既設取水堰の下流河床は、堰越流水により約3.30mの深さに洗堀された。堰越流水を減勢するため、減勢池型エプロンを採用すると、新設取水堰の高さは7.80mとなる。新設取水堰天端(標高: EL. 225.80m)まで土圧が作用した状態で、常時堰上げ時や洪水時にも取水堰体の安定性が確保できるように、取水堰体下流の法勾配を検討する。我が国の実施例により、上流側は鉛直および下流側は1:1.0とする。

また、既設取水堰の下流端部の深さ最大 2.0m、高さ最大 5.8m および幅約 8.5m は洗堀されている。この洗堀部は既設取水堰体下流部の重要な基礎部であり、沈下することがない不透水層でなくてはならないことから、粗石コンクリート(強度 18N/mm²)で埋戻す。粗石コンクリートは粗骨材に玉石などの粗石を用いるもので、現場発生材を利用できることから経済的なコンクリートである。

なお、洪水時多量の玉石混じり土砂の流下により既設取水堰コンクリート表面は磨耗・損傷を受けている。3-2-2-7-2 で比較検討の結果、既設取水堰および新設取水堰のコンクリート表面では表面保護工法として、「高強度コンクリート工法(厚さ 0.5m)」を採用することにより、既設および新設取水堰の耐久性を確保する。

## (2) 取水堰下流エプロン

取水堰を越流する落下水により下流河床は洗堀される危険性があるため、取水堰下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗堀を防止する。なお、下流エプロンの長さ、浸透路長、下流エプロンの厚さは、農水省土地改良事業設計基準「頭首工」により計画する。

## ① 下流エプロン長

下流エプロンの長さは、堰上げ高さおよび基礎地盤の状態により求める。

#### ② 浸透路長

パイピングの防止のためには、堰基礎面や護岸擁壁の背面に沿う浸透路の長さ(クリープの長さ)を確保することが必要になる。確保すべき浸透路長は、1) ブライ (Bligh) の方法、および 2) レーン (Lane) の方法の二つの方法で求めた値の内大きい値を取る。

なお、既設取水堰は岩着していることより、パイピングの危険性は無い。下流に追加する新設固 定堰は、砂礫地盤に建設されるためパイピングの防止を検討する。

## ③ 下流エプロン厚

下流エプロン厚は、揚圧力のバランスに関する式より求める。

## ④ 減勢池型エプロン

2-2-7-3 で比較検討した結果、越流水減勢工法は「減勢池工法」を採用する。取水堰を越流した射流が堤趾において跳水を生じ減勢されるためには、取水堰下流水位(H.W.L. 224.35m)が射流に対する共役水位(W.L. 224.11m)以上となるように、試算により、減勢池型エプロンの底標高(EL. 218.00m)を求める。

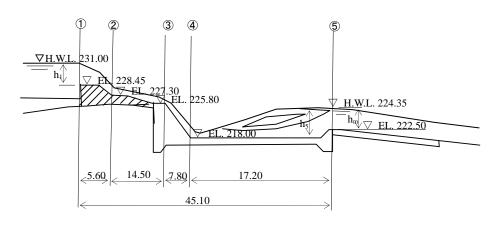


図 3-2.6 設計洪水時の取水堰下流の水位

## (3) 取水堰下流護床工

#### ① 下流護床工長

取水堰を越流する落下水は減勢池で減勢される。減勢池型エプロンの護床工の長さは跳水渦の下 流端までとする(農水省土地改良事業設計基準「頭首工」参照)。

## ② 下流護床工のタイプおよび重量

3-2-2-6 護床工の選定の表 3-2.18 護床工の適用条件表により、取水堰下流護床工のタイプおよび 重量を選定する。

## (4) 取水堰本体の設計諸元

取水堰本体の設計結果より、設計諸元は下表のように決定する(資料 7-2 参照)。

設計項目	設計条件	必要諸元	設計諸元	備考
1. 新設 取水堰体	水位差:H = 3.30m	上流側法勾配 鉛直 下流側法勾配 1:1.0	上流側法勾配 鉛直 下流側法勾配 1:1.0	我が国および「東 ティ」国の実施例 を参考にする。
2. 下流 エプロン 長	堰上高:H = 10.45m ブライの係数(砂礫) C = 6	必要長:la = 11.64m	設計長:la = 11.70m	越流水に対する エプロン長を確 保する。 浸透路長を確保 する。
3. 浸透路長	水位差: ∠H = 3.30m ブライの係数 C = 6 レーンの係数 C' = 2.5	ブライ: S = 19.80m レーン: L = 8.25m	ブライ: S = 38.40m レーン: L = 20.40m	下流エプロン長 に合わせる。
4. 下流 エプロン 厚	水位差:	必要厚:ta = 1.54m	設計厚: ta = 1.60m	揚圧力に対する 必要厚さを確保 する。
5. 減勢池の 深さ	最大水位差: Hm = 6.65m 洪水量: Qf = 200m <sup>3</sup> /sec	必要深:D=4.26m	設計深: D = 4.50m	跳水が生じるように下流水深を 確保する。
6. 護床工長	洪水量:q = 14.16m³/s/m 堰上高:5.95m	必要長:L=13.74m	設計長:L=15.00m	5 列×@3.0m と する
7. 護床 ブロック	流速:V = 7.20m/sec	現場打十字ブロック 許容流速 Va = 8.0m/sec	現場打十字ブロック 設計重量:W=8.0t 幅2.7m×2.7m ×高1.0m	現地調達可能な ブロックを選定した。

表 3-2.22 取水堰本体の設計諸元

## 3-2-2-7-5 取水工および取付水路

# (1) 取水口

## ① 計画水位

計画取水位は取水堰天端標高(EL. 228.45m)から余裕高(0.10m)下がりの下記の水位とする。

・ 計画取水位 = EL. 228.45m - 0.10m = N.W.L. 228.35m

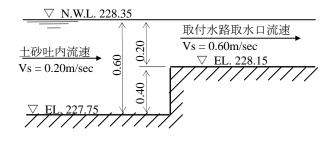


図 3-2.7 土砂吐および水路取水口敷高

## ② 土砂吐敷高および取付水路取水口敷高

取水時土砂吐内の流下土砂の大部分が、掃流砂 (河床を転がり流下する土砂) である。従って、水路取水口への土砂の流入を防止するため、取水口敷高は、土砂吐敷高より 0.40m 高くする。また、取付水路取水口の水深は土砂吐内水深の 30%程度の 0.20m とする。

- · 土砂吐敷高 = N.W.L. 228.35 (0.40m + 0.20m) = EL. 227.75m
- 取水口敷高 = EL. 227.75m + 0.40m = EL. 228.15m

## ③ 取入流速および取付水路取水口流入流速

取水口に接続して、土砂吐を計画する。取水時の土砂吐内流速は、Vs = 0.2m/sec として 0.5mm 程度の粗砂より大きな流入土砂を沈降できる構造とする。

取付水路への土砂の流入を防止するため、一般に取水口での流入流速は 0.6~1.0m/sec を標準としているが、長い導水管への土砂流入を防止するため、次のように決定する。

- 取水口および土砂叶内流速 = 0.20m/sec 程度
- · 取付水路取水口流入流速 = 0.60m/sec 程度

## ④ 取水口・土砂吐幅および取付水路取水口幅

取水口・土砂吐幅および取付水路取水口幅は、取入口敷高および設計取水位から求まる流入水深、並びに流入流速により、連続の式(流量=流速×通水断面積)を変形した下記の式で求める。

#### (a) 取水口·土砂吐幅

取水口・土砂吐幅を次式で算出する。

Bs = Q / (hs · Vs) =  $0.102 / (0.60 \times 0.20) = 0.85 \text{m} = 1.00 \text{m}$ 

ここで、Bs: 取水口・土砂吐幅 (m)

Q : 設計取水量、  $Q = 0.102 \text{ m}^3/\text{sec}$ 

hs : 流入水深、hs = N.W.L. 228.35m - EL. 227.75m = 0.60m

Vs: 取入流速、V = 0.20m/sec

# (b) 取付水路取水口幅

取付水路取水口幅を次式で算出する。

 $Bi = O / (hi \cdot Vi) = 0.102 / (0.20 \times 0.60) = 0.85m = 1.00m$ 

ここで、Bi: 取付水路取水口幅 (m)

Q : 設計取水量、  $Q = 0.102 \text{ m}^3/\text{sec}$ 

hi : 流入水深、hi = N.W.L. 228.35m - EL. 228.15m = 0.20m

Vi : 取入流速、V = 0.60m/sec

#### (2) 土砂吐の長さ

# ① 水理的条件

土砂吐沈砂池の水理的条件は、次のとおりである。

· 計画流量 : Q = 0.102m<sup>3</sup>/sec

・沈砂対象粒径 :  $d = 0.5 \sim 40.0 \text{mm}$  (スクリーン目の純間隔) とする。

・土砂吐内流速 : V = 計画流量 / (土砂吐有効水深×土砂吐有効幅)

=  $0.102 / ((0.60 - 0.30) \times (1.00 + 0.30 + 1.00) = 0.15$ m/sec

・土砂吐内有効水深: 堆砂 0.30m を見込み、hs = 0.30m

## ② 土砂吐の検討

· 土砂吐有効幅 : Bs = 土砂吐幅 + 中間壁厚 + 取付水路取水口幅

= 1.00 + 0.30 + 1.00 = 2.30m

・土砂吐内有効水深 :  $hs = \pm 0.60 - 0.30m = 0.30m$ ・土砂吐内流速 :  $Vs = \lim 1 / (\pm 0.60 - 0.30m = 0.30m$ 

 $= 0.102 / (2.30 \times 0.30) = 0.15$  m/sec

・限界沈降速度 : Vg = 0.01 m/sec (最小粒径: d<sub>min</sub>: = 0.2mm に対して)

土砂吐の長さは、土粒子が沈降するのに必要な長さであり、次式で求められる。

Ls = K • hs/Vg • Vs =  $(1.5 \sim 2.0) \times 0.30/0.01 \times 0.15 = 6.75 \text{m} \sim 9.00 \text{m}$ 

ここで、L : 沈砂溝の長さ (m)

K : 安全係数、 K=1.5~2.0h : 有効水深、h=0.30m

Vg: 限界沈降速度、Vg = 0.01m/sec (最小粒径: d<sub>min</sub>. = 0.2mm)

V : 沈砂池内流速、V = 0.15m/sec

従って、土砂吐の長さは、7.0mとする。

#### (3) 取付水路取水口および取付水路

取水工~沈砂池までの取付区間は、多量の土砂の流入に対し維持管理が容易な開水路とする。

#### ① 取付水路取水口

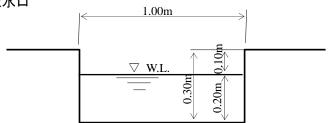


図 3-2.8 取付水路取水口断面図

## ▶ 取付水路取水口水理諸元

• 計画流量 :  $Q = 0.102 \text{m}^3/\text{sec}$ 

· 計画水位 : N.W.L. 228.35m − 0.30m = W.L. 228.05m

取水口幅 : B = 0.600m取入水深 : h = 0.200m

• 通水面積 :  $A = 1.00 \times 0.20 = 0.200 \text{m}^2$ 

• 取入流速 : V = 0.102 / 0.200 = 0.510m/sec ≦ 0.60m/sec

• 速度水頭 :  $hv = 0.510^2 / (2 \times 9.8) = 0.013m$ 

• 余裕高 :  $Fb = 0.07 \times 0.20 + 0.013 + (0.05 \sim 0.15) = 0.077 \text{m} \sim 0.177 \text{m}$ 

側壁高
 H = 0.200 + (0.077~0.177) = 0.277~0.377 = 0.300m

# ② 取付水路

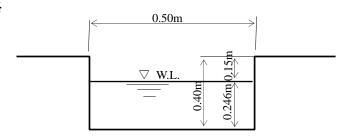


図 3-2.9 取付水路断面

## ▶ 取付水路水理諸元

• 計画流量 :  $Q = 0.102 \text{m}^3/\text{sec}$ 

· 計画水位 : W.L. 228.05m - 0.05m = W.L. 228.00m

取付水路幅 : B = 0.500m
 取付水路勾配 : I = 1/400
 水路粗度係数 : n = 0.015
 取付水路水深 : h = 0.246m

・ 水路通水面積 :  $A = 0.500 \times 0.246 = 0.123 m^2$  ・ 取付水路潤辺 :  $P = 0.500 + 2 \times 0.246 = 0.992 m$ 

• 取付水路径深 : R = 0.123 / 0.992 = 0.124m

• 取付水路流速 :  $V = 1/0.015 \times 0.124^{2/3} \times (1/400)^{1/2} = 0.829 \text{m/sec} \le 3.00 \text{m/sec}$ 

• 水路速度水頭 :  $hv = 0.829^2 / (2 \times 9.8) = 0.040 m$ 

• フルード数 :  $Fr = 0.829/(9.8 \times 0.246)^{0.5} = 0.534 \le 0.54$ 

• 限界摩擦速度 :  $U_* = (980 \times 0.124 \times 100 \times 1/400)^{0.5} = 5.512$ cm/sec

• 限界移動粒径 : dma× = 5.5122 × 10 / 80.9 = 3.8mm

・ 水路余裕高 :  $Fb = 0.07 \times 0.246 + 0.040 + (0.05 \sim 0.15) = 0.107 \text{m} \sim 0.207 \text{m}$ 

・ 水路側壁高 :  $H = 0.246 + (0.107 \sim 0.207) = 0.353 \sim 0.453 = 0.400m$ 

なお、取付水路は左岸側の山沿いに計画されるため、山脚斜面からの落葉等が入る危険性があることから、維持管理の容易なコンクリート蓋付フリューム水路とする。また、Sta. 0 + 050 地点の沢の排水のために、コンクリートボックスカルバート(幅 1.0m × 高 1.2m × 長 11.45m)タイプの取付水路横断工を計画する。

## 3-2-2-7-6 沈砂池

既存施設では導水管に多量の土砂、砂利、落葉等が流入し、維持管理のため断水日数が増え、運用上の困難をきたしている。土砂、砂利の流入を軽減するため、取水工に併設して土砂吐(第1沈砂池)を新設するが、更なる流入土砂対策工として、第2沈砂池を新設する。

新設する沈砂池の設計は、以下の条件により計画する。

- ・ 沈砂池の設計は、「日本水道協会・水道施設基準解説 (2000)」および「農水省・土地改良 事業計画設計基準・設計 頭首工」に準拠する。
- ・ 計画流量は Q = 0.102m<sup>3</sup>/sec とする。

- ・ 沈砂対象粒径は、細砂(0.2mm)~スクリーン目の純間隔(50.0mm)程度とする。
- ・ 沈砂池流速は、0.2mm の最小粒径を沈降できる流速(0.15 m/sec)を目安とする。
- ・ 沈砂池有効水深は、取付水路の水深の2倍程度(h=0.50m)を目安とする。

#### (1) 沈砂池の有効水深および有効幅

沈砂池の有効水深および有効幅は次のとおりである。

・沈砂池有効水深 : 取付水路の水深の2倍程度を目安とする。h=0.50m程度

・沈砂池有効幅 :  $B = 0.102/(0.15 \times 0.50) = 1.36m = 1.50m$ 

・沈砂池内流速 :  $V = 0.102 / (1.50 \times 0.50) = 0.136$  m/sec

・限界沈降速度 : Vg = 0.01 m/sec (最小粒径: d<sub>min</sub>. = 0.2mm に対して)

## (2) 沈砂溝の長さ

沈砂溝の長さは、土粒子が沈降するのに必要な長さであり、次式で求められる。

 $L = K \cdot h/Vg \cdot V = (1.5 \sim 2.0) \times 0.50/0.01 \times 0.136 = 10.2 \sim 13.6 \text{ m}$ 

ここで、L : 沈砂溝の長さ (m)

K : 安全係数、 K=1.5~2.0h : 有効水深、h=0.50m

Vg: 限界沈降速度、Vg=0.01m/sec (最小粒径: d<sub>min</sub>.=0.2mm)

V : 沈砂池内流速、V = 0.136m/sec

従って、沈砂溝の長さを12.0mとする。

## (3) 余水吐の設計

## ① 取付水路満流時の流量および余水量

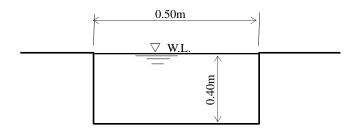


図 3-2.10 取付水路断面図

## ▶ 取付水路満流時の水理諸元

取付水路幅 : B = 0.50m
 取付水路勾配 : I = 1/400
 水路粗度係数 : n = 0.015
 取付水路水深 : h = 0.40m

・ 水路通水面積 :  $A = 0.50 \times 0.40 = 0.20 \text{m}^2$  ・ 取付水路潤辺 :  $P = 0.50 + 2 \times 0.40 = 1.30 \text{m}$  ・ 取付水路径深 : R = 0.20 / 1.30 = 0.154 m

• 取付水路流速 :  $V = 1/0.015 \times 0.154^{2/3} \times (1/400)^{1/2} = 0.96$ m/sec

• 速度水頭 :  $hv = 0.96^2/(2 \times 9.8) = 0.047m$ 

・ フルード数 :  $Fr = \frac{0.96}{\sqrt{9.8 \times 0.40}} = 0.48$ 

満流時の流量 :  $Q_{\text{ma}\times} = 0.20 \times 0.96 = 0.138 \text{m}^3/\text{sec}$ 

 $\triangleright$  余水吐の余水量 : Qs = 0.138 – 0.102 = 0.036m<sup>3</sup>/sec

## ② 余水吐の越流長

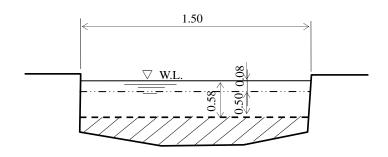


図 3-2.11 沈砂池断面図

# ▶ 余水吐上流端の水理諸元

:  $Q_1 = 0.138 \text{m}^3/\text{sec}$ 流量

:  $B_1 = 1.50m$ 沈砂池幅 :  $h_1 = 0.58m$ 水深

・ 通水面積 :  $A_1 = 1.50 \times 0.58 = 0.87 m^2$ ・ 流速 :  $V_1 = = 0.138 / 0.87 = 0.16 m/sec$ ・ 速度水頭 :  $hv_1 = 0.16^2 / (2 \times 9.8) = 0.001 m$ 

フルード数 :  $Fr_1 = \frac{0.16}{\sqrt{9.8 \times 0.58}} = 0.07$ 

越流水深 : H<sub>e1</sub> = 0.08m

## ▶ 余水吐下流端の水理諸元

流量 :  $Q_2 = 0.102 \text{m}^3/\text{sec}$ 

:  $B_2 = 1.50m$ 沈砂池幅 :  $h_2 = 0.50m$ 水深

・ 通水面積 :  $A_2 = 1.50 \times 0.50 = 0.75 \text{m}^2$ ・ 流速 :  $V_2 = 0.102 / 0.75 = 0.136 \text{m/sec}$ ・ 速度水頭 :  $hv_2 = 0.136^2 / (2 \times 9.8) = 0.001 \text{m}$ 

フルード数 :  $Fr_2 = \frac{0.136}{\sqrt{9.8x0.50}} = 0.06$ 

越流水深 : H<sub>e2</sub> = 0.00m

# ▶ 余水吐の越流長

 $O_w = C \cdot L \cdot H_{em}^{3/2}$ 

ここに、Q<sub>w</sub>: 余水吐の越流量 (m<sup>3</sup>/sec)

L : 余水吐の越流長、L=3.00m と仮定する。

Hem: 平均越流水深、Hem =  $1/2 \times (0.08 + 0.00) = 0.04$ m

He1: 余水吐上流端の越流水深、He1 = 0.08m He2: 余水吐下流端の越流水深、He2 = 0.00m

C : 越流係数、 $C = 1.838 \times (1+0.0012/\text{Hem}) \times (1 - \frac{\sqrt{Hem/L}}{10}) = 1.82$ 

 $Q_w = 1.82 \times 3.00 \times 0.04^{3/2} = 0.044 \text{m}^3/\text{sec} > 0.036 \text{m}^3/\text{sec}$ 

従って、余水吐の越流長はL=3.00mとする。

## ③ 排砂放流枡の重量

洪水時に流されない排砂放流枡の重量の目安は次式で与えられる

 $W > 3.75 \cdot A \cdot V^2 / 2 g$  .....(9)

ここに、 W : ブロック1個の重量(t/個)

A: 流水が衝突する面積、 $A = 3.20m \times 0.30m = 0.96m^2$ 

V: 流れがブロックに衝突する時の流速、V = 7.20m/sec

g: 重力の加速度、 $g = 9.80 \text{m/sec}^2$ 

W > 3.75 × 0.96 ×  $7.20^2 / 2$  × 9.8 = 9.52 t /個

従って、排砂放流枡の規模は 2.50m × 2.50m × 0.50m (重量: 13.67 t/個) とする。

#### 3-2-2-7-7 護岸工

3-2-2-5 護岸工の選定より、取水施設護岸工のタイプを下表のとおり選定する。

支配流量時流速 最大許容流速 護岸工高 護岸工の名称 法勾配 護岸工のタイプ (m/sec) (m)(m/sec) 1 : 0.0 重力式 上流護岸工 2.10 6.0 5.15 (鉛直) 無筋コンクリート擁壁 逆T型 1:0.0 堰体部護岸工  $9.44 \times 0.8 = 7.55$ 2.40 9.0 鉄筋コンクリート擁壁 (鉛直) 下流エプロン部 逆T型 1:  $14.91 \times 0.8 = 11.93$ 7.80 12.0 護岸工  $0.0 \sim 0.5$ 鉄筋コンクリート擁壁 練石積 1:0.5 下流護岸工  $5.79 \times 1.2 = 6.94$ 4.00 7.0 (控 0.5m 程度)

表 3-2.23 取水施設護岸エタイプの選定

注:1.上流及び堰体部護岸工の法勾配は背面のスペースが無いため1:0.0(鉛直)とする。

- 2. 堰体部および下流エプロン部護岸工の支配流量時流速は、側部につき 80%とする (OPEN-CHANNEL HYDRAULICS: VEN TE CHOW, Ph. D. 「開水路の水理学 I 石原藤次郎訳 p. 23 台形断面水路 参照)。
- 3. 下流護床工の支配流量時流速は、跳水渦の影響を受けるため、実施例を参考にして20%増しとする。
- 4. 堰体部護岸工の逆 T 型鉄筋コンクリート擁壁は、最大許容流速 6.0m/sec を超えるため、鉄筋の被りを通常の 5.0cm の 1.5cm 増しの 6.5cm とする。
- 5. 下流エプロン部護岸工の逆 T 型鉄筋コンクリート擁壁は、最大許容流速 9.0 m/sec を超えるため、 鉄筋の被りを通常の 5.0 cm の 3 cm 増しの 8 cm とする。

## 3-2-2-8 導水管の改修計画

## 3-2-2-8-1 導水方式

## (1) 導水方式と導水管の水理

ベモス導水管の送水方式は既設管路と同じ重力による自然流下方式とする。

## 1) 計画流量

ベモス導水管の各区間における計画流量は次のとおりである。

取水堰から減圧水槽まで Q=102 L/sec 減圧水槽からベモス浄水場分岐点まで Q=102 L/sec ベモス浄水場分岐点から第 8 号制水弁工(EP)まで Q=76 L/sec ベモス浄水場分岐点からベモス浄水場まで Q=26 L/sec

## ② 導水管の管種、管径および延長

表 3-2.24 導水管の管種・管径・延長

管路区間	管種	管径			管路延長 (m)
官路区间	官性	(mm)	既設	改修後	管路長の増減
取水堰から減圧水槽 まで	GSP	250	1,355	1,287	取水口から沈砂池まで開水路設置: -80.2m改修箇所 No.5 管路移設: + 8.6m改修箇所 No.6 管路移設: +4.0m
減圧水槽からベモス 浄水場分岐点まで	GSP	300	5,465	5,472	改修箇所 No.10-3 管路移設 : +7.0m
ベモス浄水場分岐点 から第 8 号制水弁工 (EP)まで	GSP	300	237	237	_
合計			7,057	6,996	-60.6m

既設導水管の総延長は減圧水槽の長さ 6m を含めて 7,063m であったが、計画では、取水口から 沈砂池までの開水路区間 80.2m を含めて 7,076m となり、13m の延長増である。なお、GSP は配管 用炭素鋼鋼管 JIS G 3452 または同等品以上とする。

## ③ 各施設での水位と管路の損失水頭

管路の水理計算での適用公式は、ヘーゼン・ウイリアムス平均流速公式による。

 $V = 0.355 \times C \times D^{0.63} \times I^{0.54} \qquad (10)$   $Q = 0.279 \times C \times D^{2.63} \times I^{0.54} \qquad (11)$   $I = hf / L = 10.667 \times C^{-1.85} \times D^{-4.87} \times Q^{1.85} \qquad (12)$ 

ここに、V: 流速(m/sec) Q: 流量( $m^3/sec$ ) I: 動水勾配 D: 管径(m)

C: 流速係数 L: 管路延長 (m) Hf: 損失水頭 (m)

流速係数 C の値は管種、ライニング、管径、経年などにより変化するが、屈曲部損失などを別に計算する場合の流速係数 C の値は、GSP の場合 C=100、モルタル・ライニングのダクタイル鋳鉄

管 (DIP) の場合 C = 130 程度とされている。また、導水管における摩擦損失以外の損失水頭は、 管の屈曲部などが配水管などに比べ少なく、経験上摩擦損失水頭の 5%以下と見積もられることか ら 5%として算定する。水理計算結果を下表および水理縦断模式図に示す。

表 3-2.25 ベモス導水管の水理語	十筲
---------------------	----

施設名	管種	設計 流量 Q (m³/s)	管路 延長 L	管路 口径 D	流速 係数 <b>C</b>	管内 流速 V	導水 勾配 I	損失 水頭 hf (=L×I×1.05)	, ,
		(m /s)	(Km)	(mm)		(m/s)	(m/Km)	(m)	(m)
1 ディリ中央浄水場									82.2
(DIP φ 300)	DIP	0.0764	5.055	300	130	1.081	3.957	21.002	
2 導水路終点									103.2
(SGP \( \phi \) 300)	GSP	0.0764	0.237	300	100	1.081	6.429	1.600	
3 ベモス浄水場分岐点									104.8
(SGP \( \phi \) 300)	GSP	0.1019	5.472	300	100	1.442	10.953	62.933	
4 減圧水槽									167.7
5 減圧水槽									169.5
(SGP φ 250)	GSP	0.1019	1.287	250	100	2.076	26.617	35.969	
6 ベモス取水口沈砂池									205.5
								(< 沈砂池水位	ī. 227.65m)
7 ベモス浄水場									101.5
(SGP \( \phi \) 200)	GSP	0.0225	0.300	200	100	0.716	4.825	1.520	
3 ベモス浄水場分岐点									103.0
								(< 分岐点動水	位103.2m)

## ベモス取水口

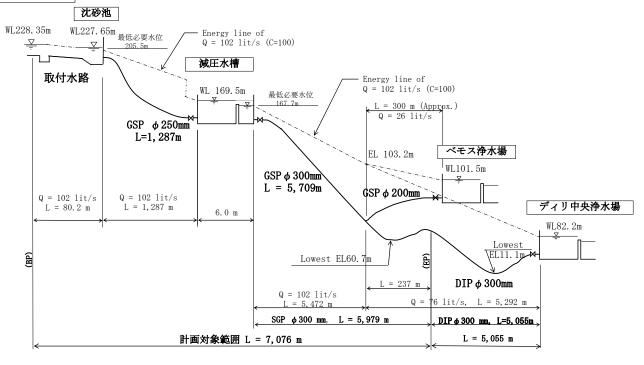


図 3-2.12 水理縦断模式図

水理計算の結果、各管路区間では計画流量を導水することが可能である。沈砂池から減圧水槽ま での区間(管径 φ 250mm)では、有効水頭 58.15m (=W.L. 227.65m-W.L. 169.5m)に対して計画流量が 流下するのに必要な水頭は約36mであり、約22mの余裕水頭がある。一方、減圧水槽下流部では、 管路が連続しているディリ中央浄水場までの範囲で検討する必要があるが、有効水頭 87.3m (= W.L. 169.5m-W.L. 82.2m)に対して計画流量が流下するのに必要な水頭は約 85.6m であり、わずか 1.7m の 余裕水頭である。このことは、管内に空気溜りや土砂の堆積等の通水阻害が発生するとすぐに計画 流量の流下が困難になることを示しており、定期的な管路の維持管理が重要であることを示唆して いる。

## (2) 導水管の強度

導水管 GSP 管径 φ300mm および φ250mm について、管厚から算定される許容内水圧と、土被 りを変化させて管のたわみと曲げ応力度を算定して外圧に対する強度を確認した。その結果を以下 に示すが、本事業での使用条件に対して、管は十分な強度を有することが確認された。

外径 Do	cm	cm 31.85							
内径 Di	cm	cm 30.47							
肉厚 t	cm	0.69							
単位重量	t/m	0.0530							
許容応力	kg/cm <sup>2</sup>	1,275							
許容内圧	kg/cm <sup>2</sup>	45.3							
土被り	m	0.3	0.6	1.0	1.5	2.0	5.0		
たわみ	%	0.63	0.34	0.25	0.23	0.25	0.24		
許容たわみ	%	5.0							
曲げ応力度	kg/cm <sup>2</sup>	649	355	256	242	263	243		
許容曲げ応力度	kg/cm <sup>2</sup>	1,275							

表 3-2.26 導水管の強度 GSP φ300mm

表 3-2 27	導水管の強度 GSP	ტ 250mm
オマ い⁻∠. ∠ /	学小目の地方 いに	w zoullill

外径 Do	cm	26.74								
内径 Di	cm	25.42								
肉厚 t	cm	0.66								
単位重量	t/m	0.0424								
許容応力	kg/cm <sup>2</sup>	1,275								
許容内圧	kg/cm <sup>2</sup>	51.9								
土被り	m	0.3	0.6	1.0	1.5	2.0	5.0			
たわみ	%	0.44	0.24	0.17	0.16	0.18	0.16			
許容たわみ	%	5.0								
曲げ応力度	kg/cm <sup>2</sup>	511	279	202	191	207	191			
許容曲げ応力度	kg/cm <sup>2</sup>	1,275								

## (3) 導水管の設計内圧

ベモス導水管に作用する内水圧は、導水管途中の減圧水槽で自由水面があることから、ベモ ス取水口から減圧水槽までの区間と、減圧水槽からベモス浄水場までの区間に分けて考える必 要がある。管路の形式はいずれも末端に制水弁があることから、クローズドタイプの管路に分 類される。クローズドタイプの管路の場合の管の設計内水圧は通常、静水圧に水撃圧を加えた

ものとされる。

水撃圧の計算(アリビエの近似式による)結果に基づき、ベモス導水路の管路縦断図に静水圧、 動水圧および水撃圧の各圧力線を表示したベモス導水路圧力線図を図 3-2.13 に示す。

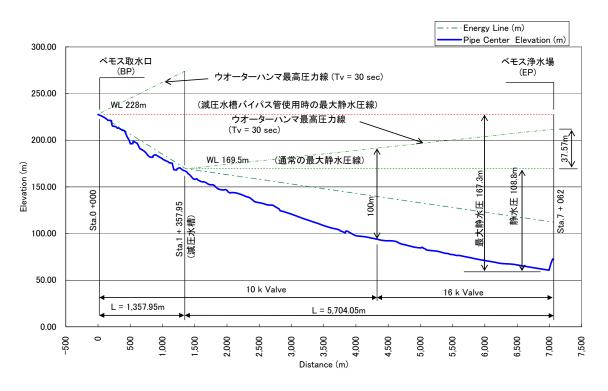


図 3-2.13 ベモス導水管圧力線図

ベモス取水口から減圧水槽までの区間では、最大静水圧は 58.5m (=228m-169.5m)であり、水撃圧は測点約 1,355m 地点にある減圧水槽の流入弁 (仕切り弁)を閉じた場合が最大値を与え、有効閉塞時間 30 秒のとき、流入弁地点で約 46m と見積もられる。従って、減圧水槽流入弁 (仕切り弁)の位置で、最大の作用圧は 104.5m 程度であり、仕切り弁を 60 秒程度以上の時間で閉鎖することを操作条件とすれば、この区間のバルブ類、フランジの圧力規格は 10k でよいものと判断できる。

減圧水槽からベモス浄水場までの区間の最大静水圧は、測点約 7,000m の導水管路の最低標高位置で 108.8m (=169.5m-60.7m)であり、また水撃圧は最末端の測点 7,062m 地点の第 8 制水弁 (仕切り弁) を閉じた場合に最大値を与え、有効閉塞時間 30 秒のとき、約 38m と算定される。中間地点である測点 3,900m 地点の No.4 制水弁を閉操作した場合では、約 14m の水撃圧である。

従って、測点約7,000mの導水管路の最低標高位置(No.4Wash-out 地点)で、最大の設計圧 (= 静水圧+水撃圧)は147m程度であり、減圧水槽に向けほぼ直線的に最高水圧線が変化している。従って、管路に作用する最大圧力は測点4,300m付近で約100m、約7,000m付近で150m程度の内水圧となる。

以上より、測点 4,300m より上流部のバルブ類、フランジの圧力規格は 10k、また測点 4,300m より下流部では 16k の圧力規格とする必要がある。

上記の計算結果より、ベモス導水管下流部には最大内水圧として約  $15 kgf/cm^2$  が作用するものと考えられる。一方、導水管に使用されている鋼管は配管用炭素鋼鋼管 (JIS G 3452 GSP)であり、種々の規格では、その使用を  $10 kgf/cm^2$  に制限されているが、実質的にはこの管の試験水圧が  $25 kgf/cm^2$ であることから、 $16 kgf/cm^2$ 程度までの使用は可能とされており(試験水圧は最高使用圧力の 1.5 倍とされていることから  $25 kgf/cm^2/1.5=16.7 kgf/cm^2$ )管の耐圧強度には問題ないと判断される。

## 3-2-2-8-2 導水管路線の検討

現地調査の結果から、改修必要箇所のうち、管路を現況のまま利用し管路保護工を施す現況路線 改修案と、管路を安全性の高いと考えられる路線に付け替える移設案との比較検討が必要と判断さ れた区間について、以下にその比較検討結果を示す。

# (1) 改修箇所 No. 5 右岸河岸段丘と支流横断部および既設擁壁取付部

 $(Sta. 0 + 584. 16 (IP. 19) \sim Sta. 0 + 742. 38 (IP. 22))$ 

当該区間において、既設埋設管路は、洪水時に河岸段丘が洗掘されたため約23m程度配管が露出し宙に浮いている。また、その下流部の支流横断箇所20m区間はコンクリート巻立となっていて、巻立部下流側が0.4m程度洗掘されている。このまま洪水等による洗掘が進めば、転石等により管の折損等の可能性がある。

比較案は以下の2案が考えられる。

比較案-1: 既設路線の露出部を、練石積護岸工により保護し、支流横断部は床止工、護床工および 練石積護岸工で構成する流路工により保護する。また、支流のベモス川との合流部には 合流工としてベモス川本流上下流の護岸工を計画する。

(資料 7-6 比較図 1-1 および 1-2 参照)

比較案-2:ベモス川右岸支流合流点の上下流の既設管路の山側は平坦な河岸段丘が広がっており、ベモス川および支流の流れによる洗掘が及ばない安定した地形である。旧管路の地上敷設(露出)配管路線でもあり、旧管が無傷でそのまま放置されている。従って、既設管露出部の上流部から付替え管路により路線を右岸山側に変更し、支流を短径間の水管橋で横断し、下流部の適切な位置で既設管路に再び合流させる計画である。また、支流の水管橋での横断部の上下流を練石積護岸工および練石張護床工で構成する流路工により保護する(3-2-3 基本設計図 図-11、12 および13 参照)。

上記 2 案の比較検討の結果、比較案-2 が比較案-1 に対し約 89%の工事費であり、経済的である。また、比較案-2 では排砂工、制水弁および空気弁などの管路の管理施設が新設されることから維持管理上有利な案である。従って、改修箇所 No.5 においては比較案-2 である、「路線変更および右岸支流横断水管橋」案を採用する。

# (2) 改修箇所 No. 10: 左岸既設路線改修案と右岸河岸段丘への路線変更案 (Sta. 1 + 400 ~ Sta. 2 + 350)

減圧水槽下流約 100m 付近ではベモス川澪筋が直接的に管路基礎を侵食するため、重力式擁壁により護岸工が施されているが依然として侵食が進行している。また、その下流部約 500m 区間では沢からの土石流による堆積と侵食のため数箇所に亘り護岸が損傷しており、さらにその下流部では河岸段丘の洗掘により埋設管が露出し、管路や第 5 号空気弁が宙吊りの状態になっている。この区間約 950m については、現況管路の改修案と、対岸(右岸側)への管路の移設案の 2 案について比較検討する必要がある。

比較案-1: 既設管路改修案である。具体的には次の3箇所の改修計画が含まれる。

- ・ 最上流は改修箇所 No.10-1 既設下流側コンクリート擁壁部 (Sta.1 + 420~530) である。 この区間の管路は洗掘により露出しており、落石に対する保護工が必要である。また、 この区間はベモス川の湾曲により水衝部となっており、重力式コンクリート擁壁で管路 の川側は保護されているが、擁壁基礎部が洗掘を受け転倒する恐れがあるため、基礎部 補強と護床工による洗掘防止工を計画する。(3-2-3 基本設計図 図-17参照)
- ・ 第 2 は改修箇所 No.10-2 ベモス川左岸河岸段丘(Sta.1 + 938 付近)である。この区間は管路が露出していて落石による管損傷の恐れがあり、また、洪水時には流水が管路まで及ぶと考えられることから、護岸工および落石に対する保護工を計画する。(3-2-3 基本設計図 図-18参照)
- ・ 第3は改修箇所 No.10-3 ベモス川左岸河岸段丘 (Sta.2 + 094~200) である。この区間では管路が埋設されていた河岸段丘が洪水流で洗掘を受け、基礎部が流失したため、管が約100m に亘り宙に浮いた状況となっている。上下流部の河岸段丘も洪水による洗掘で容易に流失する恐れがあり、宙吊り区間が更に増え、管折損の恐れがある。この区間は、護岸工による管路保護工法と管路を移設し、河床埋設する工法を計画する (次頁(3)参照)。
- 比較案-2: 既設管路の Sta.1 + 400 ~ Sta.2 + 350 の区間の対岸であるベモス川右岸は比較的安定した河岸段丘が広がっており、比較案-1 に含まれる 3 箇所の既設管路改修箇所を避け、管路を対岸に移設する案である。地形は全体的に平坦であるが、移設管路の最上流と最下流では既設管路に接続されることから、2 箇所のベモス川の河川横断工が必要であり、また移設管路の中流部でベモス川本流から枝分かれした支流が路線を横切ることから斜面保護工と支流横断工が必要である。移設管路は既設管路と同一の GSP φ 300mm の埋設とし、延長は 915m であり既設管路に比べ 35m の短縮となる。

(資料 7-6 比較図 2-1, 2-2 および 2-3 参照)

上記2案の比較検討の結果、比較案-1(3箇所の既設管路改修案)が比較案-2(右岸移設案)に対し約37%の工事費であり、経済的であることから比較案-1(3箇所の既設管路改修案)を採用する。

# (3) 改修箇所 No. 10-3: ベモス川左岸河岸段丘 (Sta. 2 + 094~200)

前述のとおり、この区間では洗掘され管路基礎部が流失したため、管路が宙吊り状態になっており、放置すれば洗掘が進行し、管折損の恐れがある。この区間について、現況管路を護岸工により保護する案、および管路を移設し、河床埋設する案の2案について比較検討する。

- 比較案-1: 既設管路の露出部を、下部練石積護岸工(低水路護岸工) および上部練石積護岸工により保護し、管路は砂および砂利で埋設する。護岸工の範囲は既設管路露出部だけでなく、上下流の洗掘を受ける可能性の高い部分を含め、また高水敷は上部練石積の基礎部保護と流水による洗掘防止のためフトン籠により保護する計画とする。(資料 7-6 比較図 3 参照)
- 比較案-2:露出している既設管区間および上下流の洗掘を受ける可能性の高い部分を含め、管路 200m 区間をベモス川河床に移設する。ベモス川河床での管路敷設方法は、河道本流河 床に埋設されることから河川横断工と同様の保護工を採用することとし、コンクリート による巻立て保護工およびその上部をコンクリートブロックによる護床工を計画する。また、河床最深部の移動が考えられるので、護床工の上面はベモス川の最深河床以下に 計画する。管路移設部下流端の既設管との接続部では空気弁、制水弁および排砂工を新 設する。(3-2-3 基本設計図 図-19参照)

上記2案の比較検討の結果、比較案-2(河床移設埋設案)が比較案-1(左岸護岸工保護案)に対し約95%の工事費であり、経済的である。また、構造的にも比較案-2(河床移設埋設案)が単純な形状であり、基礎の安定性、施工性に優れている。従って、比較案-2(河床移設埋設案)を採用する。

# 3-2-2-8-3 施設改修計画

(1) 改修箇所 No. 4 第1河川横断工

## ① 管本体工

既設管本体およびコンクリート保護工は土被りがないが、健全に機能していることから、今後もこのまま使用することとする。将来の既設管の安全性を確保するためには、2.0m 程度の土被りが必要となるが、この場合には、上下流の河床落差が 2.5m 程度になり、落差の高い床止工が必要となることから、土被り 2.0m に変えて厚さ 0.5m のコンクリートエプロンで保護して、既設管体の安全性を確保する。

# ② 管体保護のための床止工

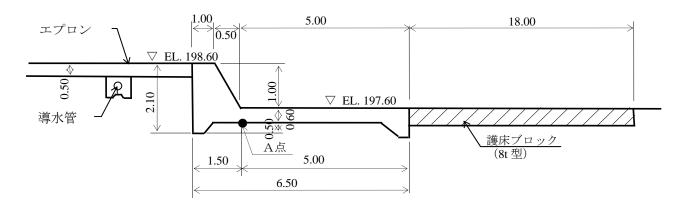


図 3-2.14 床止工標準断面図

## (a) 床止本体工

既設河川横断工の下流河床は約 0.5m の深さに洗堀されている。このような河床条件の下で、厚さ 0.50m のコンクリートエプロンで既設管本体を保護すると、床止工の落差は 1.0m となる。新設床止工天端(標高: EL. 198.60m)まで土圧が作用した状態で、洪水時にも床止工本体の安定性が確保できるように、床止工下流の法勾配を検討する。我が国の実施例により、上流側は鉛直および下流側は1:0.5 とする。

## (b) 下流エプロン

床止工を越流する落下水により下流河床は洗堀される危険性があるため、床止工下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗堀を防止する。なお、下流エプロンの長さは、農水省土地改良事業設計基準「頭首工」により、下記のように計画する(資料 7-3 参照)。

## 1) 下流エプロン長

下流エプロンの長さは、床止落差および基礎地盤の状態により求める。

# 2) 浸透路長

パイピングの防止のためには、床止工基礎面や護岸擁壁の背面に沿う浸透路の長さ (クリープの長さ) を確保することが必要になる。確保すべき浸透路長は、1) ブライ (Bligh) の方法、および 2) レーン (Lane) の方法の二つの方法で求めた値の内、大きい値を取る。

#### 3) 下流エプロン厚

下流エプロン厚は、揚圧力のバランスに関する式より求める。最大揚圧力は図 3-2.14 に示す A 点に作用し、下流エプロンの最大厚はこの点で決定される。

## 4) 下流護床工

# a) 下流護床工長

床止工を越流する落下水は下流エプロンおよび下流護床工で減勢される。下流護床工の長さを経験式である"ブライの式"により検討する。

## b) 下流護床工のタイプおよび重量

「3-2-2-6 護床工の選定」の「表 3-2.18 護床工の適用条件表」により、床止工下流護床工のタイプおよび重量を選定する。

# (c) 床止工の設計諸元

床止工の設計結果より、設計諸元は下表のように決定する(資料 7-3 参照)。

設計項目 設計条件 必要諸元 設計諸元 考 備 我が国の実施例を 上流側法勾配 鉛直 上流側法勾配 鉛直 1 水位差: H = 1.00m 下流側法勾配 1:0.5 下流側法勾配 1:0.5 参考にする。 床止工本体 <u>\_\_\_\_\_</u> 越流水に対するエプ 2. 堰上高:H=1.00m 下流 ブライの係数(砂礫) 必要長: la = 3.60m 設計長: la = 5.00m ロン長を確保する。 エプロン長 浸透路長を確保する。 C = 6水位差: ∕H = 1.00m 3. ブライ:S = 6.00mブライ:S = 910m下流エプロン長に ブライの係数 C=6 浸透路長 V-V: L=2.50m V - V: L = 4.77m 合わせる。 レーンの係数 C' = 2.5 4. 水位差: ∠H = 1.00m 揚圧力に対する 必要厚: ta = 0.54m 設計厚: ta = 0.60m 下流 損失水頭: Hf = 0.45m 必要厚さを確保する。 エプロン厚 洪水量: 5.  $q = 13.18 \text{m}^3/\text{sec/m}$ 必要長: L = 16.89m 設計長:L=18.00m 6列×@3.0mとする。 護床工長 堰上高:1.00m 現場打十字ブロック 現場打十字ブロック 6. 現地調達可能な 設計重量: W = 8.0 t 護床 許容流速 流速:V = 6.59 m/sec幅 2.7m×2.7m ブロックを選定した。 ブロック Va = 7.5 m/sec×高 1.0m

表 3-2.28 床止工の設計諸元

## ③ 護岸工

3-2-2-5 護岸工の選定より、第1河川横断工における護岸工のタイプを下表のとおりとする。

		_	112041-1-00	· / U    X / I	_
護岸工の名称	支配流量時流速 (m/sec)	護岸工高 (m)	法勾配	護岸工のタイプ	最大許容流速 (m/sec)
上流護岸工	$5.40 \times 1.2 = 6.48$	3.00	1 : 0.5	練石積 (控 50cm 程度)	7.0
床止工護岸工	$5.40 \times 1.5 = 8.10$	1.50	1 : 0.5	もたれ式擁壁 (鉄筋コンクリート)	9.0
下流エプロン 部護岸工	$5.40 \times 1.5 = 8.10$	2.50	1 : 0.5	もたれ式擁壁 (鉄筋コンクリート)	9.0
下流護岸工	$5.40 \times 1.2 = 6.48$	3.00	1 : 0.5	練石積 (控 50cm 程度)	7.0

表 3-2.29 第1河川横断工における護岸エタイプの選定

- 注:1.上流および下流護岸工の支配流量時流速は、床止工の影響を受けるため、20%増しとする。
  - 2. 床止工および下流エプロン部護岸工の支配流量時流速は、床止工の影響を直接受けるため、50% 増しとする。
  - 3. 床止工および下流エプロン部護岸工のもたれ式擁壁(鉄筋コンクリート)は、最大許容流速 6.0 m/sec を超えるため、鉄筋の被りを通常の 5.0 cm の 1.5 cm 増しの 6.5 cm とする。

# (2) 改修箇所 No. 5 右岸河岸段丘と支流横断部および既設擁壁取付部 (Sta. 0 + 584. 16 (IP. 19) ~ Sta. 0 + 742. 38 (IP. 22))

## ① 路線計画

当該区間の改修方法は 3-2-2-8-2 での比較検討から「路線変更および右岸支流横断水管橋」案による。既設管露出部の上流部 (IP.19) から付替え管路により路線を右岸山側に変更し、支流を短径間の水管橋で横断し、下流部の適切な位置で既設管路に再び合流させる計画とする。移設管の管径は既設管と同じ φ 250mm とする。また、移設管路の路線は、周辺の地形条件および旧管路の状況から判断し、既設管路より右岸山側へ約 12m 離れた位置を基本とする (3-2-3 基本設計図 図-11,12 および 13 参照)。

# ② 支流横断計画

また支流の横断部は、支流河床には大石が散乱しており河床埋設のための掘削が困難と判断されること、旧管路の水管橋が小さな傷痕があるが依然として残っていることから、支流の計画洪水位に余裕高約 1.0m を考慮した高さ以上で、支流の流路工計画と調和した短径間の水管橋で横断する計画とする。水管橋は、径間長が 10.4m 程度であることから単純支持(片側固定、片側移動)水管橋とする。

## ③ 護岸工、護床工の計画

支流の水管橋横断部は、練石積工、練石張工で構成する流路工(底幅 6m、高さ 1.5m、法勾配 1:0.5、河道河床勾配 1/13)で支流河道を保護する。流路工の延長は水管橋横断部の上下流 10m の範囲とする。また、ベモス川本流との取付部保護および右岸河岸段丘保護のため、練石積護岸工(支配流量時流速 6.64m/sec であることから表 3-2.14 より控え 50cm を選定)をベモス川右岸上流側で約 55m、下流側で 30m の範囲に計画する。

# ④ 管路の管理施設

移設する管路では、水管橋が計画されることから、維持管理上、水管橋部では空気弁工、水管橋 上流部では排砂工、制水弁工を計画する。

(3) 改修箇所 No.6 既設コンクリート擁壁部 (Sta.0 + 787 ~ Sta.0 + 876)

# ① 路線計画

当該区間での洪水の流心は右岸の導水管布設側に寄っており、これにより右岸側河岸段丘は 2004 年および 2005 年の洪水により大きく洗堀され、導水管が露出した。2005 年に DNSAS が応急 工事として、重力式コンクリート擁壁を建設して洪水による河岸の洗堀を防いでいる。この擁壁は 基礎部の洗堀も無く健全な状態である。導水管自体の機能を損なうような不具合は生じていないが、

当該区間の河岸斜面は落石が多く、管表面のキズ、凹みが生じていることから、再度盛土して導水管を埋設する計画とする。このため、既存重力式コンクリート擁壁は、嵩上げして有効利用することとする。なお、この嵩上げ護岸工は洪水時に水没する低水護岸であり、設計洪水時の高水敷での流速が 3.4m 程度と予想されるため、再度導水管が洗堀・露出しないように、擁壁天端の高水敷はフトン籠で保護する。

また、Sta.0 + 850 から Sta.0 + 880(第 2 空気弁工)までの区間は管路が立ち上がって、擁壁の天端より 2m 以上高く露出している。盛土のみでは擁壁の安定性を失うこととなることから、この区間は管路を低い位置に敷設替えし、盛土とフトン籠で保護する(3-2-3 基本設計図 図-14 参照)。

#### ② 管路の管理施設

当該区間の露出管は、敷設替して埋設することから、第2空気弁工の位置を、既設管との接続箇所付近となるよう、下流側に約15m移動する。空気弁は既設を流用する計画とする。また、管の立ち上がり部直上流が凹部となるため排砂工を新設する。さらに、下流部既設管との接続部で排砂操作等が容易になるように仕切り弁工を新設する。

(4) 改修箇所 No. 7 ベモス川右岸河岸段丘 (Sta. 0 + 876 ~ Sta. 0 + 947)

#### ① 路線計画

上流側重力式コンクリート擁壁部終点より第2河川横断工までの約250m区間は右岸に形成された H=5~6m の河岸段丘が配管ルートとなっている。上流側コンクリート擁壁部終点付近から澪筋が左岸側に移行しているため、右岸側の河岸段丘の斜面(ほぼ垂直)には新たな洗掘跡はないが、一部崩壊箇所があり流路が変わった場合、容易に洗掘を受ける可能性がある。

従って、現地調査により上流側約100mの区間の洗掘防止が必要と判断され、護岸工を計画する。なお、既設管路はそのまま利用可能である(3-2-3 基本設計図 図-14参照)。

## ② 護岸工の計画

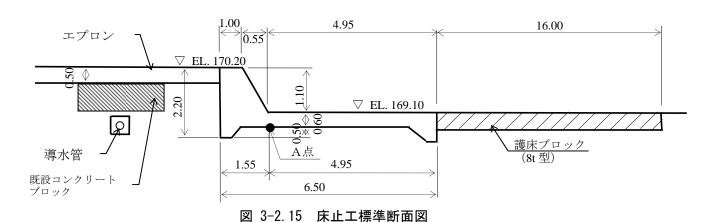
水理計算の結果、低水路護岸工を選定するための指標となる支配流量時の流速が 6.64m/sec であることから、低水護岸工は高さ 1.6m、法勾配 1:0.5 の練石積護岸工(控え 50cm 程度)とする。また、計画洪水時の高水敷での流速は 3.39m と推定されることから、高水敷をフトン籠により保護する。

(5) 改修箇所 No. 8 第 2 河川横断工 (Sta. 1 + 142 ~ Sta. 1 + 220)

#### ① 管本体工

既設管体コンクリート保護工は洪水時の転石等により磨耗・損傷を受けているが、健全に機能していることから、今後もこのまま使用することとする。将来の既設管の安全性を確保するためには、2.0m 程度の土被りが必要となるが、この場合には、上下流の河床落差が2.5m 程度になり、落差の高い床止工が必要となることから、土被り2.0mに変えて厚さ0.5mのコンクリートエプロンで保護して、既設管体の安全性を確保する。

# ② 管体保護のための床止工



# (a) 床止本体工

既設河川横断工の下流河床は約0.6mの深さに洗堀されている。このような河床条件の下で、厚さ0.50mのコンクリートエプロンで既設管本体を保護すると、床止工の落差は1.1mとなる。新設床止工天端(標高:EL.170.20m)まで土圧が作用した状態で、洪水時にも床止工本体の安定性が確保できるように、床止工下流の法勾配を検討する。我が国の実施例により、上流側は鉛直および下流側は1:0.5とする。

# (b) 下流エプロン

床止工を越流する落下水により下流河床は洗堀される危険性があるため、床止工下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗堀を防止する。なお、下流エプロンの諸元は、農水省土地改良事業設計基準「頭首工」により、下記のように計画する(資料 7-4 参照)。

#### 1) 下流エプロン長

下流エプロンの長さは、床止落差および基礎地盤の状態により求める。

## 2) 浸透路長

パイピングの防止のためには、床止工基礎面や護岸擁壁の背面に沿う浸透路の長さ (クリープの長さ) を確保することが必要になる。確保すべき浸透路長は、1) ブライ (Bligh) の方法、および 2) レーン (Lane) の方法の二つの方法で求めた値の内大きい値を取る。

# 3) 下流エプロン厚

下流エプロン厚は、揚圧力のバランスに関する式より求める。最大揚圧力は図 3-2.15 に示す A 点に作用し、下流エプロンの最大厚はこの点で決定される。

#### 4) 下流護床工

#### a) 下流護床工長

床止工を越流する落下水は下流エプロンおよび下流護床工で減勢される。下流護床工の長さを経

験式である"ブライの式"により検討する(頭首工設計基準参照)。

## b) 下流護床工のタイプおよび重量

3-2-2-6 護床工の選定の表 3-2.18 護床工の適用条件表により、床止工下流護床工のタイプおよび 重量を選定する。

## (c) 床止工の設計諸元

床止工の設計結果より、設計諸元は下表のように決定する(添付資料-5参照)。

考 設計項目 設計条件 必要諸元 設計諸元 備 1. 我が国の実施例 上流側法勾配 鉛直 上流側法勾配 鉛直 床止工 水位差: H = 1.10m 下流側法勾配 1:0.5 下流側法勾配 1:0.5 を参考にする。 本体 越流水に対する 2. 堰上高:H=1.10m エプロン長を 下流 ブライの係数(砂礫) 必要長: la = 3.78m 設計長: la = 4.95m 確保する。 エプロン長 C = 6浸透路長を確保 する。 <u>下流エプロン</u>長 水位差: ∕H = 1.10m ブライ:S = 6.60mブライ:S = 920m浸透路長 ブライの係数 C=6 V - V: L = 2.75m V - V: L = 4.77m に合わせる。 レーンの係数 C'= 2.5 水位差:⊿H = 1.10m 必要厚: ta = 0.58m 設計厚: ta = 0.60m 揚圧力に対する 4. 下流 損失水頭: Hf = 0.51m 必要厚さを確保 エプロン厚 する。 洪水量: 8列×@ 2.0m 5. 必要長: L=15.79m 設計長: L = 16.00m とする 護床工長  $q = 10.75 \text{m}^3/\text{sec/m}$ 堰上高:1.10m 流速: V = 5.12m/sec 現場打十字ブロック 現場打十字ブロック 現地調達可能な 6. 設計重量:W=3.0t ブロックを選定 許容流速 護床

表 3-2.30 床止工の設計諸元

#### ③ 護岸工

ブロック

2-2-5 護岸工の選定より、第2河川横断工における護岸工のタイプを下表のとおり選定する。

Va = 7.5 m/sec

衣 3-2.31 第2河川懐断工における護序工ダイブの選定					
護岸工の名称	支配流量時流速 (m/sec)	護岸工高 (m)	法勾配	護岸工のタイプ	最大許容流速 (m/sec)
上流護岸工	$3.44 \times 1.2 = 4.12$	3.20	1 : 0.5	練石積 (控 50cm 程度)	7.0
床止工護岸工	$3.44 \times 1.5 = 5.16$	1.70	1 : 0.5	もたれ式擁壁 (鉄筋コンクリート)	6.0
下流エプロン部 護岸工	$4.24 \times 1.5 = 6.36$	2.80	1 : 0.5	もたれ式擁壁 (鉄筋コンクリート)	9.0
下流護岸工	$4.24 \times 1.2 = 5.09$	3.10	1 : 0.5	練石積 (控 50cm 程度)	7.0

表 3-2.31 第2河川横断工における護岸工タイプの選定

幅 1.7m×1.7m

×高 1.0m

した。

- 注:1. 上流および下流護岸工の支配流量時流速は、床止工の影響を受けるため、20%増しとする。
  - 2. 床止工および下流エプロン部護岸工の支配流量時流速は、床止工の影響を直接受けるため、50% 増しとする。
  - 3. 下流エプロン部護岸工のもたれ式擁壁(鉄筋コンクリート)は、最大許容流速 6.0m/sec を超えるため、鉄筋の被りを通常の 5.0cm の 1.5cm 増しの 6.5cm とする。

# (6) 改修箇所 No. 10-1 既設下流コンクリート擁壁部 (Sta. 1 + 420 ~ Sta. 1 + 530)

ベモス川は No.2 横断工の下流側で左岸側に湾曲しており、減圧水槽下流約 100m に位置する当該擁壁部が水衝部となっている。竣工図によるとこの区間にはフトン籠が護岸工として設置されていたが、2004 年のベモス川洪水で流失した。この区間の管路は埋設されていたが、同洪水で配管基礎も流失した。DNSAS が支台により露出管として補修したが、2005 年の洪水で 8 基の支台の内 3 基の下部が流失している。

ベモス川澪筋が直接的に管路基礎を浸食するため、DNSASにより重力式擁壁の河岸防護工が設置されている。この区間では露出している導水管自体に不具合が生じていないが、管路の周りには落石が散在しており河岸斜面からの落石の危険性が高いため、既設導水管を埋設管として落石から保護する。このため、既存重力式コンクリート擁壁は嵩上げして有効利用することとするが、擁壁基礎部が洗掘を受け転倒の恐れがあるため、基礎部補強と護床工による洗掘防止工を計画する(3-2-3 基本設計図 図-17を参照)。

## ① 護岸工・護床工の計画

擁壁基礎部の洗掘されている部分はコンクリートにより充填し、補強する。また、計画洪水時の流速が 5.34m/sec と高速であることから現場打コンクリートブロック護床工 (3t) を設置する。設置範囲は既設コンクリート擁壁の範囲とする。また、管路は盛土により落石より保護するが、最小の土被りを 60cm とするため、区間により既設コンクリート擁壁の天端嵩上げを計画する。水理計算で得られた計画洪水の水面高は、擁壁天端より低く推定されることから、高水敷は現場発生の砂利による盛土とする。

#### ② 管路の管理施設

既設擁壁の下流部の測点 Sta.1+500 で管路が凹形状となっており、また DNSAS が管を切断して排砂をした形跡があることから、排砂工と制水弁工を新設する。また、IP.36 (Sta.1+530) 付近が凸部となっており、空気溜りができる可能性が高いので空気弁工を新設する。

## (7) 改修箇所 No. 10-2 ベモス川左岸河岸段丘(IP. 42 付近: Sta. 1 + 938)

この区間は、管路が露出していて落石による損傷の恐れがあり、また、洪水時には流水が管路までおよぶと考えられることから、既設管をそのまま利用することとし、川側に護岸工を設置して、管がその背面に埋設されるように、落石に対する保護工を計画する。(3-2-3 基本設計図 図-18 参照)

# ① 護岸工・護床工の計画

水理計算の結果、低水路護岸工を選定するための指標となる支配流量時の流速が 4.79m/sec であることから、低水護岸工は、法勾配 1:0.5 の練石積護岸工(控え 30cm 程度)とする。高さは管路の高さにより変化するが、1.5m の高さを基本とする。導水管は落石から保護するため、管頂で最小60cm の土被りとする。計画洪水の水面高は低水護岸工より高いが、計画洪水時の高水敷の流速は2.13m/sec と推定されることから、高水敷は現場発生の砂利による盛土とする。

なお、この区間の上流部では、既設のフトン籠による制水工が残っており、練石積工をフトン籠の上部に設置するところでは、部分的にフトン籠を無筋コンクリートの練石積基礎工に置き換える計画とする。

## (8) 改修箇所No.10-3 ベモス川左岸河岸段丘(管宙吊り区間)(Sta.2 + 094 ~ Sta.2 + 200)

この区間では管路が埋設されていた河岸段丘が洪水流で洗掘を受け基礎部が流失し、管が約100m に亘り宙に浮いた状況となっており、さらに上下流の河岸段丘も洪水により容易に洗掘、流失する恐れがある。この区間は、3-2-2-8-2(3)において、護岸工による管路保護工法と、河床移設埋設工法について比較検討した結果、河床埋設案が採用されている(3-2-3 基本設計図 図-19参照)。

## ① 路線計画

露出している既設管区間および上下流の洗掘を受ける可能性の高い部分を含め、管路 200m 区間をベモス川河床に移設する。管路の敷設位置は経済性および河床の安定性より既設管路になるべく近い位置が望ましいが、施工性から既設管路に平行に川側へ約 5m 移動した位置とする。

# ② 管路保護エおよび護床エの計画

ベモス川河床での管路敷設方法は、河道本流河床に埋設されることから河川横断工と同様の保護工を採用することとし、管にコンクリートによる巻き立て保護工およびその上部をコンクリートブロックによる護床工を施す。また、河床最深部の移動が考えられるので、護床工の上面はベモス川の最深河床以下に計画する。コンクリート巻き立ては無筋コンクリートとし、巻き立て厚は、日本の砂防基準に準じて 0.35m とする。また、護床工は計画洪水時の流速が 5.63m/sec であることから現場打コンクリートブロック護床工 (3 t) を設置する。また、設置幅は河川工作物であることから日本では 10m 必要とされるが、これに準じ、ブロックを 3 列ならべ 6.0m 程度で計画する。

# ③ 管路の管理施設

管路移設部下流端の既設管との接続部では管路の凸部となることから空気弁工を設置する。また、河床埋設部の最下流部では管路凹部となり、排砂工を新設する。さらに、下流部既設管との接続部には、排砂操作等に便利なように仕切り弁を新設する。

#### (9) 改修箇所 No.11 ベモス川左岸側斜面山脚部 (Sta.2 + 365 ~ Sta.2 + 570)

この区間の左岸側斜面表層は強風化岩の斜面となっており表層に浮石が散在している。既設管は露出管路として施工されており、IP50 (Sta.2+413) 付近では落石が管に当っている。現時点で管に目立った損傷はないが、管周辺に多くの落石が散在しており、今後落石による損傷が生じることも想

定されることから、既設管の川側に護岸工を設置して、管がその背面に埋設されるようにして、落石から保護する計画とする(3-2-3 基本設計図 図-20および21参照)。

### ① 護岸工・護床工の計画

水理計算の結果、低水路護岸工を選定するための指標となる支配流量時の流速が 4.04m/sec であることから、低水護岸工は、法勾配 1:0.5 の練石積護岸工(控え 30cm 程度)とする。高さは管路の高さにより変化するが、支配流量時での低水路水深を考慮し、河床より 1.7m 以上の高さを基本とする。導水管は落石から保護するため、管頂で最小 0.60m の土被りとする。計画洪水の水面高は低水護岸工より高いが、計画洪水時の高水敷の流速は 1.86m/sec と推定されることから、高水敷は現場発生の砂利による盛土とする。

なお、この区間の上流部では、既設のフトン籠による制水工が残っているが、当該箇所の流速を 考慮し、必要な強度が得られるよう部分的にフトン籠を無筋コンクリートの練石積基礎工に置き換える計画とする。

# (10) 改修箇所 No. 17 コモロ川右岸急勾配道路部 (Sta. 7 + 000 ~ Sta. 7 + 100)

# ① 道路平面線形

1日の交通量が100台未満と非常に少ないことから、本道路は日本の道路構造令における最低規格の第3種第5級(地方部市町村道)と評価する。第3種第5級の道路の最小曲線半径は20mである。

一方、既設コモロ川右岸急勾配道路の平面線形は、曲線半径が 20~100m であることから、現況 曲線半径は改良しないものとする。

# ② 道路横断線形

既設コモロ川右岸急勾配道路の幅員は 1.5~5.0m 程度ある。極端に狭い区間は、川側の路側帯が崩落して狭くなっているためである。このような状況を勘案して、ベモス浄水場へのアクセス道路と同様に 4.0m の復員を確保するように改良する。

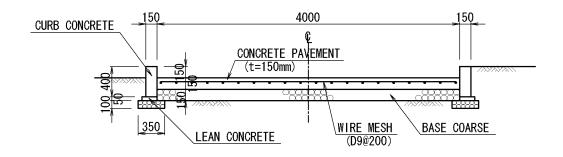


図 3-2.16 コモロ川右岸急勾配道路標準断面図

## ③ 道路縦断線形

既設コモロ川右岸急勾配道路の最大縦断勾配は43.3%ある。区間延長が6mと短いことから、辛うじて車両の通行を可能としている。このような状況を勘案して、ベモス浄水場へのアクセス道路(最大縦断勾配24.7%、区間延長15m)より緩い最大縦断勾配20%となるように改良する。

縦断勾配の改良工法の1) 切土工法(B案)、および2) 盛土工法(C案)を比較検討すると、表 3-2.32 のとおりである。比較検討の結果、下記の理由で「B案:切土工法(最大縦断勾配19.5%)」を採用する。

- 1) A 案:現況勾配は、最大縦断勾配 43.3%と非常に急なため採用できない。
- 2) B 案: 切土工法は、C 案: 盛土工法と同様に、最大縦断勾配 19.5%に改良することから「走行性」はよくなる。
- 3) C案: 盛土工法は、B案: 切土工法に比較して、付帯構造物の規模が大きくなり「施工性」が悪く、コストがやや高くなる。

## ④ 管路保護工

道路線形は既設導水管が道路山側の路側帯に位置するように決定される。従って、導水管の保護 工の基本工法は道路山側の路側帯にコンクリート支台で支持する工法とする。

表 3-2.32 アクセス道路の縦断勾配比較表

ᄪ	A 安:珥沙石町(是十分町・43.3%)	D 象· 过十二、注(是十分配,10.5%)	了好,孩子上注(是十分配,10.3%)
	7米・ゲンドション (東入ション・43.370)	* - 24-14	
道路標準横断図	1.1.5% 4.000 1.000	1.150 4.000 ACTOR	1.150 4 0000
舗装の種類	縦断勾配が 12%以上となるため、「コンクリ 一ト舗装」を採用する。	縦断勾配が 12%以上となるため、「コンクリ 一ト舗装」を採用する。	縦断勾配が 12%以上となるため、「コンクリート舗装」を採用する。
走行性		最大勾配:19.5%と急勾配であるが、ベモス 浄水場アクセス道路 (最大勾配:30%) より 緩勾配となる。	最大勾配:19.5%と急勾配であるが、ベモス 浄水場アクセス道路(最大勾配:30%)より 緩勾配となる。 ○
付帯構造物	<ul> <li>山留工: 延長 0.0m 練石積 0.0m²</li> <li>路側工: 延長 66.0m 練石積 217.3m²</li> <li>合計・ 延長 66.0m</li> </ul>	<ul> <li>山留工: 延長 38.5m 練石積 122.8m²</li> <li>路側工: 延長 56.5m 練石積 176.7m²</li> <li>合計・ 延長 95.0m</li> </ul>	<ul> <li>・ 山留工: 延長 38.5m</li></ul>
	ロド・ をス Oc.9m 練石積 217.3m <sup>2</sup> 付帯構造物の規模が小さくなる。 ◎ (1.00)	ロn: たた 55.50m 練石積 299.5m <sup>2</sup> 付帯構造物の規模が大きくなる。 ○ (1.38)	は $\frac{2.5.9m}{4.74}$
施工性	切盛士および付帯構造物の規模が小さくな るため、施工性は良い。	切士および付帯構造物の規模が大きくなるため、施工性はやや劣る。	
経済性(比較の対象は付申権法権の対象)	・ 練石積:217.3 × 9,100 = 1,977.4 千円 ・ 笠コン: 66.0 × 4,200 = 277.2 ・ 基礎コン:66.0 × 6,100 = 402.6	・ 練石積: 299.5 × 9,100 = 2,725.5 千円 ・ 笠コン: 95.0 × 4,200 = 399.0 ・ 基礎コン: 95.0 × 6,100 = 579.5	・練石積:325.8 × 9,100 = 2,964.8 千円 ・ 笠コン:114.5 × 4,200 = 480.9 ・ 基礎コン:114.5 × 6,100 = 698.5
市価に物のみの 直接工事費)	• 合計: 2,657.2 千円 ◎ (1.00)	• 合計: 3,704.0 千円 (1.39)	・ 合計:
総合評価	走行性が非常に悪いため、不採用とする。	走行性が確保でき経済性も高いことから、切 土工法を採用する。	走行性は確保できるが経済性が低いため、盛 土工法は不採用とする。

# 3-2-2-8-4 弁類・減圧水槽などの管理施設

空気弁工、制水弁工、排砂工の既設利用、新設計画を、3-2-1-2-7 の方針に基づき下表に示すように計画する。減圧水槽は、導水管の圧力調整において重要な機能を有する施設であり、既設施設で特に不都合はないことから、そのまま利用する計画とする。空気弁、制水弁、排砂工の導水管における配置は、3-2-3 基本設計図 図-1 および図-2 ベモス導水管路縦断図を参照。また、新設の場合の計画図は図-23 制水弁工、排砂工および空気弁工一般図を参照。

表 3-2.33 管理施設の計画

h II.	Stat. Fr	4+4	40	I <del>-11:</del>	>+ 111 <i>/</i> *	コムルケメケニに	마루 크지 소리 프
名称	測点	弁本体	弁室	蓋	流出管	改修箇所	既設利用
m = 1. # = 4	Sta.	(nos.)	(nos.)	(nos.)	(mm) x (m)	番号	新設区分
既設空気弁	0 : 5 45		1			NI 4	4年11日
AR80-01	0+545	田 10 日 1	1	<i>₩</i> . →		No.4	利用
AR80-02 (既)	0+879	取り外し	撤去	撤去		No.6	7 移設
AR80-02 (新)	0+895	移設	1	1		No.6	7/J
AR80-03	1+258					No.8	利用
AR08-04	1+975			1		No.10-3	利用
AR80-05 (既)	2+110	取り外し				No.10-3	7 移設
AR80-05(新)	2+193	移設	1	1		No.10-3	<u>ا ا</u>
AR08-07	3+845					3号サイホン	利用
AR08-No Num.	IP.67(4+136)						利用
AR80-09(16PN)	IP.97(7+053)			1 (中荷重)		No.17	利用
新設空気弁							
ARAD80-01	0+674	1				No.5 (水管橋)	新設
ARAD80-02	1+525	1	1	1		No.10-1	新設
ARAD80-03	2+500	1	1	1		No.11	新設
 既設制水弁							
IR250-01	0+009	取り外し	取り壊し			No.1	撤去
IR250-02	1+355	40 7710	収り扱し			No.9	利用
IR300-01	1+361	弁取替え	(漏水のた	· み)		No.9	取替え
IR300-01	2+705	元以首へ	1	1		No.12	利用
IR300-02 IR300-03	3+500		1	1		110.12	利用
IR300-03	3+907					3号サイホン	利用
IR300-04 IR300-05	3+907 4+925		1	1		3万リイ かン	利用
	4+923		1	1		3 3/2 L.IB	小川川
Bemos WTP φ2 0 0	6+826		2	2		ベモス浄水場 分岐管	利用
IR300-08(16PN)	7+062						利用
新設制水弁	, , , , , ,						1 37 13
IRAD250-01	0+657	1	1	1		No.5 (水管橋)	新設
IRAD250-02	0+900	1	1	1		No.6	新設
IRAD300-01	1+502	1	1	1		No.10-1	新設
IRAD300-02	2+195	1	1	1		No.10-3	新設
既設排砂工							
WR80-01	0+008	取り外し	取り壊し			No.1	撤去
WR80-02	IP.30(1+219)		1	1	φ80x45m	No.8	利用
WR80-03	3+835					3号サイホン	利用
WR80-04	IP.96(6+995)					No.17	休止
新設排砂工							
WRAD200-01	0+500	1	1	1	φ200 x 30m	1号サイホン (No.4)	新設
WRAD200-02	0+656	1	1	1	φ200 x 16m	No.5	新設
WRAD200-03	0+889	1	1	1	φ200 x 8m	No.6	新設
WRAD200-04	1+509	1	1	1	φ200 x 5m	No.10-1	新設
WRAD200-05	1+950	1	1	1	φ200 x 5m	No.10-2	新設
WRAD200-06	2+187	1	1	1	φ200 x 5m	No.10-3	新設
WRAD200-07	2+425	1	1	1	φ200 x 8m	No.11	新設
WRAD200-08	6+995	1		1			
(16NP)	0+993	1	1	1	φ200 x 8m	No.17	新設

# 3-2-2-9 ベモス浄水場下部配水池および弁室の改修計画

## 3-2-2-9-1 ベモス浄水場からの配水計画

## (1) 配水区域

ディリ市水道の給水区域は図 3-2.17 に示すように Zone 1-10 に区分されており、ベモス浄水場の配水区域は Zone 3 である。またベモス導水管の終端はディリ中央浄水場への流入となっておりここから Zone 4 に配水される。(各配水区域の水源については表 2-1.2 を参照)

## (2) 配水量

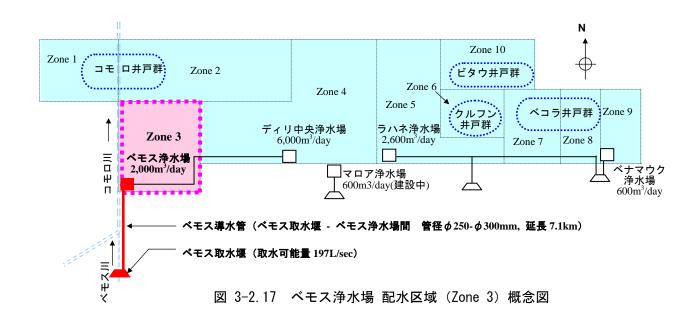
「東ティ」国では、2015年までに都市の人口 80%に対する安全で十分な水道水を供給することを目標として掲げている(The State of the Timor-Leste Economy, March 2006)。人口増加率・水道普及率・水使用原単位・その他用途水使用量・有効率・負荷率・時間係数から水需要量を算定すると以下のような値となり、これによりベモス浄水場の計画一日最大給水量を 2,000 ㎡/day とする。

	1X 0 2.04	いてヘルのの可凹的小里	
項	目	2006年	2015年
配水区域		Zone3	Zone3
配水区域内人口	①	5,730 人(1)	8,889 人(2)
人口増加率		5.0% <sup>(3)</sup>	5.0%(3)
給水普及率	2	87% <sup>(4)</sup>	90% <sup>(5)</sup>
給水人口	3=1)×2	4,985 人 <sup>(6)</sup>	8,000 人
水使用量原単位	4	85 lpcd <sup>(7)</sup>	95 lpcd <sup>(8)</sup>
家庭用水使用量	5=3×4	424 m³/day	760 m³/day
その他用途水使用量	6	127 m³/day <sup>(9)</sup>	304 m³/day <sup>(10)</sup>
小計	7=5+6	551 m³/day	1,064 m³/day
有効率	8	36%(11)	65% <sup>(12)</sup>
日平均水需要量	9=7÷8	1,531 m³/day	1,637 m³/day
負荷率	10	83% <sup>(13)</sup>	83% <sup>(13)</sup>
日最大水需要量	(1)=(9÷(1)	1,845 m³/day	1,972 m³/day
時間係数	12	1.5 <sup>(14)</sup>	1.5 <sup>(14)</sup>
時間最大配水量	①÷24hr×①	115 m³/h	123 m³/h

表 3-2.34 ベモス浄水場の計画配水量

(1) (4): Project Preparation Technical Assistance: Dili Urban Water Supply Project, September 2007, ADB TA 4646-TIM

- (2): 人口増加率を 5.0% として計算 (3): Sector Investment Plan, 1996 (4): 非登録給水栓の給水を含む。
- (5) (12): ADB プロジェクトほかによるディリ市内の給配水管整備が進められた後の推定値
- (6)(11)(13): 東ティモール国水道局人材育成プロジェクト事前調査
- (7) (8): 2004 年の水使用量 80 lpcd (Annual Action Plan)からの推定値
- (9): 家庭用水使用水量の30%として算定 (10): 同左、40%として算定 (14): 人口規模からの推定値



## (3) 給水圧・給水水質

ベモス浄水場下部配水池からの配水方式は、配水区域であるディリ市内 Zone 3 の標高差や地形を考慮して自然流下式とする。 Zone 3 では給配水管からの漏水が多く給水圧が不足気味である。 水道使用量が減少する夜間は無効水量が相対的に増えるため、現在は夜間の配水を停止しており、 給配水管が整備されるまでは現況どおり午前6時半から午後10時までの15.5時間の給水とする。

給水水質については DNSAS Technical Guideline No.4: Water Quality により WHO の飲料水水質ガイドラインが準用されることになっており、 DNSAS ディリ水道衛生部水質分析課の検査室で実際に計測されている項目(全蒸発残留物・濁度・硝酸性窒素・亜硝酸性窒素・鉄・フッ素・マンガン・大腸菌群)については WHO の基準値を満たすこととする。

濁度 F **TDS**  $NO_3$  $NO_2$ Fe Mn E.Coli 1,000mg/L 5NTU 50mg/L 3mg/L0.3 mg/L1.5 mg/L0.4mg/L不検出

表 3-2.35 ベモス浄水場からの配水の水質目標値 (WHO 飲料水水質ガイドライン値)

# 3-2-2-9-2 ベモス浄水場配水池の改修範囲の検討

# (1) 改修対象とする構造物

ベモス浄水場の敷地内には上部配水池と下部配水池の2基の配水池がありそれぞれ流出側には 弁室が付属している。ベモス浄水場内の配水池の状況を表 3-2.36 に示す。上部配水池および弁室 は現在使用されており漏水が見られないことから改修対象とはせずに継続利用する。下部配水池 および弁室は現在使用されているものの劣化が著しく部材の変形やコンクリートの剥離が生じて おり構造物として将来にわたり安全であるとはいえない。下部配水池の壁からは漏水がみられる ほか弁室の天井は崩落の危険があることから配水池水槽と付属する弁室建屋を更新するものとす る。水道施設更新指針に基づく下部配水池および弁室の更新に関する評価を表 3-2.37 に示す。

表 3-2.36 ベモス浄水場内の配水池の状況

	上部配水池	上部配水池弁室	下部配水池	下部配水池弁室
系統	着水井より原水流入	下部配水池へ流出	濾過池より処理水流入	ディリ市内へ配水
構造	地上式	地上上屋+地下室	掘込式 (頂版は地表)	掘込地内に地上置
容量	1,000 m <sup>3</sup>		500 m <sup>3</sup>	_
築造年	1993年	1993年	1982 年	1982年
劣化	漏水補修履歴有、軽	問題となる変状は	壁の変形、亀裂	天井のコンクリー
状況	微なひび割れがある	認められない	頂版下側・柱・梁のコン	ト剥落
(目視)	が使用に支障なし		クリート剥落、鉄筋の	鉄筋の露出・折損
			露出	梁に深い亀裂
水密性	漏水なし		壁からの漏水あり	_
所見	継続利用可能	継続利用可能	更新が必要	更新が必要

表 3-2.37 ベモス浄水場下部配水池および弁室の物理的評価

	配水池壁	配水池頂版	弁室
経年変化	築造から26年経過しており	頂版裏側のコンクリートが	コンクリートが広く剥落、
	漏水補修跡が各所にある	剥落し鉄筋が露出・発錆し	また深い亀裂により鉄筋が
	基準面から 4-7cm の変形・	ている箇所が配水池内に多	露出・発錆して鉄筋断面が
	2-6mm 幅の亀裂が見られる	数みられる	欠損している箇所がある
中性化度	中性試験の結果	中性試験の結果	中性試験の結果
	外側は表面から 1cm 以上中	表面から 6cm 以上中性化が	表面から 6cm 以上中性化が
	性化が進行している	進行し、鉄筋に達している	進行し、鉄筋に達している
圧縮強度	シュミットハンマーを用いたコンクリート圧縮強度試験の結果		
	最小値は 18N/mm <sup>2</sup> 未満であり	コンクリート構造物として耐	久性が低下している
漏水	湛水試験の結果	天井からの雨漏りや場内排	湛水試験時に配水池と共有
	1 時間に 2cm の水位が低下	水の染込みは観測されない	している壁から漏水あり
構造物の	日色に再茶の以亜州がもて	日色に再発の立画研究をで	日色に再新の立画州がもて
総合評価*	早急に更新の必要性がある 	早急に更新の必要性がある 	早急に更新の必要性がある

注: 水道施設更新指針の土木構造物の総合物理的評価手法による評価(2-1-4-4(2)参照)。

## 3-2-2-9-3 下部配水池の配置・構造

# (1) 下部配水池の建設位置

ベモス浄水場は急傾斜地に切土整形されており、既設下部配水池は天井が露出した掘込構造である。既設弁室は下部配水池の北側に設けられて周囲は開削され、切土面の下段はコンクリート擁壁、中段および上段は練石積で土留めされている。下部配水池の東側には上部配水池が、また南側には浄水ユニットがそれぞれ近接している。新設配水池を近くに移設する場合には、周辺は傾斜地であり整形を行うには大規模な工事を必要とするほか、濾過池および薬液注入設備との接続が困難になる。従って、浄水場の敷地内には現在の下部配水池位置以外に改修配水池の建設に適する場所はなく、老朽化した下部配水池を取り壊し現位置に下部配水池を建設する計画とする。

# (2) 下部配水池の基礎地盤

山側の上部配水池沿いには片麻岩の露頭があり、岩質は硬質であるが水平に剥離しやすい。既設の下部配水池は旧地盤から掘り下げられた岩および礫質土の基礎上にあり、既設底版コンクリートからは地盤沈下の状況は見られない。現況の下部配水池の基礎地盤であれば改修配水池の基礎としても十分である。

## (3) 施工条件

下部配水池の東側(山側、A-A:図 3-2.18 参照)には上部配水池から連続する法面があり、南側は浄水施設(B-B:図 3-2.18 参照)が接近しているため、既存の下部配水池の取り壊しに伴い掘削面の土留めが必要となる。配水池の変状調査から判断すると、水平方向の荷重を支えていた天井頂版を撤去した場合、側壁のみでは荷重に対する強度は不十分であると考えられ、背面からの土圧を支える仮設備が必要となる。既設配水池の側壁を受圧版として現況のまま残し地山にアンカーを設置して水平土圧に対抗させ、また側壁基部での支点を考慮して配水池底版も合わせて残すこととする。すなわち、新設配水池は山側および浄水装置側の既設配水池の側壁内側および既設配水池底版の上に設けるものとする。これは既設コンクリートの取壊しおよび産業廃棄物の減量の点からも有利である。

## (4) 下部配水池の形状・構造・規模

## ① 下部配水池の形状・構造

本計画は改修事業であることから下部配水池の有効容量は現況と同じく 500 m³とする。これはベモス浄水場の計画一日最大給水量の 6 時間分に相当する。既設下部配水池が長方形であり同位置に建設すること、また構造物の規模から円形配水池と比較して施工性が良いことから、新設配水池は鉄筋コンクリート・ボックス構造の長方形とし、既設と同様に掘込式とする。新設配水池内部は清掃や点検を容易にするために既設と同じく中央に隔壁を設けて 2 等分し、各室の内部には偏流や滞留が生じないように迂流壁を設ける。

#### ② 下部配水池の水位および主要部標高

下部配水池の水位および主要部標高は次のとおりとする。

・ 下部配水池の底標高 : = 既設配水池底標高+ 新設均しコンクリート厚+ 新設底版厚

= EL. 85.45m + 0.05m + 0.35m

= EL. 85.85m

下部配水池の最低水位: = 新設配水池底標高 + 余裕高 0.15m<sup>(1)</sup>

= EL. 85.85m + 0.15m

= L.W.L. 86.00m

下部配水池の流出管 : = 新設配水池最低水位 - 流出管の管径の2倍<sup>(1)</sup>

管中心高 = L.W.L. 86.00m -  $2 \times 0.25$ m

= EL. 85.50m

下部配水池の天端標高: = 既設濾過池流出管中心高 - 曲管寸法 - 余裕高

= L.W.L. 90.025m - 0.5m - 0.325m

= EL. 89.20m

・ 下部配水池の最高水位: = 新設配水池天端標高 - 頂版厚 - 余裕高 0.30m<sup>(1)</sup>

= EL. 89.20m - 0.20m - 0.30m

= H.W.L. 88.70m

(1):水道施設設計指針

# ③ 下部配水池の規模

既設配水池の規模(内壁を含む内寸法)は、長 約 14.3m×幅 約 13.3m×高 約 2.9m である。 浄水施設とバルブ室に囲まれた南北方向(流れの方向)の長さは、既設配水地の長さ(外寸法 13.76m ~14.06m) 内に新設配水池の長さが収まるように計画する。東西方向の幅は新設下部配水池の有 効容量が 500m³を確保できるように計画する。なお、新設配水池の高さは上記の水位および主要 部標高より計画する。従って、下部配水池の規模は次のとおりとなる。

・ 下部配水池の内側長:= 既設外側長-既設外壁厚-スペース-新設外壁厚

 $= 13.76 \text{m} - 0.26 \text{m} - 0.25 \text{m} - 2 \times 0.35 \text{m}$ 

= 12.55m

・ 下部配水池の有効長: = 新設配水池内側長-迂流壁

 $= 12.55 \text{m} - 3 \times 0.25 \text{m} = 11.80 \text{m}$ 

 $=4\times2.95$ m

・ 下部配水池の内側高: = 新設配水池頂版下端標高 - 新設配水池底標高

= (EL. 89.20m - 0.20m) - EL. 85.85m

= 3.15m

• 下部配水池有効水深: = 新設配水池最高水位 - 新設配水池最低水位

= H.W.L. 88.70m - L.W.L. 86.00m

= 2.70 m

下部配水池の有効幅:=(有効容量 + 迂流壁部容量)÷(内側長×有効水深)

=  $(500\text{m}^3 + 5.20\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.70\text{m} \times 6$  枚) ÷  $(12.55\text{m} \times 2.70\text{m})$ 

= 15.38m = 15.60m

 $=2\times7.80$ m

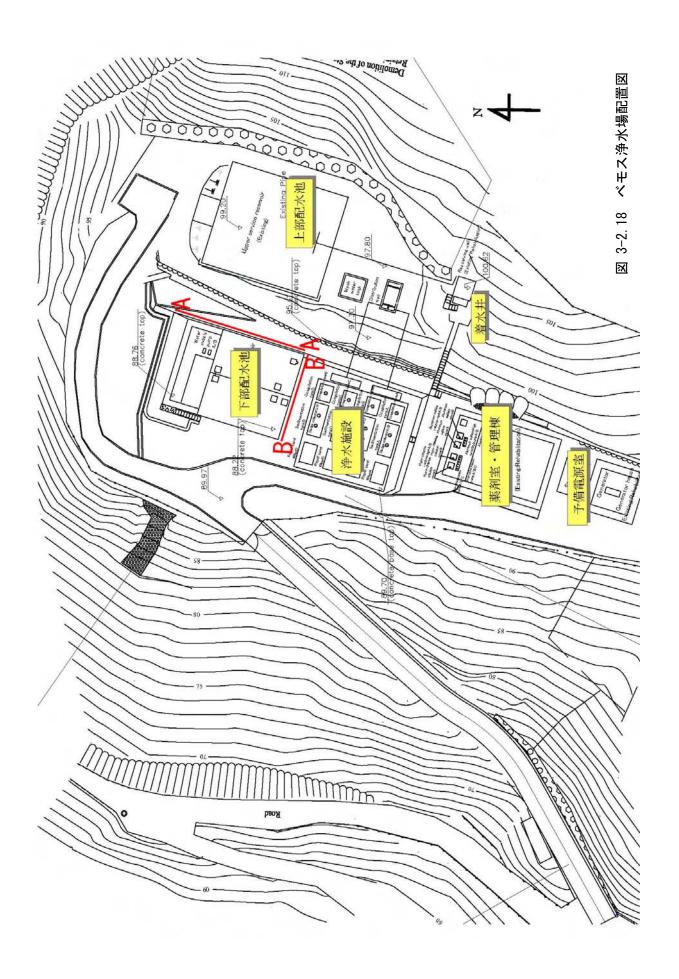
・ 下部配水池の内側幅:= 下部配水池の有効幅 + 隔壁厚

= 15.60m + 0.25m

 $= 15.85 \mathrm{m}$ 

表 3-2.38 計画下部配水池の諸元

構造物の寸法 (外寸法)	配水池水位	地盤状況	インフラ整備状況
幅 15.85m	H.W.L.: +88.7m	山側は片麻岩が路頭しており、比較的良	電気・水道は整備
長 12.55m	L.W.L.: +86.0m	好な基礎上に設置されている。現況配水	されている。
高 3.15m	有効水深: 2.70m	池の基礎底版コンクリートは撤去せず	道路は一部を除き
(長方形)	有効容量: 500 m³	に、計画配水池の基礎として使用する。	舗装されている。



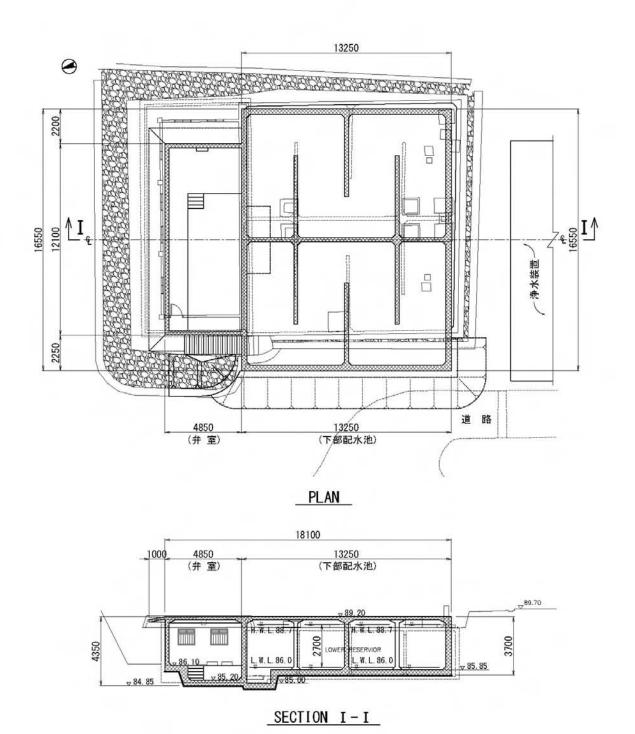
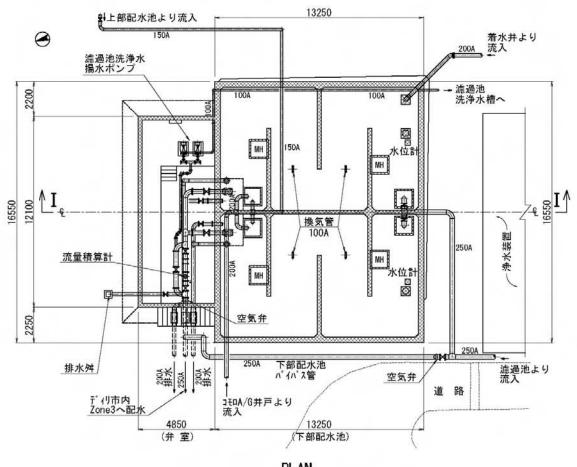
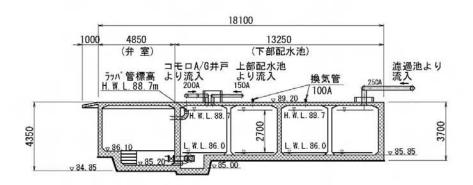


図 3-2.19 下部配水池 基本計画図

0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0m



# PLAN



SECTION I - I

図 3-2.20 下部配水池 配管計画図

0 1.0 2.0 1.0 4.0 5.0a

# ④ 材料、工法

下部配水池の材料および工法は下表のとおりとする。

モルタル防水

既設現況工法 採用予定工法 採用理由 Τ. 種 配水池矩形水槽工事 直接基礎 直接基礎 既設現況工法を採用 基礎 外壁躯体 鉄筋コンクリート工法 鉄筋コンクリート工法 一般十木構造物に適用 コンクリート打ち放し 外壁仕上 ペイント途装(一部) 一般十木構造物に適用 内壁仕上げ 防水モルタル 防水塗装(エポキシ) 日本水道協会指針に準拠 鉄筋コンクリート工法 天井 鉄筋コンクリート工法 一般土木構造物に適用 天井仕上げ モルタル防水 アスファルト防水 現地一般工法を採用 配水池弁室 基礎 直接基礎 直接基礎 既設現況工法を採用 外壁躯体 鉄筋コンクリート工法 鉄筋コンクリート工法 一般土木構造物に適用 外壁仕上げ ペイント塗装 (一部) コンクリート打ち放し 一般土木構造物に適用 内壁仕上げ 防水モルタル コンクリート打ち放し 一般土木構造物に適用 鉄筋コンクリート工法 鉄筋コンクリート工法 天井 一般土木構造物に適用

アスファルト防水

現地一般工法を採用

表 3-2.39 下部配水池の材料および工法

## 3-2-2-9-4 配管系統と運用

## (1) 配管系統

天井仕上げ

下部配水池の付属設備のうち、2007年に竣工した浄水ユニットとともに設置された流入管・塩素注入管・水位計・流量積算計・濾過池洗浄水揚水ポンプおよびそれぞれの配管・配線は配水池工事中に一時撤去し、保管後再設置する。そのほかの既設管と弁類には錆や開閉障害が生じているため更新の対象とする。改修後の弁室内には現況と同様に、流出管・越流管・排水管を配置する。また、将来の補修や事故に備えて、濾過池出口と弁室出口を繋ぐ下部配水池メンテナンス用のバイパス管を設ける。バイパス管には仕切弁と空気弁を設置する。配水池の付帯設備としては、内部の清掃や点検のために配水池の流入側と流出側の天井頂版に人孔を設け配水池内部にステップを設置するほか、配水池の天井頂版に換気管を設置する。

衣 3-2.40 下前間	これ心の配合が初	(例-19の記号は図 3-2.21 の官を小り)
系統・設備	管径	数量・形状・取扱
流入管		
濾過池からの流入管 A	GSP $\phi$ 250mm	1本(2室に分割、既設利用)
上部配水池からの流入管 ®	GSP $\phi$ 150mm	1本(2室に分割、更新)
コモロ A/G 井戸からのバックアップ ©	GSP $\phi$ 200mm	1本(2室に分割、更新)
浄水ユニットのバイパス管 D	GSP $\phi$ 200mm	1本(B室(東側)に流入、更新)
流出管 ®	GSP φ 250mm	2本(先端にスクリーン設置、更新)
越流管	GSP $\phi$ 200mm	2本(先端にラッパ管、更新)
排水管	GSP $\phi$ 200mm	2本(更新)
下部配水池のバイパス管 ①	GSP $\phi$ 250mm	1本(新設)
塩素注入管	PVC φ 16mm	2本(既設利用)
水位計(支持柱・発信機とも)		2式(投込式、既設利用)
流量計	φ 250mm	1式(軸流式、既設利用)
濾過池洗浄水揚水ポンプ (配電盤とも)		2式(片吸込渦巻ポンプ、既設利用)
換気管	GSP φ 100m	4 箇所(更新)
人孔	1.0m×1.0m	4 箇所(更新)

表 3-2.40 下部配水池の配管系統 (風-彫の記号は図 3-2.21 の管を示す)

#### ベモス導水管より分水して流入

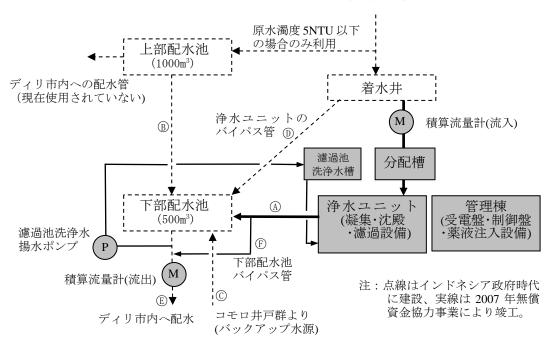


図 3-2.21 ベモス浄水場の配管系統図

## (2) 下部配水池の運転操作方法

下部配水池への流入は、現況と同様に濾過池出口からの配管により下部配水池2室に振り分け逆流を防ぐ落とし込み形式とする。そのほかに上部配水池からの流入、コモロ A/G 井戸からのバックアップ、着水井からの浄水ユニットバイパス管の流入配管を現況と同じように配置し、それぞれの用途に合わせて仕切弁を操作する。またベモス導水管から流入する原水の濁度が5NTU以下の場合には上部配水池を併用する。下部配水池の定期的な清掃・保守点検時には1室を交互に使用し、全面的な補修の際には下部配水池バイパス管を経由して市内へ配水するものとする。

( O O B B 5 1 S E E E E E E E E E E E E E E E E E E			
条件	下部配水池へ接続する配管系統の操作		
通常時	濾過池からの流入 ④		
原水の濁度が 5NTU 以下の場合	上部配水池および濾過池からの流入 (A,B)		
高濁度時(500NTU を目安とする)	浄水場の取水停止に伴い配水池への流入停止		
浄水ユニットの清掃・保守点検	上部配水池または浄水ユニットバイパス管からの流入 B/D		
下部配水池 1 室の清掃・管理作業	濾過池から下部配水池1室への流入 ®		
下部配水池2室の定期点検・補修	濾過池から下部配水池バイパス管を通じて市内へ配水 ®		

表 3-2.41 下部配水池の運転操作方法 (係)-⑤の記号は図 3-2.21 の管を示す)

場内排水については、弁室周囲を現況と同じく掘込構造とすることから降雨により弁室内が浸水しないように排水溝と排水枡を設ける。弁室周囲の排水は下部配水池の排水管に仕切弁を介して接続する。この仕切弁は弁室周囲の排水のために常時「開」として雨水を排水する。下部配水

池の水を排水する時のみ排水枡から溢水しないように「閉」とする。この操作は下部配水池の排水弁の開閉操作時に同じ弁室内において同一操作員が連動して行うものであり現行の維持管理レベルで可能な作業である。