

3-2 協力対象事業の基本設計

3-2-1 設計方針

3-2-1-1 基本方針

本プロジェクトでは「対象地域の水稲灌漑面積が増加する」をその上位目標とし、これに資するために、「マリアナ I 灌漑地区の農業用水の分配が安定的に行われる」をプロジェクト目標としている。これら目標を達成すべく、以下を協力対象事業実施の基本方針とする。

基本方針-1： 既存施設の復旧を主眼に改修計画の策定を行う。

基本方針-2： MAFF が作成した「灌漑施設の維持管理に係る政策（案）」によれば、「施設を改修する灌漑事業に対して、WUA の設立を義務付け、設立後 11 年目で全面移管する」政策を打ち出されている。MAFF は、これを遵守し本改修事業に合わせてマリアナ I 灌漑地区にも WUA を設立する意向であることから、WUA の経済的な維持管理が可能となる施設内容・規模とする。

基本方針-3： 1972 年ポルトガル時代に建設された固定堰において、インドネシア統治時代の 1986 年に嵩上げられた 0.7m 部分が、1992 年の洪水により流失している。このため水源であるプロボ川から十分な取水が出来ない状況にあることから、同流失部分を復旧する。

基本方針-4： 上記流失部が復旧されることにより、農業用水が効率的に取水され、灌漑可能面積の拡大が可能となることから、取水した農業用水を灌漑地区末端まで、安定的に配分し、WUA が計画および実施する作付が可能となる施設とする。

3-2-1-2 自然条件に対する方針

以下を自然条件に対する方針とする。

方針-1： プロボ川の渇水時および洪水時の流出状況について、世銀 F/S レポートの解析結果と受益者からの聞き取り調査結果が整合していることから、施設規模の基礎条件となる降雨量および河川流量データについては、同解析結果を採用する。

方針-2： WUA の経済的な維持管理が可能となるよう、河川水に含まれる有害土砂の幹線水路内への流入量を軽減する施設内容とする。

方針-3： 雨期に降雨が集中することから、雨期（11～4 月）と乾期（5～10 月）の降雨パターンを考慮した施工計画を策定する。

3-2-1-3 社会経済条件に対する方針

以下を社会経済条件に対する方針とする。

方針-1： 既設灌漑水路は、灌漑用水の他、洗濯・水浴びなどの生活用水にも使用されており、これに配慮した水路改修計画、施工計画とする。

方針-2： 本対象地区では灌漑施設の両側まで農地として使用されている場所が多くあるため、農作物補償を伴う用地取得を最小にする計画とする。

方針-3： 字の読めないゲート操作人やグループリーダーがいることも想定し、各種マニュアルに図解を多く掲載し、操作、維持管理方法の簡便さに心がける。

方針-4： 若年層に対する雇用機会に限りがあり、都市部では失業者が増加している一方で、技術熟練工のほとんどがフィリピン人、中国人、インドネシア人で占められていること、また、地方ではコミュニティーの縄張り意識が強く、建設現場周辺のコミュニティーからローテーションで作業員を調達することが土地の慣習になっていることを勘案した雇用方法に配慮する。

3-2-1-4 営農・灌漑条件に対する方針

以下を営農・灌漑計画に対する方針とする。

方針-1： 事業対象地区が農産物の流通条件に恵まれていること、マリアナ I 受益者の灌漑作付面積の拡大意思を有することから、プロジェクトの上位目標である「対象地域の水稻灌漑面積が増加する」に資することとする。

方針-2： 対象地区内で代かき時期を分散することにより、ピーク用水量を減じ、プロボ川の最大流量が生起する 2 月にピークを合わせた作付パターンを計画する。

方針-3： 5 年確率渇水量を効果的に取水し、現状の営農パターンを考慮しつつ、月別のプロボ川流量および有効雨量に配慮した作付パターンを計画する。

方針-4： 現状の作付体系および世銀 F/S レポートで提案されている作付パターンの妥当性を検証し、水源（プロボ川）の取水可能量と降雨パターン（有効雨量）と合わせて、用水計画にかかる諸元を決定する。

上記内容を方針とする背景は、以下のとおりである。

(1) コメの販売・流通状況（方針-1）

モミの販売形態について、表 3-4 のベースライン調査結果によれば、モミの自家消費率 60%以外の 40%程度は販売されている。流通方法としては、マリアナ町にある市場に農民自ら搬出し、販売している他、ボボナロ県農業サービスセンター（Agriculture Service Center：ASC）がその買付け（8%）を行っている。

表 3-4 マリアナ I 地区のモミの販売量（34 農家からの有効回答の合計）

消費・販売形態	34 農家の合計	割合
1.自家消費量	52,710 kg	60%
2.販売量		
1)マリアナ市場への搬出量	28,650 kg	33%
2)ASC への販売量	6,450 kg	7%
3)仲買人への販売量	250 kg	-
販売量小計	35,350 kg	40%
合計	88,060 kg	100%

出典：ベースライン調査結果

加えて、①マリアナ市場には、ボボナロ県内の他の郡（Sub-district）や首都ディリ、エルメラ県（西部）、バウカウ県（東部）などのボボナロ県外から買付け業者が訪れること、②インドネシアから種籾や肥料が直接入ってくるためコメの生産価格が比較的安いこと、などのマリアナ I 地区の有利な流通条件から将来水稲灌漑作付を促進することが可能であると判断される。

また、BD 現地調査時にワークショップを開催（2005 年 3 月 17 日）し、受益者に対して乾期における作付面積の拡大に関して、「マリアナ I 灌漑施設が改修され、乾期に十分な取水が可能となった場合、何 ha 作付けしますか?」というアンケート（有効回答数 137 農家）を行った。結果は表 3-5 のとおりである。

表 3-5 改修後の作付意思に関するアンケート結果

	1 ha 以下	1 ha 以上	コメントなし	計
昨年度まで	62%	26%	12%	100%
改修後の作付意志	39%	54%	7%	100%

現状では 1ha 以上作付けしていた受益者が 26%に過ぎなかったのに対して、改修後は 54%の受益者が「1 ha 以上作付する」と回答している。作物の種類を特定していないが、これは水さえあれば灌漑面積を増加するという意思確認ができたと判断される。

(2) 計画作付パターン（方針-2 および方針-3）

本基本設計では、灌漑水稲面積の拡大を考慮し、対象受益面積 1,050 ha の内、上流（30%）、中流（30%）、下流（40%）で代かき時期を分散することにより、ピーク時の用水量を最小限に押さえ、水稲作付面積が最大となる作付パターンを提案する。また、2月に発生するプロボ川の最大流量に合わせて作付パターンを計画すれば、図 3-3 のとおりとなる。

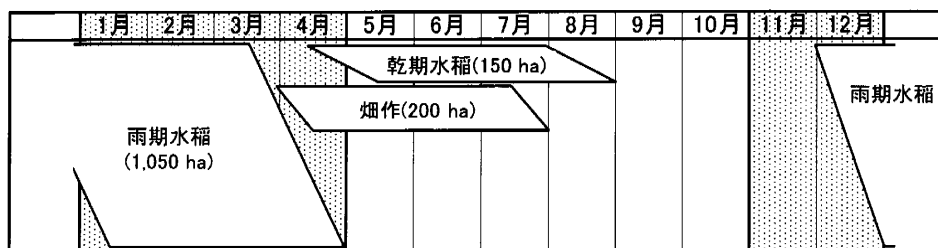


図 3-3 本 B/D 提案による計画作付パターン

上記、作付パターンで用水量を算定した結果、表 3-6 のとおりとなる（詳細計算結果は、「資料 8-7：用水計画」参照）。なお、最大計画取水量の合計は、プロボ川 5 年確率渇水量に相当する。

表 3-6 最大計画取水量とプロボ川 3 年確率および 5 年確率渇水量との比較

	雨期クティカル時の 必要水量(2 月前期) 水稲：1,050ha 畑作： 0ha	乾期クティカル時の 必要水量(7 月前期) 水稲：150ha 畑作：200ha
1)水稲の必要取水量	1.35 m ³ /sec	0.33 m ³ /sec
2)畑作の必要取水量	—	0.11m ³ /sec
3)水道施設の取水量	0.015 m ³ /sec	0.015 m ³ /sec
最大計画取水量合計	1.37 m³/sec	0.46 m³/sec
(参考)		
プロボ川渇水量 (3 年確率)	1.67 m ³ /sec	0.49 m ³ /sec
プロボ川渇水量 (5 年確率)	1.37 m ³ /sec	0.46 m ³ /sec

(3) 用水計画にかかる諸元 (方針-4)

世銀 F/S レポートによれば、FAO が発行している灌漑排水技術書 (FAO: Irrigation and Drainage Paper) 「作物用水量の計算 (Crop Water Requirements)」を基準に計画用水量の算定を行っている。世銀 F/S レポートの妥当性を FAO の技術書を元に検証し、今回の現地調査の結果を踏まえ、用水計算にかかる各諸元を表 3-7 のとおりとした。

表 3-7 用水計算にかかる各諸元比較

諸元項目	世銀 F/S レポート	現状の検証	今回調査結果によるの採用値
①作物係数(kc)	1) 水稲(HYV) : 1.05, 1.10, 0.95 2) 畑作 : 0.4, 0.54, 0.96, 0.98, 0.82, 0.35	同左	同左
②日作物蒸発散量(ET ₀)	パン蒸発法による月別実測	同左	同左
③日浸透量 (水稲)	2.5mm	上中流 : 3.0mm 下流 : 5.0mm	同左
④日減水深 (水稲) : 上記①、②、③の合計値	最大 : 6.4mm	最大 : 7.5 mm	同左
⑤代かき用水量 (湛水深 : 50mm 含む)	1) 代かき期間 : 1 箇月 2) 用水量 雨期水稲 : 300mm、 乾期水稲 : 250mm	同左 : 但し計算 方法を見直す	同左
⑥中干し後用水量 (水稲)	田植後 50mm/15 日	同左 : 但し計算 方法を見直す	同左
⑦有効雨量(1953~74 年)	5 年確率(80%以上の平均雨量)の 80%	同左	同左
⑧灌漑効率 : Ep=EfxEc	58% (水稲、畑作の区別なし)	1)水稲 : 41.6% 2)畑作 : 36.4%	1)水稲 : 54.4% 2)畑作 : 47.6%
a)適用効率 : Ea	記述なし	1)水稲 : 80% 2)畑作 : 70%	1)水稲 : 80% 2)畑作 : 70%
b)水路効率 : Eb	記述なし	80%	80%
c)圃場・水路効率 : (3 次水路起点) Ef=EaxEb	80% (水稲、畑作の区別なし)	1)水稲 : 64% 2)畑作 : 56%	1)水稲 : 64% 2)畑作 : 56%
d)搬送効率(改修後) : Ec	72.5%	65%	85%

① 作物係数 (kc)

作物係数 (kc) は、作物の日消費水量を算定する際に使用される。各作物の生長に合わせて決まる係数であり、世銀 F/S レポートでは表 3-8 を採用している。

表 3-8 世銀 F/S レポートが採用している作物係数 (kc)

発育段階	初期発育		発育		中期発育		終期発育	
水稲(HYV) : 3.5 箇月	1.05	1.05	1.10	1.10	0.95	0.95	0.0	—
畑作(メイズ、豆類、野菜) : 4 箇月	0.40	0.54	0.96	0.96	0.98	0.82	0.35	0.0

FAO 技術書を確認した結果、水稲の作物係数については合致するため、本計画に同値を採用する。また、畑作については作物種によって異なる数値を示すが、水稲にかかる用水量が用水計算の大部分を占めることから、計算の便宜上世銀レポートと同様、統一値を採用する。

② 日作物蒸発散量 (ETcrop)

蒸発散量は当地の気温、湿度、日射、風向などに影響される値である。世銀 F/S 調査時にパン蒸発法で実測されている表 3-9 の値を採用する。

表 3-9 マリアナ I 地区の月別蒸発散量 (ET₀)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
蒸発散量 (ET ₀) (mm)	1.4	1.2	1.3	1.8	2.2	2.9	4.1	4.2	3.9	3.7	2.4	1.5

なお、日作物蒸発散量 (ETcrop) は以下の式で算出される。

$$ET_{crop} = kc \times ET_0$$

ここに、 ETcrop : 日作物蒸発散量 (mm)

kc : 作物係数

ET₀ : 日蒸発散量 (mm)

③ 日浸透量 (水稲)

日浸透量は土壌タイプにより算定するが、世銀 F/S レポートではマリアナ I 地区の土壌タイプから 2 ~ 3 mm/日であるとしている。また、今回の現地調査で行った日減水観測結果は表 3-10 のとおりであり、日浸透量は最大 2.29mm であり、世銀の採用値がほぼ正しいことが裏付けられた。

表 3-10 日浸透量および日減水深観測結果

日付	リタバウ水路上流部 (分水地点より下流 0.2km) (mm)		リタバウ水路中流部 (分水地点より下流 1.0km) (mm)		ラマスコラ水路中流部 (分水地点より下流 1.5km) (mm)	
	日浸透量	日減水深	日浸透量	日減水深	日浸透量	日減水深
3月18日	0.76	0.76	—	—	—	—
3月19日	—	—	1.94	2.31	—	—
3月20日	1.39	2.55	2.24	2.25	0.45	0.46
3月21日	1.73	2.44	—	—	—	—
3月22日	1.33	1.85	2.29	2.99	—	—
3月23日	—	—	—	—	1.17	1.33
3月24日	—	—	—	—	—	—
最大	1.73	2.55	2.29	2.99	0.45	0.46

注) — は未観測口または信頼できる結果が得られなかった。

従って、日浸透量 3.0mm/日を採用する。一方でマリアナ I 地区末端部については、1)今回観測結果

が得られなかったこと、および 2)乾期に灌漑されておらず、耕盤が未発達であること、を考慮して、地区下流部：5.0mm/日を見込むものとする。

④ 日減水深（水稲）

日減水深は、上述の日作物蒸発散量と日浸透量の和で表され、以下の式で算出する。

$$\text{日減水深(mm/日)} = \text{日作物蒸発散量(ETcrop)} + \text{日浸透量}$$

「資料 8-7 用水計算」のとおり、本 B/D 現地調査における日浸透量の観測、および日作物上発散量の計算の結果から、最大 7.5 mm（7 月前期）と算出されたことから、7.5 mm を見込むものとする。

⑤ 代かき用水量

世銀 F/S レポートによれば、代かき用水量を 1)雨期作の開始時：300 mm/日、2)乾期作の開始時：250 mm/日を各々見込んでいる。乾期作の代かき用水を少なく見込んでいるのは、雨期作収穫後直ぐの代かきとなることを考慮したと考えられる。

(a) 世銀 F/S レポートでの計算方法

1) 雨期作：300 mm / 30 日 = 10.0 mm

2) 乾期作：250mm / 30 日 = 8.3 mm

(b) 本基本設計（BD）での計算方法

ある一定の区画数を有する水田の代かきを行う場合、ピークの必要水量を減ずる目的から分割し、代かきを行う。代かきを終えた水田は、翌日から田植えを行い、N 日間で全区画の代かきを終了するとすれば、第 n 日目の日平均純代かき用水量は以下のとおり算定される。

$$S_n = [D+d \times (N-1)] / N$$

ここに、 S_n ：日平均純代かき用水量（mm/日）

D ：代かき用水量（雨期作 300 mm、乾期作 250 mm）

d ：日減水深（最大値 7.5mm で計算）

N ：代かき日数（30 日）

1) 雨期作(max)： $S_n = [300+7.5 \times (30-1)] / 30 = 17.3 \text{ mm/日}$

2) 乾期作(max)： $S_n = [250+7.5 \times (30-1)] / 30 = 15.6 \text{ mm/日}$

⑥ 中干し後用水量

(a) 世銀 F/S レポートでの計算方法

$$50 \text{ mm} / 15 \text{ 日} = 3.3 \text{ mm}$$

(b) 本 B/D での計算方法

代かき用水同様、日平均純中干し用水量は以下のとおり算定される。

$$W_n = [W + d \times (N - 1)] / N$$

ここに、 W_n : 日平均純中干し用水量 (mm/日)
 D : 中干し用水量 (50 mm)
 d : 日減水深 (最大値 7.5 mm で計算)
 N : 中干し日数 (15 日)

$$W_n = [50 + 7.5 \times (15 - 1)] / 15 = 10.3 \text{ mm/日}$$

⑦ 灌漑効率

FAO 技術書によれば、表 3-11 の 3 段階に分けて考慮している。また、本 BD での採用値と世銀 F/S 適用値の比較を示す。

表 3-11 灌漑効率の比較

効 率	FAO 技術書の説明	本 BD 調査での考え方	世銀 F/S 適用値	本 BD 採用値 (水稲作)
1) 適用効率 (Ea)	作物に直接灌漑しうる水量と圃場取水口に流入する水量の割合	圃場内の損失ロス	—	0.80
2) 水路効率 (Eb)	圃場取水口に流入する水量と圃地区の取水口に流入する水量の割合	3 次水路を含むそれ以降の水路搬送ロス	—	0.80
3) 搬送効率 (Ec)	圃場区の取水口に流入する水量と、水源の取水工からの放流する水量の割合	幹線水路および 2 次水路の搬送ロス	0.725	0.85
4) 圃場効率 (Ef)	①適用効率(Ea) x ②水路効率(Eb)	圃場内の損失ロスおよび 3 次水路以降のロス	0.80	0.64
5) 灌漑効率 (Ep)	③搬送効率(Ec) x ④圃場効率(Ef) すなわち $E_p = E_a \times E_b \times E_c$	全体の灌漑効率	0.58	0.544

(4) 計画作付パターンと用水計画の検証結果

上述した用水計算にかかる諸元より、①現況の作付けパターン、②世銀 F/S レポートによる提案パターンおよび③本 B/D での提案パターンを検証すれば表 3-12 のとおりとなる (詳細は「資料 8-7: 用水計算」参照)。

表 3-12 用水計算の検証結果

	①現況作付パターン	②世銀 F/S による提案作付けパターン (世銀 F/S レポートによる)			③本 BD での提案作付パターン
		900 ha	900 ha	900 ha	
対象面積	1,050 ha	900 ha	900 ha	900 ha	1,050 ha
雨期 (1st)	1)水稲: 600 ha 2)畑作: 250 ha	1)水稲: 750 ha 2)畑作: —	1)水稲: 600 ha 2)畑作: —	1)水稲: 500 ha 2)畑作: —	1)水稲: 1,050 ha 2)畑作: —
乾期 (2nd)	1)水稲: 100 ha 2)畑作: 100 ha	1)水稲: 480 ha 2)畑作: 150 ha	1)水稲: 480 ha 2)畑作: —	1)水稲: 400 ha 2)畑作: —	1)水稲: 150 ha 2)畑作: 200 ha
乾期 (3rd)	—	畑作: 210 ha	畑作: 180 ha	畑作: 150 ha	—
水稲総面積	700 ha	1,230 ha	1,080 ha	900 ha	1,200 ha
水稲作付率	67%	137%	120%	100%	114%
最大取水量	1.33 m ³ /sec *1)	1.07 m ³ /sec	0.97 m ³ /sec	0.80 m ³ /sec	1.37 m ³ /sec
対象確率年	(3 年確率に相当)	2 年確率	3 年確率	5 年確率	5 年確率

注 1): 実際の取水量は 1.0 m³/sec 以下と推定される。

3-2-1-5 取水施設の改修に対する方針

3-2-1-5-1 固定堰の改修方法

固定堰の現状からその改修方針を下表 3-13 のとおりとする。

表 3-13 既設固定堰の現状と方針

工 種	改修方針	現 状
1. 既設固定堰本体 (1972年ポルトガル時代建設)	方針-1 「高強度コンクリート工法」により固定堰洗掘部を充填し、表面を保護する。	<ul style="list-style-type: none"> ・堤址(固定堰下流端部)に洗掘が見られるものの、所定のコンクリート強度(圧縮強度が 32.4 N/mm²と普通コンクリート圧縮強度: 21 N/mm²の約 1.5 倍)を有している。 ・表面に損傷は少なく、摩耗が見られる程度である。
2. 既設嵩上げ部 (1986年インドネシア時代に嵩上げ)	方針-2 残存コンクリートを撤去し、「高強度コンクリート工法」により、必要取水量、取水位に見合った嵩上げを行う。	<ul style="list-style-type: none"> ・嵩上げコンクリート中央部の約 10m 区間は洪水により、流失してしまっている。 ・残存嵩上げ部コンクリート強度が低い(圧縮強度が 18.5 N/mm²と普通コンクリート圧縮強度: 21 N/mm²の約 0.8 倍)。 ・既設固定堰本体との接着性が低い。
3. 下流エプロン (1972年ポルトガル時代設置と推定)	方針-3 下流河床洗掘およびパイピングを防止するために、必要な下流エプロン長および浸透路長を確保する下流エプロンを設置する。	<ul style="list-style-type: none"> ・堰下流約 30m~50m 区間に下流エプロン・コンクリートの残骸があり、下流エプロンが存在したことが推定できる。 ・現在、建設当時の所定の位置には残存も見られず、河川下流中央部の約 15m 区間は、最深部で深さ約 3m、上下流方向約 15m が洗掘されて、落水脈の水クッションとなっている。
4. 下流護床工	方針-4 同下流エプロンに追加して護床工を設置する。	<ul style="list-style-type: none"> ・未設置: 固定堰を越流する落下水により、下流河床が洗掘される危険がある。

なお、上記方針-1 および方針-2 にかかる詳細は、以下のとおりである。

(1) 表面保護工の選定 (方針-1)

固定堰の表面保護工として、表 3-14 のとおり耐摩耗性、耐衝撃性、施工性および経済性を比較検討した結果、「高強度コンクリート工法(通常コンクリートよりセメント量を増やし(富配合)、強度を高めたコンクリートを使用し、劣化した構造物を被覆する工法)」を採用する。世銀の F/S 調査で提案された「鉄板張工法」はアンカーの固定および温度応力対策が必要であり、コストが高い。一方、「高強度コンクリート工法」は、マリアナ I 堰の当初固定堰コンクリートのように表面保護工としての効果が期待でき、施工に特殊技術が不要でコストも安くなる(表 3-14 表面保護工法の比較検討表参照)。

(2) 嵩上げ高さ (方針-2)

取水堰の天端標高は以下のとおり算定され、EL. 254.40m となり、要請書のとおり 0.70m の嵩上げが必要となる。

$$\begin{aligned}
 \text{固定堰の天端標高} &= \text{幹線水路必要水位} + \text{沈砂池損失水頭} + \text{取水工損失水頭} + \text{余裕高} \\
 &= \text{WL. } 253.95\text{m} + 0.13\text{m} + 0.22\text{m} + 0.10\text{m} \\
 &= \text{EL. } 254.40\text{m}
 \end{aligned}$$

表 3-14 表面保護工法の比較検討表

工法項目	石張工法	鉄板張工法	弾性板張工法	真空コンクリート工法	高強度コンクリート工法
概要	従来からの切石張、間知石張、野面石張等が用いられる。下地コンクリートに埋め込んで施工される。	鋼板を下地コンクリートにアンカー固定して周囲を溶接固定する工法である。温度応力のため鋼板が離れたり、また玉石、転石の衝撃のため波状となり、局部的に摩耗される。	ポリアクリル系の弾性板を下地コンクリートにアンカーで固定する工法である。コンクリートとの接合にアンカーを用いるため、アンカーの破壊により保護材の欠損が生じることがある。	コンクリート打設後直ちに真空処理により、コンクリート中の水分を吸い出し、強度を高める工法である。一般に強度および対摩耗性は 20～30%程度増大する。	水セメント比を小さくした富配合コンクリートで、使用セメント量が増大する。細骨材を小さくすることによって更に効果がある。
耐摩耗性	良質の石材および下地コンクリートの埋め込みが十分な場合、耐摩耗性が優れている。◎	アンカーの固定および温度応力対策が適切になされた場合には、対摩耗性が優れている。◎	アンカーの固定が適切になされた場合には、対摩耗性が優れている。◎	強度が高まるため、対摩耗性も優れている。○	普通コンクリート($F_c=21\text{N/mm}^2$)に比べ強度が強いほど耐摩耗性は向上する。◎
耐衝撃性	良質の石材および下地コンクリートの埋め込みが十分な場合、耐衝撃性が優れている。◎	アンカーの固定および温度応力対策が適切になされた場合には、対衝撃性が優れている。◎	アンカーの固定が適切になされた場合には、対衝撃性が優れている。◎	衝撃性は無処理コンクリートと同様であるから、耐衝撃性は劣る。△	普通コンクリート($F_c=21\text{N/mm}^2$)に比べ強度が強いほど耐衝撃性は向上する。○
施工性	熟練石工が確保し難い。石の加工に時間がかかるため、施工性は劣る。△	アンカー及び周囲の溶接が必要なので施工性は良くない。△	アンカーは弾性板に埋め込まれて製作されるため、現場溶接作業もなく、施工は容易である。◎	まだ固まらないコンクリートでの作業であるため、十分な段取りと熟練した技術を要する。施工性は劣る△	富配合のためクラックが発生する場合もあるので、打設後の養生は十分注意して行う必要がある。◎
経済性	やや高価 ○	高価 △	非常に高価 △	安価 ◎	安価 ◎
実施例	最近の実績は無し。	・蓑輪頭首工・植科頭首工 ・西岩崎頭首工・河合頭首工	・新木の又頭首工 ・犬山頭首工（部分補修）	最近の実績は無し。	・寒狭川頭首工・開盛頭首工 ・岩崎堰頭首工・六堰頭首工 ・足羽川頭首工・横江頭首工 ・石部頭首工
総合評価	表面保護工法としての効果は期待できるが、良質の石材および熟練石工の調達が困難。最近の実績は少ない。○	アンカーの固定および温度応力対策が必要であり、コストが高い。○	コストが非常に高い。△	コストは安いですが、表面保護工法としての効果が小さく、施工のために特殊技術者が必要。△	施工に際して、特殊技術が不要で、コストも安く、表面保護工法としての効果は期待できる。◎

3-2-1-5-2 土砂の堆積への対応

協力対象事業実施の基本方針-2（頁 3-7）に示す、「WUA の経済的な維持管理が可能となる施設内容・規模」に配慮し、土砂堆積への対応方針を以下のとおりとする。

- 方針-1： プロボ川のみオ筋（河動内の川筋）を安定させ、十分な取水量を確保するために土砂吐ゲートを設置する。
- 方針-2： 洪水時に流下する転石が衝突する場合に備え、土砂吐ゲートに補強を施す。
- 方針-3： 幹線水路への有害土砂の流入を最低限に抑えるため、取水口ゲートを設置するとともに、沈砂池を改修し沈砂池排砂ゲートを更新する。
- 方針-4： 開閉操作が困難となっている水路取水工を全面改修する。

上記内容を方針とする背景は、以下のとおりである。

(1) ミオ筋（河動内の川筋）維持の必要性と土砂吐タイプの選定（方針-1）

① ミオ筋維持の必要性

現在のプロボ川からの取水方法は、河川を斜めに横断するように石積導流堤を築造して、ミオ筋を取水口に誘導している。しかしながら石積導流堤（空石積）からの漏水およびミオ筋部への堆砂による通水断面不足により、現況のようなミオ筋の維持状態では河川流量が少なくなると、河川流量の約 50～70%程度の取水量に留まってしまうことになる。また、洪水により石積導流堤の一部が流失しミオ筋が土砂の堆積で埋まってしまうと、ミオ筋を取水口へ誘導できず、取水は殆ど期待できない状態である。従って、プロボ川のような河川から灌漑用水の安定した取水が可能とするためには、流入土砂を防止する土砂吐が必要となる。

② 取水口における流入土砂の防止

洪水時のプロボ川の河川水には多量の有害土砂（粒径 0.3mm 以上）が含まれており、雨期には約 0.04% および乾期には約 0.01% と推定される。従って、灌漑取水にも多量の土砂が含まれており、計画水量を取水する場合、取水口に流入する土砂は雨期 約 2,700m³ + 乾期 約 210m³ = 年間 約 2,910m³ と算定される。

土砂吐が設置されていない既設取水堰においては流入土砂の防止が行えず、灌漑用水の取水とともに多量の土砂が取水口から流入している。現況では石積導流堤の流失およびミオ筋の浚渫が土砂吐の役目を果たし、取水口に流入する土砂は多少軽減されるが、雨期 80%（約 1,520m³）および乾期 60%（約 80m³）の年間 約 1,600m³ と算定される（資料「8-8 流入土砂防止工の検討」参照）。

土砂吐を設置した取水堰では、土砂吐のゲート操作を的確に行われると流入土砂の防止ができ、灌漑用水の取水とともに取水口から流入する土砂を軽減できる。取水口に流入する土砂は、灌漑用水中の流砂量の雨期 20%（約 540m³）および乾期 7%（約 15m³）の年間 約 555m³ と算定される

③ 土砂吐タイプの選定

表 3-15 の堰形式の比較表に示すとおり、1)土砂吐を設置しないで固定堰のみ設置案、2)ゲートタイプ土砂吐および固定堰設置案、3)角落し土砂吐および固定堰設置案について、各案の総合評価の結果、「ゲートタイプ土砂吐案」を採用する。

表 3-15 堰型式の比較表

項 目	1) 土砂吐無し固定堰案	2) ゲートタイプ土砂吐案	3) 角落しタイプ土砂吐案																																																																																										
略 図	<p>堰正面図</p>	<p>堰正面図</p>	<p>堰正面図</p>																																																																																										
灌漑用水の取水	<ul style="list-style-type: none"> ・ミオ筋の人為的な維持が必要となる。 ・ミオ筋および導流堤の維持管理が不十分なため、取水量は河川流量の約70%と推定される。 ・灌漑面積：(水稲5年確率) 雨期750ha+乾期100ha =年間850ha 	<ul style="list-style-type: none"> ・ミオ筋が安定し十分な取水水深が得られるため、河川流量の全量を取水することができる。 ・灌漑面積：(水稲5年確率) 雨期1,050ha+乾期150ha =年間1,200ha 	<ul style="list-style-type: none"> ・ミオ筋の人為的な維持が必要となる。 ・ミオ筋の浚渫が不十分なため、取水可能量は河川流量の約85%と推定される。 ・灌漑面積：(水稲5年確率) 雨期900ha+乾期130ha =年間1,030ha 																																																																																										
設計洪水	<ul style="list-style-type: none"> ・設計洪水位：HWL257.00m ・既設上流護岸工天端より0.20m高くなるため、嵩上高0.8mの練石積護岸工が必要。 ・他の案に比較して護床工の長さが12m短くなる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計洪水位：HWL256.70m ・既設上流護岸工天端より0.10m低くなるが、盛土高0.5mの空石張盛土堤防が必要。 ・固定堰案に比較して護床工の長さが12m長くなる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計洪水位：HWL257.00m ・既設上流護岸工天端より0.20m高くなるため、嵩上げ高0.8mの練石積護岸工が必要。 ・固定堰案に比較して護床工の長さが12m長くなる。 																																																																																										
流入土砂	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂の流入が非常に多い。 年間1,610m³ 	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂の流入が少ない。 年間555m³ 	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂の流入が非常に多い。 年間1,700m³ 																																																																																										
施設の規模 (対比工種のみ)	<ul style="list-style-type: none"> ・固定堰嵩上：24.5m ・下流工¹⁾新設：24.5m ・下流護床工新設：370m² ・練石積護岸工嵩上：105m 	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂吐水路新設：28.5m ・土砂吐ピアー新設：3基 ・土砂吐ゲート新設：2門 ・固定堰嵩上：17.1m ・下流工¹⁾新設：17.1m ・下流護床工新設：590m² ・空石張盛土堤防：105m 	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂吐水路新設：28.5m ・土砂吐角落し新設：2門 ・固定堰嵩上：17.1m ・下流工¹⁾新設：17.1m ・下流護床工新設：590m² ・練石積護岸工嵩上：105m 																																																																																										
施設の安全性	<ul style="list-style-type: none"> ・河川内にゲートまたは角落しが設置されず、コンクリートおよび石材工事であるため、施設の安全性は高い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・洪水時の転石衝突備えて、ゲートのスプレート・主桁・ロー・ロー軸の補強工が必要。 ・洪水時のゲート全開操作が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・洪水時の転石衝突備えて、土砂吐角落しの補強工が必要。 																																																																																										
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ・複雑な構造の土砂吐が無いいため、固定堰案は施工が容易である。 	<ul style="list-style-type: none"> ・高いゲートピアーの土砂吐があるため、ゲートタイプ土砂吐案は施工が容易でない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・高いゲートピアーの土砂吐がないため、角落しタイプ土砂吐案は施工が容易である。 																																																																																										
運営・維持管理 (対比工種のみ) (年間頻度)	<ul style="list-style-type: none"> ・ミオ筋浚渫：3回 ・導流堤築造：3回 ・取水堰沈砂池排砂：26回 ・水路沈砂池排砂頻度：1回 	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂吐ゲート操作：通年 ・ミオ筋浚渫：0回 ・導流堤築造：0回 ・取水堰沈砂池排砂：5回 ・水路沈砂池排砂頻度：2回 	<ul style="list-style-type: none"> ・土砂吐角落し操作：通年 ・ミオ筋浚渫：3回 ・導流堤築造：0回 ・取水堰沈砂池排砂：27回 ・水路沈砂池排砂頻度：1回 																																																																																										
経済性 (対比工種のみ) (百万円)	<table border="0"> <tr> <td colspan="2">堰改修工事費</td> </tr> <tr> <td>・固定堰改修工事：</td> <td>52.3</td> </tr> <tr> <td>・土砂吐新設工事費：</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>・護岸工嵩上工事：</td> <td>2.9</td> </tr> <tr> <td>堰改修工事費計</td> <td>55.2</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.00)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">堰運営・維持管理費(年間)</td> </tr> <tr> <td>・取水堰ゲート操作費：</td> <td>0.64</td> </tr> <tr> <td>・ミオ筋・導流堤管理費：</td> <td>1.58</td> </tr> <tr> <td>・両沈砂池排砂費：</td> <td>0.33</td> </tr> <tr> <td>・施設補修費：</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>運営・維持管理費計</td> <td>3.55</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.45)</td> </tr> <tr> <td>工事費+総維持管理費：</td> <td>197.2</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.08)</td> </tr> </table>	堰改修工事費		・固定堰改修工事：	52.3	・土砂吐新設工事費：	0.0	・護岸工嵩上工事：	2.9	堰改修工事費計	55.2		(1.00)	堰運営・維持管理費(年間)		・取水堰ゲート操作費：	0.64	・ミオ筋・導流堤管理費：	1.58	・両沈砂池排砂費：	0.33	・施設補修費：	1.00	運営・維持管理費計	3.55		(1.45)	工事費+総維持管理費：	197.2		(1.08)	<table border="0"> <tr> <td colspan="2">堰改修工事費</td> </tr> <tr> <td>・固定堰改修工事：</td> <td>32.5</td> </tr> <tr> <td>・土砂吐新設工事費：</td> <td>51.0</td> </tr> <tr> <td>・護岸工嵩上工事：</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>堰改修工事費計</td> <td>84.3</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.53)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">堰運営・維持管理費(年間)</td> </tr> <tr> <td>・取水堰ゲート操作費：</td> <td>0.77</td> </tr> <tr> <td>・ミオ筋・導流堤管理費：</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>・両沈砂池排砂費：</td> <td>0.07</td> </tr> <tr> <td>・施設補修費：</td> <td>1.61</td> </tr> <tr> <td>運営・維持管理費計</td> <td>2.45</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.00)</td> </tr> <tr> <td>工事費+総維持管理費：</td> <td>182.3</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.00)</td> </tr> </table>	堰改修工事費		・固定堰改修工事：	32.5	・土砂吐新設工事費：	51.0	・護岸工嵩上工事：	0.8	堰改修工事費計	84.3		(1.53)	堰運営・維持管理費(年間)		・取水堰ゲート操作費：	0.77	・ミオ筋・導流堤管理費：	0.00	・両沈砂池排砂費：	0.07	・施設補修費：	1.61	運営・維持管理費計	2.45		(1.00)	工事費+総維持管理費：	182.3		(1.00)	<table border="0"> <tr> <td colspan="2">堰改修工事費</td> </tr> <tr> <td>・固定堰改修工事：</td> <td>33.2</td> </tr> <tr> <td>・土砂吐新設工事費：</td> <td>33.6</td> </tr> <tr> <td>・護岸工嵩上工事：</td> <td>2.9</td> </tr> <tr> <td>堰改修工事費計</td> <td>69.7</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.26)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">堰運営・維持管理費(年間)</td> </tr> <tr> <td>・取水堰ゲート操作費：</td> <td>0.77</td> </tr> <tr> <td>・ミオ筋・導流堤管理費：</td> <td>1.08</td> </tr> <tr> <td>・両沈砂池排砂費：</td> <td>0.35</td> </tr> <tr> <td>・施設補修費：</td> <td>1.61</td> </tr> <tr> <td>運営・維持管理費計</td> <td>3.81</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.56)</td> </tr> <tr> <td>工事費+総維持管理費：</td> <td>222.1</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(1.22)</td> </tr> </table>	堰改修工事費		・固定堰改修工事：	33.2	・土砂吐新設工事費：	33.6	・護岸工嵩上工事：	2.9	堰改修工事費計	69.7		(1.26)	堰運営・維持管理費(年間)		・取水堰ゲート操作費：	0.77	・ミオ筋・導流堤管理費：	1.08	・両沈砂池排砂費：	0.35	・施設補修費：	1.61	運営・維持管理費計	3.81		(1.56)	工事費+総維持管理費：	222.1		(1.22)
堰改修工事費																																																																																													
・固定堰改修工事：	52.3																																																																																												
・土砂吐新設工事費：	0.0																																																																																												
・護岸工嵩上工事：	2.9																																																																																												
堰改修工事費計	55.2																																																																																												
	(1.00)																																																																																												
堰運営・維持管理費(年間)																																																																																													
・取水堰ゲート操作費：	0.64																																																																																												
・ミオ筋・導流堤管理費：	1.58																																																																																												
・両沈砂池排砂費：	0.33																																																																																												
・施設補修費：	1.00																																																																																												
運営・維持管理費計	3.55																																																																																												
	(1.45)																																																																																												
工事費+総維持管理費：	197.2																																																																																												
	(1.08)																																																																																												
堰改修工事費																																																																																													
・固定堰改修工事：	32.5																																																																																												
・土砂吐新設工事費：	51.0																																																																																												
・護岸工嵩上工事：	0.8																																																																																												
堰改修工事費計	84.3																																																																																												
	(1.53)																																																																																												
堰運営・維持管理費(年間)																																																																																													
・取水堰ゲート操作費：	0.77																																																																																												
・ミオ筋・導流堤管理費：	0.00																																																																																												
・両沈砂池排砂費：	0.07																																																																																												
・施設補修費：	1.61																																																																																												
運営・維持管理費計	2.45																																																																																												
	(1.00)																																																																																												
工事費+総維持管理費：	182.3																																																																																												
	(1.00)																																																																																												
堰改修工事費																																																																																													
・固定堰改修工事：	33.2																																																																																												
・土砂吐新設工事費：	33.6																																																																																												
・護岸工嵩上工事：	2.9																																																																																												
堰改修工事費計	69.7																																																																																												
	(1.26)																																																																																												
堰運営・維持管理費(年間)																																																																																													
・取水堰ゲート操作費：	0.77																																																																																												
・ミオ筋・導流堤管理費：	1.08																																																																																												
・両沈砂池排砂費：	0.35																																																																																												
・施設補修費：	1.61																																																																																												
運営・維持管理費計	3.81																																																																																												
	(1.56)																																																																																												
工事費+総維持管理費：	222.1																																																																																												
	(1.22)																																																																																												
総合評価	○	◎	△																																																																																										

(2) 土砂吐ゲートの補強工法（方針-2）

ブロボ川は河川縦断勾配 1/50 と急流河川であり、洪水時の流速は 5.0m/sec 程度である。取水堰上流側の河岸は洗掘・崩落の生じやすい地形のため、河床部には直径 2.0m 程度の転石が点在している。

この様な急流河川に土砂吐ゲートを設置した場合、通常洪水時におけるゲート操作は、全開状態とする。万一、洪水時にゲート操作を誤りゲート全閉状態となった場合には、流下する転石が土砂吐ゲートに衝突し、ゲート扉体（スキンプレート、主桁、ローラおよびローラ軸）や戸当りに変形が生じる危険性がある。従って、流下する転石が土砂吐ゲートに衝突する場合に備えて補強を施すこととする。

(3) 幹線水路への有害土砂の流入防止（方針-3）

水路内に堆砂が生じないように、取水口から流入した粒径 0.5mm 以上の土砂は、取水堰沈砂池で取り除く必要がある。土砂吐が設置されていない既設取水堰において、多量の有害土砂が流入し取水堰沈砂池に堆積する。雨期 約 1,330m³ + 乾期 約 70m³ = 年間 約 1,400m³ と推定される。従って、取水堰沈砂池の排砂頻度は、雨期 約 24 回（5 日/回） + 乾期 約 2 回（60 日/回） = 年間 約 26 回と算定される。

土砂吐を設置した取水堰では、有害土砂が土砂吐で排砂されるため、取水堰沈砂池に堆積する土砂は、雨期 約 270m³ + 乾期 約 0m³ = 年間 約 270m³ と軽減される。従って、取水堰沈砂池の排砂頻度は、雨期 約 5（24 日/回） + 乾期 0 回 = 年間 約 5 回と算定される（資料 8-8「流入土砂防止工の検討」参照）。

(4) 取水口ゲートの設置の必要性（方針-3）

取水口ゲートは、次の理由により新設するものとする。

① 洪水の制御

洪水時には取水口における洪水深は 3.1m となり、既設取水堰のように取水口ゲートがなく常時開口状態の場合では、沈砂池および幹線水路に洪水が流入し、被害を及ぼす危険性がある。従って、洪水は取水口で制水する必要がある。

② 洪水時の流入土砂防止

既設取水堰のように取水口ゲートがなく常時開口状態の場合では、洪水の流入とともに多量の土砂が流入する危険性がある。従って、洪水時の土砂の流入は取水口で防止する必要がある。従って、取水口ゲートは「鋼製スライドゲート（4 方背面水密）」とする。

(5) 取水堰沈砂池改修の必要性（方針-3）

① 既設沈砂池の規模

既設沈砂池の規模（長さ 13m x 幅 12m x 水深 0.9m x 1 連）は次のとおりである。

(a) 沈砂池の水深

既設沈砂池の有効水深は 0.5m であり、この場合の沈砂池内の流速は約 0.3m/sec となる。対象粒径 0.5～40mm を沈降させる流速（0.4m/sec 程度）以下であることから、十分な有効水深である。しかし、既設堆砂深は平

均 0.2m であるため、堆砂容積は約 35m³ と小さい。このため、沈砂池の排砂頻度が多くなっている。堆砂深は平均 0.4m として、堆砂容積を 55m³ 程度として、排砂頻度を少なくする。従って、沈砂池底は既設底より約 0.3m 程度低くする。

(b) 沈砂池の幅および連数

既設沈砂池の幅 12.0m では流速が 0.2m/sec となることから、沈砂池の幅は 6m まで狭めることができる。一方、既設沈砂池の左岸側壁は大きな亀裂を生じており補修の必要がある。既設左岸側壁の 4.0m 前側に左岸側壁を新設し、改修後の沈砂池の幅を 8m とする。また、沈砂池は 2 連以上として、沈砂池排砂中でも取水可能な規模とするが、次の理由により本沈砂池は既設と同様に 1 連とする。

- 1) 本取水堰での上下流の落差は 5.4m と大きいことから、本沈砂池の排砂は流水のフラッシュが主体で、補助的に人力での排砂となる。既設沈砂池は 1 連であるが、排砂にかかる時間は、約 0.5 日で実施されている。従って、既設と同様の 1 連の沈砂池でも、排砂の労力および時間的に不具合はみられない。
- 2) 取水量が小さいため 2 連以上に沈砂池を分割し 1 連ずつ排砂する場合、フラッシュのための掃流力が小さく、沈砂池の排砂に時間が長くなる。
- 3) 排砂頻度の多い雨期でも約 5 回 (24 日/回) であり、通常 5% 程度の灌漑施設管理ロスは、雨期 約 2% の増加と推定される。即ち、2 連以上の沈砂池に分割した場合、灌漑用水の有効利用のメリットが小さい。
- 4) 2 連以上とすると排砂施設の平面形状から、水路取水ゲートと排砂施設の 2 階建て構造となり、水路取水工ゲートと排砂ゲートの配置が困難となる。

(c) 沈砂池の長さ

対象粒径 0.5~40mm を沈降するに必要な沈砂池の長さは、約 9m であり、既設の沈砂池の長さ 13m で十分である。

② 既設沈砂池の構造

(a) 沈砂池の本体

既設沈砂池の構造は練石積であり、所要の強度を有している。しかし、左岸側壁は背面の土圧により大きな亀裂を生じている。従って、右岸側壁は現況を利用し、左岸側壁は既設側壁の前側に新設する。また低くする底版は、既設を撤去して新設する。

(b) 沈砂池の排砂施設

既設排砂ゲートは維持管理が十分でなく扉体の腐食および巻上機の不具合が生じている。従って、排砂ゲートは新設とする。一方、排砂ゲートを新設するために、既設排砂施設の練石積を取壊し、鉄筋コンクリート構造で新設する。

(6) 水路取水工 (方針-4)

既設水路取水工のコンクリート強度は十分であるが、次の理由により全面改修とする。

- 1) 既設水路取水ゲートは、扉体等に腐食が見られる。また、開閉操作が困難であり、適切なゲート操作が不可能である。
- 2) 既設水路取水ゲートは、幅 1.0m x 扉高 1.0m であるが、ゲート通過時の流速が 2.3m/sec と非常に大きく、沈砂池から幹線水路への流入がスムーズでない。流速 1.4m/sec 程度とするため、新設水路取水ゲートは、幅 1.8m x 扉高 1.0m とする。
- 3) 精度の高い水管理を容易にするため、水路取水ゲートは人力操作の鋼製スライドゲートとする。

3-2-1-5-3 取水堰上流河道の維持方法

(1) 既設護岸擁壁の改修方針

取水堰上流の河道を維持するために、既設護岸擁壁の改修方針を表 3-16 のとおりとする。

表 3-16 護岸擁壁工の現状と方針

工種	改修方針	現状
1. 全般	方針-1 強度の小さい嵩上げ部分は、練石積の露出している目地部既設モルタルを除去し、新しいモルタルで充填する。	嵩上げ部モルタルの強度は、9.8～12.6 N/mm ² と小さく、一般の護岸コンクリート強度：18 N/mm ² に対して、約 0.5 倍の強度である。下部強度は、18.7～23.7 N/mm ² であり、所要の強度を有している。
2. 取水堰上流の護岸擁壁前面基礎部	方針-2 根固工として現場打ち十字ブロックを右岸基礎部全面に設置することにより、洗掘を防止する。	洪水時に流下する土石流により、洗掘が著しい
3. 取水堰右岸上流の護岸擁壁	方針-3 亀裂上流側の既設練石積を撤去し、全面改修する。	河道側に少し傾いており、練石部に大きな亀裂が確認できる。
4. 取水堰右岸下流の護岸擁壁	方針-4 練石積で補修する。	既設固定堰を越える落下水により、練石積が幅 5m x 高 3.5m x 奥 1.5m で洗掘されている。

(2) 護岸工の嵩上げ方針

設計洪水量（100年確率）：310 m³/sec が流下する時の堰上流設計洪水位は、HWL. 256.70m となる。護岸擁壁工の天端標高：EL. 256.80m は、堰上流設計洪水位：HWL. 256.70m より 0.10m 高いことから、護岸工嵩上げ部は、洪水による洗掘の危険性はない。従って、護岸工嵩上げ部は図 3-4 のように、盛土工法を採用し、雨水による法面の洗掘を防止するため、法面保護工が必要となる。一般に、盛土面の表面保護工は、芝工が採用されているが、乾期の 6ヶ月間は雨が期待できないことから、空石張りを採用する。

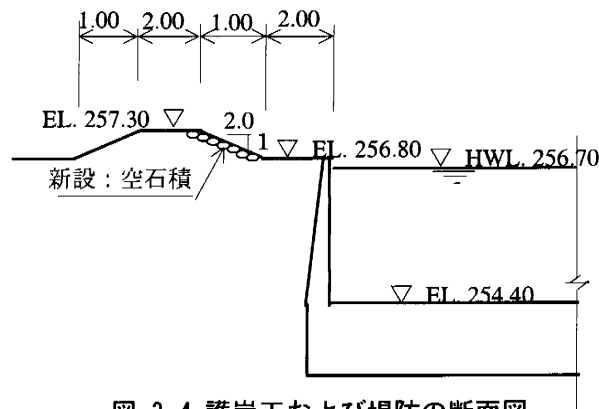


図 3-4 護岸工および堤防の断面図

3-2-1-6 水路改修延長およびライニング工法に対する方針

方針-1： 要請内容の妥当性を検証し水路のライニング延長を決定し、延長区間の工法は、練石積モルタル工法を採用する。

方針-2： 既設ライニング水路をその老朽度に応じて、練石積モルタル工法で改修する。

上記内容を方針とする背景は、以下のとおりである。

(1) 水路改修延長にかかる要請内容

要請されている幹線水路、ラマスコラおよびリタバウ 2 次水路のライニング延長および各路線区間の灌漑支配面積は表 3-17 のとおり整理される。なお、下記ラマスコラ 2 次水路の 3)、4)、およびリタバウ 2 次水路の 2)は追加要請された水路区間である。既設石積ライニング水路については、現状復旧の観点から石積の老朽度に応じて、練石積モルタル工法で改修する。また土水路区間ならびに追加要請区間については、以下「(2) 各ライニング工法による通水能力の比較」で、練石積モルタル工法によるライニングの必要性を検討する。

表 3-17 各水路の延長と灌漑支配面積

改修要請区間	現状	延長	支配面積	率	備考
1.幹線水路（全線）	既石積ライニング	1,530m	1,051 ha	100%	現状復旧
2.ラマスコラ 2 次					
1) 0～1+570	既石積ライニング	1,570m	744 ha	71%	現状復旧
2) 1+570～3+020	土水路	1,450m	425 ha	40%	要検討
3) 3+020～3+945 （追加要請-1）	土水路	925m	175 ha	16%	要検討
4) 3+945～4+650 （追加要請-2）	土水路	705m	120 ha	11%	要検討
小計		4,650m			
3.リタバウ 2 次					
1) 0～2+890	既石積ライニング	2,890m	304 ha	29%	現状復旧
2) 2+890～5+250 （追加要請）	土水路	2,360m	161 ha	15%	要検討
小計		5,250m			
合計		11,430m			

(2) 各ライニング工法による通水能力の比較

①練石積モルタルライニング、②粘土石積ライニングおよび、③土水路の各工法による通水能力を比較すれば表 3-18 のとおりとなる。練石積モルタルライニングによる通水能力を 100%とした場合の粘土石積ライニング、土水路の通水能力は、各々68%、54%に低下する。

表 3-18 各ライニング工法による通水能力比較

項目	①練石積モルタルライニング	評価	②粘土石積ライニング	評価	③土水路	評価
1.粗度係数	0.025 (石工：粗石練積)	1.0	0.030 (粘質ローム)	0.83	0.035 (全面雑草)	0.71
2.搬送効率	0.85	1.0	0.70	0.82	0.65	0.76
評価の合計		1.0		0.68		0.54

注) 各評価は練石積ライニングを 1.0 とした時の通水能力比率

これをクリティカル時（2月前期）の単位必要水量に換算すれば、各工法の単位必要水量は表 3-19 のとおり算定される。

表 3-19 各ライニング工法による単位必要用水量

練石積モルタル	粘土石積ライニング	土水路
1.29 ㎥/s/ha	1.90 ㎥/s/ha	2.39 ㎥/s/ha

従って、これを末端の必要水量で灌漑面積に換算すれば表 3-20 のとおり算定される。

表 3-20 練石積モルタル工法を他工法にすることによって減少する灌漑面積

水路	検討区間	検討区間の延長	最大支配面積	他工法採用による減少面積	
				粘土石積	土水路
1.ラマスコラ 2次	1)土水路区間以降ライニングなし	1,450m	425 ha	136 ha	195 ha
	2)追加要請-1(土水路)以降ライニングなし	925m	175 ha	56 ha	81 ha
	3)追加要請-2(土水路)以降ライニングなし	705m	120 ha	38 ha	55 ha
2.リタバウ 2次	追加要請(土水路) 以降ライニングなし	2,360m	161 ha	52 ha	74 ha

各ライニング工法を表 3-21 のとおり比較検討を行った結果、練石積モルタル工法が最も優れていることから、改修・延長する全区間で練石積モルタル工法を採用する。

表 3-21 水路ライニング工法の比較検討

項目	練石積モルタル工法	粘土練石積工法	土水路
概要	玉石の間隙をモルタルで補充しながら水路断面を整形する。	玉石の間隙を粘質土で補充しながら水路断面を整形する。	現地盤を切盛土しながら水路断面を整形する。
粗度係数	0.025(石工：粗石練積) ◎	0.030(粘質ロ-ム)：練石積モルタル工法より 10%程度水路幅が必要となる。 ○	0.035(全面雑草)：練石積モルタル工法より 20%程度水路幅が必要となる。 △
搬送効率	0.85 ◎	0.70 ○	0.65 △
許容流速	2.5 m/s(ブロック練積)： ◎	0.9 m/s(粘質ロ-ム)： ○	0.6 m/s(砂質ロ-ム)： △
施工性	現在の既存水路の工法、一般的で熟練工の確保が可能。 ○	必要な量の粘質土壌が得られるかどうか未確認。 ○	原則 3 次水路と同じであるため、農民でも建設可。 ◎
経済性	やや高価 ○	安価 ◎	安価 ◎
維持管理	壊れない限り維持管理は不要であるが、セメントが高価。 ○	粘質土壌が十分得られる場合、容易。 ○	草が生えるまでは法面の滑るが起る。頻りに雑草除去が必要。 △
総合評価	維持管理が容易であり、既存水路が同工法であることから、農民による修理は可能。 ◎	水路内水位の上下降が著しい場合、表面にひび割れを起こし漏水するため、毎年灌漑開始時にチェックが必要となるが、補修は容易。 ○	通水断面が大きくなるため水路による潰れ地が多く、搬送ロスが大きいため、必要取水量が増える。 △

以上より、練石積モルタル工法によるライニング延長、区間は表 3-22 のとおりとなる。

表 3-22 ライニング延長と工法

水路	区間/現状	練石積モルタル工法	土水路	備考
1.幹線水路	全線既ライニング	1,530m		
2.ラマスコラ2次	1)既ライニング区間	1,570m		
	2)土水路区間	1,450m		
	3)追加要請-1(土水路)	925m		
	4)追加要請-2(土水路)		705m	3次水路扱いとする
	小計	3,945m	705m	
3.リタバウ2次	1)既ライニング区間	2,890m		
	2)追加要請(土水路)	2,360m		
	小計	5,250m		
合計		10,725 m	705m	(要請合計：11,430m)

3-2-1-7 灌漑水路付帯施設の改修に対する方針

(1) 分水施設

- 方針-1： プロボ川の水源に限りられていることから、既設分水工には効率的かつ適正な水管理が可能となる人力操作の鋼製スライドゲートを設置する。
- 方針-2： 既設分水工の練石積構造物の強度が0.6倍程度とモルタル部分の劣化が進んでいること、およびスライドゲートを既設構造物に設置する必要から、全面改修とする。
- 方針-3： 既設簡易分水工は、水路側壁に径100～300mmの穴を開けたものであり、漏水が著しく、適正な水管理が望めないため、分水柵に溝を設け、角落しを設置する構造とする。

(2) 排砂施設

- 方針-1： 有害土砂（粒径0.3mm以上）の末端地区への流入を極力防ぐため、幹線水路の排砂施設で除去する。
- 方針-2： 排砂施設上流の幹線水路底の縦断勾配は1/3,500と緩く、排砂ゲートを全開しても幹線水路内の排砂が不可能であることから、同幹線水路底約70m区間の縦断勾配を1/100とする。
- 方針-3： 既設排砂施設の鉄筋コンクリートの強度が0.8倍程度と劣化が進んでいること、ゲート扉体に腐食が見られ、また、開閉操作が困難であり適切な排砂操作が不可能であるため、排砂施設は全面改修とする。

(3) 落差工

- 方針-1： 既設の練石積構造物の強度が劣る落差工については改修し、強度を満足する落差工については既設利用する。
- 方針-2： 下流部に既設水クッション部がない落差工については、全面改修する。
- 方針-3： 住宅地区にある落差工（リタバウ2次 STA.1+025）で子供の転落死亡事故が発生しているため、転落防止フェンスを設置する。

(4) その他付帯施設

- 方針-1： 既設コンクリート横断橋は、本体部分に老朽が見られないため、部分補修とする。
- 方針-2： 既設木製歩道橋（リタバウ 2次 STA.0+580）は、老朽が激しく危険な状態であるため、水路改修に合わせて鉄筋コンクリートに改修する。
- 方針-3： 既設横断排水工は、呑口部および横断部（径 1,000mm のコルゲートパイプ）は既設利用し、吐出し部は洗掘されているため、練石積でライニング補強する。
- 方針-4： 洗場は既設利用するが、目地およびモルタル仕上げのみの補修する。

3-2-1-8 水路橋練石積護岸擁壁工の改修に対する方針

(1) 右岸練石積護岸工

- 方針-1： 亀裂が生じている上流部約 8m 区間は、既設練石積を撤去して全面改修する。
- 方針-2： 被災を受けていない中流部区間は、既設利用する。
- 方針-3： 倒壊している下流部約 7m 区間は、既設練石積を撤去して全面改修する。
- 方針-4： 石積護岸工の前面に、河床低下および洗掘を防止するため、根固ブロックを新設する。
- 方針-5： 洪水時に護岸越流水による背面土の洗掘を防止するため、護岸擁壁天端の背面土は、練石張工で被覆する。

(2) 左岸練石積護岸工

- 方針-1： 法面の滑りを防止するため、左岸練石積護岸工を新設する。
- 方針-2： 左岸練石積護岸工の前面の河床洗掘を防止するため、根固工（十字ブロック）を新設する。

(3) 水路橋水路部

- 方針-1： 多量の漏水が生じている左岸ジョイント部を可撓性のある止水工法で止水する。
- 方針-2： 一部消失した歩行のためのデッキは、同じ木製材料で復旧する。

3-2-1-9 建築施設に対する方針

方針：先方から要請されている建築施設の内、機材収納庫および水門管理棟を無償協力対象事業とし、貯蔵庫および乾燥床（ドライヤード）を協力の対象外とする。

(1) 機材収納庫：（無償協力対象事業）

① 機材収納庫の使用目的

機材収納庫の主な使用目的は、表 3-23 のとおりである。

表 3-23 機材収納庫の使用目的

使用目的	使用内容
1) 資機材収納場所	取水施設ゲート・キー、分水施設のハンドル、グリース、ゲート扉体の再塗装材、簡易分土工などの収納場所の他、また各種マニュアル、水利費保管の金庫などの場所を確保する。
2) 打合せスペース	打合せスペースとして、以下の目的に使用される。 ① ソフトコンポーネント計画のワークショップ開催 ② 水利費徴収帳簿の記録作業 ③ 灌漑開始日の設定、ローテーション協議および水争いの調停 ④ 用水路の浚渫、草刈りなど維持管理にかかる作業内容・方法、分担の協議 ⑤ 水路補修内容、作業分担、費用徴収方法の協議、など

② 機材収納庫の建設意義と多目的利用

- 1) 機材収納庫は、本事業で改修される取水施設、分水施設のゲート、ハンドル、簡易分土工の角落しおよび維持管理用の潤滑油、ゲート扉体の再塗装材ならびにマニュアル類の収納場所としての機能を有するものとし、本事業で調達される備品の収納施設として建設を計画する。
- 2) MAFF は「灌漑施設の維持管理に係る政策（案）」を遵守し、マリアナ I 灌漑施設の改修に合わせて水管理組合（WUA）を組織化する予定であり、設立に向けて IWMD スタッフがボボナロ県知事、マリアナ I 地区村長と連携し、受益者と協議を行い、合意が得られれば組合役員選挙を実施する意向である。即ち、無償資金協力で改修されるマリアナ I 灌漑施設では、今後水利費徴収が行われ WUA により運営・維持管理が実施されることになる。従って、表 3-23 に示した使用内容が必要となるため、機材収納庫機能に加えて WUA の打合せスペースの機能を有する規模・内容を計画する。

(2) 水門管理棟：（無償協力対象事業）

新設される予定の土砂吐ゲート、取水口ゲート、沈砂池排砂ゲート、水路取入ゲートの操作、維持管理に不可欠であり、特に雨期の洪水時には、常時河川流量に応じてその開閉が求められる。河道内に土砂吐ゲートを設置することから、雨期の突発的な洪水に対応することが望ましく、雨期の洪水時期に常駐管理が必要となることから取水堰脇に水門管理棟を建設することとし、本事業無償協力の対象とする。

(3) 貯蔵庫：（無償協力対象外）

現在、マリアナ I 地区周辺には 1,500 トン規模の貯蔵施設が 4 棟現存する。その内 2 棟は ASC により常時使用され、1 棟は雨期の収穫期のみを活用されている。残る 1 棟については MAFF 所有であり、2002 年以降

活用されていない。一方、ボボナロ県内マルコ地区 WUA によれば、物納は行っておらず、貯蔵庫も所有していないとのことであった。従って、既設貯蔵施設の利用の可能性、水利費の徴収方法が未決定であることなど、将来の活用方法に不明な点があるため、無償資金協力事業の対象外とする。

(4) 乾燥床（ドライヤード）：（無償協力対象外）

貯蔵庫に保管する前にモミを乾燥させる施設であることから、貯蔵庫に隣接させることが望ましい。貯蔵庫建設の妥当性が認められない以上、乾燥床も無償協力の対象外とする。

3-2-1-10 建設事情／調達事情に対する方針

方針-1： 骨材採取に際して、規制・慣習を踏まえた施工計画、調達計画を策定する。

方針-2： 農作物、用地補償および農業用水の断水期間が最小となる施工方法を検討する。

方針-3： 資機材、建設機械の調達は、独立間もない東ティモールの事情、工事規模・内容、種類、数量、納期、経済性を考慮し調達先を決定する。

方針-4： 建設労務作業員は、第三国の技術熟練工と現地普通作業員を組み合わせる計画とする。

方針-5： 鋼製ゲートの調達・製作は、WUA が将来維持管理を行うことを考慮し、東南アジアのメーカーが日本仕様の製品パーツを日本から輸入し、組立てる方針とする。

上記を方針とする状況、背景は以下のとおりである。

(1) 建設工事に影響する諸環境（方針-1 および方針-2）

① 事業用骨材・石材の採取・生産

河川骨材・石材の採取に関し、東ティモール国で施行が検討されている「環境ガイドライン（案）」があり、本事業に関係するものは「ガイドライン 2：河川・採石場から砂・砂利の機械掘削」である。ストックヤードなどの河川内の設置禁止、河岸浸食を引き起こす流路変更の禁止、砂利採取範囲の明示、川砂利採取を行う際の制限が規定されている。また、地元の地方自治体関係者、地元コミュニティに対する採取計画の説明が必要であり、骨材採取に際し地域住民を労働力として活用することが求められる。

② 工事に伴う補償

(a) 農作物・用地補償

工事用の用地取得については、非耕作地や荒地を極力使用し農作物補償を伴う用地取得を最小にする計画とするが、農地を使用する場合には農産物に対する補償を行う必要がある。また、大規模な農地の取得、伐採は発生しないが、改修工事に際し資機材を搬入するための進入道が必要となり、灌漑施設の両側まで農地として使用されている場所があるため、進入道を設けると農作物、用地補償の発生が予想される。影響を最小限にするために、施工計画では伐採を最小にする計画とし、機械の搬入を避け人力による施工方法を採用する。

現在、東ティモール国には、土地所有に係る法令等は整備されておらず、公共事業等に伴う用地収用に係

る法的手続きや、補償を含めた関連規則もない。また、地籍図、登記簿等の土地権利関係の基礎的な資料も失われているため、住民の土地所有権や、占有・使用権も法的な裏づけを有しているわけではなく、慣行的に農業活動などによる土地の使用・占有がなされている状況である。従って、用地収用の手続きは必要に応じて、マリアナ Sub-district 事務所または MAFF ポボナロ県事務所に仲介を求め、対処していくこととする。

(b) 農業用水と生活用水の制限

既設灌漑水路は、農業用水目的の他、洗濯・水浴びなどの生活用水にも使用されており、改修水路延長は約10 kmと長いと、仮排水設備を設けるのは現実的でない。従って断水期間を最小にするため、短期間で工事が完了する計画とする。また、マリアナの町の中心部では、公共水道の主送水管が事業対象水路沿いに埋設されているため、施工計画にあたってはこれらの機能を損なわないよう配慮する。

(2) 資機材・建設労働力の調達（方針-3 および方針-4）

① 資機材輸送路について

ディリ港からマリアナ町までは、国道を西側へ海岸線を通りインドネシア国境西ティモール手前のバテウガデ町から内陸に向け南下し、標高500mの高地を越えてマリアナ町に至る。距離は143 km、4輪駆動車で3.5～4 時間を要する。道路の曲線半径も大きく、20 tonトレーラーの通行が可能であり、道路路面の不陸も小さく、ディリから建設現場までの輸送に問題はないと判断される。

② 資機材調達

東ティモール国では工業製品の製造はしておらず、全て輸入に頼っているため、一般土木工事資材の販売ストック量は少ない。これらはインドネシア、オーストラリア、シンガポールより輸入し販売されているが、使用数量がまとまる場合は直接輸入する方法が経済的であるが、事業規模を考慮すると少量、スポットの調達が避けられないので、その場合は現地市場からの調達となる。特殊資機材（大型鋼材、鋼製ゲート、プラント設備、試験機器）については、現地資材業者が取り扱った経験がないため、インドネシアや日本などから直接輸入する方針とし、調達先は市場調査に基づき、調達数量、納期、経済性を考慮し計画する。

③ 建設機械設備

過去、緊急復旧工事等で建設機械が多く輸入され、通常の土木工事で使用する汎用建設機械などの多くは賃貸が可能な状況にある。但し、独立時の混乱沈静化後、急激に土木工事が増加し、緊急工事を実施したため、建設機械を隣国より輸入した。その当時は賃貸市場もなく、賃貸価格が非常に高い値段で取引をされ、現在でも同じ高値水準となっている。

本事業の工事内容・規模（数量、短工期）を考慮すると、汎用機械は現地賃貸調達が妥当である。特殊機械、試験器具についてはインドネシア、オーストラリア、日本からの輸入とし、工期、輸送方法（チャーター便あるいは定期便）および輸送費用を考慮した総合比較し、調達先を決定することとする。

また、使用期間が2～3 ヶ月と短い特殊機械については、海外からの調達搬入は非経済的となる。そのため賃貸料は高額でも短期間のみ使用する機械については、東ティモール国内あるいはインドネシアなど近隣から調達が有利となる。

④ 建設労務作業員

国民の5割を占める20歳以下の若年層に対する雇用機会に限りがあり、特にディリ市を中心に都市部では失業が増加しており労働者は供給過剰状態にある。一方で、実施済あるいは実施中案件の建設業者からの聞き取りによると、高等知識や技術を要する職種および技術熟練工のほとんどがフィリピン人、中国人、インドネシア人で占められ、現地人のエンジニアや技術熟練工は、極めて少ない。

地方ではコミュニティーの縄張り意識が強く、建設現場周辺のコミュニティーからローテーションで作業員を調達することが現地の慣習になっている。従って、経験した作業員を継続して使用出来ず作業効率、生産性は極めて低いが、地元での雇用機会増加に貢献する効果があり、本事業計画においては、第三国の技能熟練工と現地普通工を組み合わせる方針とする。

(3) 鋼製ゲートの製作・調達（方針-5）

既設鋼製ゲートは15年近く使用されてきたが、扉体、戸当り、スピンドルが錆びつき、開閉機ギア一部が錆びと破損で、現在は全て操作不能となっている。将来 WUA が維持管理、補修作業を行っていくことを考慮すれば、機能が不変的に発揮され、操作性・耐久性に優れ、維持管理労力・費用の軽減が期待できるゲートが必要となる。表 3-24 に示すとおり、日本で普及しているゲートと東南アジアで入手可能な既設ゲートと同種のゲートを比較した結果、日本の仕様を採用する。また、価格面では、東南アジアのメーカーが日本仕様の製品パーツを日本から輸入し組立てる方法が安価である。

表 3-24 日本製と東南アジア製のゲート性能比較

部 位	日本製	東南アジア製
開閉機	1)形式：手動ラック式 2)保護方法：鋳鉄製密閉構造 3)駆動方式：手動式 4)材質：鋳鉄製 錆びにくく耐久性に優れる、操作性継続して優れる、ハンドル操作力極小、維持管理定期給油のみ	1)形式：手動スピンドル式 2)保護方法：開放構造 3)駆動方式：手動式 4)材質：鋼製 時間と共に操作性悪化、寿命 10～15 年、頻繁に給油必要
リフトバー	1)形式：ラックバー式 2)材質：ステンレス製 錆びない、耐久性優れ、操作性不変、寿命 30 年以上、給油不要	1)形式：スピンドル式 2)材質：普通鋼 時間とともに操作性悪化、寿命 10～15 年、頻繁に給油必要
扉 体	1)構造：普通鋼 2)止水ゴム押え部：ステンレス使用 3)止水方法：ゴム水密 塗装品質良く錆びにくく耐久性に優れる、水密性に優れる、寿命 30 年以上	1)構造：普通鋼 2)止水ゴム押え部：普通鋼使用 3)止水方法：ゴム水密 錆びやすい、寿命 10～15 年、頻繁に塗装必要
戸 当	1)構造：普通鋼/ステンレス使用 2)止水ゴム当り部：ステンレス使用 3)止水方法：ゴム水密方式 錆びない、耐久性に優れる、水密性に優れる、寿命 30 年以上	1)構造：普通鋼 2)止水ゴム当り部：普通鋼使用 3)止水方法：ゴム水密方式 錆びやすい、寿命 10～15 年、頻繁に塗装必要

3-2-1-11 現地業者の活用に係る方針

エンジニアを複数人有し元請が可能な現地建設会社は、10社程度存在する。東ティモール国資本100%の会社はなく、オーストラリア、シンガポール、インドネシア資本である。また、2005年3月現在、東ティモール国で経験のある日系建設会社は、飛鳥建設、大日本土木、東亜建設工業、若築建設、みらい建設工業の5社であり、工事の種類は、道路工事、灌漑施設工事、港湾工事、学校建設が主体である。

現地建設会社は、いずれもディリ市内に拠点を構え、建設機械（汎用建設機械、コンクリートプラント、クラッシングプラント、アスファルトプラント等）をディリに保有し、工事に応じて現地に設置している。資材会社、建設機械賃貸会社もすべてディリに集中しており、地方における工事は、ディリ市を本拠地として、現地に仮設事務所、仮設施設を準備して工事施工を行っている。日系建設会社も工種に応じてこれらの現地建設業者を複数組合せ雇用し、工事を行っている。従って、本事業においても、工種に応じて適切な現地建設業者を積極的に活用する方針とする。

3-2-1-12 実施機関の運営・維持管理能力に対する対応方針

方針： 東ティモール国は独立間もなく、各省庁、政府機関の人材、能力が不足しており、MAFFによる農民組織などへの灌漑施設の運用や水管理にかかる指導方法に問題が見られるため、無償資金協力の一環としてソフトコンポーネント計画を導入し、WUAの運営強化、改修される灌漑施設における水管理方法の指導を行う。

MAFF傘下のIWMD本部には水管理組合アドバイザー（1名）が配置され、また、ボボナロ県農業事務所には、マリアナI灌漑施設のO/Mに関連するスタッフとして、DAC（District Agriculture Coordinator）を筆頭にDIO（District Irrigation Officer）およびWUA強化担当者を含む3名のスタッフがマリアナに常駐している。これら人的リソースを有効に活用することが可能である。

他方、これら人的リソース、特にボボナロ県農業事務所スタッフには、組織強化、O/M、水管理に対する知識が十分とは言えず、能力向上が肝要となっている。また、MAFFがマリアナI灌漑施設に投入する運営・維持管理費を考慮すれば、十分な指導が行える予算を確保することは困難である。我が国無償資金協力の一環として、ソフトコンポーネント計画を実施することにより、組織化されるWUAを効率的に強化し、改修される灌漑施設の早期の効果発現が期待される。

3-2-1-13 施設、機材等のグレードの設定に係る方針

本プロジェクトは、マリアナI取水施設の流失した固定堰の嵩上げ部分を復旧し、設立されるWUAの経済的な運営・維持管理が可能となる施設改修内容・規模とすることを基本方針としている。

取水施設について、受益者（WUA）が常時行っている①空石積導流堤の築造・浚渫作業、②沈砂池ゲートが破損していることによる人力排砂作業、③土砂流入防止施設が不十分であることから過剰に土砂が水路に堆積することによる浚渫作業、など重労働を強いられている。従って、これらの労力を最大限軽減するため

に土砂吐ゲートを設置するとともに、現在機能が低下している既設ゲートを更新する。また、ゲートの製作・調達については、操作性・耐久性に優れ、維持管理労力・費用の軽減が期待でき、適正な維持管理を行うことにより、30年以上の機能が維持できる仕様内容、調達方法を採用する。

水路施設について、WUAが長期に亘って維持管理、補修が可能となるよう、現在水路の送水機能が低下している練石積モルタル工法による既設ライニングを復旧するとともに、既存土水路を同工法で必要延長ライニングし、灌漑用水を効率的に末端まで配水できる施設内容とする。

3-2-1-14 工法／調達方法、工期に係る方針

- 方針-1：建設に使用する骨材を工事現場周辺の3河川から採取する。
- 方針-2：仮設計画に用いる洪水量は、乾期のプロボ川最大平均流量を勘案する。
- 方針-3：取水施設、灌漑水路などへの工事用仮設道路は既設公道を活用し必要に応じ拡幅する。
- 方針-4：灌漑水路沿いの用地収用への影響を最小限とするため、改修工事を人力主体とし、車両のアクセスが可能な場所については、小型ダンプトラック（4 ton）を使用する。
- 方針-5：短工期施工の必要から工事区分を2区分とし、仮設ヤードを3箇所に設ける。
- 方針-6：取水施設工事の仮廻しについて、仮締切りと仮廻し水路工法を採用する。
- 方針-7：工事に必要なコンクリート量がまとまった数量になることから、骨材製造プラントを設け、コンクリート用の骨材を生産する。
- 方針-8：工事に必要なインフラ整備規模を公共施設の現状に応じ決定する。
- 方針-9：取水堰などの河川構造物工事および水路施設改修を乾期に効率良く集中する工程とし、工期を決定する。

(1) 骨材、石材の調達（方針-1）

本事業に必要な砂、砂利、石材は周辺の3河川（プロボ川、ソソ川、ヌヌトラ川）より調達可能であり、建設業者が採取し調達する計画とする。東ティモール国の通常のプロジェクトにおいて、コンクリート用粗骨材は近隣河川の玉石混じりの砂利を破碎して生産されており、細骨材については河川内の堆積細砂を分級し使用されている。本事業で固定堰の表面保護に高強度コンクリート（35 N/mm²）工法が計画されているが、上記河川内の骨材品質調査の結果および東ティモール国のコンクリート品質実績調査の結果から製造可能であると判断され、玉石混じりの砂利を破碎生産した骨材を使用しコンクリートを生産する計画とする。

(2) 仮設工事に用いる洪水量（方針-2）

マリアナ町が位置する西部地域の乾期は、5～10月までの6ヶ月間、年平均降雨量は約2,000 mmである。仮締切、仮廻し水路などの施工計画策定に用いる洪水量は、仮廻し実施期間中（6～10月）の最大平均流量1.4m³/secに対して、安全率3程度を考慮し、最大流量5.0m³/secで計画する。

(3) 仮設工事

① 工事前仮設道路（方針-3および方針-4）

計画する仮設道路について、全体延長の70%は水路の脇を公共道路が並行して走っており、工事に際し作業箇所へのアクセスは容易であり、必要に応じて拡幅する。残り30%については、農地や民地の中に水路が設けられており、改修予定の水路へのアクセスに際しては民地を通過する必要がある。用地収用などの影響を最小限とするため、改修工事を人力主体で実施する方針とする。車輻によるアクセスが可能な場所については、東ティモール国で汎用使用されている小型ダンプトラック（4 tonクラス）を使用する。改修工事の規模を考慮し、以下の位置に工事前仮設道路を設ける方針とする。

- 1) 取水施設工事に必要な資機材の搬入路の計画：4 tonダンプが通行可能な道路幅員を確保する。インドネシア時代の改修時に建設された道路を再利用する。
- 2) 灌漑水路改修工事に必要な資機材の搬入路の計画：既設公道、上記取水施設工事前仮設道路から計画改修箇所へアクセス道路を設ける。人力による資機材の運搬可能な幅員を確保する。
- 3) 水路橋護岸改修工事に必要な資機材の搬入路の計画：水路橋下流側から改修河床までアクセスするための仮設道路を計画する。
- 4) リタバウ水路測点600～700付近の改修工事に必要な資機材の搬入路の計画：既存村道を改修し利用する。
- 5) 上記以外の水路改修工事場所へのアクセスは既設公道を利用する。

② 仮設/仮設備ヤード（方針-5）

当改修工事は、その施工場所、工事の種類、規模から、1)取水堰、幹線水路および水路橋石積護岸の改修、2)2次水路の改修と建築工事の2区分とする。また、短工期施工を確実にするために、仮設/仮設備ヤードを3箇所に設け、また、どちらかの設備に不具合が生じても片方が補完できるように、コンクリート製造プラントをその内の2箇所に設置する。なお、仮設/仮設備ヤードを以下の位置に計画する。

ヤード①： 取水堰上流左岸に設置し、コンクリート製造プラント、資機材の置場、資材倉庫の設備用地に使用する。

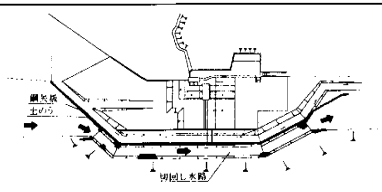
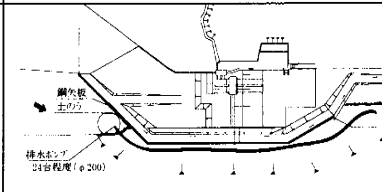
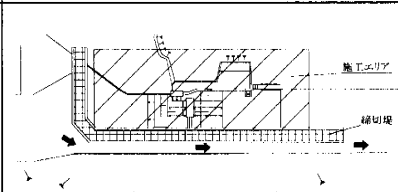
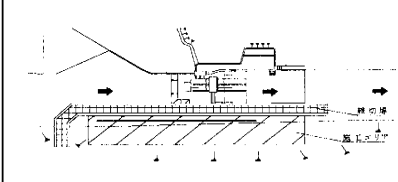
ヤード②： 幹線水路と2次水路の分水工付近に設置し、コンクリート製造プラント、資機材の置場、資材倉庫の設備用地に使用する。

ヤード③： 水路橋下流側左岸に設置し、資機材の置場、資材倉庫の設備用地に使用する。

③ 取水施設の仮廻し工法（方針-6）

取水施設、エプロン、土砂吐ゲートの施工時にはプロボ河川内の施工箇所をドライにする必要があり、河川仮締切りを行う。処理方法について、表3-25のとおり3工法の比較・検討を行った結果、経済性、施工性に優れた仮締切りと仮廻し水路工法を採用する。また、取水堰および護床工の施工は河床水位以下での工事となり、工事範囲上下流に水替え設備（釜場、排水管）を設け、水中ポンプで排水する計画とする（図3-5参照）。

表 3-25 河川仮締切・仮廻し水路工法の比較検討

方法	仮締切りと仮廻し水路	仮締め切りと仮設ポンプによる方法	半川仮締め切りによる方法
概略図	 <p>次頁 図 3-5 参照</p>		
			
概要	固定堰上流部に河川全幅に締め切り堤(鋼矢板)を築き、右岸護岸工背面に設ける仮廻し水路を經由して河川水を処理する計画	固定堰上流部に河川全幅に締め切り堤(鋼矢板)を築き、仮設ポンプにより河川水を堰下流へと排水する計画	河川の中央に河川方向に仮締め切り堤を築き、半分づつ堰体を施工し残り半分で河川水を処理する計画
施工性	汎用土工機械による施工であり、特別な技術は要さない。	仮排水ポンプの設置、配管など施工スピードが早い。	工程的に固定堰と土砂吐ゲートは同時に施工する必要がある。別々の施工では乾期の間には完了することは不可能であり、この工法は不適である。
工期	ポンプ仮排水工法に比べると仮水路施工に時間がかかる	仮排水路工法に比べて若干工期は短い	
安全性	締め切り堤の施工を確実に行っておけば、確実な河川水処理が行われる。また、現場作業スペースが広く設けることができ、本工事の作業も安全に行うことができる。	河川流量を処理できるポンプを設置すれば処理上問題がない。しかし電力の供給が絶たれるなどでポンプが動かなくなった場合この方法はまったく機能しなくなるため、発電機・ポンプの管理には厳重な管理が必要である。	
経済性	*締め切堤：築堤、矢板、土のう *切廻し水路：練石積水路、土工 *仮設道路等 金額：51,000 USD	*締め切堤：築堤、矢板、土のう *水替え工：ポンプ運転、発電機、運転費(期間6月～11月の150日計上) *仮設道路等 金額：958,000 USD	施工不適

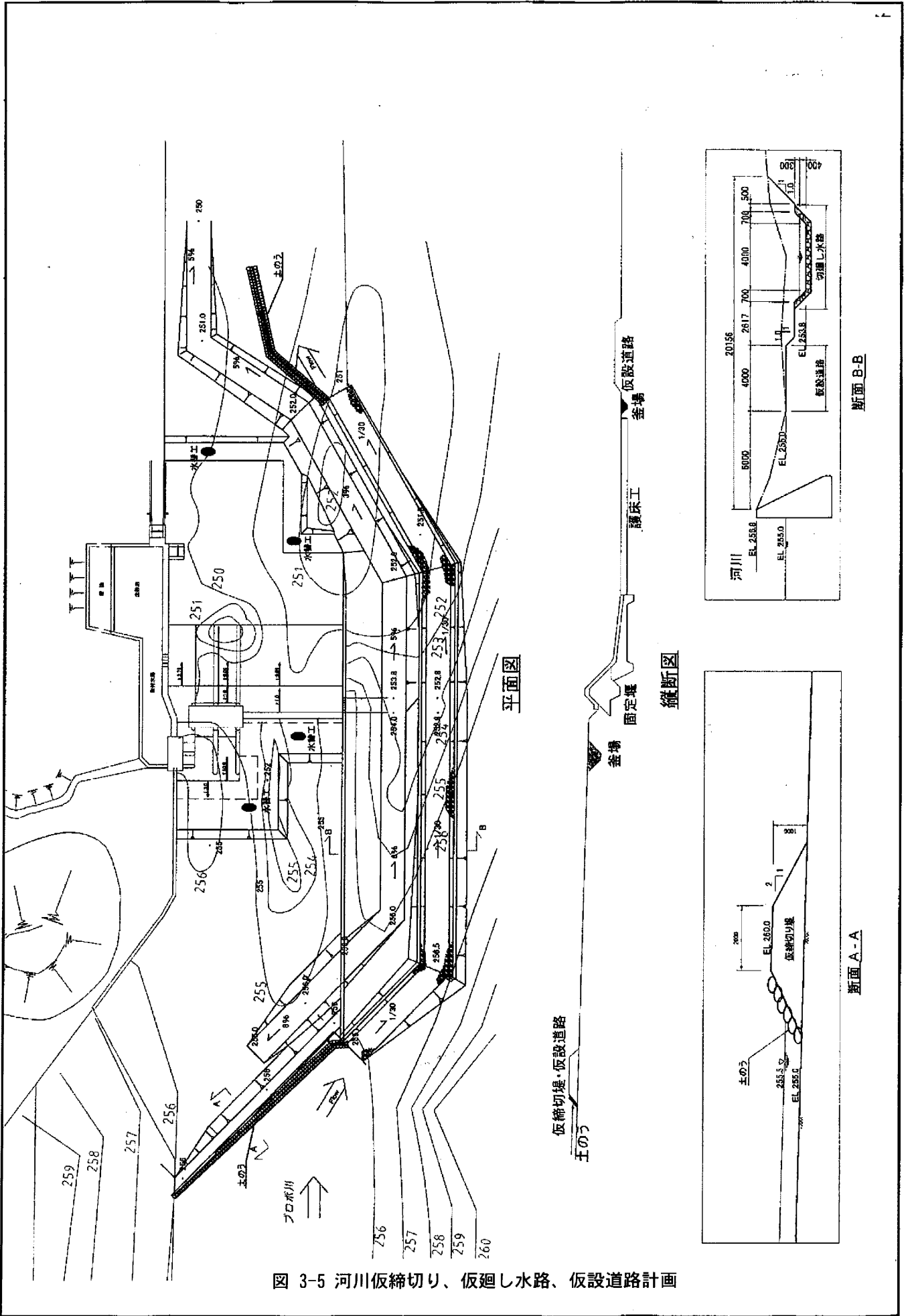


図 3-5 河川仮締切り、仮廻し水路、仮設道路計画

④ コンクリート製造プラントおよび骨材生産プラント（方針-7）

工事に必要なコンクリート量は表3-26のとおり約4,500 m³であり、まとまった数量になることから、施工現場近くの川沿いに骨材製造プラントを設け、コンクリート用の骨材を生産する。製造された骨材は、1)取水堰、および 2)幹線水路と2次水路の分水工位置近くの2箇所にて設けるコンクリート製造プラントまで、ダンプトラックで運搬する計画とする。コンクリート製造プラントから打設場所まではコンクリートミキサー車で運搬する方針とする。

表 3-26 コンクリート製造プラント計画

項目	取水堰、幹線水路、水路橋護岸改修部分	2次水路改修	建築工事部分
計画打設数量	約 2,000 m ³	約 2,250 m ³	約 250 m ³
製造プラント	コンクリート製造プラント①：1基	コンクリート製造プラント②：1基	
電力	発電機	発電機	
運搬	コンクリートミキサー車 3~4.5 m ³	コンクリートミキサー車 3~4.5 m ³	
コンクリート打設	トラッククレーン+コンクリートバケット	トラッククレーン+コンクリートバケット	

⑤ 工事に必要なインフラ施設（方針-8）

通信設備について、マリアナ町から首都ディリおよび海外への通信は可能であるが、電話ライン数は限られており、現在新しい中継線施設の建設が行われているが、使用開始時期は未定であり、本事業で専用回線の確保は期待できない。一方、携帯電話は普及しており非常に利便性がある。メールおよびFAXは既設ライン経由で可能であるが、既回線数は限られ全て使用されているため新規ラインを期待することは出来ない。従って、日常の連絡は携帯電話で行い、FAXおよびメールは衛星電話を使用する方針とする。

電力事情について、マリアナ町の発電所は発電機（260KWが4台）が設置されているが、全て故障中で現在公共の電気は供給されておらず、各戸自家発電で賄われている。今後修理され配電が再開されても、供給は夜間の5~6時間のみ制限される予定である。従って、事業遂行には公共電気は期待できず、工事用に自家発電を設置する方針とする。

水供給について、水質試験の結果、工事用水としては河川水あるいは公共水道の水を利用する計画とする。生活用水については、公共水道からの供給はあるが、時間給水されていることおよび乾期には供給水量が大幅に減り、供給に支障が出るため自家用の井戸を計画する。

表 3-27 工事現場のインフラ状況

	場所	通信	電力	用水
ディリ連絡事務所	ディリ市内	携帯電話 衛星電話(メール、Fax)	公共電力+予備発電機	公共上水道
現地事務所/試験室	マリアナ市内、 周辺	携帯電話 衛星電話(メール、Fax)	自家発電機+予備発電機	公共上水道と自家井戸併用
現地宿舎	マリアナ市内、 周辺	携帯電話	自家発電機	公共上水道と自家井戸併用
取水施設仮設ヤード/ プラント/工事場所	マリアナ郊外	携帯電話	自家発電機	河川水
水路沿い工事場所	マリアナ市内、 周辺	携帯電話	自家発電機	灌漑用水

(4) 工期に係る方針（方針-9）

マリアナ地域の気候は、5～10月の乾期と11～4月の雨期に分けられる。雨期には年間降雨量の80%が集中し、週3～4日間午後に強い雨が降り、河川は急激に増水することから、雨期における河川の工事は危険を伴い、雨期の作業可能時間は乾期の30%以下となり非常に非効率である。また、12～4月は灌漑時期であり改修工事による断水は避ける必要がある。一方、乾期は雨がほとんど降らず、河川は干上がった状態になる。また、5～11月までは対象地区の営農実績から判断し、断水は可能である。従って、本工事の工程計画策定には、工事規模を考慮し乾期に集中して、効率よく取水堰などの河川構造物および水路施設改修を実施する方針とする。

3-2-2 基本計画（施設計画）

3-2-2-1 全体計画

(1) 協力対象範囲

① 対象灌漑範囲

マリアナ I 地区における踏査結果ならびに中国援助により作成された地形図から水路別灌漑面積は表 3-28 のとおり算定され、本事業の総対象面積は 1,314 ha となる。なお、これは総面積（グロス）であり、居住地や道路、水路敷などが 2 割程度と算定され、実灌漑面積（ネット）は約 1,051 ha (1,314 ha x 0.8) となる。

表 3-28 水路別灌漑対象面積 (ha)

水路名	既設分水施設による灌漑地区	新規分水施設による灌漑地区	総面積計	実灌漑面積 (ネット)
幹線水路	0	5	5	4
ラマスコラ 2 次	398	531	929	743
リタバウ 2 次	179	201	380	304
合計	577	737	1,314	1,051

② 対象受益者

マリアナ I 地区の村落別灌漑対象面積は、ボボナロ県農業事務所提供資料およびベースライン調査結果から表 3-29 のとおり算定され、計 1,424 世帯（約 7,400 人）を対象受益者とする。なお、対象農家世帯について、MAFF はボボナロ県農業事務所を通じて、WUA 幹部選挙のための受益者リストを作成中であり、それによれば 1,500 世帯程度（約 7,800 人）になる見通しである（2006 年 1 月現在）。

表 3-29 対象農家世帯数と対象面積

村落名	農家世帯*1 (世帯当たり人数)	対象面積 (ha)	単位土地所有 面積(ha/戸数)
1)ラホメア	542 (4.9)	267	0.49
2)ラエフン	272 (4.9)	384	1.41
3)リタバウ	336 (5.4)	407	1.21
4)オドマウ	169 (5.1)	103	0.61
5)ホルサ	105 (7.0)	153	1.46
合計	1,424 (5.2 人)	1,314	0.92

出典: 1)ボボナロ県農業事務所 (2003 年データ)

③ 協力対象事業の概要

マリアナ I 灌漑施設については、取水施設、幹線水路および 2 次水路を協力対象事業とし、建築施設は機材収納庫および水門管理棟を対象とする。主な協力対象事業の内容は、表 3-30 のとおりである。

表 3-30 要請内容と協力対象事業の概要

施設	要請内容の概要	協力対象事業の概要
1. 取水施設	1) 鋼板・コンクリートによる固定堰高 0.7m の復旧および表面保護 2) 沈砂池排砂ゲート、水路取水工ゲートの更新、など	1) 高強度コンクリート工法による固定堰高 0.7m の復旧および表面保護 2) 土砂吐ゲートの設置、取水口、沈砂池排砂ゲート、水路取水工ゲートの更新、など
2. 幹線水路	1) 水路ライニング延長 1,527m 2) 鋼製スライドゲートの設置、など	1) 水路ライニング延長 1,527m 2) 鋼製スライドゲートの設置、など
3. ラマスコラ 2次水路	1) 水路ライニング延長 4,650m 2) 鋼製スライドゲートの設置、など	1) 水路ライニング延長 3,945m 2) 鋼製スライドゲートの設置、など
4. リタバウ 2次水路	1) 水路ライニング延長 5,250m 2) 鋼製スライドゲートの設置、など	1) 水路ライニング延長 5,250m 2) 鋼製スライドゲートの設置、など
5. 建築施設	1) 水管理組合集会所の建設 2) 水門管理棟の建設 3) 貯蔵庫の建設 4) 乾燥床の建設	1) 機材収納庫の建設 2) 水門管理棟の建設
6. その他	水管理組合の強化	ソフトコンポーネント計画の実施

(2) 施設計画の概要

施設は①取水施設、②灌漑水路、③水路橋練石積護岸擁壁、④建築施設で構成され、それらの概要は以下の表 3-31～表 3-34 のとおりである。

① 取水施設

表 3-31 マリアナ I 取水施設の計画諸元

項目	施設規模等	備考
1) 計画取水量	雨期：1.37m ³ /sec、乾期：0.46m ³ /sec	水道施設の取水量 0.015m ³ /sec を含む
2) 計画灌漑面積	雨期：水稲 1,050 ha、乾期：水稲 150 ha、畑作 200 ha	
3) 固定堰部	堰のタイプ：フローティングタイプ、天端高標高：254.40 m 堰幅：17.10 m、堰高：5.40 m、本体長：8.50 m 下流エプロン長：10.0 m、最大エプロン厚：2.1 m、護床工長：12m	高強度コンクリートにより 0.7m 嵩上げ
4) 土砂吐部	土砂吐部幅：7.40m ゲートタイプ：手動ラック式 土砂吐ゲート：幅 3.0m x 高さ 1.5m x 2 連	
5) 取水口	ゲートタイプ：手動ラック式 取水口ゲート：幅 1.5m x 高さ 1.0m x 2 連	
6) 沈砂池	沈砂池：幅 8.0m x 長さ 13.0m 排砂ゲート：幅 1.6m x 高さ 1.5m x 1 連	
7) 水路取水工	水路取水工ゲート：幅 1.8m x 高さ 1.0m x 1 門	
8) 護岸工	左岸上流：逆 T 型擁壁、高さ 4.1m x 延長 47.5m 左岸中流：逆 T 型擁壁、高さ 4.5m x 延長 10.9m 左岸下流：逆 T 型擁壁、高さ 4.5m x 延長 25.0m 右岸上流：重力式擁壁、高さ 3.0m x 延長 20.8m 右岸中流：既設練石積目地補修、高さ 2.0～7.8m x 延長 60.0m 右岸下流：空石張護岸工、高さ 3.0m x 延長 23.0m	護岸工嵩上げ部は、盛土空石張りを採用する。

② 灌漑水路

表 3-32 幹線水路の計画諸元

水路名	幹線水路	ラマスコラ 2 次	リタバウ 2 次
1)施設規模 計画流量： 延長：	1.37～1.35 m ³ /sec、 L = 1,527m 既設ライン [※] 区間：1,527m	0.96～0.16 m ³ /sec、 L = 3,945m 既設ライン [※] 区間：1,570m 新設ライン [※] 区間：2,375m	0.39～0.17 m ³ /sec、 L = 5,250m 既設ライン [※] 区間：2,890m 新設ライン [※] 区間：2,360m
2)標準断面 水路タイプ： 底 幅： 側 壁 高： 天 端 幅：	練石積ライン [※] 台形開水路 1.60m～5.70m 0.90m～1.80m 1.60m～7.10m	練石積ライン [※] 台形開水路 0.40m～1.60m 0.30m～0.80m 1.00m～3.20m	練石積ライン [※] 台形開水路 0.40m～1.10m 0.40m～0.80m 0.80m～2.30m
3)付帯構造物	全 25 箇所	全 48 箇所	全 79 箇所

③ 水路橋練石積護岸擁壁

表 3-33 水路橋右岸練石積護岸擁壁の計画諸元

項 目	右岸側	左岸側
1)護岸擁壁工 構造型式 延 長 高 さ	練石積工 72.5m 3.0～4.5m	練石積工 34.0m 4.5m
2)根固護床ブロック工	345m ²	252m ²

④ 建築施設

表 3-34 建築施設の計画諸元

建築施設名	水門管理棟	機材収納庫
1)設置位置	マリアナ I 取水堰左岸上流	ラマスコラ 2 次水路の測点 STA.3+360 地点付近
2)構造型式	平屋 RC 柱梁、壁ブロック造り、コンクリート基礎	平屋 RC 柱梁、壁ブロック造り、コンクリート基礎
3)総建物面積	5.5m x 3.5m = 19m ²	10.5m x 6.5m = 68m ²

3-2-2-2 施設計画

3-2-2-2-1 取水施設

(1) 固定堰の設計

計画取水施設の固定堰部の断面図は図 3-6 のとおりである。

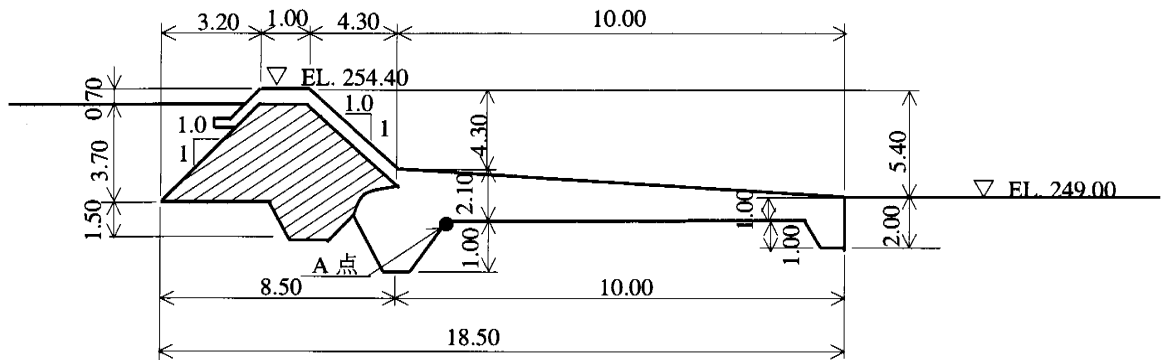


図 3-6 計画取水堰断面図

① 固定堰体

固定堰体は、堰天端まで土砂が堆積した状態で、堰上げ時および洪水時に固定堰体の安定性が確保できるように、上下流の法勾配を検討する。我が国の実施例によると、上流側は鉛直および下流側は 1 : 1.0 ある。既設固定堰は、上下流ともに 1 : 1.0 であることから、既設固定堰は外力（上流からの水圧および堆砂圧等）に対して十分安全と判断される。

なお、既設固定堰体は、下流エプロンの流失および下流河床の洗堀により、一部の堰体堤址部コンクリートが流失している。その規模は、幅：約 2.0m、深さ：約 2.0m および高さ：約 1.0m である。このコンクリート流失部の改修は下流エプロン改修時に高強度コンクリート工法で復旧する。

② 土砂吐ゲートの補強工法

(a) 対象洪水量

土砂吐ゲートの補強工法は、100 年確率洪水で流下する転石に耐えられるよう設計する。①世銀 F/S レポートのレビューによる洪水流出解析による 100 年確率洪水流量：305 m³/sec、および ②既往最高洪水痕跡による洪水流量：319 m³/sec を考慮して、世銀 F/S レポートと同様、マリアナ I 堰の設計洪水量を 310 m³/sec (100 年確率) とする。

(b) 流下する転石の大きさ

洪水時の流速

計画洪水位を HWL.256.7m と設定すれば、取水堰改修後の計画敷き高および天端高と水位との関係は、図 3-7 のとおりとなる（「資料 8-9 固定堰、土砂吐および護岸擁壁工の設計、8-9.3 取水堰改修後の堰上流洪水位」参照）。これから洪水時の土砂吐部流速は、以下の諸元から 5.0m/sec と算定される。

土砂吐（コンクリート部）の諸元

- 水 深： $h_s = \text{HWL. } 256.70\text{m} - \text{EL. } 252.90\text{m} = 3.80\text{m}$
- 通水面積： $A_s = 3.00 \times 3.80 \times 2 = 22.80\text{m}^2$
- 潤 辺： $P_s = (3.00 + 3.80 \times 2) \times 2 = 21.20\text{m}$
- 径 深： $R_s = 22.80 / 21.20 = 1.075\text{m}$
- 粗度係数： $n_s = 0.020$
- 河床勾配： $I_s = 1 / 100$
- 流 速： $V_s = 1/0.020 \times 1.075^{2/3} \times (1/100)^{1/2} = 5.00\text{m/sec}$

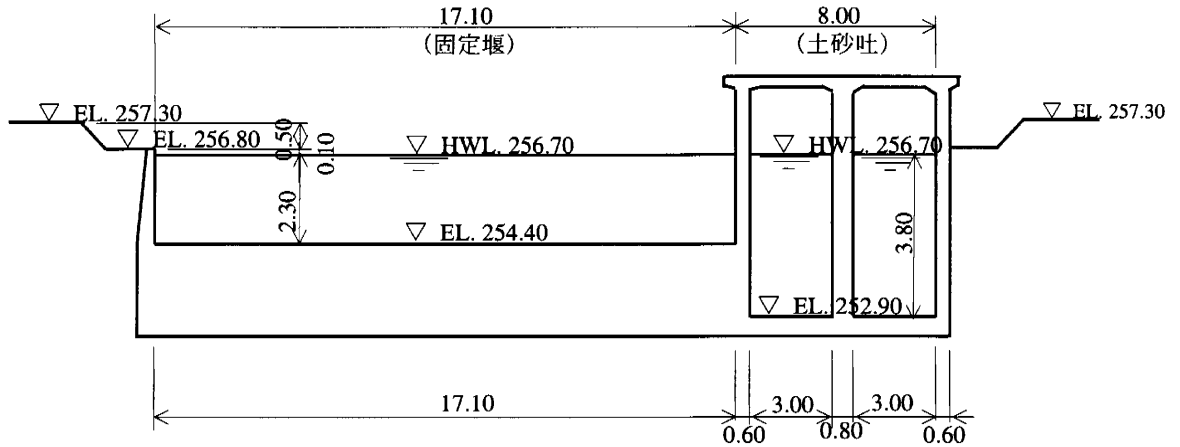


図 3-7 マリアナ I 取水堰正面図

流下する転石の大きさ

流下する転石の最大直径は次式により求める。

$$D = V^2 / 20 = 5.00^2 / 20 = 1.25\text{m}$$

ここに、 D ：流下する転石の最大直径 (m)

V ：洪水時の流速、 $V = 5.00\text{m/sec}$

従って、洪水時土砂吐部を流下する転石の最大直径は 1.25m 程度と推定される。

(c) 転石の衝突荷重

洪水時に土砂吐に流れ込んだ転石が土砂吐ゲートに衝突する状況は、「ゲート手前の扉高の 1/2 の距離である 0.75m 地点から減速する」を想定し、検討する。

転石の質量

$$M = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot r^3 \cdot \rho = \frac{4}{3} \times 3.14 \times 0.625^3 \times 2.65 = 2.71 \text{ ton}$$

ここに、 M ：転石の質量 (ton)

r ：転石の半径、 $r = 1.25 / 2 = 0.625\text{m}$

ρ ：転石の密度、 $\rho = 2.65 \text{ t/m}^3$

転石が減速をはじめ扉体に衝突するまでの時間

$$L = \frac{1}{2} \cdot a \cdot t^2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_1 - V_2}{t} \cdot t^2$$

$$t = \frac{2 \cdot L}{V_1 - V_2} = \frac{2 \times 0.75}{5.0 - 0.0} = 0.3 \text{ sec}$$

ここに、 t : 転石が減速をはじめ扉体に衝突するまでの時間 (sec)

L : 転石が減速をはじめ扉体に衝突するまで距離、 $L = 1.50 \times 0.50 = 0.75\text{m}$

a : 加速度、 $a = \frac{V_1 - V_2}{t}$

V_1 : 転石の減速前の速度、 $V_1 = 5.00\text{m/sec}$

V_2 : 転石の扉体衝突時の速度、 $V_2 = 0.00\text{m/sec}$

転石の扉体衝突荷重

$$F \cdot t = M \cdot V_1 - M \cdot V_2$$

$$F = \frac{M \cdot V_1 - M \cdot V_2}{t} = \frac{2.71 \times 5.0 - 2.71 \times 0.0}{0.3} = 45.17 \text{ N}$$

(d) 転石衝突に対する補強工法の検討

100年確率洪水で流下する転石の衝突に耐えられる補強工法の検討結果は、次のとおりとする。

- 1) 扉体スキンプレート : 板厚 19mm (通常 : 12mm)
- 2) 扉体主桁 : H形鋼 H-250 x 250 x 12 x 16 (通常 : 溝形鋼 [-200 x 80 x 7.5 x 11])
- 3) 主ローラ : ローラ径 ϕ 300mm (通常 : ϕ 250mm)
- 4) 主ローラ軸 : 軸径 ϕ 75mm (通常 : ϕ 50mm)
- 5) 戸当り : H形鋼 H-150 x 75 x 5.5 x 9.5 (通常 : H-125 x 60 x 6 x 8)
- 6) ゲート総重量 (扉体・戸当り・開閉装置) : 3.7 ton (通常 : 2.9ton)

③ 固定堰の下流エプロン

(a) 下流エプロン長

固定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、固定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は、「農水省頭首工設計基準」により計画する(「資料 8-9 固定堰、土砂吐および護岸擁壁工の設計」参照)。

(b) 浸透路長

パイピング防止のためには、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2つの方法で求めた値の内、必要長が大きい値を取る(頭首工設計基準 参照)。

なお、上下流の最大水位差は、安全を見込んで下流水深を 0 として求める。また、揚圧力を軽減するため

下流エプロン下流端のカットオフにはウィープホールを設置する。従って、浸透路長には下流端のカットオフは見込まないものとする。

(c) 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（頭首工設計基準 参照）。

④ 固定堰の護床工

(a) 護床工長

固定堰を越流する落水により下流河床は洗堀される危険性があるため、固定堰下流側エプロンに追加して護床工を設置する。なお、護床工の長さは、「農水省頭首工設計基準」により計画する。

(b) 護床ブロック

護床ブロックは、流水に抵抗し、安定している必要がある。1個の護床ブロック重量の目安を検討する（農水省頭首工設計基準 参照）。

⑤ 固定堰の設計諸元

固定堰の設計結果より、設計諸元は表 3-35 のように決定する（「資料 8-9 固定堰、土砂吐および護岸擁壁工の設計、8-9.1 固定堰の設計」参照）。

表 3-35 固定堰の設計諸元

設計項目	設計条件	必要諸元	設計諸元	備考
1.固定堰体	堰体高：H = 4.3m	上流側法勾配 鉛直 下流側法勾配 1：1.0	上流側法勾配 1：1.0 下流側法勾配 1：1.0	・我が国の実施例を参考にして、既設堰と同様とする。
2.エプロン長	堰上げ高：H = 5.4m ブライの係数（砂礫）： C = 4	必要長：la = 5.57m	設計長：la = 10.0m	・浸透路長を確保する。 ・土砂吐のエプロン長と合わせる。
3.浸透路長	堰上げ高：H = 5.4m ブライの係数：C = 4 レーンの係数：C' = 2.5	ブライ：S = 21.60m レーン：L = 13.50m	ブライ：S = 27.20m レーン：L = 14.87m	・レーンの方法で浸透路長を設計する。
4.下流エプロン厚	水位差：ΔH = 5.4m 損失水頭：Hf = 3.41m	必要厚：ta = 1.97m	設計厚：ta = 2.10m	1.揚圧力に対する必要厚さを確保する。 2.土砂吐の厚さと合わせる。
5.護床工長	洪水量：q = 11.22m ³ /s/m 堰上げ高：H = 5.4m	必要長：L = 10.86m	設計長：L = 12.0m	3.4列 x @ 3.0m とする。
6.護床ブロック	流速：V = 5.25m/sec 衝突面積：A = 1.35m ² / 個	現場打ち十字ブロック 必要重量：W = 7.16 トン	現場打ち十字ブロック 設計重量：W = 8.75 トン	・現地調達可能なブロックを選定した。 ・ブロック：幅 2.7m x 長さ 2.7m x 高さ 1.0m とする。

(2) 土砂吐および護岸擁壁工の設計

① 土砂吐の幅員

雨期の平水時（約 2.0m³/sec）の取水において、土砂吐内の流速が 0.4m/sec 程度となるように、土砂吐の幅

員を決定する。

② 土砂吐縦断勾配

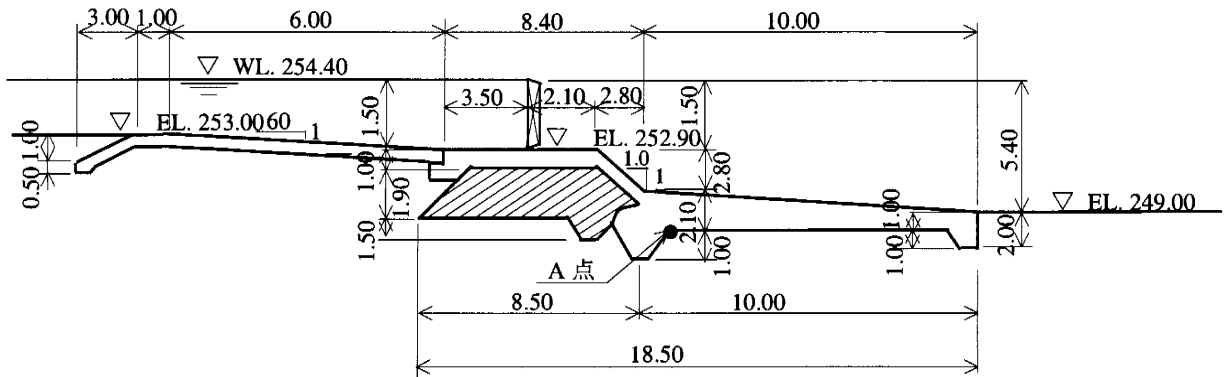


図 3-8 新設土砂吐断面図

平水時、土砂吐水路は、射流水路となり対象最大粒径 ($d_{max} = 40 \text{ mm}$) を土砂吐ゲート全開によりフラッシュできるように設計する。なお、土砂吐縦断勾配は、現況河川下流勾配と同等または急勾配とする。

③ 土砂吐下流エプロン

(a) 土砂吐の下流エプロン長

土砂吐の流下水により下流河床は洗掘される危険性があるため、土砂吐下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗掘を防止する。なお、下流エプロンの長さは、「農水省頭首工設計基準」により計画する（「資料 8-9 固定堰、土砂吐および護岸擁壁工の設計、8-9.2 土砂吐の設計」参照）。

(b) 土砂吐の浸透路長

パイピングの防止のためには、堰基礎面や取付擁壁の背面に沿う浸透路の長さ（クリープの長さ：creep length）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、及び② レーン（Lane）の方法の二つの方法で求めた値の内、必要長が大きい値を取る（頭首工設計基準 参照）。なお、上下流の最大水位差は、安全を見込んで下流水深を 0 として求める。また、揚圧力を軽減するため下流エプロン下流端のカットオフにはウィープホールを設置する。従って、浸透路長には下流端のカットオフは見込まないものとする。

(c) 土砂吐の下流エプロン厚

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（頭首工設計基準 参照）。

④ 土砂吐の護床工

(a) 護床工長

土砂吐の流下水により下流河床は洗掘される危険性があるため、土砂吐下流側エプロンに追加して護床工を設置する。なお、護床工の長さは、「農水省頭首工設計基準」により計画する。

(b) 護床ブロック

護床ブロックは、流水に抵抗し、安定している必要がある。1個の護床ブロック重量の目安を検討する（農水省頭首工設計基準 参照）。

⑤ 土砂吐の設計諸元

土砂吐の設計結果より、設計諸元は表 3-36 のように決定する（「資料 8-9 固定堰、土砂吐および護岸擁壁工の設計、8-9.2 土砂吐の設計」参照）。

表 3-36 土砂吐の設計諸元

設計項目	設計条件	必要諸元	設計諸元	備考
1.土砂吐の幅員	対象粒径：d = 1mm 以上 対象流量：Q = 2.0m ³ /sec 沈砂流速：V = 0.9m/sec	必要幅員：B = 5.6m	設計幅員：B = 6.0m	・ 土砂吐ゲート：3.0m x 1.5m 2門とする。
2.縦断勾配	最大粒径：d = 40mm 排砂流量：Q = 2.0m ³ /sec 排砂流速：V = 0.89m/sec	必要勾配：I = 1/109	設計勾配：I = 1/60	・ 現況河川下流河床勾配： 1/60 に合わせる。
3.エプロン長	堰上げ高：H = 5.4m ブライの係数（砂礫）： C = 4	必要長：la = 8.37m	設計長：la = 10.0m	・ 浸透路長を確保する。
4.浸透路長	堰上げ高：H = 5.4m ブライの係数：C = 4 レートの係数：C' = 2.5	ブライ：S = 21.60m レート：L = 13.50m	ブライ：S = 26.40m レート：L = 14.07m	・ レートの方法で浸透路長を 設計する。
5.下流エプロン厚	水位差：ΔH = 5.4m 損失水頭：Hf = 3.35m	必要厚：ta = 2.02m	設計厚：ta = 2.10m	・ 揚圧力に対する必要厚 さを確保する。
6.護床工長	洪水量：q = 19.97m ³ /s/m 堰上げ高：H = 5.4m	必要長：L = 26.85m	設計長：L = 27.0m	・ 9列 x @ 3.0m とする。
7.護床ブロック	流速：V = 5.25m/sec 衝突面積：A = 1.35m ² /個	現場打ち十字ブロック 必要重量：W = 7.16 トン	現場打ち十字ブロック 設計重量：W = 8.5 トン	・ 現地調達可能なブロックを 選定した。 ・ ブロック：幅 2.7m x 長さ 2.7m x 高さ 1.0m とする。

⑥ 土砂吐ピアーおよびゲートの耐久性

(a) 土砂吐ピアー

急流河川に築造する土砂吐ピアーのコンクリートは、洪水時多量の玉石混じり土砂の流下により、損傷を受ける危険性がある。本取水堰では表面保護工として、「高強度コンクリート工法」を採用することにより、土砂吐ピアーの耐久性を確保する。

(b) 土砂吐ゲート

我が国において、急流河川に築造する土砂吐ゲートの実績は数多くある。急流河川でのゲートの不具合を生じる原因は、洪水時多量の玉石混じり土砂の流下によるゲートの損傷である。灌漑用水の取水堰では、洪水時には取水が不要となるため、ゲートは全開とすることができる。従って、洪水時全開状態のゲート操作がなされれば、ゲートが損傷を受けることはない（ゲート操作規程での対応）。

万一、洪水時のゲート操作を誤った場合に備えて、トラブルが生じやすいゲート扉体（スキンプレートおよび主桁およびローラ部（ローラおよびローラ軸）は、転石等の衝撃に耐えられるよう、設計上での補強工法を考慮するものとする。

⑦ 護岸擁壁工

計画洪水位 HWL.256.7m と以下の水理条件から護岸擁壁は、0.5m の嵩上げが必要となる。

(a) 水理条件

設計洪水量： $Q = 310\text{m}^3/\text{sec}$ (100 年確率)

固定堰長： $L_1 = 17.1\text{m}$

土砂吐幅： $L_2 = 3.0\text{m} \times 2 \text{ 門}$

(b) 堰上流側洪水位

設定洪水位： HWL. 256.70m

固定堰越流量： $Q_1 = 192.0\text{m}^3/\text{sec}$

土砂吐流下量： $Q_2 = 119.8\text{m}^3/\text{sec}$

合計流量： $Q = 192.0 + 119.8 = 311.8\text{m}^3/\text{sec} \approx 310\text{m}^3/\text{sec}$

従って、取水堰改修後の堰上流側洪水位は、HWL. 256.70m となる。

(c) 堤防嵩上げ高

左右堤防の天端標高は次のように決定する。

$$\begin{aligned} \text{堤防天端標高} &= \text{計画洪水位} + \text{堤防余裕高} \\ &= \text{HWL. } 256.70\text{m} + 0.60\text{m} \\ &= \text{EL. } 257.30\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{堤防嵩上げ高} &= \text{計画堤防天端標高} + \text{既設護岸工天端標高} \\ &= \text{EL. } 257.30\text{m} - \text{EL. } 256.80\text{m} \\ &= 0.50\text{m} \end{aligned}$$

(3) 取水口、沈砂池および水路取水工の設計

① 取水口

(a) 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、取水口敷高は、土砂吐敷高（EL. 252.90m）より土砂吐内水深（1.40m）の 1/2 に相当する 0.70m 高くして、取水口への土砂の流入を防止する。

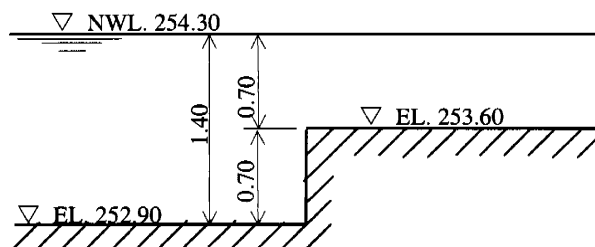


図 3-9 取水口敷高

- 取水口敷高 = EL. 252.90m + 0.70m = EL. 253.60m

(b) 取入流速

取水口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 を標準とする。

- ・ 流入流速 = 0.6 ~ 1.0m/sec

(c) 取入口幅

取入口幅は、取入口敷高および設計取水水位から求まる流入水深、並びに流入流速により次式で求める。

$$B = Q / (h_1 \cdot V) = 1.37 / (0.70 \times (0.6 \sim 1.0)) = 1.96 \sim 3.26 \text{ m}$$

ここで、**B** : 取入口幅 (m)

Q : 設計取水量、 $Q = 1.37 \text{ m}^3/\text{sec}$

h₁ : 流入水深、 $h_1 = \text{NWL. } 254.30\text{m} - \text{EL. } 253.60\text{m} = 0.70\text{m}$

V : 取入流速、 $V = 0.60 \sim 1.0 \text{ m/sec}$

- ・ 取入口幅 = 1.96 ~ 3.26m となるが、プロボ川での夜間のゲート操作を計画とおりに実施できない場合を考慮して、取入流速が小さくなるよう、取水口幅は $B = 3.0\text{m}$ とする。

なお、取入口には洪水時の洪水防止用に制水ゲートが必要である。洪水制水ゲートは、ゲート操作を容易にするため、ゲート幅：1.50m x 扉高：1.0m x 2門（四方背面水密スライドゲート）とする。

② 沈砂池

(a) 水理的条件

沈砂池の水理的条件は、次のとおりである。

- ・ 設計通水量 : $Q = 1.37\text{m}^3/\text{sec}$
- ・ 沈砂対象粒径 : $d = 0.5 \sim 40.0\text{mm}$ (地質調査・河床材料の粒度試験結果より、10~100%通過粒径を採用する)。
- ・ 沈砂池内流速 : $V = 0.4 \text{ m/sec}$ を目安とする。
- ・ 沈砂池内水深 : 幹線水路の水深を目安とする。 $h = 0.6\text{m}$ 程度

(b) 既設沈砂池の検討

既設沈砂池の水理条件

- ・ 沈砂池有効幅 : $B = 6.0\text{m}$ (既設幅は 12.0m であるが偏流が生じているため、有効幅は 6.0m 程度である)。
- ・ 沈砂池内水深 : 幹線水路の水深を目安とする。 $h = 0.60\text{m}$
- ・ 沈砂対象粒径 : $d = 0.5 \sim 40.0\text{mm}$ (地質調査・河床材料の粒度試験結果より、10~100%通過粒径を採用する)。
- ・ 沈砂池内流速 : $V = 1.37 / (6.0 \times 0.60) = 0.38 \text{ m/sec}$
- ・ 限界沈降速度 : $V_g = 0.049 \text{ m/sec}$ (最小粒径： $d_{\min.} = 0.6\text{mm}$ に対して)

既設沈砂池の沈砂溝の長さ

沈砂溝の長さは、次式で求められる。

$$L = K \cdot h / Vg \cdot V = (1.5 \sim 2.0) \times 0.60 / 0.049 \times 0.38 = 7.0 \sim 9.3 \text{ m} < \text{既設の長さ} : 13.0 \text{ m}$$

ここで、L : 沈砂溝の長さ (m)

K : 安全係数、K = 1.5~2.0

h : 有効水深、h = 0.60m

Vg : 限界沈降速度、Vg = 0.049m/sec (最小粒径 : d_{min.} = 0.5mm)

V : 沈砂池内流速、V = 0.38m/sec

従って、既設沈砂池の沈砂溝の長さ 13.0m は、十分な沈砂機能を有している。

③ 水路取水工

(a) 水理設計条件および水理縦断面

水理設計条件

- 1) 設計取水量 : Q = 1.37 m³/sec
- 2) 設計取水位 : NWL. 254.30 m
- 3) 設計取水口幅 : W = 1.50 x 2 + 0.60 = 3.60 m
- 4) 取水口敷高 : EL. 253.60 m
- 5) 幹線水路始点水理条件 :

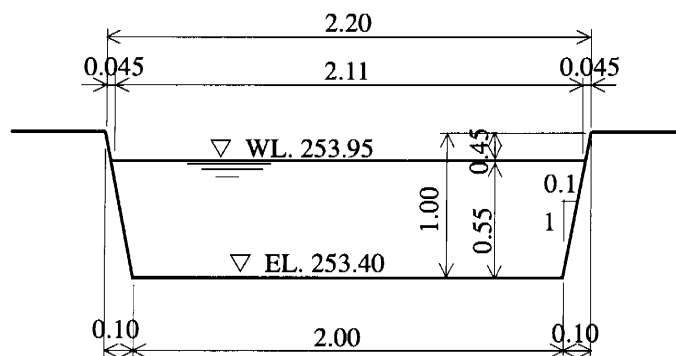


図 3-10 幹線水路始点断面 (STA. 0 + 030)

縦断面

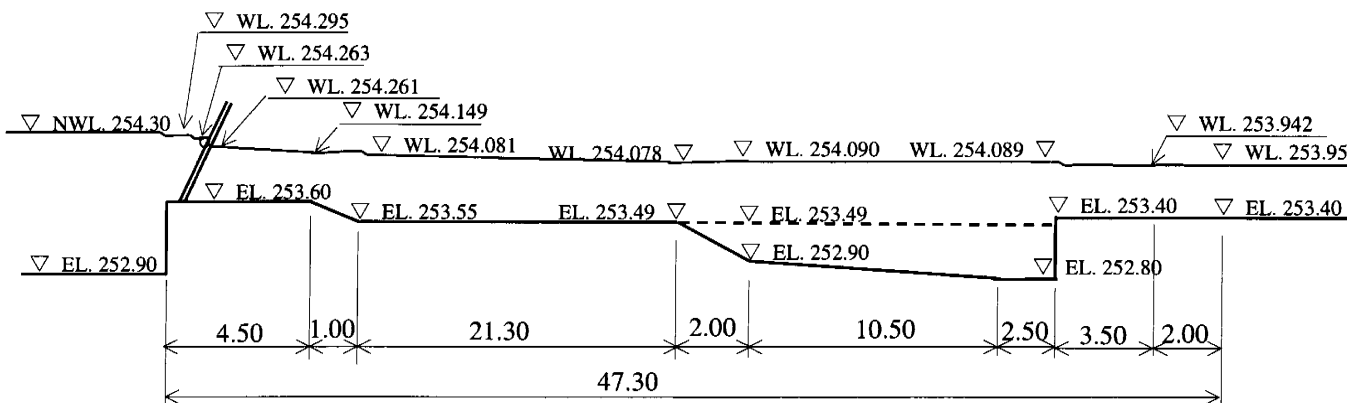


図 3-11 取水工および沈砂池縦断面図

(b) 水理計算

取水口（流入、段、摩擦、ピアールおよびスクリーン）、取付水路（曲がりおよび取付水路）、沈砂池（流入部および摩擦）並びに水路取水工（流入およびトランシジョン）における水位低下量を算定すると表 3-37 のとおりである（資料 8-10「水路取水工の設計」参照）。

表 3-37 各種水位低下量一覧

設計項目	設計条件	水位低下量	地点水位	備考
1.土砂吐内	取水流量：Q = 1.37m ³ /sec 土砂吐水深：h = 1.40m 接近流速：V = 0.0m/sec	—	計画取水位： NWL.254.300m	・接近流速は無視する。
2.取水口流入による水位低下	流入後水深：h = 1.395m 流入後流速：V = 0.27m/sec	水位低下量： 0.005m	流入後水位： WL.254.295m	・取水口形状：方形丸付 ・流入損失係数：fc = 0.2
3.段による水位低下	通過後水深：h = 0.676m 通過後流速：V = 0.56m/sec	水位低下量： 0.019m	段通過後水位： WL.254.276m	・通水面積の比率：A ₂ /A ₁ = 0.48 ・損失係数：f = 0.44
4.ピアールによる水位低下	通過後水深：h = 0.663m 通過後流速：V = 0.69m/sec	水位低下量： 0.013m	ピアール通過後水位： WL.254.263m	・ピアールの形状：円形 ・損失係数：C = 0.92
5.スクリーンによる水位低下	通過後水深：h = 0.661m 通過後流速：V = 0.69m/sec	水位低下量： 0.100m	スクリーン通過後水位： WL.254.163m	・スクリーンの形状：長方形 ・損失係数：fr = 0.09
6.取水口摩擦による水位低下	下流端水深：h = 0.549m 下流端流速：V = 0.83m/sec	水位低下量： 0.014m	取水口下流端水位： WL.254.149m	・平均勾配：I = 0.000575
7.取水口曲りによる水位低下	下流端水深：h = 0.531m 下流端流速：V = 0.81m/sec	水位低下量： 0.068m	取付水路上流端水位： WL.254.081m	・曲り角度：90° ・損失係数：fb = 1.0
8.取付水路摩擦による水位低下	下流端水深：h = 0.588m 下流端流速：V = 0.73m/sec	水位低下量： 0.003m	取付水路下流端水位： WL.254.078m	・平均勾配：I = 0.000436
9.沈砂池流入部による水位低下	上流端水深：h = 0.600m 上流端流速：V = 0.29m/sec	水位低下量： -0.012m	沈砂池上流端水位： WL.254.090m	・通水断面の拡大 ・損失係数：ft = 0.50
10.沈砂池摩擦による水位低下	下流端水深：h = 0.639m 下流端流速：V = 0.27m/sec	水位低下量： 0.001m	沈砂池下流端水位： WL.254.089m	・平均勾配：I = 0.000073
11.水路取水流入部による水位低下	流入後水深：h = 0.542m 流入後流速：V = 1.40m/sec	水位低下量： -0.147m	流入後水位： WL.253.942m	・取水工の形状：角形 ・損失係数：ft = 0.50
12.トランシジョンによる水位低下	幹線水路水深：h = 0.550m 幹線水路流速：V = 1.27m/sec	水位低下量： -0.008m	沈砂池上流端水位： WL.254.090m	・通水断面の拡大 ・損失係数：ft = 0.20
13.水位低下量の合計		合計水位低下量： 0.350m		

3-2-2-2-2 灌漑用水路施設

(1) 灌漑用水路の設計条件

① 灌漑用水路の計画通水量

最大灌漑用水量は、灌漑面積が最大となる雨期の代かき期である。従って、灌漑用水路の計画通水量は、灌漑面積 1,050ha の代かき期の用水量+水道施設取水量を加えた用水量とし、灌漑用水配水計画は図 3-12 のとおりとなる。

- 1) 幹線水路： 1.37～1.35 m³/sec
- 2) ラマスコラ 2 次水路： 0.96～0.16 m³/sec
- 3) リタバウ 2 次水路： 0.39～0.17 m³/sec

② 平均流速公式

灌漑用水路の平均流速公式は、マンニング公式を使用する。

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

ここに、V : 平均流速 (m/sec)

n : 粗度係数

水路橋鋼板またはコンクリート水路： 0.015

モルタル仕上げフルーム水路： 0.020

練り石積ライニング水路： 0.025

土水路（粘質ローム）： 0.030

土水路（前面雑草）： 0.035

R : 径深 (m)

I : 水路底勾配

③ 許容最大および最小流速

灌漑水路ライニングの耐久性を考慮して、許容最大流速を定める。また、灌漑用水路内に土砂の堆積を起こさない速さ、水中植物が繁茂して通水の妨げとならないように、許容最小流速を表 3-38 に定める。

表 3-38 許容最大および最小流速

ライニングの種類	許容最小流速 (m/sec)	許容最大流速 (m/sec)
土水路（ローム）	0.70	0.70
練石積水路	0.70	2.50
コンクリート水路	0.70	3.00
鋼製水路	0.70	4.50

ネット面積: 1,051 ha
単位用水量Q= 1.29%/s/ha
水道施設取水= 15%/s

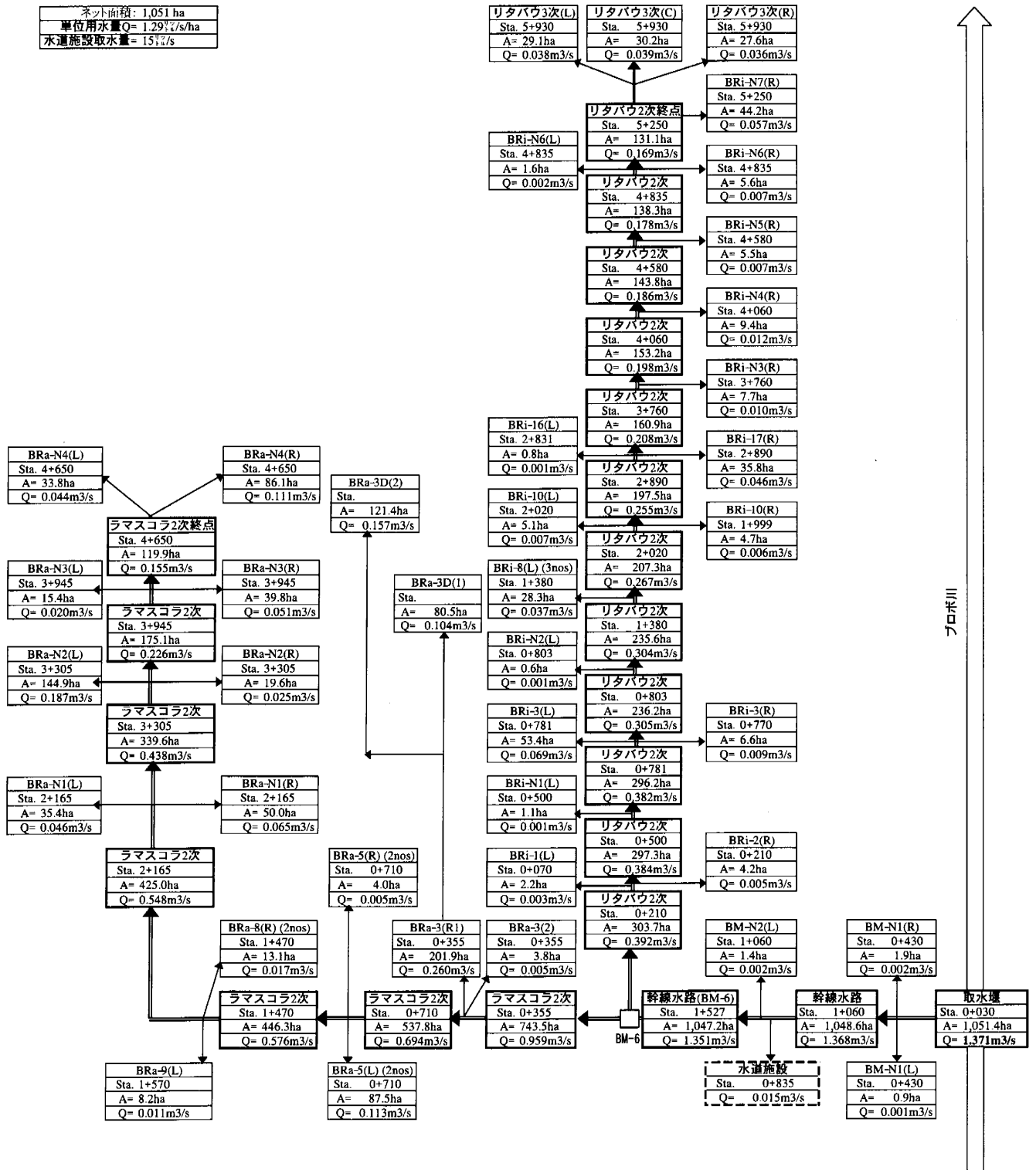


図 3-12 灌漑用水配水計画：ピーク時（雨期2月前期）

(2) 幹線水路

水路改修延長およびライニング工法、灌漑水路付帯施設の改修に対する方針に沿って、幹線水路の計画諸元を表 3-39 のとおりとする。

表 3-39 幹線水路の計画諸元

項目	施設規模等
1) 施設規模	計画流量： $Q_{max} = 1.37 \sim 1.35 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 延長： $L = 1,527\text{m}$ （全区間：ライニング水路）
2) 標準断面	水路タイプ： 練石積ライニング台形開水路 底幅： $1.60\text{m} \sim 5.70\text{m}$ 側壁高： $0.90\text{m} \sim 1.80\text{m}$ 天端幅： $1.60\text{m} \sim 7.10\text{m}$
3) 付帯構造物	水路橋： 1箇所（ $W: 1.60\text{m} \times H: 1.80\text{m} \times L: 40.00\text{m}$ ） 側溝余水吐： 1箇所（ $W: 2.10\text{m} \times H: 1.00\text{m} \times L: 2.50\text{m}$ ） 排砂施設： 1箇所（ $W: 1.00\text{m} \times H: 1.00\text{m} \times 2$ 連） 分土工： 1箇所（ $W: 1.00\text{m} \times H: 0.80\text{m} \times 2$ 連） 簡易分土工： 4箇所（ $\phi 100 \sim 300\text{mm}$ のパイプ） 落差工： 2箇所（ $\Delta H: 0.75 \sim 0.90\text{m} \times W: 1.6 \sim 2.1\text{m}$ ） 横断排水工： 4箇所（ $\phi 1,000\text{mm} \times 1 \sim 2$ 連横断パイプ） 排水流入工： 1箇所（ $W: 1.00\text{m} \times H: 0.7\text{m}$ ） コンクリート橋： 1橋（ $W: 2.5\text{m} \times L: 3.0\text{m}$ ） コンクリート歩道橋： 1橋（ $W: 0.5\text{m} \times L: 4.5\text{m}$ ） 木製歩道橋： 7橋（ $W: 0.3 \sim 1.0\text{m} \times L: 2.5 \sim 4.5\text{m}$ ） 洗場： 12箇所（ $L: 1.0 \sim 4.5\text{m} \times \Delta H: 0.3 \sim 0.45\text{m} \times 1 \sim 3$ 段）

(3) 2次水路

① ラマスコラ 2次水路

水路改修延長およびライニング工法、灌漑水路付帯施設の改修に対する方針に沿って、ラマスコラ 2次水路の計画諸元を表 3-40 のとおりとする。

表 3-40 ラマスコラ 2次水路の計画諸元

項目	施設規模等
1) 施設規模	計画流量： $Q_{max} = 0.96 \sim 0.16 \text{ m}^3/\text{sec}$ 延長： $L = 3,945\text{m}$ 既設ライニング区間： $1,570\text{m}$ 、新設ライニング区間： $2,375\text{m}$
2) 標準断面	水路タイプ： 練石積ライニング台形開水路 底幅： $0.40\text{m} \sim 1.60\text{m}$ 側壁高： $0.30\text{m} \sim 0.80\text{m}$ 天端幅： $1.00\text{m} \sim 3.20\text{m}$
3) 付帯構造物	分土工： 14箇所 簡易分土工： 8箇所 落差工： 2箇所（ $\Delta H: 1.2 \sim 1.4\text{m} \times W: 0.9 \sim 2.1\text{m}$ ） 横断排水工： 1箇所（ $\phi 1,000\text{mm} \times 1$ 連横断パイプ） 排水流入工： 1箇所（ $W: 0.5\text{m} \times H: 0.8\text{m}$ ） コンクリート橋： 13橋（ $W: 1.9 \sim 7.5\text{m} \times L: 2.0 \sim 4.0\text{m}$ ） 農道橋： 1橋（ $W: 5\text{m} \times L: 0.8\text{m}$ ） 木製歩道橋： 31橋（ $W: 0.3 \sim 2.5\text{m} \times L: 2.5 \sim 3.5\text{m}$ ） 洗場： 27箇所（ $L: 0.8 \sim 7.0\text{m} \times \Delta H: 0.2 \sim 0.45\text{m} \times 1 \sim 5$ 段）

② リタバウ 2 次水路

水路改修延長およびライニング工法、灌漑水路付帯施設の改修に対する方針に沿って、リタバウ 2 次水路の計画諸元を表 3-41 のとおりとする。

表 3-41 リタバウ 2 次水路の計画諸元

項 目	施 設 規 模 等
1) 施設規模	計画流量： $Q_{max} = 0.39 \sim 0.17 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 延 長： $L = 5,250\text{m}$ 既設ライニング 区間： 2,890m 新設ライニング 区間： 2,360m
2) 標準断面	水路タイプ： 練石積ライニング台形開水路 底 幅： 0.40m～1.10m 側 壁 高： 0.40m～0.80m 天 端 幅： 0.80m～2.30m
3) 付帯構造物	分 水 工： 15 箇所 簡易分水工： 11 箇所 急 流 工： 1 箇所 (W: 1.0m x H: 1.0m x L: 47.5m) 落 差 工： 17 箇所 (ΔH : 0.3～1.6m x W: 0.7～1.0m) 排水流入工： 5 箇所 (W: 0.1～0.6m x H: 0.4～0.7m x L: 5.0m) コンクリート橋： 13 橋 (W: 1.5～6.0m x L: 2.0～4.0m) 木製歩道橋： 81 橋 (W: 0.3～2.6m x L: 2.0～3.5m) 洗 場： 27 箇所 (L: 1.0～2.3m x ΔH : 0.2～0.35m x 1～3 段)

(4) 灌漑水路付帯施設

上記各水路の改修または補修を必要とする灌漑水路付帯施設は、表 3-42 のとおり整理される。

表 3-42 灌漑水路付帯施設一覧

付帯施設	箇 所 数				改修または補修
	幹線水路	ラマスコラ 2 次水路	リタバウ 2 次水路	合計	
1. 分水工	1	13	15	29	全面改修
2. 簡易分水工	4	0	1	5	部分改修
	0	8	10	18	全面改修又は新設
3. 落差工	2	2	17	21	全面改修
4. 側溝余水吐	1	0	0	1	部分補修
5. 洗場	12	24	27	63	全面補修
6. 排砂施設	1	0	0	1	全面改修
7. 急流工	0	0	1	1	部分補修
8. 横断排水工	4	1	0	5	部分改修
9. コンクリート橋	0	0	1	1	全面改修
	0	0	7	7	部分補修

3-2-2-3 水路橋練石積護岸擁壁

水路橋練石積護岸擁壁工の改修方針に沿って、以下のとおり改修される。

(1) 右岸練石積護岸

右岸練石積護岸工の計画諸元は、表 3-43 のとおりである。

表 3-43 水路橋右岸練石積護岸擁壁の計画諸元

項目	施設規模等				合計
	上流部	中流部	下流部（上段）	下流部（下段）	
1) 護岸擁壁工					
構造型式	練石積（改修）	練石積（既設）	練石積（改修）	練石積（新設）	練石積工
延長	17.0m	7.5m	22.0m	26.0m	72.5m
高さ	4.5m	4.5m	4.5m	3.0m	—
法勾配	1:0.5	1:0.5	1:0.5	1:0.5	—
2) 根固工					
構造型式	十字ブロック	十字ブロック		十字ブロック	十字ブロック
1個のサイズ	2.7m×2.7m×1.0m	2.7m×2.7m×1.0m	2.7m×2.7m×1.0m	2.7m×2.7m×1.0m	—
延長 x 幅	17.0m x 6.0m	7.5m x 6.0m	18.0m x 3.0m	24m x 6.0m	—

(2) 左岸練石積護岸

左岸練石積護岸工の計画諸元は、表 3-44 のとおりである。

表 3-44 水路橋左岸練石積護岸擁壁の計画諸元

項目	施設規模等	合計
1) 護岸擁壁工		
構造型式	練石積（新設）	練石積工（新設）
延長	34.0m	34.0m
高さ	4.5m	—
法勾配	1:1.0	—
2) 根固工		
構造型式	十字ブロック	十字ブロック
1個のサイズ	2.7m×2.7m×1.0m	2.7m×2.7m×1.0m
延長 x 幅	42.0m x 6.0m	42.0m x 6.0m

3-2-2-2-4 建築施設

(1) 水門管理棟

水門管理棟の計画諸元は、表 3-45 のとおりである。

表 3-45 水門管理棟の計画諸元

項目	施設規模等	備考
1) 設置位置	マリアナ I 取水堰左岸上流	・ゲート操作に便利な左岸側で、用地が確保し易い取水口の直上流とする。
2) 構造型式	平屋 RC 柱梁、壁ブロック造り、コンクリート基礎	・東ティモール国で実績の多い構造型式を採用した。
3) 総建物面積	4.2m x 3.5m = 14.7m ²	・ゲート管理者が昼間常駐できるスペースとした。
4) 管理室	3.0m x 3.5m = 10.5m ²	・簡易ベッド(1)、机(1)および椅子(2)程度を配置できるスペースとした。
5) 洗面所	1.2m x 3.5m = 4.2m ²	・着替え程度ができるスペースとした。

(2) 機材収納庫

機材収納庫の計画諸元は、表 3-46 のとおりである。

表 3-46 機材収納庫の計画諸元

項目	施設規模等	備考
1)設置位置	ラマスコラ 2 次水路の測点 STA.3+360 地点付近	・灌漑地区のほぼ中央部で、用地が確保し易く、既設道路からのアクセスの容易な地点を選定した。
2)構造型式	平屋 RC 柱梁、壁ブロック造り、コンクリート基礎	・東ティモール国で実績の多い構造型式を採用した。
3)総建物面積	10.5m x 6.5m = 68.25 m ²	・組合員約 30 人で集会できるスペース、洗面所、物入および廊下を配置した。
4)集会所	6.5m x 4.0m = 26.0 m ²	・組合員約 30 人で集会できるスペースとした。
5)資機材収納室	5.0m x 4.0m = 20.0 m ²	・ゲートハンドル 65 個、角落し 44 組を収納棚を置くスペースを確保した。
6)資料収納室	3.5m x 2.5m = 8.75 m ²	・マニュアル類等の資料棚を収納、閲覧できるスペースとした。
6)洗面所	1.5m x 1.5m = 2.25 m ²	・着替え程度ができるスペースとした。
7)物入	1.5m x 4.0m = 6.0 m ²	・ゲート等の維持管理用資材・工具を補完するスペースとした。
8)廊下	1.5m x 2.5m = 3.75 m ²	・幅 1.5m とし、人がすれ違って通れる標準的な幅とした。